UNIVERSITÀ DEGLI STUDI FIRENZE
Da un secolo, oltre.

IARG 2025 FIRENZE

gni g

GRUPPO NAZIONALE DI INGEGNERIA GEOTECNICA

ATTI DELL'INCONTRO ANNUALE DEI RICERCATORI DI GEOTECNICA

Edizioni AGI, Roma
ISBN: 9 788897 517238

ATTI DELL'INCONTRO ANNUALE DEI RICERCATORI DI GEOTECNICA

Editore: Edizioni AGI, Roma
ISBN: 9 788897 517238
Pubblicato sul sito https://www.iarg2025.unifi.it/
17/09/2025

L'Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica edizione 2025 si è svolto presso l'auditorium Sant'Apollonia in Firenze, dal 10 al 12 settembre. Durante l'incontro sono state presentati e discussi i contributi inviati dai Componenti del Gruppo Nazionale di Ingegneria Geotecnica (GNIG), suddivisi in 5 sessioni:

SESSIONE I: SPERIMENTAZIONE DI LABORATORIO E MODELLAZIONE COSTITUTIVA

Presidente: Manuela Cecconi, Università degli Studi di Perugia

SESSIONE II: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO E GEOTECNICA AMBIENTALE

Presidente: Francesca Ceccato, Università degli Studi di Padova

SESSIONE III: OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

Presidente Valentina Lentini, Università degli Studi di Enna "Kore"

SESSIONE IV: STABILITÀ DEI PENDII E TECNICHE DI CONSOLIDAMENTO

Presidente Emilia Damiano, Università degli Studi della Campania "Luigi Vanvitelli"

SESSIONE V: GEOTECNICA SISMICA

Presidente: Johann Antonio Facciorusso, Università degli Studi di Firenze

INDICE

SESSIONE I: SPERIMENTAZIONE DI LABORATORIO E MODELLAZIONE COSTITUTIVA

- Incrudimento rotazionale in elastoplasticità: definiamolo meglio I-1
  (Mortara G.; Di Prisco C.)
- Cella triassiale per la caratterizzazione di terreni saturi alle alte pressioni I-7
  (Annunziata L.; Iacopini D.; Vitale E.; Russo G.; Cavallari A.)
- Modellazione micro-macro della risposta anisotropa delle argille I-12
  (Rollo F.; Pagano A. G.; Magnanimo V.; Tarantino A.; Amorosi A.)
- Caratterizzazione termo-idro-meccanica di argille fessurate con prove di laboratorio I-17
  (Zizzi M.; Bottiglieri O.; Gola G.; Elia G.; Cotecchia F.)
- Caratterizzazione idro-meccanica di una piroclastite non satura I-23
  (Vitiello G.; Mele L.; Nicotera M. V.; Pirone M.)
- Influenza della struttura sulle proprietà meccaniche di un materiale piroclastico I-29
  di elevata porosità
  (Tommasi P.; Rotonda T.)
- Risposta meccanica dei riporti romani alle oscillazioni di falda: prove sperimentali
  e modellazione idro – meccanica accoppiata I-35
  (Pucci A.; Giomi I.)
- Prove sperimentali in piccola scala su apparati radicali semplificati soggetti a carichi ciclici I-41
  (Marrazzo G.; Galli A.)
- Using diffusive wave spectroscopy to study fault growth in a 2D biaxial apparatus I-47
  (Yadav S.; Russo G.; Vitale E.; Iacopini D.; Amon A.; Crassous J.; Camanni G.)
- Analisi 1D dell'installazione di condotte sottomarine in trincea tramite la teoria I-53
  della sedimentazione di Kynch
  (Cecinato F.; Della Vecchia G.; Pisanò F.)
- Un modello di previsione delle proprietà indice dei terreni stampati in 3D I-57
  (Starvaggi M.; Rosone M.; Rajeev P.; Ferrari A.)

- Sviluppo di bioleganti per il miglioramento meccanico dei terreni: primi risultati I-63
  (Pesce P.G.; Petti R.; Vitone C.; Vitale E.; Russo G.)
- Miglioramento delle proprietà termiche dei terreni I-69
  (Salvatore E.; Arciero M.; Arega Tadesse B.; Giovinco G.; Modoni G.)
- Influenza di lunghezza e orientazione delle fibre sulla caratterizzazione I-75
  di sabbie fibro-rinforzate
  (Arciero M.; Salvatore E.; Modoni G.; Tengattini A.; Viggiani G.)
- Proprietà filtro del calcestruzzo permeabile per applicazioni geotecniche I-81
  (Ziccarelli M.; Rosone M.; Sapienza G.; Casella A.)
- Progettazione e sviluppo di un sensore capacitivo per la misura del contenuto d'acqua: I-87
  validazione sperimentale in laboratorio
  (Papini N.; Placidi P.; Cecconi M.; Tarantino A.)
- Effetti del criosollevamento su pali di fondazione: una modellazione in centrifuga I-93
  (Viglianti A.)

SESSIONE II: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO E GEOTECNICA AMBIENTALE

- Valutazione della performance di un modello analitico per la stima dei profili di temperatura nel terreno in un pendio in interazione con l'atmosfera (Donvito S.E.; Zizzi M.; Tagarelli V.; Elia G.; Bottiglieri O.; Cotecchia F.) II-1
- Modellazione numerica a grandi deformazioni di prove CPT condotte in sabbia densa e molto densa (Orlando G.; Govoni L.; Lillie C.) II-7
- Misure in-situ per lo studio del contributo della vegetazione alla stabilità di versante: il caso studio di Nottoria (Norcia; PG) (Lepri A.; Fraccica A.; Cecconi M.) II-13
- Riuso di terreni condizionati provenienti da scavi meccanizzati (Altieri M.; Vitale E.; Russo G.) II-19
- Studio numerico dell'efficienza di un muro geotermico per lo stoccaggio di calore nel sottosuolo (Alvi M.R.; Insana A.; Barla M.) II-24
- Studio dello standard IFC per l'implementazione di una piattaforma BIM-based per la geotecnica (Servodio M.; Marcellino G.; Zeolla E.; Da Porto F.; Zanchetta C.; Sica S.) II-30
- Applicazione della metodologia BIM all'ingegneria geotecnica: un caso studio sulle infrastrutture lineari siciliane (Giarratana L.; Castelli F.; Lentini V) II-37
- Estrazione delle microplastiche dai terreni: ulteriori sviluppi (Geppetti A.; Meoni A.; Facciorusso J. A.) II-43

SESSIONE III: OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

- Cedimenti indotti per imbibizione in terreni collassabili III-1
  (Giomi I.; Rocca R.J.; Francisca F.M.)
- Comportamento meccanico di fondazioni a cassone: III-7
  evidenze sperimentali da prove in centrifuga
  (Boccieri G.; Cesaro R.; Conti R.; Di Laora R.; Flessati L.; Marveggio P.)
- Capacità portante di fondazioni su pali sotto azioni generalizzate in terreni coesivi III-13
  (Potini F.; Viggiani G.M.B.; Conti R.)
- Un contributo sulla definizione del dominio di interazione Nu-Mu di una platea su pali III-19
  (Manna D.; Cesaro R.; Di Laora R.; Iodice C.; Mandolini A.)
- Palificate soggette a carichi ciclici in terreni coesivi: analisi numeriche e interpretazione teorica III-25
  (Corigliano M.; Zerbi M.; Flessati L.; Di Prisco C.)
- Effetti del fluido termovettore circolante a temperature sottozero III-31
  sulle prestazioni dei micropali energetici
  (Romiti G.; Gerola M.; Scuderi F.; Guida G.; Cecinato F.)
- Analisi sperimentale e numerica del comportamento termo-meccanico di palancole III-37
  termo-attive
  (Morcioni A.; Gerola M.; Cecinato F.)
- Studio numerico del comportamento termo-idro-meccanico di micropali energetici in argilla III-43
  (Ciardi G.; Tamagnini C.)
- L'interazione terreno-struttura sulla prestazione sismica dei sistemi di protezione III-48
  a massa accordata (TMD): un aggravio o un'opportunità?
  (Gorini D.N.; Marrazzo P.R.; Nastri E.; Montuori R.)
- Effetto della modellazione costitutiva della muratura sulla risposta degli edifici storici III-54
  di Roma allo scavo meccanizzato
  (Guglielmotti V.; Gaudio D.; Rampello S.)
- The retrofit of Margherita palace damaged during L'Aquila earthquake: site response analysis III-60
  and NDT testing for design the reinforcement works
  (Totani F.; Nakamura Y.; Ranalli D.; Durante C.; Totani G.)

- Il ruolo della permeabilità nella risposta sismica di una galleria in terreni liquefacibili III-66
  (Caldarini G.; Rollo F.; Amorosi A.; Boldini D.)
- Modellazione del comportamento termomeccanico della diga di Ponte Cola III-72
  (Marchiori F.; Turchetti O.; Brezzi L.)
- Monitoraggio multi-sensore della diga di Ponte Cola: confronto tra tecniche tradizionali III-78
  e sensori distribuiti in fibra ottica (Turchetti O; Marchiori F.; Cola S.; Brezzi L.)
- Aggiornamento di soglie per la valutazione della prestazione sismica di dighe III-84
  in materiali sciolti (Nardo A.; Biondi G.; Cascone E.)
- MERCURIO: sisteMa di monitoraggio intElligente e multipiattafoRma per la siCURezza III-90
  dell'Infrastruttura ferrOviaria
  (Cascella E.; Cozzolino L.; Russo G.; Vitale E.; Di Martire D.; Graziano M.D.; Striano V.;
  Rovito P.; Continisio L.)
- Analisi della carbon footprint per la realizzazione di un rilevato ferroviario III-97
  (Passaro G.; Iannicelli D.; Palamides S.; Vitale E.; Russo G.)
- Effetto dei flussi di filtrazione sulle prestazioni delle fondazioni dei ponti all'interno III-103
  dei corsi d'acqua
  (Vené L.; Squeglia N.; Stacul S.; Ballio F.)
- Scour effects on the foundations of a historic bridge III-109
  (Ambrosino A.; Jones L.; Anastasopoulos I.; Sica S.)
- Sensori puntuali e distribuiti per il monitoraggio dei rilevati arginali III-115
  (Bertolini I.; Höttges A.; Marchi M.; Gottardi G.; Rabaiotti C.)
- Sperimentazione in vera grandezza per lo studio del fenomeno di erosione retrogressiva III-121
  al di sotto delle strutture arginali
  (Dodaro E.; Tumedei E.; Marchi M.; Gottardi G.; Tonni L.)
- Modellazione numerica di prove di carico su ancoraggi strumentati: primi risultati III-127
  (Senigagliesi M.; Ruggeri P.; Fruzzetti V.M.E.; Scarpelli G.)
- Monitoraggio di frane a cinematica lenta: applicazione di un innovativo III-133
  smart estenso-inclinometro
  (Molitierno E.; Damiano E.; De Cristofaro M.; Glade T.; Marr P.; Olivares L.)

SESSIONE IV: STABILITÀ DEI PENDII E TECNICHE DI CONSOLIDAMENTO

- Interazione terreno-vegetazione-atmosfera: il gruppo scientifico ROOTS — IV-1
  (Tagarelli V.; Cecconi M.; Cotecchia F.)
- Ruolo della vegetazione nell'interazione suolo-atmosfera — IV-7
  (Sequino G.; Comegna L.; Greco R.; Rianna G.; Urciuoli G.)
- Rain-Induced Displacements as a Metric for Slope Hazard Assessment — IV-13
  (Tawalo A.; Falcone G.; D'Onofrio A.; Pirone M.; Urciuoli G.)
- Un approccio integrato per la mitigazione del rischio di colata rapida: risultati preliminari del progetto PRIN "PROMISE" — IV-19
  (Pirone M.; Vitiello G.; Ramondini M.; Santo A.; Urciuoli G.; Casini F.; D'Alessio G; Pedone G.; Argani L.P.)
- Deep learning e XAI per prevedere ed interpretare la suscettibilità alle frane superficiali indotte da pioggia, includendo gli effetti della vegetazione — IV-25
  (Misiano S.; Gatto M.P.A.; Montrasio L.)
- Efficacia di sistemi drenanti nelle frane di argilla: influenza della permeabilità della banda di scorrimento — IV-31
  (Vassallo R.; Ostuni G.; Di Maio C.)
- Meccanismi d'interazione tra pali di stabilizzazione e corpo di frana in condizioni drenate e non drenate — IV-37
  (Averto C.; Pirone M.; Urciuoli G.)
- Modellazione numerica agli elementi finiti degli spostamenti da frana indotti da processi erosivi al piede — IV-43
  (Tagarelli V.; Cotecchia F.; Puzrin A.)
- Una metodologia speditiva per la valutazione dell'interazione tra frane potenziali (soil slip) e infrastrutture — IV-49
  (Gatto M.P.A.; Montrasio L.)
- Integration of multi-source data for conceptual modelling of landslide mechanisms in complex geo-hydro-mechanical settings — IV-55
  (Losacco N.; Cotecchia F.; Vitone C.; Santaloia F.; Palladino G.)

- 3D seepage analysis of a landslide basin in a tectonised turbiditic formation IV-61
  (Bufano V.; Losacco N.; Cotecchia F.)
- Analisi di stabilità dei fronti di scavo del sito archeologico di Ercolano IV-67
  (Casablanca O.; Zimbardo M; Scotto di Santolo A.)
- *SlideSafe*: verso un applicativo per la zonazione dinamica probabilistica della pericolosità da frana superficiale IV-73
  (Ciardi G.; Facciorusso J.A.; Uzielli M.; Madiai C.)
- Modelli fisicamente basati e intelligenza artificiale per la valutazione speditiva delle condizioni di stabilità dei versanti IV-79
  (Volpe E.; Giomi I.; Peiro Y.; Baldassini M.; Pistolesi F.; Cattoni E.)
- Landslide susceptibility maps in alpine areas subjected to climate change by using a machine learning-based approach IV-85
  (Pourfatollah A.; Insana A.; De Biagi V.; Barla M)
- Investigating temperature effects on deformation of high mountain huts IV-91
  (Bai Y.; Calvetti F.)
- Un approccio agli spostamenti per il progetto delle opere di difesa da flussi granulari secchi IV-97
  (Zerbi M.; Calvetti F.; Di Prisco C.)
- Primi risultati e considerazioni su un database a più variabili relative al rinforzo dei terreni dovuto alla presenza di apparati radicali IV-103
  (Geppetti A.; Dani A.; Preti F.; Uzielli M.)
- Numerical modelling and analysis of slope stability: a case study along the E40 Babarcote – Cañar Road IV-110
  (Lentini V.; Pinargote K.)

SESSIONE V: GEOTECNICA SISMICA

- Aspetti inerziali e cinematici dell'interazione tra fondazioni V-1
  (Zeolla E.; De Silva F.; Sica S.)
- Valutazione semplificata dell'impedenza dinamica di platee su pali V-8
  (Ronci R.; Conti R.)
- Osservazione sperimentale e simulazione numerica di effetti non lineari sull'interazione terreno-struttura V-13
  (Lusi T.; De Silva F.; Silvestri F.)
- Curve di fragilità di opere geotecniche nelle infrastrutture stradali V-19
  (De Silva F.; Dionisio F.; Abbatiello V.; Amendola C.; Conti R.)
- Terremoti Near-Fault: case-histories e sperimentazione su modelli V-25
  (Simonelli A.L.; Marotti E.; Penna A.; De Risi R.; Dietz M.; Mylonakis G.)
- Valutazione del ruolo della risposta sismica locale nell'analisi di pericolosità sismica con approccio non-ergodico su scala regionale V-31
  (Zimmaro P.; D'Onofrio A.; Amoroso S.; Ausilio E.; Barbagelata M.; Cairo R.; Costanzo A.; Critelli S.; Di Buccio F.; Falcone G.; Falsetta E.; Franco G.; Pagliaroli A.; Silvestri F.; Spavone P; Tripodi V.)
- Fattori di amplificazione da modellazione numerica monodimensionale per applicazioni probabilistiche non-ergodiche V-37
  (D'Onofrio A.; Di Buccio F.; Pagliaroli A.; Spavone P.; Barbagelata M.; Zimmaro P.; Amoroso S.; Ausilio S.; Cairo R.; Costanzo A.; Critelli S.; Falcone G.; Falsetta E.; Silvestri F.; Tripodi V.)
- Studio parametrico di un modello costitutivo per le analisi di risposta sismica locale di San Giuliano Di Puglia V-43
  (Fierro T.; Santucci de Magistris F.; Arduino P.)
- Scenari di scuotimento su scala geospaziale compatibili con la pericolosità sismica italiana V-49
  (Franco G.; Zimmaro P.)
- Relazioni empiriche per la valutazione della resistenza residua di terreni liquefacibili V-55
  (Conte E.; De Marco G.; Minh Le T.; Parise A.; Porzio S.; Pugliese L.; Troncone A.)

- Un metodo semplificato per la stima dei cedimenti di fondazioni superficiali in presenza di sovrappressioni interstiziali sismoindotte V-61
  (Elia S.; Valtucci F.; Flora A.; Lirer S.)
- Cedimenti sismo-indotti a Gölbaşi (Turchia): evidenze sperimentali V-67
  (Valtucci F.; Flora A.)
- Innalzamento del livello del mare dovuto ai cambiamenti climatici e suscettibilità alla liquefazione sismica: un caso di studio nell'area costiera calabrese V-73
  (Tomasello G.; Porcino D.D.)
- Valorizzazione sostenibile dei sedimenti marini: stabilizzazione chemo-meccanica con materiali di scarto V-79
  (Petti R.; Plötze M.; Puzrin A.; Vitone C.)
- Effects of geometric changes on the displacement of natural slopes V-84
  (Giuseppe Di Filippo; Giovanni Biondi; Ernesto Cascone; Andrea Nardo; Orazio Casablanca)
- Un modello surrogato per la stabilità dei pendii in condizioni sismiche V-90
  (Travaglione R.; Penna A.; Simonelli A.L.; De Risi R.)
- Valutazione degli spostamenti indotti da sisma in un pendio naturale mediante analisi FEM elasto-plastiche V-96
  (Di Lernia A.; Fratti Scapati A.; Elia G.)
- Analisi 3D per lo studio degli effetti di sito in un pendio attraversato da una galleria: il caso di Costa Del Canneto V-102
  (Di Lernia A.; Elia G.; Falcone G.)
- Effetti sismici dovuti alla topografia e rischio valanghe: il caso studio del Monte Siella (appennino centrale) V-108
  (Totani F.; Aloisio A.; Pasca D.P.)

SESSIONE I

SPERIMENTAZIONE DI LABORATORIO E MODELLAZIONE COSTITUTIVA

SESSIONE I

SPERIMENTAZIONE DI LABORATORIO E MODELLAZIONE COSTITUTIVA

INCRUDIMENTO ROTAZIONALE IN ELASTOPLASTICITÀ: DEFINIAMOLO MEGLIO

Giuseppe Mortara
Università Mediterranea di Reggio Calabria
giuseppe.mortara@unirc.it

Claudio di Prisco
Politecnico di Milano
claudio.diprisco@polimi.it

Sommario
In questa nota gli autori introducono il concetto di "incrudimento rotazionale puro" che consiste nella rotazione rigida della superficie di plasticizzazione o del potenziale plastico nello spazio degli sforzi. Contrariamente ai metodi usualmente impiegati in letteratura, che generano pseudo-rotazioni delle superfici, associate a distorsioni spurie, il presente approccio non implica alcuna alterazione del dominio soggetto a incrudimento né nei piani meridiani né in quelli deviatorici. L'incrudimento rotazionale puro si basa sulla trasformazione di Householder che viene introdotta poiché il tradizionale uso degli invarianti misti non è appropriato.

1. Introduzione

La superficie di plasticizzazione e il potenziale plastico, definite nel seguito genericamente superfici, sono ingredienti fondamentali per la definizione dei modelli elastoplastici. Per i terreni, in particolare, la loro definizione deve tenere conto della forma non circolare delle sezioni deviatoriche e dell'anisotropia della loro evoluzione nello spazio delle tensioni. I due aspetti citati sono legati dal fatto che non è semplice ottenere l'evoluzione delle superfici senza alterarne la forma sia nei piani meridiani sia in quelli deviatorici. Indipendentemente dal tipo di anisotropia, inerente o indotta, l'evoluzione delle superfici dipende da un tensore unitario del secondo ordine χ_{ij} (definito in letteratura back-stress) che descrive, alla macro-scala, la direzionalità della micro-struttura del materiale (Ghaboussi e Momen, 1982; di Prisco e al., 1993). In caso di anisotropia, l'espressione delle superfici dovrà tenere conto sia del tensore degli sforzi efficaci σ_{ij} sia di χ_{ij}. Tuttavia, quasi tutti i modelli in letteratura introducono distorsioni parassite che possono anche portare, a seguito della rotazione delle superfici, a perdite di convessità o di esistenza (Ghaboussi e Momen, 1982; Prevost, 1985; Anandarajah e Dafalias, 1986). Pochi approcci in letteratura riescono ad imporre un incrudimento puramente rotazionale a superfici definite nello spazio degli sforzi e sono quelli di di Prisco e Mortara (2013), che tuttavia si applica a superfici a sezione deviatorica circolare, e quello messo a punto recentemente da Mortara e di Prisco (2025).

2. Alcuni approcci all'incrudimento rotazionale

La definizione del comportamento anisotropo dei terreni necessita l'introduzione della legge di evoluzione del tensore χ_{ij}: se il comportamento del materiale è isotropo, $\chi_{ij} = \delta_{ij}/\sqrt{3}$ dove δ_{ij} è il delta di Kronecker; se il comportamento è anisotropo, $\chi_{ij} \neq \delta_{ij}/\sqrt{3}$ e la norma $\|\chi_{ij} - \delta_{ij}/\sqrt{3}\|$ rappresenta una misura dell'anisotropia del materiale. In figura 1 sono rappresentati graficamente gli invarianti misti $\overline{r}$ e $\overline{t}$:

$$\overline{r} = \sigma_{ij}\chi_{ij} \tag{1}$$

$$\overline{t} = \sqrt{\overline{s}_{ij}\overline{s}_{ij}} \tag{2}$$

dove

$$\overline{s}_{ij} = \sigma_{ij} - \overline{r}\,\chi_{ij} \tag{3}$$

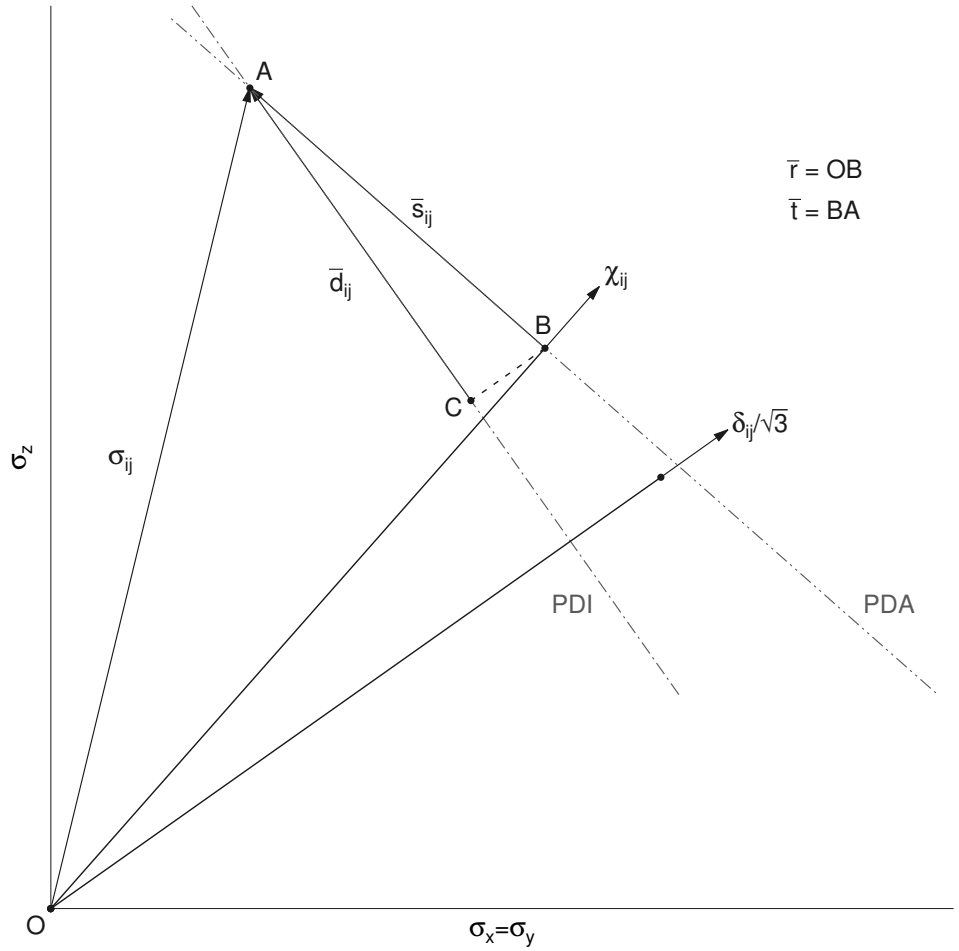


Figura 1. Rappresentazione grafica nel piano di Rendulic del tensore degli sforzi efficaci σ_{ij}, del tensore deviatorico $\overline{s}_{ij}$ e degli invarianti $\overline{r}$ e $\overline{t}$.

In figura, gli acronimi PDI e PDA sono usati per distinguere i piani deviatorici isotropi da quelli anisotropi.

La definizione tramite invarianti dello stato di sforzo non è completa se non si introduce la deviazione dello stato di sforzo dalle condizioni di assialsimmetria. Ghaboussi e Momen (1982) definiscono l'angolo di Lode semplicemente adattandone la definizione al caso anisotropo:

$$\overline{\theta}_{GM} = \frac{1}{3}\arccos\left[\sqrt{6}\,\frac{\overline{s}_{ij}\overline{s}_{jk}\overline{s}_{kl}}{\left(\overline{s}_{mn}\overline{s}_{mn}\right)^{3/2}}\right] \tag{4}$$

Sfortunatamente, tale definizione è errata poichè $\overline{s}_{ij}\delta_{ij} \neq 0$ e di conseguenza, come mostrato in figura 2(a), la funzione $\cos 3\overline{\theta}_{GM}$ non ha le caratteristiche della funzione coseno. Anandarajah e Dafalias (1986) definiscono differentemente l'angolo di Lode sulla base del tensore $\overline{d}_{ij}$ mostrato in figura 1:

$$\overline{\theta}_{AD} = \frac{1}{3}\arccos\left[\sqrt{6}\,\frac{\overline{d}_{ij}\overline{d}_{jk}\overline{d}_{kl}}{\left(\overline{d}_{mn}\overline{d}_{mn}\right)^{3/2}}\right] \tag{5}$$

Questa volta, $\overline{d}_{ij}\delta_{ij} = 0$ ma in condizioni anisotrope le superfici si distorcono perdendo la convessità come mostrato in figura 2(b).

L'approccio più semplice per definire la forma deviatorica delle superfici, nonché quello più usato in letteratura, è quello di Prevost (1985), che definisce il tensore deviatorico degli sforzi come:

$$\tilde{s}_{ij} = \sigma_{ij} - p\left(\delta_{ij} + \alpha_{ij}\right) \tag{6}$$

ove il tensore del secondo ordine α_{ij}, tale che $\alpha_{ij}\delta_{ij} = 0$, rappresenta il centro della superficie deviatorica

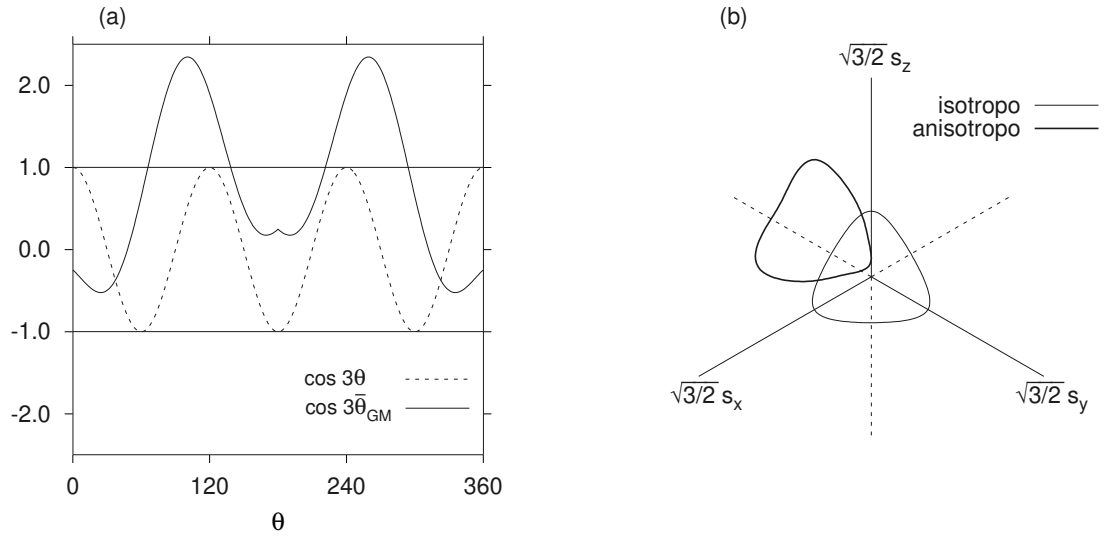


Figura 2. (a) Variazione delle variabili $\cos 3\overline{\theta}_{GM}$ e $\cos 3\theta$; (b) Concavità della superficie prodotta dall'uso della variabile $\overline{\theta}_{AD}$ definita da Anandarajah e Dafalias (1986).

nel PDI. L'angolo di Lode di Prevost (1985) è calcolato inserendo $\tilde{s}_{ij}$ nella (4). Di conseguenza, la forma deviatorica delle superfici nel caso anisotropo è uguale a quella del caso isotropo e la superficie risultante è distorta. La relazione che lega χ_{ij} a α_{ij} è la seguente:

$$\chi_{ij} = \frac{\delta_{ij} + \alpha_{ij}}{\sqrt{(\delta_{mn} + \alpha_{mn})\,(\delta_{mn} + \alpha_{mn})}} \tag{7}$$

3. Trasformazione di Householder

La trasformazione di Householder (1958) consente, dato un vettore, di determinare, nello stesso sistema di riferimento, le componenti del vettore riflesso rispetto a un dato iper-piano. Al fine di usare tale trasformazione, le componenti T_{ij} di un generico tensore devono essere trasformate nelle componenti v_k di un vettore nel modo seguente: $v_1 = T_{xx}$, $v_2 = T_{yy}$, $v_3 = T_{zz}$, $v_4 = v_7 = T_{xy}$, $v_5 = v_8 = T_{yz}$, $v_6 = v_9 = T_{zx}$. Nel seguito vettori e matrici saranno indicati in grassetto. L'obiettivo di nostro interesse è quello di trasformare $\boldsymbol{\delta}/\sqrt{3}$ in $\boldsymbol{\chi}$ tramite l'equazione matriciale:

$$\boldsymbol{\chi} = \mathbf{H}\boldsymbol{\delta}/\sqrt{3} \tag{8}$$

dove $\mathbf{H}$ è una matrice ortogonale ($\mathbf{H}\mathbf{H}^T = \mathbf{H}^T\mathbf{H} = \mathbf{I}$) data da

$$\mathbf{H} = \mathbf{I} - \frac{\left(\boldsymbol{\delta}/\sqrt{3} + \boldsymbol{\chi}\right)\left(\boldsymbol{\delta}/\sqrt{3} + \boldsymbol{\chi}\right)^T}{1 + \boldsymbol{\chi}^T\boldsymbol{\delta}/\sqrt{3}} + 2\boldsymbol{\chi}\boldsymbol{\delta}^T/\sqrt{3} \tag{9}$$

essendo $\mathbf{I}$ la matrice identità. I lettori interessati alla dimostrazione della (9) sono rimandati all'articolo di Mortara e di Prisco (2025). La rotazione avviene rispetto a un vettore $\mathbf{u}$, che rappresenta l'elemento neutro della trasformazione, quindi tale che $\mathbf{u}^T\boldsymbol{\delta}/\sqrt{3} = \mathbf{u}^T\boldsymbol{\chi} = 0$, e questo implica che la superficie non subisce alcuna torsione durante la trasformazione.

In accordo con la (8), una volta assegnato il vettore tensione $\boldsymbol{\sigma}$, appartenente alla superficie anisotropa $f(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\xi}, \boldsymbol{\chi}) = 0$, dove $\boldsymbol{\xi}$ è il vettore delle variabili di incrudimento isotrope, è possibile determinare il vettore $\boldsymbol{\sigma}^*$ che appartiene alla superficie isotropa $f^*(\boldsymbol{\sigma}^*, \boldsymbol{\xi}) = 0$ in base all'equazione:

$$\boldsymbol{\sigma}^* = \mathbf{H}^T\boldsymbol{\sigma} \tag{10}$$

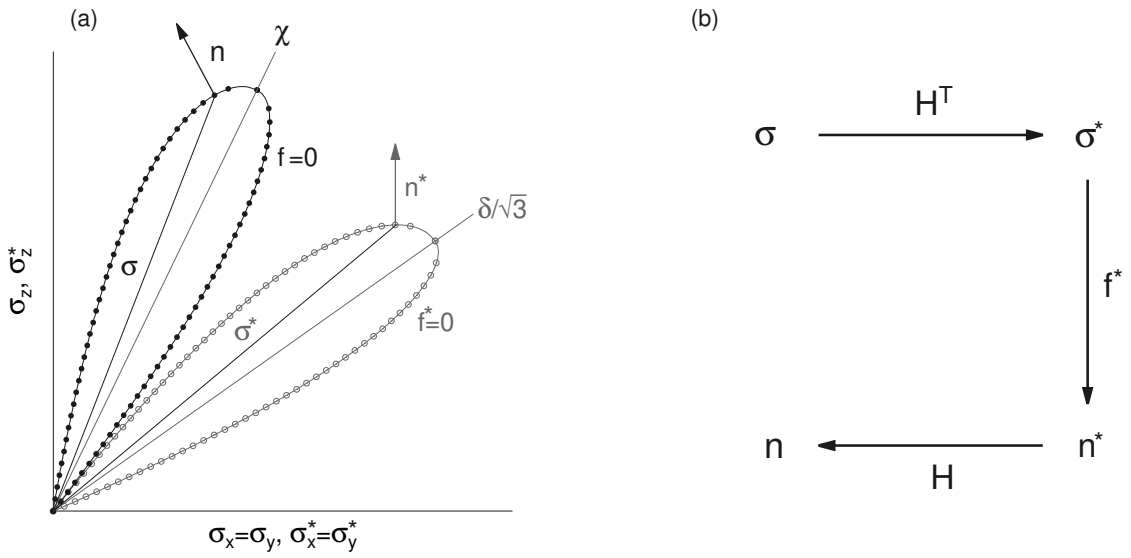


Figura 3. (a) Trasformazione di Householder di una superficie nel piano di Rendulic; (b) Diagramma di flusso per il calcolo del gradiente della superficie.

Gli invarianti isotropi r^* e t^* sono allora dati da:

$$r^* = \boldsymbol{\sigma}^{*T}\boldsymbol{\delta}/\sqrt{3} = \left(\mathbf{H}^T\boldsymbol{\sigma}\right)^T \mathbf{H}^T\boldsymbol{\chi} = \boldsymbol{\sigma}^T\mathbf{H}\mathbf{H}^T\boldsymbol{\chi} = \boldsymbol{\sigma}^T\boldsymbol{\chi} = \overline{r} \tag{11}$$

$$t^* = \sqrt{\mathbf{s}^{*T}\mathbf{s}^*} = \sqrt{\left(\mathbf{H}^T\overline{\mathbf{s}}\right)^T \mathbf{H}^T\overline{\mathbf{s}}} = \sqrt{\overline{\mathbf{s}}^T\mathbf{H}\mathbf{H}^T\overline{\mathbf{s}}} = \sqrt{\overline{\mathbf{s}}^T\overline{\mathbf{s}}} = \overline{t} \tag{12}$$

Al contrario dell'invariante deviatorico t^*, l'angolo di Lode θ^* non può essere calcolato inserendo $\mathbf{s}^*$ nell'espressione (4) e questo spiega la difficoltà di definire tale variabile nel caso anisotropo. Con l'approccio riportato in questa nota, invece, visto che la superficie $f(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\xi}, \boldsymbol{\chi}) = 0$ può essere ruotata ottenendo la superficie $f^*(\boldsymbol{\sigma}^*, \boldsymbol{\xi}) = 0$, l'angolo di Lode $\overline{\theta}$ è semplicemente uguale all'angolo di Lode θ^*.

Il calcolo dei gradienti delle superfici è spiegato graficamente nella figura 3 che mostra (a) la superficie f e la sua controparte f^* ottenuta con la trasformazione di Householder e (b) il diagramma di flusso per il calcolo del gradiente della superficie. Come mostrato in figura 3(a) l'obiettivo è il calcolo del gradiente della superficie $\mathbf{n}$ nel punto di coordinate $\boldsymbol{\sigma}$:

$$\mathbf{n} = \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \frac{\partial f^*}{\partial \boldsymbol{\sigma}^*}\frac{\partial \boldsymbol{\sigma}^*}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{H}\frac{\partial f^*}{\partial \boldsymbol{\sigma}^*} = \mathbf{H}\mathbf{n}^* \tag{13}$$

Pertanto, come mostrato in figura 3(b), noto lo stato tensionale $\boldsymbol{\sigma}$, lo si trasforma nello stato tensionale $\boldsymbol{\sigma}^*$ mediante la trasposta della (9), si calcola il gradiente della superficie isotropa f^* e, infine, si applica la trasformazione di Householder per calcolare le componenti del gradiente della superficie anisotropa.

4. Alcuni esempi

Per esemplificare l'approccio appena descritto si è scelto di rappresentare la funzione 3FCO (Mortara, 2019) la quale garantisce che tutti gli stati tensionali appartenenti alla superficie siano contenuti nel primo ottante dello spazio degli sforzi principali. I parametri utilizzati per rappresentare la superficie in figura 4 sono quelli che permettono di approssimare al meglio la superficie del modello Cam-Clay originale (Schofield e Wroth, 1968) che, come noto, ha alcuni problemi che ne limitano l'implementazione. I parametri della funzione meridiana sono: $m_1 = 2.150$, $n_1 = 2.097$, $c_1 = 4.429$, $m_2 = 1.904$, $n_2 = 1.348$, $c_2 = 1.500$, $m_3 = 0.415$, $n_3 = 1.000$, $c_3 = 0.500$, mentre quelli della funzione deviatorica sono $k_1 = k_2 = k_3 = k_4 = 0$, che equivalgono alla scelta della forma deviatorica coincidente con quella del criterio di Matsuoka and Nakai (1974). In figura 4 vengono mostrate differenti viste: in (a) la vista spaziale evidenzia una condizione generica determinata dal vettore $\boldsymbol{\chi}$ di componenti $\chi_x = 0.5871, \chi_y = 0.5116, \chi_z = 0.6274$; in (b) la superficie è rappresentata nel piano di Rendulic, ove è evidente che nessun punto della superficie è in trazione; in (c) secondo una vista deviatorica frontale, dalla quale si evince che per bassi rapporti tensionali

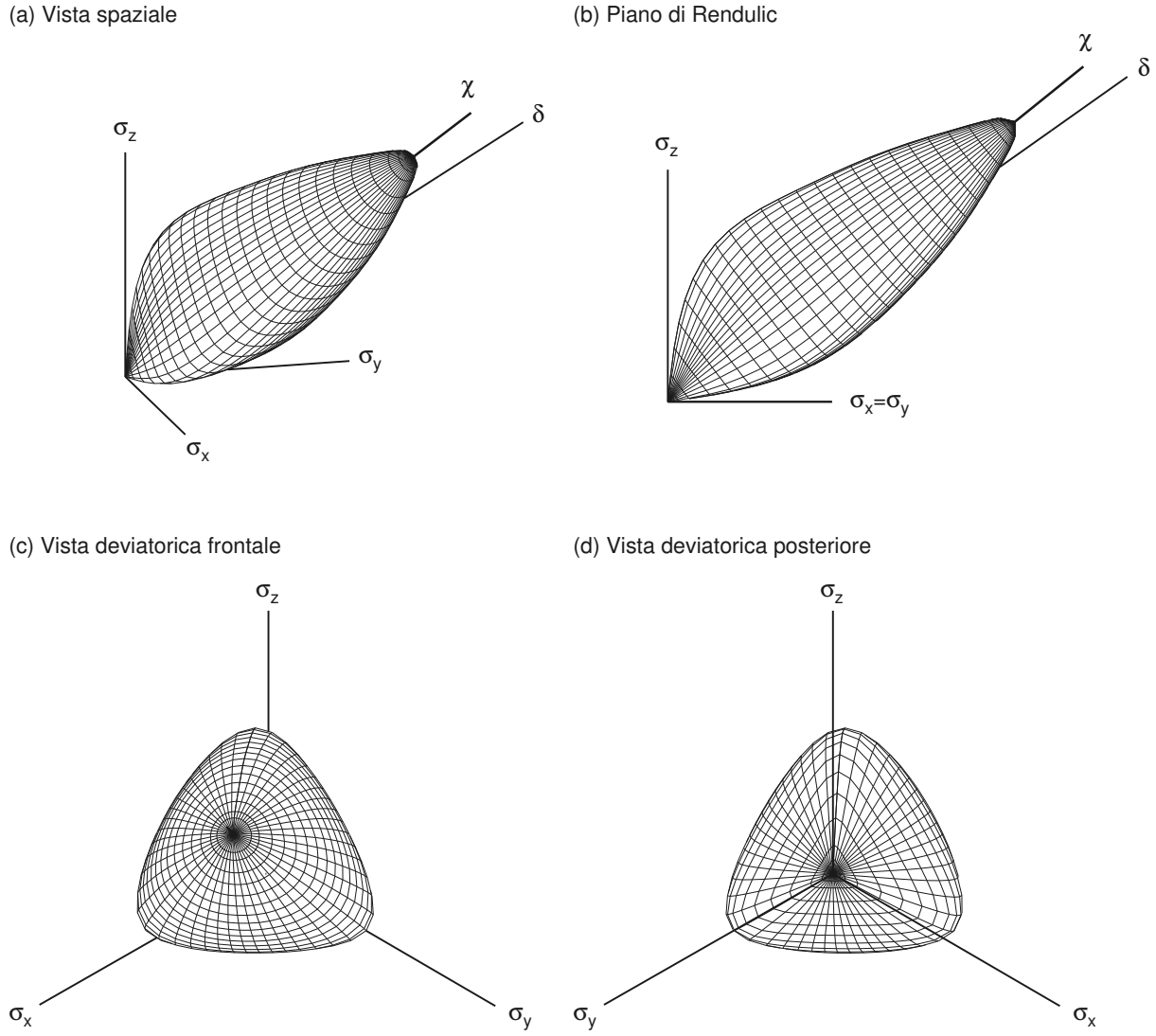


Figura 4. Rappresentazioni tridimensionali della superficie 3FCO (Mortara, 2019) che interpreta la superficie del modello Cam Clay originale (Schofield e Wroth, 1968).

la forma delle sezioni nel PDA è quasi circolare; in (d) grazie alla vista deviatorica posteriore si evince che per alti rapporti tensionali la forma delle sezioni nel PDA è quasi triangolare.

Il secondo esempio riguarda l'applicazione della trasformazione di Houseolder all'ellisse di Burland (1965). In particolare, il risultato della trasformazione viene mostrato per un sezione triassiale della superficie in termini delle variabili p e q, dove $p = (\sigma_z + 2\sigma_x)/3$ e $q = \sigma_z - \sigma_x$, e in termini dei meno familiari invarianti $r = \sqrt{3}\,p$ e $t = \sqrt{2/3}\,q$. I parametri utilizzati per rappresentare l'ellisse sono: $p_c = 100\,kPa$ e $\phi = 30°$, per cui $M_c = 1.2$ e, selezionando il criterio di Matsuoka and Nakai (1974) per determinare la geometria in estensione, $M_e = M_c\,(3 - \sin\phi)/(3 + \sin\phi) = 0.857$. La rotazione è stata imposta assegnando unicamente $\chi_z = 0.700$ poiché le restanti componenti sono date da $\chi_x = \chi_y = \sqrt{(1 - \chi_z^2)/2} = 0.505$. La trasformazione proposta corrisponde a una rotazione rigida nel piano $r - t$, come mostrato in figura 5(a), e ad una rotazione non priva di distorsione nel piano $p - q$, come si osserva in figura 5(b). Per enfatizzare l'effetto distorcente della rappresentazione nel piano triassiale, nelle figure 5(c) e 5(d) si mostra l'effetto della rotazione sui rettangoli all'interno dei quali le ellissi sono inscritte. Nel piano $r - t$ il rettangolo in condizioni isotrope ruota rigidamente; al contrario, nel piano $p - q$, quello che è un rettangolo in condizioni isotrope si trasforma in un trapezio poiché in questo piano la trasformazione non conserva gli angoli. Ciò è dovuto semplicemente al fatto che il piano $r - t$ è isometrico allo spazio degli sforzi principali. Al contrario, nel passaggio dal piano $r - t$ al piano $p - q$ qualsiasi superficie subisce un accorciamento di un fattore $\sqrt{3}$ nella direzione di p e un'elongazione di un fattore $\sqrt{3/2}$ nella direzione di q, determinandone così la distorsione.

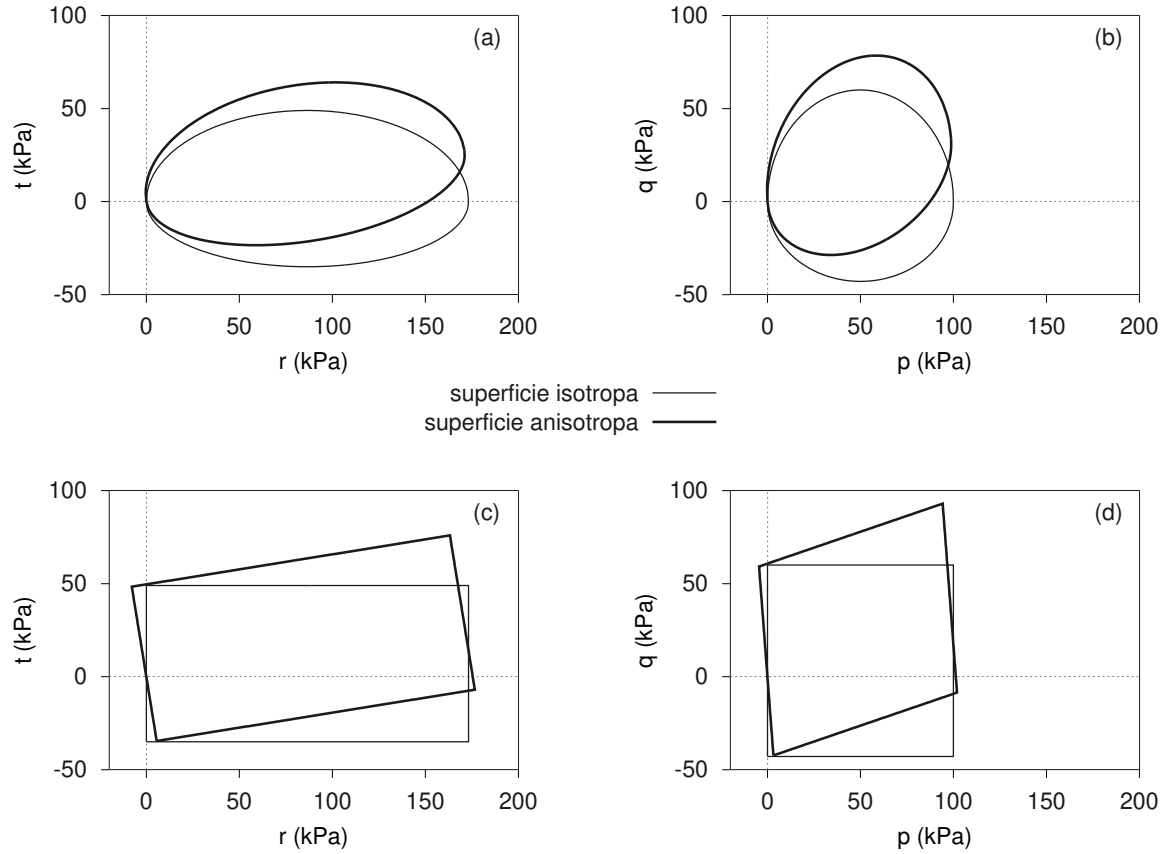


Figura 5. Superfici isotrope e anisotrope nei piani $r - t$ e $p - q$.

5. Conclusioni

In questa nota, gli autori descrivono un metodo rigoroso per introdurre l'incrudimento anisotropo delle superfici di plasticità e dei potenziali plastici. L'innovatività dell'approccio consiste nell'imporre una rotazione pura alle superfici che, pertanto, non implica distorsioni delle stesse. La pulizia formale dell'approccio permette di rendere anche più chiara la classificazione delle leggi di incrudimento.

Bibliografia

Anandarajah A., Dafalias Y.F. (1986). Bounding surface plasticity III: application to anisotropic cohesive soils. ASCE, Journal of Engineering Mechanics 112, 1292-1318.

Burland J.B. (1965). The yielding and dilation of clay. Géotechnique 15, 211-214.

di Prisco C., Mortara G. (2013). A multi-mechanism constitutive model for plastic adaption under cyclic loading. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 37, 3071-3086.

di Prisco C., Nova R., Lanier J. (1993). A mixed isotropic-kinematic hardening constitutive law for sand. Modern approaches to plasticity, D. Kolimbas (ed.), Elsevier Science Publishers B.V., 83-124.

Ghaboussi J., Momen H. (1982). Modelling and analysis of cyclic behaviour of sands. Soils Mechanics-Transient and Cyclic Loads, G.N. Pande, O.C. Zienkiewicz (eds.), John Wiley and Sons, 1982, 313-342.

Householder A.S. (1958). Unitary triangularization of a nonsymmetric matrix. Journal of the ACM 5, 339-342.

Matsuoka H., Nakai T. (1974). Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses. Proceeding Japan Society of Civil Engineers 232, 59-70.

Mortara G. (2019). A new yield criterion for soils with embedded tension cut-off. Meccanica 54, 683-696.

Mortara G., di Prisco C. (2025). On rotational hardening in soil elastic-plasticity. *Acta Geotechnica* 20, 197-210.

Prevost J.H. (1985). A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 9, 9-17.

Schofield A., Wroth P. (1968). Critical state soil mechanics. McGraw-Hill.

CELLA TRIASSIALE PER LA CARATTERIZZAZIONE DI TERRENI SATURI ALLE ALTE PRESSIONI

Luigi Annunziata, David Iacopini, Enza Vitale, Giacomo Russo
Dipartimento di Scienze della Terra, dell'Ambiente e delle Risorse
Università di Napoli Federico II
luigi.annunziata3@unina.it; david.iacopini@unina.it; enza.vitale@unina.it; giarusso@unina.it

Adolfo Cavallari
CEO Megaris s.r.l., Caserta, Italia
cavallari@megaris.it

Sommario

La cella triassiale ad alta pressione (VHP - Very High Pressure Cell) rappresenta una soluzione tecnologicamente avanzata per lo studio del comportamento meccanico e idraulico di terreni e rocce in condizioni di stoccaggio sotterraneo di idrogeno. Progettata per operare a pressioni fino a 30 MPa, questa apparecchiatura consente di simulare le sollecitazioni tipiche dei reservoir geologici, analizzando la risposta meccanica e idraulica dei materiali geologici. Il sistema, dotato di sensori di precisione e gestione computerizzata, consente prove di compressione, permeabilità e carichi ciclici, fornendo dati essenziali per valutare il comportamento dei materiali potenzialmente coinvolti nel processo di stoccaggio sotterraneo di idrogeno.
La ricerca si inserisce, quindi, nel contesto della transizione energetica globale, dove l'idrogeno riveste un ruolo significativo come potenziale sostituto del combustibile fossile ai fini della mitigazione del riscaldamento globale.

1. Introduzione

La crescente consapevolezza riguardo agli effetti del cambiamento climatico sta imponendo una riflessione critica sul modello energetico attuale, ancora fortemente ancorato ai combustibili fossili. Tali fonti, sebbene abbiano sostenuto lo sviluppo economico globale per oltre un secolo, costituiscono la principale causa delle emissioni di gas serra, responsabili dell'innalzamento delle temperature medie e di tutta una serie di fenomeni ad esso correlati. Quindi, la transizione verso fonti di energia rinnovabile rappresenta una necessità imprescindibile per la riduzione delle emissioni e la mitigazione degli impatti ambientali.
In tale contesto, l'idrogeno sta attirando l'attenzione a livello globale come potenziale vettore energetico a basse emissioni di carbonio, per la decarbonizzazione dei trasporti, dell'energia elettrica e del riscaldamento, nonché delle industrie ad alta intensità energetica, come quelle chimiche e siderurgiche (Heinemann et al., 2021).
La fluttuazione della maggior parte delle energie rinnovabili rappresenta uno dei principali svantaggi

che può causare temporanei squilibri tra domanda e offerta. Pertanto, la conversione dell'energia in eccesso in idrogeno e il suo stoccaggio sotterraneo rappresentano opzioni per bilanciare tale gap energetico (Zivar et al., 2021).
Ci sono tutta una serie di processi che, in maniera diretta o indiretta, possono essere innescati dall'interazione in condizioni di stoccaggio tra i materiali geologici e l'idrogeno (Figura 1).
Assume, quindi, una sempre maggiore importanza poter simulare condizioni di pressioni quanto più simili a quelle delle profondità di stoccaggio. Alla luce di questa necessità, nasce l'idea di costruire una macchina triassiale in grado di studiare la risposta meccanica, le proprietà di porosità e permeabilità a pressioni equivalenti del reservoir (10-20 MPa).
L'apparato permette l'esecuzione di prove triassiali a percorso di carico controllato su provini di terreno o roccia ad alti carichi assiali operando fino a 30 MPa. Il controllo indipendente della tensione di cella e del carico assiale permette di eseguire una grande varietà di prove.
Il sistema è completo di software per l'acquisizione di tutti i sensori che comprendono: (1) cella di carico per la misura del carico assiale, (2) terna di trasduttori di pressione per la misura delle pressioni interstiziali e della cella, (3) LVDT (Linear Variable Displacement Transducer) per la misura delle deformazioni assiali del provino.
Il software, inoltre, permette il controllo di tutti gli attuatori che comprendono: (1) sistema di generazione e controllo del carico assiale ad attuazione idraulica, (2) sistema di generazione e controllo della pressione di cella con siringa elettromeccanica, (3) sistema di generazione e controllo della pressione interstiziale con siringa elettromeccanica.

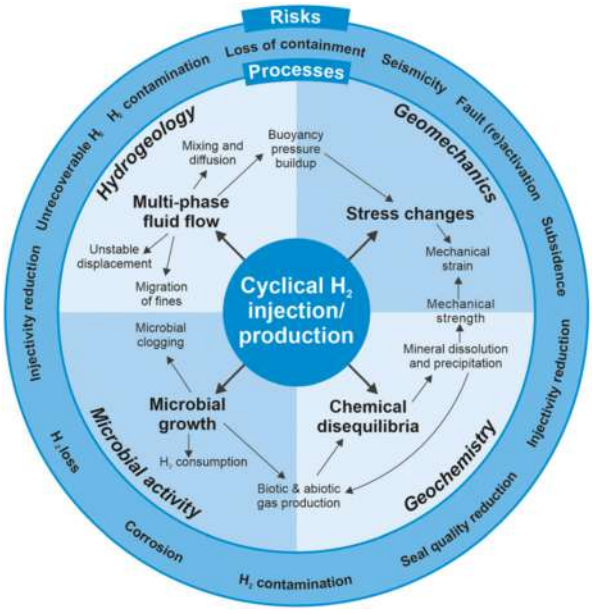


Fig 1. Aspetti coinvolti nello stoccaggio di idrogeno in mezzi porosi (Heinemann et al., 2021).

2. Descrizione dell'apparato

L'impianto sperimentale descritto (Figura 2) è un avanzato sistema di prova triassiale progettato per analizzare il comportamento meccanico e idraulico di terreni duri e rocce tenere sotto diverse condizioni di sollecitazione. Questo apparato, altamente versatile, consente di simulare scenari complessi, grazie alla sua capacità di applicare carichi controllati e di monitorare con precisione le risposte del materiale.

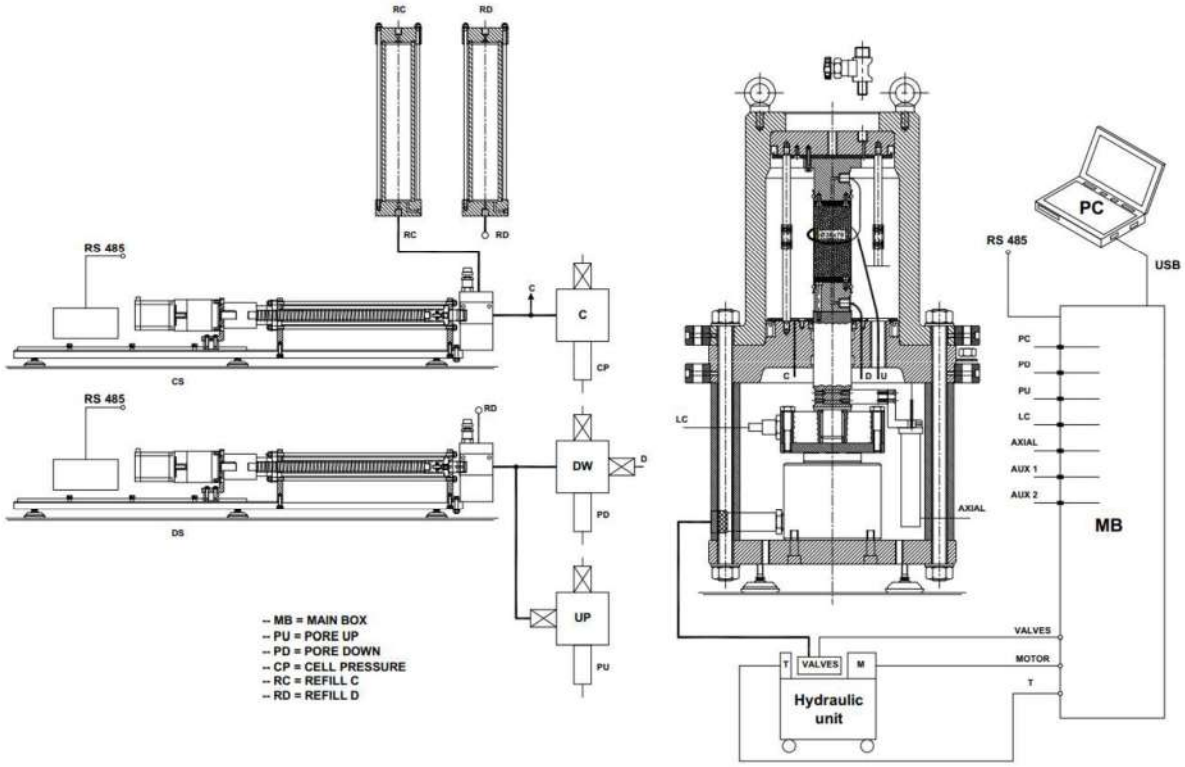


Fig. 2. Schema a blocchi dell'apparato triassiale.

2.1 Struttura principale e funzionamento

Il sistema è costituito da una camera di confinamento cilindrica in acciaio inossidabile (Figura 3), con un diametro interno di 150 mm e un'altezza di 200 mm, progettata per resistere a pressioni radiali fino a 30 MPa. Al suo interno vengono posizionati provini cilindrici standardizzati, tipicamente di dimensioni pari a 38 mm di diametro e 76 mm di altezza o, in alternativa, di dimensioni pari a 20 mm di diametro e 40 mm di altezza. Il campione è avvolto da una membrana impermeabile in lattice o gomma liquida, che ne garantisce l'isolamento dall'acqua pressurizzata utilizzata per applicare la pressione di confinamento.

Il carico assiale è generato da un attuatore idraulico ad alta precisione, capace di esercitare una forza massima di 100 kN, mentre la pressione laterale è controllata da un sistema di pompe a siringa che regolano il fluido di confinamento (acqua) con un'accuratezza estrema. Le siringhe, dotate di motori passo-passo, possono gestire volumi di fluido con una risoluzione di 0,23 mm³ per passo, permettendo un controllo finissimo delle pressioni applicate.

2.2 Sistemi di misura e controllo

Le deformazioni assiali del campione sono misurate in tempo reale mediante un sensore LVDT (Linear Variable Displacement Transducer), che rileva spostamenti fino a 25 mm con elevata precisione. Le variazioni di volume sono invece monitorate attraverso il movimento del fluido nelle siringhe, mentre le pressioni interstiziali (all'interno dei pori del materiale) sono misurate da trasduttori dedicati, con un fondo scala di 35 MPa.

Per valutare la permeabilità del materiale, il sistema applica un gradiente di pressione tra due estremità del campione, misurando il flusso d'acqua in regime stazionario e calcolando la permeabilità secondo la legge di Darcy. Questo è reso possibile da due pompe indipendenti che registrano con precisione la portata in ingresso e in uscita.

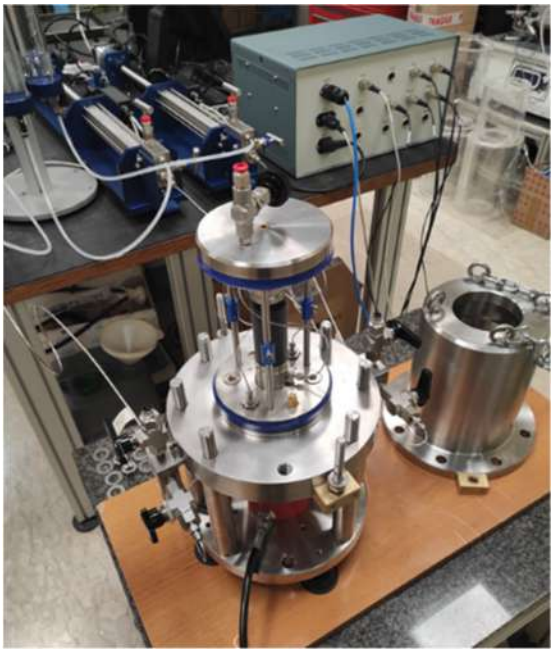


Fig.3. Immagine della cella e della camera di confinamento cilindrica in acciaio inossidabile.

2.3 Gestione computerizzata e automazione

Il sistema è interamente gestito da un avanzato apparato computerizzato, che coordina in modo integrato sia l'acquisizione dei dati che il controllo degli attuatori. Grazie ad un software dedicato, denominato MTX, è possibile programmare diverse tipologie di prove sperimentali, come test di compressione uniassiale e triassiale – condotti sia in condizioni drenate che non drenate – oltre a carichi ciclici per simulare sollecitazioni ripetute, ad esempio quelle generate da eventi sismici. Il sistema permette inoltre di eseguire prove di permeabilità, nonché test di scarico e ricarica per analizzare il comportamento elastoplastico dei materiali. Attraverso il software, inoltre, è possibile regolare con precisione la servovalvola idraulica per il carico assiale e le pompe a siringa, assicurando una risposta dinamica e accurata alle variazioni imposte durante gli esperimenti.

2.4 Componenti accessori

L'apparato è completato da una serie di componenti accessori che ne ottimizzano le prestazioni. Tra questi, vi sono piastre porose realizzate in acciaio sinterizzato, con una porosità di circa 30 µm, posizionate alla base e alla sommità del campione per garantire un drenaggio efficace e una distribuzione uniforme del carico. Il sistema è dotato, inoltre, di dispositivi di tenuta e fissaggio robusti, come bullonature e guarnizioni, studiati per resistere alle elevate pressioni in sicurezza. Una centralina idraulica si occupa della gestione dei fluidi e della regolazione delle pressioni, mentre un'interfaccia utente intuitiva (Figura 4) consente il monitoraggio in tempo reale di tutti i parametri fondamentali come forze, deformazioni e pressioni, facilitando il controllo e l'analisi degli esperimenti.

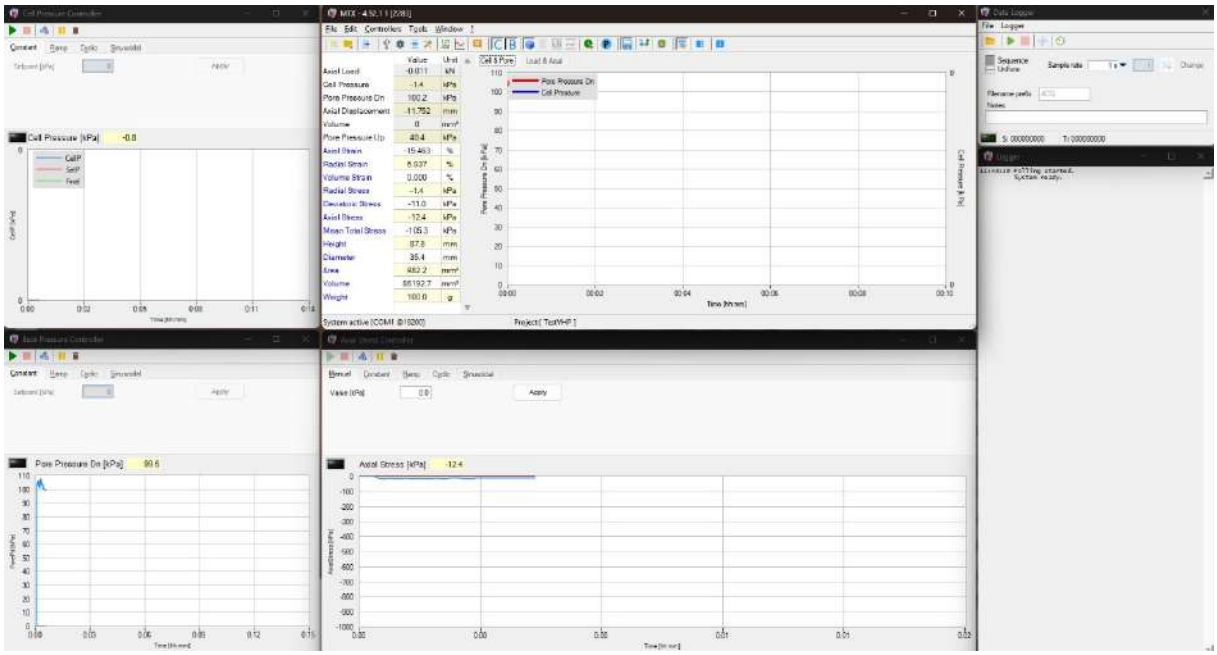


Fig.4. Interfaccia del software di controllo MTX.

3. Considerazioni conclusive

L'apparato triassiale descritto rappresenta una soluzione tecnologicamente avanzata per lo studio dello stoccaggio sotterraneo di idrogeno, offrendo capacità uniche nel simulare le condizioni reali di pressione dei reservoir geologici. La macchina, operando a pressioni fino a 30 MPa e integrando sistemi di controllo ad alta precisione, permette di analizzare in modo affidabile il comportamento meccanico e idraulico di materiali geologici in condizioni di stoccaggio profondo.
Grazie alla flessibilità del sistema, l'apparato consente di simulare sia condizioni statiche che dinamiche, come quelle indotte da variazioni di pressione o sollecitazioni sismiche. L'automazione garantita dal software MTX e l'impiego di sensori ad alta risoluzione (LVDT, trasduttori di pressione) assicurano un monitoraggio preciso delle deformazioni, della risposta dei materiali e dei flussi di fluido, per poter fornite dati essenziali ai fini della valutazione di fattibilità e sicurezza dello stoccaggio sotterraneo d'idrogeno.

Bibliografia

N. Heinemann, J. Alcalde, J.M. Miocic, S.J.T. Hangx, J. Kallmeyer, C. Ostertag Henning, et al., Enabling large-scale hydrogen storage in porous media – the scientific challenges, Energ. Environ. Sci. 14 (2021) 853–864.
D. Zivar, S. Kumar, J. Foroozesh, Underground hydrogen storage: a comprehensive review, Int. J. Hydrogen Energy 46 (2021) 23436–23462.

MODELLAZIONE MICRO-MACRO DELLA RISPOSTA ANISOTROPA DELLE ARGILLE

Fabio Rollo
Sapienza Università di Roma
fabio.rollo@uniroma1.it

Arianna Gea Pagano
James Watt School of Engineering, University of Glasgow, UK
arianna.pagano@glasgow.ac.uk

Vanessa Magnanimo
Faculty of Engineering Technology, University of Twente, Netherlands
v.magnanimo@utwente.nl

Alessandro Tarantino
Department Civil and Environmental Engineering, University of Strathclyde, UK
alessandro.tarantino@strath.ac.uk

Angelo Amorosi
Sapienza Università di Roma
angelo.amorosi@uniroma1.it

Sommario

Il presente lavoro presenta alcuni risultati preliminari di un approccio multiscala basato sull'uso complementare del Metodo degli Elementi Discreti (DEM) e della Termodinamica con Variabili Interne (TIV) per modellare l'anisotropia delle argille. In questo contesto teorico, due variabili interne che prendono spunto dalle caratteristiche della microstruttura delle argille, la porosità e il tensore di *fabric*, descrivono la risposta meccanica macroscopica del materiale e ne regolano l'evoluzione durante un qualsiasi percorso di carico. In questa prospettiva, i risultati del DEM consentono di individuare una nuova ed efficace procedura di calibrazione dei parametri del modello sulla base delle caratteristiche del materiale alla microscala, e di validare la capacità della formulazione su base termodinamica di riprodurre la risposta macroscopica osservata alla scala dell'elemento di volume. In particolare, si mostra la capacità del modello di tenere conto dell'evoluzione dell'anisotropia delle argille e della sua evoluzione lungo diversi percorsi di carico.

1. Introduzione

L'anisotropia è definita come una proprietà del materiale per cui la cui risposta meccanica dipende dalla direzione delle perturbazioni applicate. Nei terreni, si ritiene che l'anisotropia derivi dalla natura particellare dei terreni e dall'orientazione dei granuli e degli aggregati di particelle che li compongono. Per tenerne conto di queste proprietà direzionali sulla risposta meccanica del materiale, i modelli costitutivi sviluppati nell'ambito della meccanica del continuo includono sovente una serie di variabili

interne ispirate da osservazioni alla scala microscopica (e.g. Fu et al., 2015; Amorosi et al., 2021), associate a proxy sperimentali come la disposizione geometrica/orientamento delle particelle e la dimensione e distribuzione della porosità del terreno. Tuttavia, la mancanza di prove sperimentali dirette in grado di quantificare l'evoluzione di queste caratteristiche microstrutturali pone delle sfide nella formulazione delle leggi di evoluzione delle variabili interne da utilizzare nei modelli costitutivi. Un valido approccio per superare le limitazioni dovute alla mancanza di osservazioni sperimentali complete e *in vivo*, in grado ossia di misurare la continua evoluzione delle caratteristiche microstrutturali durante un processo di carico, è quello di effettuare esperimenti "virtuali" utilizzando il metodo degli elementi discreti (DEM) (Cundall & Strack, 1979), in cui i terreni sono modellati come agglomerati di particelle discrete e i dati a scala di particella sono prontamente disponibili per valutare l'evoluzione delle caratteristiche microstrutturali rilevanti in qualsiasi istante durante la prova virtuale. In questo lavoro è stato impiegato un modello DEM esistente, sviluppato per simulare il comportamento meccanico di argille non attive (Pagano et al., 2020) e utilizzato per esplorare il carattere anisotropo delle proprietà elastiche dei campioni di argilla mediante una serie di *probing* effettuati applicando piccole perturbazioni lungo diverse direzioni in condizioni statiche. I corrispondenti meccanismi su scala particellare sono poi utilizzati in un approccio al continuo basato sulla Termodinamica a Variabili Interne (TIV) (Maugin & Muschik, 1994). Nell'approccio termodinamico, due variabili interne sono assunte per descrivere le caratteristiche chiave della meccanica dell'argilla: la porosità, la cui evoluzione si riflette nell'incrudimento isotropo del materiale, e il tensore di *fabric*, responsabile delle proprietà direzionali del terreno e della loro evoluzione, quest'ultima controllata da una legge di incrudimento anisotropo (Amorosi et al., 2023). In questo lavoro, sia la porosità che il *fabric* (e la loro evoluzione) sono estratti direttamente dalle simulazioni DEM e utilizzati per calibrare i parametri del modello TIV per migliorare l'accuratezza e l'affidabilità della capacità predittiva del modello costitutivo macroscopico. In entrambi gli approcci non si tiene conto del fluido interstiziale: le grandezze di tensione introdotte devono perciò essere pensate come tensioni efficaci.

2. Modellazione agli elementi discreti (DEM)

In questo lavoro le simulazioni DEM sono condotte su insiemi di particelle di forma allungata, simili ad asticelle, vincolate a muoversi in un piano. Ogni asticella è formata da unità elementari sferiche legate tra loro, come proposto da Pagano et al. (2020). L'interazione tra le particelle è modellata utilizzando molle lineari-elastiche tra sfere a contatto, insieme a un modello di attrito di tipo coulombiano. Le interazioni elettrochimiche sono simulate utilizzando forze attrattive/repulsive a lungo raggio in direzione normale tra sfere non ancora in contatto, sempre per mezzo di molle lineari-elastiche. In questo lavoro, le cariche negative sono assegnate alle sfere interne e le cariche positive ai bordi di ogni asticella, simulando le particelle di argilla che interagiscono all'interno di un fluido interstiziale acido (pH < 7). Ulteriori dettagli sui parametri del modello DEM e sulla loro procedura di calibrazione sono disponibili in Pagano et al. (2020).

Un insieme di particelle in numero N_{rod} = 1520 viene inizialmente generato in uno stato simile a quello del gas (particelle non a contatto), con una pressione media p = 0 e una sforzo deviatorico q = 0. Il campione viene quindi compresso isotropicamente fino a quando si verifica una transizione fluido-solido, ossia fino a quando ogni ulteriore compressione provoca un aumento della pressione (p > 0, Figura 1, configurazione A). Quindi, l'insieme discreto è sottoposto a due percorsi di carico, come mostrato nella Figura 1: compressione isotropa (η = 0, percorso A-B), o compressione edometrica (percorso K_0, percorso A-C) seguita da uno scarico a p costante (percorso C-B). Per studiare l'evoluzione dell'orientamento delle particelle durante il carico, viene calcolato il tensore di *fabric*, definito come (Oda et al., 1985):

$$\boldsymbol{\beta} = {}^{1}\!/_{N_{rod}} \sum \mathbf{n}^{rod} \otimes \mathbf{n}^{rod} \tag{1}$$

dove $\boldsymbol{n}^{rod}$ è il vettore unitario orientato con l'asse principale di ciascuna particella. In diverse fasi del

percorso di carico, i moduli edometrici elastici sono calcolati nelle direzioni assiale (verticale, v) e trasversale (orizzontale, h), applicando una deformazione incrementale e misurando la corrispondente risposta alle sollecitazioni in regime elastico: $E_{oed,v}=\Delta\sigma_v/\Delta\varepsilon_v$ e $E_{oed,h}=\Delta\sigma_h/\Delta\varepsilon_h$ (La Ragione & Magnanimo, 2012).

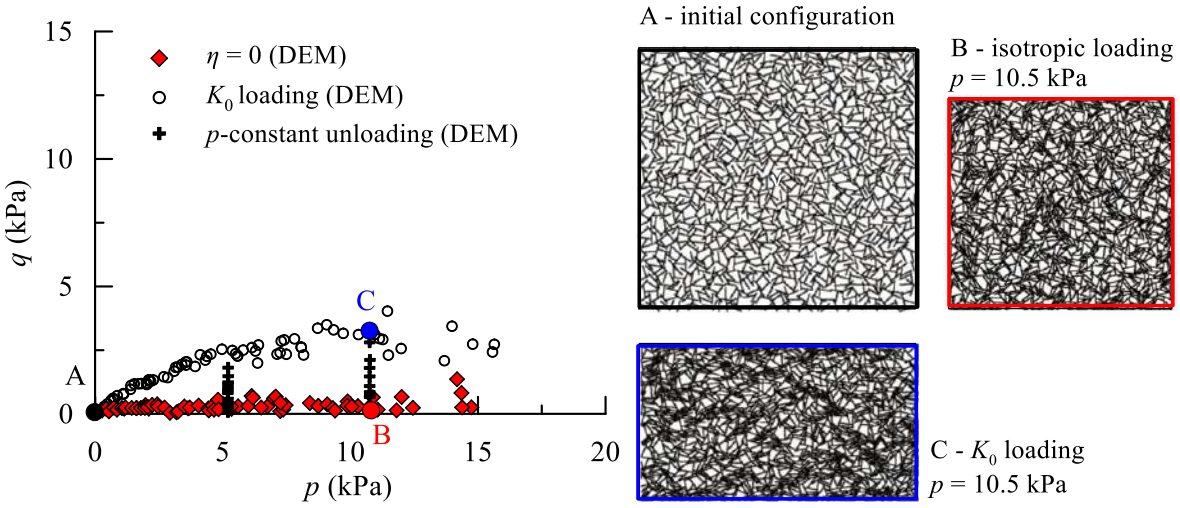


Fig 1. Simulazioni DEM: percorsi tensionali e configurazione dei campioni a differenti istanti

3. Modellazione al continuo su base termodinamica

Secondo l'approccio della termodinamica con variabili interne (TIV), la risposta costitutiva è descritta da due funzioni scalari, l'energia libera e la funzione di dissipazione, in cui il volume specifico v e il tensore di fabric del secondo ordine rappresentano le due variabili interne. Si assume la decomposizione additiva delle deformazioni totali in elastiche e plastiche, indicate con l'apice e e p.
L'energia libera di Helmholtz è, in accordo con Amorosi et al. (2023):

$$\varphi\left(\boldsymbol{\varepsilon}^e,v,\boldsymbol{\beta}\right)=\left(\frac{v}{N}\right)^{\frac{r}{(n-1)\lambda^*}}\frac{p_r}{k\left(2-n\right)}k^{\frac{2-n}{1-n}}\left(1-n\right)^{\frac{2-n}{1-n}}\left\{\left[k\left(1-n\right)-\frac{2}{3}g\right]\mathrm{tr}^2\left(\boldsymbol{\varepsilon}^e-\omega\beta\boldsymbol{\beta}\boldsymbol{\varepsilon}^e\right)+\right.$$
$$\left.+2g\mathrm{tr}\left[\left(\boldsymbol{\varepsilon}^e-\omega\beta\boldsymbol{\beta}\boldsymbol{\varepsilon}^e\right)^2\right]\right\}^{\frac{2-n}{2-2n}} \tag{2}$$

dove p_r è una pressione di riferimento, N è il volume specifico a p_r; n, k e g sono i parametri del potenziale elastico che servono a tenere conto della dipendenza non lineare della rigidezza elastica dallo stato di sforzo/deformazione elastico corrente, mentre r e ω controllano rispettivamente la dipendenza della rigidezza elastica dal volume specifico, e l'entità dell'anisotropia. Il termine scalare β rappresenta il secondo invariante, cioè la controparte in formulazione triassiale, del tensore $\boldsymbol{\beta}$.
Per la funzione di dissipazione si adotta la seguente espressione (Amorosi et al., 2023):

$$\dot{d}\left(v,\boldsymbol{\beta},\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p,\dot{v},\dot{\boldsymbol{\beta}}\right)=\frac{p_r}{2}\left(\frac{v}{N}\right)^{-\frac{1}{\lambda^*}}\left(\dot{\tilde{d}}+\dot{\varepsilon}_v^p+\boldsymbol{\beta}:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}'^p\right)+I_{\mathbb{K}}\left(\frac{\dot{v}}{v}+\dot{\varepsilon}_v^p\right)+I_{\mathbb{L}}\left[\dot{\boldsymbol{\beta}}-c\left(\boldsymbol{\beta}_b-\boldsymbol{\beta}\right)\dot{\tilde{d}}\right] \tag{3}$$

con

$$\dot{\tilde{d}}=\sqrt{\left(\dot{\varepsilon}_v^p+\boldsymbol{\beta}:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}'^p\right)^2+\frac{2}{3}\left(M^2-\beta^2\right)\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}'^p:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}'^p} \tag{4}$$

in cui il primo ad apice indica la parte deviatorica del tensore delle deformazioni, M è il rapporto di tensione a stato critico, λ^* è il parametro che regola la legge di incrudimento isotropo, $\boldsymbol{\beta}_b$ è il valore limite del tensore di *fabric* secondo la legge esponenziale proposta da Dafalias & Taiebat (2013), e c controlla la velocità di evoluzione di $\boldsymbol{\beta}$. Gli ultimi termini dell'Eq. (3) sono due funzioni indicatore che agiscono come vincoli per l'evoluzione delle due variabili interne v e $\boldsymbol{\beta}$.

I parametri del modello sono riportati nella Tabella 1. La procedura di calibrazione viene eseguita con riferimento ai risultati delle simulazioni DEM. In particolare, i parametri elastici sono selezionati per riprodurre la rigidezza elastica lungo un percorso di carico isotropo, e l'esponente r è dedotto dal *probing* elastico lungo i percorsi di scarico a p costante. Il parametro λ^* è dedotto dalle curve di compressibilità (Figura 2a, b), mentre c, s, z e ω sono scelti per riprodurre l'evoluzione del *fabric*. La Figura 2c mostra l'evoluzione del secondo invariante del tensore di *fabric* ottenuto dalle analisi DEM.

p_r (kPa)	g	k	n	R	N	λ^*	M	c	s	z	ω
100	48	64	0.17	0.63	1.3	0.25	1.1	1.2	14	5.4	25

Tabella 1. Parametri del modello continuo

La Figura 2 (d) mostra il confronto tra i moduli edometrici elastici ottenuti dalle simulazioni DEM e le previsioni del modello continuo. I risultati delle simulazioni DEM mostrano che i campioni compressi isotropicamente sono caratterizzati da una risposta isotropa lungo tutto il percorso di carico, con le particelle disposte randomicamente. A questo corrispondono simili valori dei moduli elastici verticali e orizzontali a riprova che la risposta risulta isotropa anche a livello macroscopico. Al contrario, i campioni compressi lungo il percorso di carico K_0 sono caratterizzati da un *fabric* progressivamente anisotropo e da particelle che tendono a iso-orientarsi al progredire del carico applicato, con la conseguenza macroscopica di ottenere campioni più rigidi lungo la direzione orizzontale rispetto a quella verticale. Il confronto tra i punti e le linee riportati in Figura 2 (c, d) dimostrano che il modello sviluppato su base termodinamica è in grado di prevedere il carattere anisotropo delle rigidezze elastiche e la sua evoluzione durante diversi percorsi di carico una volta che i parametri che competono alla risposta anisotropa (elasticità e incrudimento anisotropo) sono calibrati con riferimento all'evoluzione del *fabric* ottenuto a partire dalle analisi DEM.

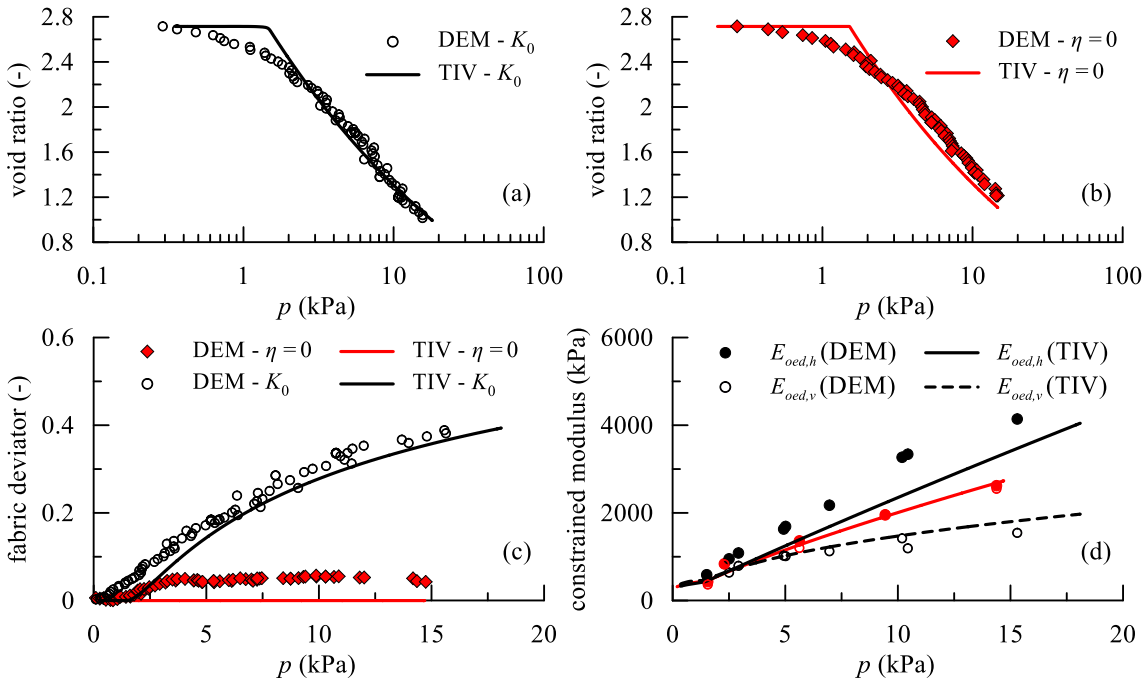


Fig 2. Risultati delle simulazioni DEM e TIV per percorso di carico K_0 e isotropo: (a, b) curve di compressibilità, (c) evoluzione del secondo invariante del tensore di fabric, (d) moduli edometrici elastici.

4. Conclusioni

Questo lavoro ha lo scopo di aprire la strada a un approccio in cui la modellazione costitutiva macroscopica viene costruita sulla base di osservazioni dirette alla microscala. In questo studio è stato impiegato un modello costitutivo esistente sviluppato nell'ambito della Termodinamica con Variabili Interne (TIV), in cui il tensore di *fabric* è associato a una variabile interna che tiene conto delle caratteristiche direzionali del terreno a partire dalle proprietà microstrutturali delle argille. Il comportamento alla microscala è stato esplorato utilizzando un modello agli elementi discreti (DEM) esistente per la simulazione di materiali argillosi. La novità del lavoro risiede nella procedura di calibrazione del modello macroscopico su base termodinamica, i cui parametri relativi al *fabric* sono stati dedotti direttamente da misure virtuali *in vivo* ottenuti mediante analisi DEM alla microscala.
Il programma sperimentale DEM è consistito in una serie di percorsi di compressione isotropa ed edometrica per evidenziare il grado di anisotropia ottenuto durante percorsi non isotropi. La rigidezza elastica nelle direzioni orizzontale e verticale è stata misurata mediante un *probing* in condizioni statiche applicando piccole perturbazioni al campione. Come atteso, l'evoluzione del rapporto di rigidezza orizzontale/verticale rispecchia l'andamento della microstruttura, descritta sinteticamente attraverso il secondo invariante del tensore di *fabric*. I parametri del modello TIV che descrivono l'evoluzione di quest'ultimo tensore sono stati determinati sulla base delle misure DEM del deviatore del *fabric*, mentre i restanti parametri del modello sono stati calibrati con riferimento alla rigidezze elastiche macroscopiche dei campioni DEM misurate lungo un percorso di carico isotropo. Il modello TIV è stato poi validato lungo il percorso edometrico, dimostrando la sua capacità di riprodurre in modo soddisfacente le corrispondenti risposte macroscopiche sia in termini di compressibilità che in termini di anisotropia delle rigidezze elastiche.
In sintesi, questo lavoro dimostra la potenzialità della modellazione costitutiva alla scala macro una volta combinata con informazioni quantitative provenienti da misure alla microscala. Questo studio rappresenta quindi un primo passo verso un nuovo approccio per la costruzione di modelli costitutivi anisotropi per argille. La metodologia proposta risulta essere piuttosto versatile in quanto è applicabile indipendentemente dalla provenienza dei dati alla scala micro, siano essi di tipo numerico o sperimentale.

Ringraziamenti

Angelo Amorosi e Fabio Rollo ringraziano il Partenariato Esteso RETURN, finanziato dall'Unione Europea – Next-GenerationEU (Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza – PNRR, Missione 4 Componente 2, Investimento 1.3 - D.D. 1243 2/8/2022, PE0000005).

Bibliografia

Amorosi, A., Rollo, F., & Dafalias, Y. F. (2021). Relating elastic and plastic fabric anisotropy of clays. *Géotechnique*, *71*(7), 583-593.
Amorosi, A., Rollo F., Di Santo G. (2023). A micro-inspired perspective on the constitutive modelling of clays. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 4, 3-22.
Cundall, P. A. and Strack, O. D. L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique*, *29* (1), 47-65.
Dafalias, Y. F., & Taiebat, M. (2013). Anatomy of rotational hardening in clay plasticity. *Géotechnique*, *63*(16), 1406-1418.
Fu, P., & Dafalias, Y. F. (2015). Relationship between void-and contact normal-based fabric tensors for 2D idealized granular materials. *Int. Journal of Solids and Structures*, *63*, 68-81.
La Ragione, L. and Magnanimo, V. (2012). Evolution of the effective moduli of an anisotropic, dense, granular material *Granular Matter 14*(6), 749-757.
Maugin, G.A., Muschik W. (1994). Thermodynamics with internal variables. I. General Concepts, II. Applications. *Journal of Non-Equilibrium Thermodynamics*, *19*, 217-249, 250-289.
Oda, M., Nemat-Nasser, S. & Konishi, J. (1985). Stress-induced anisotropy in granular masses. *Soils and Foundations, 25*(3), 85-87.
Pagano, A.G., Magnanimo, V., Weinhart, T., and Tarantino, A. (2020). Exploring the micromechanics of non-active clays by way of virtual DEM experiments. *Géotechnique*, *70*(4), 303-316.

CARATTERIZZAZIONE TERMO-IDRO-MECCANICA DI ARGILLE FESSURATE CON PROVE DI LABORATORIO

Marialetizia Zizzi[1]
marialetizia.zizzi@poliba.it

Osvaldo Bottiglieri[1], Gianluca Gola[2], Gaetano Elia[1], Federica Cotecchia[1]
[1]Politecnico di Bari, [2]CNR sede di Torino
osvaldo.bottiglieri@poliba.it, gianluca.gola@igg.cnr.it, gaetano.elia@poliba.it, federica.cotecchia@poliba.it

Sommario

La valutazione delle proprietà termo-idro-meccaniche dei geomateriali si rende necessaria in svariate applicazioni geotecniche. Fra queste, le più significative riguardano l'analisi della stabilità dei versanti interessati da frane clima-indotte, specialmente in contesti geomeccanici complessi, e lo sfruttamento dell'energia geotermica. Il presente lavoro di ricerca si focalizza sulla caratterizzazione di formazioni argillose altamente fessurate e molto diffuse nell'Appennino Meridionale, la cui risposta termo-idro-meccanica è sensibilmente influenzata dall'interazione con la forzante climatica. In particolare, sono state eseguite prove di laboratorio su campioni indisturbati, prelevati a diverse profondità, volte alla caratterizzazione geotecnica di base (proprietà indice e analisi granulometriche). In parallelo, sono state condotte misurazioni atte alla definizione dello stato iniziale dei campioni, fornendo così una comprensione esaustiva delle condizioni idro-meccaniche dei litotipi in situ, alla data di prelievo. La fase conclusiva della caratterizzazione ha previsto l'esecuzione di prove con una sonda ad ago per la misura dei parametri termici che governano i processi di scambio energetico nel sottosuolo. L'adozione di un simile approccio integrato garantisce una raccolta di dati robusta, fondamentale per analizzare in modo accurato le proprietà termo-idro-meccaniche dei geomateriali oggetto di studio.

1. Introduzione

La caratterizzazione di profili termo-idro-meccanici del sottosuolo richiede l'acquisizione di dati geotecnici e termici dei materiali coinvolti, ottenuti mediante indagini in sito e di laboratorio. Le principali attività utili al suddetto obiettivo comprendono la terebrazione di sondaggi geotecnici per determinare le successioni litostratigrafiche, il prelievo di campioni indisturbati e l'esecuzione di prove di caratterizzazione meccanica, termica e idraulica su tali campioni. Il meccanismo di trasferimento del calore dominante nei geomateriali, nella maggior parte delle applicazioni geotermiche a bassa entalpia e nei processi di scambio energetico che controllano l'interazione pendio-vegetazione-atmosfera, è rappresentato dalla conduzione termica: il parametro fisico che governa tale processo, ovvero la conducibilità termica, è fortemente influenzato dal contenuto d'acqua e dal grado di saturazione del terreno, nonché dalla sua composizione mineralogica e dalla pressione di confinamento in sito (Park et al. 2016, Laloui et al. 2019). Pertanto, risulta fondamentale stabilire possibili correlazioni con la profondità tra proprietà indice, proprietà di ritenzione e proprietà termiche dei geomateriali, al fine di quantificare accuratamente la disponibilità di energia termica nel sottosuolo.

2. Il contesto geomeccanico del sito pilota: il versante Pisciolo

Il versante Pisciolo è ubicato in destra idraulica del fiume Ofanto, nel territorio comunale di Melfi (PZ). All'interno di quest'area, sono stati censiti quattordici corpi di frana che interferiscono con infrastrutture strategiche poste al piede del pendio, tra cui il tratto interrato di una condotta idrica dell'Acquedotto Pugliese (Cotecchia et al. 2014). Al fine di salvaguardare l'integrità strutturale della condotta, vulnerabile agli spostamenti indotti dai fenomeni franosi, è stata realizzata una campagna di indagini geotecniche utile alla progettazione di misure di mitigazione del rischio di instabilità del versante. La ricostruzione geomeccanica ha rivelato che il versante è costituito da successioni sedimentarie deposte in un bacino marino antecedentemente alla fase orogenetica (Cretaceo-Miocene). Al fine di mitigare il rischio da frana, dal 2017 la porzione di piede del versante è stata piantumata con la tecnologia Prati Armati®, per ottimizzare i processi idrologici e idro-meccanici che hanno luogo nel pendio. Attualmente, una rete avanzata di sensori installata nel 2023 monitora in continuo le variabili chiave che controllano i suddetti processi di superficie e profondi. La stessa campagna ha previsto l'installazione di due catene termometriche per la misura dei profili di temperatura del terreno a 6, 9, 12 e 15 metri di profondità. Contestualmente, sono state eseguite due perforazioni a carotaggio continuo (fino a 15 m) per la caratterizzazione geotecnica di base dei litotipi e il prelievo di campioni indisturbati a 6, 9, 12 e 15 metri di profondità, nella zona Prati Armati e in una zona poco più a monte interessata da vegetazione spontanea, tramite i quali sono stati ricavati provini di terreno per la caratterizzazione termica mediante misure di diffusività, calore specifico e conducibilità.

3. Curve granulometriche e proprietà indice dei terreni

Le prove di riconoscimento (analisi granulometriche e proprietà indice), nelle due aree oggetto di studio (VEG – zona Prati Armati, BARE – zona a vegetazione spontanea), hanno rivelato una marcata eterogeneità spaziale nella composizione dei materiali investigati.

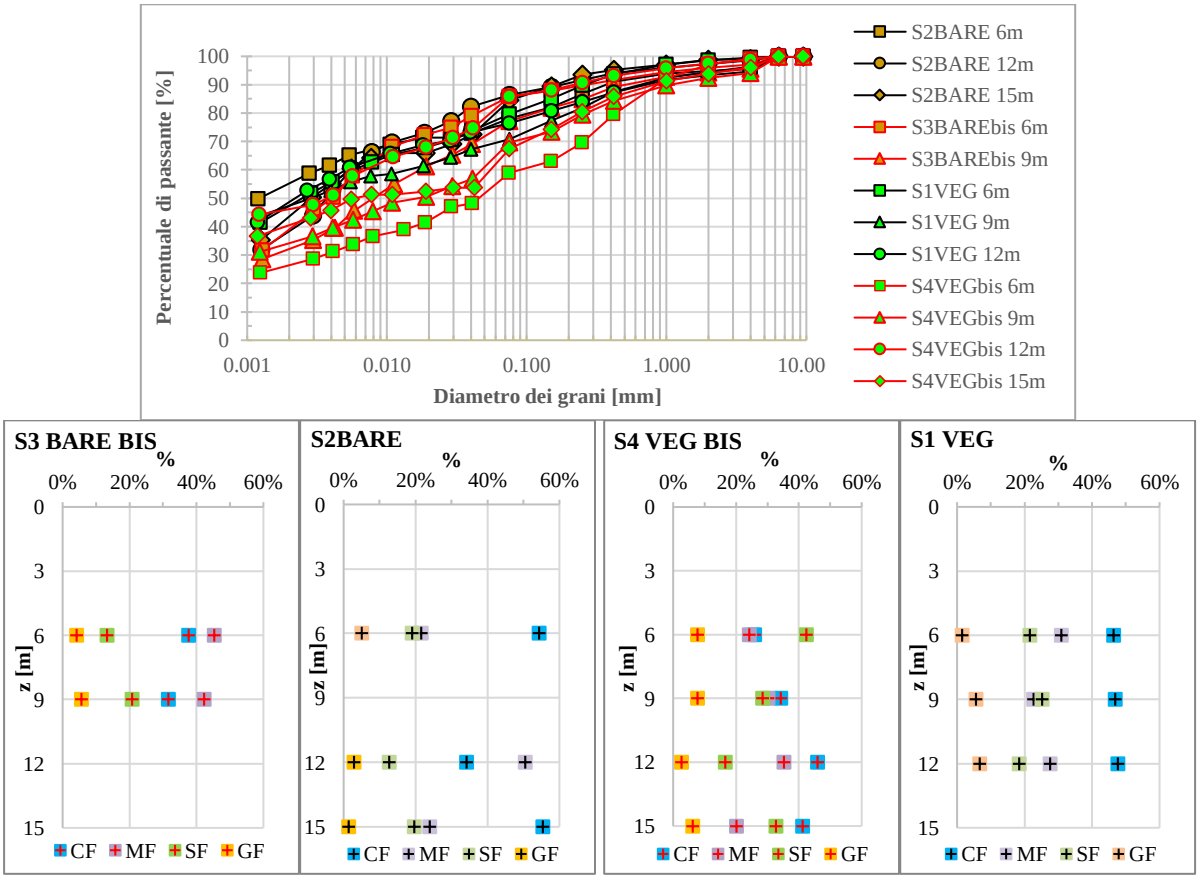


Fig 1 – Curve granulometriche dei campioni profondi e profili di composizione.

Le frazioni granulometriche dominanti sono rappresentate da quelle argillose e limose (Fig. 1): la frazione argillosa (CF) è compresa tra il 25% e il 55%, quella limosa (MF) varia tra il 20% e il 50%. I

profili indagati in area Prati Armati hanno evidenziato una maggiore omogeneità dei litotipi con la profondità. Lungo la verticale S4VEGbis, a 6 metri di profondità, è stata inoltre riscontrata una significativa presenza di sabbia (42%). Al contrario, la verticale S2BARE mostra profili granulometrici estremamente caotici con la profondità. In particolare, a 12 metri, si osserva una lieve diminuzione della frazione argillosa a favore di un aumento della frazione limosa (50%). Lungo la suddetta verticale, la frazione sabbiosa non supera il 20%. Il profilo S3BARE BIS ha mostrato una prevalenza di limo rispetto all'argilla, con percentuali di limo (MF) comprese tra il 41% e il 42% e con frazione sabbiosa (SF) non superiore al 20%.

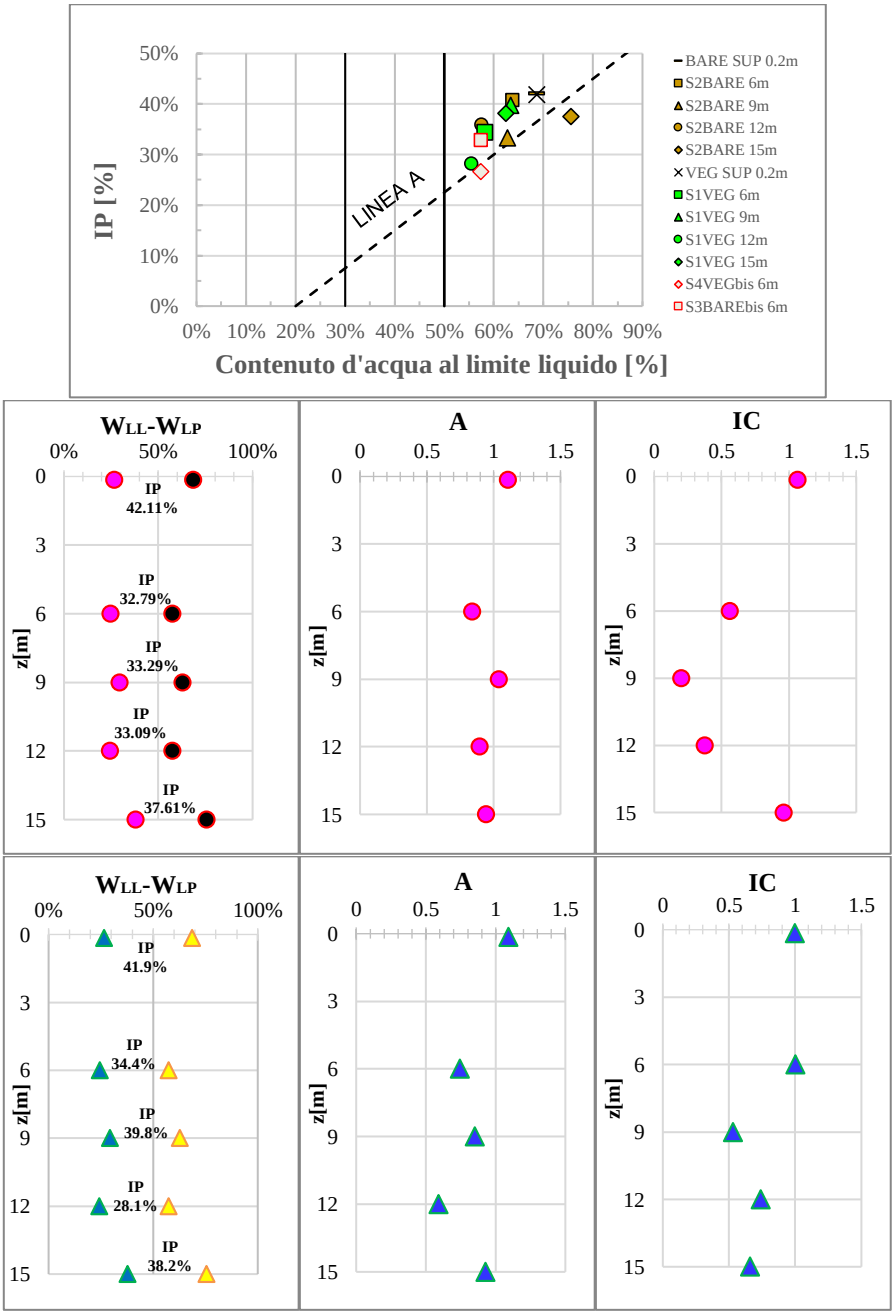


Fig. 2 – Carta di plasticità e profili di proprietà indice ricavati lungo la verticale S2BARE (simbolo circolare) e lungo la verticale S1VEG (simbolo triangolare).

Le prove per la determinazione delle proprietà indice, condotte sui campioni prelevati lungo le quattro verticali, hanno rivelato un valore dell'indice di plasticità (*IP*) compreso tra il 30% e il 40%. Questo intervallo è strettamente correlato alla significativa frazione argillosa (>40%) presente a tutte le profondità analizzate. In base alla carta di plasticità di Casagrande (1948), tutti i campioni rientrano nella zona relativa alle argille a media-alta plasticità.

Nella zona vegetata (Fig. 2), gli indici di consistenza (*IC*), calcolati sulla base del contenuto d'acqua a saturazione, variano tra 0.5 e 1.0. Questo intervallo denota una consistenza che spazia da plastica a solido-plastica. Gli indici di consistenza lungo la verticale S2BARE sono risultati compresi tra 0.2 e 1.0, con i valori più bassi osservati a 9 e 12 metri. L'*IC* inferiore a 0.5 registrato a queste profondità potrebbe essere associato alla presenza di una banda di taglio nel pendio. Nell'abaco di attività, tutti i campioni rientrano nel campo delle argille mediamente attive.
La caratterizzazione dei profili di stato iniziale riveste un ruolo fondamentale nella definizione delle condizioni di riferimento per l'analisi del comportamento di un terreno in situ (Fig. 3). Le grandezze esaminate comprendono l'indice dei vuoti (e), il grado di saturazione (S_r), il peso dell'unità di volume naturale (γ_{nat}).

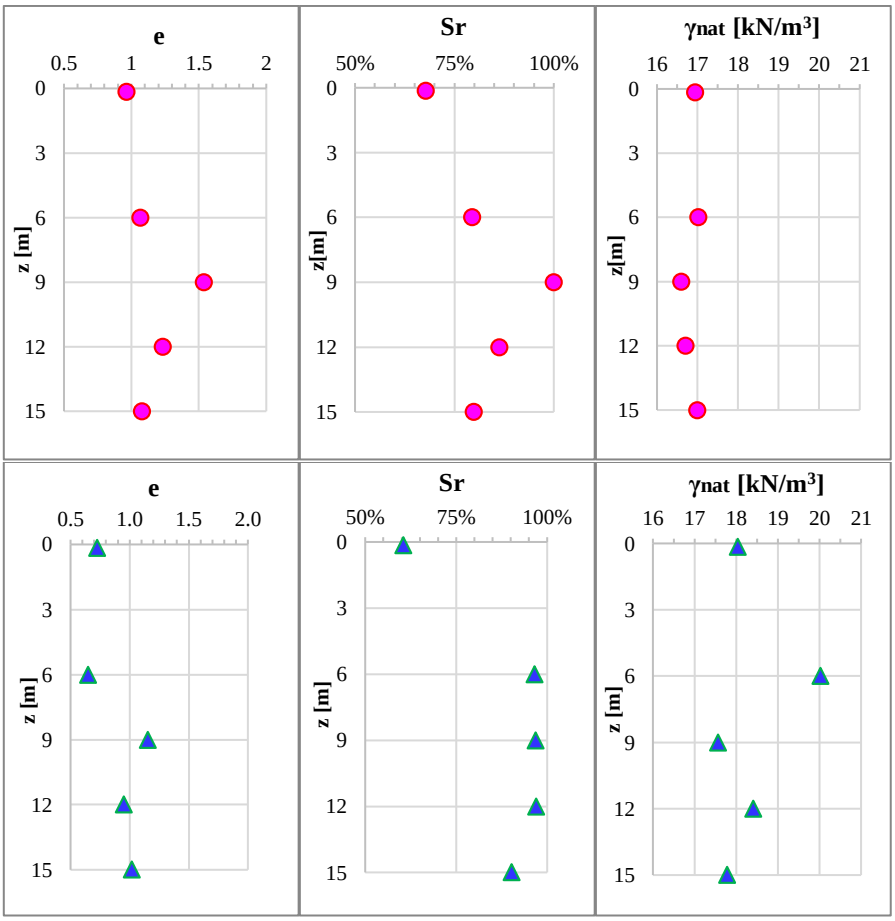


Fig. 3 – Profili dello stato inziale ricavati lungo la verticale S2BARE (simbolo circolare) e lungo la verticale S1VEG (simbolo triangolare).

Lungo la verticale S2BARE si osserva un incremento cospicuo dell'indice dei vuoti, che raggiunge un valore massimo di 1.54 a 9 m, ma è opportuno però sottolineare che, a tale profondità, i campioni analizzati hanno manifestato un elevato grado di disturbo. In zona VEG, l'indice dei vuoti nello strato superficiale (0.73 a 0.15 m) si presenta inferiore, mostrando un incremento meno marcato e più graduale, con un valore minimo a 6m di profondità e un massimo a 9 m di profondità. I profili del grado di saturazione mostrano un suo aumento quasi monotonico con la profondità, su entrambe le verticali. Il grado di saturazione si mantiene generalmente a valori più elevati lungo la verticale VEG rispetto a quella BARE per le medesime profondità, ad eccezione del punto a 9 m dove si osserva la piena saturazione in entrambe le verticali. La piena saturazione riscontrata a 9 m di profondità lungo la verticale BARE è, inoltre, coerente con l'elevato grado di disturbo riscontrato nella carota di sondaggio estratta a tale profondità. Il peso per unità di volume naturale manifesta un'oscillazione contenuta in zona BARE (valori compresi tra 16.61 kN/m^3 e 17.01 kN/m^3). Il minimo locale a 9 m è pienamente compatibile con l'elevato indice dei vuoti rilevato a tale profondità. In zona VEG, a tutte le profondità, il peso per unità di volume naturale risulta sistematicamente superiore rispetto a quello misurato lungo la verticale BARE.

4. Misure di conducibilità termica e analisi dei dati

Le misure di conducibilità termica sono state realizzate in collaborazione con il CNR di Torino, su provini di terreno di diametro 50 mm e altezza 100 mm, utilizzando una sonda termica ad ago (Fig. 4), che sfrutta, come metodo per l'interpretazione dei dati, la teoria della sorgente lineare di calore (filo caldo transitorio). La sonda viene alimentata con una corrente elettrica nota e costante per un breve periodo di tempo, la resistenza elettrica dell'ago converte l'energia elettrica in energia termica, costituendo così una sorgente lineare di calore che si propaga radialmente all'interno del provino.



Fig. 4 – Sonda ad ago utilizzata per la misura dei parametri termici.

Analizzando le serie temporali di temperatura, lo strumento è in grado di fornire i parametri termici del campione, conducibilità termica (λ), capacità termica o calore specifico (cs) e diffusività termica (α), in conformità agli standard ASTM D5334 (2022).
I dati misurati evidenziano, lungo entrambe le verticali, un andamento complessivamente irregolare con la profondità. Il campione prelevato a 6 m, in zona vegetata, mostra una conducibilità termica lievemente superiore, verosimilmente imputabile a un incremento del contenuto sabbioso o a una diminuzione locale dell'indice dei vuoti. Nei geomateriali, un miglioramento del contatto intra-particellare, infatti, favorisce il meccanismo di conduzione del calore. Sulla verticale BARE, i dati misurati risultano essere pressoché simili. Infine, con riferimento alle condizioni iniziali dei campioni, si osserva un incremento della conducibilità termica all'aumentare del peso per unità di volume (Fig. 6a) e del grado di saturazione (Fig. 6b), come atteso (Farouki, 1981).
Le correlazioni tra la conducibilità termica, indice dei vuoti e composizione mineralogica sono oggetto di studio nella letteratura scientifica (Johansen 1975, Farouki 1981). Le Fig. 6c e 6d illustrano l'andamento della conducibilità termica, normalizzata rispetto al grado di saturazione, in funzione dell'indice dei vuoti e dell'indice di consistenza di ciascun provino testato. Eliminato l'effetto del contenuto d'acqua nei pori, la conducibilità termica normalizzata diminuisce all'aumentare dell'indice dei vuoti, coerentemente con le evidenze presentate in Fig. 6a. Con riferimento alla Fig. 6d, invece, si può notare un aumento della conducibilità termica normalizzata all'aumentare dell'indice di consistenza, grandezza, come noto, legata alla composizione mineralogica dei geomateriali.

Bibliografia

Casagrande A. (1948). "Classification and identification of soils", *Trans. ASCE*, 113, 901991.
Cotecchia F., Vitone C., Santaloia F., Pedone G., Bottiglieri O. (2014). "Slope Instability Processes in Intensely Fissured Clays: Case Histories in the Southern Apennines", *Landslides*, 12(5), 877-93.
ASTM Committee D18. (2014)."Test Method for Determination of Thermal Conductivity of Soil and Soft Rock by Thermal Needle Probe Procedure", ASTM International, United States.
Laloui, L., & Loria, A. F. R. (2019). Analysis and design of energy geostructures: theoretical essentials and practical application. Academic Press.
Park, K., Lee, J., Yoon, H. K., & Kim, D. (2016). Hydraulic and thermal conductivities of kaolin–silica mixtures under different consolidation stresses, *Marine Georesources & Geotechnology*, 34(6), 532-541.
Farouki, O. (1981). "Thermal properties of soils." CRREL Monograph 81-1, U.S. Army COE, Cold Regions Research and Engineering Laboratory,Hanover, NH.
Johansen, O. (1975). "Thermal conductivity of soils." Tesi di dottorato, Institute for Kjoleteknikk, Trondheim, Norvegia.

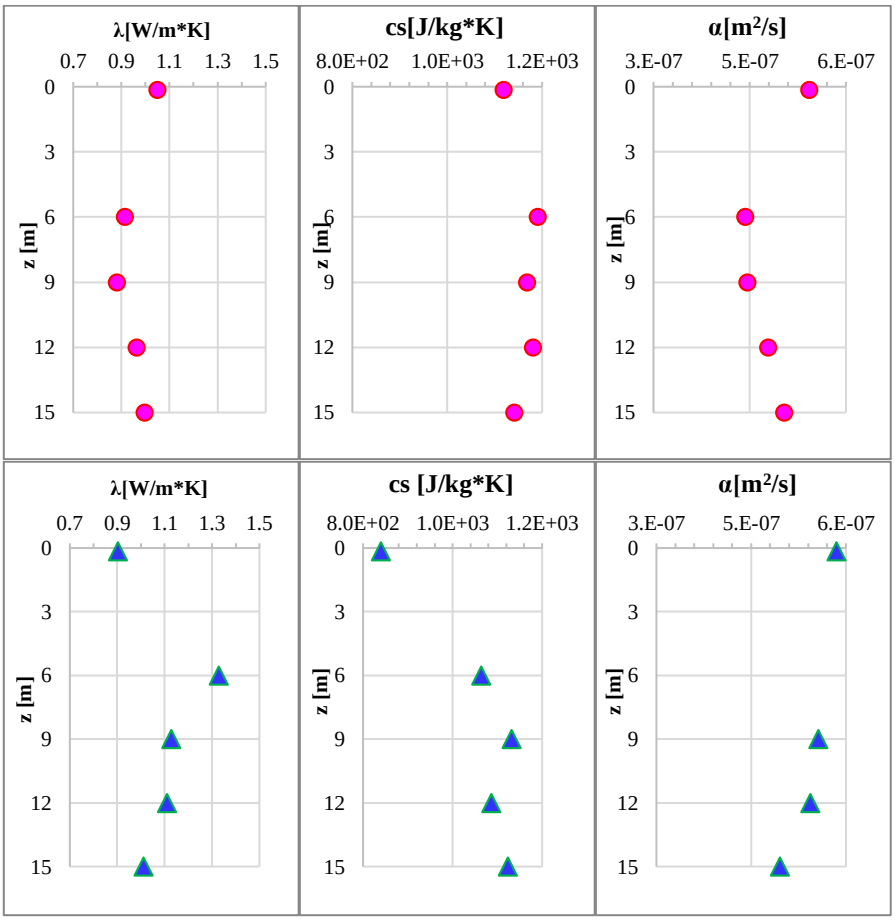


Fig. 5 – Profili delle proprietà termiche ricavati lungo la verticale S2BARE (simbolo circolare) e lungo la verticale S1VEG (simbolo triangolare).

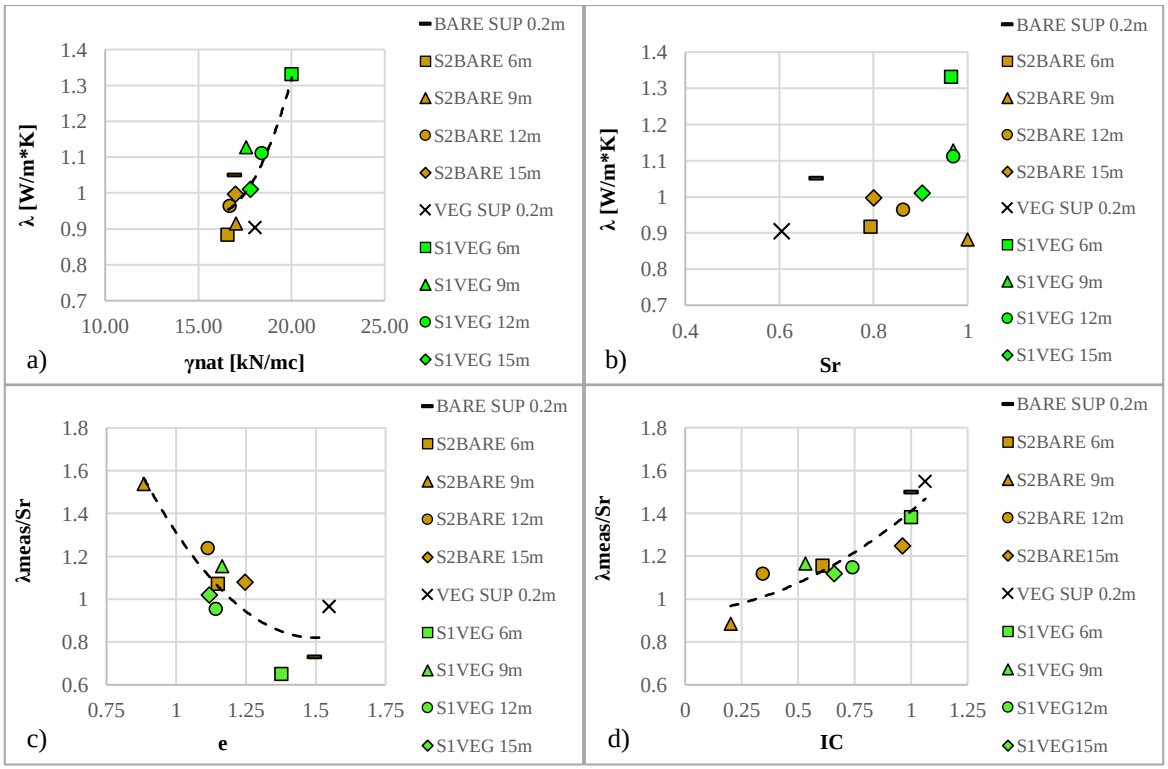


Fig.6 – Conducibilità termica espressa in funzione a) del peso per unità di volume naturale, b) del grado di saturazione. Conducibilità termica normalizzata per il grado di saturazione espressa in funzione di c) indice dei vuoti, d) indice di consistenza.

CARATTERIZZAZIONE IDRO-MECCANICA DI UNA PIROCLASTITE NON SATURA

Giuseppe Vitiello, Lucia Mele, Marco Valerio Nicotera, Marianna Pirone
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale
Università degli Studi di Napoli Federico II
giuseppe.vitiello3@unina.it, lucia.mele@unina.it, nicotera@unina.it, marianna.pirone@unina.it

Sommario

La presente nota illustra i risultati relativi la caratterizzazione idro-meccanica, in condizioni sia sature sia non sature, della copertura piroclastica presente nel sito sperimentale di Salerno. L'attività si inserisce nel contesto del progetto PRIN 2022 "Integrated apPROach for MItigation of flowSlidE risk: fullscale test and advanced numerical modelling (PROMISE)" finalizzato alla definizione di soglie pluviometriche fisicamente basate per la previsione dell'innesco di colate di fango. In particolare, sono discussi i risultati di prove di evaporazione e di prove triassiali sature e non sature in condizioni drenate per bassi valori della tensione di confinamento e per valori di suzione compatibili con le misure in sito registrate nel periodo invernale. Tutte le prove sono state condotte su campioni indisturbati.

1. Introduzione

Gran parte del territorio della regione Campania, circa il 37% della superficie, è ricoperta da depositi piroclastici sciolti derivanti dalle eruzioni dei vulcani di Roccamonfina, dei Campi Flegrei e del Somma-Vesuvio (Picarelli et al., 2008). Questi materiali costituiscono le coperture di versanti più o meno acclivi e per gran parte dell'anno si ritrovano in condizioni di parziale saturazione. Fenomeni di colata rapida possono attivarsi in occasione di intensi eventi meteorici, come già avvenuto a Sarno nel 1998, a Nocera nel 1997 e nel 2005, e infine ad Ischia nel 2006 e nel 2022 (Pagano et al., 2011; Pirone et al., 2015). L'infiltrazione di acqua meteorica in generale produce una riduzione della suzione di matrice, cui può conseguire una riduzione della resistenza a taglio dei depositi piroclastici che a sua volta può innescare una instabilità del versante. Il progetto PRIN 2022 "Integrated apPROach for MItigation of flowSlidE risk: fullscale test and advanced numerical modelling (PROMISE)" prevede la realizzazione di una prova di innesco controllato in un sito sperimentale opportunamente strumentato mediante l'applicazione di una pioggia artificiale. In questa nota sono presentati i risultati della caratterizzazione idro-meccanica della copertura piroclastica affiorante nell'area. In particolare, si illustrano i risultati di prove idrauliche (i.e., prove in permeametro a carico costante e prove di evaporazione) e di prove meccaniche (i.e., prove triassiali CID su terreni saturi e prove triassiali a suzione controllata) condotte su campioni indisturbati. Questi risultati hanno permesso di definire le curve di ritenzione e di valutare i parametri di resistenza necessari per la modellazione fisico matematica necessaria alla progettazione della prova in sito a scala reale.

2. Il sito sperimentale di Salerno

Il sito sperimentale è situato nel comune di Salerno all'interno di una cava di proprietà della società *Italsud Salerno S.r.l.* (40°41'51" N, 14°45'16" E). Al suo interno è stata individuata e disboscata un'area caratterizzata da una pendenza media di circa 32° e con valori locali che superano i 35°. L'area oggetto di studio è stata investigata attraverso l'esecuzione di carotaggi, fiorettature e indagini geoelettriche. L'integrazione delle informazioni derivanti da tali indagini ha consentito di ricostruire in modo dettagliato la stratigrafia locale e di stimare con sufficiente precisione lo spessore della copertura piroclastica, che risulta in media pari a circa 1.60 m. La successione stratigrafica osservata è simile a quella del sito sperimentale del Monte Faito (Forte et al., 2019), poiché entrambi i siti sono stati interessati dai prodotti delle medesime eruzioni vulcaniche. Nello specifico, la copertura piroclastica è costituita, principalmente, da materiali originatisi durante l'eruzione del 79 d.C. suddivisi nei livelli denominati A1 e A2, al di sotto dei quali, seppur in modo discontinuo, si rinvengono livelli più antichi (C1 e C2) composti da materiali a granulometria mediamente più fine depositatisi in corrispondenza di eruzioni precedenti a quella del 79 d.C. (Fig.1 e proprietà fisiche in Tab. 1) che poggiano su un substrato roccioso di dolomia (BED in Fig.1).

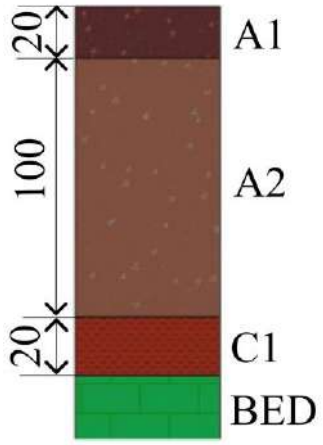


Fig. 1 – Profilo stratigrafico tipo

Tabella 1 – Valori medi delle proprietà fisiche con indicazione del numero di campioni utilizzato per la determinazione

Terreno	**G_s** (-)	**n** (-)	**γ_d** (kN/m^3)
A1	2.67 (n°1)	0.646 (n°1)	9.30 (n°1)
A2	2.69 (n°6)	0.592 (n°6)	10.78 (n°6)
C1	2.74 (n°6)	0.640 (n°6)	9.05 (n°6)

3. Caratterizzazione idraulica

I valori di permeabilità satura K_{sat} e le curve di ritenzione in essiccamento sono stati determinati per i campioni indisturbati prelevati negli strati A1 e A2 (Tabella 2). La procedura utilizzata per determinare la permeabilità satura segue la metodologia proposta da Papa, (2007). In seguito, ogni campione è stato sottoposto ad un test di evaporazione attraverso l'impiego del ku-pF apparatus MP10 (UGT), come proposto da Nicotera et al. (2010). Il test ha permesso di determinare la curva di ritenzione fino a valori della suzione di matrice minori di 70 kPa (limite tecnico dei mini-tensiometri impiegati nel ku-pF apparatus). Per estendere l'analisi oltre tale limite sono state eseguite ulteriori misure in piastra di Richards, con cui è stato possibile determinare il contenuto d'acqua corrispondente ad un valore della suzione di matrice pari a 400 kPa. I dati ottenuti sono stati interpretati utilizzando il modello di Van Genuchten (1980) e i valori medi dei parametri di best-fitting (Tabella 2) sono stati confrontati con quelli ottenuti per i corrispondenti strati di terreno campionati presso il sito sperimentale del Monte Faito.

Tabella 2 - Valori medi dei parametri del modello di Van Genuchten determinati per i terreni di Salerno confrontati con quelli ottenuti per gli stessi litotipi campionati nel sito sperimentale di Mt. Faito

Sito	Terreno	K_{sat} (m/s)	θ_s (m^3/m^3)	θ_r (m^3/m^3)	α (-)	n (-)
Salerno	A1 (n°1)	1.03E-06	0.53	0.04	0.12	1.77
	A2 (n°5)	8.03E-06	0.52	0.15	0.10	1.81
M.te Faito	A1 (n°5)	4.96E-07	0.58	0.11	0.09	1.59
	A2 (n°6)	1.60E-06	0.55	0.10	0.12	1.59

I valori di permeabilità satura dei terreni A1 e A2 risultano superiori di quelli ottenuti per i terreni piroclastici del sito di Monte Faito (Nicotera et al., 2010; Forte et al., 2019; Dias et al., 2022; Guglielmi et al., 2023). Le curve di ritenzione in essiccamento mostrano una forma tipica dei terreni a grana grossa. La Fig.2 mostra un confronto tra le curve di ritenzione dei terreni campionati nei due siti sperimentali. Le curve relative al terreno A2 sono sovrapponibili a quelle ottenute per il corrispondente terreno A2 campionato nel sito sperimentale del Monte Faito, con l'eccezione di un singolo campione. Tuttavia, le curve di ritenzione dei campioni di Salerno partono da valori più bassi del contenuto d'acqua volumetrico in condizioni di saturazione, il che va attribuito alle differenze di porosità tra i due terreni.

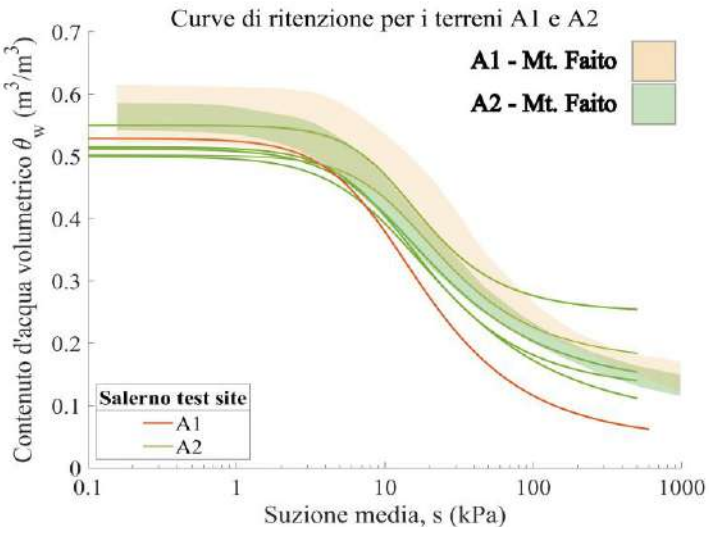


Fig. 2 - Curve di ritenzione idrica determinate per i terreni A1 e A2 del sito di Salerno sovrapposte agli inviluppi determinati per gli stessi terreni del sito sperimentale del Mt. Faito

4. Caratterizzazione meccanica

Il comportamento meccanico del terreno A2 è stato studiato in condizioni di completa e parziale saturazione attraverso l'esecuzione di prove triassiali drenate eseguite su campioni cilindrici indisturbati (∅ = 38 mm, h = 76 mm). Sono state eseguite dieci prove CID con fase di compressione a deformazione controllata (velocità di avanzamento del pistone assiale pari a 0.01 mm/min) spinte fino a deformazioni assiali pari al 12%-15% e fino al raggiungimento di condizioni prossime allo stato critico. Tre prove CID sono state eseguite su campioni inizialmente consolidati ad una tensione di confinamento di 400

kPa e successivamente scaricati, rispettivamente, a 20, 50 e 80 kPa allo scopo di studiare il comportamento in presenza di una sovra-consolidazione. In aggiunta, sono state eseguite prove triassiali a suzione controllata con velocità di deformazione assiale imposta pari a 0.11%/h per valutare l'effetto della parziale saturazione sul comportamento meccanico e volumetrico del terreno. In questa nota si riporta un confronto tra una prova triassiale satura condotta a 30 kPa di tensione di confinamento con quella non satura eseguita a 30 kPa di tensione netta e 20 kPa di suzione (Tabella 3, ID2 e ID13).

Tabella 3 – Condizioni iniziali dei campioni indisturbati di terreno A2 soggetti a prove triassiali sature (ID1-10) e non sature (ID11-13)

ID	**Profondità** (m)	**Tipo di prova**	**σ'_c** (kPa)	**s** (kPa)	**n_0** (-)	**w_0** (-)	**$\gamma_{d,0}$** (kN/m^3)	**$S_{r,0}$** (-)
1	1.00	CID	20	-	0.55	0.15	11.78	0.33
2	0.40	CID	30	-	0.54	0.14	13.08	0.38
3	0.60	CID	40	-	0.64	0.16	11.06	0.24
4	0.45	CID	50	-	0.54	0.15	12.22	0.34
5	0.45	CID	60	-	0.52	0.11	14.03	0.27
6	1.00	CID	70	-	0.47	0.11	13.92	0.31
7	0.45	CID	80	-	0.49	0.14	13.59	0.39
8	0.45	CID - OC	400 → 20	-	0.54	0.14	13.59	0.44
9	0.45	CID - OC	400 → 50	-	0.52	0.16	12.59	0.40
10	0.45	CID - OC	400 → 80	-	0.56	0.19	11.62	0.41
11	0.50	CID$^{(*)}$	60$^{(**)}$	10	0.56	0.19	11.76	0.41
12	0.50	CID$^{(*)}$	80$^{(**)}$	10	0.54	0.17	12.32	0.40
13	0.50	CID$^{(*)}$	30$^{(**)}$	20	0.53	0.17	12.33	0.41

$^{(*)}$ Prova triassiale eseguita in controllo di suzione

$^{(**)}$ Tensione netta

I risultati della prova triassiale CID condotta a 30 kPa di tensione di consolidazione (ID2) e quella a suzione controllata (ID13) condotta ad una tensione di consolidazione (tensione netta) pari a 30 kPa e con suzione pari a 20 kPa sono riportati nei piani $\varepsilon_q - q$ e $\varepsilon_q - \varepsilon_v$, rispettivamente in Fig. 3a-b. Nelle figure, è chiaro l'effetto della parziale saturazione: il provino testato per suzione di 20 kPa mostra una maggiore resistenza ed un incrudimento volumetrico maggiore rispetto alla corrispondente prova satura. Tuttavia, dalle Fig.3a e Fig.3b, si evince che il livello di deformazione raggiunto durante le prove non è sufficiente all'attingimento della condizione di stato critico. Pertanto, è stato necessario diagrammare i risultati nei piani (ε_q, η') e (d, η') (Fig. 4a e 4b).

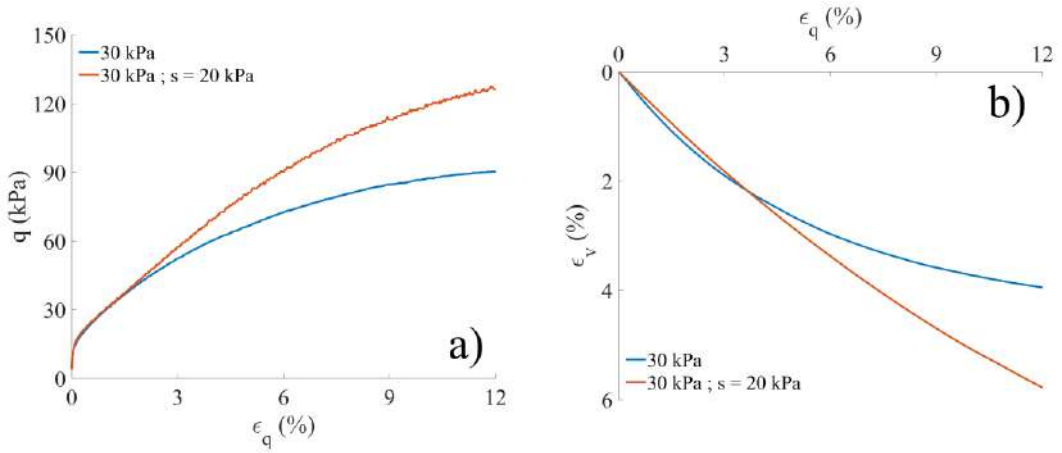


Fig. 3 - Risultati delle prove triassiali sature (ID2) e non sature (ID13) a suzione controllata pari a 20 kPa eseguite per il terreno A2: a) piano ε_q - q; b) piano ε_q - ε_v

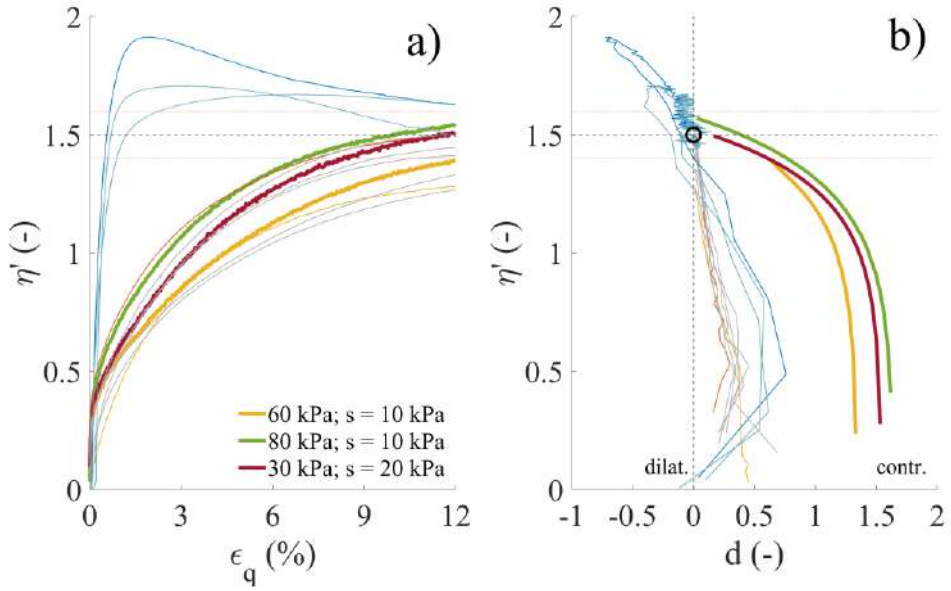


Fig. 4 - Confronto tra tutte le prove triassiali sature (ID1-10) e non sature (ID11-13) eseguite sul terreno A2 in termini di tensioni efficaci alla Bishop: a) piano ε_q - η'; b) piano d - η'

L'utilizzo di questa rappresentazione (in cui $\eta' = q / p'$ e $d = d\varepsilon_v / d\varepsilon_q$) consente di individuare con sufficiente affidabilità la condizione di stato critico alla quale convergono le prove esaminate sia nel piano (ε_q, η') che nel piano (d, η'). Questa condizione risulta caratterizzata dai valori delle grandezze di interesse d = 0 e η' = M ed individua il valore critico o a volume costante dell'angolo di attrito φ'_{cv}. Diagrammando i risultati di tutte le prove CID e quelle a suzione controllata effettuate, utilizzando il principio delle tensioni efficaci alla Bishop per determinare l'obliquità η' (Fig.4a e Fig.4b), si osserva la convergenza verso uno valore del rapporto q/p' approssimativamente pari a 1.50.

5. Conclusioni

Questa nota presenta i risultati preliminari della caratterizzazione idromeccanica dei terreni piroclastici nel sito sperimentale di Salerno. Le curve di ritenzione idrica del terreno lungo il percorso di principale essiccamento e l'angolo di attrito allo stato critico sono paragonabili a quelli ottenuti per gli stessi litotipi nel sito sperimentale del Monte Faito. Sono attualmente in corso ulteriori prove triassiali a suzione controllata per valutare l'influenza della parziale saturazione sulla resistenza al taglio dei terreni studiati. I parametri idraulici e meccanici ottenuti finora saranno utilizzati per calibrare il modello numerico che supporterà la progettazione della prova di pioggia artificiale su scala reale.

Bibliografia

Dias A.S., Pirone M., Nicotera M.V., Urciuoli G. (2022). "Hydraulic characterization of an unsaturated vegetated soil: The role of plant roots and hydraulic hysteresis." Geomechanics for Energy and the Environment, 30, 100235.

Forte G., Pirone M., Santo A., Nicotera M.V., Urciuoli G. (2019). "Triggering and predisposing factors for flow-like landslides in pyroclastic soils: the case study of the Lattari Mts (southern Italy)." *Engineering Geology*, *257*, 105137.

Guglielmi S., Pirone M., Dias A.S., Cotecchia F., Urciuoli G. (2023). "Thermohydraulic numerical modeling of slope-vegetation-atmosphere interaction: Case study of the pyroclastic slope cover at Monte Faito, Italy." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *149*(11), 05023005.

Nicotera, M. V., R. Papa, and G. Urciuoli. (2010). "An experimental technique for determining the hydraulic properties of unsaturated pyroclastic soils." Geotechnical Testing Journal, 33(4), 263-285.

Pagano L., Rianna G., Zingariello M.C., Urciuoli G. (2011). "Un sistema di allarme preventivo per la previsione di fenomeni di colata in terreni piroclastici." In *Stabilità dei pendii parzialmente saturi. Sperimentazione in laboratorio e in sito. Modellazione* (pp. 85-92). Hevelius Edizioni.

Papa R. (2007). Indagine sperimentale sulla coltre piroclastica di un versante della Campania. Tesi di dottorato. Università degli Studi di Napoli Federico II.

Picarelli L., Santo A., Di Crescenzo G., Olivares L. (2008). "Macro-zoning of areas susceptible to flowslide in pyroclastic soils in Campania Region." *Landslides and Engineered Slopes. From the Past to the Future*, *2*, 1951-1957.

Pirone M., Papa R., Nicotera M.V., Urciuoli G. (2015). "In situ monitoring of the groundwater field in an unsaturated pyroclastic slope for slope stability evaluation." *Landslides*, *12*, 259-276.

Sabatino F., Vitiello G., Nicotera M.V., Pirone M. (2024). Caratterizzazione idro-meccanica della copertura piroclastica del sito sperimentale di Salerno. In *Atti dell'Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica IARG 2024*

Van Genuchten M.T. (1980). "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils." Soil science society of America journal, 44(5), 892-898.

INFLUENZA DELLA STRUTTURA SULLE PROPRIETÀ MECCANICHE DI UN MATERIALE PIROCLASTICO DI ELEVATA POROSITÀ

Paolo Tommasi
CNR – Istituto di Geologia Ambientale e Geo-ingegneria
paolo.tommasi@cnr.it

Tatiana Rotonda
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Sapienza Università di Roma
CNR – Istituto di Geologia Ambientale e Geo-Ingegneria
tatiana.rotonda@uniroma1.it

Sommario

Nella nota vengono presentati i risultati della caratterizzazione geotecnica di una piroclastite di elevata porosità (fino al 70%) attraverso tutte le principali prove di laboratorio, i cui risultati hanno fornito una differenziazione dei campioni studiati in due gruppi ben distinti, pur se ricadenti in un medesimo intervallo di porosità. Tale differenziazione è stata spiegata attraverso analisi petrografiche qualitative e quantitative della struttura e analisi mineralogiche con diverse tecniche di indagine. In particolare, si è notato che è lo spessore dei setti dei pori, apprezzabile solo attraverso una mirata analisi della struttura, ad influenzare positivamente rigidezza e resistenza. Tali differenze di struttura possono essere tenute in conto per spiegare la dispersione dei valori che si osserva nei diagrammi che mettono in relazione porosità e proprietà meccaniche, largamente discussi in letteratura.

1. Introduzione

Le rocce piroclastiche rappresentano una parte significativa delle rocce tenere e interagiscono con le attività antropiche in molte regioni del mondo. Le loro caratteristiche fisico-meccaniche dipendono sia dalla struttura originaria, che deriva dalla genesi della roccia, sia dai processi secondari. I primi si riflettono sulla porosità inter- e intra-granulare e la continuità dello scheletro solido dovuta a saldatura: debole, come nei depositi di caduta o alcuni flussi piroclastici (ad es., Tommasi et al., 2015), o forte, come in alcune ignimbriti (ad es., Topopah Spring Tuff, Avar e Hudyma, 2007; Ignimbrite Cimina, Nappi, 1985).

I processi secondari producono cambiamenti mineralogici sia della componente vetrosa che di quella cristallina. Tali processi possono rafforzare la struttura del materiale originale, come la trasformazione di parte del vetro in cristalli di zeolite, che legano i piroclasti e riempiono i pori (specie inter-granulari) (ad es., Lenzi e Passaglia, 1974; Tommasi e Ribacchi, 1988). Viceversa, si può avere un indebolimento causato dall'alterazione del vetro in minerali argillosi o di cristalli freschi in altre fasi cristalline deboli (Pola et al., 2014) (ad es. trasformazione di cristalli di leucite in aggregati debolmente legati di microcristalli di analcime).

Nella nota vengono presentati i risultati della caratterizzazione geotecnica di una piroclastite di elevata porosità (fino al 70%) attraverso tutte le principali prove di laboratorio, i cui risultati hanno fornito una differenziazione dei campioni studiati in due gruppi ben distinti, pur se ricadenti in un medesimo intervallo di porosità. Tale differenziazione è stata spiegata attraverso analisi petrografiche qualitative e quantitative della struttura e analisi mineralogiche con diverse tecniche di indagine.

2. Inquadramento geologico

Il materiale studiato appartiene a uno "strato" di scorie, spesso fino a 5 metri, prodotto di un centro eruttivo dei Vulsini orientali (provincia di Viterbo), campionato in una cava nei pressi di Bagnoregio dove sovrasta una colata lavica da cui si estrae la pietra ornamentale Basaltina.
In affioramento il materiale è massivo con colore dal grigio violaceo al marrone rossastro scuro su cui spiccano solo piccoli cristalli di leucite alterata (analcimizzata). La tessitura è finemente vescicolata (praticamente a nido d'ape). La porosità e il grado di analcimizzazione variano all'interno del corpo geologico. I campioni sono stati recuperati in blocchi con colore, porosità e grado di alterazione diversi.

3. Indagini di laboratorio

2.1 Caratteristiche petrografiche

La tessitura della roccia è stata esaminata al microscopio ottico digitale (DOM) e a luce polarizzata (PLM) e al microscopio elettronico a scansione (SEM) con analisi EDS (Spettroscopia a dispersione di energia, EDS). Sono state condotte analisi diffrattometriche qualitative su polveri non orientate. Sulle fotografie digitali delle sezioni sottili al PLM, sono stati misurati lo spessore dei setti tra pori adiacenti (D_{setti}) e le dimensioni dei pori, calcolate come media della dimensione massima e minima (D_{pori}). Per i vari campioni, sono state effettuate dalle 150 alle 300 misure di D_{pori} e dalle 300 alle 600 di D_{setti}. Più grandi i pori, minore è il numero di misure.
Al microscopio digitale, il materiale mostra una struttura "alveolare" (fig. 1), ancora più evidente in sezione sottile (fig. 2). I pori, spesso isometrici e piuttosto regolari, sono separati da pareti sottili di vetro, assimilabile a un vetro tachilitico, in cui sono immersi numerosi minuti cristalli di sanidino tabulare (*blade*) di dimensioni comprese tra 70 e 180 μm, e di ematite/goethite (da qualche μm a 150 μm) (fig. 2). I cristalli di sanidino hanno l'aspetto di elementi di collegamento tra particelle di vetro o di elementi di rinforzo del vetro stesso (fig. 3 e box in fig. 2). Nel materiale sono presenti anche cristalli più grandi di augite, muscovite e leucite, quest'ultima più frequente e in molti campioni completamente analcimizzata, come indicato dall'affievolirsi dei picchi di diffrazione della leucite laddove l'analcime è evidente.

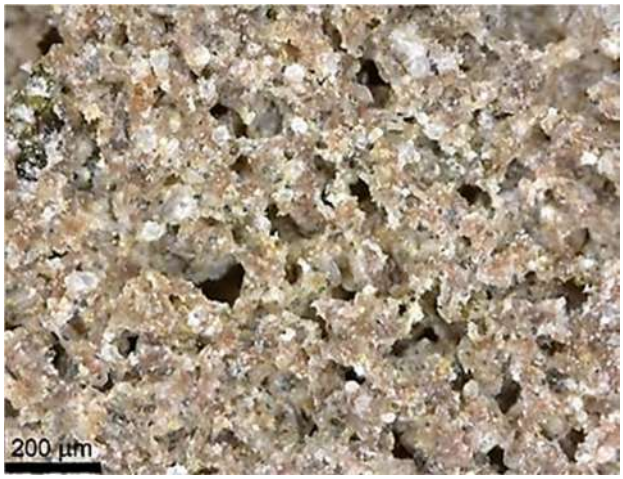


Fig. 1. Foto al microscopio ottico digitale di una superficie di frattura in cui sono evidenti i macropori diffusi. Il colore marrone chiaro della massa è dato dagli ossidi di ferro. I cristalli chiari rotondeggianti sono di leucite.

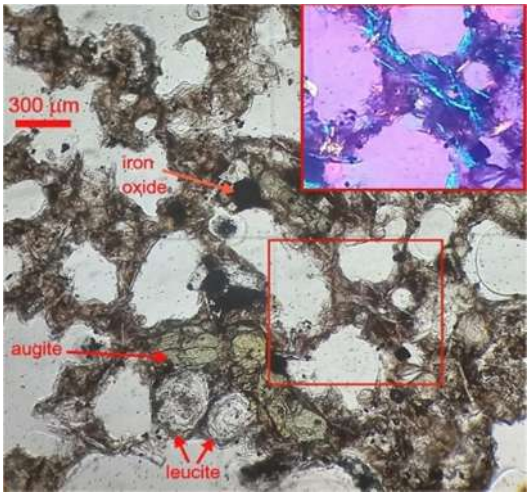


Fig. 2. Sezione sottile a Nicol paralleli. Si notano ossidi di Fe opachi, cristalli isometrici di leucite, cristalli verdi di pirosseno e, soprattutto, diffusi piccoli cristalli chiari di sanidino (a forma di lama), più evidenti (in blu) nel dettaglio a Nicol incrociati con compensatore di quarzo (i pori sono rosa).

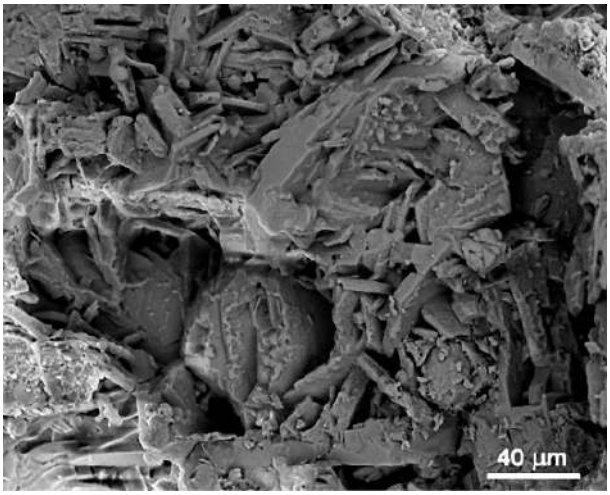


Fig. 3. Immagine SEM a elettroni retro-diffusi di un setto tra macropori, costituito in gran parte da cristalli di sanidino lamellare. Al centro è visibile anche un piccolo cristallo di leucite. Sono evidenti i micropori tra gli aggregati cristallini.

2.2 Caratteristiche fisico-meccaniche

I blocchi sono stati carotati per ottenere provini cilindrici di diametro NX secondo le raccomandazioni ISRM. I provini sono stati essiccati in forno a 40°C e sottoposti a prove di compressione uniassiale (UC), di trazione indiretta (BIT) e di carico puntuale (PL), rispettivamente, nel numero di 20, 41 e 22. Sui provini per le prove UC, è stata determinata la densità secca (ρ_d) e sono state misurate le velocità delle onde elastiche longitudinali (V_P) e di taglio (V_S) mediante prove in trasmissione con generatore di onde quadre, trasduttori piezoelettrici da 1 MHz e oscilloscopio digitale. La densità della fase solida (ρ_s) è stata misurata con picnometro a elio su polveri di dimensioni < 125 µm, ottenute dalla comminuzione degli spezzoni delle carote.

Per le prove UC e BIT è stata utilizzata una pressa meccanica da 200 kN. Le deformazioni assiali nelle prove UC sono state misurate con trasduttori di spostamento montati su anelli di alluminio fissati ai lati del provino (distanza 70 mm). Le prove PL (diametrali) sono state condotte diametralmente. L'indice di resistenza al carico puntuale ($I_{S,50}$) è stato calcolato tenendo conto della penetrazione delle punte.

La relazione tra rigidezza in condizioni dinamiche, espressa dal modulo di Young E_{dyn}, e porosità (n) (fig. 4) e il raffronto tra modulo di Young statico (E_{t50}) e la resistenza a compressione uniassiale (UCS) (fig. 5) (Diagramma di Deere-Miller) mettono in evidenza che nell'ambito del materiale studiato si riconoscono due gruppi di campioni, denominati nel seguito come Gruppo 1 e 2, che si differenziano per le loro proprietà meccaniche, pur essendo caratterizzati da uno stesso intervallo di porosità. La differenza tra i due gruppi investe tutto l'insieme delle caratteristiche meccaniche, come si osserva dai valori medi della resistenza a trazione, al carico puntuale e della resistenza a compressione uniassiale riportati nella tabella 1 (questi ultimi relativi ad un maggior numero di provini rispetto a quelli inclusi in fig. 5, dei quali non è stato misurato il modulo di Young statico).

Tab. 1. Valori medi delle proprietà fisico-meccaniche dei due gruppi di campioni studiati

Gruppo	ρ_d (Mg/m^3)	ρ_s (Mg/m^3)	n (%)	V_P (km/s)	V_S (km/s)	UCS (MPa)	σ_t (MPa)	$I_{S,50}$ (MPa)
1	1.31	2.682	51.3	2.50	1.42	7.92	2.41	1.29
2	1.37	2.666	48.6	1.32	0.79	2.70	0.64	0.31

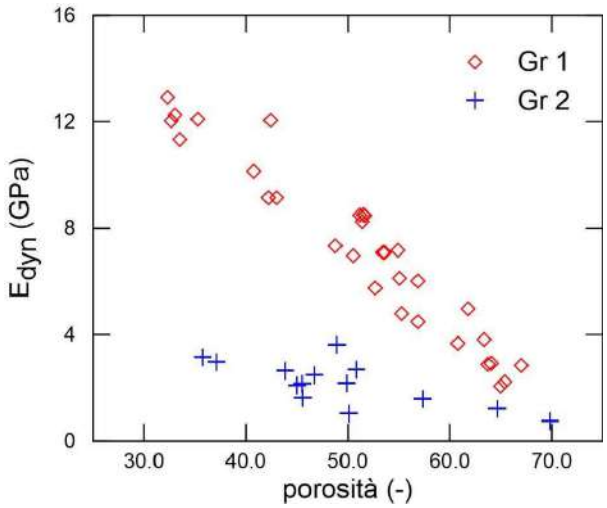


Fig 4. Modulo di Young dinamico in funzione della porosità

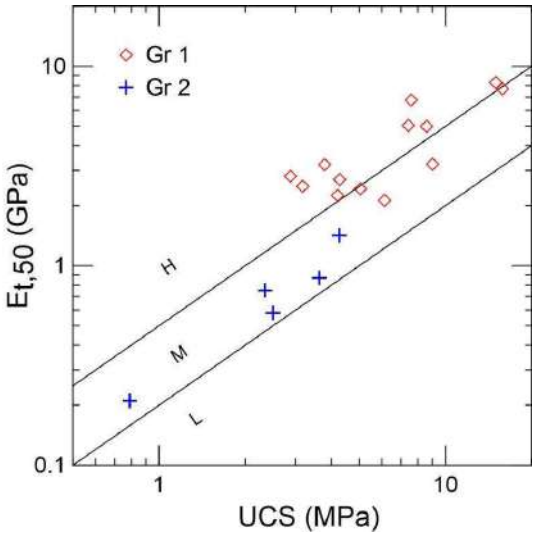


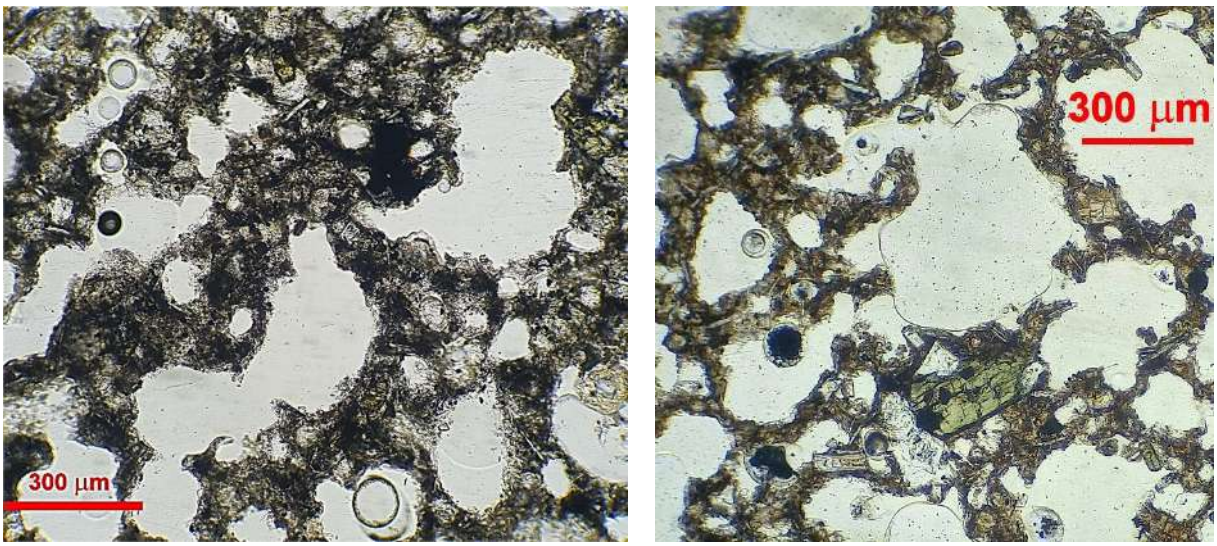
Fig 5. Diagramma di Deere-Miller

Anche il rapporto di modulo ben si differenzia, con valori dei campioni del gruppo 1 maggiori e ricadente nel campo delle rocce con rapporto da medio ad alto (fig. 5), come riscontrato in molte rocce piroclastiche, soprattutto del Lazio settentrionale (Ribacchi e Tommasi, 1998; Ottaviani 1988).

4. Discussione

Per spiegare la netta differenza di proprietà meccaniche tra i due gruppi di provini e quindi l'esistenza di due materiali con diverso comportamento meccanico nell'unità geologica campionata, sono state condotte analisi tessiturali quantitative più approfondite su sezioni sottili, esaminate al microscopio ottico a luce polarizzata, che hanno investigato la dimensione dei pori e lo spessore dei setti tra i pori. Per ciascuno dei due gruppi sono state analizzate sezioni sottili provenienti da due blocchi con porosità diverse.

La diversa struttura dei due gruppi di materiale è visibile nelle sezioni sottili di due campioni osservate a luce polarizzata con Nicol paralleli (figg. 6a e 6b). Le foto mettono in evidenza soprattutto il maggiore spessore dei setti che separano i pori dei campioni del gruppo 1.



a) b)

Fig. 6. Fotografie a luce parallela di due sezioni sottili rappresentative del gruppo 1 in cui si notano i setti tra i pori più spessi (a), e del gruppo 2 (b) in cui sono visibili i setti tra i pori più sottili. Le sezioni si riferiscono ai campioni a maggiore porosità per entrambi i gruppi.

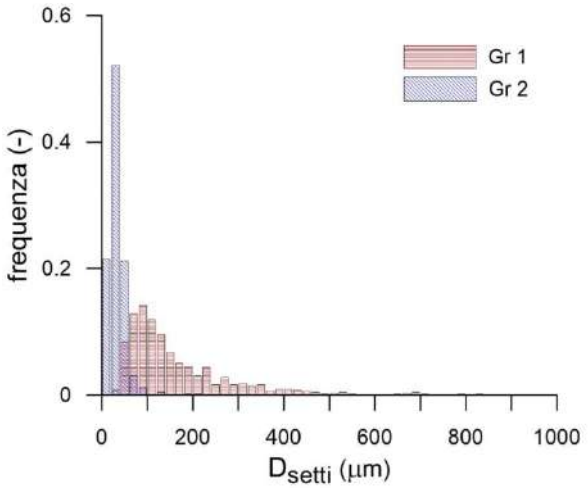


Fig. 7. Istogramma di frequenza del diametro dei setti tra i pori per due campioni del gruppo 1 (rosso) e del gruppo 2 (blu).

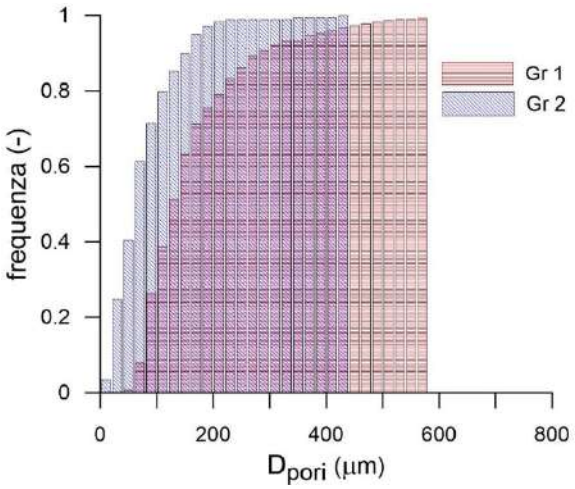


Fig. 8. Istogramma di frequenza cumulata del diametro dei pori per due campioni del gruppo 1 (rosso) e del gruppo 2 (blu).

Tali differenze sono risultate anche più evidenti dall'analisi quantitativa. Nelle figure 7 e 8 sono riportati, rispettivamente, gli istogrammi di frequenza dello spessore dei setti e gli istogrammi di frequenza cumulata delle dimensioni dei pori.

La figura 7 conferma uno spessore dei setti significativamente maggiore nei provini del gruppo 1, siain termini di valore modale che di estensione della distribuzione, caratterizzata peraltro da una certa asimmetria (*skewness*) verso i valori maggiori. L'analisi quantitativa mette però in luce anche la presenza di un maggior numero di pori di piccolo diametro nel gruppo 2 e la presenza di un maggior numero di pori di diametro relativamente grande nel gruppo 1 (fig. 8).

Questo quadro sembrerebbe dare un maggior peso allo spessore dei setti tra pori, come fattore di "controllo" del comportamento meccanico. Setti più spessi determinano una maggiore facilità di propagazione delle onde elastiche, una maggiore rigidezza in campo statico ed una minore facilità che si creino zone di rottura dello scheletro solido e che si abbia una successiva coalescenza dei pori (con aumento della loro asimmetria) che porti alla rottura generale del provino.

Infine, si rileva che i pori di piccole dimensioni sono presenti anche all'interno dei setti. Nel più debole gruppo 2, la presenza di tali vuoti potrebbe essere messa in relazione, almeno in parte, con l'asportazione di cristalli di leucite analcimizzata (molto friabili) durante il processo di abrasione con cui si realizza la sezione sottile. Una conferma di tale fenomeno (osservato qualitativamente) è la densità della fase solida lievemente inferiore determinata sui campioni del gruppo 2, derivante dalla minore densità dell'analcime rispetto alla leucite. Per approfondire tale aspetto, saranno necessarie indagini mineralogiche quantitative sui due materiali individuati e mirate analisi SEM.

5. Considerazioni conclusive

Dall'esame dei risultati delle prove fisico-meccaniche e delle analisi tessiturali eseguite su campioni di uno spesso orizzonte di scorie, piuttosto comune in molte aree vulcaniche, si è osservato che all'interno di una formazione vulcanica vi sono materiali con struttura simile e porosità simile che, in realtà, hanno un comportamento meccanico nettamente differente, con relazioni decisamente diverse tra lo stesso parametro meccanico e la porosità. Ciò si ripete per tutti i parametri determinati, sia di rigidezza che di resistenza.

Questo risultato assume una particolare importanza specialmente quando si analizza con modelli empirici, statistici o meccanici, la relazione tra porosità e parametri di resistenza/rigidezza per ricavare delle correlazioni che consentano di stimare le caratteristiche meccaniche a partire dalla porosità (si veda ad esempio Verrucci et al., 2021). I risultati ottenuti sembrano indicare che le correlazioni che non portano in conto le specifiche caratteristiche tessiturali/strutturali, possono condurre a valutazioni non congruenti con il comportamento reale.

6. Bibliografia

Avar B.B., Hudyma N.W. (2007). "Observations on the influence of lithophysae on elastic (Young's) modulus and uniaxial compressive strength of Topopah Spring Tuff at Yucca Mountain, Nevada, USA", *Int. Jou. Rock Mech, Min. Sci*, 44: 266–270.

Lenzi G., Passaglia E. (1974). "Fenomeni di zeolitizzazione nelle formazioni vulcaniche dell'area sabatina", *Boll. Soc. Geol. It.*, 93:623-645.

Nappi G. (1985). "Evoluzione del complesso vulcanico cimino", *Boll. GNV*, 128-139.

Ottaviani M. (1988). "Proprietà geotecniche di tufi vulcanici italiani", *Rivista Italiana di Geotecnica*, XXII(3):173-178.

Pola A., Crosta G.B., Fusi N., Castellanza R. (2014). "General characterization of the mechanical behaviour of different volcanic rocks with respect to alteration", *Engineering Geology*, 169:1–13.

Tommasi P., Ribacchi R. (1998). "Mechanical behaviour of the Orvieto tuff". 2nd Int. Symp. on Hard Soils-Soft Rocks, Napoli, 2:901-909.

Tommasi, P., Verrucci, L., Rotonda, T. (2015). "Mechanical properties of a weak pyroclastic rock and their relationship with microstructure", *Canadian Geotechnical Journal* 52(2):211-223.

Verrucci L., Rotonda T., Tommasi P. (2021). "Strength behaviour in monoaxial loading conditions in effusive rocks: The influence of porosity" , Invited Lecture, Proc. 5th International Workshop on Rock Mechanics and Engineering Geology in Volcanic Fields, Fukuoka, Japan, Ohta T., Ito T., Osada M. Eds. CRC Press, London.

RISPOSTA MECCANICA DEI RIPORTI ROMANI ALLE OSCILLAZIONI DI FALDA: PROVE SPERIMENTALI E MODELLAZIONE IDRO – MECCANICA ACCOPPIATA

Arianna Pucci
Università degli Studi di Roma "Tor Vergata"
Arianna.pucci@uniroma2.it

Ignacio Giomi
Università eCampus
Ignacio.giomi@uniecampus.it

Sommario

Il presente lavoro propone una prima caratterizzazione in laboratorio dei riporti romani, che costituiscono lo strato più superficiale del sottosuolo della città e si trovano in condizioni di parziale saturazione a causa delle oscillazioni stagionali della falda. I risultati sperimentali sono stati utilizzati per calibrare i parametri idraulici e meccanici necessari a descrivere il comportamento dei riporti durante tali variazioni piezometriche, mediante un modello idro-meccanico accoppiato sviluppato in COMSOL Multiphysics e adottando il modello costitutivo U-CASM per la parte meccanica.

1. Introduzione

La parziale saturazione dei terreni sopra falda è spesso trascurata in ambito progettuale, poiché generalmente comporta un aumento di rigidezza e resistenza (Alonso et al., 1990; Fredlund & Rahardjo, 1993). Tuttavia, i terreni parzialmente saturi possono manifestare comportamenti volumetrici peculiari, come il collasso per saturazione: un cedimento irreversibile che si verifica durante l'imbibizione, con potenziali effetti critici sulla stabilità degli edifici. Un esempio significativo di tale fenomeno è quello del 2001 a Napoli, dove intense precipitazioni causarono un innalzamento della falda freatica che causò gravi danni strutturali agli edifici circostanti (Feola et al., 2004). Un caso meno grave è quello di Roma, dove il "Palazzaccio", sede della Corte di cassazione, ha riportato danni lievi in seguito a cedimenti differenziali riconducibili alle oscillazioni della falda (Calabresi et al., 1980). A tal proposito, il presente studio approfondisce il fenomeno del collasso per saturazione con particolare riferimento al sottosuolo della città di Roma. In tutto il centro storico, il sottosuolo è caratterizzato da uno strato superficiale di terreno di riporto, altamente eterogeneo, con spessori variabili tra i 5 e i 15 metri (Ventriglia, 1971). La granulometria di tale terreno è variabile, da sabbia limosa a ghiaiosa, e la sua caratterizzazione è complessa per la marcata variabilità delle proprietà in funzione della profondità e dell'area di prelievo (Masini et al., 2021). A causa dei notevoli spessori, le oscillazioni stagionali della falda avvengono interamente all'interno di questi riporti, che si trovano così in condizioni di parziale saturazione.
L'articolo presenta una caratterizzazione preliminare delle proprietà idro-meccaniche dei terreni di

riporto, utile alla calibrazione dei parametri per un modello numerico agli elementi finiti, volto a simulare in modo semplificato l'evoluzione stagionale della falda e i relativi effetti sugli spostamenti.

2. Caratterizzazione idro – meccanica dei riporti romani

In questo studio, la caratterizzazione dei riporti è stata condotta su campioni ricostituiti prelevati a circa 7 metri di profondità nell'area di Chiesa Nuova. In base alla curva granulometrica, il terreno è stato classificato come sabbia ben graduata (SW) secondo il sistema USCS, essendo il contenuto di fine minore al 1%.

2.1 Caratterizzazione idraulica

La caratterizzazione idraulica è stata svolta mediante la determinazione della curva di ritenzione, che descrive la relazione tra suzione e contenuto d'acqua (o grado di saturazione), ottenuta integrando i dati di tre strumenti: HYPROP, edometro a controllo di suzione e WP4C.
L'HYPROP ha fornito dati nel campo di suzione 0–100 kPa, monitorando la perdita di peso di provini saturi con una bilancia e misurando la suzione mediante due tensiometri. Pur essendo concepito per percorsi in essiccamento, è stato utilizzato anche per l'imbibizione (Ponzoni et al., 2021; Parra-Gomez et al., 2023). L'edometro a controllo di suzione (Romero, 1995) ha permesso di applicare suzioni costanti entro lo stesso intervallo già indagato in HYPROP, ottenendo punti sia in *drying* che in *wetting*. Infine, il WP4C ha consentito di misurare il contenuto d'acqua di piccoli campioni a suzioni elevate, tramite la tecnica del punto di rugiada. La *Fig.1* mostra un riassunto dei risultati ottenuti con i diversi strumenti.

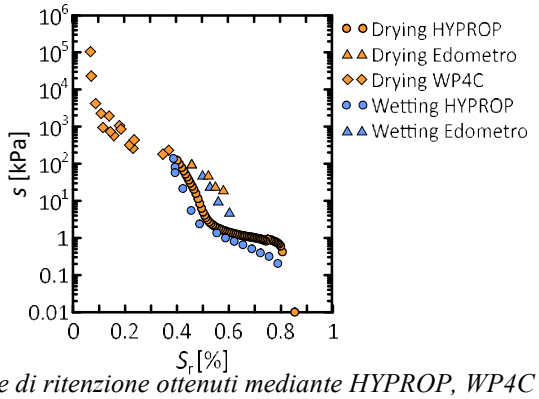


Fig 1. Punti sperimentali delle curve di ritenzione ottenuti mediante HYPROP, WP4C ed edometro a controllo di suzione.

2.2 Caratterizzazione meccanica

La caratterizzazione meccanica dei riporti romani è stata condotta mediante prove edometriche su provini ricostituiti, con indice dei vuoti pari a 1.5. Una prova è stata eseguita in condizioni di saturazione in edometro convenzionale, mentre le prove in condizioni parzialmente sature, a suzioni costanti di 50, 100, 200 e 300 kPa, sono state realizzate utilizzando l'edometro a controllo di suzione (*Fig.2*).

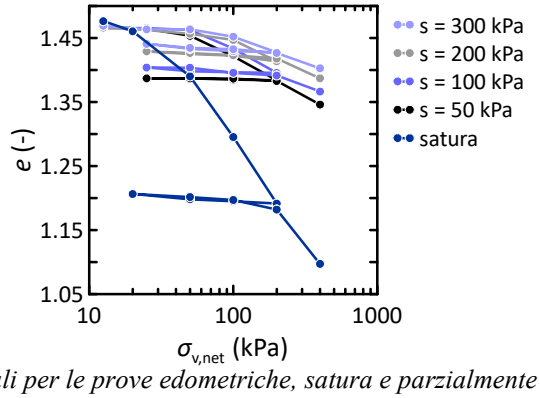


Fig 2. Risultati sperimentali per le prove edometriche, satura e parzialmente sature a suzione costante.

3. Modello idro – meccanico

La modellazione idro-meccanica di un terreno parzialmente saturo è governata dal bilancio di massa dell'acqua liquida e dall'equazione di equilibrio meccanico, assumendo trascurabili le variazioni di pressione della fase gassosa e della pressione di vapore. Le incognite del problema sono la pressione dell'acqua, P_L e il campo di spostamenti **u**. Il bilancio di massa d'acqua è riportato in *Eq. 1*:

$$\frac{1}{1+e_{TOT}}\frac{\partial(\rho_w S_r e_{TOT})}{\partial t} + \nabla\cdot(\rho_w \boldsymbol{q}_L) = 0 \tag{1}$$

Dove ρ_w è la densità dell'acqua, e_{TOT} l'indice dei vuoti e $\boldsymbol{q}_L$ il termine di flusso espresso tramite la legge di Darcy nel modo seguente:

$$\boldsymbol{q}_L = -k_{rel}k_{sat}(\nabla P_L + \rho_w g\nabla z)/\rho_w g \tag{2}$$

L'equilibrio meccanico, invece, è descritto in *Eq. 3*:

$$\nabla\cdot\boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{f} = 0 \tag{3}$$

In cui $\boldsymbol{f}$ il vettore delle forze esterne e $\boldsymbol{\sigma}$ il tensore delle tensioni totali, viene espresso tramite le tensioni costitutive, che in questo caso sono le tensioni efficaci alla Bishop (Bishop & Blight, 1963). Tali tensioni sono definite dal modello costitutivo adottato, come segue:

$$\dot{\sigma}_{CONST} = \boldsymbol{D}\dot{\varepsilon}^e \tag{4}$$

Assumendo una decomposizione additiva delle deformazioni, l'incremento delle deformazioni elastiche $\dot{\varepsilon}^e$, può essere calcolato come:

$$\dot{\varepsilon}^e = \dot{\varepsilon}_{TOT} - \dot{\varepsilon}^P \tag{5}$$

In cui $\dot{\varepsilon}_{TOT}$ è l'incremento delle deformazioni totali, $\dot{\varepsilon}^P$ quello delle deformazioni plastiche. L'incremento delle deformazioni plastiche, $\dot{\varepsilon}^P$ è stato determinato usando il Clay and Sand Model (Yu, 1998) esteso al caso parzialmente saturo secondo Pucci (2025) ed implementato in COMSOL Multiphysics in coordinate cilindriche.

3.1 Calibrazione idraulica

La curva di ritenzione dei riporti è stata modellata utilizzando la formulazione di Van Genuchten (1980), le cui espressioni per il grado di saturazione, $S_r(s)$, e la conducibilità idraulica parzialmente satura, $k_{rel}(S_r)$, sono riportate di seguito:

$$S_r(s) = S_{r,res} + \left(S_{r,sat} - S_{r,res}\right)[1 + (s/P)^{n_{VG}}]^{-m_{VG}} \tag{6}$$

$$k_{rel}(S_r) = {S_e}^{0.5}\left[1 - \left(1 - {S_e}^{1/m}\right)\right]^2 \tag{7}$$

In cui $S_{r,res}$ rappresenta il grado di saturazione residuo, $S_{r,sat}$ è il grado di saturazione saturo, pari ad uno, P, n e m sono parametri del modello, $S_e = \left(S_r - S_{r,res}\right)/\left(S_{r,sat} - S_{r,res}\right)$, s la suzione. In *Fig. 3* sono riportati i risultati della calibrazione della curva di ritenzione per i riporti, basata esclusivamente sui dati sperimentali da WP4C e dall'edometro a suzione controllata. Inoltre, nella *Tab*. 1 sono presentati i parametri ottenuti dalla calibrazione.

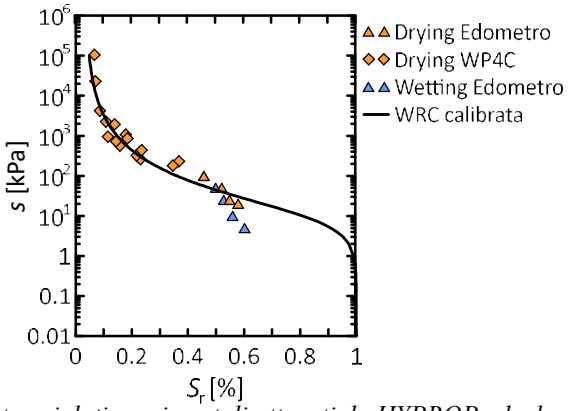


Fig 3. Curva di ritenzione calibrata sui dati sperimentali ottenuti da HYPROP ed edometro a controllo di

suzione.

Tab 1. Valori dei parametri della curva di ritenzione calibrata.

P (kPa)	m_{VG} (-)	n_{VG} (-)	$S_{r,res}$ (-)	$S_{r,sat}$ (-)
10	0.32	1.47	0.035	1

3.2 Calibrazione meccanica

Di seguito sono indicate le equazioni della superficie di snervamento nel piano *p*' - *q* (*Eq.8*) e della *loading collapse* (*Eq.9* e *Eq.10*), previste dal modello U-CASM, adottato per descrivere il comportamento meccanico dei riporti romani. Per ulteriori dettagli sul modello e sulla sua implementazione si rimanda a Pucci (2025).

$$f(p', q, p_0') = \left(\frac{q}{Mp'}\right)^n + \frac{ln(p'/p_0'(s))}{ln\, r} = 0 \tag{8}$$

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r_{LC})exp(-\beta s) + r_{LC}] \tag{9}$$

$$p_0'(s) = p_c \left(\frac{p_0^*}{p_c}\right)^{\lambda(0)-\kappa/\lambda(s)-\kappa} + S_r(u_a - u_w) \tag{10}$$

dove p' è la tensione media efficace di Bishop e u_a e u_w le pressioni dell'aria e dell'acqua interstiziale. I parametri n e r definiscono forma e inclinazione della superficie di snervamento nel piano p'–q. $\lambda(0)$ è l'indice di compressibilità in condizioni sature, κ è l'indice di rigonfiamento, p_0^* la pressione di preconsolidazione satura, p_c la pressione di riferimento, mentre r_{LC} e β sono parametri del modello. La calibrazione è stata eseguita sulle prove edometriche sature e a suzione costante presentate precedentemente (*Fig.3*), con risultati riportati in *Fig.4* e valori dei parametri in *Tab.2*.

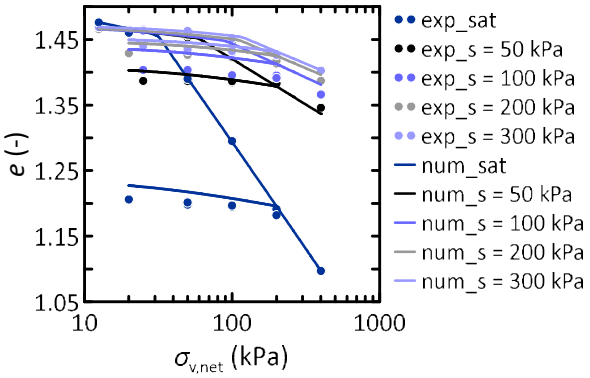


Fig 4. Prove edometriche sperimentali e risultati del modello numerico calibrato.

Tab 2. Valori dei parametri meccanici calibrati sui dati sperimentali.

p_0^* (kPa)	λ (-)	κ (-)	r (-)	n (-)	r_{LC} (-)	β (kPa^{-1})	p_c (kPa)	M (-)
25	0.14	0.02	2	5	0.31	0.034	18.84	0.85

4. Applicazione preliminare al finito

Utilizzando i parametri calibrati, è stato sviluppato in COMSOL Multiphysics un modello numerico agli elementi finiti per simulare le oscillazioni di falda indotte dalle variazioni di portata del Tevere.
Il modello, per ora in forma preliminare e semplificata, utilizza il modello costitutivo U-CASM ed è perciò in coordinate cilindriche. Di conseguenza, il dominio è rappresentato da un cilindro di terreno con altezza pari allo spessore medio dei riporti nel centro storico di Roma, H_{model} di 10 m (*Fig. 5a*).
Le condizioni al contorno meccaniche e idrauliche sono mostrate rispettivamente in *Fig. 5b* e *5c*.

L'andamento temporale della falda applicato al contorno, $z_w(t)$, è una semplificazione delle misure effettuate dall'idrometro di Ripetta, rappresentativa delle oscillazioni osservate durante i periodi di piena (*Fig.5b*).

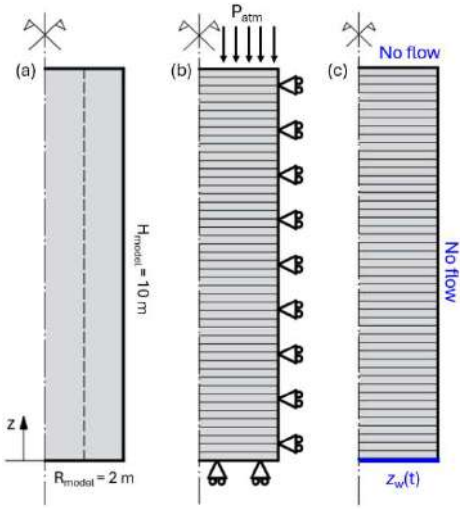


Fig 5. (a) Geometria, (b) condizioni al contorno meccaniche e (c) idrauliche del modello.

La *Fig.6* mostra alcuni risultati del modello numerico: la *Fig.6a* riporta la geometria del dominio e il punto di osservazione a metà colonna, evidenziato in rosso; la *Fig.6b* illustra l'evoluzione del livello di falda, z_w, con sei istanti significativi. In particolare, z_w raggiunge per la prima volta 4 m di altezza dalla base della colonna a t_1, scende a 2 m entro t_3 dopo una fase stazionaria (t_2–t_3), e risale fino a circa 8 m entro la fine della simulazione. La *Fig.6c* mostra l'evoluzione della pressione di preconsolidazione satura (linea tratteggiata) e degli spostamenti verticali (linea continua) nel punto di osservazione, mentre la *Fig.6d* illustra la variazione della suzione nello stesso punto nel tempo. L'analisi congiunta dell'andamento di w, p_o^* e z_w evidenzia che la prima risalita della falda, a t_1, induce cedimenti plastici di circa 60 mm ed un aumento della pressione di preconsolidazione satura per effetto dell'espansione del dominio elastico. In questa fase, la suzione nel punto di osservazione diminuisce ma non si annulla, in quanto il punto resta insaturo. Tra t_2 e t_5, si osservano cedimenti e rigonfiamenti elastici, rispettivamente durante la discesa e risalita della falda e p_o^* resta costante. Superata la quota di 4 metri (t_5), si attivano nuove deformazioni plastiche. Infine, al tempo t_6, la falda satura il punto di osservazione e la suzione si annulla. Ulteriori risalite della falda generano un aumento della pressione dell'acqua, una riduzione della tensione efficace e rigonfiamenti elastici.

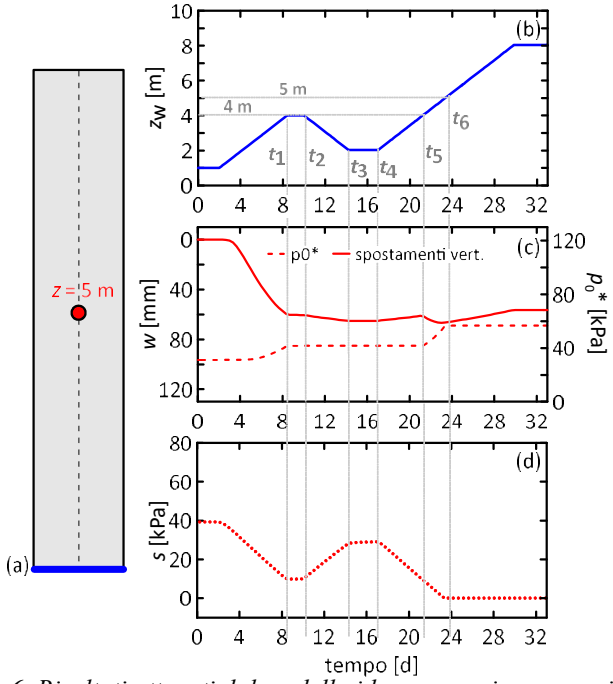


Fig 6. Risultati ottenuti dal modello idro-meccanico accoppiato.

5. Conclusioni

I riporti romani, che rappresentano lo strato più superficiale del sottosuolo di Roma, sono terreni a grana media/grossa altamente eterogenei, con spessori variabili tra 5 e 15 metri. Le variazioni stagionali della portata del fiume Tevere generano oscillazioni di falda che si sviluppano interamente all'interno di questo strato, rendendolo parzialmente saturo.

Il presente lavoro ha l'obiettivo di analizzare il comportamento dei riporti in risposta a tali oscillazioni. A tal fine, è stata condotta una campagna sperimentale per la caratterizzazione meccanica e idraulica del terreno, i cui risultati sono stati impiegati per calibrare i parametri necessari all'implementazione di un modello idro-meccanico accoppiato agli elementi finiti in COMSOL Multiphysics. Il comportamento meccanico del terreno è stato descritto mediante il Clay and Sand Model, esteso al caso parzialmente saturo secondo Pucci (2025). Il modello è in grado di riprodurre alcuni aspetti chiave del comportamento dei riporti, tra cui l'innesco di cedimenti plastici in corrispondenza delle fasi di risalita della falda.

Bibliografia

Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990). "A constitutive model for partially saturated soils", *Géotechnique*, 40(3), 405-430.

Bishop, A. W., & Blight, G. E. (1963). "Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils", *Geotechnique*, 13(3), 177-197.

Feola, A., Lombardi, G., Pellegrino, A., & Viggiani, C. (2004). "I dissesti di Via Settembrini a Napoli a seguito dell'evento del 15.09. 01".

Fredlund D G, Rahardjo H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. Wiley and Sons Inc., New York.

Masini, L., Gaudio, D., Rampello, S., & Romani, E. (2021). "Observed performance of a deep excavation in the historical center of Rome", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(2), 05020015.

Parra-Gómez, L. J., Muraro, S., & Jommi, C. (2023). "An insight into drying-wetting cycles of peat". In E3S Web of Conferences (Vol. 382, pp. 1-6). EDP Sciences.

Ponzoni, E., Nocilla, A., & Jommi, C. (2021). "Determination of water retention properties of silty sands by means of combined commercial techniques", *Geosciences*, 11(8), 315.

Pucci, A. (2025). "A study on the effects of the groundwater table oscillations in Central Rome: characterisation of the made ground layer and constitutive modelling". Università degli Studi di Roma "Tor Vergata".

Romero Morales, E. E. (1999). "Characterisation and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study". Universitat Politècnica de Catalunya.

Ventriglia, U. (1971). "La Geologia della Città di Roma: Rome". Italy, Amministrazione Provinciale di Roma.

Yu, H. S. (1998). CASM: A unified state parameter model for clay and sand. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 22(8), 621-653.

PROVE SPERIMENTALI IN PICCOLA SCALA SU APPARATI RADICALI SEMPLIFICATI SOGGETTI A CARICHI CICLICI

Giacomo Marrazzo
Politecnico di Milano
giacomo.marrazzo@polimi.it

Andrea Galli
Politecnico di Milano
andrea.galli@polimi.it

Sommario

L'ingegneria geotecnica può fornire un contributo significativo nella valutazione della resistenza al ribaltamento di alberi, in particolare quando il meccanismo di collasso sia riconducibile allo sradicamento della zolla radicale che può essere assimilata, da un punto di vista meccanico, a una fondazione superficiale che deve fornire l'ancoraggio necessario all'albero per contrastare le sollecitazioni esterne. Considerata la natura prevalentemente ciclica dei carichi agenti sugli alberi, dovuti soprattutto all'azione del vento, la presente nota si propone di investigare la risposta meccanica di prototipi semplificati di apparati radicali sottoposti a cicli di carico ad ampiezza crescente fino al raggiungimento del ribaltamento, tramite prove sperimentali in piccola scala. I risultati ottenuti forniscono nuovi spunti di riflessione sulla risposta meccanica di sistemi radicali, contribuendo a una comprensione più approfondita del loro comportamento a ribaltamento sotto carico ciclico.

1. Introduzione

Gli episodi di caduta alberi rappresentano un problema sempre più rilevante negli ultimi decenni, specialmente in ambito urbano, anche a causa di eventi meteorologici sempre più intensi dovuti al cambiamento climatico in atto. Per i meccanismi di collasso che coinvolgono il ribaltamento della zolla radicale si rende in particolare necessario un approccio multidisciplinare che combini competenze botaniche, agronomiche e ingegneristiche, e in questo ambito l'ingegneria geotecnica può fornire un valido contributo allo studio della resistenza ultima. L'apparato radicale funge infatti da fondazione per l'albero, soggetto a una combinazione di forze verticali (V), orizzontali (H) e momenti ribaltanti (M) fortemente eccentrica, la cui risposta meccanica è governata dai complessi meccanismi di interazione tra radici e terreno (Marrazzo et al., 2023). Nella pratica professionale, una delle procedure più utilizzate dai tecnici agronomi per valutare la stabilità di alberi si basa sull'interpretazione di prove di trazione statiche non distruttive (comunemente denominate "pulling tests"), che prevedono l'applicazione di un carico suborizzontale al fusto dell'albero (in genere applicato da un'altezza pari a circa 1/3 di quella dell'albero) monotonamente crescente fino al raggiungimento di una rotazione alla base del tronco non superiore a 0.25° (considerato un limite sicuro per evitare danni alla pianta). I dati sperimentali così ottenuti vengono comunemente interpretati secondo la procedura empirica proposta da Wessolly and Erb (1998), che assume una relazione diretta tra rigidezza rotazionale e resistenza ultima al ribaltamento. Tale procedura, sebbene ampiamente diffusa nella pratica, presenta ancora ampi margini di incertezza, e non tiene conto della tipologia di albero, della geometria dell'apparato radicale, delle condizioni ambientali, delle proprietà del terreno, nonché di storie di carico complesse quali quelle indotte dai

carichi ciclici dovuti dell'azione ripetuta del vento. A livello di ricerca, numerosi lavori sono presenti in letteratura incentrati su prove su modelli di apparati radicale in scala ridotta sottoposti a percorsi di carico multiassiale in condizioni 1g (Marrazzo et al., 2024), o prove di ribaltamento in galleria del vento (Cao et al., 2012) e in centrifuga geotecnica (Zhang et al., 2020 and 2022). Recentemente (Galli et al., 2023; Marrazzo e Galli, 2024) gli autori hanno anche messo a punto un prototipo di apparato radicale semplificato per l'esecuzione di prove di ribaltamento a carico verticale costante. La presente nota si propone di dare un contributo in questo ambito, presentando i risultati ottenuti con la medesima strumentazione, ma considerando diverse geometrie di apparato radicale e condizioni di carico ciclico ad ampiezza crescente fino al raggiungimento del collasso. I risultati sperimentali sono interpretati in termini di rigidezza rotazionale media e capacità dissipativa (smorzamento) per ogni ciclo di carico, investigando l'evoluzione di queste grandezze al passaggio da condizioni lontane dal collasso fino al completo ribaltamento del prototipo.

2. Apparato sperimentale

Nonostante la specificità e l'unicità di ogni singolo esemplare di albero, tre diverse tipologie di radici sono usualmente riconosciute: radici a fittone (Figura 1a), radici profonde "a cuore" (Figura 1b) o radici superficiali (Figura 1c) caratterizzate queste ultime da crescita in direzione prevalentemente orizzontale, con solo pochi tratti sviluppati relativamente in profondità.

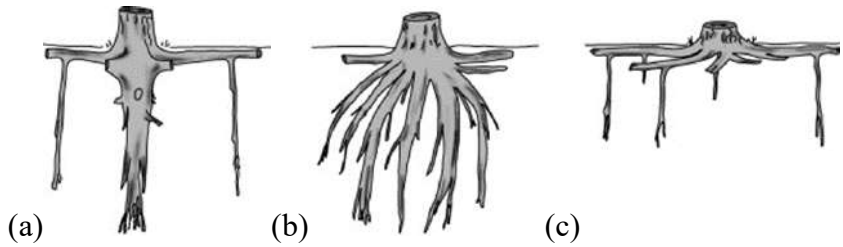


Fig 1. Schemi di apparati radicali: (a) radice a fittone, (b) radici profonde e (c) radici superficiali

Tra i tre schemi, nel presente lavoro si è scelto di considerare solo quest'ultima tipologia, dal momento che rappresenta la maggior parte dei casi di ribaltamento osservati in aree urbane. Sono stati presi in esame due prototipi semplificati, realizzati installando su una trave di base rigida, di dimensioni 32×32×150 mm e a sua volta fissata al sistema di carico, diversi elementi strutturali. Il primo prototipo ("geometria 1" in Figura 2a) è costituito da un unico cilindro in legno (diametro 10 mm e lunghezza 80 mm per lato) inserito nella mezzeria della trave di base a simulare la presenza delle sole radici laterali. Il secondo ("geometria 2" in Figura 2b) è stato realizzato a partire dal modello precedente con l'aggiunta di quattro elementi verticali in legno (diametro 3mm e lunghezza 40 mm) che simulano la presenza dei tratti affondati, e di una rete in gomma, perfettamente flessibile e assialmente rigida, che simula la presenza dell'apparato radicale secondario a bassa profondità. I due prototipi vogliono idealmente rappresentare due casi estremi di un sistema radicale sano e completo (geometria 2) e uno al contrario ammalorato e parzialmente danneggiato (geometria 1), ad esempio per aggressioni fungine o tagli parziali di radici dovuti ad interferenze con sottoservizi in ambito urbano. Il terreno è stato idealmente modellato mediante l'impiego di un materiale granulare deformabile, costituito da grani artificiali in gomma. Tale scelta è giustificata dalla buona corrispondenza – per i livelli di sforzo investigati – tra la rigidezza rotazionale misurata per il sistema e la sua resistenza ultima (come mostrato in Galli et al., 2023), così da avvicinarsi alle condizioni osservate in campo ove il terreno vegetato attorno agli alberi è in genere caratterizzato da basso grado di addensamento ed elevata comprimibilità. I granuli, la cui curva granulometrica è riportata Figura 2c e risulta comparabile a quella di una ghiaia fine, sono caratterizzati da un peso del materiale γ_s= 15.4 kN/m^3 e vengono depositati per pluviazione ad una porosità di circa il 40% (corrispondente ad un peso secco γ_{dry}= 9.2 kN/m^3; ulteriori informazioni in Galli et al., 2023). I prototipi utilizzati per la prova sono inizialmente posizionati su di uno strato uniforme di 120 mm di granuli deposti entro un contenitore rigido delle dimensioni di 340×150×210

mm (in Figura 2d è mostrato, a titolo di esempio, il posizionamento del prototipo di geometria 1) e poi ricoperti con 30 mm di materiale su entrambi i lati. Il sistema di carico è costituito da due serbatoi (della capacità di 2 litri ciascuno e inizialmente riempiti con 1 litro di acqua), alloggiati su una piastra in legno ad una distanza di 190 mm dall'asse baricentrale del modello.

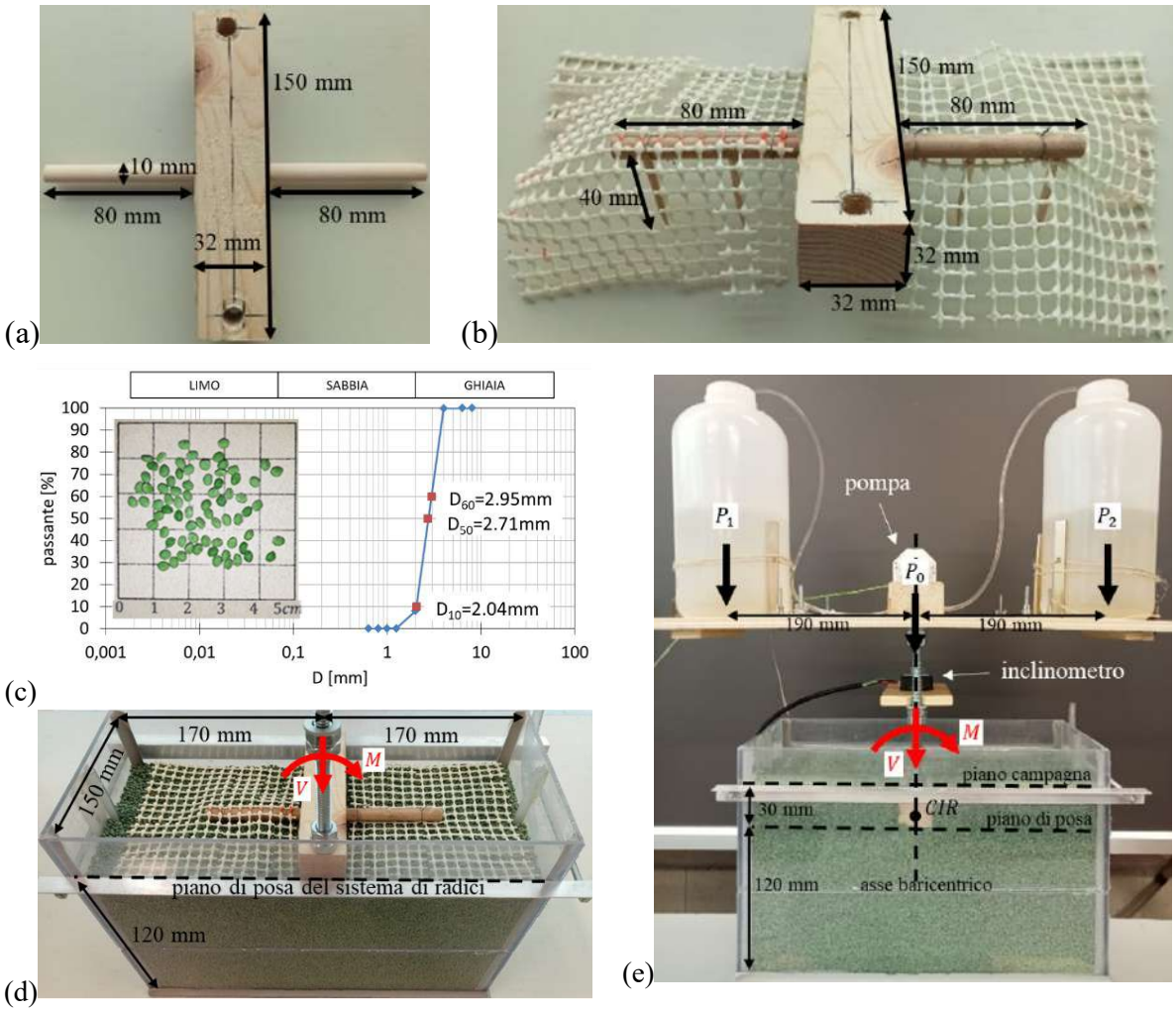


Fig 2. (a) geometria 1; (b) geometria 2; (c) posizionamento del prototipo prima del ricoprimento; (d) vista d'insieme del prototipo a inizio prova.

I due serbatoi sono collegati tra loro mediante una pompa peristaltica, il cui senso di rotazione (a portata costante pari a circa 1,1 ml/s) è controllato mediante una scheda Arduino UNO R4, programmata per applicare carichi ciclici ad ampiezza crescente. La velocità di carico è ritenuta sufficientemente bassa da poter considerare condizioni di prova quasi-statiche. Il sistema di carico è poi fissato rigidamente alla base del modello mediante delle barre filettate (Figura 2e), e consente di applicare un momento ribaltante M a carico orizzontale H nullo e carico verticale V costante (dato dalla somma del peso P_0 =1,5 kg dell'apparato e dal peso $P_1 + P_2$ = 2 kg dell'acqua nei serbatoi). La rotazione del sistema è stata misurata tramite un inclinometro (frequenza di acquisizione pari a 10 Hz).

3. Descrizione prove e risultati sperimentali

Le prove sperimentali sono state eseguite in condizioni di materiale completamente secco; per entrambe le geometrie considerate sono state inizialmente effettuate prove di carico monotono fino a ribaltamento, per progettare al meglio i successivi percorsi di carico ciclico ad ampiezza crescente. Le storie di carico e di rotazione per ciascuna delle due geometrie sono riportate rispettivamente in Figura 3a-b. Si chiarisce che il momento totale agente sull'apparato radicale (M_{tot}) è valutato come somma del contributo applicato tramite il sistema di carico (M_{load}) l'effetto aggiuntivo dovuto al fuori piombo del peso totale

($P_0 + P_1 + P_2$) rispetto al punto medio della base (assunto come centro di istantanea rotazione; CIR in Figura 2e). I valori sono espressi per unità di lunghezza della trave di base ([Nm/m]), così da rendere idealmente il sistema assimilabile ad una fondazione nastriforme equivalente, soggetta a un carico fortemente eccentrico. In Figura 3b, inoltre, sono anche indicati gli istanti di collasso t_c per i quali si ha la perdita di controllabilità del sistema.

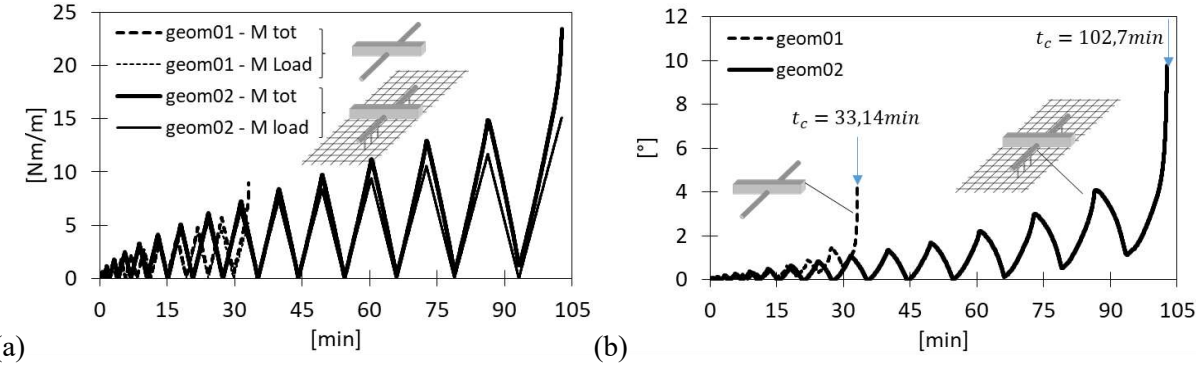


Fig 3. Storie di carico (a) e di rotazione (b) per le prove effettuate sulle due geometrie di apparati radicali.

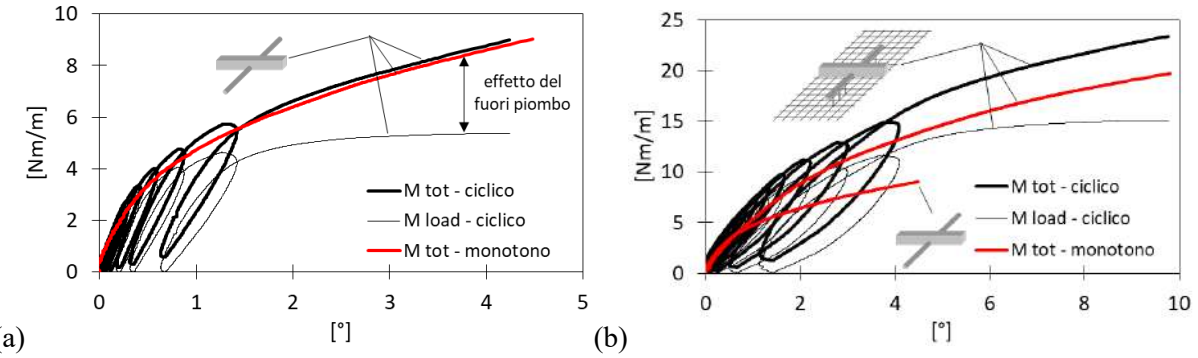


Fig 4. Curve momento-rotazione: (a) geometria 1 e (b) geometria 2.

I risultati per le due geometrie sono mostrati in Figura 4a-b in termini di curve momento-rotazione; per chiarezza si sono distinte le componenti M_{load} (a tratto fine) e M_{tot} (a tratto spesso). Sono anche riportate a rosso tratto continuo, per confronto, le curve relative alle prove monotone. In riferimento alla geometria 1 (Figura 4a) la prova ciclica mostra un'ottima coerenza con la prova monotona, con un progressivo accumulo di rotazione al termine di ogni ciclo, fino a raggiungere il collasso per una rotazione di poco superiore ai 4°, con un momento totale di circa 9 Nm/m. I cicli presentano una forma regolare caratterizzata da una progressiva degradazione delle rigidezze e da una certa isteresi. La geometria 2 (Figura 4b) mostra analogamente una buona corrispondenza della prova ciclica con quella monotona, pur se su valori di resistenza leggermente maggiori. Questo potrebbe essere dovuto al più complesso apparato radicale che interagisce con un volume maggiore di terreno causandone un certo addensamento, insieme ad una possibile progressiva migrazione del CIR rispetto al punto medio della base. Il collasso si ha in questo caso per rotazioni di circa 10° e momento attorno ai 22 Nm/m, valori più che doppi rispetto a quelli della geometria 1. Anche per questa prova, la curva mostra un progressivo accumulo di rotazione con dimensione dei cicli gradualmente crescente, segno della maggiore capacità dissipativa dovuta alla più complessa interazione tra il terreno e il sistema radicale. In Figura 4b, per confronto con la prova monotona, è anche riportata la curva della prova monotona relativa alla geometria 1: dal confronto tra le due si osserva come la geometria abbia una netta influenza sulla resistenza ultima, ma con un effetto meno evidente sulla rigidezza iniziale, segno che l'effetto delle radici secondarie (i piccoli elementi verticali e la rete in gomma) intervengono solo per grandi valori di rotazione.

4. Interpretazione dei risultati

Le curve momento-rotazione presentate al paragrafo precedente sono state interpretate in termini di

rigidezza rotazionale media K e di rapporto di smorzamento η per ogni ciclo di carico-scarico, le cui definizioni sono graficamente riportate in Figura 5 (a titolo esemplificativo, in riferimento all'ottavo ciclo della prova sulla geometria 2), ove ΔM e $\Delta\varphi$ rappresentano l'ampiezza di carico e l'escursione massima $\Delta\varphi$ della rotazione per quel ciclo, mentre E_d e E_e rappresentano rispettivamente l'energia dissipata e l'energia elastica scambiata durante il ciclo. I valori di K e η così ottenuti sono riportati in Figura 6a-b in funzione dell'ampiezza $\Delta\varphi$ del ciclo cui sono riferiti. Entrambe le geometrie mostrano valori di rigidezza inizialmente del tutto coerenti tra loro, pur se caratterizzati da un decadimento più marcato per la geometria 1 al crescere dell'ampiezza di rotazione. Tale risultato avvalora quindi l'osservazione che per piccole rotazioni la rigidezza è essenzialmente governata dal tratto di radice primaria, mentre gli altri elementi presenti nella geometria 2 (elementi verticali e rete in gomma) possano fornire il loro contributo solo per rotazioni sensibilmente maggiori, in corrispondenza delle quali la geometria 1 ha già subito sensibili danneggiamenti. Ai fini applicativi, per la stima della resistenza ultima a ribaltamento, risulta allora evidente che il solo valore della rigidezza della curva, specie a valori ridotti della rotazione, può non essere univocamente indicativo della reale resistenza ultima del sistema. Si precisa infine i primi due cicli mostrano valori di rigidezza inizialmente crescente; tale risultato è probabilmente dovuto ad effetti di disturbo iniziale nella preparazione della prova, più influenti proprio sui cicli iniziali di minore ampiezza (come anche osservato in Kokkali et al., 2014, in riferimento a prove di "rocking" ciclico su fondazioni in piccola scala); per completezza i relativi dati sono stati comunque riportati in figura, ma con simbolo vuoto.

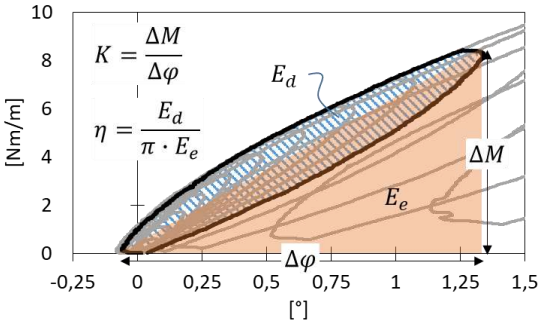


Fig 5. Definizione della rigidezza, dell'energia dissipata e dell'energia elastica del ciclo.

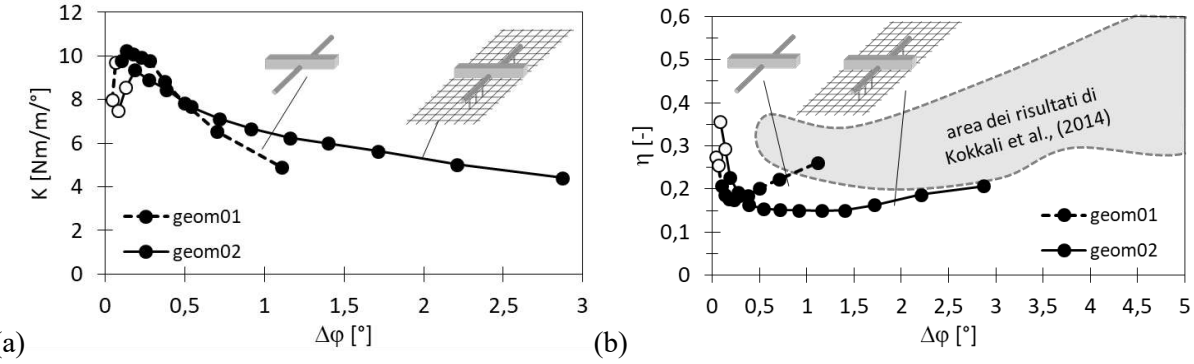


Fig 6. Evoluzione della rigidezza e dello smorzamento al crescere dell'ampiezza Δφ dei cicli.

I valori del rapporto η (Figura 6b) mostrano invece per entrambe le geometrie un andamento non monotono (per coerenza, anche qui i valori relativi ai primi due cicli sono stati riportati con simbolo vuoto), in cui si possono riconoscere almeno tre differenti fasi. Per piccoli valori di ampiezza di rotazione $\Delta\varphi$ si osserva una prima fase caratterizzata da una diminuzione di η, seguita da una seconda fase (più o meno estesa a seconda della complessità dell'apparato radicale) caratterizzata invece da un comportamento stazionario con valori minimi di η pari a circa 0.15 per entrambe le geometrie. La terza fase mostra infine una da marcata ripresa, che per la geometria 1 inizia già a partire da rotazioni di circa 0.18°, mentre per la geometria 2 solo per ampiezze superiori a 1°. Tale andamento non rispecchia quanto comunemente osservato a livello di elemento di volume per la caratterizzazione del comportamento ciclico di materiali granulari (ad esempio, le usuali curve $D - \gamma$), per i quali si ha una crescita monotona dello smorzamento al crescere del livello deformativo. Risultati simili erano stati però osservati anche

nel già citato lavoro di Kokkali et al. (2014); la cui distribuzione di risultati è mostrata nell'area grigia di Figura 6b), e potrebbero essere quindi legati ad una peculiarità di comportamento di problemi di interazione terreno-struttura rispetto alla risposta di un singolo elemento di volume. Questi risultati, pur senza alcuna pretesa di completezza, suggeriscono che ai fini applicativi della stima della resistenza ultima al ribaltamento lo studio dell'andamento del coefficiente η su diverse ampiezze di rotazione e il riconoscimento di quale delle tre fasi precedentemente descritte sia stata raggiunta, potrebbe fornire utili indicazioni circa la resistenza attesa. Infatti, la prima fase compete a cicli di carico decisamente ridotti rispetto alla resistenza ultima, per i quali il sistema risulta essenzialmente stabile. La seconda fase rappresenta invece una fase di transizione, ove il carico mobilitato ha raggiunto valori che portano ad un progressivo danneggiamento del sistema. La terza fase rappresenta infine una condizione di incipiente collasso, con valori di carico approssimativamente dello stesso valore della resistenza ultima.

5. Conclusioni

La nota ha mostrato i risultati di una campagna di prove in piccola scala su due prototipi semplificati di apparati radicali, in particolare prendendo in considerazione percorsi di carico ciclico ad ampiezza crescente, fino al ribaltamento del sistema. I due prototipi sono stati scelti per rappresentare idealmente un sistema radicale sano, completo di radici primarie e secondarie, e uno invece ammalorato (ad esempio per attacchi fungini o interventi di scavo e/o taglio). L'analisi delle curve momento-rotazione ha evidenziato una chiara influenza della geometria dell'apparato radicale sulla resistenza ultima a ribaltamento, mentre meno significativa appare l'influenza sulla rigidezza del sistema. Ciò è dovuto al fatto che gli elementi secondari dell'apparato radicale possono evidentemente fornire il loro contributo solo per rotazioni relativamente ampie. L'analisi dei cicli ha consentito di evidenziare, al crescere dell'ampiezza di rotazione, l'andamento della rigidezza e dello smorzamento, evidenziando comportamenti qualitativamente in linea con altri risultati di letteratura su fondazioni superficiali e suggerendo come quest'ultimo potrebbe fornire un possibile criterio per la stima della resistenza ultima.

Ringraziamenti

Le prove sono state condotte presso GeoT-LAM (Laboratorio di Analisi e Modellazione Geotecnica presso il Polo Territoriale di Lecco del Politecnico di Milano). Si ringrazia il prof. Roberto Felicetti del Politecnico di Milano per la realizzazione del sistema di controllo del carico. Il lavoro è stato sviluppato nel quadro di un accordo di collaborazione scientifica del Polo Territoriale di Lecco con l'Università di Milano-Bicocca, la University of Dundee e la società Agro Service s.r.l.

Bibliografia

Cao J, Tamura Y, Yoshida A (2012) Wind tunnel study on aerodynamic characteristics of shrubby specimens of three tree species. Urban For Urban Green 11:465–476.

Galli, A., Marrazzo, G., Marsiglia, A., Ezzati, A., Ciantia, M. O., & Castellanza, R. (2023). "Small Scale Toppling Tests on Simplified Tree Root Prototypes", Proc. CNRIG, 71-78. Springer Nature Switzerland.

Kokkali, P., Anastasopoulos, I., Abdoun, T., & Gazetas, G. (2015). Static and cyclic rocking on sand: centrifuge versus reduced-scale 1 g experiments. In Geotechnical Earthquake Engineering: Géotechnique Symposium in Print 2015 (pp. 155-170). ICE Publishing.

Marrazzo, G., Ciantia, M. O., Riccio, T., Knappett, J. A., & Galli, A. (2024). Multi-axis loading tests on a small-scale tree roots model. Proceedings of the 5th ECPMG 2024: 5th European Conference on Modelling in Geotechnics International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

Marrazzo, G., Galli, A., & Raimondi, A. (2023). "Problemi di interazione tra radici e terreno nei meccanismi di ribaltamento di grandi alberi", Proc. XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici (IAGIG), 103-106.

Marrazzo, G., & Galli, A. (2024). Studio sperimentale in piccola scala del ribaltamento di apparati radicali semplificati in condizioni di parziale saturazione. In Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica-2024, 1-6.

Wessolly, L, and M. Erb. (1998). Handbuch der Baumstatik und Baumkontrolle. Patzer, Berlin.

Zhang, X., Knappett, J. A., Leung, A. K., Ciantia, M. O., Liang, T., & Danjon, F. (2020). "Small-scale modelling of root-soil interaction of trees under lateral loads", Plant and Soil, 456, 289-305.

Zhang, X., Knappet, J., A., Leung, A., K., Ciantia, M., O., Liang, T., Nicol, B., C. (2022). "Centrifuge modelling of root-soil interaction of laterally loaded trees under different loading conditions", Géotechnique, 1-15.

USING DIFFUSIVE WAVE SPECTROSCOPY TO STUDY FAULT GROWTH IN A 2D BIAXIAL APPARATUS

Sakshi Yadav, Giacomo Russo, Enza Vitale, David Iacopini
Department of Earth, Environment and Resources Sciences, University of Naples Federico II, Naples, Italy

sakshi.yadav@unina.it; giarusso@unina.it; enza.vitale@unina.it; david.iacopini@unina.it

Axelle Amon, Jerome Crassous
Institute of Physics of Rennes, University of Rennes, Rennes, France

axelle.amon@univ-rennes.fr; jerome.crassous@univ-rennes.fr

Giovanni Camanni
Department of Chemical and Geological Sciences, University of Modena and Reggio Emilia, Modena, Italy

giovanni.camanni@unimore.it

Summary
This paper presents a methodology for an experimental program to improve our understanding of the growth of faults. The novel apparatus, specifically designed to study deformation at very small spatial and temporal scales, is discussed. The rock analogue material, developed through numerous trials to fit the experiment, is also presented.

1. Introduction

Faults are fundamental structures in the Earth's crust. They occur at all scales, ranging from a few centimetres to thousands of kilometres for crustal-scale faults. They are important avenues for fluid migration and play a critical role in earthquake generation and the stability of civil infrastructures such as dams. Thus, understanding how faults grow is essential for applications such as underground gas storage, seismic hazard, or stability of the dam body and foundation.

Faults are thought to grow in two phases. First phase of rapid creation of fault segments, and second phase of continued slip accumulation, segment interaction, and linkage (*Childs et al., 2017; Camanni et al., 2023, 2019; Childs et al., 2009)* (figure 1). However, this model is largely based on indirect observations from seismic or field data by looking at a finite picture during the evolution of faults. In this work, this growth model is being tested through laboratory experiments on rock analogue materials, detailing the progression of fault segment propagation and the displacement accommodation. To investigate this, we start with pre-existing faults in our samples with realistic geometries, considering parameters such as fault segment length, separation, and overlap (figure 2). The samples are a composite rock analogue material made of a precise mix of sand, cement, kaolin, and water, which provides a

cohesive and diffusive material. The pre-cut samples are then progressively loaded, using a biaxial apparatus located at the Institute of Physics of Rennes (IPR), University of Rennes, at a low strain rate, to record the displacement path during the deformation test.

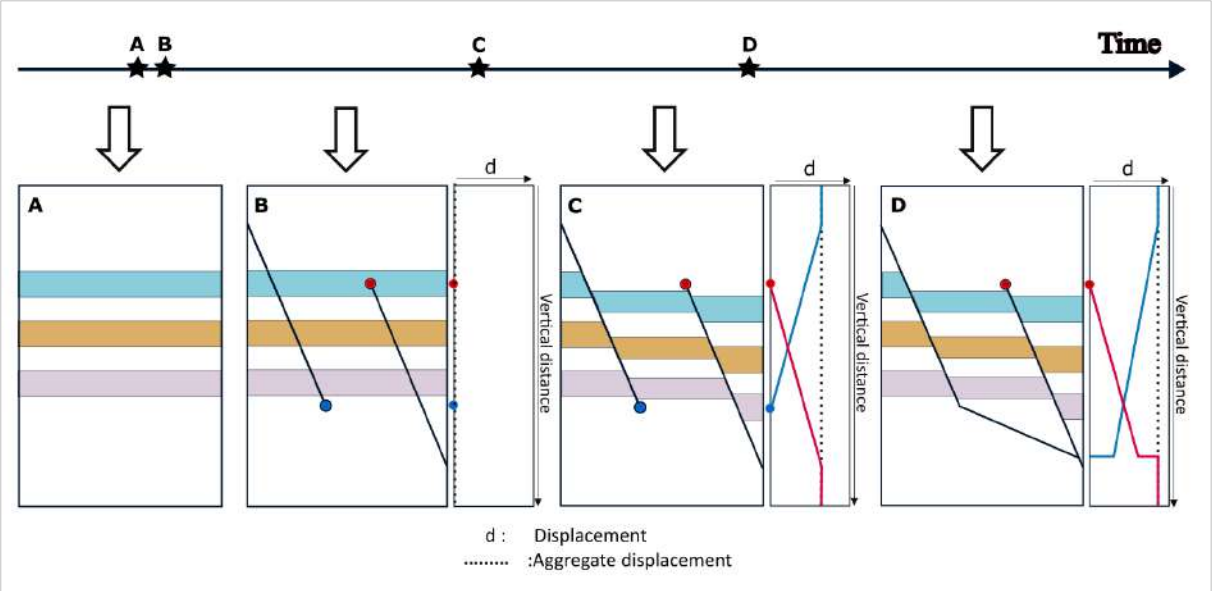


Figure 1 Fault evolution model

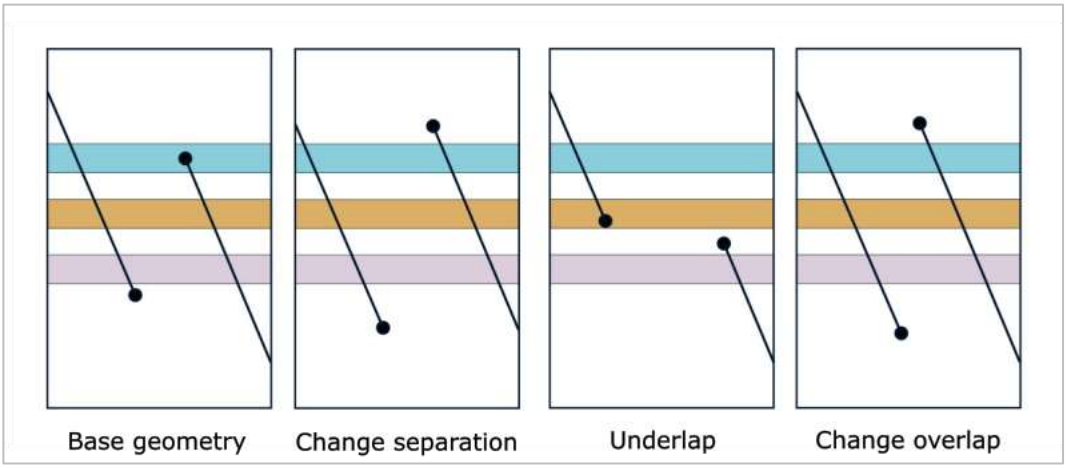


Figure 2 Various fault geometries in 2D

The biaxial apparatus is coupled with a laser and camera, and records deformation continuously by means of an interferometric technique called the Diffusive Wave Spectroscopy (DWS) method. The apparatus is highly sensitive both spatially and temporally, allowing us to measure deformation over very small time increments of 17 to 50 milliseconds, fixed by the frame rate of the camera, and record displacements of the order of a fraction of micrometres (*Bouil et al., 2014; Mathey et al., 2024*). Thus, this unique setup allows us to study fault growth at a very high detail.

2. Experimental procedures

2.1 Materials and sample preparation

The choice of material directly affects the structures formed. For our needs, the rock analogue material should be cohesive to allow making pre-cuts, can accommodate deformation before forming shear

bands, and can diffuse light to work with the imaging technique. The strength of the material should be high enough to allow the deformation accommodation before failure, but also low enough to form shear fractures, as the maximum confinement possible with the experimental setup is 90kPa.

Keeping these constraints in mind, a composite rock analogue material made with a precise mix of sand, kaolin, cement, and water was decided. The mix proportion was developed through extensive experimentation, adjusting the proportions of sand, kaolin, cement, water, and curing time to optimize behaviour. The sand, kaolin, and cement were commercially bought. The sand is very uniform, with a mean particle size of ~ 100 μm and specific density of 2.645 g/cc. The Kaolin is Speswhite Kaolin with a specific density of 2.49 g/cc and is made of 53% SiO_2 and 43% Al_2O_3 with minor amounts of K_2O, Na_2O, CaO, and TiO_2. The cement is the Ordinary Portland cement

The mixture is composed of 60 wt.% sand and 40 wt.% kaolin. Cement is incorporated at 2 wt.% of the combined weight of sand and kaolin. Water is added at 55 wt.% of the weight of sand, kaolin, and cement. Additional hydration water equal to 40 wt.% with respect to the weight of cement is added. This mix produces a slurry with the correct consistency that is fluid enough to pour into the mold, and thick enough to prevent bleeding of the sample. It is important to have slurry consistency as the pre-cut samples are made by pouring the material into a mold equipped with slits and a greased plastic sheet fit into the mold (figure 3). The mixture is then allowed to partially dry before pulling the plastic sheet from the mold. After the curing period, the samples are oven-dried to remove all the water before performing the experiments.

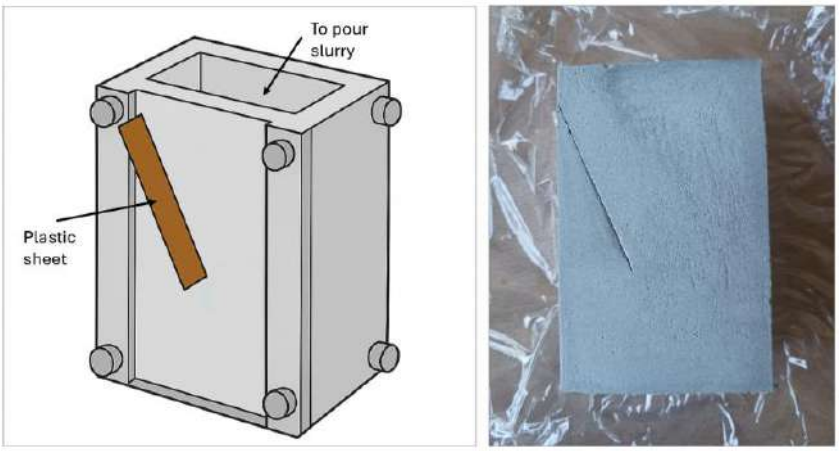


Figure 3 Sketch of the Mold used to make pre-cut samples, and the sample obtained

2.2 Biaxial apparatus

The apparatus consists of a plane strain apparatus integrated with an optical setup for measuring displacement (*Bouil et al., 2014; Mathey et al., 2024)*. The schematic drawing of the experimental setup is shown in figure 4. The cuboid sample of dimension 8.5 cm * 5.5 cm * 2.5 cm is placed inside a latex membrane which covers it on 5 sides and applies vacuum, providing a confining lateral stress (σ_{xx}), limited to 90 kPa. The lateral stress is the difference of pressure $\Delta P = P_{out} - P_{in}$, with P_{out} the external atmospheric pressure, and P_{in} the pressure within the latex membrane. One face of the sample is visible through a glass panel and allows us to acquire images. To compress the sample, a uniaxial test machine is used. The machine is an Instron 5965 Dual Column Table Frame with a 5 kN load capacity. The sample is compressed at a constant speed between a top moving stage and a bottom non-moving stage in the vertical direction (σ_{yy}). The stress σ_{yy} is obtained as $\sigma_{yy} = \sigma_{xx} + F/A_{xz}$, where F is the applied

compression force, and A_{xz} the area of the sample in a plane normal to y. Since, the vacuum is applied in all the directions, the experiment starts with $\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = \Delta P$. Then the σ_{yy} is increased at a fixed rate until the experiment stops. The rate of compression can be controlled in the Instron software, and the lowest possible speed is 0.1 microns per second. The top, bottom, and back of the sample are confined by the metallic plates, and the front by a glass panel. There is no deformation along the z-axis, thus providing the biaxial stress state.

The optical system of the apparatus can detect very small deformations in the sample with a technique called Diffusive Wave Spectroscopy (DWS). The sample is illuminated uniformly using a Coherent Laser with a wavelength of 532 nm, along with a lens to diffuse the laser onto the whole sample. The imaging is done using a Charge-Coupled Device (CCD) camera. It is important that the sample material can scatter light, creating different optical paths of the backscattered laser, which interfere and create speckle images (figure 4). To identify the displacement in the sample, two different speckle images at times t1 and t2 are taken that represent two deformation states, to calculate a correlation map, based on how similar the light intensity patterns are before and after the displacement. The areas that change most have zero correlation, and appear dark on the correlation map images, and the areas that change the least appear light (figure 5). The apparatus can measure deformation over time increments of 17 to 50 milliseconds, and record displacements of the order of a fraction of micrometres. This unique setup allows us to study in a high level of detail the processes of fault growth.

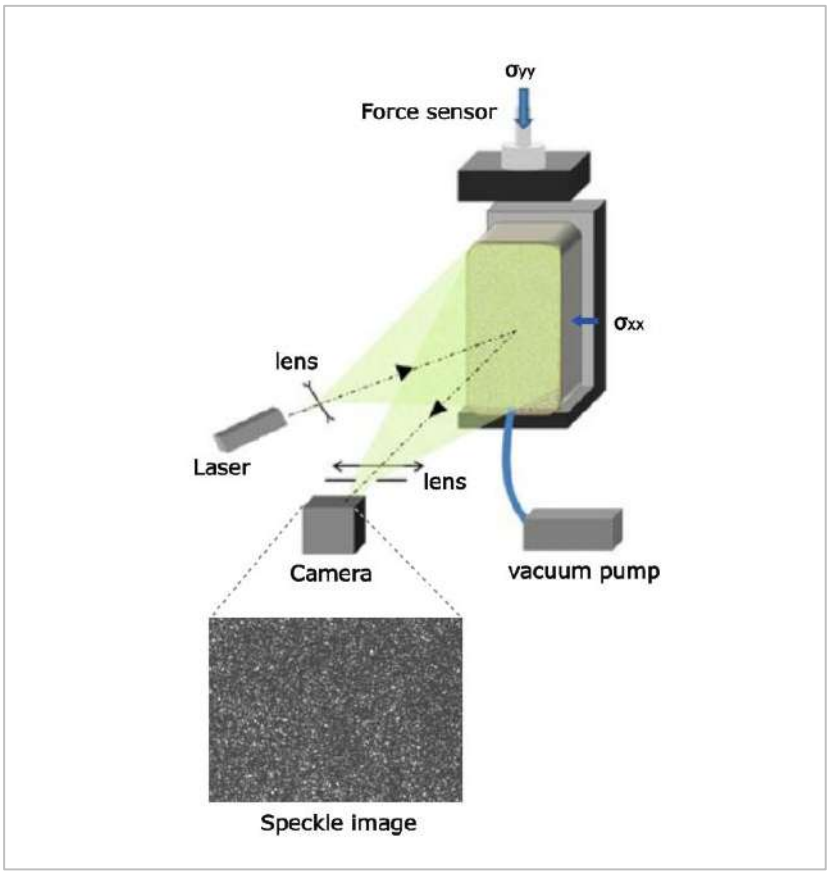


Figure 4 Sketch of the Biaxial apparatus with a raw speckle image.

3. Preliminary Testing

The preliminary testing was done on samples without any precuts to test the behaviour of the material and the suitability of the apparatus for the needs of the experiment. The sample was compressed at 0.12

microns per second, while keeping the lateral confining stress at 50Kpa. The experiment was set to stop after 8mm of displacement. It took 18.5 hours to complete the test. The image acquisition rate was set at 20 frames per second, leading to 1,333,440 images (~ 4 TB of data) for one experiment. Given the size of the data, the first correlation map is made to see the overall behaviour by skipping 100 images. But this results in a loss of information. To see things in detail, every image or one in every 10 images is taken, but this is only feasible over short durations due to the data size. In these detailed correlation maps, it is possible to track very precisely the progression of fracture (figure 5). To extract the information about the displacement field, LMGC (Laboratoire de Mécanique et Génie Civil)-DIC (Digital Image Correlation) is used. A small subset of continuous raw speckle images is taken to perform the correlation. DIC involves finding the change in the speckle pattern between the reference image and another image. Figure 6 shows the displacement field for the image corresponding to the correlation map.

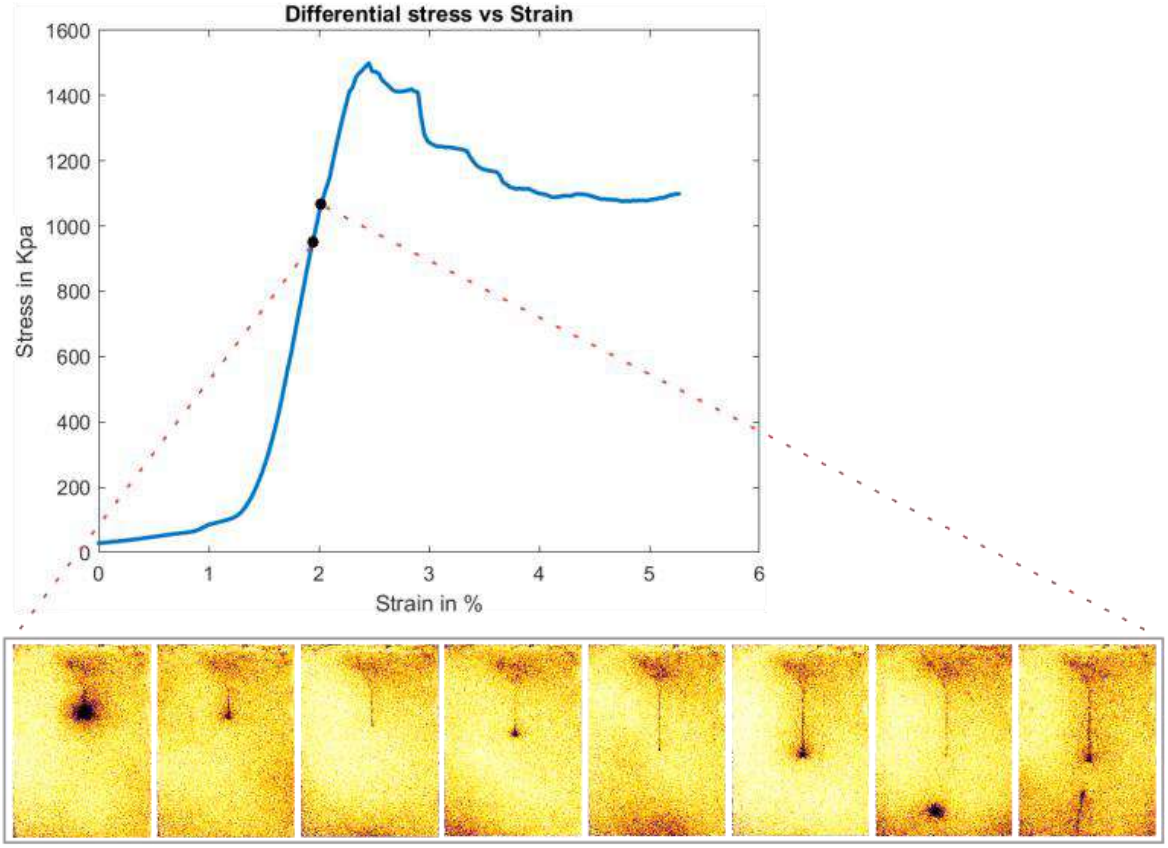


Figure 5 Correlation maps obtained by DWS corresponding to the part between the two black circles on the loading curve.

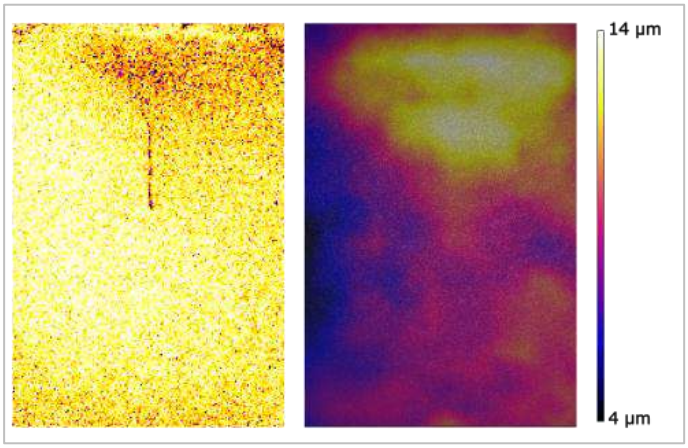


Figure 6 The right image shows the displacement field map corresponding to the correlation map on the left

4. Future Work

The ongoing experimental work introduces the novel experimental setup to quantitatively study fault growth detailing. Based on the four-month preliminary testing period conducted in IPR, Rennes, a rock analogue material (mix of sand, clay, cement, and water) was successfully prepared after many trials of varying the mix percentage. The initial work helped us understand the capability of the biaxial apparatus and methodology for computing the deformation. Moving forward, we will make samples with various fault segment geometries to perform bi-axial tests and study their evolution. To ensure the reliability and reproducibility of our results, each geometry will be tested three times, by preparing identical samples for each configuration.

Bibliography

Camanni, G., Freda, G., Delogkos, E., Nicol, A., Childs, C., 2023. 3D geometry and displacement transfer of an oblique relay zone on outcropping normal faults. J. Struct. Geol. 177, 105001. https://doi.org/10.1016/j.jsg.2023.105001

Camanni, G., Roche, V., Childs, C., Manzocchi, T., Walsh, J., Conneally, J., Saqab, M.M., Delogkos, E., 2019. The three-dimensional geometry of relay zones within segmented normal faults. J. Struct. Geol. 129, 103895. https://doi.org/10.1016/j.jsg.2019.103895

Childs, C., Holdsworth, R.E., Jackson, C.A.-L., Manzocchi, T., Walsh, J.J., Yielding, G., 2017. Introduction to the geometry and growth of normal faults. Geol. Soc. Lond. Spec. Publ. 439, 1–9. https://doi.org/10.1144/SP439.24

Childs, C., Manzocchi, T., Walsh, J.J., Bonson, C.G., Nicol, A., Schöpfer, M.P.J., 2009. A geometric model of fault zone and fault rock thickness variations. J. Struct. Geol. 31, 117–127. https://doi.org/10.1016/j.jsg.2008.08.009

Le Bouil, A., Amon, A., Sangleboeuf, J.-C., Orain, H., Bésuelle, P., Viggiani, G., Chasle, P., Crassous, J., 2014. A biaxial apparatus for the study of heterogeneous and intermittent strains in granular materials. Granul. Matter 16, 1–8. https://doi.org/10.1007/s10035-013-0477-x

Mathey, A., Fur, M.L., Chasle, P., Amon, A., Crassous, J., 2024. A device for studying elementary plasticity fluctuations in granular media. arXiv:2403.09396

ANALISI 1D DELL'INSTALLAZIONE DI CONDOTTE SOTTOMARINE IN TRINCEA TRAMITE LA TEORIA DELLA SEDIMENTAZIONE DI KYNCH

Francesco Cecinato
Università degli Studi di Milano
Francesco.cecinato@unimi.it

Gabriele Della Vecchia
Politecnico di Milano
Gabriele.dellavecchia.polimi.it

Federico Pisanò
Norwegian Geotechnical Institute
Federico.Pisano@ngi.no

Sommario

L'industria offshore svolge un ruolo fondamentale nell'approvvigionamento energetico, sfruttando risorse sottomarine e complesse infrastrutture per il trasporto di fluidi. Tra le varie problematiche operative vi è l'installazione di condotte in trincea, dove il processo di sedimentazione della sabbia durante l'installazione stessa può causare fenomeni di galleggiamento che compromettono la stabilità e il posizionamento delle condotte. Questa nota presenta un modello semplificato per simulare la sedimentazione della sabbia e analizzare l'interazione tra la condotta e il materiale di rinterro. Il moto verticale della condotta è descritto mediante l'integrazione numerica dell'equazione di equilibrio dinamico, trattando la sezione del tubo come un punto di massa soggetto a forze variabili nel tempo. Il modello è stato validato attraverso dati sperimentali proventi da prove in laboratorio in piccola scala effettuate presso TU Delft, mostrando un buon accordo.

1. Introduzione

L'industria offshore pone diverse sfide all'ingegneria geotecnica, in relazione al crescente sfruttamento di risorse sottomarine e allo sviluppo di infrastrutture per il trasporto di fluidi. Accanto alle difficoltà tecnologiche, emergono anche questioni concettuali, legate alla necessità di integrare principi geotecnici con aspetti propri dell'ingegneria idraulica. Tra i problemi di interesse si annoverano il galleggiamento di condotte durante l'installazione in trincea, causato dal processo di sedimentazione della sabbia (Cathie et al., 1996), la sedimentazione e consolidazione di materiali fini in attività di dragaggio (Felici et al., 2019, Gritti et al., 2025), e la mobilità di condotte interrate in seguito alla liquefazione del terreno (Pisanò et al., 2020, 2022; Randolph & Gourvenec, 2017).

In questa nota si propone un modello monodimensionale basato sulla teoria della *hindered settling* di Kynch (1952), per simulare la sedimentazione in materiali granulari e valutarne l'effetto sulla stabilità delle condotte durante l'installazione. Il moto verticale della condotta è descritto tramite l'integrazione numerica dell'equazione di equilibrio dinamico, modellando la sezione trasversale del tubo come un

punto di massa soggetto a forze variabili nel tempo.
Il modello è stato applicato a una serie di prove sperimentali condotte presso il Geoscience & Engineering Laboratory TU Delft (Paesi Bassi), volte a simulare il rinterro di una condotta (Eikhout, 2021). I risultati mostrano una buona capacità del modello nel riprodurre l'evoluzione della concentrazione della sospensione e, se accoppiato con l'equazione del moto, nel prevedere l'andamento temporale degli spostamenti della condotta.

2. Simulazione della sedimentazione e interazione tra la condotta e il materiale di rinterro

Una delle sfide principali da affrontare durante l'installazione di una condotta sottomarina è il galleggiamento, che può verificarsi durante il rinterro delle trincee, in particolare con materiali sabbiosi (Cathie et al., 1996). Il galleggiamento della condotta si verifica quando le forze di galleggiamento che agiscono su di essa (proporzionali alla concentrazione di particelle solide in sospensione) superano la forza stabilizzante esercitata principalmente dal peso della condotta stessa. Nel seguito verrà presentato un semplice modello monodimensionale, basato sull'equilibrio dinamico della condotta ed informato dall'evoluzione spazio-temporale della concentrazione di particelle solide ottenute dalla soluzione della teoria di Kynch (1952). Il modello è utilizzato per riprodurre una serie di esperimenti di rinterro di condotte eseguiti presso la TU Delft, come descritto in dettaglio da Eikhout (2021). L'attività sperimentale prevedeva lo scarico stazionario di una miscela di sabbia e acqua al di sopra un tubo rigido di 10 cm di diametro, vincolato a muoversi esclusivamente in verticale a partire dall'attivazione del galleggiamento (Figura 1b). Le principali grandezze misurate comprendevano la concentrazione della sospensione, tramite misure di resistività elettrica, e gli spostamenti del tubo.

2.1 Equazione del moto della condotta

Si consideri una condotta di diametro D, spessore s e densità ρ_p, adagiata su un fondale marino orizzontale e sommersa da una sospensione terreno-fluido con densità ρ_m, che a sua volta dipende dalla concentrazione C_s della miscela acqua-sabbia e dalla densità ρ_s delle particelle di sabbia. Il moto verticale della condotta in ogni istante temporale può essere determinato attraverso semplici considerazioni di bilancio della quantità di moto. Assumendo che la presenza del tubo non influisca sulla sedimentazione delle particelle di sabbia durante il rinterro, si può scrivere l'equilibrio dinamico della condotta in funzione dello spostamento verticale $u(t)$ (positivo verso l'alto) del centro della condotta come (Figura 1a):

$$m\ddot{u} = F_b - mg \mp F_D \tag{1}$$

dove m è la massa della condotta, g l'accelerazione gravitazionale, F_b la forza di galleggiamento, F_D la forza di *drag*, sempre diretta in direzione opposta al moto della condotta e la notazione $\dot{x}$ indica la derivata temporale della variabile x (per i dettagli si faccia rifermento a Cecinato et al., 2025a, 2025b; Cecinato & Della Vecchia, 2024).
Assumendo che la sospensione solido-acqua si comporti come un fluido di Bingham (Della Vecchia et al., 2019), il suo comportamento reologico può essere espresso in funzione di due parametri, ovvero lo sforzo di snervamento τ_y e la viscosità η, entrambi dipendenti da C_s. In questo contesto, la forza di *drag* F_D può essere espressa come la somma di una componente plastica F_{Dp} e di una componente viscosa F_{Dv} (Pisanò et al., 2022), come:

$$F_D = F_{Dp} + F_{Dv} = C_D(B_n)\tau_y D + \frac{6.4\eta\dot{u}}{log(H/D)} \tag{2}$$

dove $C_D(B_n)$ è il coefficiente di resistenza plastica che dipende dal numero di Bingham $B_n = \tau_y D/(\eta\dot{u})$, che esprime il rapporto adimensionale tra le forze di taglio e le forze viscose, e H rappresenta la larghezza della trincea considerata. Si nota che, mentre F_{Dv} entra in gioco solo dopo l'inizio del moto

relativo tra sospensione e condotta, il contributo di F_{Dp} risulta sempre presente.

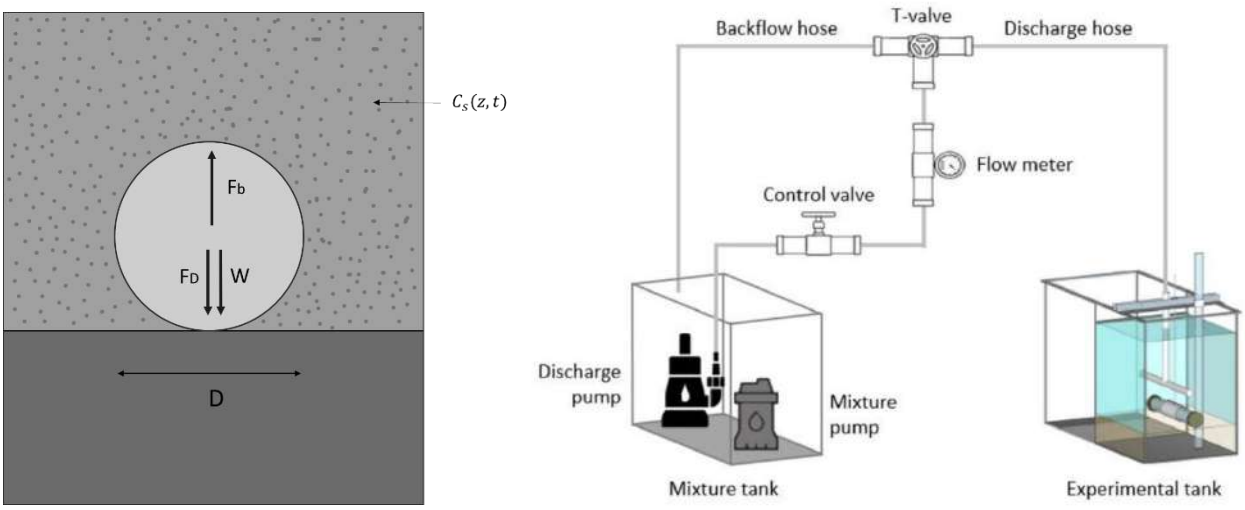


Fig 1. (a) Schema delle forze agenti sulla condotta, che compongono l'equazione (1), (b) schema dell'apparato sperimentale di Eikhout (2021).

2.2 Confronto con dati sperimentali

L'equazione di equilibrio dinamico (1) è stata integrata tramite un semplice schema di integrazione temporale esplicito ed utilizzata per simulare l'evoluzione temporale dello spostamento della condotta durante il riempimento della trincea. L'evoluzione della concentrazione (esprimibile in funzione dell'indice dei vuoti) nello spazio e nel tempo è stata calcolata tramite la soluzione analitica della teoria di Kynch con il metodo delle caratteristiche (Cecinato et al., 2025b).

In Figura 1 viene mostrato un confronto tra le simulazioni del modello e i dati sperimentali in termini di spostamento della condotta nel tempo, per i due diversi esperimenti VNL 12 e VNL 17 riportati da Eikhout (2021). L'esperimento VNL12 era caratterizzato da una portata di scarico della sospensione solida di 1,28 l/s con una concentrazione del 25% e un tempo totale di scarico di 60 secondi; l'esperimento VNL17 presentava una portata di scarico di 1,63 l/s, una concentrazione del 24,9% e un tempo totale di scarico di 43 secondi. Le simulazioni del modello mostrano una buona corrispondenza con le misure sperimentali, garantendo un'accurata rappresentazione del fenomeno.

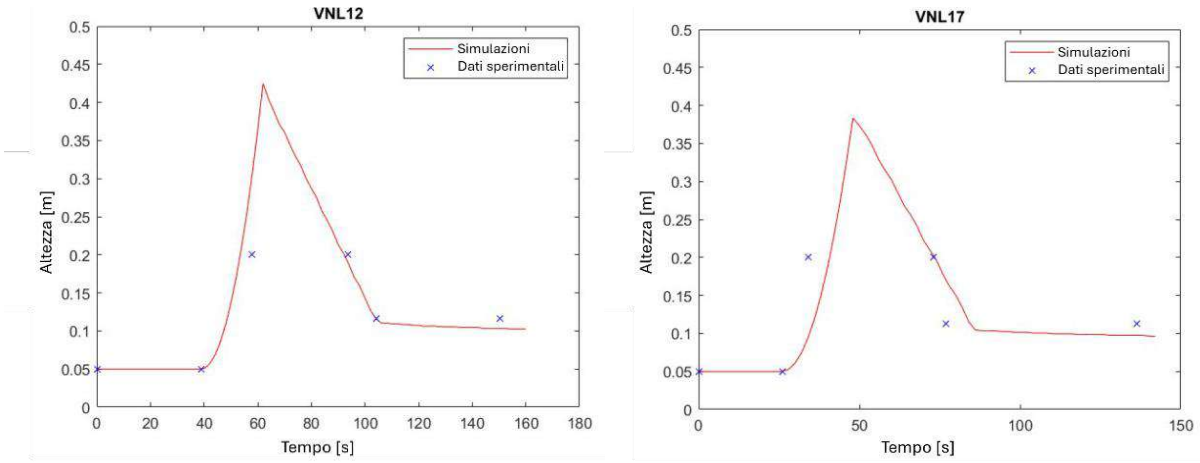


Fig 2. Confronto tra le simulazioni numeriche e i dati sperimentali in termini di spostamento del tubo in funzione del tempo, per gli esperimenti VNL 12 e VNL 17 di Eikhout (2021).

3. Conclusioni

In questo lavoro è stato sinteticamente presentato un modello semplificato per descrivere la sedimentazione della sabbia e la sua interazione con una condotta durante il rinterro. Il modello, basato sull'equilibrio dinamico in direzione verticale e alimentato dall'evoluzione spazio-temporale della concentrazione solida secondo il modello di Kynch (1952), è stato validato attraverso la riproduzione degli esperimenti di Eikhout (2021), atti a replicare l'installazione di condotte sottomarine.

L'approccio adottato ha permesso di calcolare l'evoluzione dello spostamento della condotta durante il riempimento con una sospensione sabbiosa all'interno di una trincea. Pur nella sua semplicità, il modello ha fornito risultati in buona concordanza con le osservazioni sperimentali, dimostrando la sua efficacia come strumento di analisi preliminare.

Bibliografia

Cathie, D. N., Machin, J. B., & Overy, R. F. (1996). Engineering appraisal of pipeline flotation during backfilling. Offshore Technology Conference, OTC-8136.

Cecinato, F., & Della Vecchia, G. (2024). A numerical model for the unified analysis of soil sedimentation-consolidation phenomena. COMSOL Conference 2024 Proceedings, 1–5.

Cecinato, F., Della Vecchia, & Pisanò, F. (2025a). Un approccio semplificato per l'analisi di condotte sottomarine installate in trincea. *In Sicurezza, Manutenzione e Sviluppo delle Infrastrutture*. Patron Editore.

Cecinato, F., Della Vecchia, G., Eikhout, P., & Pisanò, F. (2025b). A 1D approach for the analysis of offshore pipeline installation using batch sedimentation theory. Manuscript submitted for publication.

Della Vecchia, G., Cremonesi, M., & Pisanò, F. (2019). On the rheological characterisation of liquefied sands through the dam-breaking test. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 43(7), 1410–1425.

Eikhout, P. (2021). Offshore Pipeline Flotation during Sand Backfilling with a TSHD: An Ex-perimental Study [MSc Thesis]. Delft University of Technology.

Felici, M., Domizi, J., & Fratalocchi, E. (2019). Consolidation of dredged sediments in a con-fined disposal facility: hydraulic conductivity constitutive relations. Proceedings of the 8th International Congress on Environmental Geotechnics Volume 1: Towards a Sustain-able Geoenvironment 8th, 288–294.

Gritti, D., Della Vecchia, G., & Jommi, C. (2025). Un approccio micro-macro per la modellazione multiscala di colmate di argilla a blocchi. In *Sicurezza, Manutenzione e Sviluppo delle Infrastrutture* (pp. 977-984). Patron Editore.

Kynch, G. J. (1952). A theory of sedimentation. Transactions of the Faraday Society, 48, 166–176.

Pisanò, F., Betto, D., Vecchia, G. Della, & Cremonesi, M. (2022). Pipeline flotation in lique-fied sand: A simplified transient model. Ocean Engineering, 266, 113146.

Pisanò, F., Cremonesi, M., Cecinato, F., & Della Vecchia, G.. (2020). CFD-based framework for analysis of soil–pipeline interaction in reconsolidating liquefied sand. Journal of Engineering Mechanics, 146(10), 4020119.

Randolph, M., & Gourvenec, S. (2017). Offshore geotechnical engineering. CRC press.

UN MODELLO DI PREVISIONE DELLE PROPRIETÀ INDICE DEI TERRENI STAMPATI IN 3D

Marco Starvaggi
Università degli Studi di Palermo
marco.starvaggi@unipa.it

Marco Rosone
Università degli Studi di Palermo
marco.rosone@unipa.it

Pathmanathan Rajeev
Swinburne University of Technology
prajeev@swin.edu.au

Alessio Ferrari
Università degli Studi di Palermo
alessio.ferrari@unipa.it

Sommario

La stampa 3D di terreni è una tecnica di manifattura additiva che ha un'elevata potenzialità nell'automatizzare i processi costruttivi che utilizzano le terre per la realizzazione di infrastrutture. Alcune potenziali applicazioni potrebbero riguardare la costruzione di rilevati stradali, barriere per dighe o discariche. Un'ulteriore peculiarità della stampa 3D consiste nella possibilità di realizzare terreni con una marcata doppia struttura, la cui configurazione può essere controllata dall'operatore entro i limiti imposti dalle attuali stampanti. Alla luce di ciò, questo studio si propone di investigare le proprietà indice dei terreni stampati con doppia struttura. Dopo aver schematizzato il processo di stampa, viene sviluppato un modello analitico che, attraverso la correlazione tra le principali variabili di input, consente di predire le proprietà indice del terreno stampato. Il modello è validato mediante prove sperimentali su campioni stampati e i risultati ottenuti confermano il potenziale della stampa 3D come tecnologia utile per applicazioni geotecniche, in cui il controllo automatizzato delle proprietà indice del terreno riveste un ruolo fondamentale.

1. Introduzione

La stampa 3D di terreni è una tecnica di manifattura additiva che permette, tramite dei processi di estrusione del materiale di partenza, di creare un manufatto tramite sovrapposizione successiva di strati. Questa tecnica costruttiva è nota tra le numerose tecniche di manifattura additiva come Liquid Deposition Modelling (LDM) (Klug & Schmitz 2022), e trae le sue origini essenzialmente da scopi artistici, per realizzare in maniera automatizzata elementi in ceramica (Klug & Schmitz 2022; Mansoori et al. 2020). Negli ultimi anni però l'interesse verso l'utilizzo di questa tecnica nell'ambito dell'ingegneria civile è cresciuto significativamente per varie ragioni tra cui: l'automatizzazione del processo costruttivo, un minor impatto ambientale rispetto alle usuali tecniche costruttive che utilizzano

materiali a base cementizia (Alhumayani et al., 2020) e la possibilità di reperire e utilizzare i materiali da stampare direttamente dal sito di costruzione.
Esistono attualmente esempi costruttivi in cui sono state realizzate abitazioni con muri perimetrali o con struttura portante interamente stampati in 3D (WASP 2021). I terreni utilizzati nei progetti in questione sono stati reperiti nel sito della costruzione e miscelati con calce e fibre naturali. L'utilizzo di questa tecnologia 3D attira interesse anche nell'ambito delle esplorazioni spaziali, dove viene studiata come metodo costruttivo al fine di stampare le future strutture e infrastrutture sulla luna e su Marte (Project Olympus - NASA 2020). Nonostante il crescente interesse, la tecnologia della stampa 3D in ambito geotecnico si trova ancora agli albori e un aspetto interessante da esplorare riguarda la possibilità di governare, entro certi limiti, le proprietà indice dei terreni stampati (Starvaggi et al., 2023). Al fine di quantificare questa abilità, il presente lavoro descrive dapprima l'intero processo di stampa per terreni. Successivamente, tenendo conto delle variabili principali controllabili tramite la stampa, viene presentato un modello in grado di predire le proprietà indice dei terreni stampati. Infine, i risultati del modello vengono confrontati con misure sperimentali effettuate direttamente su campioni stampati.

2. Stampa 3D per terreni

La figura 1a riporta la schematizzazione delle principali caratteristiche di una stampante 3D. Inizialmente il terreno viene miscelato con acqua fino al raggiungimento di un contenuto d'acqua iniziale (w_0) che ne permette un adeguata estrusione (Ji et al. 2023; Bhusal et al. 2023). Questa caratteristica la si ottiene portando il terreno da stampare ad un contenuto d'acqua intermedio tra il limite di plasticità (w_p) e quello di liquidità (w_l). Un terreno vicino al suo limite di plasticità potrebbe richiederebbe forze necessarie per la sua estrusione troppo elevate, mentre un terreno prossimo al limite di liquidità non avrebbe adeguate caratteristiche meccaniche per poter sostenere il peso degli strati ad esso sovrapposti. Una volta scelto il contenuto d'acqua iniziale, il terreno viene inserito nel serbatoio della stampante, dove subisce un primo processo di estrusione grazie ad un pistone messo in pressione tramite dell'aria compressa. Il terreno estruso passa quindi attraverso un tubo fino a raggiungere un estrusore a vite di Archimede. Questa seconda estrusione permette al terreno di essere convogliato verso la sezione terminale, rappresentata da un ugello dal quale il terreno è rilasciato come filamento. La specifica sezione trasversale dell'ugello della stampante conferisce la medesima sezione trasversale al filamento di terreno in uscita. Il filamento di terreno è infine posizionato nello spazio tridimensionale tramite i bracci meccanici della stampante. In generale, i filamenti vengono posizionati lungo le direzioni orizzontali x e y formando così uno strato di terreno. Il terreno effettivamente stampato in 3D è poi realizzato dalla sovrapposizione di più strati facendo variare la quota z di rilascio dei filamenti. Un esempio di una sezione trasversale di campione argilloso stampato in 3D è riportato in Figura 1b.

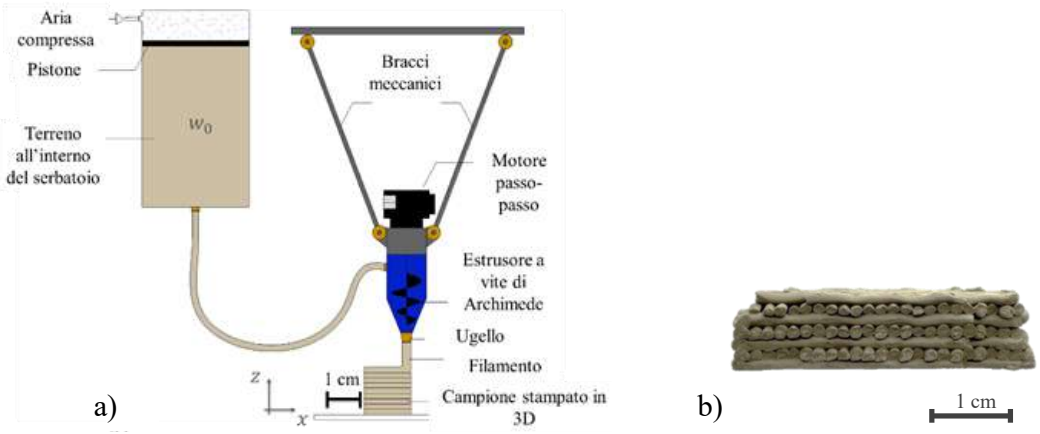


Fig 1. a) Schematizzazione di una stampante 3D per terreni. b) Campione di argilla stampato in 3D.

3. Proprietà indice dei terreni stampati

Il campione di terreno riportato in Figura 1b presenta una marcata doppia struttura; infatti, ogni

filamento presenta una sua struttura interna nella quale sono presenti dei vuoti, ma è anche possibile notare degli ulteriori vuoti di dimensioni maggiori ai precedenti, e perciò visibili ad occhio nudo, che si vengono a formare tra i vari filamenti. Quest'ultimi sono conseguenza della geometria di stampa scelta per la realizzazione del campione, cioè della specifica disposizione tridimensionale nello spazio dei filamenti che compongono il terreno stampato. I parametri che governano la geometria di stampa sono facilmente intercambiabili dall'operatore della stampante tramite il Gcode di stampa, ovvero un codice contente tutti i comandi che la stampante esegue.
Questo studio considera filamenti stampati adiacenti l'un altro, con strati sovrapposti stampati in direzione ogni volta ortogonale al precedente, come nel campione di Figura 1b. Una schematizzazione della sezione trasversale di questa geometria è riportata in Figura 2a. La geometria scelta permette di avere uguali caratteristiche lungo i due assi orizzontali di stampa (x e y) e di poter gestire la grandezza dei pori tra i filamenti tramite il parametro X, che rappresenta la distanza tra due filamenti adiacenti, mentre d_{max} rappresenta il diametro della sezione trasversale ellittica del filamento. La scelta di considerare la sezione trasversale come ellittica deriva da osservazioni al microscopio elettronico a bassi ingrandimenti (Ferrari et al., 2022), le quali evidenziano la tendenza del singolo filamento ad ovalizzarsi sia per effetto del peso proprio, sia a causa del carico esercitato dagli strati sovrapposti.

La schematizzazione geometrica del campione stampato in 3D può essere anche raffigurata secondo lo schema a fasi concentrate riportato in Figura 2b, dove V_{tot} rappresenta il volume totale del campione, V_s il volume della fase solida, V_v^m il volume dei micropori racchiusi all'interno del volume totale dei filamenti V_f, mentre i macrovuoti V_v^M sono rappresentati dal volume dei vuoti creato tra i vari filamenti. Inoltre, sia i micro che i macro-vuoti possono essere riempiti totalmente o parzialmente da acqua. Si definiscono così con V_w^m e V_w^M i volumi di acqua presenti nei micropori e macropori rispettivamente, mentre con V_a^m e V_a^M i rispettivi volumi di aria. Con lo schema a fasi concentrate di figura 2b è possibile definire le seguenti proprietà indice.
La porosità del singolo filamento è definita come:

$$n^f = \frac{V_v^m}{V_f} \tag{1}$$

La microporosità e definita come:

$$n^m = \frac{V_v^m}{V_{tot}} \tag{2}$$

La macroporosità è invece definita come:

$$n^M = \frac{V_v^M}{V_{tot}} \tag{3}$$

Prima di presentare le relazioni tra le proprietà indice finora menzionate, è necessario chiarire come queste sono relazionate al processo di stampa. La prima ipotesi che viene fatta è che il filamento in uscita dalla stampante sia in condizioni di completa saturazione. Ciò è stato verificato per i contenuti d'acqua che permettono un adeguata estrusione tramite un metodo per spostamento di fluido (Péron et al., 2007) su filamenti stampati. Di conseguenza, la porosità del filamento in uscita è calcolata secondo la seguente formula:

$$n^f = \frac{G_s \cdot w_0}{1 + G_s \cdot w_0} \tag{4}$$

dove G_s è la massa specifica relativa.
Come già accennato in precedenza, i macro-vuoti sono funzione della geometria di stampa scelta. Pertanto, considerando la geometria dei campioni schematizzata in Figura 2a, è possibile calcolare il volume dei macrovuoti come differenza tra il volume totale del campione, che è rappresentato dal parallelepipedo in cui sono inscritti i filamenti (raffigurato in sezione dal tratteggio di Figura 2a) e il volume totale dei filamenti all'interno del parallelepipedo stesso.
Scrivendo le dimensioni del parallelepipedo stampato in funzione del numero di filamenti s presenti in

ogni singolo strato del campione, della distanza tra i filamenti X, e del diametro massimo dei filamenti d_{max}, è possibile esprimere la macroporosità dei campioni stampati con la seguente formula:

$$n^M = 1 - \frac{\left[\frac{\pi}{4}\right]}{1 + \frac{X}{d_{max}} \cdot \frac{(s-1)}{s}} \quad (5)$$

La microporosità è legata alla porosità del singolo filamento e alla macroporosità dalla seguente relazione:

$$n^m = n^f(1 - n^M) \quad (6)$$

Infine, la porosità totale del campione è data dalla somma della microporosità più la macroporosità:

$$n = n^m + n^M \quad (7)$$

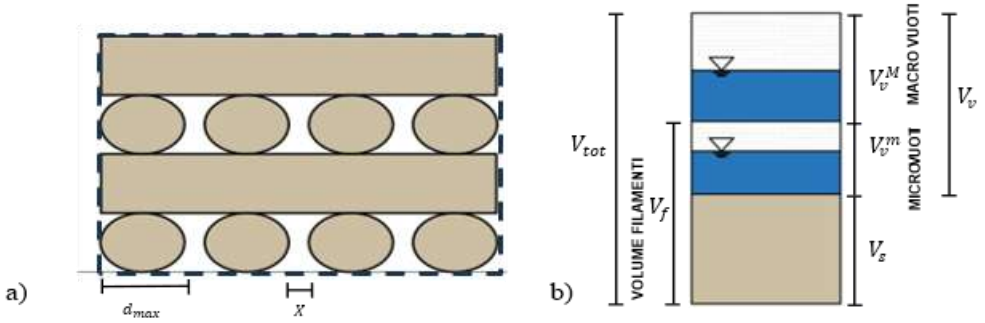


Fig 2. a) Schematizzazione della sezione trasversale della geometria di stampa dei campioni stampati in 3D in questo studio. b) Schema a fasi concentrate per campioni stampati in 3D con doppia struttura.

4. Materiali e metodi

La stampante per terreni utilizzata in questo studio è la *Delta Wasp-Clay2040*, equipaggiata con un diametro interno dell'ugello di uscita dei filamenti pari a 1.4 mm. Il materiale utilizzato è un terreno prevalentemente argilloso, e le sue caratteristiche geotecniche sono riportate in Tabella 1.

Tabella 1 - Caratteristiche geotecniche del terreno utilizzato per la campagna sperimentale.

w_p (%)	w_l (%)	w_0 (%)	G_s (-)	$f_{argilla}$ (%)	f_{limo} (%)	f_{sabbia} (%)
21	45	38	2.77	52	46	2

Il terreno è stato miscelato con acqua distillata a partire dal suo contenuto d'acqua igroscopico fino a raggiungere un contenuto d'acqua pari al 38%. Una volta riempito il serbatoio della stampante, sono stati stampati campioni con la geometria schematizzata in Figura 2a. Da osservazioni sull'ovalizzazione dei filamenti, il valore medio da attribuire al diametro massimo della sezione ovalizzata d_{max} è pari a 1.6 mm quando si utilizza l'ugello di stampa pari a 1.4 mm. Il numero di filamenti per ogni strato s è stato mantenuto costante per ogni campione e pari a 19. Di conseguenza il relativo Gcode di stampa è stato redatto tenendo conto sia dell'ovalizzazione del singolo filamento che della distanza target da attribuire tra un filamento e il suo adiacente. Successivamente, l'altezza dei campioni è stata limitata a due strati per limitare effetti deformativi che potessero inficiare la misura dei dati sperimentali. Infine, sono stati stampati tre campioni per ognuno dei seguenti parametri adimensionali X/d_{max}: 0.06, 0.25 e 0.5. Alcuni dei campioni presi in esame sono raffigurati in Figura 3. Una volta stampati i campioni, ne sono stati misurati i relativi pesi umidi, i volumi totali immediatamente dopo la fase di stampa e i pesi secchi dopo almeno 24 ore in stufa a 105°C. Il volume totale per ogni campione è stato misurato

considerando il parallelepipedo entro il quale sono inscritti i filamenti. La lunghezza, la larghezza e l'altezza del campione sono state misurate tramite calibro digitale con una precisione di ±10 μm. In questa maniera è stato possibile risalire alla misura sperimentale delle proprietà indice dei campioni da confrontare con i valori analitici ottenuti secondo il modello riportato nel paragrafo precedente.

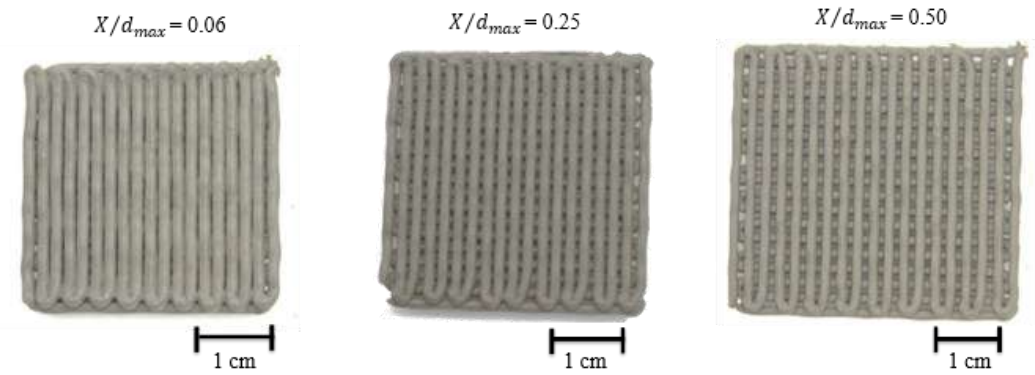


Fig 3. Campioni stampati in 3D con diversi valori di spaziatura adimensionale.

5. Risultati

I risultati della campagna sperimentale confrontati con quelli relativi al modello analitico proposto sono riportati in Figura 4. Qui è possibile osservare un buon accordo tra i dati analitici e sperimentali, evidenziando come la stampante sia quindi in grado di stampare campioni con valori target di microporosità e macroporosità imposti a monte della stampa vera e propria. L'errore più grande, pari a ± 2.5% rispetto ai valori medi sperimentali, è risultato per i campioni con una distanza adimensionale tra i filamenti X/d_{max} pari a 0.25. Questo errore potrebbe derivare dalla lieve differenza tra il contenuto d'acqua del terreno all'interno del serbatoio della stampante, misurato pari a 38.2%, e il contenuto d'acqua dei campioni stampati, che è risultato variabile tra 35.7% e 37.8%. Questa prima discrepanza è spiegabile con una inevitabile evaporazione di acqua dal campione durante il tempo necessario alla stampa e alle misure che l'operatore deve effettuare. Ad ogni modo è stato stimato che tale discrepanza nel contenuto d'acqua influisce sull'accuratezza della stima analitica della porosità totale, con una variazione di ±1%. Inoltre, è possibile che durante il processo di preparazione del terreno e successivo inserimento nel serbatoio della stampante si formino piccole bolle d'aria indesiderate, le quali possono persistere durante la deposizione dei filamenti. Questo potrebbe spiegare perché i valori sperimentali differiscono leggermente dalle previsioni analitiche formulate dal modello.

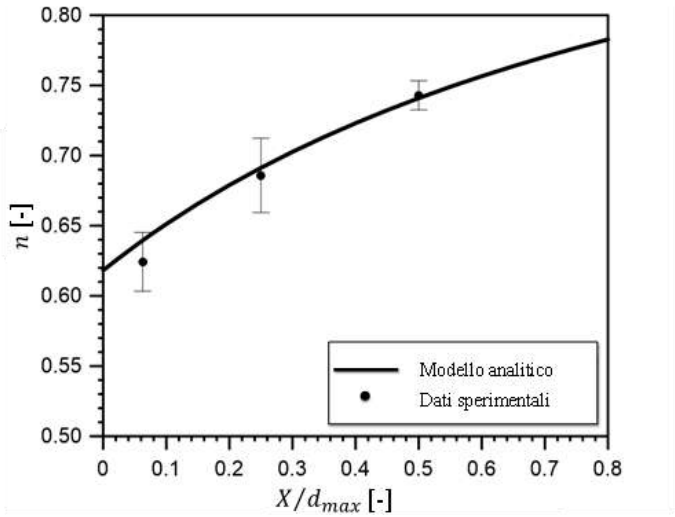


Fig 4. Confronto tra i dati sperimentali e i risultati del modello in termini di porosità al variare del parametro X/d_{max}.

6. Conclusioni

In questo studio sono state analizzate le proprietà indice di un terreno argilloso stampato in 3D, al fine di valutare la possibilità di controllarne la marcata doppia struttura. I pori all'interno di ogni singolo filamento sono stati definiti come i micropori del terreno, mentre i pori presenti tra i vari filamenti sono definiti come i macropori. Da questa prima osservazione si è successivamente evinto che il contenuto d'acqua con cui viene preparato il terreno da stampare governa essenzialmente la porosità del singolo filamento, ovvero i micropori. La geometria scelta per la disposizione spaziale dei vari filamenti, invece, governa le dimensioni dei macropori, e quindi la macroporosità del campione. Il semplice modello analitico che è stato proposto nella nota permette così di selezionare, a monte della stampa, i valori target di micro e macro porosità del campione, della porosità totale, e di altri parametri di stampa tra cui il parametro X, che rappresenta la distanza tra due filamenti adiacenti. Successivamente, i valori target forniti dal modello sono stati comparati con quelli misurati sperimentalmente su campioni stampati con lo stesso contenuto d'acqua di partenza, ma con geometrie diverse.

I risultati sperimentali, confrontati con il modello analitico, mostrano un buon accordo, suggerendo che la stampa 3D di terreni potrebbe essere utilizzata in futuro come tecnica per realizzare, in maniera standardizzata, terreni a doppia struttura con valori target di micro e macroporosità, da impiegare in applicazioni geotecniche, dai rilevati stradali alle barriere per dighe o discariche.

Bibliografia

Alhumayani, H., Gomaa, M., Soebarto, V., Jabi, W., 2020. Environmental assessment of large-scale 3D printing in construction: A comparative study between cob and concrete. J. Clean. Prod. 270, 122463.

Bhusal, S., Sedghi, R., Hojati, M., 2023. Evaluating the Printability and Rheological and Mechanical Properties of 3D-Printed Earthen Mixes for Carbon-Neutral Buildings. Sustainability 15, 15617.

Ferrari, A., Rosone, M., Rosa, S., Sapienza, G., 2022. Microstructural characterization of a 3D-printed soil. Soils Rocks 45, 1–6.

Jiménez Delgado, M.C., Guerrero, I.C., 2007. The selection of soils for unstabilised earth building: A normative review. Constr. Build. Mater. 21, 237–251.

Klug, C., Schmitz, T.H., 2022. Examining the Interactions of Design Parameters in the LDM of Clay as the Basis for New Design Paradigms. Ceramics 5, 131–147.

Mansoori, M., Kalantar, N., Palmer, W., 2020. Handmade by Machine: A Study on Layered Paste Deposition Methods in 3D Printing Geometric Sculptures.

Péron, H., Hueckel, T., Laloui, L., 2007. An Improved Volume Measurement for Determining Soil Water Retention Curves. Geotech. Test. J. 30, 100167.

Project Olympus - NASA Website, 2020 https://www.nasa.gov/centers-and-facilities/marshall/nasa-icon-advance-lunar-construction-technology-for-moon-missions/ [Ultimo accesso: 15 luglio 2025].

Starvaggi, M., La Rosa, S., Rosone, M., Ferrari, A., 2023. On the Fabric of a 3D Printed Soil, in: Geotechnical Engineering in the Digital and Technological Innovation Era, Springer Series in Geomechanics and Geoengineering. Cham, pp. 135–142.

WASP Web page, 2021 https://www.3dwasp.com/en/3d-printed-house-tecla/ [Ultimo accesso: 15 luglio 2025].

SVILUPPO DI BIOLEGANTI PER IL MIGLIORAMENTO MECCANICO DEI TERRENI: PRIMI RISULTATI

Pietro Gian Pesce
Politecnico di Bari
p.pesce@phd.poliba.it

Rossella Petti
Politecnico di Bari
rossella.petti@poliba.it

Claudia Vitone
Politecnico di Bari
claudia.vitone@poliba.it

Enza Vitale
Università degli studi di Napoli, Federico II
enza.vitale@unina.it

Giacomo Russo
Università degli studi di Napoli, Federico II
giarusso@unina.it

Sommario

L'impiego di leganti ad attivazione alcalina (LAA) rappresenta una soluzione innovativa e alternativa per il miglioramento delle proprietà geotecniche di terreni argillosi rispetto all'approccio tradizionale basato su leganti convenzionali come calce e cemento [1]. Lo sviluppo dei LAA contribuisce alla riduzione delle emissioni di anidride carbonica e dei costi, consentendo al contempo il riutilizzo di sottoprodotti provenienti da diverse fonti (ad esempio, pozzolane naturali e artificiali, scarti metallurgici o calcare di scarto). Quando opportunamente attivati, questi sottoprodotti possono essere impiegati come agenti cementanti per migliorare meccanicamente i terreni naturali non idonei per applicazioni ingegneristiche [2].
Questo studio presenta i risultati preliminari di una indagine sperimentale riguardante la messa a punto di leganti ottenuti da polvere di gusci di mitili attivati da soluzioni di idrossido di sodio (NaOH) e da miscele di NaOH e silicato di sodio (Na_2SiO_3) in diverse concentrazioni. Le proprietà chimico-fisiche di tali leganti sono state indagate misurando l'evoluzione del pH e del contenuto d'acqua durante il periodo di stagionatura (fino a 28 giorni), la resistenza invece è stata determinata esclusivamente mediante prove di compressione uniassiale.

1. Introduzione

La stabilizzazione di terreni argillosi, generalmente caratterizzati da scadenti proprietà meccaniche,

rappresenta ancora oggi una sfida significativa nel campo dell'ingegneria civile, soprattutto se si mira a coniugare efficacia tecnica e sostenibilità ambientale delle miscele. I metodi convenzionali di stabilizzazione utilizzano comunemente calce o cemento Portland. Sebbene efficaci, queste tecniche comportano notevoli costi ambientali, principalmente a causa delle emissioni di anidride carbonica (CO_2) associate alla loro produzione, che rappresentano circa il 7% delle emissioni globali [3]. In questo contesto, lo sviluppo di leganti alternativi a basso impatto ambientale rappresenta una sfida di grande interesse per l'ingegneria e, in particolare, per l'ingegneria geotecnica. L'uso di leganti ad attivazione alcalina, in particolare, appare una tecnica promettente e, in futuro, potrebbe rappresentare un cambio di paradigma nel settore.

L'attivazione alcalina richiede due componenti principali: un precursore solido, come pozzolane artificiali (ad esempio, ceneri volanti, fumi di silice, scorie di altoforno), ricco di silice e allumina e una soluzione attivante a base di metalli alcalini (ad esempio idrossido di sodio, silicato di sodio). Il meccanismo di reazione è promosso dalla soluzione alcalina, che permette la dissoluzione degli alluminosilicati e la successiva precipitazione di fasi gel con proprietà cementanti [4-6]. Questi leganti innovativi non solo riducono significativamente l'impronta di carbonio, ma promuovono anche il riciclo di materiali di scarto altrimenti considerati rifiuti [7, 8].

In questo studio, in particolare, è stata proposta l'introduzione di un elemento innovativo nel panorama dei leganti alcalini: l'utilizzo dei gusci di mitili come precursore per la produzione di leganti innovativi. I gusci di mitili rappresentano una fonte di carbonato di calcio ($CaCO_3$) di origine biogenica. Un recupero di tale scarto consente di ottenere una materia prima seconda per la produzione di materiali di interesse nell'ambito delle costruzioni civili. Tuttavia i gusci di cozze vengono spesso smaltiti in discarica con alti costi poiché non biodegradabili. Nello specifico, i gusci costituiscono circa il 31-33% del peso totale del mitilo, con una composizione del 95-99% in peso di minerali di carbonato di calcio e dell'1-5% di composti organici. Queste caratteristiche li rendono candidati ideali per il recupero e la valorizzazione attraverso l'attivazione alcalina [9].

L'attivazione alcalina di materiali ricchi di $CaCO_3$ tende a generare diverse fasi carbonatiche, sia metastabili che cristalline, come pirssonite, gaylussite, portlandite e termonatrite. Tali fasi, combinandosi con idrati amorfi di silicato di calcio (CSH), gel di silice e gel di silicato di calcio, incorporano sodio e formano silicato di calcio sodico idrato (NCSH) o gel di silicato sodico (NSH) che conferiscono al materiale proprietà meccaniche rilevanti [10, 11].

Nel presente lavoro vengono presentati i risultati preliminari di una indagine sperimentale sull'uso della polvere di gusci di mitili come precursore per la sintesi di leganti innovativi di formazione biogenica. L'influenza del tipo di attivatore sulle sue proprietà chimico-fisiche è stata esaminata utilizzando soluzioni alcaline di diversa composizione chimica, tra cui soluzioni di NaOH a concentrazioni 4, 6 e 8 M e miscele di soluzioni di NaOH alle stesse concentrazioni e Na_2SiO_3. Sono stati monitorati nel tempo l'evoluzione del pH e del contenuto d'acqua. Infine, il comportamento meccanico del legante è stato valutato attraverso prove di compressione uniassiale.

2. Materiali e metodi

2.1 Polvere di gusci di mitili

In questo studio sono stati utilizzati gusci di cozze *Mytilus galloprovincialis* ottenuti da fornitori di prodotti ittici della provincia di Taranto. La polvere di gusci di mitili (PGM) è stata prodotta attraverso diverse fasi di lavorazione. Inizialmente, i gusci sono stati lavati accuratamente con acqua di rubinetto per circa 15 minuti, successivamente, sono stati essiccati in forno a 105°C per 48 ore per rimuovere impurità e alcuni componenti organici. Infine, per ottenere la PGM, i gusci essiccati sono stati macinati con un mulino elettrico da 2000 W e setacciati attraverso un setaccio da 63 μm, ottenendo una distribuzione granulometrica con D50 = 6,32 μm e Cu = 2,213 [12]. La Figura 1 mostra le fasi per la preparazione del precursore, dal guscio alla polvere.

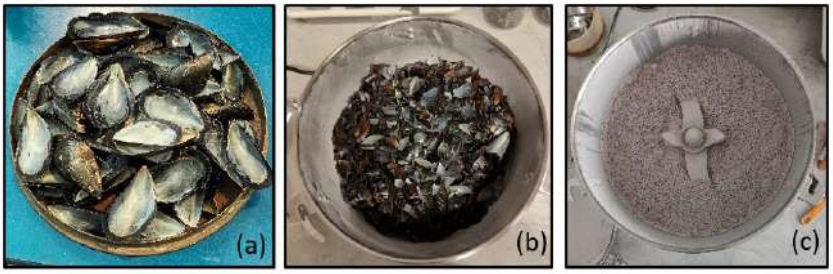


Fig 1. (a) Gusci di mitili; (b) frammenti di gusci di mitili; (c) polvere di gusci di mitili.

I gusci di mitili sono composti principalmente da carbonato di calcio biogenico (58,6% in peso espresso come CaO) con piccole frazioni di altri ossidi (SiO_2 = 0,36%, Na_2O = 0,37%, MgO = 0,19% e Fe_2O_3 = 0,13%). Secondo la letteratura, la forma cristallina del $CaCO_3$ nella PGM è costituita prevalentemente da calcite (73%) e aragonite (26,7%). Questi dati indicano un contenuto relativamente elevato di aragonite nelle conchiglie del tipo *Mytilus galloprovincialis* rispetto ad altri tipi di conchiglie [12, 13]. La superficie specifica determinata, prima dell'essicazione, mediante BET è 3,43 m^2/g. Il valore del pH, misurato dall'apparecchio Mettler Toledo Seven Multi, è 8,8.

2.2 Attivatori alcalini

Gli attivatori alcalini impiegati per la sintesi dei leganti introdotti in questo studio comprendono delle soluzioni di idrossido di sodio (NaOH) a diverse concentrazioni molari (4 M, 6 M e 8 M) e miscele costituite da soluzioni di NaOH (4 M, 6 M e 8 M) e silicato di sodio (SS). Per preparare le soluzioni di NaOH a 4 M, 6 M e 8 M, sono stati disciolti rispettivamente 104 g, 156 g e 208 g di pellet di NaOH (con una purezza minima del 98%) in 650 ml di acqua distillata. Le miscele sono state poi mantenute a temperatura ambiente per almeno 24 ore prima dell'uso. La soluzione di SS, denominata Geosil 34417, è stata fornita dal gruppo Woellner (Germania) con un rapporto in massa SiO_2/Na_2O pari a 1,7.

2.3 Preparazione dei campioni

I LAA sono stati preparati mescolando manualmente per 3 minuti la polvere di gusci di mitili e gli attivatori alcalini in proporzioni fisse. Il rapporto tra la massa dell'attivatore alcalino e quella dei gusci di mitili è stato fissato pari a 0,6. Il legante formato utilizzando la soluzione di NaOH è indicato come LAA-xM, dove x rappresenta la concentrazione molare della soluzione (ovvero, 4 M, 6 M e 8 M); mentre il legante preparato con soluzioni di NaOH e SS è indicato come LAA-xMSS. La Tabella 1 riassume le nomenclature e i dettagli della formulazione. Per i test meccanici, i campioni sono stati versati in stampi cilindrici alti 76 mm e larghi 38 mm, sigillati con una pellicola di plastica e fatti indurire in una camera isotermica a 25°C per 7 e 28 giorni.

No.	Id.	NaOH [M]	Na_2SiO_3	No.	Id.	NaOH [M]	Na_2SiO_3
1	LAA-4M	4	-	4	LAA-4MSS	4	✓
2	LAA-6M	6	-	5	LAA-6MSS	6	✓
3	LAA-8M	8	-	6	LAA-8MSS	8	✓

Tab. 1. Nomenclature e dettagli delle formulazioni dei LAA.

3. Risultati

3.1 pH

La variazione del pH delle miscele nel corso del tempo è stata misurata secondo le raccomandazioni ASTM D4972. I valori del pH dei campioni di gusci di mitili attivati dagli alcali utilizzati in questo studio, sono presentati nella Figura 2. Il pH dei gusci di mitili è pari a 8,8, leggermente inferiore al pH di 9,4 del $CaCO_3$ (calcite con una purezza del 99,99%). La dissoluzione del carbonato di calcio è influenzata significativamente dal pH del mezzo circostante. A pH più acidi, il calcare si dissolve più facilmente, mentre a pH elevati come quello osservato nelle miscele LAA-xM, l'aumento del pH può favorire una maggiore stabilità del calcare [14, 15].

L'aggiunta degli attivatori alcalini ha determinato un notevole aumento del valore iniziale del pH dei gusci di cozze. Indipendentemente dalla concentrazione molare delle soluzioni di NaOH, le miscele LAA-xM hanno mostrato piccoli incrementi del pH nel corso del tempo, raggiungendo valori più elevati dopo 28 giorni (ad esempio, il pH di LAA-6M e LAA-8M è stato misurato pari a 13,50). Al contrario, l'uso combinato di NaOH e SS ha comportato una lieve diminuzione del pH nel tempo. La miscela LAA-4MSS ha raggiunto il valore di pH più basso dopo 28 giorni (pari a 12,23).

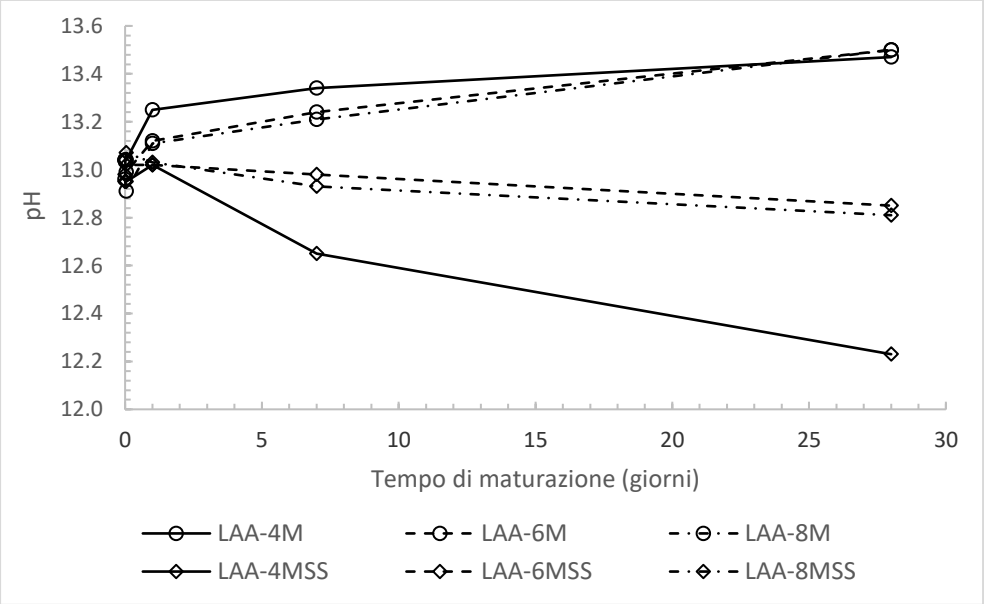


Fig 2. Evoluzione del pH nel tempo dei LAA.

3.2 Contenuto d'acqua

Nella Figura 3 è illustrata l'evoluzione del contenuto di acqua delle diverse miscele in funzione del tempo di maturazione. In generale, si è osservata una diminuzione del contenuto di acqua nel corso del tempo per tutte le miscele. I campioni LAA-xM hanno mostrato una maggiore diminuzione del contenuto di acqua dopo 28 giorni, ad eccezione del campione LAA-8M, che partiva da un contenuto di acqua iniziale inferiore. Quando entrambi gli attivatori alcalini sono stati utilizzati, si è osservato un contenuto di acqua iniziale più basso per tutte le miscele e una riduzione nel tempo meno evidente, suggerendo un effetto stabilizzante del silicato di sodio sul bilancio idrico del sistema.

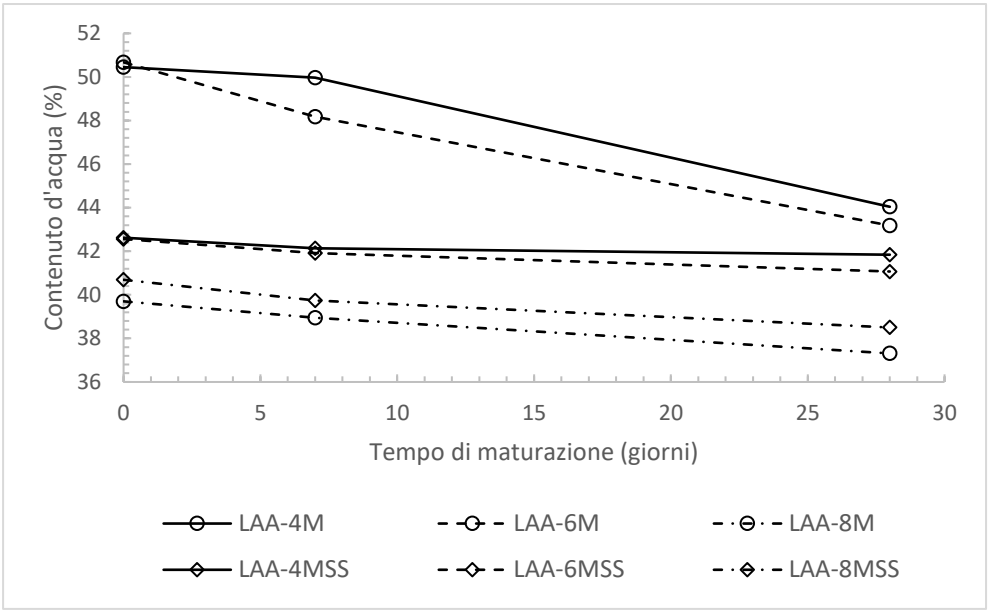


Fig 3. Variazione del contenuto d'acqua nel tempo dei LAA.

3.3 Resistenza a compressione uniassiale

Quando sono state aggiunte le diverse soluzioni di NaOH alla PGM, solo la miscela LAA-8M ha mostrato una resistenza uniassiale dopo 7 giorni, con un valore relativamente basso di 18 kPa. L'aggiunta di SS ha avuto un impatto significativo sulle prestazioni meccaniche dei leganti; infatti, i campioni LAA-xMSS, che includono entrambi gli attivatori alcalini, hanno mostrato un aumento della resistenza uniassiale in relazione alla concentrazione di NaOH, confermando il ruolo cruciale della molarità di NaOH sia sulle prestazioni meccaniche iniziali che sulla cinetica di sviluppo del legante. Come mostrato in Figura X, tutte le miscele evidenziano un incremento progressivo della resistenza con l'aumentare del tempo di maturazione. Tuttavia, il sistema attivato con NaOH 8M si distingue per valori significativamente superiori già dopo 7 giorni, raggiungendo oltre 2.5 MPa a 28 giorni e mantenendo il miglioramento fino ai 40 giorni. Le miscele con concentrazioni inferiori (6M e 4M) seguono lo stesso trend evolutivo, ma con resistenze progressivamente inferiori, confermando che livelli più elevati di attivazione alcalina accelerano e intensificano lo sviluppo meccanico del legante.

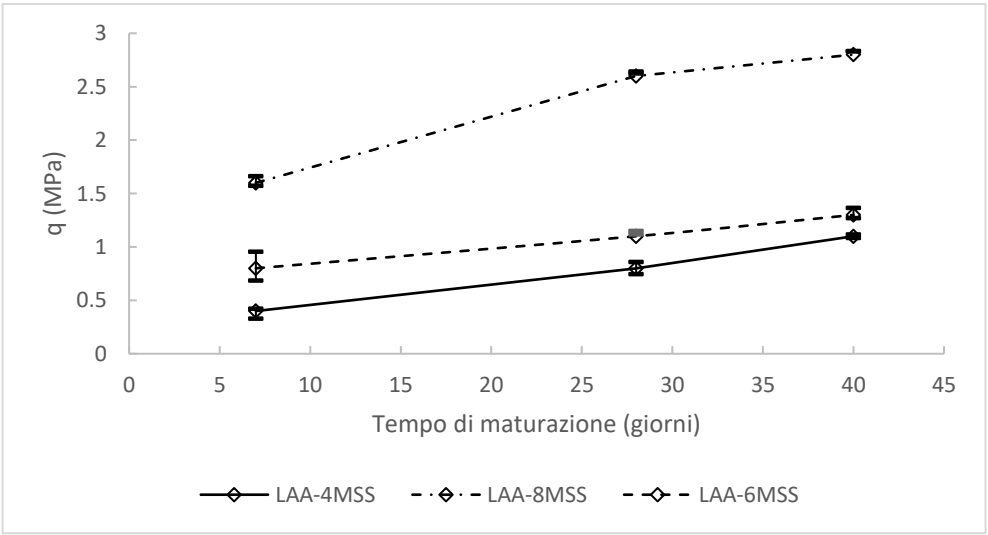


Fig 4. Evoluzione nel tempo della resistenza a compressione uniassiale dei LAA-xMSS al variare della concentrazione molare di NaOH.

4. Conclusioni

In questo studio è stata condotta una indagine sperimentale sull'evoluzione chimico-fisica e sul comportamento meccanico di bioleganti ottenuti attivando mediante alcali polvere di gusci di mitili. L'indagine ha posto l'attenzione sullo sviluppo della resistenza a compressione uniassiale e sull'evoluzione del pH e del contenuto di acqua nel tempo.

Dai risultati della sperimentazione, è stato possibile dedurre alcune preliminari considerazioni: (1) le variazioni del pH delle miscele nel tempo sono minime, e sembra che la concentrazione molare dell'idrossido di sodio non influenzi significativamente l'evoluzione del pH nel corso del tempo; (2) in generale, il contenuto di acqua diminuisce nel tempo, ma le maggiori variazioni sono state osservate a 28 giorni nelle miscele contenenti solo idrossido di sodio; (3) per quanto riguarda la resistenza a compressione uniassiale, l'aggiunta di soluzione di silicato di sodio ha determinato un aumento maggiore della resistenza dei LAA rispetto all'uso della sola soluzione di idrossido di sodio. Nelle miscele LAA-xMSS, che includono entrambi gli attivatori alcalini, la resistenza aumenta progressivamente nel tempo, con valori tanto maggiori quanto più elevata è la concentrazione molare di NaOH; in particolare, i campioni attivati con 8M mostrano le prestazioni meccaniche più elevate già nelle prime fasi di maturazione.

Bibliografia

[1] Coudert E., Russo G., Deneele D., Tarantino A. (2022). "Mechanical behaviour of compacted kaolin clay stabilised via alkali activated calcium-rich fly ash binder", *Geomechanics for Energy and the Environment*, 32, 100404.

[2] Wang J., Lyu X., Wang L., Cao X., Liu Q., & Zang H. (2018). "Influence of the combination of calcium oxide and sodium carbonate on the hydration reactivity of alkali-activated slag binders", *Journal of Cleaner Production*, 171, 622-629.

[3] Miller S. A., & Moore F. C. (2020). "Climate and health damages from global concrete production", *Nature Climate Change*, 10(5), 439-443.

[4] Duxon P., Fernàndez-Jiménez A., Provis J. L., Lukey G. C., Palomo A., Van Deventer J. S. J. (2007). "Geopolymer technology: the current state of the art", *J. Mat. Sci*, 42:2917-2933.

[5] Provis J. L., Van Deventer J. S. J. (2014). "Alkali activated materials: state of the art reports, RILEM TC 224-AAM". (Vol. 13). Springer, Dordrecht, The Netherlands.

[6] Vitale E., Russo G., Deneele D. (2020). "Use of alkali-activated fly ashes for soil treatment. *In Geotechnical Research for Land Protection and Development. Proceedings of CNRIG 2019 7*. Springer International Publishing, 723-733.

[7] Cristelo N., Glendinning S., Teixeira Pinto A. (2011). "Deep soft soil improvement by alkaline activation". *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 164(2), 73-82.

[8] Rios S., Cristelo N., Viana da Fonseca A., Ferreira C. (2016). "Structural performance of alkali-activated soil ash versus soil cement". *Journal of materials in civil engineering*, 28(2), 04015125.

[9] Prihanto A., Muryanto S., Ismail R., Jamari J., Bayuseno A. P. (2024). "Practical insights into the recycling of green mussel shells (Perna Viridis) for the production of precipitated calcium carbonate". *Environmental Technology*, 45(2), 235-245.

[10] Cousture A., Renault N., Gallias J. L., Ndiaye K. (2021). Study of a binder based on alkaline activated limestone. *Construction and Building Materials*, 311, 125323.

[11] Ortega-Zavala D.E., Santana-Carrillo J.L., Burciaga-Díaz O., Escalante-García J.I. (2019). An initial study on alkali activated limestone binders. *Cement and Concrete Research*, 120, 267–278.

[12] Petti R., Vitone C., Marchi M. I., Plötze M., Puzrin A. (2024). Use of shells for the mechanical stabilisation of sediments: a valuable geomechanical perspective? *Géotechnique*.

[13] Martínez-García C., González-Fonteboa B., Martínez-Abella F., Carro-López D. (2017). Performance of mussel shell as aggregate in plain concrete. *Construction and building materials*, 139, 570-583.

[14] Dolgaleva I.V., Gorichev I.G., Izotov A.D., Stepanov V.M. (2005). Modeling of the effect of pH on the calcite dissolution kinetics. *Theoretical foundations of chemical engineering*, 39, 614-621.

[15] Coto B., Martos C., Peña J.L., Rodríguez R., Pastor G. (2012). Effects in the solubility of CaCO3: Experimental study and model description. *Fluid Phase Equilibria*, 324, pp. 1-7.

MIGLIORAMENTO DELLE PROPRIETÀ TERMICHE DEI TERRENI

Salvatore Erminio
Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale
e.salvatore@unicas.it

Michela Arciero
Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale
michela.arciero@unicas.it

Berhanu Arega Tadesse
Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale
berhanuarega.tadesse@studentmail.unicas.it

Gaspare Giovinco
Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale
giovinco@unicas.it

Giuseppe Modoni
Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale
modoni@unicas.it

Sommario

Nella presente nota si analizza la fattibilità tecnico-economica di interventi volti a migliorare le proprietà termiche dei terreni. Dapprima si espongono i risultati di prove di laboratorio di conducibilità e capacità termiche di una sabbia di riferimento trattata con additivi differenti. Partendo dai dati ottenuti si considera il fabbisogno energetico di un edificio per uffici di medie dimensioni, per valutare la fattibilità di un intervento di miglioramento termico del sottosuolo.

1. Introduzione

Raggiungere la neutralità climatica rappresenta per la società contemporanea un obbiettivo tanto ambizioso quanto stimolante (European Commission, 2019). In questo scenario numerose sono le tecnologie innovative che identificano nel sottosuolo una preziosa risorsa per l'estrazione del calore o per il suo stoccaggio. Tra le tecnologie a bassa entalpia, (Muffler and Cataldi, 1978), gli usi di pompe di calore geotermiche (Ground Source Heat Pump, GSHP) (Bernier M., 2006) e di scambiatori di calore aria-terreno (Earth Air Heat Exchanger EAHE) (Sehli et al., 2012) risultano molto promettenti. Per ciò che riguarda invece lo stoccaggio dell'energia termica, i primi sistemi di accumulo realizzati mediante perforazioni (Soil- Borehole Thermal Energy Storage System, BTS) (Lanini et al., 2014) hanno mostrato

risultanti incoraggianti nel ridurre lo sfasamento temporale tra produzione e domanda dell'energia. In ognuna delle tecnologie sopracitate, i fenomeni di scambio termico e di accumulo del calore sono regolati dalla capacità e conducibilità termica dei terreni che ne determinano quindi l'efficienza. Il progetto di ricerca da cui è derivato il presente contributo mira quindi a esplorare diverse tecniche per migliorare le proprietà termiche dei terreni e incrementare l'efficienza degli impianti geotermici.

2. Studio sperimentale

In continuità con lo studio riportato in Salvatore et al. (2024), la fattibilità tecnica del miglioramento termico dei terreni è stata studiata mediante prove di conducibilità in regime transitorio su campioni di forma parallelepipeda confezionati con sabbia naturale, asciutta o satura, e con sabbia trattata mediante iniezione di nanosilice colloidale, o miscelata con differenti concentrazioni di cemento, bentonite, grafite, o misture di additivi differenti. Conducibilità (k) e capacità termica (C) dei materiali sono stati ottenuti effettuando una back-analysis numerica delle diverse prove utilizzando un codice alle differenze finite.

1.1 Set up sperimentale

La sperimentazione è stata eseguita realizzando una cella termica (vedi Fig. 1) che costituisce lo sviluppo della precedente versione adottata in Salvatore et al. (2024). L'involucro in polistirene espanso (C=1450J/kgK e k=0.034W/mK) è di forma parallelepipeda (H=140mm, B=95mm, L=500mm), suddiviso in due scomparti per mezzo di una piastra riscaldante. Le estremità sono costituite da due piastre in alluminio (C=880J/kgK e k=200W/mK) in modo da realizzare una geometria di trasmissione del calore sostanzialmente monodimensionale. La particolare geometria a doppio scomparto è stata concepita per minimizzare il disturbo dovuto alla presenza delle termocoppie che sono infatti installate con passo di 50mm l'una dall'altra, ma a distanze dalla sorgente diverse nei due lati del campione.

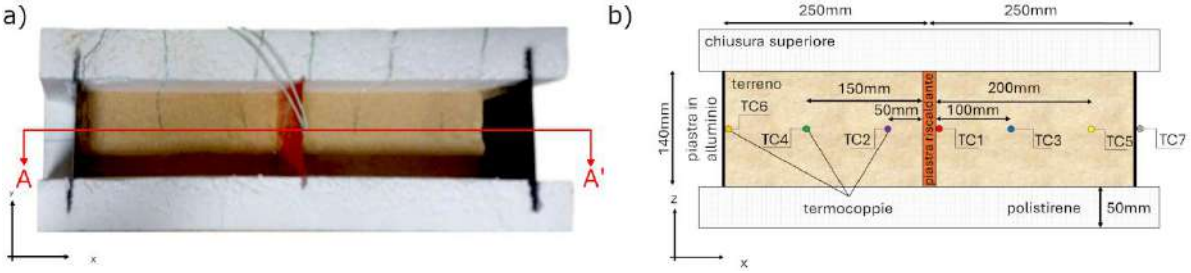


Fig 1. Dispositivo di prova per la misura delle proprietà termiche. a) fotografia, b) sezione verticale A-A'.

La piastra riscaldante è costituita da una resistenza in Ni-Cr rivestita esternamente da gomma siliconica ed è attraversata da corrente continua fornita da un alimentatore stabilizzato EUTRON BV340 30-10; le termocoppie utilizzate sono a giunzione esposta di tipo K e sono collegate ad un multimetro SIGLENT. SDM3055-SC. Un ulteriore multimetro dello stesso modello è stato utilizzato per monitorare la tensione di alimentazione della piastra riscaldante. Con questa strumentazione sono state eseguite prove di conducibilità termiche su una sabbia naturale in condizioni asciutte e satura e sulla stessa sabbia miscelata con vari additivi, cemento, bentonite, grafite o miscele degli stessi prodotti.

Il terreno di riferimento è una sabbia quarzitica estratta nella miniera di Fossanova per l'approvvigionamento delle industrie del vetro e delle ceramiche, caratterizzata da un diametro medio dei grani D_{50}=0.303mm, coefficiente di uniformità C_u=1.6 e gravità specifica Gs=2.65; il cemento adoperato è di tipo Portland ordinario (Colacem CEM II/B-LL 32.5 R); la bentonite utilizzata è di tipo sodico proveniente dall'isola greca di Milo con diametro corrispondente al 70% del passante in peso pari a 0.15µm, gravità specifica G_s=2.83 e limiti di consistenza pari a w_L=627% w_P=57% (Proia, 2017). Infine, è stata utilizzata una grafite con diametro delle particelle pari a 10nm con proprietà termiche C=710J/kgK e k=25÷440W/mK. Le percentuali di additivo impiegate, riportate nella successiva Tab. 1, sono state fissate secondo quanto suggerito dalla letteratura tecnica per il miglioramento meccanico dei terreni. Tutti i campioni sono stati confezionati compattando strati successivi, dello spessore di 2cm, con un maglio di massa 1kg lasciato cadere da un'altezza di 2cm sistematicamente su tutta la superficie

del campione. I campioni trattati con cemento sono stati preparati miscelando preventivamente i materiali asciutti (sabbia, cemento, bentonite, nanosilice e grafite) ed aggiungendo successivamente il quantitativo d'acqua necessario ad ottenere un rapporto acqua/cemento (A/C) pari al 40%. La nanosilice colloidale è stata invece aggiunta al terreno dopo il compattamento di quest'ultimo, miscelando i componenti ed iniettandoli in forma liquida per filtrazione.

2.2 Risultati sperimentali

Una volta confezionati i campioni, si è proceduto ad alimentare la piastra riscaldante (tipicamente V=9V A=0.7A) e a misurare nel tempo, mediante le termocoppie, il campo della temperatura all'interno del campione. Le prove sono state quindi simulate mediante un codice alle differenze finite (Itasca Consulting Group, Inc., 2019) calibrando conducibilità e capacità termica dei materiali in modo da ottenere la migliore sovrapposizione tra le misure sperimentali ed i risultati numerici. Il modello numerico (Fig. 1), che riproduce un unico scomparto della cella termica, impone sulla frontiera sinistra il flusso termico prodotto dalla piastra riscaldante, condizioni adiabatiche sulla frontiera superiore ed inferiore e convezione naturale sulla frontiera destra a simulare la naturale dispersione del calore per convezione con l'ambiente esterno. Il coefficiente di trasferimento termico per convezione naturale $h=20W/m^2K$ è stato calibrato per ottenere il best fitting tra i risultati numerici e le misure sperimentali. I risultati della sperimentazione sono riportati in Tab, mentre in Fig 2 si mostra il confronto tra le misure sperimentali e la back analisi numerica per i cinque test eseguiti.

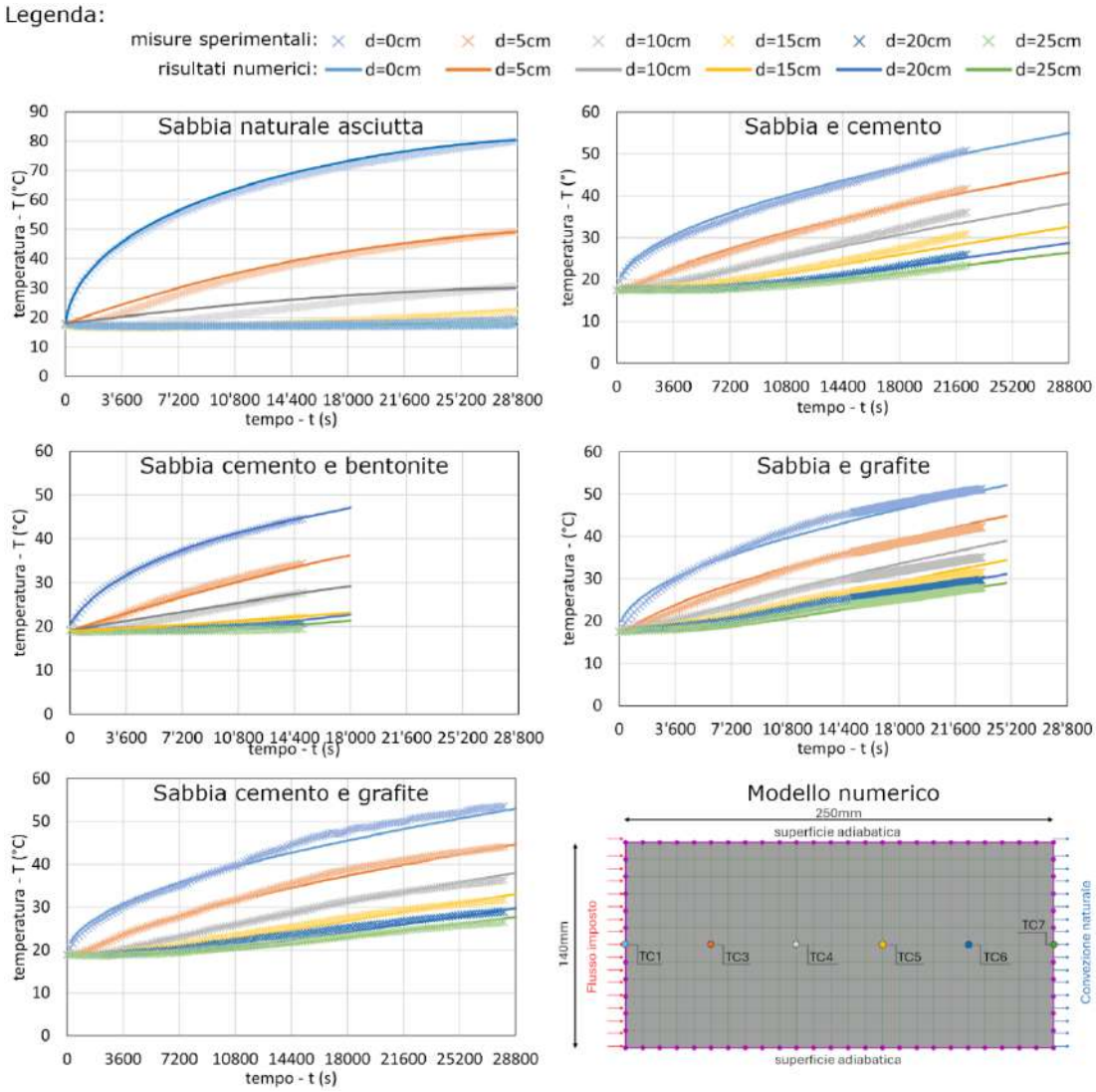


Fig 2. Confronti tra misure e simulazioni numeriche delle temperature alle termocoppie.

Tab 1. Proprietà fisiche dei campioni e proprietà termiche misurate.

ID	ρ (kg/m^3)	trattamento	costo additivo (€/kg)	χ_{add} (%)	curing (giorni)	C (J/kgK)	k (W/mK)
T1*	1497	no - asciutto	-	-	-	1700	0.8
T3*	2000	no - saturo		-	-	1900	3.7
T4a*	1991	nanosilice	20.0	3	1	2000	4.2
T4b*	1991	nanosilice		3	3	2000	4.5
T4c*	1991	nanosilice		3	5	2000	4.5
T5a*	1986	nanosilice	20.0	5	1	2000	4.4
T5b*	1986	nanosilice		5	3	2000	4.4
T5c*	1986	nanosilice		5	5	2000	4.4
T5d*	1986	nanosilice		5	10	2000	4.4
T2K	1956	cemento	0.4	15	0	1700	3.5
T1G*	1900	cemento		15	14	1700	3.3
T2G*	1900	cemento		29	14	1700	3.8
T4K	1781	grafite	10.0	10	-	1700	3.9
T5K	2002	cemento - grafite	-	15 - 5	0	1700	3.7
T3K	1810	cemento - bentonite	-	15 - 5	0	1700	1.0

* Salvatore et al. (2024);
** rapporto in peso tra additivo e sabbia asciutta.

Considerando come riferimento la sabbia naturale asciutta, caratterizzata da capacità termica pari a C=1700J/kgK e conducibilità termica k=0.8W/mK, tutte le prove eseguite su sabbie con additivi hanno mostrato un incremento della conducibilità termica, mentre le variazioni della capacità termica sono risultate più contenute a testimoniare quindi che questa proprietà risulta regolata dalla componente sabbiosa. Il campione trattato con cemento e testato immediatamente dopo la miscelazione ha mostrato una conducibilità termica k=3.5W/mK, ovvero circa 4 volte superiore quella della sabbia asciutta; la conducibilità termica del campione trattato con il 10% di grafite è risultata pari a k=3.9W/mK, quella del campione preparato con 15% di cemento e 5% di grafite è pari a k=3.7W/mK, quella del campione preparato con il 15% di cemento e 5% di bentonite è pari a k=1.0W/mK.

3. Applicazione al finito

Nell'applicazione al finito si è ipotizzato che il trattamento della sabbia avvenga con cemento immaginando tipiche composizioni di materiale trattato con tecniche di miglioramento in sito (jet grouting, depp soil mixing) (Croce et al., 2014). Lo studio è stato condotto considerando come caso di studio un edificio dell'Università di Cassino su cui si disponeva dei dati sui consumi energetici. L'edificio è composto da una struttura di tre piani in calcestruzzo armato avente dimensioni in pianta di 68.6x24.6m. L'analisi energetica dell'edificio ha restituito un fabbisogno energetico complessivo pari a circa 40'000kWh per il riscaldamento ed a circa 20'000kWh per il raffrescamento. L'impianto di condizionamento attualmente in esercizio presso l'edificio è costituito da due caldaie a metano di potenza termica totale di 343kW e da due Chiller di potenza termica totale pari a 350kW per un costo totale pari a circa 200'000€. I consumi annui di metano per il riscaldamento e di elettricità per il raffrescamento risultanti dall'analisi delle fatture per le forniture ammontano rispettivamente a circa 200'000m^3 e circa 40'000kWh. Considerando tipici costi attuali dell'energia elettrica pari a 0.16€/kWh, e del metano pari a 0.49€/m^3 con IVA al 22%, si ottiene un costo di esercizio annuale per il condizionamento pari a circa 180'000€.
Utilizzando la piattaforma "BHEDesigner 8" sviluppata dall'Università di Genova (Fossa et al., 2024), è stato dimensionato il campo di sonde a servizio dell'edificio secondo l'algoritmo "ASHRAE-Tp8" (Kavanaugh and Rafferty, 2014). In particolare, la progettazione è stata eseguita con riferimento al terreno sabbioso asciutto investigato nella campagna sperimentale (test T1 di Tab 1).
Considerando i parametri di progetto ed i costi unitari definiti in Tab 2, la configurazione economicamente più vantaggiosa tra quelle studiate risulta in N.182 sonde della lunghezza L=30m poste ad interasse i=5.0m, a cui corrisponde un costo di realizzazione (costo di perforazione e della sonda) pari a circa 730'000€ a cui si aggiungono il costo della pompa di calore pari a 70'000€ ed il costo annuale d'esercizio pari a circa 4'000€.

Tab 2. Parametri energetici del caso studio, dati tecnici della pompa di calore e prezzi unitari considerati.

Mese	$Q_{M,build}$ (kW/h)
Gennaio	9349
Febbraio	6887
Marzo	5531
Aprile	2495
Maggio	1848
Giugno	3615
Luglio	5210
Agosto	5820
Settembre	4850
Ottobre	1075
Novembre	4490
Dicembre	7850

Dati pompa di calore	Aermec NRG 900H
$COP_{riscaldamento}$	3.20
$SCOP_{riscaldamento}$	3.41
$EER_{raffrescamento}$	2.63
$SEER_{raffrescamento}$	4.53

Modalità impianto	Q_{avg} (kW)
riscaldamento	9
raffrescamento	10

Voce	costo
pompa di calore (€)	Gennaio
sonda geotermica (€/m)	50
jet grouting (€/m)	200

Perforazione	costo (€/m)
fino a 20	80
fino a 40	90
oltre	119

con $Q_{M,build}$: energia termica richiesta dall'edificio per il condizionamento, COP: coefficiente di prestazione in riscaldamento, EER: efficienza energetica in raffrescamento, SCOP: coefficiente di prestazione medio nella stagione di riscaldamento, SEER: efficienza energetica in raffrescamento media nella stagione di raffrescamento.

Si è quindi considerata l'ipotesi di inserire le sonde geotermiche all'interno di colonne di terreno cementato con proprietà termiche riconducibili a quelle del test T2G di Tab 1 (sabbia asciutta trattata con 29% in peso di cemento, C=1700J/kgK e k=3.8W/mK).
La capacità di scambio termico di una sonda immersa nella colonna è stata studiata mediante un modello numerico alle differenze finite. Lo schema implementato (Fig 3) consiste in un blocco parallelepipedo di sottosuolo con dimensioni in pianta pari alla metà dell'interasse tra le sonde ed altezza pari al doppio della loro lunghezza. La sonda geotermica è simulata imponendo in uno spigolo del modello una temperatura pari a quella del fluido termovettore, t_{pi}=-3°C in riscaldamento e t_{pe}=35°C in raffrescamento. La temperatura iniziale del suolo è stata fatta variare linearmente con la profondità tra il valore mensile registrato al piano campagna nel sito di Cassino (dati ARPA Lazio) e la temperatura di 15°C alla profondità di 15m a partire dalla quale è stata assunta costante. Le frontiere laterali del modello sono state assunte adiabatiche in modo da riprodurre un campo indefinito di sonde geotermiche. Poiché la potenza termica scambiata dalla sonda è massima all'inizio del periodo di riscaldamento o raffreddamento e diminuisce poi nel tempo, si è assunta come potenza di progetto il valore minimo tra quella registrata in fase di riscaldamento e raffrescamento alla fine dei corrispondenti periodi di funzionamento (Q_d=255W).
Tra le configurazioni studiate, considerando un costo per il trattamento pari a 200€/m, che rappresenta un costo di riferimento per la realizzazione di colonne con jet grouting, è risultata economicamente più vantaggiosa la soluzione con N.40 sonde della lunghezza L=30m ed interasse i=5m con trattamento colonnare di diametro d=1m a cui corrisponde un costo di realizzazione (costo di perforazione, della sonda e del trattamento) pari a circa 400'000€. Il trattamento comporta quindi una notevole riduzione del numero di sonde, che passa da 182 a 40 oltre ad un costo complessivamente più basso.

Dal diagramma di Fig 4, che riporta per le tre configurazioni d'impianto studiate il costo cumulato per il condizionamento, è possibile visualizzare il periodo di recupero semplice dell'investimento. L'investimento risulta quindi recuperato dopo circa 5anni per l'impianto con pompa di calore e sonde geotermiche in terreno sabbioso asciutto e dopo circa 3anni per l'impianto con pompa di calore e sonde geotermiche in terreno sabbioso migliorato con colonne di terreno cementato.

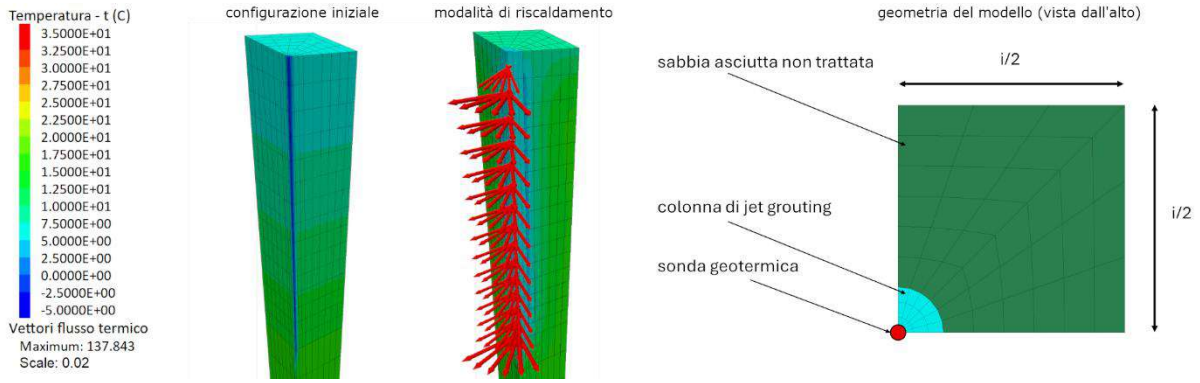


Fig 3. Modello numerico alle differenze finite della sonda geotermica in terreno migliorato mediante trattamento di jet grouting.

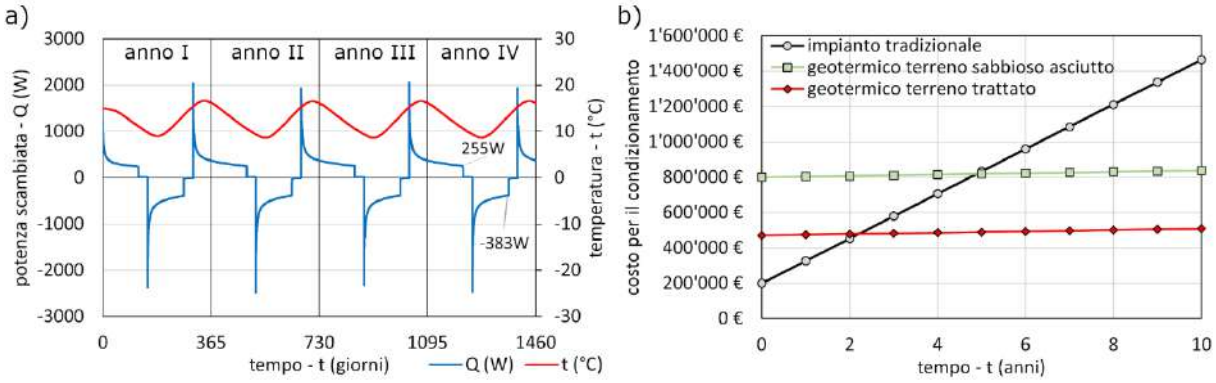


Fig 4. a) Risultato della simulazione in termini di potenza scambiata e temperatura tra le sonde. b) andamento del costo cumulato per il condizionamento, per le tre configurazioni considerate.

4. Conclusioni

I risultati ottenuti mostrano come le tecniche di trattamento considerate: iniezione a bassa pressione di nanosilice colloidale, cementazione e miscelazione con grafite, possano essere utilizzate efficacemente per migliorare le proprietà termiche delle sabbie e quindi il rendimento degli impianti geotermici.
Lo studio di fattibilità economica ha mostrato che, in presenza di terreni sabbiosi asciutti, il trattamento di miglioramento per cementazione del terreno consente di ridurre il numero di sonde geotermiche necessarie in modo da rendere l'investimento in un impianto di condizionamento a pompa di calore economicamente più vantaggioso.

Bibliografia

Bernier M. (2006). "Closed-loop ground-coupled heat pump systems". ASHRAE J 2006;48(9): 13–24.
Croce, P., Flora, A., & Modoni, G. (2014). Jet grouting: technology, design and control. Crc Press.
European Commission. (2019). The European Green Deal (COM(2019) 640 final). EUR-Lex. https://eur-lex.europa.eu/legal-content/EN/TXT/?uri=CELEX:52019DC0640
Itasca Consulting Group, Inc. (2019) FLAC2D — Fast Lagrangian Analysis of Continua in Two-Dimensions, Ver. 7.0. Minneapolis: Itasca.
Kavanaugh, S. P., Rafferty, K. D. (2014). Geothermal Heating and Cooling: Design of Ground-source Heat Pump Systems. Stati Uniti: ASHRAE.
Lanini, S., Delaleux, F., Py, X., Olivès, R., & Nguyen, D. (2014). "Improvement of borehole thermal energy storage design based on experimental and modelling results". Energy and Buildings, 77, 393-400.
Muffler, L. J. P., & Cataldi, R. (1978). Progress in geothermal energy research and development in the United States. Geothermics, 7(2-4), 139–158.
Proia, R (2017) .Experimental analysis of sand - bentonite mixtures. Tesi di dottorato. XXX ciclo. Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale.
Salvatore et al. (2024). Analisi sperimentale delle proprietà termiche dei terreni trattati. In Atti dell'incontro annuale dei ricercatori di geotecnica. Gaeta (Italy) dal 4 al 6 settembre 2024. Edizioni AGI, Roma. ISBN 9 788897 517191.
Sehli, A., Hasni, A., & Tamali, M. (2012). The potential of earth-air heat exchangers for low energy cooling of buildings in South Algeria. Energy Procedia, 18, 496-506.

INFLUENZA DI LUNGHEZZA E ORIENTAZIONE DELLE FIBRE SULLA CARATTERIZZAZIONE DI SABBIE FIBRO-RINFORZATE

Michela Arciero
Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale
michela.arciero@unicas.it

Erminio Salvatore, Giuseppe Modoni
Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale
e.salvatore@unicas.it , modoni@unicas.it

Alessandro Tengattini, Gioacchino Viggiani

Univ. Grenoble Alpes, INP-UGA, 3SR Laboratoire

alessandro.tengattini@3sr-grenoble.fr , cino.viggiani@3sr-grenoble.fr

Sommario

La presente nota illustra i risultati di una campagna sperimentale volta a caratterizzare il comportamento meccanico di sabbie naturali e fibro-rinforzate tramite prove triassiali consolidate drenate. L'obiettivo principale è valutare l'influenza della lunghezza e dell'orientazione delle fibre, nonché del livello di confinamento, sulla risposta sforzo-deformazione e sul meccanismo di rottura. I risultati mostrano che sia lunghezza che orientazione influenzano significativamente la resistenza e la duttilità del materiale, con un passaggio da un comportamento fragile a uno più duttile all'aumentare della lunghezza delle fibre. Fibre più lunghe e allineate alla direzione della tensione principale minima agente – orizzontale – hanno dimostrato i maggiori benefici. L'efficacia del rinforzo diminuisce a livelli di confinamento più elevati a causa della soppressione della dilatanza. Vengono discussi i meccanismi di rottura osservati attraverso l'analisi delle curve sforzo-deformazione e delle immagini post-test.

1. Introduzione

La stabilizzazione e il rinforzo dei terreni rappresentano un campo di ricerca di crescente interesse nell'ingegneria geotecnica. Tra le diverse tecniche di rinforzo dei terreni, l'uso di fibre distribuite all'interno della matrice sabbiosa si è dimostrato particolarmente promettente per migliorare il comportamento meccanico di questi materiali (Park and Ann Tan, 2005; Yetimoglu et al., 2005; Consoli et al., 2009). Questa tecnica permette di aumentare la resistenza a taglio, ridurre la deformabilità e migliorare le prestazioni sotto carichi ciclici (Lirer et al., 2012). Studi precedenti hanno esaminato il comportamento delle sabbie rinforzate con fibre random, mostrando un miglioramento delle proprietà meccaniche in termini di resistenza e deformabilità (Michalowski and Cermak, 2002; Consoli et al., 2007; Diambra, 2010, Lirer et al., 2011).
Il presente studio analizza in modo approfondito l'influenza della lunghezza e dell'orientazione delle fibre, nonché dell'entità della pressione di confinamento, sul comportamento meccanico delle sabbie rinforzate. In seguito a studi precedenti – condotti nel laboratorio dell'Università di Cassino (LAGGS)

– che hanno imposto la superficie di rottura su un piano predefinito (es. prove di taglio diretto), questa ricerca si concentra sulle prove triassiali, dove il meccanismo di rottura emerge spontaneamente, riflettendo le caratteristiche intrinseche del materiale.
L'obiettivo è comprendere come le fibre interagiscono con la matrice granulare in diverse configurazioni e livelli di stress, al fine di ottimizzare la progettazione di strutture in terra rinforzata.

2. Sperimentazione

2.1 L'apparato sperimentale: la Cella Triassiale

Le prove sono state eseguite con una cella triassiale tipo Bishop & Wesley (Bishop & Wesley, 1975), in grado di applicare carichi in controllo di sforzo o deformazione su provini cilindrici di 70 mm di diametro e 140 mm di altezza. Il sistema è completamente automatizzato e gestisce separatamente le tre componenti di sforzo (assiale, radiale e pressione interna) tramite tre linee indipendenti. Lo stato tensionale e deformativo è monitorato tramite una cella di carico sommergibile da 10 kN, due trasduttori di pressione (per cella e pori) e due LVDT: uno per lo spostamento assiale del pistone, l'altro per la variazione di volume, misurata attraverso il movimento dell'interfaccia aria-acqua nello scambiatore di pressione.

2.2 Materiali e Preparazione dei Campioni

La sabbia utilizzata nella sperimentazione è la sabbia di Hostun (HN31). Una sabbia silicea sub-angolare estratta a scopi commerciali a Hostun (Drôme), sul versante occidentale del Massiccio del Vercors (Francia). Quest'ultima è caratterizzata da: diametro medio dei grani D50=0.338mm, coefficiente di uniformità Cu=1.7, gravità specifica Gs=2.65, minimo e massimo indice dei vuoti rispettivamente pari a 0.61 e 0.93. Le fibre utilizzate sono in fluorocarbonio, con una densità di 1,52 g/cm³, in contrasto con quella dell'aria (circa 0,001225 g/cm³) e dei grani di sabbia (2,65 g/cm³) – elemento importante per l'analisi dello stesso materiale con tomografo a raggi X, strumento base per un'analisi sperimentale condotta in contemporanea.

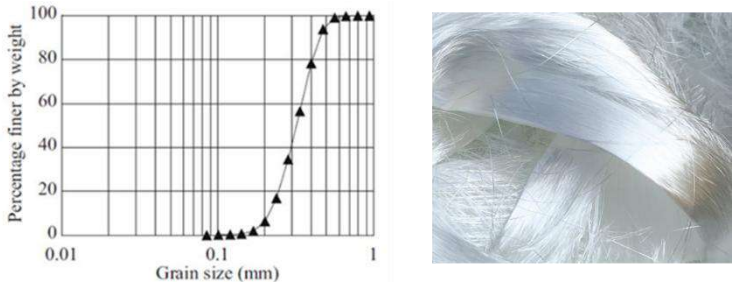


Fig 1. Curva di distribuzione granulometrica della sabbia di Hostun HN31 e fibre in fluorocarbonio.

Il contenuto delle fibre è pari allo 0.5% in peso della sabbia. La scelta della lunghezza delle fibre (Lf) è guidata dal rispetto di due rapporti, al fine di massimizzare l'interazione tra fibre e grani e minimizzare effetti di bordo: Lf/D50 e Lf/Dmin-campione. Le lunghezze delle fibre investigate sono pari a 1 cm, 2 cm, 3 cm e 6.5 cm.
I campioni di sabbia sono stati realizzati in 6 strati di circa 2.3cm si spessore. Ogni strato è compattato manualmente con una massa di 1 kg lasciata cadere da un'altezza di 50 cm, al fine di ottenere un materiale medio-denso, con indici dei vuoti iniziali compresi tra 0.68 e 0.72. Sono state preparate tre categorie di provini: sabbia naturale, sabbia rinforzata con fibre distribuite casualmente – random – e sabbia rinforzata con fibre orientate orizzontalmente. Per i campioni rinforzati con fibre random, la sabbia è accuratamente miscelata con la quantità richiesta di fibre prima del posizionamento; per i campioni rinforzati con fibre orientate orizzontalmente, le fibre sono posizionate manualmente alla fine della compattazione di ogni strato di sabbia, disposte radialmente sul piano orizzontale.
Terminata la preparazione del campione, per assicurare la completa saturazione, nel circuito della

pressione interna viene fatta circolare la CO_2 e successivamente l'acqua de-aerata e demineralizzata. La saturazione viene infine valutata con il test B Test di Skempton. In seguito, prima della fase deviatorica, viene aumentata la pressione di cella al valore di confinamento desiderato.

Tab 1. Proprietà fisiche dei campioni testati.

ID	Tipologia	Orientazione fibre	Lunghezza fibre (cm)	Contenuto fibre (%)	e_o	Confinamento (kPa)
03-HS_NS_100_e_0-69	01-Natural Sand	-	-	-	0.69	100
03-HS_NS_100_e_0-69	02-Natural Sand	-	-	-	0.69	100
03-HS_NS_100_e_0-69	03-Natural Sand	-	-	-	0.69	100
12-HS_NS_500_e_0-69	04-Natural Sand	-	-	-	0.69	500
06-HS_HF-05_6cm_100_e_0-69	Sand + fibres	Horizontal	6.5	0.5	0.69	100
13-HS_RF-05_6cm_100_e_0-70	Sand + fibres	Random	6.5	0.5	0.69	100
15-HS_HF-05_3cm_100_e_0-71	Sand + fibres	Horizontal	3	0.5	0.71	100
16-HS_RF-05_3cm_100_e_0-71	Sand + fibres	Random	3	0.5	0.71	100
17-HS_HF-05_2cm_100_e_0-70	Sand + fibres	Horizontal	2	0.5	0.70	100
20-HS_RF-05_2cm_100_e_0-67	Sand + fibres	Random	2	0.5	0.67	100
07-HS_HF-05_1cm_100_e_0-69	Sand + fibres	Horizontal	1	0.5	0.69	100
14-HS_RF-05_1cm_100_e_0-69	Sand + fibres	Random	1	0.5	0.69	100
21-HS_HF-05_3cm_500_e_0-71	Sand + fibres	Horizontal	3	0.5	0.71	500
24-HS_RF-05_3cm_500_e_0-70	Sand + fibres	Random	3	0.5	0.70	500
24-HS_RF-05_1cm_500_e_0-70	Sand + fibres	Random	1	0.5	0.70	500

2.3 Procedura di Test

Le prove sono state eseguite in condizioni drenate su campioni consolidati isotropicamente ai livelli di pressione desiderati: 100 kPa e 500 kPa. La consolidazione è stata indotta mantenendo costante la pressione dei pori e aumentando la pressione di confinamento a una velocità di 100 kPa/h. I test sono stati condotti a una velocità di deformazione costante del 5% all'ora, fino a una deformazione assiale di circa il 20%.

3. Risultati

3.1 Influenza della Lunghezza e dell'Orientazione delle fibre – 100kPa di confinamento

Il rinforzo con fibre si è dimostrato efficace in tutte le configurazioni testate, con un miglioramento meccanico fortemente influenzato da lunghezza e orientazione delle fibre. L'indagine evidenzia una graduale transizione del comportamento del materiale con l'aumentare della lunghezza delle fibre. I risultati sperimentali e le analisi post-test offrono ulteriori indicazioni sui meccanismi di deformazione.

La *sabbia naturale* presenta un comportamento fragile-dilatante, caratterizzato da un picco di resistenza seguito da rammollimento post-picco. Il provino ha mostrato una deformazione tipica a "botte" (*barrel-shaped*). I campioni rinforzati con *fibre da 1 e 2 cm*, sia a distribuzione casuale che orientate orizzontalmente, hanno mostrato un modesto incremento della resistenza di picco. La formazione di bande di taglio indica che tali fibre, pur contribuendo alla resistenza, non sono sufficientemente lunghe da garantire un'efficace redistribuzione degli sforzi e prevenire la localizzazione della deformazione.

I campioni con *fibre da 3 cm* mostrano una netta transizione nel comportamento meccanico, con un significativo incremento della resistenza di picco e della duttilità. L'assenza di banda di taglio visibile e

la deformazione apparentemente uniforme indicano un efficace coinvolgimento delle fibre nel trasferimento del carico e nella soppressione della localizzazione. Le fibre appaiono mobilitate all'interno del volume deformato, modificando il meccanismo di rottura e agendo come "cuciture" nella zona di taglio.

I campioni con *fibre da 6,5 cm* hanno mostrato il massimo incremento di resistenza, particolarmente marcato per le fibre allineate orizzontalmente rispetto a quelle distribuite casualmente. La deformazione risulta diffusa, senza localizzazioni evidenti, in linea con il comportamento di incrudimento osservato. Nel caso delle fibre orientate orizzontalmente, il meccanismo di rottura risulta distinto: le fibre lunghe, organizzate in strati ben definiti, creano piani di discontinuità interni. Questo genera una modalità deformativa dominata da cluster di fibre discrete, con una riduzione della resistenza post-picco associata al cedimento di un cluster predominante, pur mantenendo un elevato rinforzo complessivo.

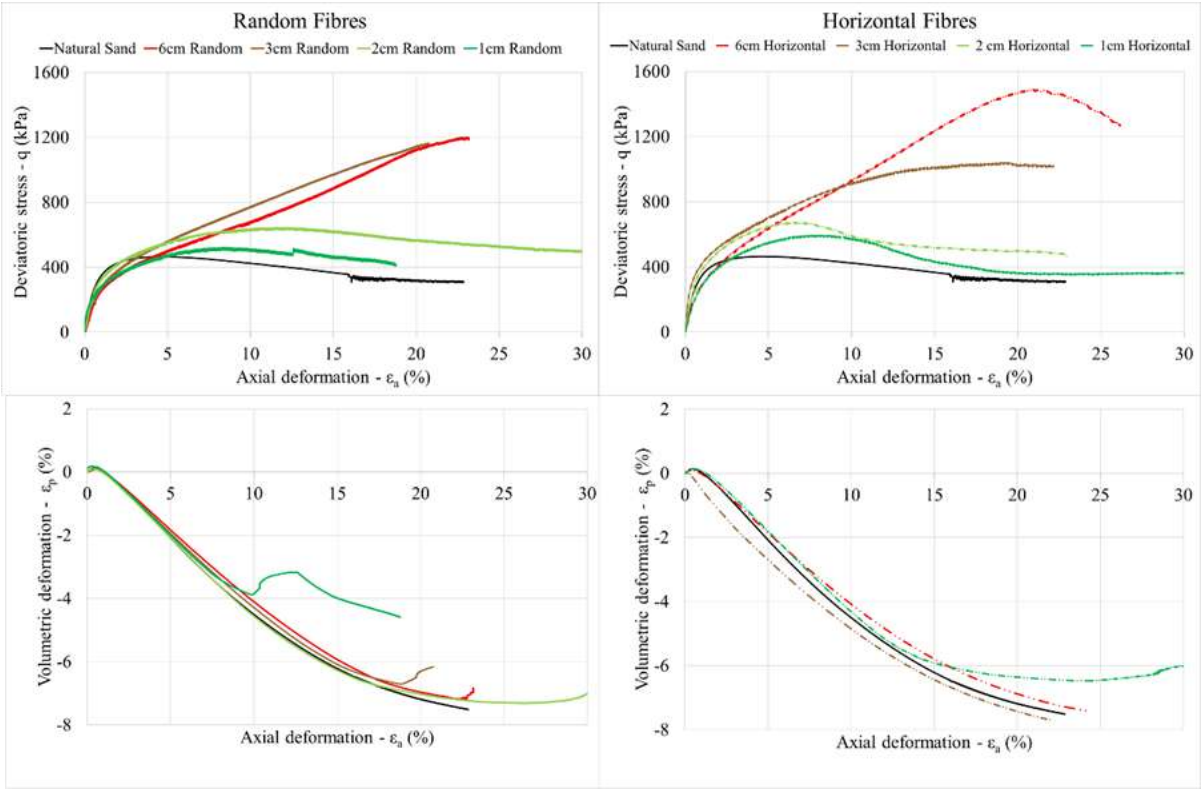


Fig 2. Curve tensione–deformazione di sabbia naturale e fibro-rinforzata con fibre disposte in maniera random e orientata, al variare della lunghezza delle fibre.

Quantitativamente, le fibre più corte (1 cm e 2 cm) producono guadagni di resistenza relativamente modesti (<50%), mentre le fibre più lunghe (3 cm e 6.5 cm) mostrano miglioramenti molto più pronunciati (>100%), confermando che la lunghezza delle fibre è un fattore chiave nell'efficienza del rinforzo. Le fibre più lunghe e orientate stabiliscono un'interazione più estesa con la matrice sabbiosa, rafforzando significativamente il campione e mitigando la rottura fragile. Nel complesso, tutti i campioni rinforzati con fibre mostrano un miglioramento delle prestazioni meccaniche rispetto alla sabbia non rinforzata. I risultati indicano una transizione da comportamento fragile a duttile all'aumentare della lunghezza delle fibre, con un cambiamento significativo tra 2 e 3 cm. Pertanto, considerando la granulometria della sabbia analizzata, la lunghezza ottimale delle fibre per il rinforzo risulta essere 3 cm. Fibre più lunghe eliminano il picco di resistenza, favorendo una crescita continua dello sforzo deviatorico durante la deformazione assiale.

3.3 Risultati ad alto confinamento – 500kPa

Selezionate le lunghezze delle fibre pari a 1 e 3 cm, le prove triassiali sono state ripetute aumentando il confinamento a 500 kPa, per indurre un diverso meccanismo deformativo al materiale e studiare l'influenza del rinforzo in questa seconda configurazione: nelle sabbie medio-dense, l'aumento del

confinamento tipicamente sopprime le tendenze dilatative e ritarda la localizzazione della deformazione, promuovendo una risposta più duttile.

La *sabbia naturale* mostra un picco di resistenza significativamente più elevato rispetto ai test a 100 kPa, con una dilatanza meno pronunciata, riflettendo una localizzazione della deformazione ritardata. I campioni con *fibre da 1 e 3 cm*, sia casuali che orientate orizzontalmente, mostrano valori di resistenza simili fino a circa il 18% di deformazione assiale, superata la quale il materiale con fibre da 1 cm evidenzia un calo di resistenza. Entrambe le configurazioni migliorano la resistenza rispetto alla sabbia naturale, sebbene il beneficio sia inferiore rispetto ai test condotti a 100 kPa.

L'analisi dei meccanismi deformativi mostra che la sabbia naturale presenta una deformazione a "botte". Invece, il campione con fibre da 1 cm altera il meccanismo di rottura, favorendo la formazione di una banda di taglio netta. Con fibre da 3 cm, la localizzazione viene soppressa, e il campione si deforma in modo più omogeneo, senza evidenti bande di taglio.

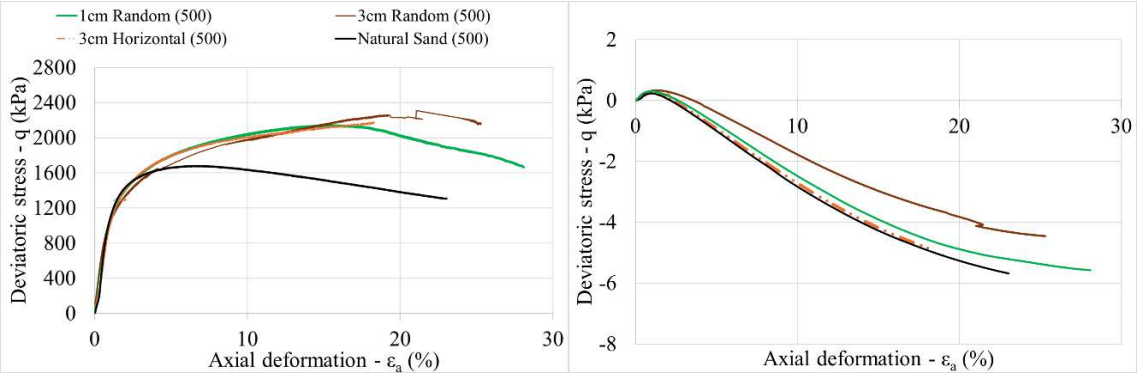


Fig 3. Curve tensione–deformazione di sabbia naturale e fibro-rinforzata con fibre disposte in maniera random e orientata, al variare confinamento.

L'incremento della resistenza di picco dovuto alle fibre è significativamente maggiore a bassi livelli di confinamento: per fibre orientate da 3 cm, il miglioramento è circa 135% a 100 kPa, ma si riduce a circa 30% a 500 kPa. L'elevato confinamento riduce la dilatanza e limita l'attivazione del network fibroso, con scarso spostamento relativo tra sabbia e fibre, riducendo così l'efficacia del rinforzo. In tali condizioni, l'orientamento delle fibre risulta inefficace se la matrice non si deforma sufficientemente da mobilitare il potenziale di trasferimento del carico.

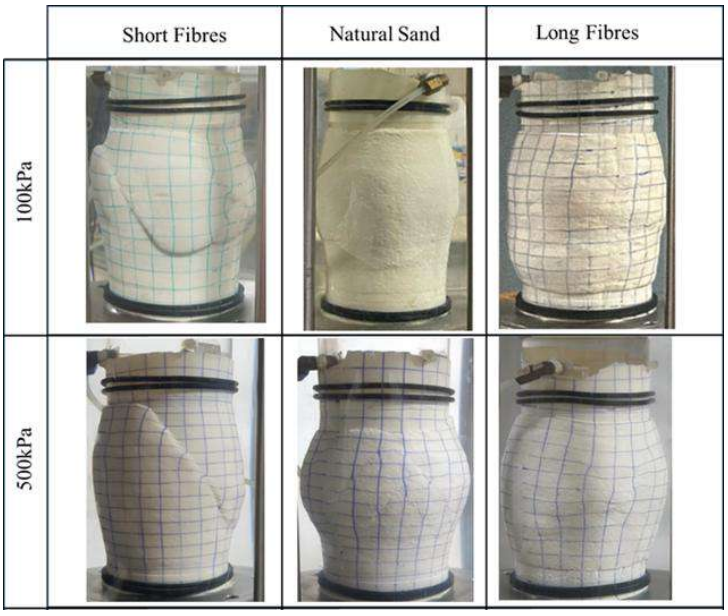


Fig 4. Immagini dei meccanismi di rottura osservati nelle prove triassiali in funzione della lunghezza delle fibre e della tensione di confinamento.

4. Conclusioni e Sviluppi Futuri

I risultati delle prove triassiali consolidate drenate confermano l'efficacia del rinforzo con fibre nel migliorare le prestazioni meccaniche delle sabbie, evidenziando il ruolo chiave della lunghezza e dell'orientazione delle fibre in funzione del livello di confinamento.
Fibre più lunghe aumentano resistenza e duttilità, inducendo una transizione da comportamento fragile a duttile e inibendo la localizzazione della deformazione tramite meccanismi di incrudimento.
La lunghezza ottimale individuata nel caso studiato è pari a 3cm. L'orientazione delle fibre lungo la direzione della tensione principale minima può aumentare ulteriormente l'efficienza del rinforzo, specialmente per rapporti tra lunghezza delle fibre e diametro caratteristico maggiori di 90, fornendo un incremento maggiore della resistenza di picco.
Tuttavia, a elevato confinamento (500 kPa), l'efficacia relativa del rinforzo si riduce per effetto della soppressione della dilatanza, che limita l'attivazione del trasferimento del carico.
Le analisi delle immagini post-test mostrano che fibre lunghe e orientate impediscono la formazione delle bande di taglio, favorendo una deformazione nettamente più distribuita.

Bibliografia

Arciero, M., Salvatore, E., Tengattini, A., Modoni, G., & Viggiani, G. (2024). Effect of fibre orientation on the mechanical response of reinforced sand, detected with x-ray tomography. In E3S Web of Conferences (Vol. 544, p. 11017). EDP Sciences.

Bishop, A. W., & Wesley, L. D. (1975). A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. Géotechnique, 25(4), 657–670. (Nota: la fonte riporta solo il riferimento e il titolo non è nell'estratto).

Consoli, N. C., Heineck, K. S., Casagrande, M. D. T., & Coop, M. R. (2007). Shear strength behavior of fiber-reinforced sand considering triaxial tests under distinct stress paths. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 133(11), 1466-1469.

Consoli, N. C., Vendruscolo, M. A., Fonini, A., & Dalla Rosa, F. (2009). Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range. Geotextiles and Geomembranes, 27(3), 196-203.

Diambra, A., Ibraim, E., Wood, D. M., & Russell, A. R. (2010). Fibre reinforced sands: experiments and modelling. Geotextiles and geomembranes, 28(3), 238-250.

Lirer, S., Flora, A., & Consoli, N. C. (2011). On the strength of fibre-reinforced soils. Soils and foundations, 51(4), 601-609.

Lirer, S., Flora, A., & Consoli, N. C. (2012). Experimental evidences of the effect of fibres in reinforcing a sandy gravel. Geotechnical and Geological Engineering, 30, 75-83.

Micha1owski, R.L., Čermàk, J. (2002). Strength anisotropy of fiber-reinforced sand. Computers and Geotechnics 29, 279–299.

Park, T., & Tan, S. A. (2005). Enhanced performance of reinforced soil walls by the inclusion of short fiber. Geotextiles and geomembranes, 23(4), 348-361.

Salvatore E. (PhD Thesis). EFFECTS OF STRAIN LOCALIZATION ON THE EXPERIMENTAL RESPONSE AND NUMERICAL MODELLING OF SAND.

Salvatore, E., Andò, E., Proia, R., Modoni, G., & Viggiani, G. (2018). Effect of strain localization on the response of granular materials subjected to monotonic and cyclic triaxial tests. Rivista Italiana di Geotecnica, 52(2), 30-43.

Skempton, A. W. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. Géotechnique, 4(4), 143-147. (Nota: la fonte riporta solo il riferimento e il titolo non è nell'estratto).

Yetimoglu, T., Inanir, M., & Inanir, O. E. (2005). A study on bearing capacity of randomly distributed fiber-reinforced sand fills overlying soft clay. Geotextiles and Geomembranes, 23(2), 174-183.

PROPRIETÀ FILTRO DEL CALCESTRUZZO PERMEABILE PER APPLICAZIONI GEOTECNICHE

Maurizio Ziccarelli
Dipartimento di Ingegneria – Università di Palermo
maurizio.ziccarelli@unipa.it

Marco Rosone
Dipartimento di Ingegneria – Università di Palermo
marco.rosone@unipa.it

Giovanni Sapienza
Dipartimento di Ingegneria – Università di Palermo
giovanni.sapienza@unipa.it

Antonio Casella
Dipartimento di Ingegneria – Università di Palermo
antonio.casella@unipa.it

Sommario

Il calcestruzzo permeabile può essere utilizzato in diverse applicazioni geotecniche, come per esempio in pali drenanti nelle costruzioni su terreni molli saturi, in trincee drenanti profonde per il miglioramento delle condizioni di stabilità di pendii marginalmente stabili o per la stabilizzazione di frane (ovviamente in pendii sede di falda idrica e pressioni interstiziali elevate), o come materiale di riempimento a tergo di muri di sostegno. Nella presente nota si riportano i risultati di un'ampia sperimentazione sul mix-design del calcestruzzo permeabile finalizzata a definire miscele che siano in grado di coniugare bene le proprietà richieste quali alta conducibilità idraulica (in relazione a quella del terreno di base da drenare), buone proprietà filtro per proteggere il terreno di base contro l'erosione interna e una buona resistenza all'intasamento, ossia una conducibilità idraulica residua sufficiente a garantire nel lungo termine le proprietà drenanti e quindi la durabilità delle opere. I risultati sperimentali dimostrano che il mix-design deve essere progettato tenendo conto della composizione granulometrica dei terreni entro i quali le opere devono essere realizzate. L'aggiunta di una adeguata quantità di sabbia agli aggregati inerti aumenta la protezione dei terreni di base contro i fenomeni di erosione interna, incrementa la resistenza all'occlusione fisica e garantisce quindi valori della conducibilità idraulica a lungo termine (o residua) che, sebbene possa ridursi anche a valori dell'ordine del solo 10% di quella iniziale, è comunque sufficiente a garantire un drenaggio efficace dei terreni a grana fina.

1. Introduzione

Il calcestruzzo permeabile è impiegato da molti anni e in diversi campi dell'ingegneria civile e ambientale, sia come materiale strutturale leggero sia come materiale non strutturale. Esso ad esempio è molto utilizzato per la realizzazione di pavimentazioni stradali, soprattutto negli USA. Questo tipo di calcestruzzo è normalmente "senza frazione fina", ossia senza o con pochissima sabbia. È caratterizzato

da un'elevata porosità, che solitamente varia dal 15% al 40%. Recentemente, il calcestruzzo permeabile è stato proposto anche per applicazioni geotecniche, come le costruzioni di rilevati o altre opere su terreni molli, per la mitigazione del potenziale di liquefazione in strati sabbiosi scarsamente addensati e saturi d'acqua, come materiale di riempimento a tergo di muri a gravità e per la realizzazione di trincee drenanti profonde eseguite con la tecnica di scavo dei pannelli contigui (Valore et al., 2018; Ziccarelli et. al 2019, Ziccarelli e Valore, 2019; Ziccarelli, 2025) oppure con la tecnica del tubo gobbo (Scarpelli et al., 2025). Nel caso dei pali permeabili per le costruzioni su terreni molli o nel caso di costruzioni su sabbie scarsamente addensate suscettibili di liquefazione, lo scopo principale dei pali è quello di accelerare i processi di consolidazione, riducendo nel tempo le pressioni interstiziali in eccesso, e supportando i carichi trasmessi al terreno e ai pali dalla sovrastruttura. Nel caso dei muri di sostegno lo scopo principale è quello di controllare le pressioni interstiziali e quindi ridurre la spinta sul muro, aumentando conseguentemente la stabilità complessiva della struttura e di conseguenza ridurre i costi. Nel caso dell'impiego come materiale di riempimento di trincee drenanti profonde l'obiettivo principale è quello di ridurre permanentemente le pressioni interstiziali nella massa di terreno in cui le trincee stesse sono installate e di migliorare quindi le condizioni di stabilità del pendio. Nelle applicazioni sopradescritte, e in particolare nelle applicazioni in terreni di base a grana fina (sabbie fine, limi, argille) che rappresentano i casi classici, i processi di filtrazione descritti sono associati a portate d'acqua relativamente basse che vengono convogliate verso i pali o le trincee drenanti. Il calcestruzzo impiegato a questi scopi deve quindi possedere, oltre ad un'adeguata conducibilità idraulica, anche buone ottime proprietà filtro per poter proteggere i terreni di base nei riguardi fi fenomeni di erosione interna. Esso inoltre non deve subire gravi occlusioni (intasamento dei vuoti principalmente di tipo fisico), che comprometterebbero la sua capacità drenante, ossia deve possedere conducibilità idraulica "residua" sufficientemente elevata per garantire l'efficacia nel tempo dell'intervento. Altri importanti requisiti che il calcestruzzo drenante deve possedere riguardano la resistenza dopo pochi giorni di maturazione, che nel caso delle trincee drenanti con la tecnica di scavo dei pannelli riveste importanza fondamentale per una efficace ed efficiente organizzazione del cantiere (Ziccarelli e Valore, 2019), e non deve compattarsi eccessivamente per effetto del peso proprio del calcestruzzo fresco (Ziccarelli, 2022) nel caso di pali e trincee drenanti profonde. Nella presente nota sono sintetizzati i risultati di un'ampia sperimentazione in laboratorio sul mix-design del calcestruzzo drenante per garantire a lungo termine contemporaneamente adeguata conducibilità idraulica e alta protezione dei terreni di base nei riguardi dell'erosione interna.

2. Materiali impiegati

Il calcestruzzo drenante è un materiale costituito da aggregati (ghiaia e sabbia), acqua, cemento e, in alcuni casi, additivi. Le principali caratteristiche dei materiali utilizzati per la preparazione del calcestruzzo permeabile impiegato nel programma sperimentale sono descritte di seguito.

2.1 Aggregati inerti

Per la preparazione dei provini del calcestruzzo drenante sono stati utilizzati come aggregati inerti ghiaia fina G (M1) e sabbia da media a grossa S (M6) (Figura 1). La sabbia S e la ghiaia G presentano una granulometria abbastanza uniforme; i grani di sabbia sono equidimensionali e subarrotondati e sono costituiti da quarzo, mentre le particelle di ghiaia sono da parzialmente arrotondati a spigoli vivi e sono costituite da calcare biancastro. Le miscele M2-M5 sono state ottenute mediante una combinazione (in peso) di ghiaia G (80%, 70%, 30% e 20% rispettivamente) e di sabbia S (il complementare a 100% della ghiaia G). Le miscele M2-M5 sono granulometricamente *gap-graded*. Il coefficiente di uniformità CU della ghiaia G (M1) è pari a 1.41, quello della sabbia S (M6) è pari a 1.78, mentre il CU delle miscele

2.2 Cemento

È stato utilizzato il seguente cemento Portland: Tecnocem II B-LL 32,5 R (EN 197-1 – Cem II/B-LL

32,5). La composizione (in massa) è la seguente: clinker tra il 65% e il 79%; calcare tra il 21% e il 35%; contenuto in carbonio (carbonio organico totale, ≤ 0.20%); componenti minori (cloruri, solfati come SO_3, ecc.) ≤ 0.10%.

2.2 Acqua

È stata utilizzata acqua, fornita dall'acquedotto di Palermo, che presenta le seguenti principali proprietà: pH = 7.72; conducibilità elettrica = 770 µS/cm (a 20 °C); alcalinità = 194 mg/l; solfati = 161 mg/l; potassio = 4.6 mg/l; sodio = 161 mg/l; cloruri = 48.5 mg/l; calcio = 99 mg/l; nitrati = 5.9 mg/l; magnesio = 2 mg/l. Altri componenti minori sono presenti in quantità trascurabili (inferiori a 1 mg/l).

2.3 Materiale intasante

Come materiale intasante sono stati impiegati sabbia fina e limo. Essi soso stati ottenuti per polverizzazione di una sabbia vulcanica grigio scuro (SV) (Figura 2). Il peso specifico è di 26.7 kN/m³. Il coefficiente di uniformità è variabile fra 3.02 (C3 e C4) e 7.82 (C2).

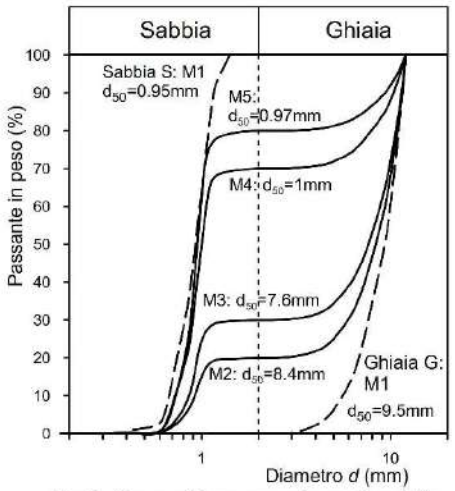


Fig 1. Composizione granulometrica della ghiaia G (miscela M1), della sabbia S (M6) e delle miscele M2-M5.

3. Metodi

Tutte le miscele (M1-M6) utilizzate sono state preparate con un rapporto aggregati/cemento (*A/C*) pari a 10, un contenuto di cemento (*C*) di 142 kg/m³ e un rapporto acqua/cemento (*W/C*) di 0.4. Questi valori di *A/C*, *C* e *W/C* rappresentano la composizione ottimale per garantire che il calcestruzzo drenante raggiunga una resistenza e una rigidezza sufficienti (pochi giorni dopo il getto), una buona conducibilità idraulica e un'adeguata lavorabilità (Valore et al., 2018; Ziccarelli e Valore, 2019). Tutte le prove sono state eseguite in laboratorio a una temperatura di 20°C ± 1°C.

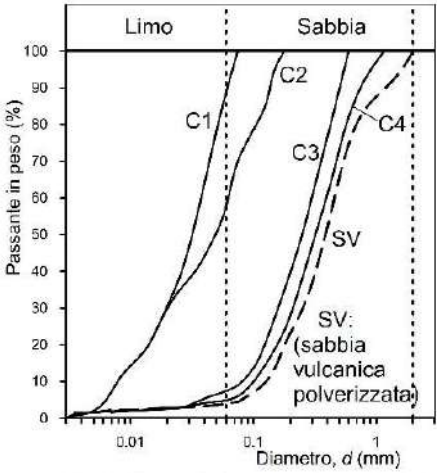


Fig 2. Composizione granulometrica del materiale intasante.

3.1 Prove di permeabilità

La conducibilità idraulica è stata determinata utilizzando un permeametro a carico variabile. I dettagli di questo dispositivo sono descritti in Ziccarelli e Valore (2019). Il gradiente idraulico *i* è stato fatto variare fra 0.1 e 1, intervallo che corrisponde al campo di interesse pratico nelle applicazioni dell'ingegneria geotecnica. La conducibilità idraulica *k* è stata determinata utilizzando l'equazione:

$$k = \frac{A_1 H}{A_2 (t - t_0)} ln\left(\frac{h_0}{h_t}\right)$$

nella quale A_1 e A_2 sono rispettivamente le aree della sezione trasversale del campione e del tubo graduato del permeametro; *H* è la lunghezza del campione di calcestruzzo poroso; h_t(t) e h_0 sono rispettivamente il carico piezometrico attuale e quello iniziale (ai tempi *t* e t_0).

3.2 Prove di intasamento

In figura 3 è rappresentata la strumentazione e lo schema di prova. Le prove di intasamento sono simili alle prove di permeabilità, con la differenza principale rappresentata dalla presenza di uno strato di

materiale di intasamento, dello spessore iniziale di 2 cm, posto sulla sommità del campione, come visibile in figura. Naturalmente, tali prove non forniscono una misura della conducibilità idraulica del solo calcestruzzo permeabile, poiché la permeabilità complessiva è governata dalla conducibilità idraulica del sistema combinato — ovvero del calcestruzzo e dello strato di materiale di intasamento. Durante la prova, le particelle del materiale di intasamento vengono trasportate dalle forze di filtrazione attraverso il campione di calcestruzzo permeabile. Alcune particelle si bloccano all'interno dei vuoti (in prossimità delle "costrizioni") dopo aver percorso una breve distanza, mentre altre fuoriescono dalla faccia inferiore del provino. In figura 4 sono rappresentate le fasi principali di una prova sulla miscela M5.

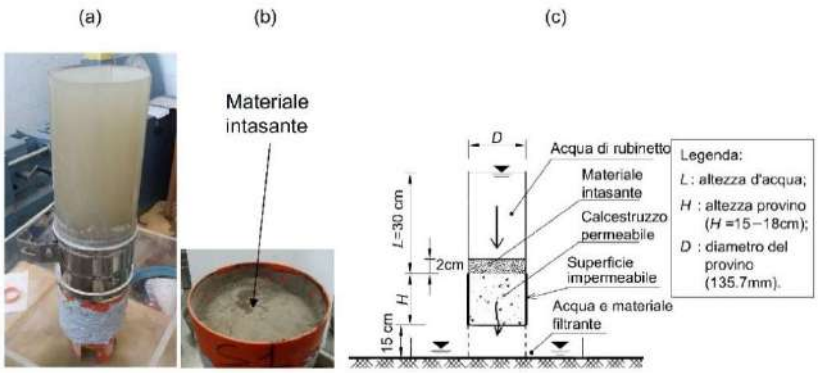


Fig 3. (a) foto di una prova di intasamento (all'inizio della prova) e testa del provino col materiale intasante di spessore di 2cm posizionato (b) e schema della prova (c).

3.3 Meccanismi di intasamento (clogging)

Nei terreni, i meccanismi di intasamento possono essere classificati in fisici, chimici e batteriologici. Tra questi, l'intasamento fisico è certamente il più rilevante per l'applicazione del calcestruzzo permeabile nell'ingegneria geotecnica. I meccanismi di intasamento fisico sono sempre presenti simultaneamente e sono tra loro interdipendenti. I principali meccanismi di intasamento sono dovuti all'otturazione completa di una costrizione da parte di una singola particella (grossolana) di materiale intasante, alla crescita di materiale intasante fra 2 particelle tipo "ponte" oppure per l'accumulo di particelle intasanti (fine) su "canali" presenti nel calcestruzzo (Ziccarelli, 2025). Ovviamente il processo di filtrazione e di intasamento è 3D. In figura 5 sono riportate due fotografie di sezioni sottili (dopo una prova di intasamento) osservate al microscopio ottico con diversi ingrandimenti. Le immagini rivelano chiaramente i vuoti (in blu), le particelle di ghiaia e sabbia, il materiale di intasamento e i meccanismi di intasamento stessi.



Fig 4. (a) foto di una prova sulla miscela M5 (all'incirca a metà prova); (b) acqua contenente materiale intasante nella parte iniziale della prova; (c) acqua contenente materiale intasante "passato" attraverso il provino alla fine della prova e (d) testa del provino a fine prova.

4. Risultati

Risultati tipici delle prove di permeabilità sono riportati in figura 6, nella quale sono riportati gli andamenti del coefficiente di conducibilità idraulica k in funzione del gradiente idraulico (variabile durante la prova essendo le prove stesse eseguite a carico variabile) e in funzione del numero di cicli di intasamento n. Per tutte le prove sono riportati, a scopo di confronto, i risultati di una prova eseguita prima di sottoporre il provino a cicli di intasamento. Per la miscela M1 (inerti costituiti di sola ghiaia)

per la quale il coefficiente di conducibilità idraulica iniziale (prima dell'esecuzione di cicli di intasamento) varia in funzione del gradiente idraulico i fra 3.5 e 4.3 cm/s. Per effetto dell'esecuzione di 20 cicli di intasamento con materiale intasante fino (C1, d≤75μm) il calcestruzzo subisce variazioni del coefficiente k trascurabili. Per la miscela M2 sono stati eseguiti 10 cicli di intasamento col materiale intasante C1 e successivamente col materiale intasante C3, figura 6b. È evidente come la riduzione di k aumenti con l'aumentare del diametro delle particelle del materiale intasante.

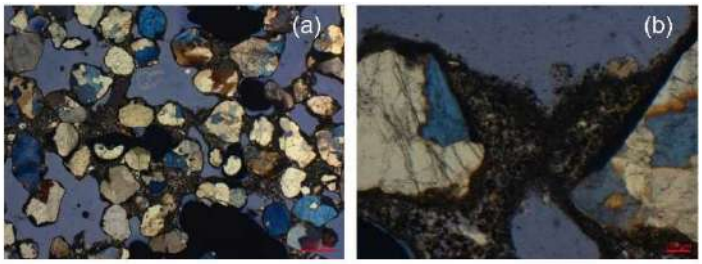


Fig 5. Fotografie ottenute tramite osservazione al microscopio ottico di sezioni sottili di calcestruzzi drenanti dopo le prove di intasamento. In (a) sono osservabili pori completamente riempiti da materiale intasante e particelle circondate da quest'ultimo. In (b) è chiaramente visibile il meccanismo di intasamento dovuto all'accumulo di particelle fini a forma di "ponte".

Man mano che la percentuale di sabbia aumenta nella miscela (M3) l'effetto della riduzione di *k* col numero di cicli è significativo anche per il materiale intasante fino (C1), figura 6c. Per la miscela M1, dopo i 20 cicli di intasamento col materiale intasante C1, sono stati eseguiti altri 65 cicli di intasamento col materiale intasante C4 (figura 2), ossia con sabbia con diametro massimo di 1.18mm. Anche questa miscela subisce una drastica riduzione del coefficiente *k* per effetto dell'ostruzione dei pori. In figura 7a sono riportati gli andamenti del materiale che attraversa il provino (B), di quello che resta all'interno del provino (P) e di quello che resta alla testa del provino stesso (A) in funzione del numero dei cicli di intasamento *n*.

Nella figura 7b sono riportati gli andamenti di *k* e della riduzione percentuale (k/k_0 con k_0 conducibilità idraulica del materiale non intasato). Per i primi 20 cicli di intasamento con materiale intasante fino la riduzione di k è trascurabile. L'impiego di materiale intasante più grosso provoca una drastica riduzione di *k* per pochi cicli di intasamento. La riduzione di k può arrivare anche a valori del 90% per alti valori di *n*. Risultati simili si ottengono per tutte le miscele impiegate (M1-M6). Essi indicano chiaramente che dal punto di vista della conducibilità idraulica i valori più grandi di *k* si hanno chiaramente per la miscela M1. *k* dipende dalla distribuzione e dalle dimensioni dei vuoti e delle costrizioni che a loro volta sono dipendenti essenzialmente dalle dimensioni degli aggregati inerti.
Questa miscela però si lascia attraversare dal materiale usato nelle prove di intasamento se quest'ultimo è costituito di particelle fine. La miscela M1 non soddisfa quindi uno dei requisiti fondamentali che deve avere il calcestruzzo permeabile per

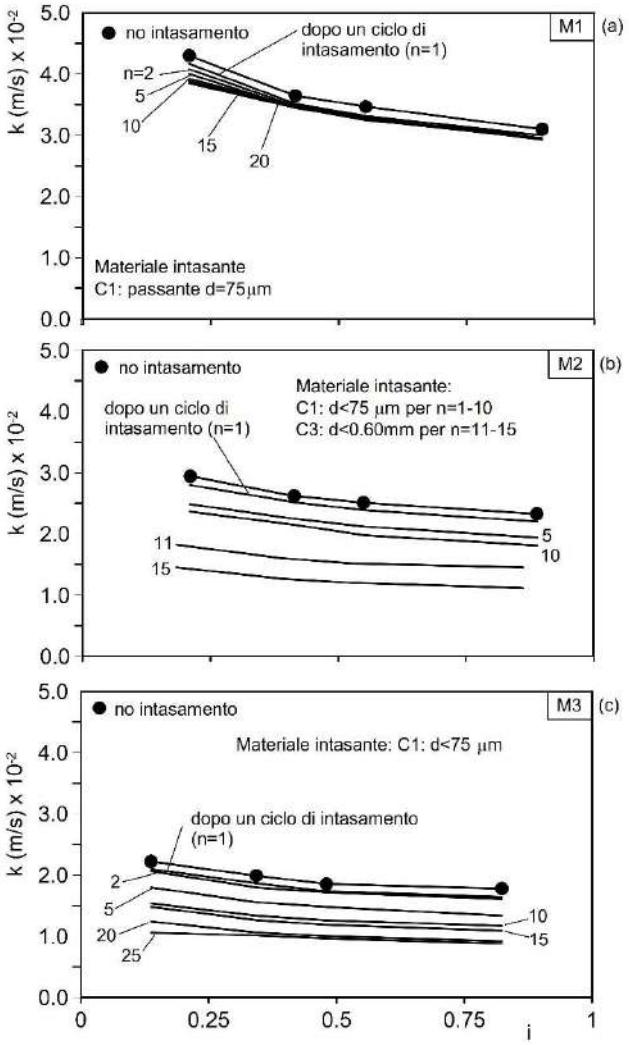


Fig 6. Risultati di prove di permeabilità eseguite prima e dopo n cicli di intasamento. (a) Miscela M1 (G:100%, S:0); (b) M2 (G:80%, S:20%); (c) M3 (G:70%, S:30%).

applicazioni in ingegneria geotecnica in quanto non protegge il materiale di base dall'erosione interna se esso è a grana fina. Analoghi risultati sono stati ottenuti con le altre miscele. L'introduzione di sabbia nei materiali inerti da un lato riduce il coefficiente di conducibilità idraulica k ma dall'altro aumenta la resistenza all'intasamento e aumenta la protezione nei riguardi dei fenomeni dell'erosione interna del materiale di base. I valori di k, che si riducono con l'aumento della percentuale di sabbia nelle miscele sono comunque sufficienti per applicazioni in terreni di base a grana fina (argille, limi) e anche sabbie fine.

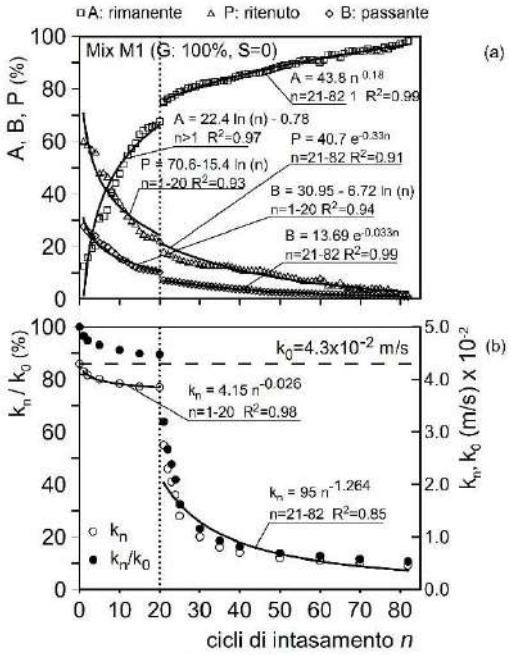


Fig 7. Risultati di prove di intasamento e di permeabilità. (a) materiale restante alla testa del provino A, trattenuto all'interno del provino P e passante attraverso il provino B. (b) conducibilità idraulica in funzione del numero di cicli di intasamento n. Miscela M1 (G:100%, S:0).

5. Conclusioni

Sulla base dei risultati sperimentali si possono trarre le seguenti conclusioni. 1) I calcestruzzi drenanti tipicamente utilizzati per le pavimentazioni (come il calcestruzzo senza frazione fina) non sono efficaci ai fini della protezione contro l'erosione interna, almeno per terreni di base a grana fina (terreni che normalmente sono di interesse per applicazioni geotecniche). 2) La durabilità e l'efficacia del calcestruzzo permeabile in ambito geotecnico dipendono fortemente dalle sue proprietà filtro, in particolare dalla sua capacità di proteggere contro l'erosione interna il terreno di base mantenendo al contempo una sufficiente permeabilità residua. 3) L'aggiunta di sabbia come aggregato inerte migliora significativamente le proprietà filtro del calcestruzzo permeabile per terreni a grana fina non coesivi, che sono i più vulnerabili nei riguardi dei fenomeni di erosione interna. 4) La conducibilità idraulica residua diminuisce a causa dell'intasamento fisico. La riduzione della permeabilità aumenta con il numero di cicli di intasamento e, per numeri molto elevati di cicli, può scendere fino al 10% del valore iniziale. Tuttavia, questa permeabilità residua rimane sufficiente per drenare terreni di base a grana medio-fina.

In sintesi, i calcestruzzi drenanti, progettati tenendo conto della composizione granulometrica del terreno di base, presentano valori di conducibilità idraulica residua sufficienti a soddisfare le esigenze di drenaggio a lungo termine, forniscono un'eccellente protezione contro l'erosione interna e un'elevata resistenza all'intasamento fisico (dovuto alla progressiva deposizione di particelle fini erose dall'acqua sotterranea che fluisce verso la struttura drenante in calcestruzzo permeabile), e consentono quindi un'elevata durabilità al sistema geotecnico.

Bibliografia

Scarpelli G., Ferretti A., Gerboni A., Segato D., Vita A. (2025). "Interventi complementari nella progettazione e costruzione di infrastrutture in condizioni geotecniche complesse". Atti del XVIII CNG, Venezia, 11-13 Giugno 2025, 205-224.

Valore C., Ziccarelli M., Muscolino S.R. (2018). "An experimental investigation into the permeability and filter properties of pervious concrete for deep draining trenches". *Rivista Italiana di Geotecnica*, 52(3), 7-30.

Ziccarelli M., Valore C. (2019). "Hydraulic conductivity and strength of pervious concrete for deep trench drains". *Geomechanics for Energy and Environment*, 18, 41-55.

Ziccarelli M., Ferrari A., Rosone M. (2019). "The permeable concrete: A low energy consumption solution for deep draining trenches". Springer Series in Geomechanics and Geoengineering, A. Ferrari e L. Laloui (Eds.) SEG 2018, SSGG, 2019, 323-330.

Ziccarelli M. (2022). "Influence of Stress-level due to Self-weight on the Hydraulic Conductivity of Permeable Concrete for Geotechnical Applications". *Geomechanics for Energy and Environment*, 32, paper number 100409.

Ziccarelli M. (2025). "Mix Design of Pervious Concrete in Geotechnical Engineering Applications." *Materials*, 18, paper 1909, 1-26.

PROGETTAZIONE E SVILUPPO DI UN SENSORE CAPACITIVO PER LA MISURA DEL CONTENUTO D'ACQUA: VALIDAZIONE SPERIMENTALE IN LABORATORIO

Nicola Papini
CIRIAF, Università degli Studi di Perugia
nicola.papini@dottorandi.unipg.it

Manuela Cecconi, Pisana Placidi
Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Perugia
manuela.cecconi@unipg.it *pisana.placidi@unipg.it*

Alessandro Tarantino
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, University of Strathclyde
alessandro.tarantino@strath.ac.uk

Sommario

In questa nota si presentano gli sviluppi dello studio teorico e i caratteri di un'estesa indagine sperimentale condotti nell'ambito di una ricerca di dottorato finalizzata alla progettazione e allo sviluppo originale di un sensore capacitivo - a basso costo e a bassa frequenza - per la misura di contenuto d'acqua nel terreno. Il nuovo sensore, rispetto a quello commerciale considerato come riferimento, risulta caratterizzato da migliori prestazioni di misura e le prospettive di un suo futuro impiego per misure in situ appare promettente.

1. Introduzione

La disponibilità di misure accurate del contenuto d'acqua e della suzione nel terreno nelle condizioni di parziale saturazione è di fondamentale importanza in tutte le applicazioni di ingegneria geotecnica. Negli ultimi anni, la ricerca teorica e sperimentale ha compiuto notevoli progressi in questo settore, sia per quanto riguarda le misure in situ sia quelle di laboratorio, anche grazie allo sviluppo di numerosi sensori innovativi (Tarantino et al., 2008). Le tecnologie impiegate per la realizzazione di tali sensori si basano su diversi principi fisici, che spaziano dalla meccanica all'elettromagnetismo. Nel campo della sensoristica elettronica per la misura del contenuto d'acqua, si distinguono soluzioni tecniche differenti a seconda del principio fisico utilizzato. Da un lato, sono attualmente disponibili sensori contactless che utilizzano camere multispettrali installate su piattaforme aeree o satellitari, capaci di acquisire radiazioni elettromagnetiche (Pramudita et al., 2022); dall'altro, esistono soluzioni che prevedono il contatto "diretto" tra il sensore e il terreno. A quest'ultima categoria appartengono i sensori di impedenza e i sensori TDR/TDT (Time Domain Reflectometry/Transmissometry). Entrambi utilizzano sonde che, una volta inserite nel terreno, ne misurano la costante dielettrica e la conducibilità elettrica. In particolare, i sensori TDR/TDT rilevano il tempo di propagazione e riflessione di un'onda elettromagnetica generata all'interno del terreno stesso, permettendo una stima estremamente precisa del contenuto d'acqua (Topp et al., 1980; de Carvalho Faria Lima Lopes et al., 2019). Tuttavia, tali strumenti risultano costosi, sebbene offrano un'elevata accuratezza. I sensori di impedenza, invece, misurano una grandezza elettrica dipendente dall'impedenza assunta dal sensore nel terreno, costituita da una componente reale

e/o immaginaria, e correlata alla conducibilità elettrica e alla costante dielettrica del terreno. Questi dispositivi si suddividono in due categorie principali: i sensori resistivi, che rilevano la resistenza elettrica del terreno (Michot et al., 2003) e i sensori capacitivi, che misurano la capacità elettrica, funzione diretta della costante dielettrica (Lekshmi et al., 2018). Rispetto ai TDR/TDT, i sensori di impedenza sono generalmente più economici, ma offrono una precisione inferiore nella stima del contenuto d'acqua.

In questa nota, si riportano dapprima le caratteristiche del sensore capacitivo SKU:SEN0193 (Placidi et al., 2023), riferimento (v. paragrafo §2) per la progettazione di un nuovo dispositivo capacitivo a basso costo e a bassa frequenza (Papini et al, 2025), progettato con un layout interdigitato per massimizzare l'area sensibile del dispositivo (paragrafo §3). Questo nuovo dispositivo è stato integrato con un impedenzimetro che permette di misurare parte reale e immaginaria dell'impedenza assunta dal sensore quando questo viene posto nel terreno. L'attività sperimentale eseguita per validare il funzionamento del nuovo sensore capacitivo interdigitato è illustrata sommariamente nella stessa sezione 3, insieme alla descrizione del setup sperimentale messo a punto per eseguire misure in materiali porosi e granulari. Infine, la sezione 4 riporta brevemente alcune osservazioni conclusive delle attività svolte.

2. Sensori capacitivi a basso costo

2.1 Il sensore commerciale: SKU:SEN0193

Lo SKU:SEN0193, riportato in Fig. 1.a, è un sensore capacitivo a basso costo ampiamente utilizzato in molte applicazioni nell'ambito dell'Internet of Things (IoTs). Questo dispositivo è prodotto in tecnologia Printed Circuit Board (PCB) e presenta una struttura multi layer. Sopra una lamina di FR4, che funge da substrato per il dispositivo, sono depositati i due elettrodi di rame.

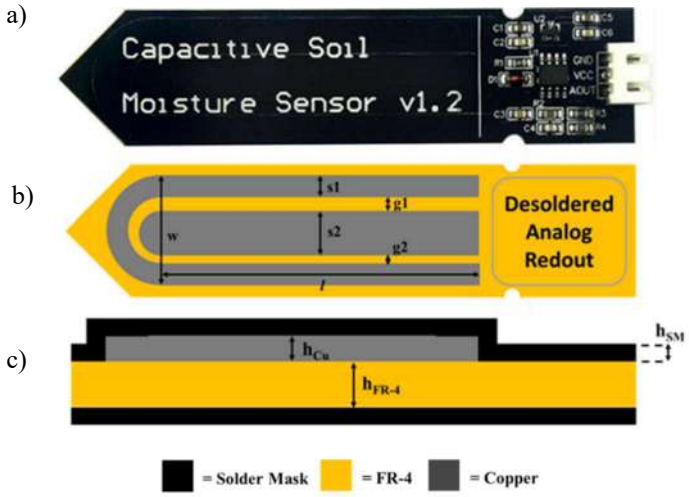


Fig. 1. SKU:SEN0193: a) sensore commerciale reale, b) sezione frontale e c) sezione trasversale del dispositivo.

Tabella 1. Dimensioni geometriche del sensore.

Parametro	***Valore (mm)***
w	19.1
s1	2.0
s2	8.0
g1	2.0
g2	1.3
l	55.0
h_{CU}	~0.035
h_{SM}	~0.026
h_{FR-4}	~1.575

In particolare, al di sopra di FR-4 è presente un elettrodo centrale chiuso con una terminazione a semi disco e circondato dal secondo elettrodo, posto esternamente formando una "U". Gli elettrodi sono disposti in maniera asimmetrica rispetto all'asse longitudinale del sensore, lasciando un gap di separazione di misura diversa g1≠g2 (v. Fig. 1). I due elettrodi, così come la superficie opposta del substrato di FR-4, sono coperti da uno strato di Solder Mask (SM) che li isola dall'ambiente circostante prevenendo la corrosione degli elettrodi, la formazione di cortocircuiti dovuti a percorsi di corrente che potrebbero formarsi per la presenza di acqua nel materiale/terreno indagato e, ancora, fenomeni di elettrolisi legati al contatto tra un elettrodo polarizzato e l'acqua. Le dimensioni geometriche del sensore sono riportate in Tabella 1. Il principio di funzionamento di questo sensore è legato al campo elettrico che viene generato dagli elettrodi quando viene applicata una differenza di potenziale. Il campo elettrico attraversa i materiali che costituiscono il sensore e tutte le fasi (aria/acqua/solido) presenti nel terreno, e si sviluppa in funzione delle costanti dielettriche di tutti i materiali che attraversa. Pertanto, per un

mezzo poroso, la costante dielettrica dipende dai contributi delle costanti dielettriche delle tre fasi e del volume che queste fasi occupano. Inoltre, sia i granelli solidi che l'acqua sono caratterizzati da una conducibilità elettrica, σ_{soil} , non sempre trascurabile che modifica la distribuzione del campo elettrico intorno al sensore, impattando sulla misura capacitiva del sensore stesso. Risulta quindi possibile definire la costante dielettrica del terreno nella sua forma complessa, ε^*_{soil}, tenendo conto della permittività elettrica del terreno, ε'_{soil}, che rappresenta la capacità del terreno di immagazzinare energia, e la costante dielettrica complessa ε''_{soil}, che rappresenta invece il fattore di perdita del campo elettrico:

$$\varepsilon^*_{soil} = \varepsilon'_{soil} - j\varepsilon''_{soil} = \varepsilon'_{soil} - j\left(\frac{\sigma_{soil}}{\omega\varepsilon_0} + \varepsilon''_{rel,soil}\right) \quad (1)$$

dove j = $\sqrt{-1}$ è l'unità complessa, ε_0 è la permittività dielettrica nel vuoto, $\omega = 2\pi f$ è la frequenza angolare, f è la frequenza, e $\varepsilon''_{rel,soil}$ sono le perdite associate ai fenomeni di rilassamento tipici dell'acqua che si verificano a frequenze elevate superiori ai 17 GHz (Placidi *et al.,* 2023). Lo SKU:SEN0193 presenta a bordo un circuito di lettura basato su un rivelatore di picco che permette di misurare una tensione il cui valore cambia con l'impedenza del sensore, $Z_{Sen} = 1/Y_{Sen}$. Questo sensore viene tipicamente integrato con sistemi IoT a microcontrollore che generano forme d'onda rettangolari con frequenza fondamentale di circa 1.5 MHz. Il campo elettrico che genera il sensore non è quindi affetto dai fenomeni di rilassamento che interessano la costante dielettrica ma dipende dalla coppia di valori ($\varepsilon'_{soil}, \sigma_{soil}$) che aumentano entrambi con il contenuto d'acqua. Inoltre, per effetto della conducibilità elettrica del terreno, entrambe i contributi dell'ammettenza sono dipendenti sia dalla permittività elettrica che dalla conducibilità elettrica

$$Y_{Sen} = j2\pi f C_{Sen}(\varepsilon'_{soil}, \sigma_{soil}, f, T, \Gamma) + G_S(\varepsilon'_r, \sigma, f, T, \Gamma) \quad (2)$$

dove T è la temperatura e Γ tiene conto delle geometrie del sensore e delle costanti dielettriche di SM ed FR-4. Al fine di stimare correttamente il contenuto d'acqua è necessario correggere la misura dall'effetto della conducibilità elettrica e per questo una misura singola di tensione non è sufficiente. Per misurare contemporaneamente C_{Sen} e G_{Sen} e stimare successivamente sia ε'_{soil} che σ_{soil}, il circuito di lettura nativo del sensore è stato dissaldato e sostituito da un impedenzimetro basato sull'AD5933 IC, che lavora in un range di frequenze molto basso tra 10 kHz e 100 kHz (Placidi et al., 2023). Il sensore commerciale è stato misurato, in termini di modulo e fase dell'impedenza, in aria e in acqua con diverse conducibilità elettriche. Inoltre, le misure sono state confrontate con quelle ottenute utilizzando uno strumento da laboratorio ad alta accuratezza e precisione, HP4275A, evidenziando un buon accordo tra i due dispositivi con un errore massimo del 5% e del 2% rispettivamente sul modulo e sulla fase dell'impedenza. Le misure sono state analizzate anche in termini di capacità elettrica e conduttanza elettrica e sono state confrontate con simulazioni FEM al fine di caratterizzare da un punto di vista elettrico i materiali del sensore. Inoltre, nel corso della ricerca, è stato sviluppato un modello a parametri concentrati da utilizzare per ricavare la costante dielettrica e la conducibilità elettrica del materiale/terreno in cui la misura viene effettuata.

2.1 Il nuovo sensore capacitivo interdigitato

L'analisi dello SKU:SEN0193 ha permesso di progettare un nuovo sensore, prodotto in tecnologia PCB, e caratterizzato da una coppia di elettrodi posta su un substrato di FR-4 in maniera analoga agli elettrodi del sensore commerciale ma sfruttando un layout interdigitato. In questo modo, l'area sensibile del dispositivo è massimizzata grazie alle interdigitazioni tra i due elettrodi. Inoltre, gli elettrodi sono stati posti su entrambe le facce del dispositivo raddoppiando la sensibilità totale e ottimizzando quindi le performance del sensore.

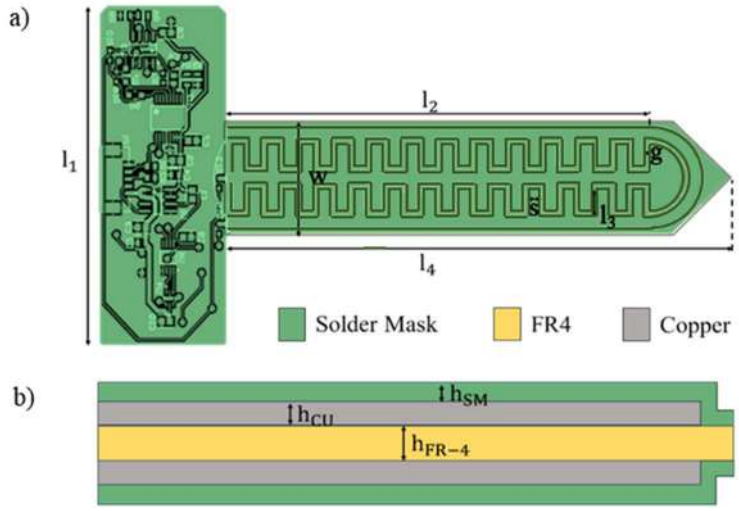


Fig. 2 Il nuovo sensore capacitivo interdigitato: a) sezione frontale e b) sezione trasversale del dispositivo.

Tabella 2. Dimensioni geometriche del sensore capacitivo interdigitato.

Parametro	***Valore (mm)***
w	20.0
s	2.0
l_1	60.0
l_2	73.0
l_3	5.0
l_4	87.5
g	1.0
h_{CU}	~0.035
h_{SM}	~0.025
h_{FR-4}	~1.575

La Fig. 2 riporta la geometria del sensore mentre le sue dimensioni sono riportate in Tabella 2. Dimensioni geometriche del sensore capacitivo interdigitato.

. Il principio di funzionamento è analogo a quello dello SKU:SEN0193, ma in questo caso il segnale al sensore è generato direttamente dall'AD5933 integrato a bordo. Questo sensore è stato caratterizzato tramite misure in aria, in liquidi non conduttivi a diversa permittività elettrica (~10, 80), in liquidi conduttivi a diversa permittività elettrica (~10, 80) e con conducibilità

Parametro	***Valore (mm)***
	20.0
	2.0
	60.0
	73.0
	5.0
	87.5
	1.0
U	~0.035
M	~0.025
R-4	~1.575

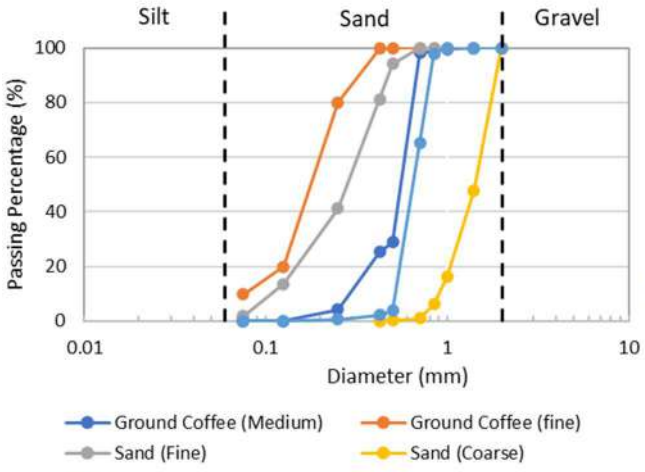


Fig. 3 Distribuzione granulometrica dei materiali impiegati per la validazione del sensore.

elettrica nel range [1; 20000] µS/cm.

3. Validazione del nuovo sensore capacitivo interdigitato

Con l'obiettivo di validare il funzionamento del sensore capacitivo interdigitato descritto nella sezione precedente, il dispositivo è stato testato in tre materiali porosi granulari: sabbia naturale con due distribuzioni granulometriche distinte, una sabbia fine e una più grossolana, un materiale completamente inerte, costituito di sferette di vetro (glass beads), e una polvere di caffè macinato con due distribuzioni granulometriche distinte (fine e media). La scelta di questi materiali è legata alla volontà di testare il dispositivo in terreni elettricamente inerti a bassa o trascurabile conducibilità elettrica. Il vetro, infatti, è un materiale noto per essere non conduttivo così come le sabbie silicee. Il caffè invece, essendo un materiale organico legnoso è tipicamente caratterizzato da una conducibilità elettrica molto bassa. Le curve granulometriche di questi materiali sono riportate in Fig. 3. I provini, ricostituiti in laboratorio,

sono stati preparati ad un contenuto d'acqua crescente in un intervallo molto ampio, dalle condizioni asciutte a quelle di materiale completamente saturo. L'effetto della conducibilità elettrica dell'acqua è stato analizzato preparando campioni con acque caratterizzate da proprietà elettriche diverse. Al fine di limitare l'effetto della densità dei campioni sulle misure elettriche di capacità e conduttanza, i provini sono stati preparati ad un indice dei vuoti iniziale "target". La preparazione dei campioni cilindrici è stata effettuata mediante compattamento del materiale in strati successivi. Al fine di ridurre l'eventuale "air gap" sulla superficie sensibile del sensore, è stata realizzata una fustella cilindrica con fenditura posta a 5 cm dalla base inferiore chiusa, per l'inserimento laterale del sensore, che quindi rimane adagiato orizzontalmente durante la preparazione del campione. Questa procedura ha permesso di migliorare le prestazioni e la qualità delle misure elettriche. Nella Fig. 4 sono riportate le immagini dei campioni preparati con alcuni materiali nei diversi contenitori utilizzati, mentre la Tabella 3 riassume l'attività sperimentale eseguita.



(a) (b) (c) (d)

Fig. 4 Campioni preparati nei contenitori convenzionali: a) sabbia fine, b) sabbia grossolana, c) polvere di caffè. Immagine frontale d) del contenitore con fessura per l'inserimento laterale del sensore.

Tabella 3 Caratteristiche fisiche ed elettriche dei campioni preparati con i materiali in esame per la validazione del sensore.

Granular Material	***Gravimetric Water Content (%) Range***	***Water Electrical Conductivity (µS/cm)***	***Avarage Voids Ratio (-)***	***Grain Size Distribution***
miscela di caffè macinato	0% – 25%	130	~2.1	Medium
		578	~1.5	Fine
				Medium
	0% – 130%	25.5	~2.4	Medium
		130	~2.1	Medium
		303.9	~2.4	Medium
		578	~2.2	Medium
		2300	~2.1	Medium
			~2.4	Medium
sabbia	0% – 30%	130	~0.9	Fine
				Coarse
		578	~0.8	Fine
glass ballottini	0% – 10%	130	~0.9	Coarse

A titolo di esempio, nella Fig. 5 sono riportate alcune delle misure di capacità e conduttanza ottenute nelle sessioni sperimentali riportate nella tabella precedente. I risultati mostrano un andamento globalmente monotono crescente per la capacità al variare del contenuto d'acqua. Al contrario, in tutti i materiali investigati, la conduttanza mostra un andamento prima crescente e successivamente decrescente. Questo comportamento insolito è stato analizzato nel dettaglio con misure in campioni di caffè eseguite con acqua a conducibilità elettrica su un range molto vasto, da 25 µS/cm a 21500 µS/cm. L'analisi ha mostrato uno spostamento del picco massimo evidenziato sulla conduttanza a valori contenuto d'acqua più basso in corrispondenza di campioni preparati con acqua a conducibilità elettrica maggiore. Al contempo, all'aumentare della conducibilità elettrica dell'acqua, si modifica l'andamento della capacità che vede un incremento della pendenza del tratto crescente.

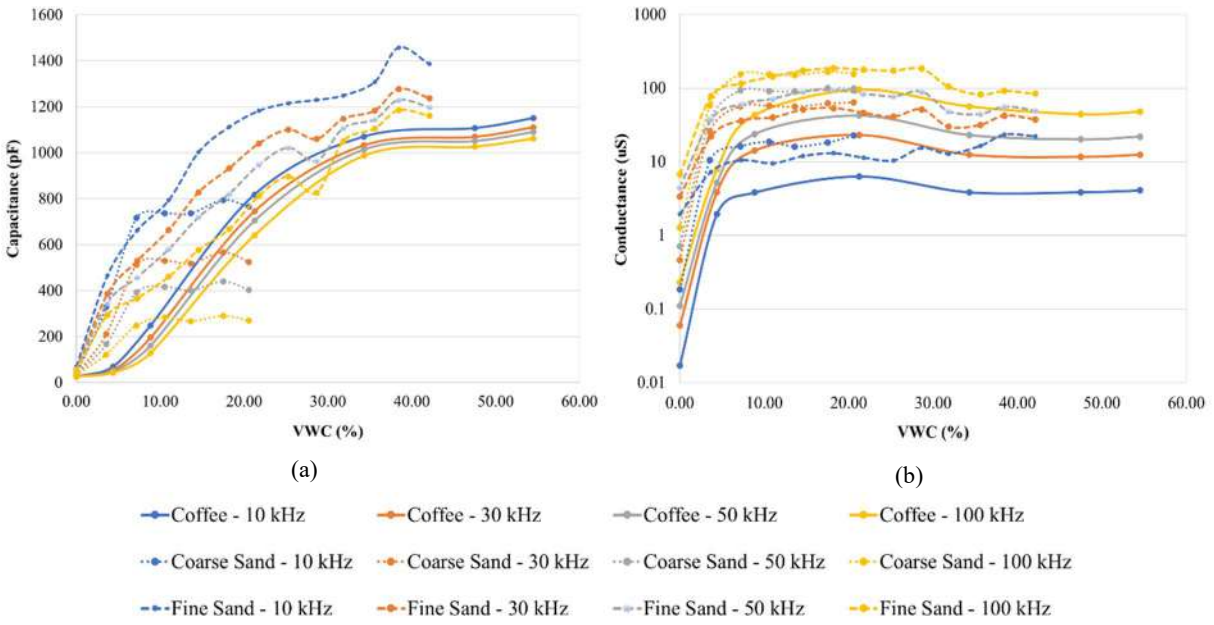


Fig. 5. Capacità (a) e Conduttanza (b) del sensore in alcuni terreni testati quali caffè macinato, sabbia grossolana e sabbia fine.

4. Conclusioni

Nella nota è dapprima presentato un sensore capacitivo per la misura di contenuto d'acqua a basso costo e ampiamente usato in applicazioni IoT e, successivamente, il nuovo sensore capacitivo interdigitato, sviluppato nel corso della ricerca, caratterizzato da sensibilità e prestazioni migliori. Il nuovo sensore è stato prima caratterizzato in aria e liquidi conduttivi e non conduttivi, per poi essere validato in materiali granulari caratterizzati da differenti proprietà fisiche ed elettriche.

Riferimenti bibliografici

A. Tarantino, A. M. Ridley, D. G. Toll, "Field Measurement of Suction, Water Content, and Water Permeability", Geotech Geol Eng, Vol. 26, pp 751–782, May 2008.

A. A. Pramudita et al., "Soil Water Content Estimation With the Presence of Vegetation Using Ultra Wideband Radar-Drone," in IEEE Access, vol. 10, pp. 85213-85227, 2022.

G. C. Topp, J. L. Davis, A. P. Annan, "Electromagnetic Determination of Soil Water Content: Measurements in Coaxial Transmission Lines", Water Resources Research, Vol. 16, 3, pp 574-582, Jun. 1980.

B. de Carvalho Faria Lima Lopes, L. de Carvalho Faria Lima Lopes, and A. Tarantino, "Indirect measurements of water content using TDR-inferred dielectric permittivity and electrical resistivity", E3S Web of Conferences, 92, 02005, 2019.

D. Michot, Y. Benderitter, A. Dorigny, B. Nicoullaud, D. King, A. Tabbagh, "Spatial and temporal monitoring of soil water content with an irrigated corn crop cover using electrical resistivity tomography", Water Resources Research, Vol. 39, 5, May 2003.

S. Lekshmi, D. N. Singh, A. Tarantino, M. S. Baghini, "Evaluation of the Performance of TDR and Capacitance Techniques for Soil Moisture Measurement", Geotechnical Testing Journal, Vol. 41, 2, Mar. 2018.

P. Placidi, C. V. Delle Vergini, N. Papini, M. Cecconi, P. Mezzanotte and A. Scorzoni, "Low-Cost and Low Frequency Impedance Meter for Soil Water Content Measurement in the Precision Agriculture Scenario," in IEEE Transactions on Instrumentation and Measurement, vol. 72, pp. 1-13, 2023, Art no. 9511613, doi:TIM.2023.3302898.

N. Papini, L. Rugini, M. Cecconi, A. Scorzoni, A. Tarantino and P. Placidi, "Measurement-based Model for Water Content Estimation in Sustainable Granular Materials using an IoT Custom Device", IEEE Transactions on Instrumentation and Measurement, vol. 74, pp. 1-9, 2025, doi: TIM.2025.3541656.

EFFETTI DEL CRIOSOLLEVAMENTO SU PALI DI FONDAZIONE: UNA MODELLAZIONE IN CENTRIFUGA

Andrea Viglianti
Università degli Studi di Roma Tor Vergata
andrea.viglianti@uniroma2.it

Sommario

L'aumento della domanda di energia pulita e la necessità di sistemi più efficienti hanno portato all'installazione di estesi campi fotovoltaici anche in regioni fredde. Se da una parte le basse temperature migliorano l'efficienza energetica, potrebbero d'altro canto indurre il criosollevamento del terreno e delle fondazioni compromettendo la funzionalità della sovrastruttura. Il presente lavoro si propone di riprodurre, attraverso una modellazione fisica in centrifuga, gli effetti del criosollevamento sui pali di fondazione di pannelli solari, tipicamente costituiti da pali corti in acciaio. La campagna sperimentale ha previsto due prove in centrifuga, condotte su diverse configurazioni di fondazioni (palo singolo e gruppi di pali collegati), utilizzando la centrifuga geotecnica dello Schofield Centre dell'Università di Cambridge (progetto GEOLAB FROSPER), e sottoposte a un campo di accelerazioni amplificate pari a 20*g* e 30*g*. Come terreno suscettibile al criosollevamento è stata impiegata una miscela satura di sabbia e caolino. I dati osservati durante la sperimentazione hanno evidenziato il sollevamento sia del terreno sia dei pali. Durante la fase di scongelamento, mentre il terreno ha mostrato un leggero cedimento, i pali sono rimasti parzialmente sollevati.

1. Introduzione

La transizione energetica rappresenta una strategia per ridurre le emissioni di anidride carbonica e contrastare l'aumento della temperatura media globale (COP 21, 2015). Per raggiungere l'obiettivo di emissioni nette pari a zero entro il 2050 è necessario passare da una produzione di energia prevalentemente basata sulla combustione di idrocarburi ad una che sfrutti maggiormente le fonti rinnovabili. L'installazione di pannelli solari in regioni fredde costituisce una possibile soluzione per soddisfare la crescente domanda di energia rinnovabile. Le regioni fredde offrono ampie aree non edificate, idonee all'installazione di estesi campi fotovoltaici. Inoltre, temperature ambientali inferiori a 25 °C favoriscono la produzione di energia elettrica da radiazione solare (Mussard, 2017). Lo svantaggio principale è legato al rischio di congelamento del terreno che può verificarsi durante l'esposizione prolungata a temperature inferiori allo zero. Il congelamento può infatti indurre significativi rigonfiamenti del terreno, con conseguenti sollevamenti del piano campagna in funzione della suscettibilità del terreno al gelo, influenzata dal contenuto di fine, dalla disponibilità d'acqua e della velocità di congelamento (Casagrande, 1923). Quando il fronte congelato penetra in profondità il criosollevamento può innescare meccanismi di sollevamento di eventuali strutture di fondazioni

profonde presenti (Penner, 1969). Questo fenomeno, noto anche in letteratura come *frost jacking* (Liu, 2020), è particolarmente documentato per i pali corti in acciaio soggetti a bassi carichi verticali, come quelli tipicamente adottati per le fondazioni dei campi solari, dove un disallineamento potrebbe compromettere l'efficienza e la funzionalità del sistema (Pagliani *et al.*, 2022; Wang *et al.*, 2022).
Questo articolo riporta una campagna sperimentale condotta in centrifuga geotecnica finalizzata a riprodurre tramite un modello a scala ridotta il fenomeno *frost jacking* di pali di fondazione durante le stagioni fredde, investigando l'effetto della composizione del terreno, dal carico termico, dalla lunghezza dei pali e dalla configurazione della fondazione.

2. Campagna sperimentale

Due prove a 20*g* e 30*g* sono state condotte nella centrifuga geotecnica dello Schofield Centre dell'Università di Cambridge nell'ottobre del 2022. I modelli testati sono composti da una miscela suscettibile al criosollevamento costituita per l'80% in peso da sabbia di Houston e per il 20% in peso da caolino Speswhite. I pali sono stati modellati utilizzando profili in alluminio con sezione ad H di lato 6 mm e tre diverse lunghezze: 100 mm, 125 mm e 150 mm a 20*g*, e 67 mm, 83 mm e 100 mm a 30*g*, per riprodurre lunghezze di 2 m, 2.5 m e 3 m in scala prototipo. La trave di collegamento dei gruppi di pali è stata modellata con un profilo in alluminio a sezione rettangolare 8 mm × 1.5 mm e lunghezza di 150 mm. Alcuni pali sono stati isolati in testa con un mantello quadrato in polistirene espanso di 40 mm di lato e 10 mm di spessore, posizionato sulla superficie del terreno intorno al palo per mitigare gli effetti del *frost jacking*. Gli spostamenti verticali della testa dei pali e della superficie del terreno sono stati misurati mediante trasduttori di spostamento (LVDT). Le temperature dell'aria e del terreno a diverse profondità (superficie, 30 mm, 60 mm e 120 mm) sono state monitorate utilizzando sensori PT100. Per indurre il congelamento è stato utilizzato un tubo di Ranque-Hilschun, noto come tubo a vortice, che genera aria fredda suddividendo l'aria compressa in ingresso in un flusso caldo e uno freddo all'interno di una camera di generazione, facendo ruotare l'aria ad alta velocità (1.000.000 rpm) (Liew *et al*., 2012). Figura 1 mostra i modelli realizzati in due box cilindriche in PMMA (polimetilmetacrilato), ciascuna alta 340 mm e con diametro di 190 mm.

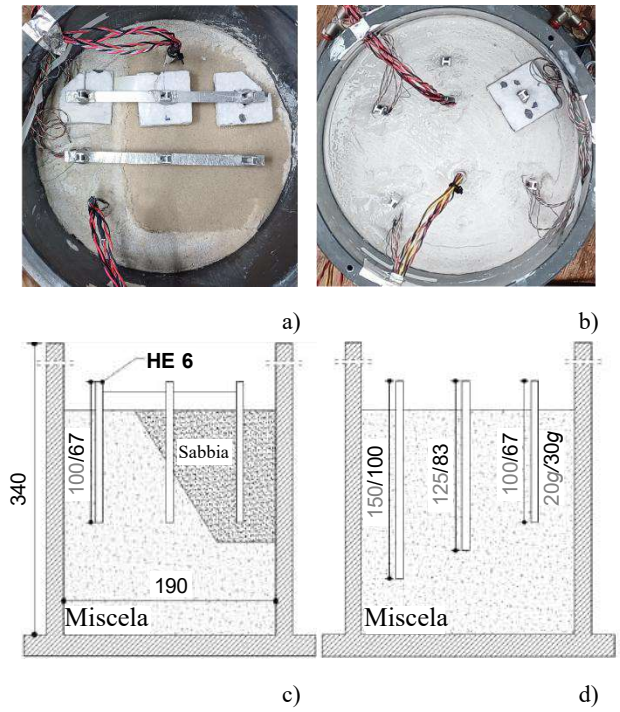


Fig 1. Setup sperimentale: a) vista in pianta - box 1, b) vista in pianta - box 2, c) sezione verticale - box 1, d) sezione verticale - box 2.

Le box, dotate di una base permeabile che consente il drenaggio dell'acqua, sono state collocate in uno *strong box* di diametro 850 mm che è stato disposto sul braccio della centrifuga (Figura 2).

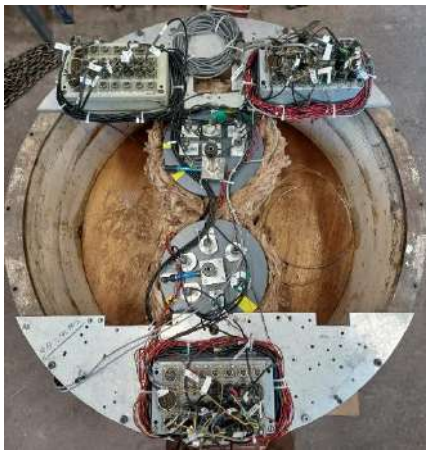


Fig 2. Configurazione dello strong box

Nella box 1 sono state disposte due file di gruppi di tre pali della stessa lunghezza (Figura 1a), immersi in un profilo di terreno eterogeneo (Figura 1c) composto dalla miscela di sabbia e caolino sulla quale è stata scavata una tasca riempita di sabbia pura, molto meno suscettibile a criosollevamento rispetto alla miscela. Nella box 2 sono stati disposti invece cinque pali isolati di diversa lunghezza (Figure 1b, 1d), immersi in uno strato omogeneo di miscela di sabbia e caolino. Un mantello in polistirene è stato posizionato a protezione di tutti i pali di uno dei due gruppi della box 1 e di uno dei pali singoli della box 2. Le box sono state isolate lateralmente con lana di roccia e idraulicamente collegate a un tubo piezometrico che ha fornito una riserva d'acqua durante la prova.

3. Fasi di prova

I campioni di terreno sono stati preparati a partire da uno *slurry* di sabbia e caolino (rapporto acqua:solido, 1:2), consolidato in due strati di circa 100 mm ciascuno. Gli strati nelle due box utilizzate in ogni prova sono stati preparati simultaneamente mescolando 9.6 kg di sabbia, 2.4 kg di caolino e 6 litri d'acqua. La sabbia e il caolino sono stati inizialmente miscelati a secco per 5 minuti per ottenere un impasto omogeneo. La miscelazione è poi proseguita per ulteriori 30 minuti con l'aggiunta graduale di acqua. Ogni strato è stato creato a partire da 7.5 litri di *slurry*, consolidati sotto un carico verticale totale di 70 kPa applicato gradualmente in 24 ore, con una velocità di 0.004 kPa/s, per evitare l'espulsione dello *slurry* dalla superficie. Figura 3 riporta l'andamento tipico dell'indice dei vuoti in funzione della tensione verticale applicata durante la fase di consolidazione: l'indice dei vuoti si riduce da $e_0 \cong 1.2$ fino a raggiungere $e = 0.7$. La tasca di sabbia realizzata nel Box 1 (vedi Figura 1a,c) è stata realizzata a seguito della fase di consolidazione realizzando una tasca di profondità variabile riempita con sabbia satura compattata manualmente. I pali sono stati infine infissi manualmente nel modello a 1*g*. Le prove in centrifuga si sono articolate nelle seguenti fasi:

- Swing up a *Ng* (circa 15 minuti) con N=20 e 30 per le due prove, rispettivamente: messa in volo del modello che è stato accelerato fino a raggiungere l'accelerazione target (5 minuti a 20*g* e 10 minuti a 30*g*).
- Fase di congelamento: attivazione dei tubi a vortice (uno per ogni box) iniettando aria compressa a 6 bar. La durata di questa fase è dipesa dal raggiungimento degli effetti attesi.
- Fase di scongelamento: spegnimento del tubo a vortice. Durante questa fase, le temperature all'interno del modello sono salite al di sopra di 0 °C. La fase di scongelamento è stata eseguita in volo solo per la prova a 30*g*.
- Swing down a 1*g*.

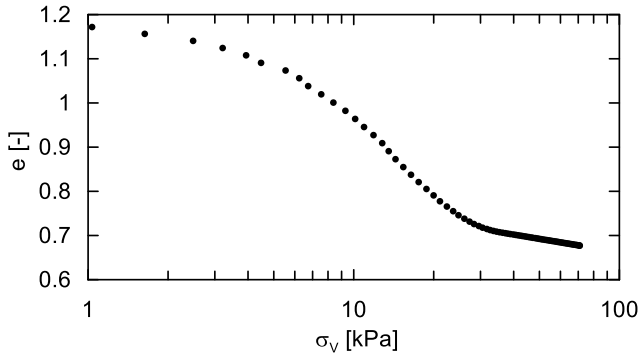


Fig 3. Evoluzione dell'indice dei vuoti durante la consolidazione

4. Risultati sperimentali

I risultati sperimentali sono stati monitorati tramite le misure di temperatura in diversi punti del modello e di spostamento dei pali e della superficie del terreno. Figura 4a mostra l'evoluzione nel tempo delle misure di temperatura nella box 2 per la prova eseguita a 30*g*. La fase di congelamento di circa 6 ore, a gravità aumentata di N=30 corrisponde a una stagione fredda simulata di circa 7 mesi. I grafici di Fig. 4 riportano nel secondo asse anche le grandezze in scala prototipo "p", in cui si può osservare come la temperatura non scala, mentre il tempo nel modello scala secondo la legge $1/N^2$ rispetto al prototipo.
Fig. 4a mostra come la temperatura dell'aria scende molto rapidamente da 15 °C a -5 °C nei primi minuti della prova per assestarsi gradualmente sui -10 °C. La temperatura del terreno diminuisce più lentamente, partendo da un valore medio di 13 °C e raggiungendo un intervallo compreso tra -2.5 °C e 7 °C al termine della fase di congelamento. Durante la fase di scongelamento, la temperatura dell'aria risale rapidamente ai 15°C, mentre la superficie del terreno, caratterizzata da una maggiore inerzia termica, si mantiene a temperature inferiori allo zero per circa un'ora dallo spegnimento del sistema refrigerante. I sensori di temperatura disposti più profondità sembrano addirittura non risentire del cambio di temperatura.

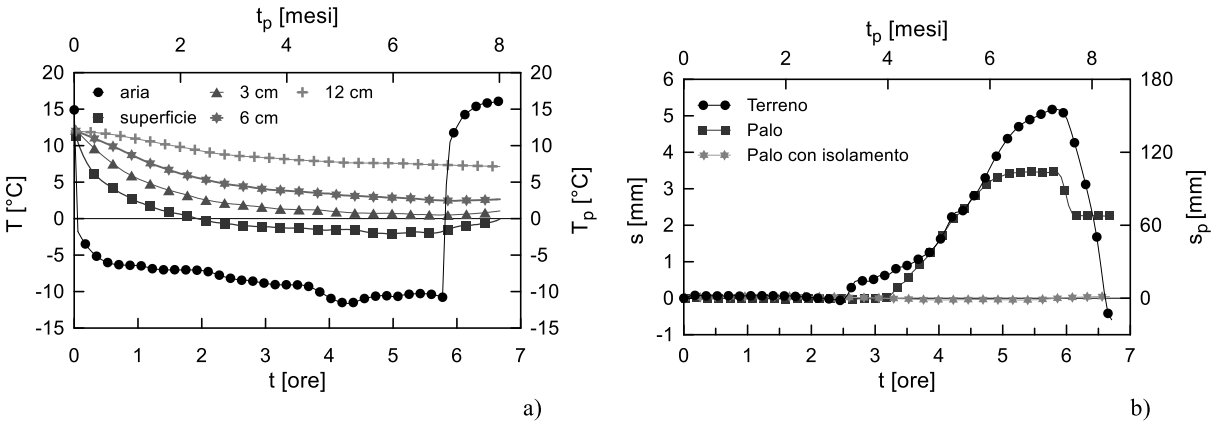


*Fig 4. a) Evoluzioni delle temperature nel tempo a 30*g*, b) Evoluzione degli spostamenti nel tempo a 30g.*

Figura 4b mostra l'evoluzione nel tempo degli spostamenti verticali della superficie del terreno e dei pali della box 2 per la prova condotta a 30*g*. Valori positivi di spostamento verticale corrispondono a sollevamenti. Gli spostamenti in scala prototipo, secondo le leggi di scala, sono superiori a quelli del modello di un fattore pari a N. Dopo circa 2.5 ore dall'inizio della fase di congelamento, la superficie del terreno inizia a sollevarsi, seguita dopo circa un'ora dal sollevamento del palo senza isolamento. Per un intervallo di tempo le due curve risultano praticamente sovrapposte, indicando un sollevamento uniforme tra palo e terreno, per poi separarsi a partire da t~5ore probabilmente a causa di uno

scorrimento tra i due. Infatti, mentre il sollevamento massimo del terreno è pari a 5.2 mm, che in scala prototipo corrisponde a 156 mm, il palo raggiunge dei sollevamenti più contenuti, pari a 3.5 mm (105 mm in scala prototipo). Durante la fase di scongelamento, la superficie del terreno recupera tutti i sollevamenti accumulati durante la fase di congelamento, subendo, infine, con un cedimento di 0.6 mm. Al contrario, durante la fase di scongelamento, il palo subisce dei cedimenti minori dei sollevamenti accumulati durante la fase di congelamento, rimanendo così sollevato di 2.9 mm rispetto alla superficie. Il mantello isolante si è rivelato molto efficace nel mitigare gli effetti del criosollevamento, poiché i pali con isolamento hanno mostrato spostamenti trascurabili per tutta la durata della prova.
Affinché il palo si riesca a sollevare durante il congelamento (*frost jacking*), la risultante degli sforzi tangenziali sulle pareti del palo indotti dal criosollevamento del terreno devono superare il peso proprio e la resistenza laterale esplicata dal palo in profondità. Tuttavia, nella fase di scongelamento, quando le tensioni di adesione del ghiaccio svaniscono, il palo dovrebbe vincere la resistenza laterale per poter tornare al punto di partenza, e per questo motivo nella maggior parte dei casi rimane sollevato e accumula sollevamenti ad ogni ciclo di congelamento scongelamento.

5. Conclusioni

In questo articolo è stata descritta la campagna sperimentale finanziata dai fondi Europei Geolab, nell'ambito del Progetto Frosper che ha previsto l'esecuzione di due prove in centrifuga per studiare il fenomeno del *frost jacking* di pali di fondazione. Per ogni prova sono stati testati due modelli di terreno in scala ridotta nei quali sono stati installati e strumentati dei pali di fondazioni con diverse lunghezze e configurazioni. Il congelamento è stato applicato mediante un semplice sistema a vortice alimentato da una linea di aria compressa che ha portato l'aria al di sopra della superficie del terreno a temperature sotto gli 0°C. La sperimentazione ha riprodotto con successo i risultati attesi. Il terreno, suscettibile al gelo, ha manifestato un significativo crisollevamento, che ha indotto anche lo spostamento verso l'alto dei pali. Durante la fase di scongelamento, i pali sono rimasti irreversibilmente sollevati, mentre la superficie del terreno ha recuperato interamente lo spostamento accumulando un piccolo cedimento. Il mantello isolante adottato si è dimostrato un intervento di mitigazione efficace.

Ringraziamenti

L'autore ringrazia GEOLAB (https://project-geolab.eu/), per aver finanziato due prove in centrifuga presso lo Schofield Centre of the University of Cambridge. Il progetto GEOLAB ha ricevuto i fondi dal programma ricerca e innovazione Horizon 2020 dell'Unione Europea sotto l'accordo No. 101006512. Inoltre, l'autore ringrazia Dr. Ahmed Alagha e i tecnici dello Schofield Centre per il supporto durante la progettazione e la preparazione delle prove. L'accesso e l'utilizzo dei dati sperimentali grezzi è *open-source* (Guida *et al*., 2023),

Bibliografia

Casagrande, A. (1932). A New Theory on Frost Heaving. Discussion, Highway Research Board, (HRB), Proceedings, No. 11, pp. 168-172.
COP21 (2015). Paris Agreement to the United Nations Framework Convention on Climate Change, Dec. 12, 2015, T.I.A.S. No. 16-1104
Guida, G., Viglianti, A., Casini, F., Pucci, A., Favata, G., & Viggiani, G. (2023). GEOLAB Project FROSPER: FROst heaving soils-Solar Panel foundations interaction in cold European Regions: an experimental study [Data set]. Zenodo. https://doi.org/10.5281/zenodo.10078265
Liew, R., Zeegers, J. C. H., Kuerten, J. G. M. & Michalek, W. R., 2012. Maxwell's Demon in the Ranque-Hilsch vortex tube. *Physical review letters,* 109(5), p. 054503. https://doi.org/10.1103/PhysRevLett.109.054503
Liu, J., Wang, T., Tai, B., & Lv, P. (2020). A method for frost jacking prediction of single pile in permafrost. Acta Geotechnica, 15, 455-470. https://doi.org/10.1007/s11440-018-0711-0
Mussard, M. (2017). Solar energy under cold climatic conditions: A review. Renewable and Sustainable Energy Reviews, Vol. 74, pp. 733-745. https://doi.org/10.1016/j.rser.2017.03.009
Pagliani, R., Casini, F., Favata, G. (2022). Monitoraggio e interpretazione del comportamento di pali di

fondazione di pannelli fotovoltaici soggetti a congelamento naturale. Proceedings of XVII Convegno Nazionale di Geotecnica, Reggio Calabria (IT).

Penner, E., & Irwin, W. W. (1969). Adfreezing of Leda clay to anchored footing columns. Canadian geotechnical journal, 6(3), 327-337. https://doi.org/10.1139/t69-031

Wang, T., Qu, S., Liu, J., Luo, Q., & Hu, T. (2022). Frost jacking of piles in seasonally and perennially frozen ground. Cold Regions Science and Technology, 103662. https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2022.103662

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI FIRENZE
Da un secolo, oltre.

IARG 2025 FIRENZE

gni g

SESSIONE II

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

E GEOTECNICA AMBIENTALE

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI FIRENZE
Da un secolo, oltre.

IARG 2025 FIRENZE

gni g

SESSIONE II

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

E GEOTECNICA AMBIENTALE

VALUTAZIONE DELLA PERFORMANCE DI UN MODELLO ANALITICO PER LA STIMA DEI PROFILI DI TEMPERATURA NEL TERRENO IN UN PENDIO IN INTERAZIONE CON L'ATMOSFERA

Silvano Emanuele Donvito
s.donvito@phd.poliba.it

Marialetizia Zizzi, Vito Tagarelli, Gaetano Elia, Osvaldo Bottiglieri, Federica Cotecchia
Politecnico di Bari - DICATECh
marialetizia.zizzi@poliba.it, vito.tagarelli@poliba.it, gaetano.elia@poliba.it,
osvaldo.bottiglieri@poliba.it, federica.cotecchia@poliba.it

Sommario

Il monitoraggio in continuo dei profili di temperatura del terreno risulta essere cruciale per la comprensione della risposta termica di un deposito, con implicazioni significative per gli studi sul cambiamento climatico, l'idrologia, l'agricoltura e l'energia geotermica. Nella nota viene discussa la *performance* di un modello analitico di propagazione del calore nel sottosuolo nel prevedere i profili di temperatura con la profondità, facendo riferimento a un sito pilota rappresentativo di contesti geomeccanici complessi ed estremamente ricorrenti nel Sub-Appenino Dauno. Per la validazione del suddetto approccio, le previsioni analitiche ottenute sono confrontate con i dati acquisiti da un sistema di monitoraggio installato in sito, al fine di verificarne l'accuratezza e di approfondire la comprensione dei processi di trasferimento del calore nel sottosuolo.

1. Introduzione

Da un punto di vista fenomenologico, la temperatura superficiale di un deposito è il risultato di un complesso bilancio energetico, influenzato dalla combinazione di più fattori quali la radiazione solare, la temperatura dell'aria e la tipologia di copertura del suolo (Shah et al., 2019). La forzante termica risultante si propaga negli strati più profondi, generando variazioni di temperatura che si attenuano con la profondità. Le variazioni più significative sono visibili entro un metro di profondità dal piano campagna, mentre a profondità maggiori (tra 1 e 8 m) l'escursione termica si riduce progressivamente. A partire da circa 15-20 metri di profondità, la temperatura del terreno raggiunge una condizione di stabilità, attestandosi intorno al valore della temperatura media annuale dell'aria. Tale condizione di equilibrio termico è definita temperatura indisturbata del terreno (UGT). L'UGT può essere determinata sperimentalmente a mezzo di un Test di Risposta Termica (TRT) che prevede la circolazione di un fluido non riscaldato attraverso uno scambiatore di calore a pozzo (Gehlin and Nordell, 2003). La UGT viene

determinata misurando la temperatura del fluido in uscita dall'impianto. Una misura diretta della UGT può essere realizzata anche impiegando sensori di temperatura posti a varie profondità all'interno di una sonda geotermica pilota (Yu et al., 2016; Zhou et al., 2016) o inseriti all'interno di un apposito foro di sondaggio.
Nonostante la notevole complessità dei processi accoppiati che governano la risposta in temperatura di un deposito a una forzante termica, in letteratura sono stati sviluppati approcci analitici semplificati per la stima delle fluttuazioni del campo termico all'interno del deposito di terreno (Kusuda et al., 1965) e del valore dell'UGT (Gwadera, 2017). La nota si concentra sull'uso e la validazione di tali modelli con riferimento ad un sito pilota per il quale sono disponibili misure dirette di temperatura con la profondità.

2. Modello analitico di Kusuda (1965)

La risoluzione della legge di diffusione del calore in condizioni monodimensionali all'interno di un mezzo omogeneo, al cui bordo è applicata una temperatura variabile secondo una legge periodica del tipo $T(\mathrm{t}) = T_0 \cos \omega t$, conduce all'equazione:

$$T(z,t) = T_{media} + T_0\, e^{-z/d} cos\left(\omega t - \frac{z}{d}\right) \quad (1)$$

in cui $d = \sqrt[2]{2\kappa/\omega}$ e κ è la diffusività termica del materiale (Lowrie et al., 2020). La suddetta legge descrive l'equazione di un'onda che, propagandosi a profondità crescenti, subisce una deamplificazione della propria ampiezza secondo una funzione esponenziale negativa. Nella propagazione, l'onda di calore mantiene la propria frequenza angolare ω ma subisce, contestualmente, un progressivo aumento di fase che comporta un ritardo crescente con la profondità nel raggiungimento dei valori di picco rispetto all'oscillazione superficiale. Entrambi questi effetti sono modulati dalla profondità caratteristica d. Raggiunta la profondità $5d$, le oscillazioni dell'onda termica risultano quasi completamente smorzate (inferiori all'1% rispetto al valore in superficie) e, pertanto, tale valore viene spesso assunto come la profondità alla quale si raggiunge la condizione di omotermia ($dT/dt = 0$ con $T(5d) = T_{media}$).
Alla scala tipica di molti problemi ingegneristici, la Terra può essere descritta come un mezzo omogeneo semifinito, al cui bordo agisce una forzante termica che varia con andamento periodico nell'arco di un anno. L'equazione (1), denominata spesso in ambito geofisico equazione di Kusuda (Kusuda et al., 1965), può essere quindi efficacemente utilizzata per la stima del campo di temperatura nei primi metri della crosta terrestre, laddove si osservano fluttuazioni termiche per effetto dell'interazione con l'atmosfera e costituisce uno strumento di semplice applicazione per la stima della profondità a cui misurare l'UGT.

3. Il sito di Pisciolo

Il sito oggetto di studio, denominato versante Pisciolo (Melfi, PZ), è un'area soggetta a un'intensa attività franosa prevalentemente clima-indotta. A valle della diagnosi dei processi di dissesto e della progettazione di interventi di mitigazione (Cotecchia et al., 2014; Tagarelli, 2019; Tagarelli et al., 2022), il sito è stato utilizzato come caso pilota per la caratterizzazione multi-scala dei processi termo-idro-meccanici che avvengono nei geomateriali a diverse profondità. A partire dal 2017 è stata avviata una intensa attività di caratterizzazione dei litotipi affioranti ed è stato installato un complesso sistema di monitoraggio delle variabili che governano il bilancio idraulico ed energetico al bordo del versante (Stasi, 2024; Stasi et al., 2025). In particolare, nel 2023 sono state installate lungo due verticali di monitoraggio delle catene termometriche che misurano, con frequenze suborarie, la temperatura del terreno a 6, 9, 12 e 15 m (Zizzi et al., 2024), in aggiunta ad una rete di sensori già presente per il monitoraggio termico della coltre e del terreno superficiale.

4. Applicazione del modello analitico e risultati

I dati di monitoraggio acquisiti lungo una delle due verticali monitorate a Pisciolo sono stati utilizzati per valutare la *performance* del modello di Kusuda nel simulare il campo di variazione della temperatura in un contesto geologicamente complesso. Per l'analisi è stata scelta una finestra temporale di riferimento che si estende da maggio 2024 ad aprile 2025. Le temperature atmosferiche misurate dalla stazione metereologica presente nel sito sono state utilizzate per individuare i parametri della funzione cosinusoidale da applicare come input. La temperatura media annuale è stata assunta come valore

intorno al quale oscilla una funzione cosinusoidale di periodo 365 giorni e di ampiezza T_0, ottenuta come semidifferenza tra la massima temperatura media mensile (luglio 2024) e la minima temperatura media mensile (febbraio 2025) registrate durante l'anno di riferimento (Fig. 1).

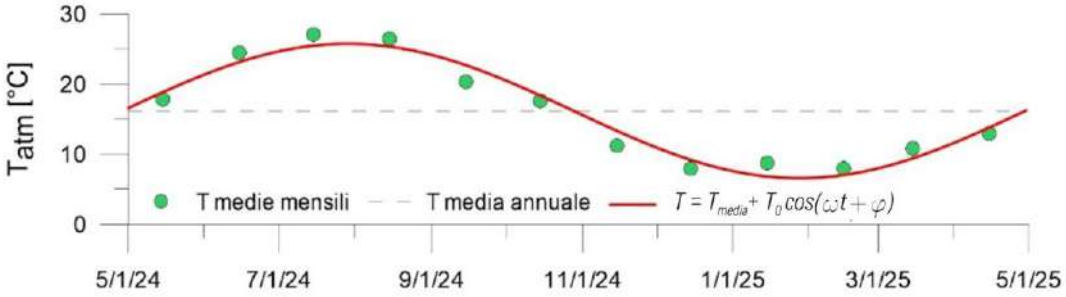


Fig. 1. Funzione cosinusoidale applicata al bordo.

La profondità caratteristica d è stata ricavata a partire dalla media delle diffusività misurate lungo la verticale (4.83 10^{-7} m^2/s).
La Fig. 2 riporta le onde termiche risultanti dall'applicazione del modello per diverse profondità, messe a confronto con i dati di monitoraggio acquisiti in sito, sia in forma di storie temporali che di profili termici con la profondità.

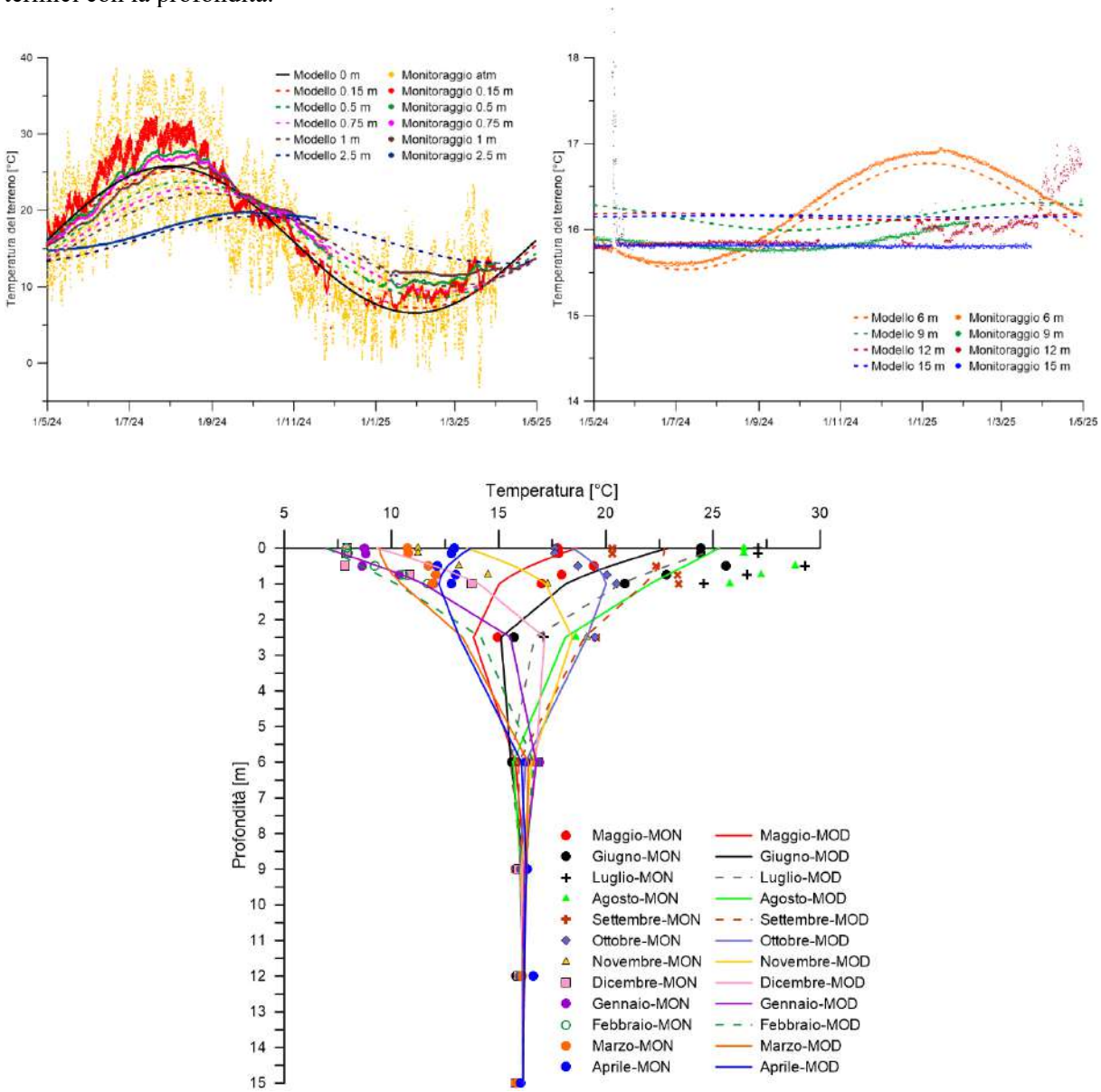


Fig. 2. Risultati del modello analitico di Kusuda.

Come si può osservare, il modello analitico descritto dall'equazione di Kusuda riesce a prevedere con discreta accuratezza l'andamento delle temperature monitorate in sito. In particolare, esso risulta piuttosto soddisfacente nella previsione della fase dell'onda termica a tutte le profondità osservate. In superficie (z < 1m) l'ampiezza della fluttuazione risulta sottostimata nei mesi estivi, quando la curva presenta concavità rivolta verso il basso, con valori dei picchi di temperatura inferiori fino anche di 5°C rispetto ai dati misurati. Una migliore corrispondenza tra dati monitorati e l'output del modello si osserva nella parte delle curve con concavità rivolta verso l'alto. A profondità maggiori, invece, dove l'effetto delle fluttuazioni di periodo inferiore ad un anno è già trascurabile, la stima del modello analitico risulta in generale più accurata. Tuttavia, alle profondità di 9, 12 e 15 m le temperature calcolate, pur risultando coerenti con i valori misurati in termini di fase e ampiezza, mostrano oscillazioni attorno a un valore medio sovrastimato di circa 0.5°C.

Sebbene i risultati ottenuti tramite l'applicazione dell'equazione di Kusuda mostrino un discreto accordo con i dati di monitoraggio, le assunzioni alla base del modello ne limitano sicuramente la performance. Infatti, differentemente da quanto assunto da questo approccio, i processi che determinano l'andamento del campo di temperatura nel sottosuolo sono tridimensionali e legati a complesse interazioni termo-idro-meccaniche.

Il modello, inoltre, assume come unica forzante la fluttuazione della temperatura del suolo a piano campagna che viene assunta coincidente con quella atmosferica (generalmente misurata da una stazione a 2 m di quota), trascurando gli effetti legati all'impatto della radiazione solare sulla superficie del terreno e alle condizioni atmosferiche generali del sito. L'andamento della temperatura atmosferica non è inoltre perfettamente descrivibile tramite una funzione cosinusoidale ed è affetto anche dalle oscillazioni di temperatura che si manifestano nell'arco della giornata.

Infine, l'ipotesi di mezzo omogeneo non è pienamente rappresentativa di una condizione reale di sito, soprattutto nel caso di depositi naturali tipicamente stratificati.

Per ridurre l'influenza di quest'ultima assunzione semplificativa, è stata sviluppata un'ulteriore modellazione, in cui il modello analitico è stato adattato al caso di una colonna di terreno stratificata. La funzione temperatura in Figura 1 è stata applicata come forzante al piano campagna di una colonna stratificata, discretizzata con la profondità adottando i parametri riportati in Tabella 1, frutto dalla caratterizzazione termica del materiale prelevato in sito (Zizzi et al., in prep.).

Tabella 1. Parametri adottati per la discretizzazione della colonna di terreno

	profondità	**conducibilità termica [W m^{-1} K^{-1}]**	**calore specifico [J kg^{-1} K^{-1}]**	**capacità termica [J m^{-3} K^{-1}]**	**diffusività termica [m^2 s^{-1}]**	**profondità caratteristica [m]**
		λ	**c_s**	**c_p**	**κ**	**d**
STRATO 1	0m - 1 m	1.05	1119.03	1933384	5.4 10^7	2.34
STRATO 2	1m - 8m	0.92	1190.63	2065970	4.4 10^7	2.11
STRATO 3	8m - 10m	0.89	1168.24	1978183	4.5 10^7	2.12
STRATO 4	10m - 13m	0.96	1181.21	2011947	4.8 10^7	2.19
STRATO 5	13m - 20m	0.99	1141.01	1977550	5 10^7	2.25

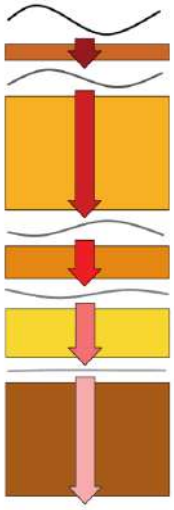


Fig 3. Schema del modello di risoluzione per la colonna stratificata

Il calcolo è stato svolto applicando un modello di risoluzione in serie: partendo dallo strato più superficiale è stata calcolata la propagazione dell'onda termica all'interno di ogni strato omogeneo fino all'estremo inferiore. L'onda termica calcolata al fondo di ogni strato è stata quindi utilizzata come condizione al bordo superiore dello strato immediatamente inferiore (Figura 3).
I risultati ottenuti sono riportati in Fig. 4 e messi a confronto con i dati sperimentali per le varie profondità di monitoraggio.

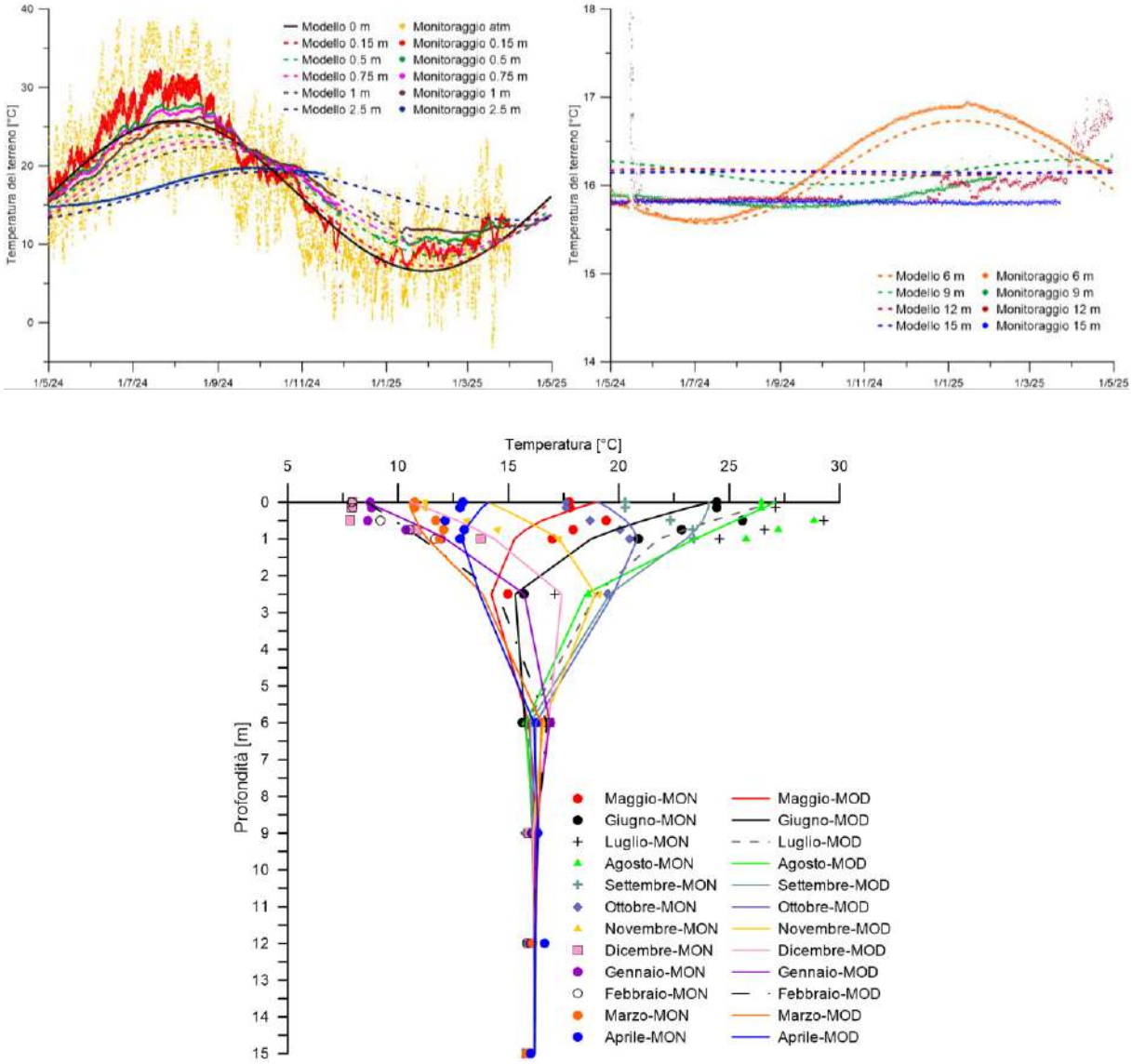


Fig. 4. Risultati del modello analitico di Kusuda per la colonna stratificata.

Si osserva che, sebbene i risultati ottenuti tengano conto dell'eterogeneità stratigrafica, essi differiscono in misura trascurabile da quelli ricavati assumendo una colonna omogenea, senza risultare, pertanto, significativamente più accurati. Il modello mostra una bassa sensibilità rispetto ai parametri termici, all'interno dell'intervallo di variabilità osservato nei materiali campionati in sito. Ne consegue che, almeno nel contesto di riferimento, l'ipotesi di omogeneità non costituisce un fattore limitante della capacità predittiva del modello.

5. Conclusioni

I risultati ottenuti evidenziano come, anche in scenari caratterizzati da una marcata complessità geologica e geotecnica dei materiali coinvolti nel processo di propagazione dell'onda termica, l'equazione di Kusuda rappresenti uno strumento efficace, capace di stimare in modo piuttosto accurato le fluttuazioni di temperatura nelle porzioni di deposito soggette all'interazione con l'atmosfera, pur

richiedendo un numero limitato di parametri in ingresso. Si è osservato inoltre che includendo l'effetto della eterogeneità delle proprietà termiche del deposito, ignorato dalle ipotesi alla base del modello di Kusuda, la stima del campo termico non risulta significativamente migliore.
Le assunzioni che incidono negativamente in misura più significativa sulle performance del modello risultano paiono essere quelle legate alla tipologia della equazione matematica utilizzata per descrivere la forzante termica ed energetica. In prospettiva futura, pertanto, al fine di ottenere migliori previsioni dell'evoluzione del campo termico, si prevede di poter sviluppare un'analisi agli elementi finiti che tenga conto non solo dell'eterogeneità del mezzo poroso oggetto del processo di penetrazione della temperatura, ma anche dell'effettivo andamento temporale dell'input termico al piano campagna e della presenza e dell'effetto della radiazione solare, quest'ultima completamente trascurata nel modello analitico adottato. Inoltre, al fine di valutare anche l'incidenza dell'accoppiamento con processi idromeccanici, si prevede di poter svolgere un'analisi numerica termo-idro-meccanica in un dominio bidimensionale che riproduca la configurazione reale del sito.

Bibliografia

Cotecchia, F., Pedone, G., Bottiglieri, O., Santaloia, F., Vitone, C. (2014). Slope–atmosphere interaction in a tectonized clayey slope: a case study. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 1, 34–61.

Gehlin S., Nordell B. (2003). Determining undisturbed ground temperature for thermal response test. *ASHRAE Transactions: Research*, 109, 151–56.

Gwadera, M., Larwa, B., & Kupiec, K. (2017). Undisturbed Ground Temperature—Different Methods of Determination. *Sustainability*, 9(11), 2055.

Kusuda, T. and Achenbach, P. (1965). Earth temperature and thermal diffusivity at selected stations in the United States, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

Lowrie, W., Fichtner, A. (2020). *Fundamentals of Geophysics* (3rd ed.), Cambridge University Press.

Shah S.K., Aye L., Rismanchi B. (2019). Undisturbed ground temperature in Melbourne. In Proc. 8th BSME International Conference on Thermal Engineering, Dhaka, Bangladesh, vol. 2121, Issue 1.

Stasi N. (2024). Experimental and numerical study of soil-vegetation-atmosphere interaction for the design of nature-based solutions in landslide risk mitigation. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Bari "Aldo Moro" – Politecnico di Bari.

Stasi N., Tagarelli V., Bottiglieri O., Cafaro F. (2025). On the Use of a Water Potential Probe for Suction and Temperature Measurements in Unsaturated Natural Clayey Soil. *Applied Sciences*, 15, 3021.

Tagarelli V. (2019). Analysis of the slope-vegetation-atmosphere interaction for the design of the mitigation measures of landslide risk in clayey slopes. Tesi di dottorato, Politecnico di Bari.

Tagarelli V., Cotecchia F. (2022). Coupled hydro-mechanical analysis of the effects of medium depth drainage trenches mitigating deep landslide activity. *Engineering Geology*, 297, 106510.

Yu X., Zhang Y., Deng N., Ma H., Dong S. (2016). Thermal response test for ground source heat pump based on constant temperature and heat-flux methods. *Appl. Therm. Eng.*, 93, 678–682.

Zhou S., Cui W., Tao J., Peng Q. (2016). Study of ground temperature response of multilayer stratums under operation of ground-source heat pump. *Appl. Therm. Eng.*, 101, 173–182.

Zizzi M., Elia G., Bottiglieri O., Cotecchia F. (2024). Measurement of soil temperature with depth using multiple sensor arrays. In Proc. 7th Int. Conf. on Geotechnical and Geophysical Site Characterization (ISC'7), Barcelona, Spain.

Zizzi M., Bottiglieri O., Gola G., Elia G., Cotecchia F. (in prep.). Evaluating the thermal and hydro-mechanical properties of fissured clays: the Pisciolo case study. In Proc. 21st International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Vienna, Austria.

MODELLAZIONE NUMERICA A GRANDI DEFORMAZIONI DI PROVE CPT CONDOTTE IN SABBIA DENSA E MOLTO DENSA

Giada Orlando[1], Laura Govoni[2]
Alma Mater Studiorum - Università di Bologna
[1]*giada.orlando4@unibo.it*, [2]*l.govoni@unibo.it*

Claudia Lillie
Fraunhofer IWES
claudia.lillie@iwes.fraunhofer.de

Sommario

Il contributo presenta una modellazione numerica agli elementi finiti a grandi deformazioni (LDFE) di prove CPT in sabbia densa e molto densa. Il modello utilizza la formulazione Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE) per risolvere i problemi di convergenza dovuti alle grandi deformazioni generate e il legame costitutivo ipoplastico, calibrato su risultati di prove edometriche e triassiali, per riprodurre il comportamento del terreno. Parametri come la discretizzazione della mesh sotto la punta del cono e il fattore di mass scaling vengono discussi per migliorare l'efficienza della simulazione. L'approccio è validato su risultati di due prove CPT condotte in larga scala a 1g nell'ambito di una campagna sperimentale su fondazioni per turbine eoliche offshore.

1. Introduzione

L'avanzamento del cono di una prova penetrometrica statica (CPT) in un terreno granulare è un complesso problema di interazione terreno-struttura, caratterizzato da deformazioni locali molto elevate. I metodi numerici convenzionali agli elementi finiti *small-strain* con formulazione lagrangiana risultano inefficaci in presenza di eccessive distorsioni degli elementi della mesh, le quali generano problemi di contatto e difficoltà di convergenza (Fan et al., 2018).

Per superare le limitazioni dell'approccio lagrangiano, negli ultimi decenni sono state sviluppate diverse tecniche innovative, ampiamente trattate da Wang et al. (2015). Tra queste, l'approccio *Arbitrary Lagrangian Eulerian* (ALE) è stato utilizzato per simulare prove CPT in argilla (Lu et al., 2004; Walker & Yu, 2006; Liyanapathirana, 2009; Walker & Yu, 2010). Tuttavia, sono pochi gli studi che applicano il metodo ALE alla modellazione di una prova CPT in sabbia tra questi si citano Kumar et al. (2010) che ha utilizzato l'approccio ALE in combinazione con un legame costitutivo semplificato, e Fan et al. (2018) che ha simulato prove CPT in sabbia sciolta e mediamente addensata validatole su test effettuati in centrifuga.

In questo contributo viene presentata una modellazione numerica agli elementi finiti a grandi deformazioni (LDFE) di prove CPT in sabbia densa e molto densa, utilizzando il modulo ALE del software Abaqus FEA (Dassault Systèmes, 2020) e validata su prove effettuate in larga scala a 1g.

L'approccio adottato implementa il modello costitutivo ipoplastico opportunamente calibrato su risultati disponibili di prove edometriche e triassiali. Sono discussi fattori che influenzano l'accuratezza del risultato e la stabilità numerica della simulazione, quali il numero di elementi ottimali sotto la punta del cono e l'effetto del fattore di *mass scaling* sull'incremento temporale stabile.

2. Campagna sperimentale e caratterizzazione del terreno

Per la validazione dell'approccio numerico, sono stati utilizzati i risultati di prove CPT eseguite nell'ambito di una campagna sperimentale riguardante test effettuati su pali di fondazione per turbine eoliche offshore (Foglia et al., 2021). La campagna sperimentale, a cura dell'Istituto *Franhofer IWES*, è stata condotta presso il *Test Centre for Support Structures* dell'Università di Leibniz ad Hannover, dotato di una vasca di prova (*pit*) di dimensioni 14 x 9 x10 m.

Il campione è costituito da una sabbia silicea uniforme, denominata *Rohsand 3152*, le cui caratteristiche sono di seguito elencate: D_{50}=0.36 mm, e_{min}=0.45, e_{max}=0.85, C_u=1.86, C_c=0.96, φ'_{cv}=32.5°. La sabbia è stata posata tramite un piccolo escavatore, partendo dal bordo superiore destro (zona tratteggiata in Fig. 1a) e successivamente distribuita manualmente su tutta l'area, ad eccezione dell'angolo di rilascio, formando uno strato di spessore uniforme. Ogni strato così formato è stato compattato, mediante un compattatore a piastra vibrante, fino a raggiungere uno spessore finale di circa 25 cm. L'operazione è stata ripetuta fino a riempimento del *pit* per una profondità complessiva di 9.65 m. Al termine, il campione è stato saturato.

Le prove CPT, indicate in Fig. 1 con le sigle K3-P7 e K4-P1, sono state eseguite fino ad una profondità di circa 8 m con un cono di area, A_{cone}= 5 cm^2, e diametro, d_{cone}=0.025 m. La Figura 1a mostra la posizione di esecuzione delle prove CPT e il layout della campagna sperimentale.

Durante la fase di preparazione del *pit*, sono stati prelevati sei provini da ciascuno strato al fine di determinare la densità relativa, D_R, in sito (D_R=70.5% con coefficiente di variazione CoV=2.9%).

In Figura 1b, la densità media di ciascuno strato è riportata in funzione della profondità di prelievo del provino, il profilo risultante è costante con la profondità attestando una preparazione del *pit* piuttosto omogenea. In figura sono mostrati anche i profili determinati localmente nei punti K3-P7 e K4-P1 tramite la correlazione empirica proposta da Senders, (2010). Si nota che il profilo della densità relativa determinata tramate correlazione nel punto K4-P1 si allinea con quello determinato dai provini, oscillando intorno ad un valore medio pari al 72%. Nel punto K3-P7 la densità media locale è pari all'87%, questo incremento è dovuto al rilascio della sabbia dall'angolo superiore destro durante la preparazione del *pit*. Il coefficiente di spinta indotto dalla compattazione, K_0, è stato determinato applicando le procedura proposta da Duncan e Seed (1986). Il profilo, mostrato in Fig. 1c, riflette la modalità di preparazione del campione, dove la compattazione è avvenuta strato per strato.

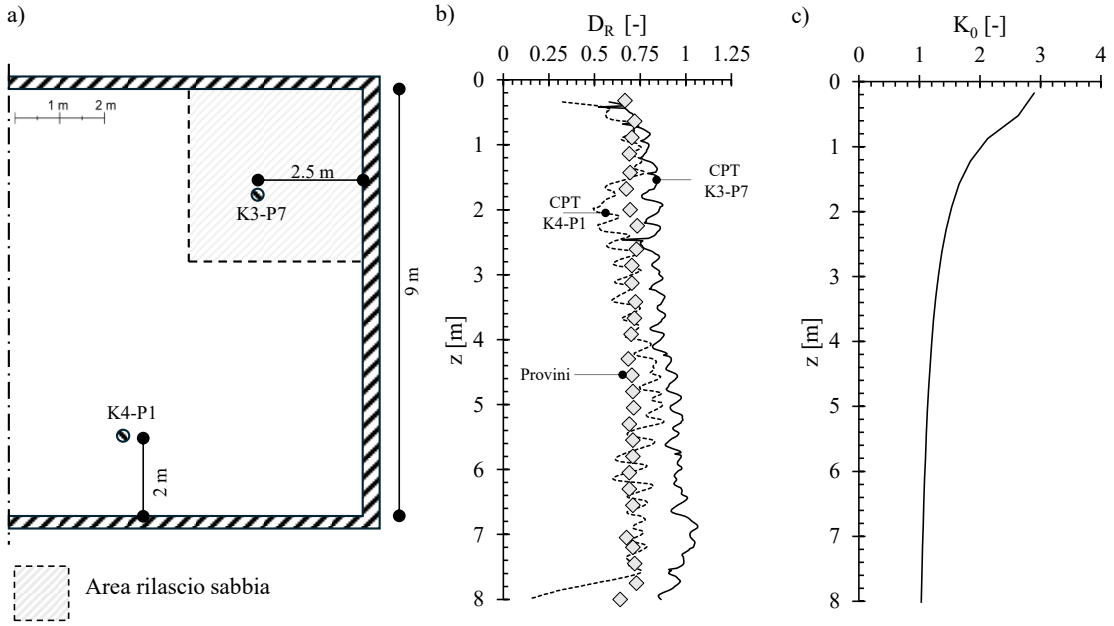


Figura 1. Caratterizzazione del pit di prove a 1g: a) layout delle prove, b) densità relativa, c) coefficiente di spinta indotto dalla compattazione

3. Modellazione numerica a grandi deformazioni

Al fine di riprodurre in modo accurato lo stato deformativo locale indotto dall'avanzamento del cono nel terreno, è stato implementato un modello numerico agli Elementi Finiti a Grandi Deformazioni (LDFE) utilizzando la formulazione *Arbitrary Lagrangian Eulerian* (ALE) disponibile nel software Abaqus FEA (Dassault Systèmes, 2020). Tale tecnica consente alla mesh di muoversi indipendentemente dal materiale, preservando la qualità degli elementi durante la simulazione anche in presenza di forti distorsioni locali.

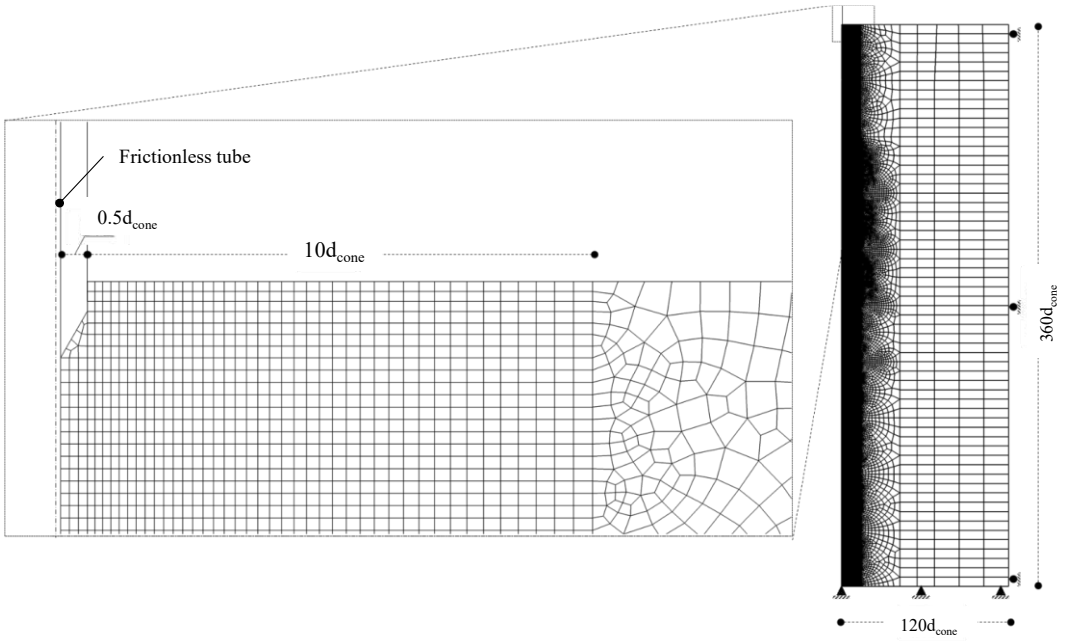


Figura 2. Geometria e mesh adottati nella simulazione agli elementi finiti a grandi deformazioni.

Il modello assialsimmetrico implementato è mostrato in Fig.2. Il cono, di diametro 0.025 m, è modellato come corpo rigido per evitarne la deformazione durante la penetrazione. Esso è vincolato a muoversi verticalmente, senza attrito, lungo un tubo rigido di 1 mm di diametro, secondo la tecnica *zipper-type* (Grabe e König, 2004). Durante la simulazione, il cono scivola lungo il tubo, separandolo dal terreno circostante e stabilendo con quest'ultimo un contatto di tipo cinematico. Sia il cono che il tubo sono stati modellati con elementi di tipo RAX2.

Il limite laterale del dominio, posto ad una distanza pari a 120d$_{cone}$ dall'asse di simmetria, è stato vincolato orizzontalmente mentre il limite inferiore, posto a 360d$_{cone}$ dalla superfice libera, è stato vincolato in tutti i gradi di libertà. Il terreno è stato modellato come corpo deformabile, a cui è stata assegnata la legge costitutiva ipoplastica nella formulazione proposta da von Wolffersdorff, (1996) con l'integrazione dell'*intergranular strain* (Niemunis and Herle, 1997). I parametri del legame costitutivo sono statti calibrati su risultati di prove edometriche condotte su provini sciolti di Rohsand 3152 (D_R=47%) e di prove triassiali consolidate e drenate eseguite su provini densi (D_R=78%).

La mesh, composta da soli elementi quadrangolari di tipo CAX4R, è fitta e regolare nell'area che si estende fino ad una distanza di 10d$_{cone}$ dal fusto del cono e si dirada verso il bordo laterale del dominio. Per garantire una transizione graduale tra gli elementi di dimensioni diverse, è stata adottata una mesh *free* di elementi quadrangolari nella porzione di dominio compresa tra i 10d$_{cone}$ a 45d$_{cone}$. Il remeshing è stato eseguito ogni dieci incrementi temporali, con una singola iterazione (*sweep*) per ciascuna fase. Considerato l'elevato costo computazionale della tecnica ALE, il remeshing è stato limitato a una porzione del dominio del terreno compresa entro un raggio di 10d$_{cone}$ dal fusto del cono.

3.1 Effetto della discretizzazione della mesh sotto la punta e del fattore di mass scaling

Il numero ottimale di elementi sotto la punta del cono è stato determinato tramite un'analisi di sensitività

per bilanciare accuratezza dei risultati e costo computazionale. L'effetto della densità di discretizzazione in corrispondenza della punta è mostrato in Fig.3a. L'aumento del numero di elementi da tre a cinque, ha permesso di migliorare l'accuratezza del risultato e ridotto significativamente le oscillazioni nei valori ottenuti. Un ulteriore incremento a dieci elementi non ha prodotto benefici rilevanti in termini di accuratezza, mentre ha comportato un raddoppio del tempo di calcolo. Pertanto, una mesh con cinque elementi sotto la punta è stata ritenuta un buon compromesso.

La prova CPT è stata simulata adottando un approccio quasi-statico. Per ridurre il tempo computazionale e aumentare l'efficienza della simulazione, il processo è stato accelerato tramite l'introduzione di un fattore di *mass scaling f* (Dassault Systèmes, 2020). Poiché la densità di massa del materiale che deforma, ρ, influenza l'incremento temporale stabile della simulazione, Δt_{stable}, aumentare artificialmente la massa del materiale di un fattore f^2, consente di ridurre il tempo della simulazione di un fattore f (Fan et al., 2018). Nel seguente contributo, sono stati considerati fattori f=62500 e 100000. Tuttavia, accelerando la simulazione, lo stato di equilibrio statico evolve verso uno stato dinamico, in cui le forze d'inerzia diventano rilevanti. Affinché quest'ultime rimangano trascurabili, è necessario controllare che l'energia cinetica del materiale che deforma non superi il 5–10% dell'energia interna durante la simulazione. In Fig. 3b, è possibile notare come la variazione del fattore di massa ha avuto effetto principalmente sull'entità dell'ampiezza delle oscillazioni del risultato. Un controllo sul bilancio energetico (Fig. 3c) mostra come solo nel modello LDFE con f=62500 le condizioni quasi-statiche sono garantite per quasi tutta la simulazione, tale valore è stato utilizzato per le simulazioni successive.

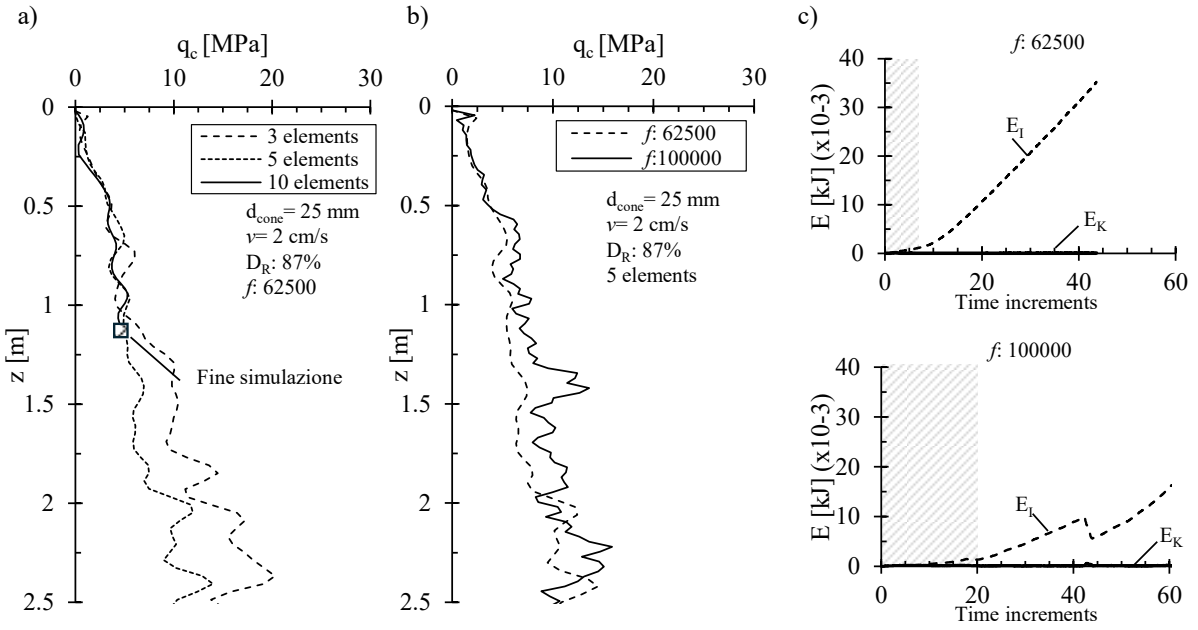


Figura 3. Fattori che influenzano l'efficienza della simulazione LDFE a) effetto della discretizzazione della mesh sotto la punta del cono, b) effetto del fattore di mass scaling, c) bilancio energetico associato.

4. Risultati

Nel modello LDFE, la densità relativa è stata assegnata costante con la profondità e pari al 72% per la prova CPT K4-P1 e all'87% per la CPT K3-P7, come determinato in Sezione 2 impiegando l'equazione empirica di Senders, (2010). Lo stato tensione iniziale è stato riprodotto assegnando al coefficiente di spinta K_0 il valore medio determinato con la procedura di Duncan e Seed (Fig. 1c). Al fine di simulare l'avanzamento del cono nel terreno è stata imposta alla punta una velocità di penetrazione pari a v = 0.02 m/s.

La Figura 4 mostra i risultati ottenuti dal modello numerico, espressi in termini di resistenza alla punta, q_c, in funzione della profondità di penetrazione del cono, z, per le prove CPT K3-P7 (Fig.4a) e K4-P1 (Fig. 4b), confrontati con i profili sperimentali ottenuti dai test effettuati nel *pit*.

I due profili sperimentali presentano un comportamento simile, caratterizzato da una curvatura iniziale

concava, tipica di sabbie dense e associata ad un meccanismo di rottura di fondazioni superficiali (Puech and Foray, 2022), seguito da una crescita, con curvatura leggermente convessa, con la profondità. Il valore medio di resistenza alla punta misurata è pari a 12.44 MPa per la CPT K3-P7 e di 8.23 MPa per la CPT K4-P1.

Il modello LDFE coglie in modo soddisfacente l'evoluzione dei profili di q_c, in particolare, riproduce correttamente l'iniziale concavità e la seguente lieve convessità osservate sperimentalmente. Tuttavia, l'assegnazione della densità relativa costante con la profondità non permette al modello di catturare la leggera diminuzione di resistenza registrata a un una profondità z=1.5 m nel profilo K4-P1 (Fig. 1b e 4b). I valori medi di q_c predetti dal modello risultano pari a 12.16 MPa per la CPT K3-P7 e 9.23 MPa per la CPT K4-P1.

In figura 4c è mostrato il campo di deformazioni locali nel dominio dei terreno a fine simulazione per la CPT K4-P1. Nella zona in cui è atteso un meccanismo di rottura di tipo superficiale, le deformazioni lungo le direzioni principali massime si estendono fino ad una distanza dal fusto del cono di $7d_{cone}$. La larghezza della zona d'influenza calcolata con l'equazione riportata da Puech e Foray, (2002), si attesta a circa $5d_{cone}$ dal fusto, confermando ancora la bontà dei risultati ottenuti dalla modellazione.

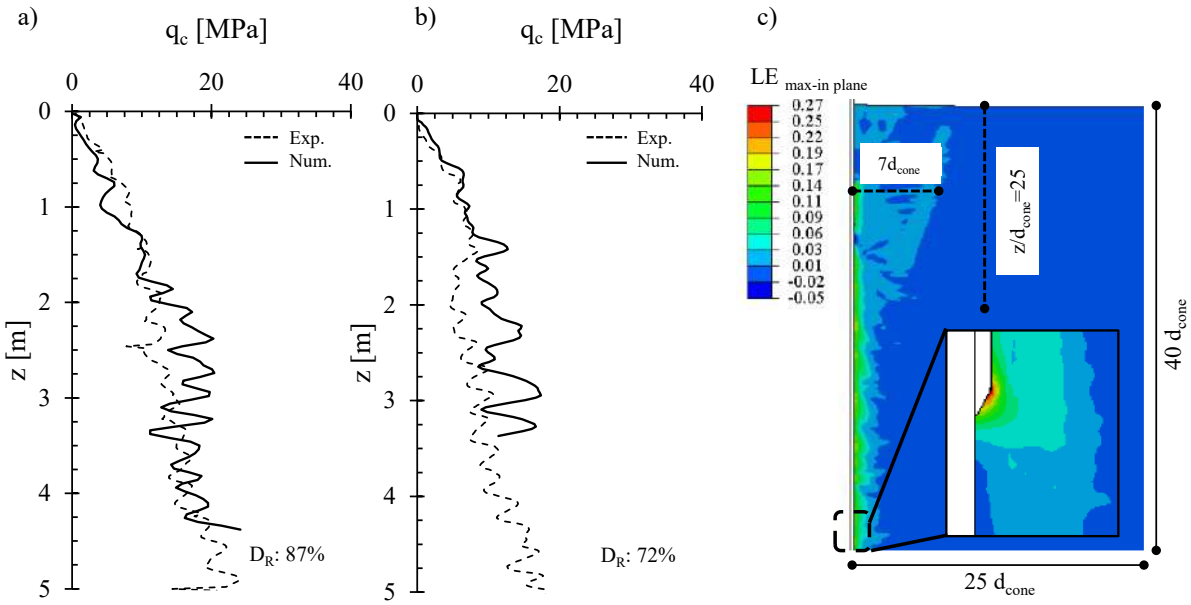


Figura 4. Risultati del modello numerico LDFE: a) profilo q_c-z per la CPT K3-P7, b) profilo q_c-z per la CPT K4-P1, c) stato deformativo indotto al termine della simulazione per la CPT K4-P1.

Il punto di transizione tra il meccanismo di rottura superficiale e profondo è identificato dal picco nella curva di resistenza alla punta normalizzata, $NCR=(q_c-\sigma_{v0})/\sigma'_{v0}$, in funzione della profondità normalizzata z/d_{cone} secondo la procedura grafica proposta da Senders, (2010). Per la CPT K3-P7, tale transizione avviene a z/d_{cone}=32 nel profilo sperimentale e a z/d_{cone}=30 in quello numerico; per la prova CPT K4-P1, i valori corrispondenti sono rispettivamente pari a 38 e 25 (Fig.4d). Dopo tale punto, la risposta del terreno è riconducibile a un meccanismo di rottura di fondazioni profonde, in accordo con quanto riportato da Puech e Foray, (2002).

Le fluttuazione di ampiezza quasi costante rispetto al valor medio osservate nei dati sperimentali sono riconducibili alla modalità di compattazione per strati del *pit*. Quelle riscontrate nei profili simulati sono dovute, come già osservato nella sezione 3.1, alle oscillazioni delle analisi esplicite dinamiche.

5. Conclusioni

In questo contributo è stata presentata una modellazione numerica agli elementi finiti a grandi deformazioni (LDFE) di prove CPT condotte in sabbia densa e molto densa, utilizzando il modulo ALE del software Abaqus FEA (Dassault Systèmes, 2020). L'approccio è stato validato su risultati di prove

CPT effettuate nell'ambito di una campagna sperimentale a larga scala a 1g riguardante test di carico su pali di fondazione per turbine eoliche offshore.

La validità dell'approccio numerico adottato è stata valutato anche analizzando l'effetto di parametri quali la discretizzazione della mesh sotto la punta del cono e dell'influenza del fattore di *mass scaling* sulla stabilità del risultato.

Il modello LDFE coglie in maniera accurata l'andamento generale dei profili di resistenza alla punta osservati sperimentalmente. In particolare, è riprodotto correttamente l'andamento iniziale concavo, i meccanismi di rottura e il punto di transizione tra essi. Le discrepanze tra il risultato del modello numerico e il dato sperimentale sono riconducibili all'adozione di un profilo di densità relativa costante con la profondità.

L'obiettivo del presente contributo è quello di definire una procedura numerica, validata su prove a larga scala a 1g, che possa essere applicata al caso di depositi naturali offshore, dove le procedure di design per le fondazioni dipendono fortemente dall'impiego di prove CPT.

Riconoscimenti

Si ringrazia SoilModel (Gudheus et al., 2008, www.soilmodel.com) per aver fornito i codici UMAT e l'Interfaccia UMAT/VUMAT utilizzati per questo contributo.

Bibliografia

Dasseult Systèmes, 2020. Abaqus Analysis User's Manual SIMULIA. Providence, Rhode Island, USA.

Duncan, J.M., Seed, R.B., 1986. Compaction-induced earth pressures under K_0-conditions. *J. Geotech. Engrg.*112, 1–22.

Fan, S., Bienen, B., Randolph, M.F., 2018. Stability and efficiency studies in the numerical simulation of cone penetration in sand. *Géotechnique Letters* 8, 13–18.

Foglia, A., Abdel-Rahman, K., Wisotzki, E., Quiroz, T., Achmus, M., 2021. Large-scale model tests of a single pile and two-pile groups for an offshore platform in sand. *Can. Geotech. J.*58, 1825–1838.

Grabe, J. & König, F. (2004). Zur aushubbedingten Reduktion des Drucksondierwiderstandes. Bautechnik, Vol. 81, No. 7, pp. 569-577.

Kumar, N.S., Kumar, V., Deb, A., Roy, D., 2010. Finite element modelling of cone penetration in sand, in: Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing. CPT'10, Huntington Beach, California, USA

Liyanapathirana, D.S., 2009. Arbitrary Lagrangian Eulerian based finite element analysis of cone penetration in soft clay. Comput. Geotech. 36, 851–860.

Lu, Q., Randolph, M.F., Hu, Y., Bugarski, I.C., 2004. A numerical study of cone penetration in clay. Géotechnique 54, 257–267.

Niemunis, A., Herle, I., 1997. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mech. Cohes.-Frict. Mater.*, 2(4):279–299.

Puech, A., and Foray. P. 2002. Refined model for interpreting shallow penetration CPTs in sands. *Proc. Offshore Technology Conferenc*e, OTC 2002, Huston Texas, 14257

Senders, M., 2010. Cone resistance profiles for laboratory tests in sand, in: *Proc. 2nd Int. Conf. Cone Penetration Testing*, CPT10, Huntington Beach, California, USA. Paper No. 2-08.

Walker, J., Yu, H.S., 2006. Adaptive finite element analysis of cone penetration in clay. Acta Geotech. 1, 43–57.

Walker, J., Yu, H.-S., 2010. Analysis of the cone penetration test in layered clay. Géotechnique 60, 939–948.

von Wolffersdorff, P. -A., 1996, A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mech. Cohes.-Frict. Mater.*1, 251–271.

MISURE IN-SITU PER LO STUDIO DEL CONTRIBUTO DELLA VEGETAZIONE ALLA STABILITÀ DI VERSANTE: IL CASO STUDIO DI NOTTORIA (NORCIA, PG)

Andrea Lepri
Università degli Studi di Perugia, CIRIAF,
andrea.lepri@dottorandi.unipg.it
Alessandro Fraccica
Dipartimento per il Servizio Geologico d'Italia, ISPRA,
alessandro.fraccica@isprambiente.it
Manuela Cecconi
Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Perugia,
manuela.cecconi@unipg.it

Sommario

Il presente lavoro descrive alcuni risultati di uno studio volto a valutare l'effetto del taglio della vegetazione sui fenomeni franosi occorsi nei pressi del paese di Nottoria (Norcia, PG); in quest'area, nel 2012 e nel 2015 si verificarono due eventi di debris flow. È stata sviluppata una metodologia per valutare e interpretare la resistenza al taglio in situ dei terreni vegetati e appartenenti ai versanti che delimitano il canale di propagazione e l'area di innesco della colata detritica. Misure di ritenzione idrica sono state effettuate in situ ed in laboratorio per caratterizzare la risposta idro-meccanica dei terreni. Nell'interpretazione dei risultati per la valutazione del contributo della vegetazione alla stabilità di versante, si è fatto riferimento ad una formulazione in tensioni efficaci per i terreni parzialmente saturi e ad un modello proposto in letteratura per terreni radicati.

1. Introduzione

È ormai assodato nella letteratura scientifica che la vegetazione svolge un ruolo fondamentale nel controllo dell'erosione e nella protezione superficiale dei versanti. Data la complessità dei meccanismi e dei processi di interazione terreno-vegetazione-atmosfera, l'analisi degli effetti della vegetazione sulla protezione del terreno coinvolge diversi settori scientifici, che contribuiscono tutti allo studio e alla modellazione di aspetti specifici del comportamento dei terreni vegetati/radicati. Questi aspetti devono ancora essere compresi e considerati in una visione d'insieme, al variare delle condizioni al contorno, dei percorsi tensionali, e delle eventuali variazioni delle condizioni climatiche. Dalla letteratura emerge chiaramente che la vegetazione conferisce un evidente rinforzo meccanico al terreno (Fraccica et al. 2022; Fraccica et al. 2023; Karimzadeh et al., 2020); tuttavia, le principali proprietà fisiche e meccaniche dei terreni radicati (resistenza a taglio, rigidezza, conducibilità idraulica) sono fortemente influenzate dal tipo, dalla specie e dall'architettura delle radici. È certamente complesso poter disporre di una stima attendibile di queste caratteristiche, soprattutto in luoghi di difficile accesso e interessati da movimenti franosi, dove è ragionevole attendersi una naturale eterogeneità dei terreni, oltre che della vegetazione. Inoltre, le caratteristiche e le proprietà della vegetazione evolvono nel tempo, soprattutto durante la crescita dell'apparato radicale e a seguito di eventuali fenomeni di taglio della vegetazione (crescita,

sviluppo e decadimento delle radici). Pertanto, la risposta meccanica del materiale composito radici-terreno necessita di studi approfonditi che prevedano indagini e misure in situ. Attualmente, è in corso una ricerca a carattere sperimentale per quantificare il ruolo del taglio della vegetazione nell'attivazione di fenomeni di frana superficiale che hanno contribuito alla ricarica dei sedimenti nell'area sorgente dei fenomeni di debris flow verificatisi recentemente a Nottoria, a sud di Norcia (PG). Le immagini satellitari hanno rivelato che la foresta di faggi (Fig. 1), predominante nell'area circostante il canale di propagazione della colata detritica indagato, è stata sottoposta negli ultimi anni a un processo di taglio degli alberi (Fig. 2b), prima del verificarsi degli eventi franosi. In questa nota, si presentano i risultati della sperimentazione condotta fino ad oggi, in termini di proprietà fisiche, dei parametri di resistenza al taglio del terreno radicato e non, di resistenza a trazione delle radici; si propone una stima quantitativa del contributo della vegetazione e si illustrano brevemente le proprietà di ritenzione idrica del terreno radicato. Sono quindi presentati alcuni confronti tra i dati sperimentali ottenuti nell'area con tagli della vegetazione e nell'area di controllo (non tagliata), al fine di proporre una metodologia per la valutazione del ruolo che la deforestazione svolge nell'innesco di instabilità dei versanti.



Fig. 1. (1) foto della quercia di Nottoria; (2) faggi; (3) canale di erosione; (4) canale con deposito; (5) radici di faggio; (6) foglia di quercia; (7) foglia di faggio; (8) radici di faggio nel canale di erosione; (9,10) canale; (11) affioramento roccioso; (12) canale con faggi.

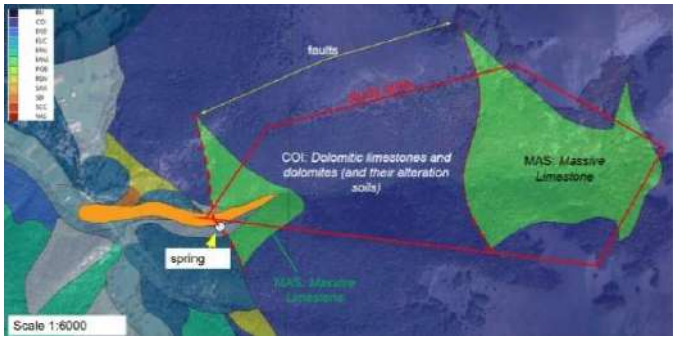
2. Contesto geologico

L'area di studio si trova a monte dell'abitato di Nottoria, all'interno di una zona caratterizzata da un complesso carbonatico costituito principalmente da calcari dolomitici e formazioni calcaree massive. Secondo l'Inventario dei fenomeni franosi in Italia (IFFI), il perimetro della colata detritica verificatasi nell'area di studio è presentato nella Fig. 2a (poligono arancione). I pendii che circondano l'area di origine della colata detritica sono coperti da un detrito originato dall'alterazione delle rocce calcaree. Il detrito è costituito da ciottoli calcarei in una matrice sabbiosa, che rappresenta il materiale coinvolto nei fenomeni franosi. Il contesto geologico è ulteriormente complicato dalla presenza di faglie dirette, che possono avere un ruolo nei flussi idrici sotterranei (Fig. 2a). Eventi significativi di debris flow si sono verificati nel 2012 e nel 2015, successivamente a eventi di pioggia e sono stati osservati spessori di accumulo fino a un metro, che hanno raggiunto il centro abitato. I canali di propagazione mostrano ancora chiari segni di erosione, con solchi profondi tra 1 e 2 m. Un'ulteriore criticità è emersa dall'analisi delle ortofoto storiche: tra il 2000 e il 2011, numerose porzioni di vegetazione sono state sottoposte a un intenso taglio, soprattutto in prossimità delle aree interessate dal movimento franoso.

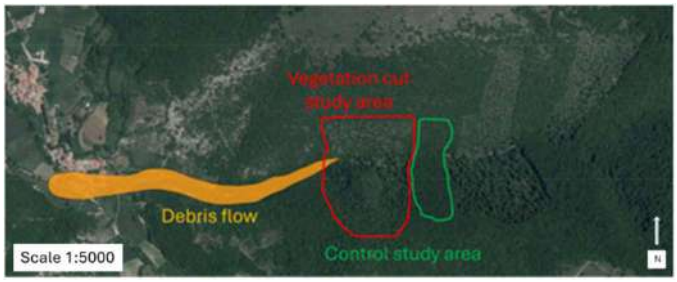
3. Proprietà fisiche e parametri di resistenza

I materiali detritici nell'area di studio (Fig. 3) sono classificabili come GW (ghiaia ben gradata) a SW (sabbia ben gradata). In media, le distribuzioni granulometriche dei campioni recuperati dall'area con

taglio della vegetazione (Fig. 2b, in rosso) mostrano un contenuto di sabbia inferiore a quelli provenienti dall'area di controllo (Fig. 2b, in verde). Oltre alla naturale eterogeneità del terreno in situ, il minore contenuto di sabbia nell'area interessata dal taglio della vegetazione può essere indice di un maggiore "*runoff*" superficiale e dell'occorrenza di fenomeni erosivi.



a)



b)

Fig. 2. a) Geologia dell'area, b) Aree indagate (con taglio della vegetazione, in rosso e area di controllo, in verde).

L'elevata eterogeneità del terreno in esame si riflette anche nell'ampia gamma di valori di carbonio organico presente (Tab. 3). I valori dell'indice dei vuoti sono stati stimati valutando il contenuto d'acqua gravimetrico del terreno in situ, assumendo una completa saturazione dopo intensi periodi di pioggia (Tab. 3). Indici dei vuoti superiori a 1, insieme ai loro valori minimi e massimi (Lepri et al. 2025), indicano una densità relativa del terreno medio-bassa. I valori della coesione e dell'angolo di attrito per il terreno non vegetato ("nudo") e quello vegetato sono stati stimati attraverso prove di taglio diretto (Lepri et al. 2025, v. Tab. 3).

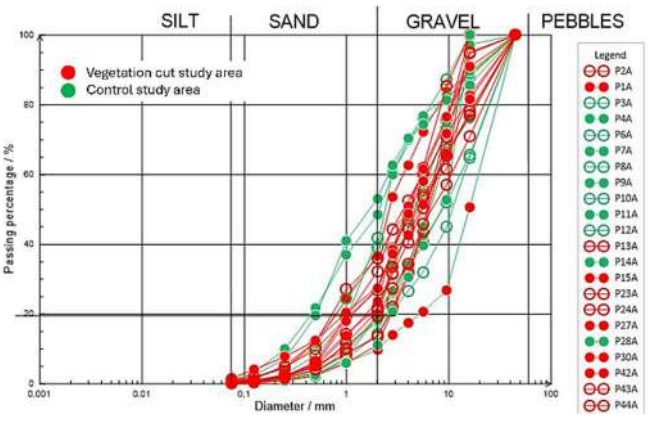


Fig. 3. Distribuzioni granulometriche dei campioni di terreno prelevati in situ: le curve rosse si riferiscono all'area tagliata, quelle verdi all'area non tagliata (da Fraccica et al., 2025).

Tab. 3. Proprietà fisiche e parametri di resistenza

proprietà/parametri	**valori**
densità dei grani solidi (Mg/m^3)	2.61^a – 2.28^b – 2.71^c
sostanza organica del materiale in-situ alla profondità 0.4m (%)	11^a – 29^b
indice dei vuoti in-situ (-)	1 – 1.5 ^{b,c}
contenuto d'acqua naturale (v. medio) in-situ (%) (*) area di studio tagliata (rossa) (**) area di controllo (verde)	22(*), 29 (**)
coesione ("bare"/vegetato): c'_{base}, $c'_{vegetato}$ (kPa)	30, 50
angolo d'attrito ("bare"/vegetato), ϕ'_{base} , $\phi'_{vegetato}$ (°)	31, 36

[a] *Colata detritica;* [b] *pendii in prossimità dell'area sorgente della colata detritica (terreno con sostanza organica);* [c] *pendii in prossimità dell'area sorgente della colata detritica (senza sostanza organica).*

4. Proprietà e architettura dell'apparato radicale

La foresta nel sito di studio è composta principalmente da faggi, con una rara presenza di querce. Il rinforzo meccanico dipende in primo luogo dalla resistenza a trazione e dall'architettura delle radici. Nei campioni di terreno prelevati in situ sono state rinvenute radici legnose con diametri variabili tra 0.5 e 2 mm; considerando un diametro medio delle radici di 1.25 mm, la resistenza a trazione desunta da studi di letteratura (si veda ad esempio Bischetti et al., 2009) risulta pari a 33 MPa. L'architettura radicale è comunemente rappresentata in letteratura dal rapporto di area radicata, $RAR = A_{radici}/A_{terreno\ radicato}$ variabile con la profondità. Per la tipologia di vegetazione presente in sito, il profilo RAR è quello disponibile in (Bischetti et al., 2009), come riportato nella Fig. 4. È possibile osservare che tale rapporto aumenta con la profondità fino a circa 0.4 m e poi diminuisce entro 1 m dal piano campagna. Una funzione polinomiale di 2° ordine ("media" in rosso nella figura), è stata scelta per interpolare i dati per la porzione di terreno più superficiale, z < 0.45 m (Bischetti et al., 2009).

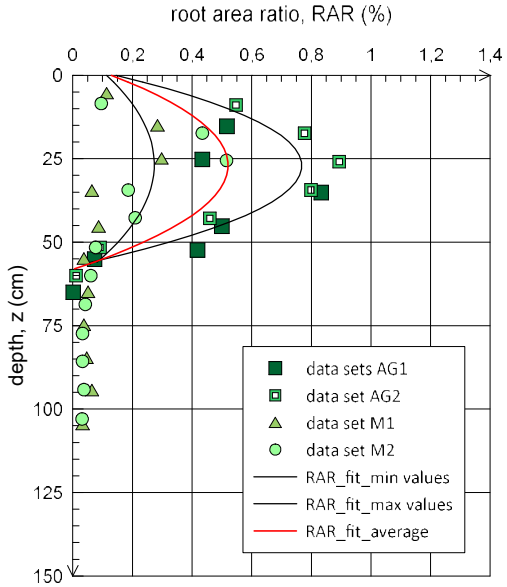


Fig. 4. Valori RAR del Faggio europeo (da Bischetti et al., 2009)

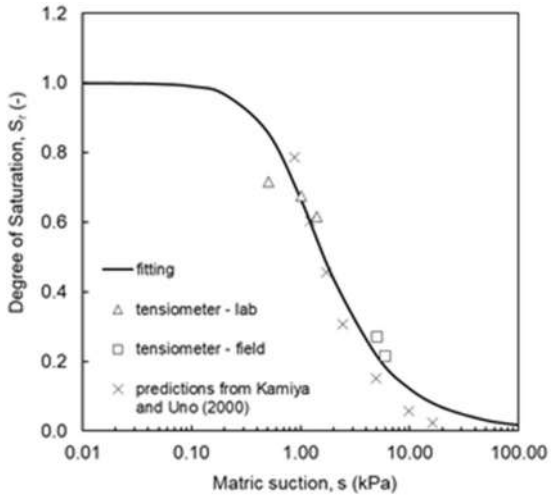


Fig.. 5 SWRC stimata per il terreno radicato attraverso il modello presentato da (Van Genuchten et al.,1980) a confronto con le misure di laboratorio e le prove in situ.

5. Proprietà di ritenzione idrica

In termini di ritenzione idrica, le proprietà idro-meccaniche dei terreni sono state investigate mediante misure in sito e in laboratorio eseguite con tensiometri a punta ceramica (lungo un percorso di "drying"). Si presentano alcuni risultati preliminari per il solo terreno vegetato, mentre è previsto un confronto tra suolo nudo ("bare") e terreno vegetato. I campioni per le determinazioni di laboratorio sono stati ricostituiti con un indice dei vuoti e = 1, sulla base delle valutazioni in situ. A causa della natura ghiaioso-sabbiosa dei detriti, il valore di ingresso dell'aria è compreso tra 0.1 e 1 kPa, con una capacità di ritenzione idrica molto scarsa nella successiva parte di desaturazione della curva. I risultati sperimentali sono stati adattati alla legge SWRC proposta da Van Genuchten et al. (1980):

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1+(\alpha s)^{n^*}]^{m^*}}, m^* = 1 - \frac{1}{n^*} \quad (1)$$

$$S_r = \frac{\theta}{n} \quad (2)$$

dove θ, θ_r e θ_s sono rispettivamente il contenuto volumetrico d'acqua, quello residuo (assunto pari a 0 per un SW - GW) e quello a saturazione ($\theta_s = n$ quando $S_r = 1$). Il contenuto volumetrico di acqua è legato al grado di saturazione Sr attraverso la porosità n (eq. 2). α, n* e m* sono i parametri di

adattamento del modello. I valori calibrati per questo studio sono: 1.2 kPa^{-1}, 1.84 e 0.46, rispettivamente. Le previsioni di ritenzione idrica sono state effettuate a partire da una curva di distribuzione granulometrica media (GSD) del materiale dello studio, utilizzando l'approccio proposto da (Kamiya and Uno, 2000) con un fattore di forma delle particelle $K_s = 10$, che rappresenta un terreno con grani di forma angolare. Le previsioni risultano in buon accordo con le misure.

6. Misure di Corkscrew in situ

Sono state effettuate misure in situ del tipo "corkscrew test". Questa prova (Meijer et al., 2018) consente di misurare la resistenza all'estrazione, per mezzo di una vite ad elica inserita nel terreno a profondità crescenti. Per ciascuna prova, vengono eseguiti tre steps di avanzamento: 0-125 mm, 125-250 mm, 250-375 mm, salvo l'impossibilità di effettuare misurazioni a causa del raggiungimento del bedrock. Alla profondità stabilita, la vite viene estratta e la resistenza allo sfilamento offerta dal terreno radicato viene misurata con una cella di carico (vedi Fig. 6). La resistenza massima al taglio che si sviluppa all'interfaccia vite-suolo, τ_{cork}, è calcolata attraverso l'eq. (3):

$$\tau_{cork} = \frac{T_{max}}{\pi d_{cs} H_{cs}} \qquad (3)$$

dove T_{max} è la massima forza di estrazione misurata dalla cella di carico, d_{cs} è il diametro della vite (40 mm) e H_{cs} è la lunghezza della vite (125 mm). I risultati ottenute dalle prove di cork sono riportati nella (Figura 7), in termini di incremento di resistenza al taglio $\Delta\tau_{roots}$ indotta dalle radici in funzione della tensione verticale efficace σ'_v. Queste quantità sono state calcolate come segue:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_a + S_r s \qquad (4)$$

$$\Delta\tau_{roots} = \tau_{cork} - \sigma'_h \tan\varphi'_{bare} \qquad (5)$$

I valori di suzione, s, nell'eq. 4) sono stati stimati dalla SWRC rappresentata in Fig. 5, mentre il grado di saturazione, S_r, è stato calcolato assumendo valori medi dell'indice dei vuoti e = 1.52 e G_s = 2.495 rispettivamente (Fraccica et al., 2025). Coerentemente con la Fig. 2b, i simboli rossi della Fig. 7 si riferiscono alle misure di *cork* effettuate nelle aree in cui la vegetazione ha subito dei tagli, mentre i simboli verdi sono relativi alle aree di controllo. I simboli in grigio/bianco rappresentano i valori di $\Delta\tau_{roots}$ calcolati seguendo alcuni approcci consolidati in letteratura (ad es: Bischetti et al., 2009, Wu, 2013, Mao, 2022), per quantificare il rinforzo meccanico delle radici avvalendosi dell'eq. 6, in cui i valori presunti di RAR derivano dall'adattamento medio tracciato nella Fig. 4:

$$\Delta\tau_{roots}(z) = k'k''RAR(z)t_r \qquad (6)$$

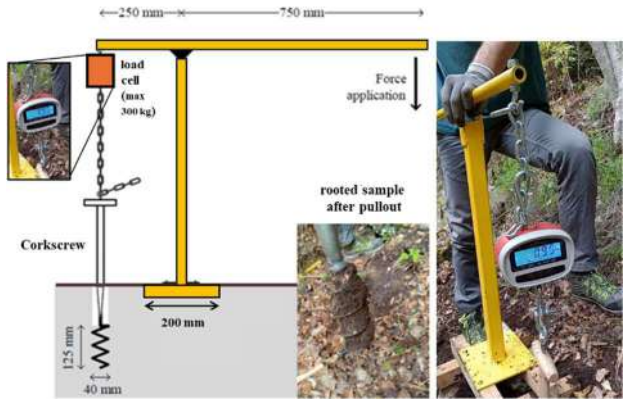


Fig. 6. Sistema a leva e Corkscrew (adattato da Meijer, 2018).

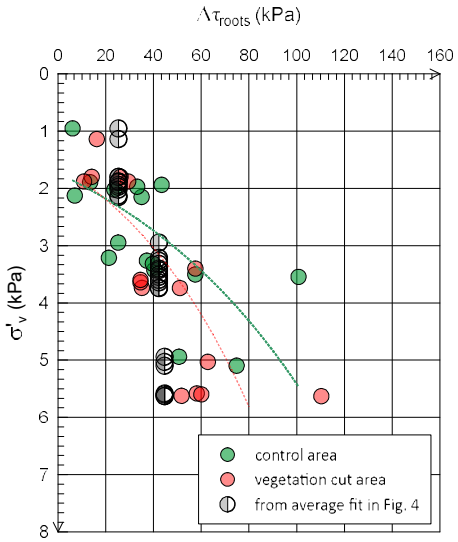


Fig. 7. Rinforzo meccanico $\Delta\tau_{roots}$ vs. σ'_v (simboli rossi per area con tagli della vegetazione; simboli verdi per aree di controllo, v. anche Fig. 2).

L'eq.ne 6) prevede implicitamente che la rottura delle radici avvenga simultaneamente. Per il coefficiente *k'* si è assunto un valore unitario (Bischetti et al., 2009), mentre *k''* è stato stimato dal confronto tra le previsioni dell'eq. (5) e dell' eq. (6), basato su una regressione ai minimi quadrati. Ne è risultato un valore $k'' = 0.265$, leggermente inferiore ai valori riportati in letteratura, secondo cui k'' varia nell'intervallo 0.32 – 1.00. I dati sperimentali mostrano che il rinforzo radicale aumenta con la profondità, entro i primi 40 cm dalla superficie, in accordo con l'aumento del RAR, nello stesso intervallo di profondità, riscontrato in letteratura (Bischetti et al., 2009) per il tipo di vegetazione presente nell'area di studio. Il rinforzo radicale è maggiore nell'area "non tagliata" (Fig. 7); in altri termini, la diminuzione di resistenza nell'area tagliata potrebbe essere stata indotta da un minore contenuto radicale dovuto alla morte delle radici indotta dal taglio della vegetazione.

7. Conclusioni

In questa nota si sono presentati alcuni dei risultati di una ricerca in corso, che ha l'obiettivo primario di quantificare gli effetti del taglio della vegetazione come ulteriore fattore predisponente l'instabilità dei versanti intorno all'area di origine delle colate detritiche occorse nell'area di studio.

Bibliografia

A. Fraccica, E.E. Romero Morales, T. Fourcaud, "Large cell triaxial tests of a partially saturated soil with vegetation" *In E3S Web of Conferences, **382**, 05005*. EDP Sciences (2023).

A. Fraccica, E. Romero, T. Fourcaud "Tensile strength of a compacted vegetated soil: Laboratory results and reinforcement interpretation", *Geomechanics for Energy and the Environment,* **30**, 100303 (2022).

A.A. Karimzadeh, A. K. Leung, S. Hosseinpour, Z. Wu, P. Fardad Amini, "Monotonic and cyclic behaviour of root-reinforced sand", Canadian Geotechnical Journal, **99**(999), 1915-1927. (2021) https://doi.org/10.1139/cgj-2020-0626.

A. Lepri, A. Fraccica V. Tagarelli, J. Vaunat, M. Cecconi, "Some remarks on the possible effects of vegetation cutting on the triggering of debris flows in Central Italy", *Proc. of the 9th International Symposium for Geotechnical Safety and Risk (ISGSR 2025), Oslo, August 2025, in print.* (2025).

A. Stokes, C. Atger, A. G. Bengough, T. Fourcaud, R. C. Sidle, "Desirable plant root traits for protecting natural and engineered slopes against landslides", *Plant and soil*, **324**, 1-30 (2009).

A. Fraccica, A. Lepri, N. Papini and M. Cecconi, "On the measurement of in situ unsaturated shear strength of a beech-rooted soils" , EUNSAT2025 with BGE - 5th European Conference on Unsaturated Soils (2025).

G. B. Bischetti, E. A. Chiaradia, T. Epis, E. Morlotti. Root cohesion of forest species in the Italian Alps. *Plant and soil*, ***324***, 71-89 (2009).

M. T. Van Genuchten, "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils", *Soil Science Society of America Journal*, **44**(5), 892-898 (1980).

K. Kamiya, T. Uno, "Grain size and void diameter distributions of sands", in: Unsaturated soils for Asia. Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils, UNSAT-ASIA 2000, Balkema, 18-19 May, 2000, Singapore, 399-404, (2000).

G. J. Meijer, A. G. Bengough, J. A., Knappett.K. W. Loades, B. C. Nicoll, "In situ measurement of root-reinforcement using the corkscrew extraction method", *Can. Geotech. J., **55** (10),* 1372–1390. https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0344 (2018).

T.H. Wu, "Root reinforcement of soil: review of analytical models, test results, and applications to design". Can. Geotech J **50**,259–274 (2013).

Z. Mao. "Root reinforcement models: classification, criticism and perspectives". *Plant Soil* **472**, 17–28 (2022). https://doi.org/10.1007/s11104-021-05231-1

A. L. Öberg, G. Sällfors G "Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve". Geotech Test J **20**(1), 40–48. (1997) https://doi.org/10.1520/GTJ11419J

Lepri A., Fraccica A., Cencetti C., and Cecconi M., "A preliminary study on the possible effect of deforestation in debris flows deposits", EGU24-15726, Vienna, Austria, 14–19 Apr 2024.

RIUSO DI TERRENI CONDIZIONATI PROVENIENTI DA SCAVI MECCANIZZATI

Manuel Altieri
Dipartimento di Scienze della Terra, dell'Ambiente e delle Risorse
manuel.altieri@unina.it

Enza Vitale
Dipartimento di Scienze della Terra, dell'Ambiente e delle Risorse
enza.vitale@unina.it

Giacomo Russo
Dipartimento di Scienze della Terra, dell'Ambiente e delle Risorse
giarusso@unina.it

Sommario

Il condizionamento dei terreni è una pratica comune durante lo scavo di gallerie con metodo meccanizzato. Il presente studio si colloca nell'ottica di un possibile riutilizzo di tali materiali di scarto mediante stabilizzazione con leganti. Nella nota sono riportati alcuni risultati di una attività sperimentale finalizzata alla comprensione degli effetti indotti da due agenti condizionanti e dalla calce sulla modifica dello stato di aggregazione di un terreno preparato ad elevato contenuto d'acqua. La sperimentazione è stata condotta mediante l'esecuzione di prove di sedimentazione su campioni condizionati e trattati con calce.

1. Introduzione

Il riutilizzo dei terreni di scavo rappresenta un aspetto cruciale per la sostenibilità delle grandi infrastrutture, il cui obiettivo è ridurre al minimo l'approvvigionamento di materie prime mediante la valorizzazione dei materiali di scarto. Nello studio si intende approfondire la possibilità di un riuso dei terreni a grana fina provenienti dallo scavo di gallerie con il metodo meccanizzato mediante trattamento con leganti. Nello scavo meccanizzato con il sistema EPBM (Earth Pressure Balance Method), la miscela di terreno di scavo, acqua e agenti condizionanti (polimeri e tensioattivi) è potenzialmente una importante fonte di materiale destinato al riuso. I terreni condizionati estratti dal fronte di scavo presentano caratteristiche fisiche e meccaniche significativamente modificate rispetto al terreno naturale. Il condizionamento rende il terreno plastico, simile ad un fango tissotropico con una permeabilità ridotta ed una resistenza al taglio variabile in funzione del tipo e della quantità di condizionante utilizzato (Peila D. 2014, Peila et al. 2016).
L'attività di ricerca proposta ha l'obiettivo di studiare gli effetti indotti dall'addizione di agenti condizionanti di diversa natura e dalla calce sulla modifica dello stato di aggregazione e dunque delle proprietà fisiche del terreno condizionato e/o trattato.

2. Attività sperimentale

2.1 Materiali

L'indagine sperimentale è stata svolta utilizzando come materiale di riferimento un'argilla artificiale di nota composizione mineralogica, il Caolino Speswhite, costituita principalmente dal minerale argilloso della caolinite. Le caratteristiche principali sono riportate in *tabella 1*.
Il condizionamento del terreno è stato effettuato utilizzando due tensioattivi di diversa composizione chimica, identificati come T1 e T2. Sono stati aggiunti nel terreno considerando una quantità del 10%.
Ai fini del trattamento con calce, è stato utilizzato ossido di calcio (CaO) a granulometria fine e reattività controllata.

Proprietà del Caolino Speswhite	
Dimensioni dei granuli (%)	
Residuo a 300 mesh	0,02
≥ 10 μm	0,5
≤ 2 μm	76-83
Gravità Specifica	2,6
Area Superficiale (m^2/g)	1,4
pH	5,5
L_L (%)	70
L_P (%)	32
I_P (%)	38
Fluorescenza ai raggi X (XRF)	
SiO_2 (%)	47
Al_2O_3 (%)	38

Tabella 1: Proprietà fisiche e composizione mineralogica del Caolino Speswhite

2.2 Procedure sperimentali

Per indagare gli effetti indotti dagli agenti condizionanti e dalla calce sulla modifica della chimica dell'acqua di porosità e dello stato di aggregazione delle particelle, sono state condotte misure di pH e prove di sedimentazione su diverse miscele a base di caolino, condizionanti e calce. Durante la prova di sedimentazione è stata monitorata l'altezza della sospensione nel tempo e le misure sono state effettuate secondo la procedura descritta da Pane (1985). Un tipico andamento della curva di sedimentazione è riportato in *figura 1* (Vitale *et al*. 2016). Il periodo di induzione (induction period) è un parametro rappresentativo dei meccanismi di mutua interazione tra le particelle e pertanto indicativo del tipo di comportamento esibito dal sistema. Per ciò che riguarda l'altezza finale della sospensione H, in un sistema in cui predomina la mutua associazione delle particelle, H cresce all'aumentare del grado di flocculazione. Nella *tabella 2* è riportato l'elenco delle sospensioni analizzate.

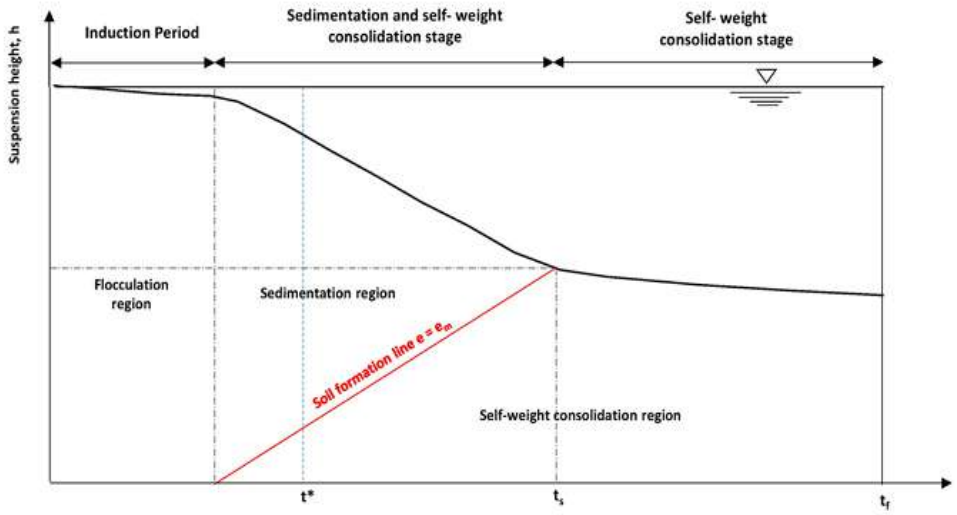


Fig.1: andamento della curva di sedimentazione (Vitale et al. 2016)

Id	Mix	pH
K	Kaolin	8,6
K(T1)	Kaolin + 10% Conditioning agent T1	8,5
K(T1) _3CaO	Kaolin + 10% Conditioning agent T1 + 3 % CaO	12,3
K(T2)	Kaolin + 10% Conditioning agent T2	8,12
K(T2) _3CaO	Kaolin + 10% Conditioning agent T2 + 3 % CaO	12,1

Tabella 2: Miscele con Caolino Speswhite, agenti condizionanti e calce

3. Risultati

In *figura 2* sono riportati gli andamenti delle curve di sedimentazione determinate su campioni di caolino naturale, caolino condizionato (con agente T1) e condizionato e trattato con calce. I risultati sono stati ottenuti diagrammando l'altezza della sospensione in funzione del tempo.

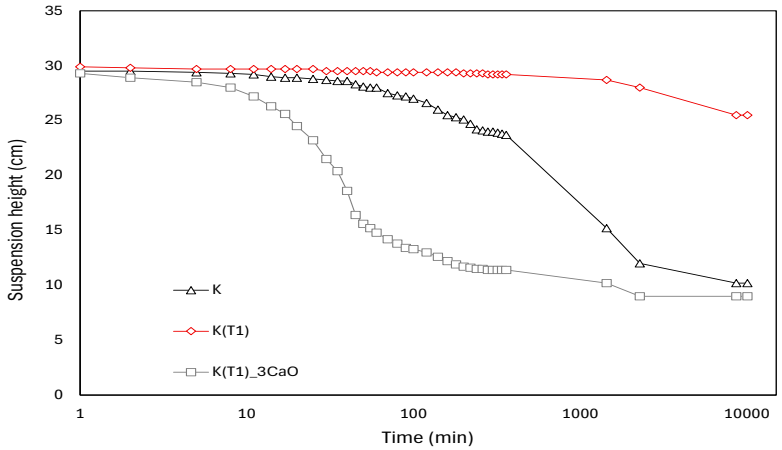


Fig. 2: curve di sedimentazione delle miscele a base di caolino, caolino + 10 % agente condizionante T1, caolino + 10 % T1 + 3 % CaO

In *figura 3* sono riportate le tre curve di sedimentazione relative al caolino naturale, al caolino condizionato con agente T2 e caolino condizionato e trattato con calce.

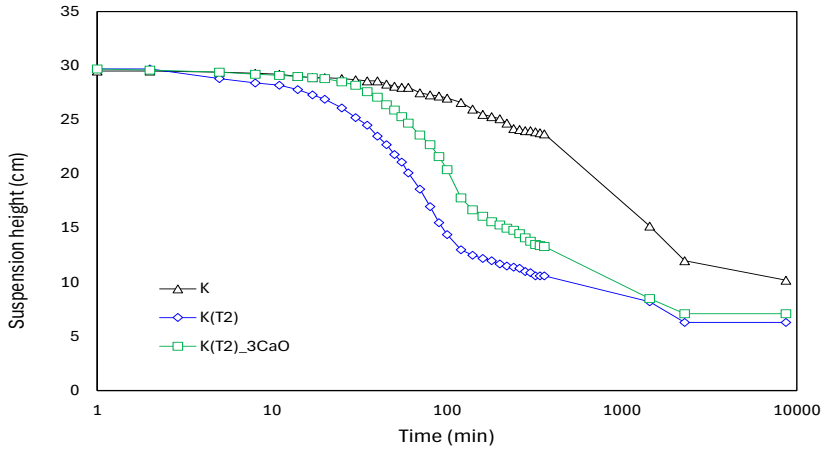


Fig. 3: curve di sedimentazione delle miscele a base di caolino, caolino + 10 % agente condizionante T2, caolino + 10 % T2 + 3 % CaO

Dai risultati ottenuti si può notare come il caolino naturale (K) presenti il comportamento tipico di un sistema flocculato. A seguito dell'addizione dell'agente condizionante T1 il sistema (K(T1)) si presenta disperso, caratterizzato da un periodo di induzione notevolmente esteso e una velocità di sedimentazione decisamente bassa. Di contro, l'aggiunta di calce al caolino condizionato (K(T1) _3CaO) determina una significativa riduzione del periodo di induzione con un conseguente incremento della velocità di sedimentazione delle particelle e dell'altezza finale del sedimento. Diversa è l'evoluzione del sistema a seguito dell'addizione del condizionante T2 al caolino. La curva K(T2) rispetto al caolino naturale (*figura 3*) presenta un comportamento tipico di un sistema flocculato, caratterizzato da un periodo di induzione più breve, ad indicare una maggiore capacità del sistema nel favorire l'aggregazione delle particelle con conseguente aumento della velocità di sedimentazione nel tempo. L'addizione di calce al caolino condizionato (K(T2)10_3CaO) determina un leggero aumento del periodo di induzione sebbene non si riscontrino differenze significative in termini di altezza finale del sedimento rispetto al solo campione condizionato.

4. Osservazioni conclusive

L'indagine sperimentale condotta ha consentito una analisi degli effetti indotti da due condizionanti e dalla successiva addizione di calce sullo stato di aggregazione delle particelle solide di un terreno mediante l'esecuzione di prove di sedimentazione. L'aggiunta di additivi al terreno altera profondamente la chimica dell'acqua di porosità in termini di pH, favorendo lo sviluppo di reazioni di interazione elettrochimica che modificano completamente la microstruttura del materiale e di conseguenza le sue caratteristiche fisiche. I risultati ottenuti hanno messo in evidenza che i due condizionanti hanno effetti differenti in termini di aggregazione delle particelle. In particolare, l'agente condizionante T1 ha un effetto disperdente, le particelle, infatti, restano in sospensione per intervalli temporali elevati. Si osserva invece un effetto opposto con l'utilizzo del condizionante T2, che funge da flocculante, permettendo una più veloce deposizione degli aggregati di particelle. Notevoli differenze in termini di aggregazione delle particelle si riscontrano a seguito dell'addizione della calce, soprattutto nella miscela realizzata con l'agente T1. L'aggiunta della calce favorisce, in entrambe le miscele di caolino condizionato, lo sviluppo di un fenomeno di flocculazione più spinto evidenziato dall'aumento

dell'altezza finale del sedimentato.

Bibliografia

Pane, V., 1985. Sedimentation and Consolidation of Clays. Department of Civil Engineer ing, University of Colorado, Boulder (PhD thesis).

Peila D., 2014. Soil conditioning for EPB shield tunnelling. KSCE J Civil Eng 18(3):831–836.

Peila D., Picchio A., Martinelli D., Negro E.D., 2016. Laboratory tests on soil conditioning of clayey soil. Acta Geotech. https://doi.org/10.1007/s11440-015-0406-8.

Vitale, E., Deneele, D., Russo, G., Ouvrard. Short-term effects on physical properties of lime treated kaolin, Applied Clay Science, 2016, 132–133, 223-231, ISSN 0169-1317, https://doi.org/10.1016/j.clay.2016.04.025.

STUDIO NUMERICO DELL'EFFICIENZA DI UN MURO GEOTERMICO PER LO STOCCAGGIO DI CALORE NEL SOTTOSUOLO

Maria Romana Alvi
Politecnico di Torino
maria.alvi@polito.it

Alessandra Insana
Politecnico di Torino
alessandra.insana@polito.it

Marco Barla
Politecnico di Torino
marco.barla@polito.it

Sommario

Le geostrutture energetiche possono svolgere un ruolo significativo per la decarbonizzazione del settore del riscaldamento e raffrescamento degli edifici, per cui è necessaria l'adozione di soluzioni tecnologiche che siano adeguate sia alle nuove costruzioni che a quelle esistenti. Le geostrutture energetiche sfruttano il sottosuolo come un serbatoio da cui attingere d'inverno per estrarre calore e trasferirlo agli edifici e in cui immagazzinare il calore in eccesso durante l'estate. Nel 2019 è stato realizzato al Politecnico di Torino un prototipo di parete energetica sotterranea, chiamato GeothermSkin. Il circuito geotermico del prototipo è stato integrato al circuito dei collettori solari termici installati sull'edificio mediante due serbatoi di accumulo attraverso cui il calore viene stoccato ed estratto grazie ad una serie di tubazioni aggiuntive al cui interno scorre un fluido termovettore. Lo scopo di tale integrazione è esplorare l'accumulo di calore solare ad alta e bassa temperatura nel sottosuolo e l'eventuale ricarica termica del terreno. Per studiare la fattibilità del sistema, è stato creato un modello numerico 3D termo-idraulico nel quale le proprietà geotermiche del sottosuolo sono state calibrate sulla base di dati sperimentali. Successivamente sono stati considerati diversi scenari operativi per identificare le modalità di accumulo più efficaci e individuare in via preliminare i parametri più influenti sulle prestazioni del sistema e di cui tener conto in fase di progettazione.

1. Introduzione

Per raggiungere gli obiettivi energetici e climatici che ha posto l'Unione Europea (UE), occorre sviluppare o impiegare tecnologie che permettano la decarbonizzazione del settore edile, eliminando l'uso dei combustibili fossili in quanto, secondo la 'Direttiva sulla Performance Energetica degli edifici' (EU/2024/1275), due terzi dell'energia consumata nel riscaldamento e raffrescamento degli edifici proviene da questi. Ciò deve coinvolgere non solo le nuove costruzioni, ma anche quelle esistenti, in quanto attualmente il 75 % degli edifici nell'UE è inefficiente sul piano energetico.
In questo contesto, soprattutto negli ultimi anni, è cresciuto l'interesse verso le geostrutture energetiche data la loro duplice funzione di supporto strutturale e scambiatore di calore, grazie all'impiego di serpentine idrauliche installate nelle o sulle parti strutturali con all'interno un fluido termovettore che

scorrendo trasporta calore (Barla e Insana, 2023). Tali strutture possono essere applicate in contesti urbani e non urbani, sia sulle nuove costruzioni che su quelle esistenti, inserendosi come opere di retrofitting energetico all'interno di interventi di ristrutturazione (Barla et al., 2025). Oltre alla produzione di energia termica pulita e proveniente da una fonte rinnovabile, possono essere impiegate anche per lo stoccaggio del calore in eccesso, come può esser quello solare (la cui domanda energetica si riduce nettamente nei periodi di maggiore produzione, finendo per non esser utilizzato). Così facendo, ne trarrebbe beneficio anche il rendimento della geostruttura energetica durante la successiva fase di estrazione del calore.
Per ottenere informazioni preliminari sul comportamento di una geostruttura energetica integrata con altri fonti di energia ai fini di stoccaggio di calore, è stato realizzato un modello 3D termo-idraulico del prototipo GeothermSkin, ovvero un muro geotermico esistente non troppo profondo i cui circuiti sono integrati a quelli dei collettori solari termici, per l'esecuzione di analisi predittive termo-idrauliche sotto l'ipotesi di diverse condizioni di funzionamento.

2. Il concetto e prototipo di GeothermSkin

La soluzione di GeothermSkin è nata con l'intenzione di trasformare le superfici interrate degli edifici in sistemi di approvvigionamento geotermico con l'obiettivo di soddisfare in parte o del tutto i requisiti energetici. La tecnologia viene realizzata installando e fissando una serie di circuiti idraulici, della tipologia comunemente adottata nei sistemi di riscaldamento a pavimento, direttamente sulla superficie esterna delle porzioni interrate. La tecnologia è dunque altamente versatile e in grado di adattarsi a tutte le geometrie e costruzioni, anche a quelle esistenti che adottano sistemi di riscaldamento e raffrescamento tradizionali, il cui numero nelle aree urbane risulta molto elevato. L'installazione può avvenire anche in maniera modulare, realizzando più circuiti adiacenti collegati in serie o parallelo, sfruttando semplice circuiteria idraulica come valvole a sfera. Questa caratteristica rappresenta un vantaggio laddove dovessero insorgere danni o perdite localizzate nei singoli moduli, in quanto sarebbe possibile escludere i moduli danneggiati senza compromettere l'intera funzionalità del sistema.

2.1 Il prototipo del Politecnico di Torino

La prima realizzazione di questa tecnologia è avvenuta nel 2019 nell'edificio Energy Center, appartenente al Campus del Politecnico di Torino (Baralis e Barla, 2021). Poiché l'edificio era esistente precedentemente all'installazione del prototipo, è stato prima necessario mettere a nudo la parete interrata. Inizialmente il prototipo era composto di tre moduli geotermici di altezza 4.60 m e larghezza 2.5 m con serpentine disposte sia orizzontalmente che verticalmente. Le tubazioni sono in materiale polimerico (polietilene reticolato, Pe-Xa) e hanno un diametro esterno di 20 mm, spessore di 2 mm e una conducibilità termica di 0.38 $W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$ con rugosità di 0.007 mm; la loro posa e fissaggio sulla parete esterna è avvenuta sfruttando dei cavallotti metallici spaziati 75 cm. Il fluido all'interno è una miscela di acqua e glicole propilenico (25% in volume) con un punto di congelamento di -10 °C. Attraverso dei fori realizzati sul muro a 55 cm dalla superficie del terreno, i circuiti di ogni modulo raggiungono l'intercapedine che si trova a tergo del muro e si collegano al collettore idraulico da cui partono le tubazioni di mandata e ritorno (realizzate in polietilene) verso la pompa di calore. Quest'ultima è una macchina termica che mette in comunicazione il circuito primario (quello geotermico) e il secondario (dell'utente) regolando il trasferimento di calore tra i due circuiti in base ai carichi termici dell'edificio e alle esigenze dell'utente. Nella primavera del 2025, sono state apportate delle modifiche idrauliche al prototipo aggiungendo nuovi circuiti geotermici e predisponendo una connessione tra il campo geotermico e quello solare che permetta il trasferimento del calore raccolto mediante i collettori solari (ubicati sul tetto dell'edificio) nel terreno in base alle scelte dell'utente (Fig. 1). Lo stoccaggio di calore nel terreno potrà avvenire sia a basse che ad alte temperature e in periodi definiti dall'utente, grazie ad un sistema di automazione sviluppato ad hoc.

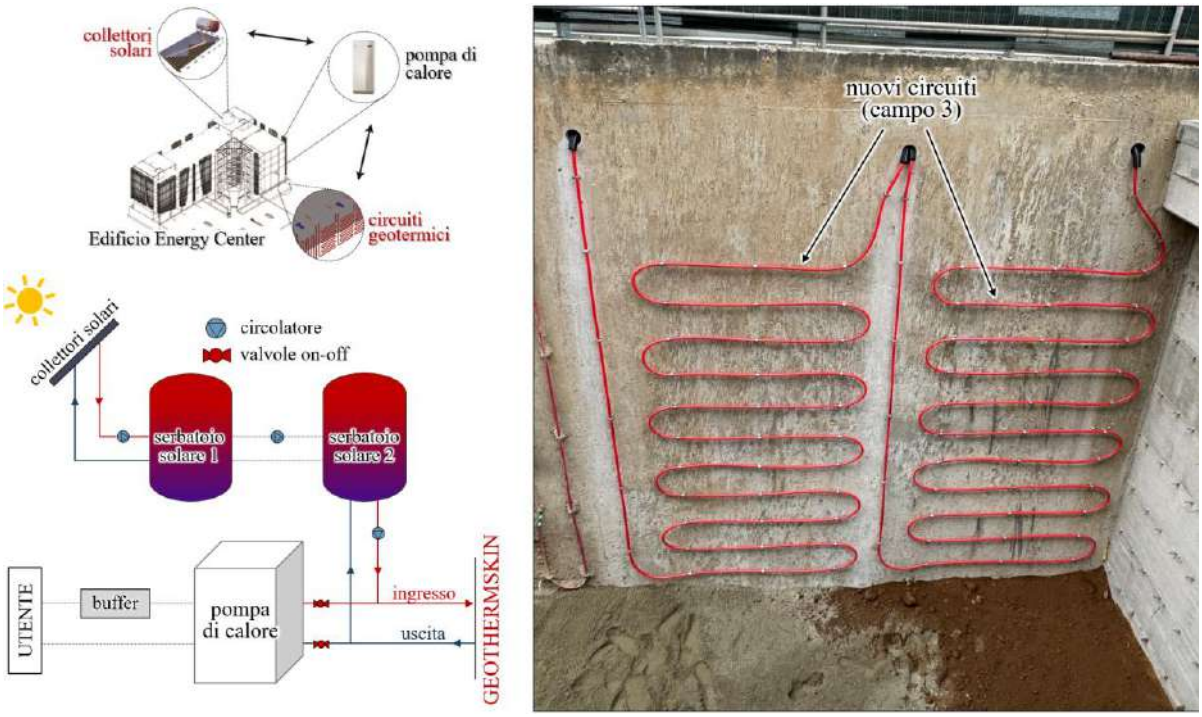


Fig 1. Prototipo Geothermskin: schema con indicazione delle componenti di tutto il prototipo (a sinistra); b) nuovi circuiti idraulici orizzontali (campo 3, a destra).

3. Modellazione numerica

È stato realizzato un modello 3D termo-idraulico nel software COMSOL Multiphysics® v. 6.2 (COMSOL, 2023), riproducendo solo i due circuiti sviluppati orizzontalmente.
Per calibrare le proprietà geotermiche del terreno e validare il modello numerico, sono stati utilizzati i risultati di monitoraggio di campagne sperimentali precedenti (Nguyen, 2020; Baralis e Barla, 2021), con riferimento ai soli circuiti modellati. È stata considerata sia una prova in riscaldamento che in raffrescamento, con i circuiti connessi una volta in parallelo e una volta in serie. Le tubazioni sono state modellate sfruttando elementi monodimensionali ai quali è stata assegnata rugosità, spessore, diametro e conducibilità termica. Le proprietà assegnate al fluido termovettore (miscela di acqua e glicole), invece, sono state calcolate con riferimento alla temperatura media d'ingresso del fluido durante le prove considerate. Sulla base dai dati registrati dai sensori di umidità presenti nel terreno, sono state variate sia le proprietà geotermiche del terreno che il contenuto di acqua e aria nei pori e sono stati paragonati i dati di monitoraggio e quelli numerici in termini di temperature di uscita del fluido termovettore dalle tubazioni e temperatura del terreno in punti a varie profondità e distanze dal muro geotermico. Le proprietà geotermiche del terreno (riporti antropici assimilabili a sabbia con limo) risultanti dalla fase di validazione e che sono adottate per le successive analisi numeriche sono riassunte nella Tabella 1, assieme a quelle degli altri materiali, quali calcestruzzo, aria contenuta nei vuoti del terreno e fluido termovettore (alla temperatura di 20 °C, corrispondente al valore medio in ingresso considerando sia la prova di riscaldamento che raffrescamento).

Tabella 1. Proprietà termiche del terreno e degli altri materiali del modello numerico mostrato in Figura 2.

	Conducibilità termica [$W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$]	Calore specifico [$J \cdot kg^{-1} \cdot K^{-1}$]	Densità [$kg \cdot m^{-3}$]
Terreno, strato 1	1.41	790.35	2224.08
Terreno, strato 2	0.75	860.6	2224.08
Terreno, strato 3	2.48	860.6	2224.08
Aria	0.026	1000	1.23
Calcestruzzo	1.12	916.9	2388.46
Fluido termovettore	0.47	3917	1023.44

Dopo la fase di calibrazione, sono state eseguite analisi numeriche con lo scopo di investigare lo stoccaggio di calore a bassa e alta temperatura e in certi periodi di tempo in modo da individuare i fattori più significativi e le migliori condizioni operative per aumentare la resa energetica della geostruttura durante la fase di estrazione di calore. Innanzitutto, è stata ottenuta la distribuzione iniziale della temperatura del sottosuolo applicando per tre anni e mezzo (da gennaio fino ad inizio giugno) la temperatura mensile dell'aria esterna di Torino (misurata nella stazione meteo di ARPA più vicina al sito sperimentale) alla superficie del modello corrispondente alla superficie del terreno, applicando un coefficiente di scambio termico pari a 15 $W \cdot m^{-2} \cdot K^{-2}$ che tiene in conto sia dello scambio termico per convezione che radiazione. Alla base del modello, invece, è stata imposta la temperatura costante di 15 °C, ritenuto il valore indisturbato di temperatura del sottosuolo nelle zone urbane di Torino (Zaniboni et al., 2025). Durante questa prima fase, la geostruttura energetica è stata supposta esser inattiva, senza che vi fosse alcun flusso nelle tubazioni. Dopo aver inizializzato termicamente il sottosuolo, sono stati riprodotti diversi scenari di stoccaggio di calore e di attivazione termica della geostruttura, durante i quali è stata adottata una connessione in serie per le tubazioni di scambio dei due moduli. La geometria 3D del modello e le condizioni al contorno applicate nelle successive analisi termo-idrauliche sono mostrate in Fig 2.

Sono state assunte tre tipologie di funzionamento durante l'estate (considerata dal 1° giugno al 30 settembre), denominate A1, A2 e A3 come indicato nella Tabella 2. Ogni scenario estivo è stato seguito da un periodo di inattività, fino al 23 ottobre, in cui non è stato previsto alcun funzionamento della geostruttura. In seguito ad ogni scenario estivo, sono stati ipotizzati e studiati 4 scenari invernali (B1, B2, B3 e B4) in cui sono sempre previste 13 h di funzionamento giornaliero del muro energetico per estrarre calore dal terreno, ma con diverso funzionamento notturno. Gli scenari stagionali sono riassunti in Tabella 2.

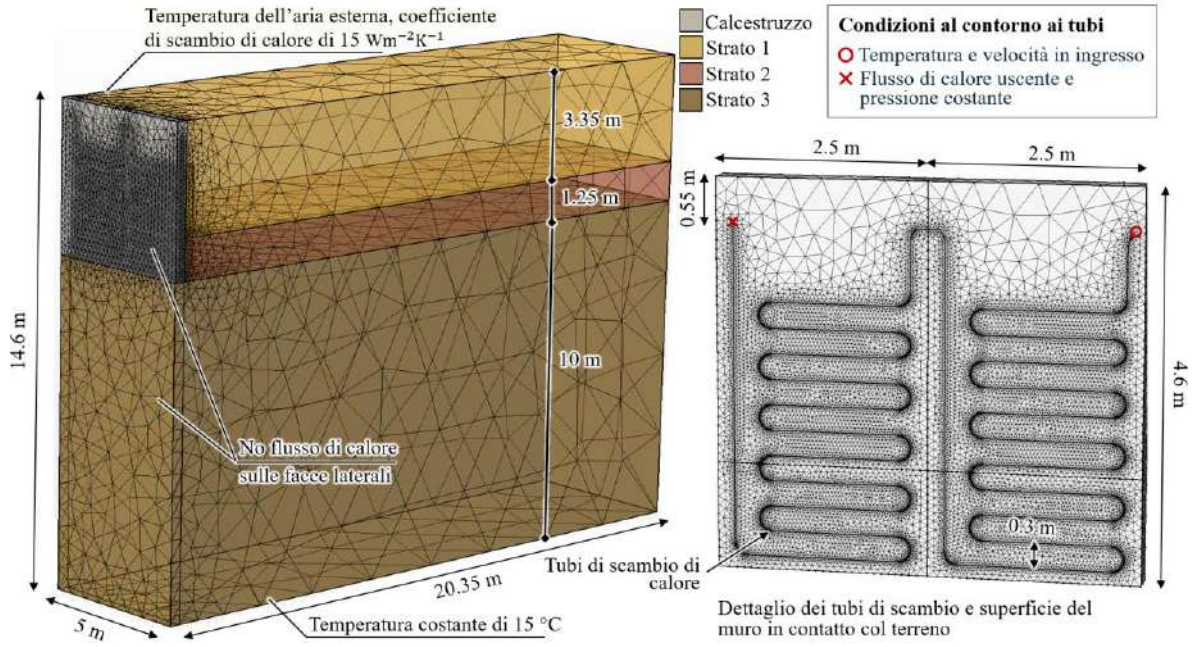


Fig 2. Geometria del modello numerico termo-idraulico e dettaglio del muro geotermico e tubazioni di scambio con indicazione delle condizioni al contorno.

Tabella 2. Scenari stagionali (estivi e invernali) simulati .

Stagione	Nome	Periodo	Funzionamento della geostruttura energetica	
Estate	A1	1 giugno – 30 settembre	Nessuno	
	A2		Raffrescamento (7 h al giorno con T di 28 °C)	
	A3		Stoccaggio (7 h al giorno con T di 60 °C)	
Inverno	B1	23 ottobre – 7 aprile	Estrazione di calore (13 h al giorno con T di 4 °C)	-
	B2			+ 4 h di stoccaggio a 25 °C
	B3			+ 4 h di stoccaggio a 35 °C
	B4			+ 4 h di stoccaggio a 55 °C

I risultati in termini di energia termica estraibile al termine della stagione invernale mediante la geostruttura energetica in tutti gli scenari ipotizzati sono riportati in Fig. 3, assieme alla distribuzione delle temperature sulla superficie del muro a contatto con il terreno negli scenari A3+B1 e A3+B3. Indipendentemente dallo scenario di funzionamento adottato durante la stagione estiva, la performance della geostruttura energetica nella stagione di riscaldamento aumenta notevolmente nel caso vi sia anche stoccaggio di calore sotterraneo durante l'inverno (scenari B2, B3, B4) rispetto al caso in cui non è previsto (B1). Come prevedibile, tale aumento cresce con la temperatura del fluido in ingresso (assunta pari a 25 °C, 35 °C e 55 °C), e approssimativamente di 16-18 $kWh \cdot m^{-2}$ per ogni 10 °C a prescindere dallo scenario estivo considerato. In dettaglio, confrontando la performance della geostruttura al termine della stagione di riscaldamento, nei casi con e senza stoccaggio di calore invernale si misura:

- successivamente allo scenario estivo A1, l'energia termica estraibile adottando le modalità di funzionamento B2, B3 e B4 è maggiore del 177 % (A1+B2), 261 % (A1+B3) e 449 % (A1+B4) rispetto al caso senza stoccaggio di calore durante le 4 ore notturne (A1+B1).
- successivamente allo scenario estivo A2, l'energia termica estraibile adottando le modalità di funzionamento B2, B3 e B4 è maggiore del 148 % (A2+B2), 225 % (A2+B3) e 381.5 % (A2+B4) rispetto al caso senza stoccaggio di calore durante le 4 ore notturne (A2+B1).
- successivamente allo scenario estivo A3, l'energia termica estraibile adottando le modalità di funzionamento B2, B3 e B4 è maggiore del 112.5 % (A3+B2), 171 % (A3+B3) e 294 % (A3+B4) rispetto al caso senza stoccaggio di calore durante le 4 ore notturne (A3+B1).

Dai risultati mostrati in Fig 3 si evince anche che il contributo dato dallo stoccaggio notturno durante la stagione invernale, in cui avviene l'estrazione di calore, sia fondamentale per il miglioramento della performance del muro geotermico rispetto a quello dato dallo stoccaggio estivo (anche alla temperatura di 60 °C dello scenario A3). Va infatti tenuto in considerazione che la profondità della geostruttura esaminata è inferiore ai 5 m, che non è presente alcuna forma di isolamento rispetto alle condizioni ambientali esterne, e che il terreno si trova molto al di sopra del livello della falda (e pertanto è stato considerato del tutto insaturo). Pertanto, dal termine della fase di stoccaggio estivo sotterraneo fino all'inizio del periodo invernale, parte del calore accumulato nel terreno è stato disperso, in particolare in prossimità della zona di scambio. In Fig 4 viene mostrata la distribuzione della temperatura nel volume di terreno a diretto contatto col muro geotermico in due periodi di riferimento dello scenario di stoccaggio A3: nello specifico, al termine del periodo di stoccaggio estivo, a metà di un modulo del muro geotermico, la temperatura a 1 m di distanza si trova a 38.5 °C, mentre all'inizio della fase di riscaldamento invernale si abbassa fino al valore di 30.0 °C; in prossimità delle tubazioni di scambio, invece, la temperatura diminuisce da 49.2 °C fino a 33 °C.

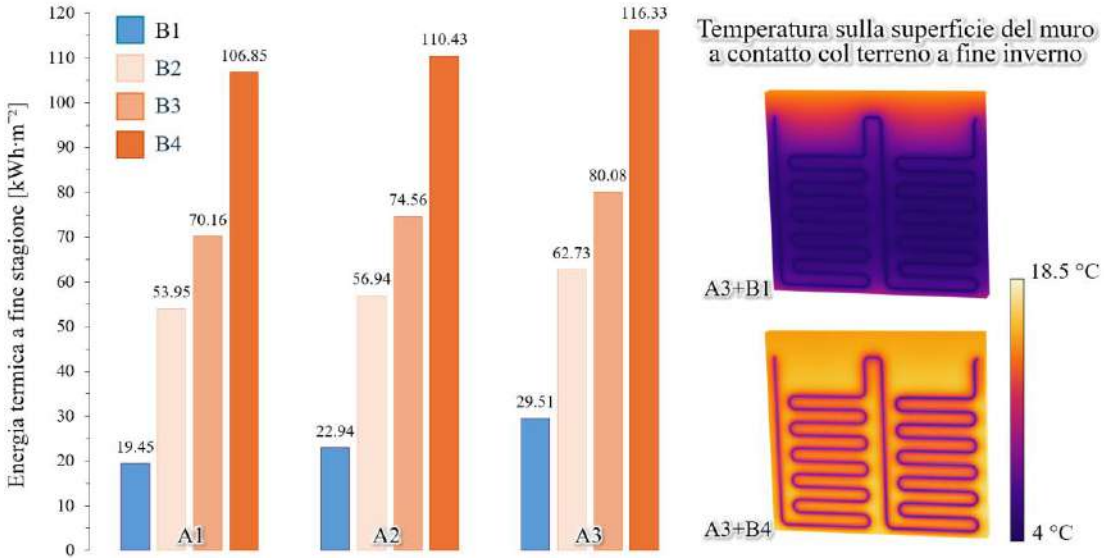


Fig 3. Energia termica estraibile alla fine della stagione di riscaldamento in tutti gli scenari simulati (a sinistra) e temperatura sulla superficie del muro a contatto col terreno in due scenari di riferimento (a destra).

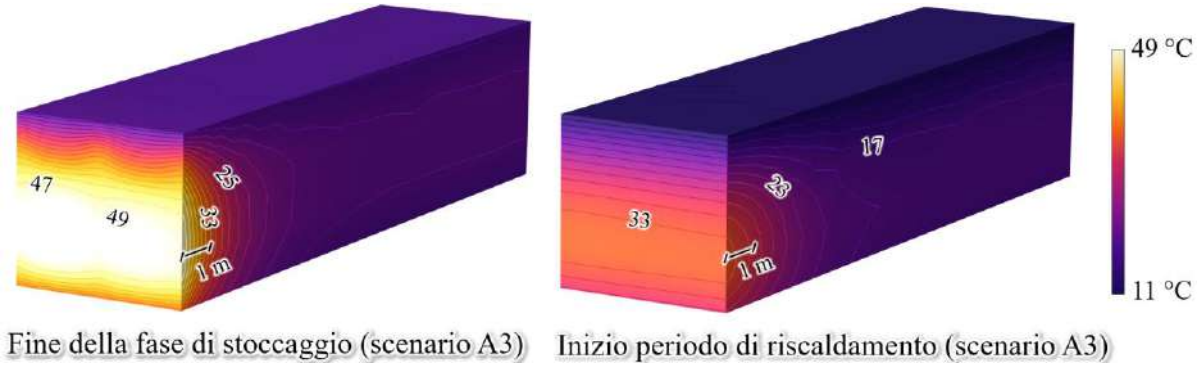


Fig. 4. Temperatura nel terreno a diretto contatto col muro geotermico alla fine del periodo di stoccaggio (a sinistra) e prima della fase di estrazione di calore invernale (a destra), per lo scenario A3.

4. Conclusioni

Al Politecnico di Torino è stato realizzato un prototipo di muro energetico per scambiare calore geotermico. Di recente, sono state apportate delle modifiche idrauliche alla geostruttura per ampliare il numero dei circuiti geotermici e permettere il trasferimento del calore proveniente dai collettori solari nel sottosuolo. Per quantificare in maniera preliminare il miglioramento della resa energetica del sistema durante la stagione di riscaldamento, a seguito dello stoccaggio di calore nel terreno a contatto con la geostruttura, sono state eseguite analisi numeriche termo-idrauliche. I vari scenari hanno evidenziato che vi è un beneficio in termini di calore estratto durante l'inverno, se avviene una fase di stoccaggio di calore nel sottosuolo sia durante la stagione precedente, ma in particolare durante la stagione stessa in cui avviene il recupero di calore. Tali risultati forniscono spunti utili per la campagna sperimentale che verrà eseguita con il nuovo prototipo Geothermskin.

Ringraziamenti

Lo studio è stato realizzato nell'ambito dei progetti "NEST- Network 4 Energy Sustainable Transition" finanziato nell'ambito del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR), Missione 4 Componente 2 Investimento 1.3 - Bando n. 1561 del 11/10/2022 del Ministero dell'Università e della Ricerca (MUR) e "GEOREFIT- Closing knowledge gaps on energy geostructures for retrofitting of buildings and infrastructures" finanziato dal MUR nell'ambito del programma PRIN 2022 (D.D.104-02/02/2022).

Bibliografia

EU/2024/1275 – Direttiva del Parlamento Europeo e Consiglio Europeo del 24 Aprile 2024 sulla prestazione energetica nell'edilizia (rifusione). Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea, Serie L.

Baralis M., Barla M. (2021). "Development and testing of a novel geothermal wall system", *International Journal of Energy and Environmental Engineering*, 12, 689-704.

Barla M., Insana A. (2023). "Energy tunnels as an opportunity for sustainable development of urban areas", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 132, 104902.

Barla M., Cecinato F., Salciarini D., Sterpi D., Alvi M. R., Angelotti A., Capati G., De Feudis S., Gerola M., Insana A., Lupattelli A., Morcioni A., Rafai M. e Scerbo M. (2025). "Utilizzo delle geostrutture energetiche per il retrofitting di edifici e infrastrutture". Atti del XXVIII Convegno Nazionale Di Geotecnica. Sicurezza, Manutenzione e Sviluppo Delle Infrastrutture, Venezia, 1–8.

COMSOL Multiphysics® v. 6.2 (2023). www.comsol.com. COMSOL AB, Stockholm, Sweden.

Nguyen B. (2020). Interpretation of an experimental campaign of an energy wall. Tesi magistrale. Politecnico di Torino. Torino.

Zaniboni L., De Luca D. A., Egidio E., Cocca D., Filipello A. e Lasagna M. (2025). "Understanding groundwater behaviour in urban environments: thermal and piezometric analysis in the Turin city area (NW Italy)". *Groundwater for Sustainable Development*, 30, 101472.

STUDIO DELLO STANDARD *IFC* PER L'IMPLEMENTAZIONE DI UNA PIATTAFORMA *BIM-BASED* PER LA GEOTECNICA

Michela Servodio
Università degli Studi del Sannio
m.servodio7@studenti.unisannio.it

Giorgia Marcellino
Università degli Studi di Padova
giorgia.marcellino@phd.unipd.it

Enza Zeolla
Università degli Studi del Sannio
ezeolla@unisannio.it

Francesca da Porto
Università degli Studi di Padova
francesca.daporto@unipd.it

Carlo Zanchetta
Università degli Studi di Padova
carlo.zanchetta@unipd.it

Stefania Sica
Università degli Studi del Sannio
stefsica@unisannio.it

Sommario

Il *Building Information Modelling* (BIM) è una metodologia che consente una rappresentazione digitale integrata delle opere civili nell'intero ciclo di vita. Sebbene il BIM sia ampiamente adottato in ambito architettonico, strutturale e impiantistico, la sua applicazione nel settore geotecnico risulta ancora limitata, principalmente a causa della scarsa interoperabilità dei dati e dell'assenza di standard consolidati, specifici per la modellazione del sottosuolo. La complessità del sottosuolo, dovuta all'eterogeneità dei terreni naturali e alla dipendenza del loro comportamento da molteplici fattori, ostacola ulteriormente l'integrazione efficace dei dati geotecnici in ambiente BIM. Questo studio esamina i recenti sviluppi dello standard IFC (*Industry Foundation Classes*), con particolare attenzione alle entità geotecniche, valutando l'efficacia degli schemi di dati aperti nello scambio di informazioni di tipo geotecnico tra diversi ambienti software. È stata condotta un'analisi sistematica delle entità e proprietà geotecniche già presenti nello standard IFC, con l'obiettivo di identificarne le potenzialità di utilizzo e estensione

nonché i limiti per un'esaustiva rappresentazione del sottosuolo. La procedura è stata applicata a un sito reale. A ogni unità geotecnica sono state associate proprietà fisiche e meccaniche significative, tramite insiemi definiti in IFC. Lo studio dimostra che lo standard IFC può costituire una base solida per la rappresentazione interoperabile dei dati geotecnici in ambienti BIM, favorendo l'integrazione dei modelli e l'accesso condiviso alle informazioni, superando i limiti legati all'utilizzo di formati proprietari.

1. Introduzione

Il *Building Information Modelling* (BIM) è una metodologia operativa finalizzata alla generazione del modello virtuale di un sistema costruttivo, contenente informazioni relative non solo alla fase progettuale, ma all'intero ciclo di vita dell'opera. Si tratta di un modello informativo che integra dati relativi a progettazione, realizzazione, gestione e manutenzione di un'opera (Eastman et al., 2011).
Un modello digitale è definito da un insieme di oggetti parametrici che, oltre alla rappresentazione tridimensionale, forniscono un modello informativo dinamico, multidisciplinare, contenente dati non solo su geometria, ma anche su materiali, caratteristiche termiche e prestazioni energetiche, impianti, costi, sicurezza, manutenzione, ecc. Per questo motivo, il BIM è considerato una tecnologia efficace per la gestione delle informazioni e per l'integrazione dei dati provenienti dai diversi attori coinvolti nella progettazione e realizzazione di un'opera, favorendo l'interoperabilità e un controllo progettuale più coerente, ordinato e tempestivo. Malgrado negli ultimi anni il BIM abbia trovato ampia applicazione nel campo strutturale, architettonico ed impiantistico, ad oggi ancora non è in grado di rappresentare in modo completo e unificato le informazioni relative all'ingegneria geotecnica, a causa dell'assenza di un formato dati unificato (El Sibaii et al., 2022). Come ben noto, la sovrastruttura e il sottosuolo interagiscono e si influenzano reciprocamente, in campo sia statico sia dinamico. Di conseguenza, l'informatizzazione degli aspetti geotecnici contribuirebbe a una gestione del progetto di un'opera veramente completa e integrata.
Il BIM consente lo scambio di dati attraverso uno standard aperto, noto come IFC (*Industry Foundation Classes*), ampiamente riconosciuto a livello internazionale e considerato il principale standard di riferimento per la gestione dei dati BIM (BuildingSMART, 2020). Grazie alla sua capacità di integrazione, lo standard IFC si configura come un intermediario fondamentale per favorire l'interoperabilità tra discipline, fasi progettuali e piattaforme, migliorando la cooperazione all'interno dei processi BIM.
In questo contesto si colloca il presente contributo, che si propone di esplorare la possibilità di estendere e adattare lo standard IFC al campo geotecnico, al fine di permettere una rappresentazione digitale interoperabile del sottosuolo all'interno di ambienti BIM. L'obiettivo è favorire l'integrazione strutturata e standardizzata delle informazioni geotecniche, evitando l'uso di software proprietari e garantendo la coerenza dei dati tra le diverse fasi del ciclo di vita dell'opera. Nell'ambito del progetto PRIN2022 NewAGE, le unità di ricerca dell'Università del Sannio e dell'Università di Padova hanno collaborato per la definizione di un sistema informativo integrato che, oltre agli aspetti architettonici e strutturali di edifici storici, includa anche la componente geotecnica.

2. Background

Come anticipato, l'applicazione del BIM al settore geotecnico, detto BIM geotecnico o GeoBIM, è ancora in fase di sviluppo. La natura eterogenea dei depositi naturali (e la conseguente necessità di indagare il sottosuolo tramite molteplici tipologie di indagine) e l'intrinseca variabilità delle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni, rappresentano ostacoli reali all'effettiva integrazione delle informazioni geotecniche in ambienti BIM al fine di una rappresentazione accurata e affidabile del sottosuolo (Kok-Kwang Phoon et al., 2022). Le informazioni geotecniche, derivanti da indagini sia dirette (e.g., perforazioni di sondaggio, prove penetrometriche, prove pressiometriche, ecc.) sia indirette (e.g., indagini geofisiche SASW o MASW, tomografie), costituiscono una mole eterogenea di dati (puntuali,

lineari o spaziali). L'integrazione di questi dati disparati, spesso incompleti e incerti, in un modello 3D coerente, dinamico e spazialmente interpolato, è una sfida ancora aperta (Shao Yan-lin et al., 2011).
Uno degli studi più esaustivi in questo ambito è quello proposto da El Sibaii et al. (2022), che contiene un *workflow* BIM-geotecnico basato su un modello di inserimento dati (*Product Data Template*) specifico per fori di sondaggio. Le informazioni vengono direttamente importate in un modello BIM mediante strumenti di script di programmazione, ottenendo una rappresentazione tridimensionale del sottosuolo che ingloba le stratigrafie di sondaggio, a cui sono associati proprietà rilevanti per i diversi strati di terreno. Zhang et al. (2018) hanno indagato l'uso congiunto di BIM e strumenti di calcolo agli elementi finiti per modellare l'interazione terreno-struttura, in particolare per la stabilizzazione di pendii. I risultati confermano la validità del flusso informativo integrato, ma rivelano anche i limiti degli attuali formati di scambio, come il formato IFC, nel rappresentare la complessità di un sottosuolo e nella descrizione esaustiva del comportamento del terreno, includendo proprietà essenziali per le analisi numeriche. Con riferimento al mondo professionale, Tawelian e Mickovski (2016) riportano che molti ingegneri geotecnici operanti nel Regno Unito riconoscono al BIM i vantaggi inerenti la riduzione dei costi e il miglioramento della collaborazione interdisciplinare, pur segnalando una forte carenza di strumenti atti ad una adeguata modellazione del sottosuolo.
In de Silva et al. (2019) si cerca di effettuare un'estensione dei modelli informativi anche agli aspetti geotecnici (Geotechnical BIM) con una prima meritoria sistematizzazione del processo, anche se con applicazioni pratiche e implementazioni software ancora limitate. Parallelamente, Noardo et al. (2020) propongono approcci ibridi che combinano modelli BIM e GIS per la gestione del rischio idrogeologico. Tali contributi sottolineano l'importanza di strumenti interoperabili per l'integrazione dei dati geotecnici, ma segnalano anche difficoltà pratiche legate alla mancanza di standard comuni.
Nonostante le succitate pioneristiche applicazioni, permangono ostacoli significativi. Uno dei principali limiti è la mancanza di ontologie condivise che permettano una rappresentazione semantica coerente e interoperabile dei parametri geotecnici. A ciò si aggiunge la variabilità intrinseca dei dati geotecnici, dal momento che la risposta del terreno è sempre influenzata da condizioni locali, dalla storia di carico pregressa, dalla non linearità oltre che da incertezze sperimentali, che rendono difficile l'adozione di uno standard unificato. In sintesi, la mancanza di un approccio standardizzato e universalmente accettato per la rappresentazione geotecnica in IFC rimane una limitazione forte, che ostacola la diffusione del GeoBIM (Youngsu Yu et al., 2023).

3. Lo standard IFC e la struttura informativa per la geotecnica

La struttura di un file IFC si fonda su tre elementi fondamentali: entità, relazioni e proprietà. Le entità (o oggetti) rappresentano gli elementi concreti o astratti che concorrono al progetto di un'opera. Le relazioni (*IfcRelationship*) sono fondamentali per collegare logicamente e gerarchicamente le entità tra loro. Rappresentano l'insieme delle connessioni, dipendenze e associazioni tra gli oggetti nel modello. Le proprietà consentono di estendere le entità IFC con informazioni aggiuntive non codificate direttamente nei loro attributi. Queste proprietà sono organizzate in *Property Set* (Pset), ovvero insiemi omogenei di dati associati a una o più entità.
L'analisi presentata in questa nota si basa sulla versione più recente dello standard, ovvero la IFC 4.3.2.20241204 (IFC4X3_ADD2) (IFC 4.3.2 Documentation) e ha riguardato la struttura sintattica e semantica dello standard, con particolare attenzione a due componenti principali, ovvero i *Property Set* e il *Concept Usage*, che corrispondono al comportamento e contesto d'uso delle classi IFC, utili a comprendere come e dove i parametri vengono impiegati.

3.1 Parametri geotecnici presenti nello standard IFC

All'interno dello standard sono state riconosciute le classi di oggetti (IfcObject) con sottoclassi relative alla geotecnica, che sono: i) IfcGeotechnicalStratum/SOLID; ii) IfcBorehole e iii)

IfcGeotechnicalStratum. La classe IfcMaterialDefinition contiene la sottoclasse IfcMaterial che permette di definire le proprietà dei materiali.
Attraverso un'analisi di tali sottoclassi, sono stati individuati e catalogati i principali parametri geotecnici già inclusi nello standard: ogni parametro è descritto attraverso un "nome proprietà", un "set di appartenenza", una descrizione e l'unità di misura corrispondente (Tabella 1). L'analisi semantica ha evidenziato le seguenti corrispondenze tra parametri geotecnici e classi o sottoclassi IFC:

Tabella 1. Identificazione della proprietà nello standard IFC (si è lasciata la stessa terminologia in inglese dello standard)

Parametri	Nome proprietà	Descrizione
Pset_SolidStratumCapacity		
Friction angle, ϕ	FrictionAngle	Friction angle is the tested inclination angle from horizontal
Poisson ratio, ν	PoisonsRatio	Ratio of transverse contraction strain to longitudinal extension strain in the direction of stretching force
Shear waves velocity, V_S	SwaveVelocity	S-wave velocity of a rock or soil
Cohesion	CohesionBehaviour	Cohesive shear strength of a rock or soil that is independent of interparticle friction
Resistivity	Resistivity	Electrical resistivity of a rock or soil (Ohm-m)
Pset_SolidStratumComposition		
Water volume, V_w	Water volume	Relative volume of air stratum constituents
Air volume, V_g	Air volume	Relative volume of water stratum constituents
Pset_MaterialMechanical		
Shear modulus, *G*	ShearModulus	A measure of the shear modulus of elasticity of the material
Young modulus, *E*	YoungModulus	A measure of the Young's modulus of elasticity of the material
Pset_MaterialCommon		
Porosity, n	Porosity	The void fraction of the total volume occupied by material (V_{br} - V_{net})/V_{br}
Pset_BoreholeCommon		
Depth investigated	CapDepth	Depth of cap (boreholeML)
Waterlevel: piezometers	GroundwaterDepth	Depth groundwater encountered (boreholeML)
Qto_LinearStratumBaseQuantities		
Profile length	Length	The length of the object; Effective length sampled, if lower end of segment known

3.2 Parametri mancanti e derivabili

L'analisi ha anche evidenziato una serie di parametri comunemente utilizzati in ambito geotecnico, ma attualmente non inclusi nello standard IFC, e quelli derivabili matematicamente da quelli già inclusi nello standard (Tabella 2):

Tabella 2. Parametri geotecnici non disponibili (a) nello standard IFC e derivabili (b) da quelli presenti (si è lasciata la terminologia in inglese)

(a)

Parametri non presenti	
Parametri	**Unità**
Plasticity index	[%]
Edometric modulus	[MPa]
Tip bearing capacity	[kN]
Lateral strength	[kN]
Undrained cohesion cu	[kN/m^3]
Frequency	[Hz]

(b)

Parametri derivabili		
Parametri		**Unità**
Void volume	$V_v = V_w + V_g$	[m^3]
Void index	$e = \frac{n}{1-n}$	[-]
Degree of Saturation	$S_r = \frac{V_w}{V_v}$	[-]
Solid volume	$V_s = \frac{V_v}{e}$	[m^3]
Dry soil unit weight	$\gamma_d = \frac{P_s}{V_{tot}}$	[kN/m^3]
Saturated soil unit weight	$\gamma_{sat} = \frac{P_s + P_w}{V_{tot}}$	[kN/m^3]
Water content	$w = \frac{P_w}{P_s}$	[-]

4. Applicazione in ambito geotecnico

Mappata la struttura dati IFC specifica per la geotecnica di base, è stato realizzato un modello stratigrafico 3D del sottosuolo sottostante l'Arena di Verona, finalizzato a identificare le informazioni che possono essere gestite e scambiate tramite il formato *open-standard*. I dati geologici e geotecnici a disposizione, provenienti da fori di sondaggio e dalle prospezioni geofisiche (MASW, ESAC) eseguite dal CNR nell'ambito del progetto PRIN NewAge (Gallipoli et al. 2025, Capozzoli et al., 2025) ha permesso la ricostruzione del modello geotecnico del sottosuolo. Il modello è costituito da un *dataset* geospaziale che include le geometrie degli strati e le relative proprietà, elencate in Figura 1, che possono essere attualmente esportate e visualizzate in qualsiasi ambiente open-BIM (Figura 2). Il prossimo obiettivo dello studio è la proposta di possibili soluzioni e strategie per assicurare una completa trasmissione e integrazione di tutte le informazioni geotecniche e geologiche (inclusi i parametri attualmente assenti nello standard), nei flussi di lavoro BIM.

Figura 1: Parametri geotecnici aggiunti nel software proprietario

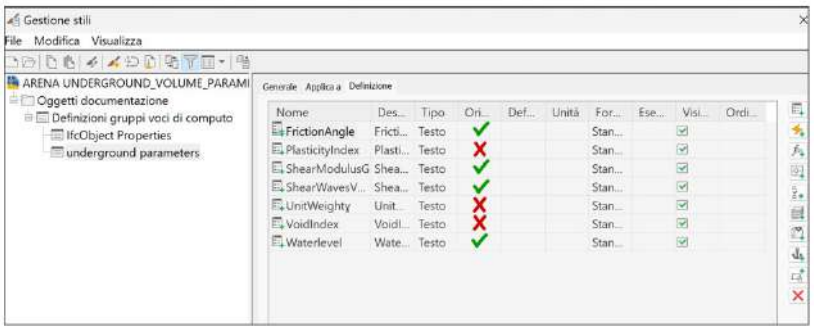
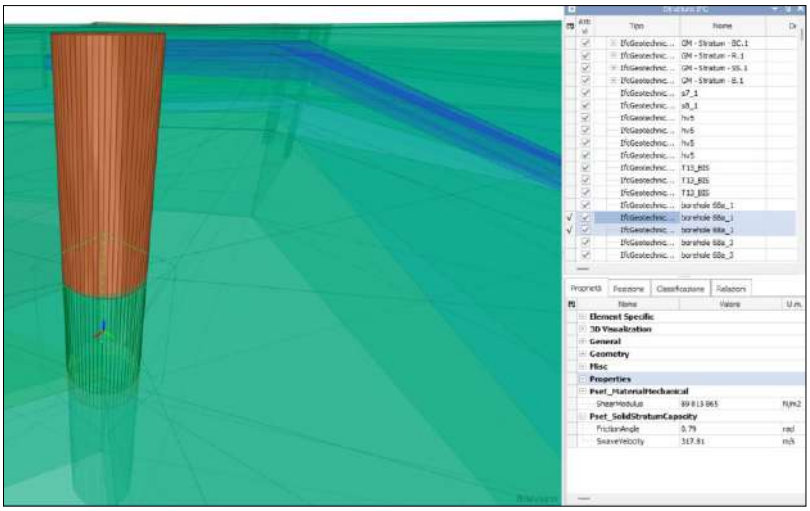


Figura 2: Parametri geotecnici visualizzati in software open-BIM



5. Discussione

Al fine di integrare i parametri mancanti nel modello IFC, sono stati ipotizzati due approcci:

- Approccio semplificato: estendere entità esistenti introducendo nuovi attributi, restando all'interno del modello dati corrente.
- Approccio raffinato: definire nuove ontologie (es. "IFC_Geotechnical") che permettano di rappresentare in modo più dettagliato i dati specifici della geotecnica.

In una fase iniziale si è proceduto secondo l'approccio semplificato, in considerazione della sua immediata applicabilità e della minore complessità implementativa per poi valutare sviluppi futuri basati su modelli più complessi. Nel lavoro svolto, il modello tridimensionale del sottosuolo è stato realizzato grazie alla disponibilità dei risultati delle perforazioni di sondaggio e delle prove geofisiche non invasive. I parametri geotecnici fondamentali, precedentemente definiti e inclusi negli schemi di classificazione e codifica standardizzati, sono stati direttamente integrati nel modello 3D. La conformità di questi dati agli IFC pertinenti ha facilitato un'esportazione interoperabile e la successiva visualizzazione in ambienti BIM.

6. Conclusione

Lo studio ha messo in evidenza una significativa lacuna funzionale nell'attuale *release* dello standard IFC, che ne limita la capacità di gestire e scambiare un set eterogeneo e completo di dati geotecnici basilari. Nello specifico, l'assenza di entità e proprietà standardizzate e universalmente riconosciute per la rappresentazione di parametri geotecnici complessi e specifici costituisce un ostacolo considerevole alla piena attuazione di un'interoperabilità *open-source* e semanticamente ricca.

Tale carenza non solo impedisce l'esportazione diretta e semanticamente coerente di tali dati dai software proprietari di modellazione geotecnica, ma preclude anche la loro agevole visualizzazione, interrogazione e analisi all'interno di ambienti di visualizzazione e gestione BIM dedicati (es. BIM Vision, Solibri Model Checker). Questo compromette seriamente la condivisione efficace e la fruizione dei dati geotecnici essenziali tra i diversi *stakeholder* coinvolti nel processo di progettazione infrastrutturale (geologi, geotecnici, strutturisti, imprese di costruzione).

Sebbene l'approccio semplificato faciliti un'integrazione immediata dei dati geotecnici nel BIM, le limitazioni intrinseche dello standard IFC attuale e le sfide poste dagli ambienti software proprietari ne compromettono la piena interoperabilità e la persistenza semantica. L'approccio raffinato, basato su nuove ontologie, offre un percorso promettente verso una rappresentazione più ricca e un'interoperabilità avanzata, ma richiede sforzi significativi in termini di standardizzazione e sviluppo software per la sua

adozione diffusa.

Ringraziamenti

Il lavoro è stato sviluppato nell'ambito del programma di ricerca PRIN2022 "NEW integrated approach for seismic protection and valorisation of heritAGE buildings on historical soil deposits (NEW AGE)" – Bando 2022, finanziato dall'Unione Europea, come contributo al Work Package 2 "Integrated Methodology for Subsoil-Structure data collection" (Task 2.3).

Bibliografia

BuildingSMART. (2020). IFC Schema Documentation. https://technical.buildingsmart.org.

Capozzoli L., De Martino, G., Calamita, G., Bellanova, J., Piscitelli, S., Perrone, A., Martino, L., and Gallipoli, M. R.: Combined GPR and ERT prospecting for non-invasive investigation of the Roman Amphitheater in Verona (Italy) and its surroundings , EGU General Assembly 2025, Vienna, Austria, 27 Apr–2 May 2025, EGU25-10055, https://doi.org/10.5194/egusphere-egu25-10055.

Eastman, C. M. (2011). BIM handbook: A guide to building information modeling for owners, managers, designers, engineers and contractors. John Wiley & Sons.

El Sibaii, M., Granja, J., Bidarra, L., & Azenha, M. (2022). Towards efficient BIM use of geotechnical data from geotechnical investigations. *Journal of Information Technology in Construction*, 27.

Gallipoli, M. R., Tragni, N., Gangone, G., Serlenga, V., and working group, N. A.: Rapid and non-invasive structural characterization of the Roman Arena in Verona, Italy, through geophysical prospecting, EGU General Assembly 2025, Vienna, Austria, 27 Apr–2 May 2025, EGU25-9202, https://doi.org/10.5194/egusphere-egu25-9202.

Noardo, F., Krijnen, T., Arroyo Ohori, K., Biljecki, F., Ellul, C., Harrie, L., ... & Stoter, J. (2021). Reference study of IFC software support: The GeoBIM benchmark 2019—Part I. Transactions in GIS, 25(2), 805-841.

Phoon, Kok-Kwang & Cao, Zi-Jun & Ji, Jian & Leung, Andy & Najjar, Shadi & Shuku, Takayuki & Tang, Chong & Yin, Zhen-Yu & Yoshida, Ikumasa & Ching, Jianye. (2022). Geotechnical uncertainty, modeling, and decision making. *Soils and Foundations*. 62. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2022.101189.

Satyanaga, Alfrendo & Aventian, Gerarldo & Makenova, Yerkezhan & Zhakiyeva, Aigerim & Kamaliyeva, Zhuldyz & Moon, Sung-Woo & Kim, Jong. (2023). Building Information Modelling for Application in Geotechnical Engineering. *Infrastructures*. 8. 103. https://doi.org/10.3390/infrastructures8060103.

Valeria, N., Roberta, V., Vittoria, C., Domenico, A., & de Silva Filomena, F. S. (2019, September). A new frontier of BIM process: Geotechnical BIM. In Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (pp. 1-6). Reykjavik, Iceland: Icelandic Geotechnical Society Reykjavik.

Vaníček, Ivan & Jirásko, Daniel & Vaníček, M. (2021). Role of Geotechnical Engineering in BIM process modelling. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 727. 012007. https://doi.org/10.1088/1755-1315/727/1/012007.

Wu, Jiaming & Chen, Jian & Chen, Guoliang & Wu, Zhe & Zhong, Yu & Chen, Bin & Ke, Wenhui & Huang, Juehao. (2021). Development of Data Integration and Sharing for Geotechnical Engineering Information Modeling Based on IFC. *Advances in Civil Engineering*. 2021. 1-15. https://doi.org/10.1155/2021/8884864.

Yan-lin, Shao & Ai-ling, Zheng & You-bin, He & Ke-yan, Xiao. (2011). 3D Geological Modeling and Its Application under Complex Geological Conditions. *Procedia Engineering*. 12. 41-46. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.05.008.

Yu, Youngsu & Kim, Sihyun & Jeon, Haein & Koo, Bonsang. (2023). A Systematic Review of the Trends and Advances in IFC Schema Extensions for BIM Interoperability. *Applied Sciences*. 13. 12560. https://doi.org/10.3390/app132312560.

Zhang, J., Wu, C., Wang, Y., Ma, Y., Wu, Y., & Mao, X. (2018). The BIM-enabled geotechnical information management of a construction project. *Computing*, 100, 47-63.

APPLICAZIONE DELLA METODOLOGIA BIM ALL'INGEGNERIA GEOTECNICA: UN CASO STUDIO SULLE INFRASTRUTTURE LINEARI SICILIANE

Laura Giarratana
Università degli Studi di Enna Kore
laura.giarratana@unikorestudent.it

Francesco Castelli
Università degli Studi di Enna Kore
francesco.castelli@unikore.it

Valentina Lentini
Università degli Studi di Enna Kore
valentina.lentini@unikore.it

Sommario

La metodologia BIM (Building information Modeling) consente di gestire in modo efficace ed efficiente tutte le informazioni contenute nei modelli virtuali di un processo costruttivo. Tale approccio permette un lavoro collaborativo tra le entità interessate che hanno la possibilità di accedere al modello informativo, inserendo, estraendo, aggiornando o modificando informazioni.
Il presente studio è volto a verificare la possibile implementazione della metodologia BIM all'ingegneria geotecnica. In funzione dei concetti cardine dell'approccio BIM, è possibile suddividere lo studio in due sezioni principali: la prima dedicata alla creazione di un modello informativo di un'opera, la seconda focalizzata sulla verifica del possibile scambio d'informazioni tra software di modellazione BIM (Hakim, 2024).
Il caso studio riguarda il progetto di un nuovo viadotto previsto per la soppressione del passaggio a livello (P.L.) al km 242+240 della linea ferroviaria Catania-Siracusa. In particolare, la modellazione BIM si focalizza sulla realizzazione del viadotto, con il rispettivo modello geologico del sottosuolo circostante.
La modellazione BIM orientata alle opere geotecniche risulta essere un processo più complesso rispetto alle costruzioni di tipo puntuale. A differenza di quest'ultime, in cui il modello è confinato alla stessa opera, in un progetto geotecnico risulta necessario considerare le interazioni con l'ambiente circostante (Fonsati, et al,2023).

1. Introduzione

L'integrazione tra BIM e Sistemi Informatici Geografici (GIS) ha il potenziale per un cambiamento nelle modalità di pianificazione e progettazione territoriale (Bernegger, et al., 2022; Fosu, et al., 2015). In particolare, in ambito infrastrutturale, sfruttando in maniera sinergica la ricchezza delle basi di dati disponibili, l'approccio ai processi progettuali, costruttivi e gestionali del BIM e le opportunità di condivisione delle informazioni garantite dall'interoperabilità basata sull'impiego dello standard IFC consente di ottenere notevoli risparmi di tempo e risorse.
L'espressione Infra-BIM è utilizzata in riferimento all'adozione della metodologia BIM nel campo delle infrastrutture. Questo ambito prevede una forte interconnessione disciplinare con il GIS e coinvolge

molteplici aspetti, dall'analisi dell'area interessata alle relazioni e interferenze con altre infrastrutture passando per le interazioni con opere strutturali, architettoniche e impiantistiche (Cepa, et al., 2023; Taheri, & Sobanjo, 2024). Una multidisciplinarietà che, di conseguenza, richiede il trattamento di dati differenti per tipologia e formato. Le piattaforme BIM infrastrutturali consentono di gestire una mole di dati disomogenei e rappresentano un supporto essenziale per la creazione di un "contenitore" di dati di natura topografica, di rilievi laser scanner e delle caratteristiche dei manufatti, informazioni che devono essere omogeneizzate nei contenuti e nell'architettura informatica. La piattaforma BIM permette in particolare di generare il modello tridimensionale dell'infrastruttura, comprensivo di ulteriori elementi caratteristici (stratigrafia delle sovrastrutture e dei sottofondi, reti di drenaggio acque, sottoservizi, opere accessorie), evidenziandone al contempo le relazioni con l'ambiente circostante.

2. Caso di studio

Il caso studio riguarda la costruzione del nuovo viadotto previsto per la soppressione del P.L. al km 242+240 della linea ferroviaria Catania-Siracusa. L'interferenza tra viabilità e linea ferroviaria viene risolta mediante la realizzazione di un viadotto da 6 campate con travi in acciaio e rilevati in terra armata e standard. L'opera di superamento dell'interferenza ferroviaria prevede un viadotto lungo 275 m realizzato in sezione mista acciaio-cls. La sezione trasversale ha una larghezza variabile tra 12,50 e 15 m e si compone di due travate con sezione a doppio T di altezza pari a 2,5 m e separate da una travetta centrale posta a interasse di 4 m. Le travi sono collegate con traversi reticolari in campata e sulle pile-spalle. Le 5 pile in c.a. hanno un'altezza variabile tra un minimo di 12,15 m e un massimo di 13,35 m, e sono fondate su 11 pali di diametro 1500 mm. Le spalle sono di tipo scatolare e sono caratterizzate da un'altezza del muro frontale pari a 1,30 m e 11,45 m rispettivamente per la spalla A e per la spalla B.

2.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

L'area di studio ricade nel settore orientale della Sicilia, in corrispondenza della parte sud del territorio comunale di Catania. L'area di studio si colloca lungo il tracciato ferroviario della linea Catania-Siracusa in corrispondenza del fiume Gornalunga.

Dal punto di vista orografico l'area impegna settori di territorio posti a quote di circa 10 m s.l.m. Dal punto di vista morfologico, l'area di studio si caratterizza per la presenza di ampi settori pianeggianti o sub-pianeggianti riconducibili alla fascia costiera ionica caratterizzata dalle piane alluvionali o foci fluviali dei principali corsi d'acqua presenti nell'area. Il principale corso d'acqua dell'area è rappresentato del fiume Gornalunga, affluente del fiume Simeto.

L'area ricade, in particolare, nel settore più orientale dell'isola siciliana, a cavallo tra il dominio strutturale dell'Avanfossa Gela-Catania e quello dell'Avampaese Ibleo.

Il settore Nord-occidentale del Plateau Ibleo è caratterizzato da una spessa sequenza sedimentaria di ambiente marino poco profondo, fortemente condizionata dallo sviluppo di vulcaniti basiche. Dal punto di vista geologico l'area è caratterizzata da un'alternanza di depositi alluvionali (Fig. 1).

Nell'area in esame si possono distinguere acquiferi (Fig.2), sede di corpi idrici produttivi, e terreni a permeabilità bassa o molto bassa. L'acquifero alluvionale della piana di Catania è rappresentato da depositi fortemente eterogenei dal punto di vista granulometrico, sede di corpi idrici sotterranei in parte separati e in parte interconnessi, con caratteristiche di falde libere o semiconfinate. Gli acquiferi di maggiore interesse idrogeologico sono presenti nei settori più meridionali dell'area di studio e sono rappresentati dai terreni calcarenitico-sabbiosi del substrato miocenico e pleistocenico.

3. Metodologia BIM

Il seguente paragrafo mira ad illustrare la metodologia applicata al fine di raggiungere l'obiettivo prefissato: l'implementazione della modellazione BIM ad un'opera di ingegneria geotecnica.

Di seguito verrà rappresentato quello che è stato il modus operandi finalizzato alla creazione del modello

informativo completo rappresentante l'opera progettata presa in esame.

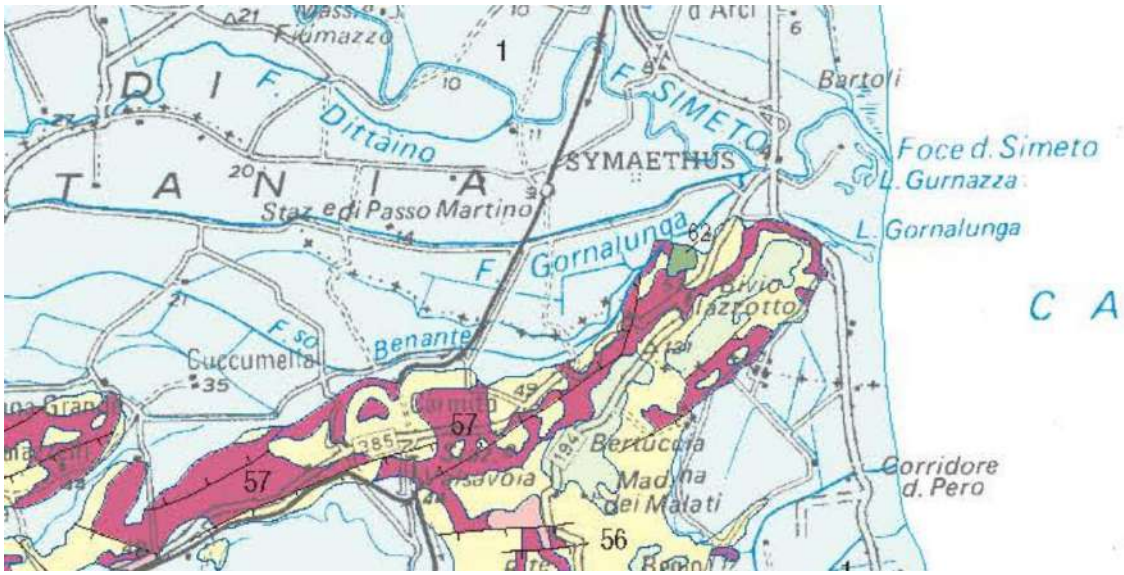


Figura 1. Carta geologica dell'area di studio.

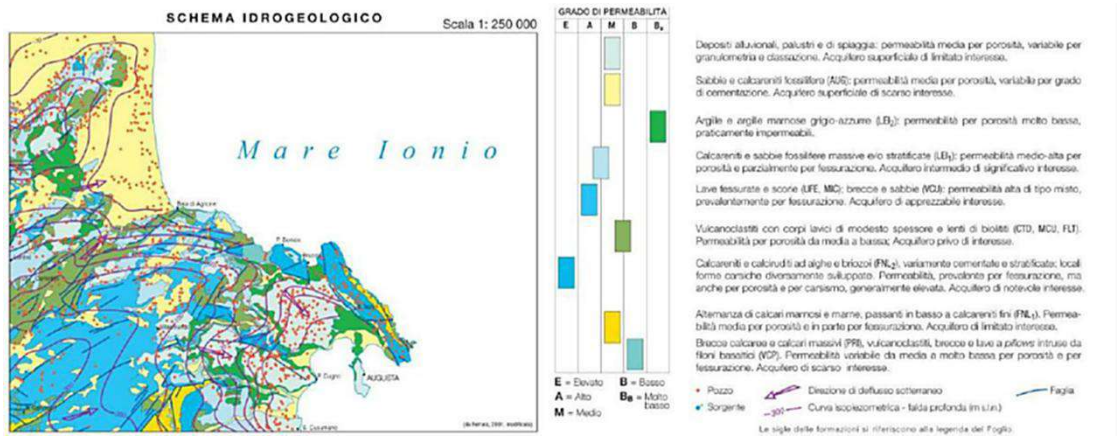


Figura 2. Carta idrogeologica dell'area di studio.

3.1 Workflow modellazione

Nella modellazione di un'opera geotecnica non si può non considerare l'ambiente che la circonda, ovvero, il terreno in cui questa è inserita. Di conseguenza, la prima fase è finalizzata alla creazione di un modello informativo del sottosuolo. Tale modello, rappresentante la geometria della stratigrafia del sito in esame (superfici e volumi delle unità geologiche), è il risultato dell'informatizzazione e dell'interpretazione delle indagini geotecniche, delle mappe topografiche e geologiche, reperiti dalla documentazione relativa al caso studio (Fonsati, et al., 2023; Svensson, & Friberg, 2017).

Per la costruzione del modello del sottosuolo sono stati utilizzati due diversi software: AutoCAD Civil 3D che, con l'ausilio del plug-in "*Geotechnical Modeler"*, permette la rappresentazione georeferenziata delle indagini geognostiche e la creazione delle superfici stratigrafiche presenti all'interno del terreno e Infraworks che, a seguito dell'importazione delle superfici precedentemente create su Civil 3D, consente la creazione dell'opera strutturale del viadotto, compilando i relativi parametri progettuali dei diversi elementi strutturali.

3.2 Creazione del modello informativo del terreno

Il modello geotecnico del terreno è il risultato dell'informatizzazione di tutti i dati riguardanti il terreno. Il primo passo per la realizzazione del modello è la creazione delle superfici che rappresentano

l'andamento della stratigrafia del terreno. Per questa operazione, in primo luogo, sono stati informatizzati i dati relativi alle indagini effettuate in sito tramite l'estensione *Geotechnical Modeler*. Tale codice, dopo aver digitalizzato le informazioni estratte dai sondaggi, permette di creare dei profili dinamici attraverso una vera e propria modellazione. Sono necessari un elevato numero di sondaggi ben distribuiti all'interno dell'area studio per ottenere un modello geotecnico realistico del sottosuolo, poiché l'interpolazione della superficie è anche funzione della posizione dei vari sondaggi.
I dati (Tab. 1 e 2) di input necessari al plug-in per permettergli di generare le superfici sono informazioni riguardanti:

- coordinate geografiche Nord ed Est in modo da poter georeferenziare i sondaggi;
- indicazioni geometriche per rappresentare la struttura dei singoli sondaggi: quota iniziale di inizio foro, profondità dell'intero sondaggio, ampiezza dei rispettivi strati incontrati lungo il foro;
- descrizioni geologiche inerenti al tipo di terreno che compone lo specifico strato del foro.

ID Posizione	Tipo posizione	Est	Nord	Livello del suolo	Profondità finale
PD1	SPT	2520297	4137625	10,7	40,7
PD2	SPT	2520446	4137575	10,8	50,8
PD3	SPT	2520119	4137606	11,4	52,4
PD4	SPT	2520262	4137464	11,4	52,4

Tabella 1. Dettagli sulla posizione dei sondaggi

ID Posizione	Profondità superiore	Profondità inferiore	Codice legenda	Descrizione
PD1	0,00	1,50	303	Limo sabbioso
	27,50	30,00	202	Argilla limosa
PD2	0,00	1,50	303	Limo sabbioso argilloso
	36,50	40,00	403	Sabbia limosa argillosa
PD3	0,00	1,80	302	Limo argilloso sabbioso
	32,00	40,00	207	Argilla limosa sabbiosa
PD4	0,00	1,80	302	Limo argilloso sabbioso
	32,00	40,00	207	Argilla limosa sabbiosa

Tabella 2. Descrizione geologica dei sondaggi

Per poter informatizzare i fori di sondaggio sopra riportati ed interpretare i rispettivi dati tramite *Geotechnical Modeler*, le informazioni delle diverse indagini devono essere espresse in un formato leggibile dal software: .CSV (Comma-Separated Values).
Una volta generati i file per importare i dati si inizia l'utilizzo vero e proprio del codice *Geotechnical Modeler.* Il primo passo è quello di importare i file .csv. Ultimata questa procedura, il software genera i diversi sondaggi georeferenziati nell'opportuno sistema di riferimento. Il passo successivo consiste nel generare le superfici stratigrafiche. Tali superfici sono il risultato dell'interpolazione degli strati aventi le medesime caratteristiche. Le superfici ottenute definiscono un'ottima base di partenza per le successive operazioni poiché contengono le informazioni reali in prossimità del caso studio preso in esame.
Dopo aver generato le superfici costituenti la stratigrafia del sottosuolo, per completare il modello del terreno, si è deciso di sovrapporle con la superficie rilevata dell'intera area di intervento. Il completamento del modello geotecnico informativo è stato effettuato tramite il software *Civil* di Autodesk che, attraverso l'utilizzo di strumenti intelligenti, permette di gestire e pianificare tutto il processo di progettazione e costruzione dell'opera infrastrutturale.

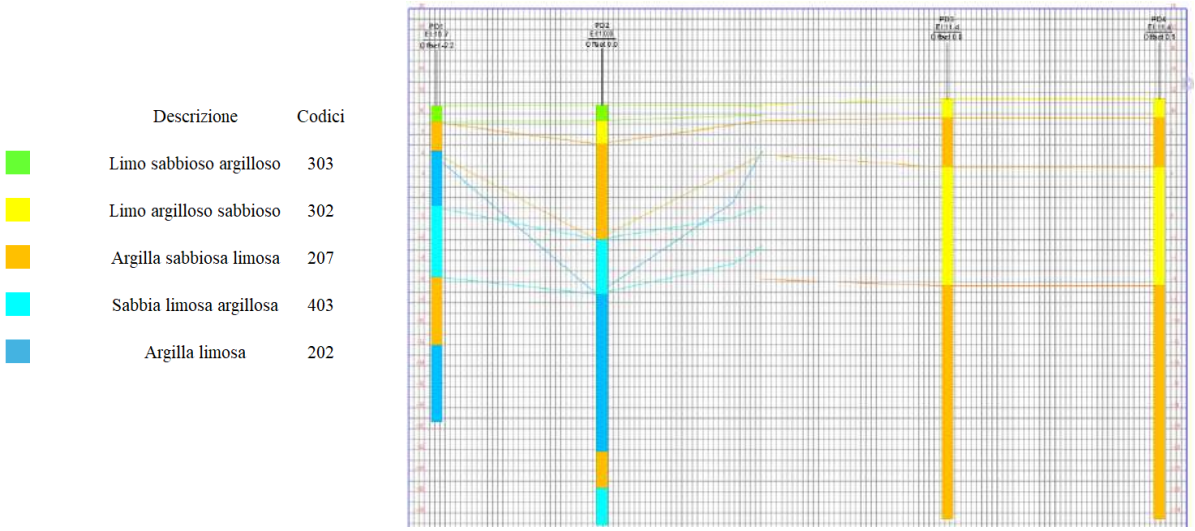


Figura 3. Classificazione stratigrafica dei sondaggi.

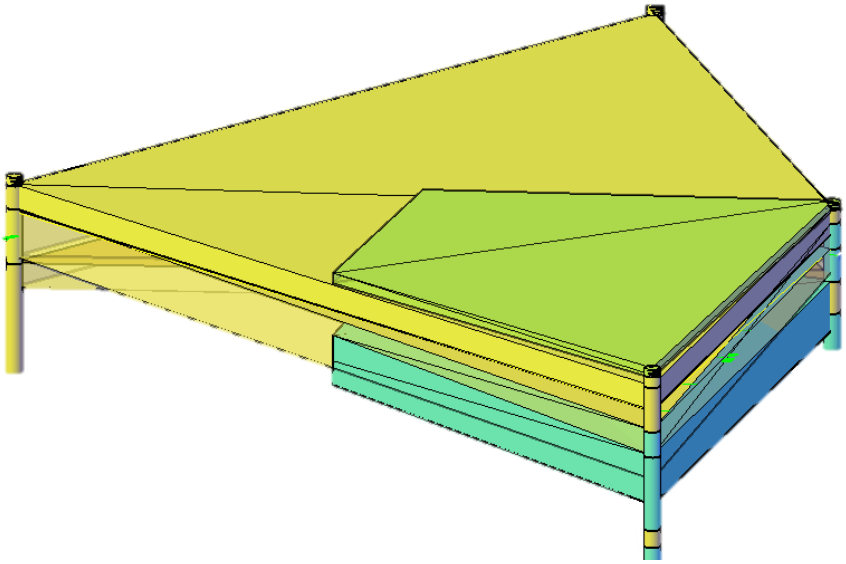


Figura 4. Superfici dei sondaggi generate da Geotechnical Modeler

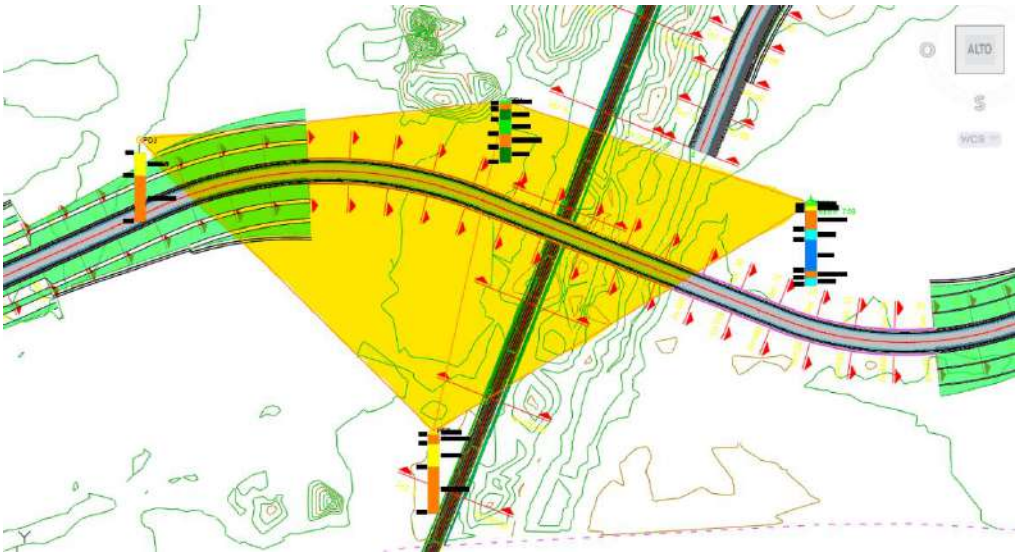


Figura 5. Planimetria e superfici dei sondaggi geolocalizzati

3.3 Interoperabilità tra i software

Il concetto di interoperabilità esprime la possibilità di scambiare i dati contenuti in un determinato modello di partenza, con le differenti piattaforme software destinate alle diverse attività coinvolte in un processo di realizzazione di un'opera (Hakim, et al., 2024). Se tradizionalmente i vari software specializzati e sviluppati per la gestione ed elaborazione dei dati non avevano la capacità di comunicare reciprocamente, il moderno approccio definito dalla metodologia BIM, essendo basato su un processo di lavoro collaborativo, richiede la massima condivisione delle informazioni progettuali e processuali tra tutti i soggetti coinvolti. Il *DXF* è lo standard più diffuso per l'interscambio di informazioni di tipo CAD tra i diversi software. Tale formato è possibile esportarlo e risulta leggibile da qualsiasi software di tipo vettoriale.

4. Conclusioni e sviluppi futuri

Il presente studio è volto all'applicabilità della metodologia BIM all'ingegneria geotecnica. Tale approccio ha permesso di raggiungere la creazione del modello informativo di un'opera e l'interoperabilità con i software. Attraverso un determinato approccio metodologico si è generato un modello informatizzato del terreno, nel quale è stata inserita l'opera progettata. Tale modello rappresenta un database contenente tutti i dati geotecnici e le scelte progettuali, utili per la costruzione dell'opera.
Il modello virtuale, che riproduce il più possibile la condizione reale, determina numerosi vantaggi in termini di visualizzazione ed interpretazione. Esso rappresenta uno strumento di comunicazione, in quanto consente a chiunque di comprendere un eventuale problema che potrebbe influenzare un determinato progetto (Della Scala, et al., 2023). Tuttavia, la precisione nella creazione delle superfici costituenti la stratigrafia del sottosuolo è fortemente dipendente dal numero di indagini presenti in sito e dalla loro rispettiva posizione. Successivamente si è effettuata un'analisi di interoperabilità tra due software. Il passaggio diretto del modello dal software BIM riduce la perdita di informazioni e offre la possibilità di analizzare diverse ipotesi di progetto in modo rapido, attraverso una vera e propria analisi parametrica (Hakim, et al., 2024). La geometria del modello geotecnico di sottosuolo semplifica notevolmente la costruzione del modello.

Bibliografia

Bernegger, H. J., Laube, P., Ochsner, P., Meslec, M., Rahn, H., Junghardt, J., Aurich, I., & Ashworth, S. (2022). A new method combining BIM and GIS data to optimise the sustainability of new construction projects in Switzerland.

Cepa, J. J., Pavón, R. M., Alberti, M. G., Ciccone, A., & Asprone, D. (2023). A Review on the Implementation of the BIM Methodology in the Operation Maintenance and Transport Infrastructure.

Della Scala, V., Quaglio, C., & Todella, E. (2023). GeoBIM for Urban Sustainability Measuring: A State-of-the-Art in Building Permit Issuance.

Fonsati, A., Cosentini, R.M., Tundo, C., & Osello, A. (2023). From Geotechnical Data to GeoBIM Models: Testing Strategies for an Ex-Industrial Site in Turin.

Fosu, R.; Suprabhas, K.; Rathore, Z.; Cory, C. Integration of Building Information Modeling (BIM) and Geographic Information Systems (GIS)-A literature review and future needs. In Proceedings of the 32nd CIB W78 Conference, Eindhoven, The Netherlands, 27–29 October 2015.

Hakim, A., Arroyo Ohori, K., van der Vaart, J., El Yamani, S., & Stoter, J. (2024). Enhancing Georeferencing of IFC Models through Surveyed Points Integration. 3D Geoinformation research group, Delft University of Technology, Delft, Paesi Bassi.

Lee, L.L.; Lee, Y.L.; Goh, S.L.; Koo, C.H.; Lau, S.H.; Chong, S.Y. Case Studies and Challenges of Implementing Geotechnical Building Information Modelling in Malaysia. Infrastructures 2021, 6, 145.

Satyanaga, A.; Aventian, G.D.; Makenova, Y.; Zhakiyeva, A.; Kamaliyeva, Z.; Moon, S.-W.; Kim, J. Building Information Modelling for Application in Geotechnical Engineering. Infrastructures 2023, 8, 103.

Svensson, M.; Friberg, O. GeoBIM - A tool for optimal geotechnical design. In Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, Republic of Korea, 17–22 September 2017.

Taheri, A., & Sobanjo, J. (2024). Civil Integrated Management (CIM) for Advanced Level Applications to Transportation Infrastructure: A State-of-the-Art Review.

ESTRAZIONE DI MICROPLASTICHE DAI TERRENI: ULTERIORI SVILUPPI

Andrea Geppetti
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale Università degli Studi di Firenze
andrea.geppetti@unifi.it

Alessio Meoni
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale Università degli Studi di Firenze
alessio.meoni@unifi.it

Johann Facciorusso
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale Università degli Studi di Firenze
johann.facciorusso@unifi.it

Sommario

Le microplastiche, ovvero particelle di plastiche caratterizzate da una dimensione massima di 5 mm, risultano ormai ubiquitarie, dove minore è la loro dimensione e maggiore è la probabilità che esse possano essere ingerite da animali e pesci o assimilate dalle radici delle piante, entrando così nella catena alimentare. La ricerca finora condotta ha indagato sui tassi di successo di due differenti tecniche di estrazione applicate ad una sabbia pulita del fiume Po e ad un limo con sabbia prelevato presso un bacino di decantazione di sterili minerari, utilizzando tre tipologie di plastiche differenti. Oggetto della presente nota è invece presentare una procedura di invecchiamento delle microplastiche che possa simulare la degradazione che esse subiscono nel tempo per effetti di cicli di imbibizione e essiccazione, congelamento e scongelamento, e studiare come cambia la forma e le dimensioni delle particelle, e conseguentemente l'efficacia delle medesime tecniche di estrazione.

1. Introduzione

Tutto il pianeta e tutti i comparti ambientali sono ormai fortemente inquinati con rifiuti in plastica. Prodotte direttamente di piccole dimensioni oppure derivanti dal deterioramento di oggetti più grossi, le microplastiche possono impattare molto negativamente sugli ecosistemi. Gli ambienti acquatici marini, fluviali e lacustri sono da tempo oggetto della ricerca scientifica, tuttavia le microplastiche sono presenti anche nei sedimenti più superficiali a causa della loro tendenza a depositarsi. Per eseguire l'estrazione delle particelle plastiche dalla matrice in cui sono contenute sono state sviluppate diverse tecniche. Tuttavia, l'estrazione totale delle microplastiche, ad oggi proposte non è possibile con nessuna delle tecniche proposte che presentano sempre un certo grado di insuccesso. La ricerca condotta fino ad ora ha esaminato due delle metodologie più diffuse per l'estrazione delle microplastiche dai terreni: tramite soluzione salina e tramite emulsione oleosa (Bellasi et al. 2021, Möller et al. 2020, Scopetani et al. 2020, Yang et al 2021).

Ad oggi è stata valutata l'efficacia di tali tecniche su diversi campioni ottenuti miscelando tre tipologie di plastiche diverse (polistirene, acrilonitrile butadiene stirene e poliammide) a due differenti tipi di terreno (sabbia pulita e sabbia con limo). Uno degli aspetti più critici della sperimentazione ha riguardato la preparazione dei campioni di terreno da analizzare. In particolare, le particelle di microplastiche utilizzate finora sono state ottenute da processi di triturazione meccanica assumendo forme e dimensioni che propriamente non riflettono quelle assunte dopo un lungo processo di degradazione naturale. Considerato che l'efficacia delle tecniche di estrazione, come si è dimostrato nei risultati ottenuti finora, dipende dalle dimensioni e dalla forma delle particelle, sperimentare e simulare il processo di degradazione naturale è diventato un aspetto molto importante della ricerca ed è l'oggetto della presente nota.

Lo studio degli effetti a lungo termine del clima sui terreni contaminati da sostanze inquinanti è stato oggetto di numerose ricerche (Gan et al., 2009; Sère et al.2010, etc.) e si è spesso limitato a valutare l'evoluzione nel tempo della concentrazione delle sostanze inquinanti o dei derivati dei loro processi di trasformazione. Nel caso specifico delle microplastiche diventa dirimente valutare anche l'effetto che ripetuti, più o meno prolungati e più o meno intensi cicli di imbibizione ed essiccazione, congelamento e scongelamento possono produrre sulla dimensione e sulla forma delle particelle, fino a farle scendere sotto una determinata soglia che porti tali particelle ad essere ingerite da animali e pesci o catturate dalle radici delle piante, entrando così nella catena alimentare. Per simulare e analizzare gli effetti d'invecchiamento artificiale su microplastiche in campioni di terreno è stata messa a punto una procedura partendo da un lavoro presentato da Dagois (2015) e che viene di seguito presentata e che dovrebbe simulare un invecchiamento "naturale" di circa 15-20 anni.

1. Materiali utilizzati

1.1 Plastiche utilizzate

Polistirene (PO), Acrilonitrile Butadiene Stirene (ABS) e Poliammide (PA) Sono le plastiche a cui è stato fatto riferimento (Figura 1). Le plastiche utilizzate sono di uso quotidiano in diversi settori e quindi molto presenti come rifiuti e presentano densità di 1.03 g/cm^3 per il Polistirene (PO) e l'Acrilonitrile Butadiene Stirene (ABS) mentre la Poliammide (PA) di 1.14 g/cm^3

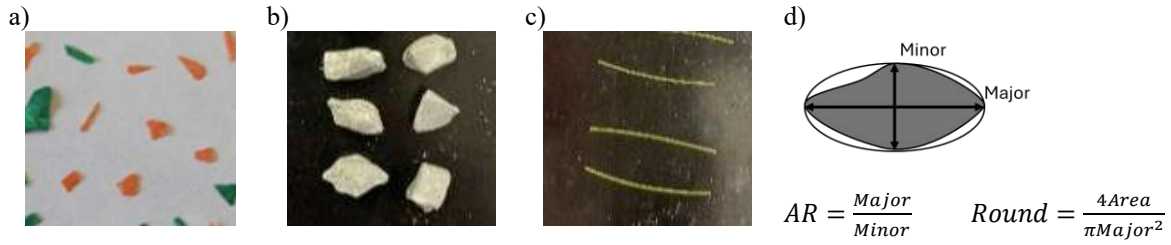


Fig 1. Microplastiche utilizzate nello studio: a) Polistirene (PO); b) Acrilonitrile Butadiene Stirene (ABS); c) Poliammide (PA); d) definizione dei parametri geometrici usati per la classificazione delle particelle.

Le prove in corso sono eseguite con l'utilizzo di Polistirene (PO).

1.2 Terreni impiegati

Il tipo di terreno impiegato nelle prove attualmente in corso è una sabbia pulita del fiume Po (indicata nel seguito col simbolo SP). È previsto di implementare la sperimentazione anche con un limo con sabbia (rappresentato nel seguito col simbolo LCS) (Fig. 2). Minerali silicati (arenaria, rocce magmatiche, metamorfiti, selce, quarzo, miche, plagioclasi) e subordinatamente carbonatici (calcari e dolomite), compongono prevalentemente la sabbia pulita che è caratterizzata da una densità dei costituenti solidi di 2.69 g/m^3.

Da un bacino di sterili minerari situato nel Sud della Toscana è stato prelevato il materiale LCS che è un limo con sabbia debolmente argilloso ghiaioso che è caratterizzato da una densità dei costituenti solidi di 2.80 g/cm^3.

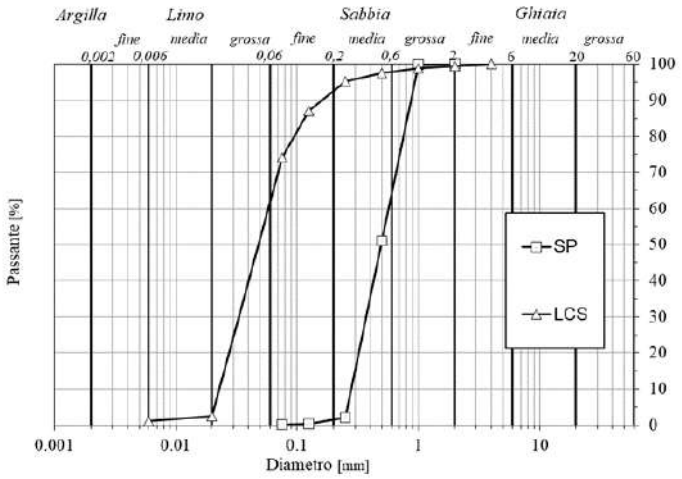


Fig 2. Curve granulometriche della sabbia pulita del fiume Po (SP) e del limo con sabbia (LCS).

2. Messa a punto di una procedura d'invecchiamento artificiale su microplastiche in campioni di terreno

La procedura prevede preliminarmente la stima della Water Holding Capacity (WHC) del tipo di terreno scelto:

$$WHC = \frac{V_R}{P_s} \text{ [ml(H}_2\text{O)/g]}$$

dove V_R è il volume di acqua ritenuta nel terreno e P_s è il peso del terreno secco.

Tale grandezza viene determinata sperimentalmente seguendo la procedura di seguito indicata:
- raccogliere 25 g di terreno secco;
- piegare un disco di carte filtro in quattro parti e ricavarne un cono;
- inserire un imbuto in un cilindro graduato;
- inserire il cono di carta filtro nell'imbuto;
- versare il terreno nel cono di carta filtro;
- versare sul terreno 50 ml di acqua;
- aspettare il tempo necessario per cui tutta l'acqua in eccesso percoli nel cilindro.
- una volta percolata tutta l'acqua in eccesso determinare la Water Holding Capacity (WHC) con Step

Una volta determinata la Water Holding Capacity (WHC) del tipo di terreno prescelto, vengono preparati i campioni ottenuti contaminando 100 g di terreno con 10 particelle di microplastica della tipologia precedentemente indicata e si procede con l'invecchiamento artificiale dei campioni secondo i seguenti passaggi:

- Si fotografano e si analizzano con il software Imagej (Schneider et al. 2021) le particelle di plastica utilizzate. Questo software è in grado di convertire un'immagine in formato "binario" (bianco e nero) e di eseguire un'analisi dei pixel, in modo da estrarre diverse informazioni sulla geometria delle particelle presenti.

- Si effettuano 4 cicli di bagnatura/asciugatura come segue:
    1. umidificare il campione sino all'80% del suo WHC e incubare a 20° per 4 giorni.
    2. seccare il campione in forno ventilato a 35° per 3 giorni.

- Terminati i 4 cicli di bagnatura/asciugatura (28 gg) si effettuano 28 cicli di gelo/disgelo come segue:
    1. umidificare il campione sino all'80% del suo WHC e chiuderlo ermeticamente.
    2. congelare il campione a -20° per 4 ore.
    3. scongelare il campione a 25° per 2 ore.

    Ogni ciclo richiede 6 ore per un totale di circa 20 gg.

3. Tecniche di separazione

È previsto di utilizzare due metodologie che sfruttano la densità del sale e la capacità attrattive di un grasso come l'olio per la separazione delle microplastiche dai terreni. In particolare, il campione "invecchiato" verrà in un caso mescolato con una soluzione di acqua e sale e in un altro in un'emulsione di acqua e olio (di semi) (Figura 3 a). In seguito, il campione verrà lasciato sedimentare un tempo adeguato alle caratteristiche di sedimentazione del terreno utilizzato. A seguito della sedimentazione le particelle plastiche separate dal terreno tenderanno a disporsi sulla parte più superficiale del composto (Figura 3 b). Il campione verrà inserito in freezer per circa 24 ore. A seguito del completo congelamento del campione (Figura 3 c) questo verrà estratto dal congelatore e per mezzo di una sega e una spatola verrà separata la parte del campione contenente terreno da quella priva (Figura 3 d). Per mezzo di un filtro (Figura 3 e) verranno recuperate le particelle plastiche estratte e analizzate per mezzo di un microscopio ottico.

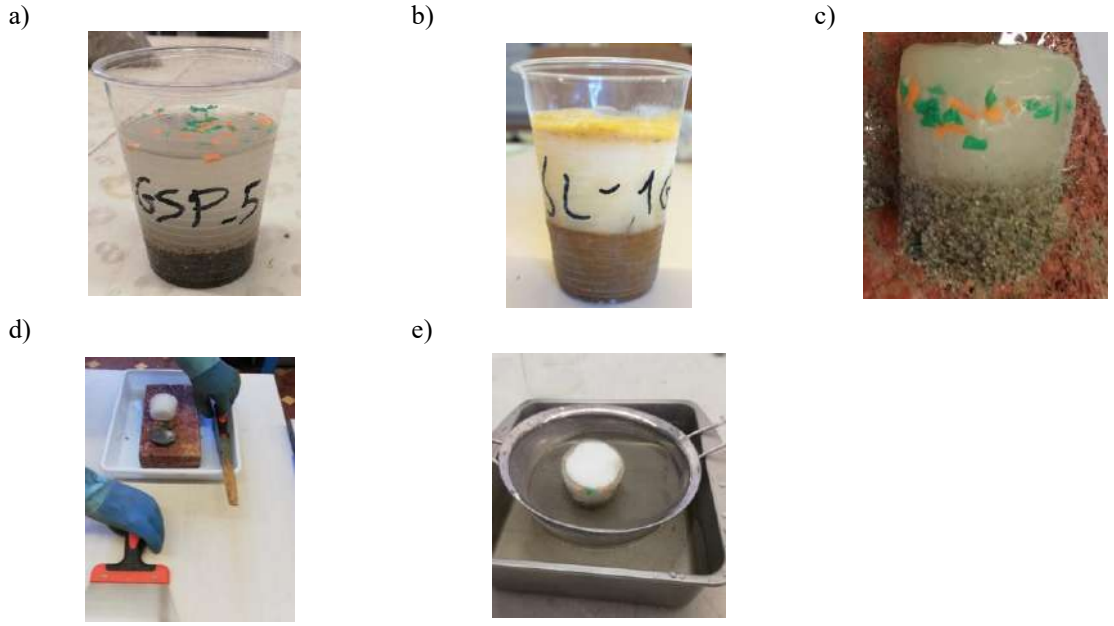


Fig 3. Fasi della preparazione dei campioni ed estrazione delle microplastiche: a) campione a cui è stata aggiunta la soluzione salina; b) campione dopo il congelamento; c) campione congelato estratto dal contenitore; d) separazione della parte con terreno e senza; e) scongelamento della parte senza terreno e raccolta delle microplastiche estratte per mezzo di un colino.

Le immagini riportate in Figura 3 sono solo rappresentative del metodo esposto e non si riferiscono a campioni che hanno subito il processo di invecchiamento sopra descritto.

4. Conclusioni

La sperimentazione è iniziata con 8 campioni ed è tutt'ora in corso; come nella sperimentazione effettuata in precedenza sui campioni contaminati con microplastiche non invecchiate, verranno calcolati i tassi di recupero, per singola prova e medi, per i campioni di terreno delle differenti tipologie e in funzione del tipo di microplastica e dei parametri "Aspect Ratio" (AR) e "ROUND",

Bibliografia

Bellasi, A., Binda, G., Pozzi, A., Boldrocchi, G., & Bettinetti, R. (2021). The extraction of microplastics from sediments: An overview of existing methods and the proposal of a new and green alternative. Chemosphere, 278, 130357.

Dagois, R., Schwartz, C., Coussy, S. et al. (2009) Climatic influence on mobility of organic pollutants in Technosols from contrasted industrial activities. J Soils Sediments (2016) 16:1306–1315 DOI 10.1007/s11368-015-1108-4

Gan S, Lau EV, Ng HK (2009) Remediation of soils contaminated with polycyclic aromatic hydrocarbons (PAHs). J Hazard Mater 172:532–549

Möller, J. N., Löder, M. G., Laforsch, C. (2020). Finding microplastics in soils: a review of analytical methods. Environmental science & technology, 54(4), 2078-2090.

Schneider, C. A., Rasband, W. S., Eliceiri, K. W. (2012). NIH Image to ImageJ: 25 years of image analysis. Nature Methods, 9(7), 671–675. doi:10.1038/nmeth.2089

Scopetani, C., Chelazzi, D., Mikola, J., Leiniö, V., Heikkinen, R., Cincinelli, A., & Pellinen, J. (2020). Olive oil-based method for the extraction, quantification and identification of microplastics in soil and compost samples. Science of the Total Environment, 733, 139338.

Séré G, Schwartz C, Ouvrard S et al (2010) Early pedogenic evolution of constructed Technosols. J Soils Sediments 10:1246–1254

Yang, L., Zhang, Y., Kang, S., Wang, Z., Wu, C. (2021). Microplastics in soil: A review on methods, occurrence, sources, and potential risk. Science of the Total Environment, 780, 146546.

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI FIRENZE
Da un secolo, oltre.

IARG 2025 FIRENZE

gni g

SESSIONE III

OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI FIRENZE
Da un secolo, oltre.

IARG 2025 FIRENZE

gni g

SESSIONE III

OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

CEDIMENTI INDOTTI PER IMBIBIZIONE IN TERRENI COLLASSABILI

Ignacio Giomi
eCampus Università / Universidad Nacional de Córdoba
ignacio.giomi@uniecampus.it

Ricardo J. Rocca

Universidad Nacional de Córdoba

ricardo.rocca@unc.edu.ar

Franco M. Francisca
Universidad Nacional de Còrdoba / Consejo Nacional de investigaciones Científicas y Técnicas
franco.francisca@unc.edu.ar

Sommario

I terreni collassabili presentano cedimenti significativi come conseguenza dei processi di imbibizione, causando importanti perdite economiche associate a danni alle strutture. L'incremento del contenuto d'acqua provoca cambiamenti permanenti nella microstruttura del terreno e riduzioni volumetriche istantanee. In questo lavoro sono stati analizzati i cedimenti da imbibizione su prototipi di fondazioni superficiali in loess collassabili. È stato adottato un modello idromeccanico per tener in conto il comportamento del terreno e delle fondazioni superficiali, in seguito alla rottura di una tubatura d'acqua. Il modello è stato calibrato sulla base di dati sperimentali e misure in situ, e i cedimenti sono stati valutati attraverso analisi inverse. Le subsidenze sono state determinate dopo un processo d'imbibizione di due anni attraverso analisi statistiche, utilizzando simulazione Montecarlo per rappresentare la variabilità dei parametri, dimostrando la capacità del modello adottato di prevedere i cedimenti a lungo termine su fondazioni superficiali.

1. Introduzione

I loess sono terreni che si trovano principalmente in zone aride o semiaride, caratterizzati da un comportamento metastabile, suscettibili al collasso se sollecitati (incremento del contenuto d'acqua e carichi). In Argentina, i loess coprono estensioni territoriali che superano i 600 mila km^2 della pianura Chaco-Pampeana (Zarate, 2003). I processi d'imbibizione causano riduzioni volumetriche tempestive e cedimenti verticali, compromettendo l'integrità delle strutte fondate su questi terreni. Il processo di collasso può scatenarsi per diversi fattori, che includono la disposizione delle particelle, la geometria e la apertura dei pori, e la dissoluzione di agenti cementati (Francisca, 2007; Giomi e Francisca, 2024).
I loess presentano una struttura a doppia porosità, causata dalla loro deposizione eolica, e cementazioni deboli tra le particelle. L'incremento dell'umidità provoca la dissoluzione dei sali e l'indebolimento delle unioni argillose, risultando in un cambiamento significativo della struttura. La saturazione del terreno provoca una riduzione considerevole della rigidezza, e della resistenza al taglio (Alawaji et al.,

2008). La comprensione di questi fenomeni ha bisogno della incorporazione della meccanica delle terre non satura.
Il modello Basico di Barcellona (BBM), proposto da Alonso et al. (1990), ha stabilito le basi della - modellazione costitutiva del terreni parzialmente saturi. Sviluppi successivi (Jommi, 2000; Gallipoli et al., 2003; Ghorbani et al., 2016) hanno consentito di migliore la comprensione degli effetti della suzione sul comportamento del terreno. Questi modelli costitutivi sono stati incorarti a modelli idromeccanici, capaci di simulare fenomeni complessi, che includono il processo di collasso, per diverse tipologie di fondazioni e condizioni di saturazione variabile.
Si ha dimostrati che l'utilizzo di modelli idromeccanici, basati sul BBM e le sue estensioni, hanno permesso una efficace interpretazione delle osservazioni delle prove in laboratorio e misure in situ [Wang et al., 2013; Rotisciani et al., 2015, Pucci et al., 2025], analizzando i cedimenti per l'innalzamento del livello di falda (Xu et al., 2018) e per processi d'imbibizione (Rodriguez et al., 2019). Inoltre, la definizione dei parametri ad utilizzare nei modelli idromeccanici è una delle maggiori sfide. Le analisi di sensibilità aiutano a identificare i parametri più significativi e a ridurre il numero di simulazioni (Saltelli et al., 2008). In passato, altri autori hanno definitivo i parametri che più influiscono sulla risposta di terreni collassabili (Zhu et al., 2022), ma non molti hanno stabilito l'effetto e l'importanza sulla predizione di cedimenti in fondazioni superficiali.
Questo lavoro ha come obiettivo modellare il comportamento di terreni collassabili per imbibizione in fondazioni superficiali, attraverso un modello idromeccanico, basato su una forma estesa del BBM. Il modello è stato inizialmente calibrato sulla base di prove sperimentali in laboratorio e misure in situ di prototipi a scala reale sottomessi a una fonte di imbibizione. L'articolo riporta analisi inverse, probabilistiche e di sensibilità per valutare la importanza relativa del modello costitutivo adottato sulle proprietà del terreno sulla predizione di cedimenti a lungo termine.

2. Programma sperimentale

2.1 Prototipi a scala reale

Negli anni 70, nella città di Cordoba, Argentina, sono stati costruiti 5 prototipi di case, 3 delle quali erano fondate su fondazioni superficiali e 2 su pali. Le case denominate come 3 e 5 avevamo una larghezza di 0.6 m e una profondità di 0.8 m, in cambio la casa 4 era di 0.8m di larghezza e la stessa profondità. L'obiettivo dei prototipi era valutare i cedimenti come conseguenza dell'imbibizione. Per questo motivo, sono registrati i cedimenti che si producevano in ogni casa, come conseguenza della rottura provocata di una tubatura d'acque. In questo modo, le subsidenze sono state misurate per un periodo complessivo di 2 anni.

2.2 Prove in laboratorio

Dalle prove in laboratorio il terreno è stato classificato come ML, d'accordo al USCS, con un peso specifico secco medio intorno ai 14 kN/m3, e un indice dei vuoti iniziale di approssimativamente 1. Il contenuto di terreni a grana grossa in questi terreni è inferiore al 10%.
Su prove indisturbate di terreno si è definito il comportamento idraulico e meccanico. Attraverso la metodologia della carta filtro (ASTM D5298), è stata ottenuta la curva di ritenzione per percorsi di essicamento e per l'imbibizione è stato stimato dalla metodologia riportata da Johari e Hooshmand Nejad (2018).
Dall'altra parte, le principali proprietà meccaniche sono state definite da prove edometriche sature e a contenuto naturale d'acqua (prova edometrica doppia). Campioni indisturbati gemelli sono stati tagliati e caricati da 0.1 kPa a 400 kPa. Per ogni prova, il primo campione era saturo ((T1.1, T2.1, T3.1, and T4.1), mentre il secondo a humidità naturale (T1.2, T2.2, T3.2, and T4.2). Per ogni curva di compressibilità, è stato definito il coefficiente di compressibilità (C_c), il coefficiente di rigonfiamento (C_s), e la tensione di preconsolidazione (P_c) (Tab.1). La descrizione dettagliata delle prove realizzate e le curve ottenute si trovano in Francisca et al. (2024).

Tab.1 Parametri ottenuti dalle curve di compressibilità

Condizione	Prova	C_c [ ]	C_s [ ]	P_c [kPa]
Contenuto d'acqua naturale	T1.1	0.045	0.014	80
	T2.1	0.060	0.023	85
	T3.1	0.072	0.013	190
	T4.1	0.082	0.016	190
Saturo	T1.2	0.225	0.016	28
	T2.2	0.272	0.021	28
	T3.2	0.190	0.016	27
	T4.2	0.195	0.021	27

3. Modellazione agli elementi finiti

È stato sviluppato un modello di fondazione superficiale 2D in Comsol Multiphysics 6.1. Il modello idromeccanico utilizzato considera l'equazione di Richards per il flusso d'acqua e il modello Basico di Barcellona Esteso (EBBM), proposto da Pedroso e Farias (2011), come modello costitutivo. La geometria adottata è larga 40 m e profonda 30 m, acconsentendo di minimizzare gli effetti di bordo nello strato di terreno. Le fondazioni superficiali hanno le stesse dimensioni riportate per i prototipi. Le condizioni al contorno meccaniche sono mostrate nella *Fig.1a*, essendo lo spostamento nullo alla base e nella direzione *x* lateralmente, e un carico distribuito nella parte superiore (F_p). Inizialmente, è stato realizzato uno studio stazionario, dove il carico è stato incrementato linearmente, simulando la fase di costruzione, e la gravità come forza di corpo (F). Prima delle analisi transitorie, si è applicato un carico constante (F_p) di 30 kPa per i prototipi 3 e 5 e di 25 kPa per il 4, basato sulla estima dei carichi approssimati di ogni casa (2.5 m di alto e mura di 0.2 m di spessore).

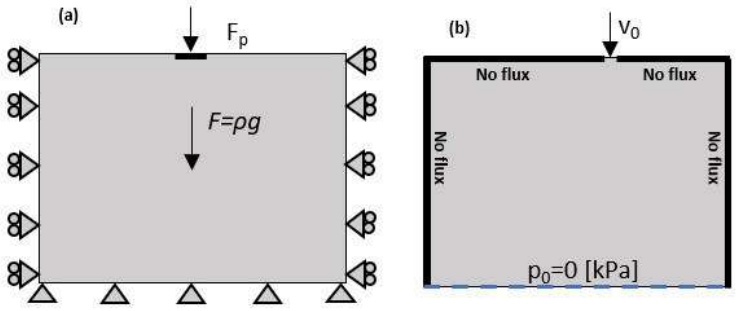


Fig 1. (a) Condizioni al contorno meccaniche e (b)idrauliche del modello

Per le condizione idrauliche (*Fig.1b*) è stato impostato una condizione di non flusso laterale e nel bordo superiore, con una pressione dell'acqua pari a 0 kPa nella parte inferiore. Il profilo iniziale di suzione varia linearmente dai 200 kPa nella parte superiore e 0 kPa ai 30 m di profondità, rappresentando un profilo tipico di umidità in loess nella zona di studio. Il processo d'imbibizione è stato simulato imponendo una velocità di flusso nella parte superiore (v_0). I parametri idraulici sono stati calibrati dalla curva di ritenzione ottenuta sperimentalmente attraverso l'equazione di van Genucheten (1980) – Mualem (1976) . La *Tab.2* presenta i valori del contenuto saturo d'acqua (θ_s), contenuto residuo d'acqua (θ_r), la conducibilità idraulica satura (K_s), e i parametri di calibrazione α e *n*.

Tab.2 Parametri idraulici

θ_s	θ_r	K_s [m/s]	α [1/m]	n
0.51	0.07	1.00E-07	3	1.4

Il processo d'imbibizione del terreno è stato simulato attraverso l'equazione di Richard accopiata all'equazione di van Genuchten (1980), con i parametri calibrati sulla curva d'imbibizione. I valori di

pressione dell'acqua negativa ($Hp < 0$) ottenuti dal modello idraulico sono stati introdotti dentro del modello meccanico (EBBM) come valori di suzione, mentre che i valori di pressione positiva ($H_p \geq 0$) sono stati considerati per il calcolo delle tensioni efficaci. In questo modo, sono stati valutati i cedimenti nel tempo, come conseguenza del processo d'imbibizione e di un carico costante applicato. La evoluzione dell'indice dei vuoti è stata considerata attraverso l'equazione seguente:

$$e = e_{ref} - \kappa_s \ln\frac{(s+p_{atm})}{p_{atm}} - (\lambda(s) - \kappa)\ln\left(\frac{P_{c0}}{p_{ref}}\right) - \kappa \ln\left(\frac{p}{p_{ref}}\right) \quad (1)$$

dove s è la suzione, e_{ref} è l'indice dei vuoti di riferimento, κ_s l'indice di rigonfiamento per cambi nella suzione, p_{atm} la pressione atmosferica, P_{c0} la pressione di preconsolidazione satura, p_{ref} la pressione di riferimento, κ l'indice di rigonfiamento, e $\lambda(s)$ l'indice di compressione per cambi nella suzione, che si esprime come:

$$\lambda(s) = \lambda_0[(1-w)\exp\left(-\frac{s}{m}\right) + r\,] \quad (2)$$

Dove λ_0 è l'indice di compressione saturo, w e m parametri del modello. Il modello EBBM è stato calibrato con i risultati ottenuti dalle prove edometriche doppie (Tab.2) e dalla curva *loading collapse* (LC) utilizzando la procedura descritta e i dati riportati da Francisca et al. 2024. La *Tab*.4 presenta l'intervallo di valori utilizzati per la calibrazione del modello meccanico in base alle prove sperimentali.

Tab.3 Parametri calibrati del EBBM

Parametri	Intervallo di valori
λ_0	0.095-0.115
κ	0.007-0.0085
e_0	0.912-1.012
e_{ref}	0.89-0.97
w	0.19-0.41
p_{ref} [kPa]	16-8.4
P_{c0} [kPa]	28-27
K_s	9e-7
m [kPa]	200-220

4. Analisi inverse

Sono stati determinanti i cedimenti nel tempo per ogni prototipo di fondazione superficiale. Gli unici due parametri che sono stati adottati come variabili sono l'indice di compressione saturo (λ_0) e la velocita di flusso (v_0), con l'obiettivo di minimizzare le differenze fra le curve cedimento-tempo ottenute in sito e quelle simulate. Finalmente, un unico valore è stato adottato per ogni tipologia di fondazione. La calibrazione è stata fatta attraverso il metodo dei minimi quadrati. Per il resto dei parametri è stato utilizzato il valore medio riportato nella *Tab.* 3. La *Fig. 2* mostra i cedimenti indotti per imbibizione, per un periodo di approssimativamente due anni, misurati in situ (simboli) e quelli calibrati attraverso il modello idromeccanico (linee tratteggiate). Il modello è in grado di riprodurre adeguatamente il comportamento delle fondazioni osservato sui modelli fisici.

È importante evidenziare, che soltanto l'indice di compressione saturo e la velocità d'entrata del flusso sono stati considerati come variabili, essendo finalmente il loro valore vicino a quelli trovati sperimentalmente ed estimati per perdita d'acqua. Inoltre, tutti gli altri valori sono rimasti constanti e corrispondo alla calibrazione delle prove sperimentali. Il modello è stato capace di riprendere la tassa dei cedimenti nel tempo, evidenziando un comportamento asintotico dopo i 400 giorni, in tutti e tre i prototipi. Si può osservare chiaramente cedimenti significativi in tutti i casi (minori nella Casa 5 dove la fondazione ha dimensioni maggiori) occasionato dalle caratteristiche collassabili del terreno. I cedimenti diventano asintotici quando il profilo si satura e $\lambda(s)$ si avvicina a λ_0. Dopo il collasso della struttura, la tassa dei cedimenti si riduce considerabilmente, e i cambi volumetrici sono meno importanti.

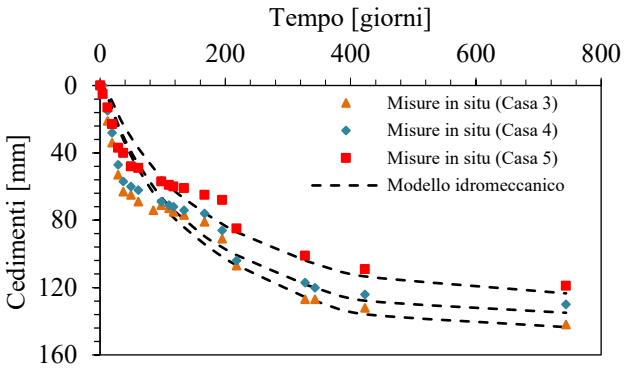


Fig 2. Cedimenti nel tempo per imbibizione in fondazioni superficiali in loess.

5. Analisi Probabilistiche

Dalle analisi inverse è stata evidenziata la capacità del modello proposto di riprodurre il comportamento di fondazioni superficiali localizzate su terreni collassabili. Per questo motivo, è stato realizzato un analisi parametrico, prendendo valori casuali ottenuti attraverso simulazione Monte Carlo, per valutare i cedimenti alla fine del processo d'imbibizione. Complessivamente 1000 combinazioni di parametri sono state realizzate, considerando una distribuzione normale per ogni variabile, in base alla media (μ) e ±/ 3 deviazioni standard (σ). È stato variato simultaneamente l'indice di compressione satura (λ_0), l'indice di rigonfiamento (κ), l'indice dei vuoti di riferimento (e_{ref}), angolo d'attrito (ϕ), e la pressione di preconolidazione satura (P_{c0}). La casuistica è stata definita in base a la variabilità di queste proprietà, partendo dai risultati delle prove riportate nella *Tab.* 1 e quelli di Francisca (2007) per la stessa tipologia di loess (*Tab.*4).

Tab.4 Variabilità delle proprietà meccaniche

Parametri	λ_0	κ	φ	e_{ref}	P_{c0} [kPa]
μ	0.116	0.013	28	0.95	34.94
σ	0.026	0.008	1.58	0.04	10.02

La *Fig. 3* presenta l'istogramma dei cedimenti derivati dalle simulazioni numeriche per le Case 3, 4 e 5, utilizzando la variazione dei parametri descritta in *Tab.* 4. Il valore medio ottenuto dalle simulazione sovrastima le misure in situ in tutti i casi, ma i valori osservati sono sempre compresi in +/- 1 a 1.5 deviazioni standard. I risultati suggeriscono che le simulazioni condotte sono in grado di predire con sufficiente precisione i cedimenti a lungo termine.

Valutando la correlazione dei parametri d'entrata (λ_0, κ, e_{ref}, ϕ e p_{c0}) con quelli di uscita (cedimenti), è stata osservata una chiara correlazione lineare fra λ_0 e i cedimenti finali (R^2=0.83). Dall'altra parte gli altri parametri mostrano una correlazione molto chiara. Applicando una multi regressione lineare fra ogni parametro d'entrata con l'uscita si ottiene un valore finale di R^2 pari a 0.9. Standardizzando i coefficiente di regressione, si evidenzia che l'indice di compressione saturo è il parametro più influente sulla risposta del terreno, responsabile del 64% dell'uscita, seguito dall'indice di rigonfiamento, che rappresenta il 21%. Il resto delle variabili ha un effetto intorno al 5%.

6. Conclusioni

Questo lavoro evidenzia la capacità del modello idromeccanico proposto di simulare correttamente i cedimenti che accadono in fondazioni superficiali. I modelli calibrati in base a dati sperimentali e misure in situ hanno permesso di definire il comportamento di terreni collassabili sottomessi a processi d'imbibizione. Le analisi inverse sono state fondamentali per definire il set di parametri ottimi e attraverso analisi statistiche è stato possibile predire i cedimenti che si possono produrre a lungo termine. L'indice di compressione saturo è il parametro che più influisce sulla risposta idromeccanica del terreno quando è soggetto a lunghi periodi d'imbibizione.

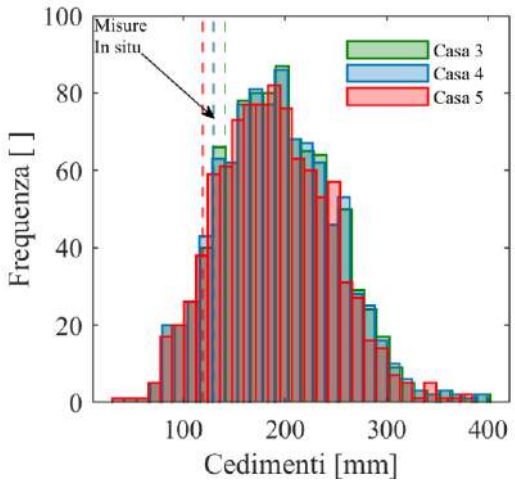


Fig 3. Istogramma della distribuzione probabilistica dei cedimenti

Bibliografia

Alawaji, H. A., (2008). "Leak Induced Settlement of Buried Pipelines in Collapsible Soil". In Pipelines 2008: Pipeline Asset Management: Maximizing Performance of our Pipeline Infrastructure. 1-10.

Alonso E.E., Gens A., Josa A., 1990. "Discussion: A constitutive model for partially saturated soils". *Géotechnique*. 41, 405–430.

Francisca F.M., 2007. "Evaluating the constrained modulus and collapsibility of loess from standard penetration test". *International Journal of Geomechanics*. 7(4), 307-310.

Francisca, F. M., Giomi, I., & Rocca, R. J. (2024). "Inverse analysis of shallow foundation settlements on collapsible loess: Understanding the impact of varied soil mechanical properties during wetting". *Computers and Geotechnics*, 167, 106090.

Giomi I.; Francisca F.M., 2024. "Experimental and Numerical Analyses of the Behavior of Collapsible Loess under Infiltration of Non-Aqueous Phase Liquids". *Journal of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste*.

Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R., Vaunat, J., 2003. "An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour". *Géotechnique*. 53(1), 123-135.

Ghorbani J., Nazem M., Carter J.P., (2016). "Numerical modelling of multiphase flow in unsaturated deforming porous media". *Computers and Geotechnics*. 71, 195–206.

Johari, A., Hooshmand Nejad, A. 2018. "An approach to estimate wetting path of soil–water retention curve from drying path". *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*. 42, 85-89.

Jommi, C., 2000. "Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils". *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils*. 153(2000), 139-153.

Pedroso D.M., Farias M.M., 2011. "Extended Barcelona Basic Model for unsaturated soils under cyclic loadings". *Computers and Geotechnics*. 38, 731–740.

Rodrigues, R. A., Prado Soares, F. V., Sanchez, M., 2021. "Settlement of Footings on Compacted and Natural Collapsible Soils upon Loading and Soaking". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 147(4), 04021010.

Rotisciani, G. M., Sciarra, G., Casini, F., Desideri, A., 2015. "Hydro-mechanical response of collapsible soils under different infiltration events". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 39(11), 1212-1234.

Saltelli, A., Ratto, M., Andres, T., Campolongo, F., Cariboni, J., Gatelli, D., ... Tarantola, S., 2008. "Global sensitivity analysis: the primer". John Wiley & Sons.

Wang, Q., Tang, A. M., Cui, Y. J., Barnichon, J. D., Ye, W. M., 2013. "Investigation of the hydro-mechanical behaviour of compacted bentonite/sand mixture based on the BExM model". *Computers and Geotechnics*. 54, 46-52.

Xue, Y., Zhang, X., Li, S., Qiu, D., Su, M., Xu, Z., Zhou, B., Xia, T., 2019. "Sensitivity analysis of loess stability to physical and mechanical properties: assessment model". *International Journal of Geomechanics*. 19(7), 06019012.

Zárate, M. A., 2003. "Loess of southern South America". *Quaternary Science Reviews*. 22(18–19), 1987–2006.

Zhu, C., Wang, S., Peng, S., & Song, Y., 2022. "Surface settlement in saturated loess stratum during shield construction: Numerical modeling and sensitivity analysis". *Tunnelling and Underground Space Technology*, 119, 104205.

COMPORTAMENTO MECCANICO DI FONDAZIONI A CASSONE: EVIDENZE SPERIMENTALI DA PROVE IN CENTRIFUGA

Gabriele Boccieri
Università degli Studi di Roma "Tor Vergata"
gabriele.boccieri@uniroma2.it

Raffaele Cesaro
Università degli Studi della Campania "Luigi Vanvitelli"
raffele.cesaro@unicampania.it

Riccardo Conti
Università degli Studi di Roma "Tor Vergata"
riccardo.conti@uniroma2.it

Raffaele di Laora
Università degli Studi della Campania "Luigi Vanvitelli"
raffaele.dilaora@unicampania.it

Luca Flessati
TU Delft
l.flessati@tudelft.nl

Pietro Marveggio
Politecnico di Milano
pietro.marveggio@polimi.it

Sommario

Nell'ambito dello sviluppo di infrastrutture offshore, le fondazioni a cassone rappresentano una soluzione efficace per il supporto di opere quali torri o piattaforme, grazie alla loro semplicità esecutiva e alla possibilità di riutilizzo o dismissione controllata.
Nonostante la loro diffusione, esistono ancora numerose incognite circa il loro comportamento meccanico, tra cui: il contributo del terreno interno al cassone, l'effetto del processo di installazione sullo stato tensionale, l'influenza della rigidezza relativa terreno-fondazione e, più in generale, il comportamento sotto carichi ciclici inclinati ed eccentrici. In particolare, la definizione della condizione di rottura, l'accumulo di rotazioni permanenti sotto carico ciclico e l'interazione tra forze orizzontali, verticali e momenti flettenti, pur essendo state oggetto di studi numerici e sperimentali, rappresentano criticità ancora irrisolte nella pratica progettuale.
Per rispondere a tali sfide, è stata avviata una campagna sperimentale in centrifuga presso la TU Delft, nell'ambito del progetto PRIN 2022, con l'Università della Campania "Luigi Vanvitelli" come capofila e l'Università di Roma Tor Vergata e il Politecnico di Milano come partner. Le prove in centrifuga sono state eseguite su modelli in piccola scala di cassoni soggetti a carichi inclinati monotoni e ciclici, in un terreno sabbioso ricostruito con

controllo della densità.
I risultati preliminari mostrano come la capacità ultima sotto carico eccentrico dipenda dal carico verticale applicato. I dati sperimentali ottenuti costituiscono la base per la calibrazione/validazione di modelli numerici avanzati e la definizione di domini di interazione utili allo sviluppo di modelli di calcolo semplificati affidabili per la progettazione geotecnica offshore.

1. Introduzione

Nel quadro degli Obiettivi di Sviluppo Sostenibile (*Sustainable Development Goals*, SDGs), lo sfruttamento delle risorse marine per la produzione di energia rinnovabile rappresenta una priorità strategica per la transizione verso un sistema energetico più pulito, resiliente ed efficiente (SDG7 – energia accessibile e pulita, SDG9 – infrastrutture resilienti e innovative). In questo scenario, le infrastrutture offshore legate al trasporto e all'energia, come piattaforme, condotte sottomarine, cavi di trasmissione, sistemi di fondazioni fisse e di ancoraggio per dispositivi eolici o marini, stanno assumendo un ruolo sempre più centrale.
Tra i sistemi di fondazione più versatili in ambiente marino, le fondazioni a cassone offrono notevoli vantaggi in termini di semplicità costruttiva, capacità portante e possibilità di dismissione o riutilizzo. Queste strutture sono impiegate sia come fondazioni fisse sia come sistemi di ancoraggio e di supporto di condotte, cavi e sistemi energetici galleggianti o semi-sommersi (es. eolico *offshore*, *wave energy*, piattaforme temporanee).
Il comportamento dei cassoni di fondazione soggetti a carichi ciclici ha ricevuto crescente attenzione nella comunità scientifica. Numerosi studi sperimentali e numerici hanno indagato gli effetti del carico ciclico sul comportamento rotazionale, sulla rigidezza e sulla capacità portante dei cassoni in diversi tipi di terreno, evidenziando l'importanza delle proprietà meccaniche dei terreni, dei modelli di contatto terreno-struttura, e della geometria della fondazione (Zhu *et al.*, 2018; Luo *et al.*, 2024; Cheng *et al.*, 2022). L'interesse deriva dalla necessità di prevedere l'accumulo di rotazioni, l'evoluzione della rigidezza e l'interazione tra carichi inclinati ed eccentrici, aspetti essenziali per garantire la funzionalità e la durabilità delle turbine *offshore* nel tempo. Studi recenti hanno esplorato configurazioni alternative (es. *tripod* o *hybrid caisson*), diverse condizioni di carico (monodirezionali, bidirezionali, irregolari) e anche scenari critici come la liquefazione sismo-indotta (Gao *et al.*, 2021; Shakeran & Soroush, 2024), evidenziando la complessità del problema e la necessità di modelli integrati e validati (Wang *et al.*, 2017; Villalobos, 2006; Ueda *et al.*, 2020).
Nonostante la loro apparente semplicità, il comportamento meccanico dei cassoni in condizioni di carico realistiche è influenzato da numerosi fattori ancora non pienamente compresi. Tra le principali incognite progettuali si annoverano il contributo del tappo di fondo, l'effettivo contributo dell'attrito laterale, il ruolo della rigidezza relativa tra fondazione e terreno, e soprattutto la risposta sotto azioni cicliche. In particolare, rimangono aperti numerosi interrogativi su come definire il criterio di rottura in regime ciclico, su come le rotazioni accumulate influenzino la capacità nel tempo, e su quale sia la reale interazione tra carico inclinato ed eccentrico, che riflette le condizioni applicative più comuni nei sistemi offshore. In molti casi, la capacità portante verticale del cassone è facilmente stimabile, ma è l'interazione tra le componenti orizzontali, verticali e di momento a rendere la progettazione complessa e altamente sensibile alle ipotesi introdotte. La mancanza, da un lato, di modelli analitici rigorosi per la definizione delle condizioni ultime, e dall'altro di modelli integrati in grado di rappresentare in modo accurato la risposta deformativa sotto carichi ciclici tipici dell'ambiente *offshore*, rende questo tema particolarmente rilevante e ancora oggi oggetto di intensa ricerca.
Per rispondere a queste sfide, è stata avviata una campagna sperimentale in centrifuga presso la Technische Universiteit Delft, nell'ambito di un progetto di ricerca finanziato dal PRIN 2022, che vede l'Università della Campania "Luigi Vanvitelli" come capofila, e Università di Roma Tor Vergata e Politecnico di Milano come partner scientifici. In questa nota è presentato il sistema di prova utilizzato per condurre la campagna sperimentale, unitamente ad alcune prove preliminari che hanno permesso di mettere in evidenza alcuni aspetti utili alla comprensione dei meccanismi fisici che caratterizzano la risposta del sistema.

Il programma sperimentale prevede prove su modelli in piccola scala accelerati in centrifuga a 50g, con geometrie rappresentative di cassoni più comunemente impiegati. I modelli fisici, installati all'interno di una *strong box* riempita con sabbia densa, sono soggetti a carichi verticali e inclinati tramite un attuatore montato su braccio solidale alla *strong box*.
Per garantire la ripetibilità delle condizioni iniziali, è stata adottata una metodologia in grado di depositare il materiale con controllo della densità relativa entro margini inferiori al 5%.
Il programma include due tipologie principali di prove:

- Carichi inclinati eccentrici, applicati progressivamente fino a rottura per analizzare la risposta in condizioni pseudo-statiche;
- Carichi ciclici inclinati ed eccentrici, eseguiti con incremento graduale dell'ampiezza a ogni ciclo, al fine di investigare l'accumulo di spostamenti irreversibili e la riduzione di rigidezza.

Questa nota si concentra sui risultati della prima fase, che costituiscono la base per la calibrazione dei modelli numerici agli elementi finiti (Cesaro *et al.*, 2026), la definizione di domini di interazione e la successiva formulazione di un macroelemento (Marveggio *et al.*, 2026) in grado di riprodurre i principali effetti non lineari della risposta del cassone.

2. Motivazione della campagna sperimentale

Le prove mirano alla raccolta di dati che permettano di fornire informazioni utili allo sviluppo e alla validazione di modelli numerici avanzati, formulazioni analitiche e modelli di calcolo in grado di descrivere in modo realistico la risposta ciclica e tridimensionale delle fondazioni a cassone in ambiente marino. I modelli sono sviluppati tenendo conto di leggi costitutive avanzate e mirano a stimare la risposta non lineare dei cassoni in condizioni realistiche di carico, anche in presenza di azioni cicliche.
Simulazioni numeriche preliminari, qui omesse per brevità, hanno evidenziato l'importanza dell'interazione tra il cassone e il terreno circostante nella determinazione della rigidezza e dello smorzamento globale del sistema. Tale interazione, fondamentale per una valutazione accurata della risposta ciclica, è spesso semplificata o del tutto trascurata nelle pratiche di progettazione correnti. Le ipotesi convenzionalmente adottate includono: (i) modellazione del cassone come corpo rigido isolato, (ii) trascurando gli effetti di redistribuzione plastica nel terreno, (iii) rappresentazione del contatto sovrastruttura-cassone con condizioni limite ideali (come incastri perfetti o cerniere) e (iv) separazione tra verifiche orizzontali, verticali e a momento.
Come mostrato nei risultati numerici, queste approssimazioni conducono a una sottostima della capacità portante del sistema, evidenziata dal confronto tra domini di interazione ottenuti con approcci tradizionali e quelli derivati da simulazioni complete. L'effetto è particolarmente marcato quando la geometria del cassone (ad esempio larghezza o altezza) risulta comparabile all'estensione della zona attiva di interazione con il terreno (Rosati *et al.*, 2023).

3. Descrizione della campagna sperimentale

Le prove sono state condotte presso la centrifuga geotecnica della Technische Universiteit Delft (TU Delft, Figura 1), utilizzando sia sabbia Geba sia sabbia di Karlsruhe. La sabbia Geba è stata caratterizzata in dettaglio da Liu *et al.* (2025) attraverso un'ampia campagna di prove triassiali cicliche e monotone, mentre la sabbia di Karlsruhe è stata oggetto di analoghe indagini da parte di Wichtmann & Triantafyllidis (2016a, 2016b). La scelta di queste due sabbie è stata dettata dalla possibilità sia di confrontare i risultati ottenuti con i dati sperimentali già disponibili nella letteratura scientifica, sia di riprodurre i risultati con modelli numerici avanzati calibrati sui dati di laboratorio disponibili in letteratura.



Fig 1. Centrifuga presso il laboratorio geotecnico di TU Delft.

Il terreno è stato preparato tramite una tecnica di battitura dal basso, in modo da ottenere un deposito omogeneo e ripetibile in termini di densità relativa. La densità relativa del terreno target per tutte le prove è stata fissata a circa 75%, in linea con le condizioni standard adottate in studi analoghi in letteratura e compatibile con il comportamento di fondi sabbiosi compattati in ambito *offshore*. L'efficacia del metodo di compattazione utilizzato è stata precedentemente validata attraverso l'esecuzione di prove CPT miniaturizzate, ovvero prove penetrometriche statiche condotte in centrifuga. Pur non potendo essere direttamente correlate ai parametri meccanici del materiale tramite le consuete correlazioni in scala reale, le mini-CPT forniscono un riscontro quantitativo affidabile sulla coerenza tra diversi campioni preparati, risultando quindi uno strumento efficace per validare la riproducibilità e l'uniformità del processo di deposizione.
Il modello di cassone (Figura 2) è stato stampato in 3D su specifica geometria, sulla base della configurazione proposta nell'articolo di Cesaro *et al.* (2026), caratterizzato da un rapporto *L*/*D* pari a 0.5, mantenendo proporzioni coerenti per l'analisi in centrifuga. Il corpo del cassone è stato realizzato in alluminio, materiale scelto per la sua elevata rigidezza, così da poter riprodurre il comportamento di un corpo rigido senza incorrere in fenomeni di deformazione strutturale durante la prova. Il rapporto tra il diametro del cassone (pari a 7 cm nel modello in piccola scala) e quello della strong box è pari a circa 4.5, così da limitare gli effetti di bordo. Gli eventuali effetti residui saranno valutati, ed eventualmente compensati, in fase di modellazione numerica.

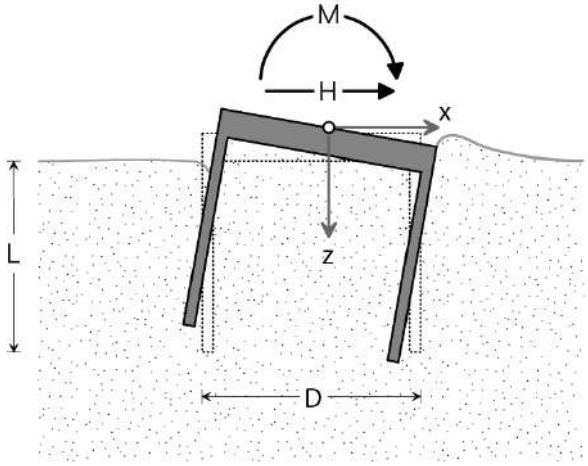


Fig 2. Geometria del modello in piccola scala.

L'installazione del cassone è stata eseguita fino a completo contatto con il terreno, senza affondamento, così da simulare condizioni di posa su fondo marino compatto. Il sistema di carico è stato progettato appositamente per il programma sperimentale e permette l'applicazione controllata di carichi inclinati

ed eccentrici con diverse configurazioni. In particolare, sono state testate due eccentricità distinte, così da analizzare l'influenza della posizione del punto di applicazione sulla risposta globale della fondazione.

3.1 Strumentazione e metodologia di misura

Il sistema di misura è stato progettato per acquisire con alta precisione sia gli spostamenti sia le rotazioni della fondazione durante le prove. In particolare, sono stati impiegati due sensori laser per il tracciamento indipendente dello spostamento verticale e della rotazione del cassone, oltre a un trasduttore orizzontale montato lateralmente, utile per garantire ridondanza nelle misure e migliorare l'affidabilità dei dati in fase di elaborazione.
Il carico verticale è stato misurato tramite una cella di carico a compressione installata sull'asse dell'attuatore, mentre per la componente orizzontale si è utilizzata una *beam cell* montata su traversa rigida, in grado di misurare le forze trasmesse lungo la direzione di spinta. Il sistema di attuazione è stato calibrato al di fuori della centrifuga, e la calibrazione ha incluso anche i laser, così da garantire l'accuratezza delle letture in condizioni operative.
Sulla base delle simulazioni preliminari condotte con un modello semplificato agli elementi finiti, è stato stimato che il sistema avrebbe operato in un intervallo di carico relativamente basso, compatibile con l'uso di celle di carico a sensibilità elevata.

4. Risultati preliminari

In Figura 3 sono mostrati i risultati di tre prove sperimentali alla scala del modello, in termini di forza, H, e spostamento, u, entrambi in direzione orizzontale. Le prove sono state condotte applicando un carico verticale costante e incrementando progressivamente gli spostamenti orizzontali ad una distanza di 150 mm dall'estradosso della fondazione. Due delle tre prove sono state eseguite utilizzando sabbia Geba, con due diversi livelli di carico verticale (50 N e 300 N), mentre la terza è stata condotta con sabbia di Karlsruhe e un carico verticale pari a 50 N.

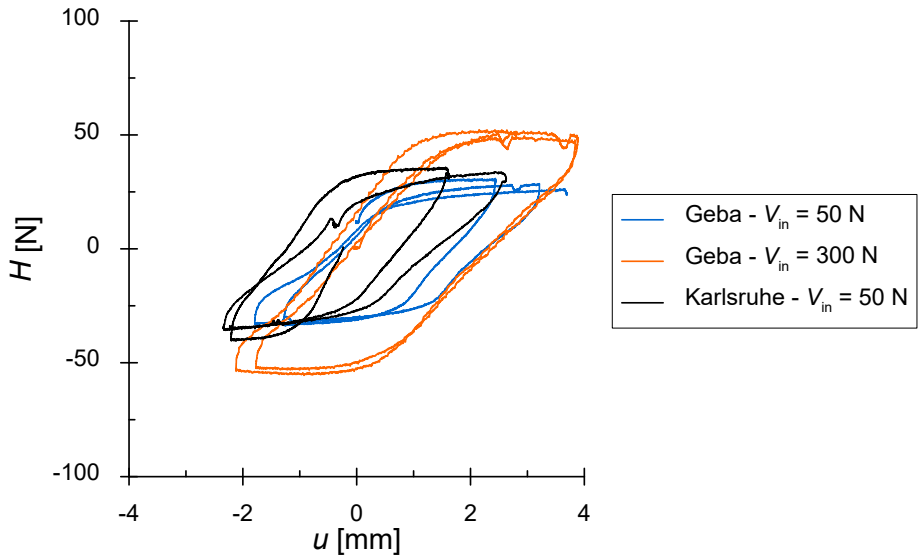


Fig 3. Risultati delle prove in centrifuga

I risultati ottenuti con la sabbia Geba evidenziano che, sebbene il carico verticale applicato sia significativamente inferiore alla capacità portante verticale della fondazione, il carico limite del sistema, soggetto a carichi orizzontali eccentrici, risulta influenzato dal valore del carico verticale. Al contrario, la rigidezza iniziale mostra una dipendenza minima dal carico verticale applicato.
A parità di carico verticale, i risultati ottenuti con la sabbia Geba e con la sabbia di Karlsruhe sono qualitativamente confrontabili. Tuttavia, la sabbia di Karlsruhe presenta valori superiori in termini sia di rigidezza iniziale sia di carico limite. Questa differenza può essere attribuita alla maggiore angolarità

dei grani, che incrementa la resistenza del materiale.

5. Osservazioni conclusive

In questa nota sono stati presentati i risultati di una serie di prove in piccola scala finalizzate a riprodurre il comportamento meccanico di cassoni di fondazione per turbine eoliche *offshore*. I dati sperimentali ottenuti costituiscono una solida base per future attività di ricerca, mirate alla calibrazione e validazione di modelli numerici avanzati. Tali risultati saranno inoltre fondamentali per la definizione dei domini di interazione e la formulazione di macroelementi, elementi essenziali per lo sviluppo di modelli di calcolo semplificati e affidabili, a supporto della progettazione geotecnica *offshore*.

6. Ringraziamenti

Questo lavoro è stato sviluppato nell'ambito del progetto PRIN2022, INTERACT – "INnovaTive dEsign appRoACh for offshore wind Turbine foundations", finanziato dall'Unione europea- Next Generation EU, Missione 4 Componente 1 CUP B53D23005530006".

Bibliografia

Cesaro, R., di Laora, R., Boccieri, G., Conti, R, Marveggio, P. & Flessati, L. (2026) Suction caisson performance under monotonic and cyclic loading: FE modelling using SANISAND-MS. Proceedings of the 21st International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vienna 2026

Cheng, X. et al. (2022). *Lateral cyclic behavior of OWT tripod suction bucket foundation in clays*. Ocean Engineering, 265, 112635.

Gao, B. et al. (2021). *Numerical simulation of suction bucket foundation response located in liquefiable sand under earthquakes*. Ocean Engineering, 235, 109394.

Liu, H., Konstadinou, M., Wang, H., Jostad, H. P. & Pisanò, F. (2025). 3D FE cyclic modelling of monopiles in sand using SANISAND680 MS: calibration and validation from soil element to pile-interaction scale. Geotechnique, Under Review.

Luo, L. et al. (2024). *Long-term response evolution of monopod suction caissons in sand for offshore wind applications*. Ocean Engineering, 300, 117386.

Marveggio, P., Flessati, L., Cesaro, R., di Laora, R., Boccieri, G. & Conti, R. (2026) A simple macroelement for predicting cyclic rotations of suction caissons in sand. Proceedings of the 21st International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vienna 2026

Nielsen, S.D., Ibsen, L.B., & Nielsen, B.N. (2017). *Response of Cyclic-Loaded Bucket Foundations in Saturated Dense Sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.

Shakeran, M., & Soroush, A. (2024). *Centrifuge testing on ordinary and hybrid suction caissons subjected to cyclic lateral loading*. Ocean Engineering, 300, 117471.

Ssenyondo, V. et al. (2019). *Effects of long-term cyclic horizontal loading on bucket foundations in saturated loose sand*. Applied Ocean Research.

Rosati, A., Gaudio, D., di Prisco, C., & Rampello, S. (2023). Use of interaction domains for a displacement-based design of caisson foundations. *Acta Geotechnica, 18*, 445–468.

Ueda, K. et al. (2020). *Centrifuge model tests and effective stress analyses of offshore wind turbine systems with a suction bucket foundation subject to seismic load*. Soils and Foundations, 60(5), 1546–1569.

Villalobos, F. A. (2006). *Model Testing of Foundations for Offshore Wind Turbines*. University of Oxford.

Wang, X. et al. (2017). *Centrifuge modeling of lateral bearing behavior of offshore wind turbine with suction bucket foundation in sand*. Ocean Engineering.

Wichtmann, T., & Triantafyllidis, T. (2016a). An experimental data base for the development, calibration and verification of constitutive models for sand with focus to cyclic loading. Part I: Tests with monotonic loading and stress cycles. *Acta Geotechnica, 11*(4), 739–761.

Wichtmann, T., & Triantafyllidis, T. (2016b). An experimental data base for the development, calibration and verification of constitutive models for sand with focus to cyclic loading. Part II: Tests with strain cycles and combined loading. *Acta Geotechnica, 11*(4), 763–774.

Zhu, F.Y. et al. (2018). *The response of suction caissons to long-term lateral cyclic loading in single-layer and layered seabeds*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.

CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SU PALI SOTTO AZIONI GENERALIZZATE IN TERRENI COESIVI

Francesco Potini
Università degli Studi "Niccolò Cusano"
francesco.potini@unicusano.it

Giulia M. B. Viggiani
University of Cambridge
gv278@cam.ac.uk

Riccardo Conti
Università degli Studi di Roma "Tor Vergata"
riccardo.conti@uniroma2.it

Sommario

Recentemente, il comportamento a rottura delle fondazioni su pali sotto carichi generalizzati è stato oggetto di ricerche volte a sviluppare soluzioni progettuali innovative, al fine di superare la conservatività degli approcci convenzionali con significativi benefici in termini di sostenibilità. Un esempio in questo senso è rappresentato dalla definizione di domini di interazione a rottura, che consentono di valutare la capacità del gruppo piuttosto che dimensionare la fondazione in base al palo più sollecitato. In questo lavoro sono presentati i principali risultati di uno studio numerico volto ad approfondire il comportamento a rottura di un gruppo di pali in calcestruzzo armato immersi in un deposito omogeneo di terreno a grana fine. Le analisi tridimensionali sono state eseguite con il metodo agli elementi finiti, in tensioni totali, assumendo condizioni non drenate per la risposta del terreno e tenendo in conto la non linearità del comportamento strutturale dei pali in calcestruzzo armato. I risultati numerici hanno consentito di individuare i principali meccanismi fisici e i gruppi adimensionali che governano il problema. Sulla base di tali risultati, è stato sviluppato un metodo teorico innovativo per il calcolo del dominio ultimo di un gruppo di pali soggetto ad azioni inclinate ed eccentriche.

1. Introduzione

La resistenza di un gruppo di pali sotto azioni verticali (V), orizzontali (H) e momento (M), è stata studiata recentemente da vari autori (Di Laora *et al*., 2019; Iovino *et al*., 2021; Gorini & Callisto, 2022; Potini *et al*., 2023), con l'obiettivo di definire domini di interazione a rottura applicando il teorema statico (LB) e cinematico (UB) dell'Analisi Limite, trascurando il contributo offerto dalla platea di collegamento e assumendo un classico meccanismo di rottura da palo lungo incastrato in testa sotto carichi orizzontali (Broms, 1964a,b).

Lavori sperimentali e numerici (Sakellariadis & Anastasopoulos, 2022) hanno mostrato che la capacità portante orizzontale dei gruppi di pali è direttamente correlata all'effettivo meccanismo di rottura dei singoli pali, che a sua volta dipende dal carico M-V applicato alla fondazione. Poiché la platea di collegamento può ruotare sotto azioni orizzontali, la condizione di vincolo alla testa dei pali non

corrisponde sempre a quella di incastro perfetto. Di conseguenza, le soluzioni disponibili in letteratura potrebbero portare a una sovrastima della resistenza orizzontale della fondazione.
Questo lavoro si occupa del comportamento a rottura di gruppi di pali in terreni a grana fine (Potini *et al*. 2025). I risultati di analisi tridimensionali (3D) agli Elementi Finiti (FE) sono utilizzati per evidenziare i principali fattori che governano il comportamento di questi sistemi sotto azioni generalizzate. Il modello numerico utilizzato in questo studio è stato descritto nel dettaglio da Potini *et al*. (2025). Inoltre, partendo dalla risposta del palo singolo (Potini & Conti, 2024), viene proposta una nuova soluzione LB per calcolare il dominio di rottura *V-H-M* del gruppo di pali. Il metodo proposto tiene conto dell'effetto della (i) geometria del gruppo e della (ii) capacità (strutturale e geotecnica) dei singoli pali sull'effettivo meccanismo plastico del gruppo e sul corrispondente inviluppo di rottura.

2. Definizione del problema

La Figura 1(a) mostra il sistema di fondazione in esame, costituito da un gruppo di pali collegati da una platea non a contatto con il terreno e sottoposto a carichi generalizzati. I pali sono immersi in un deposito omogeneo di argilla sovraconsolidata, con peso specifico γ = 20 kN/m^3, resistenza non drenata s_u = 100 kPa e modulo di Young in condizioni non drenate E_u = 20 MPa. Sono state analizzate diverse configurazioni, variando l'interasse (s) e il numero (n_p) dei pali, mantenendo costanti la lunghezza, L (= 15 m) e il diametro, d (= 1 m). La sezione strutturale dei pali è costituita da ventisette barre longitudinali Φ26 con un copriferro di 50 mm. Nella Figura 1(b) è rappresentato il dominio di interazione *V-M* della sezione del palo (Potini & Conti, 2024), insieme ai valori della capacità portante non drenata dei pali in compressione, N_u, e in trazione, S_u ottenuti dalle analisi numeriche (Potini *et al*., 2025).
Dopo aver analizzato il comportamento di una fila di tre pali (3×1) per identificare i meccanismi di rottura del gruppo, è stato condotto un ampio studio numerico parametrico su una singola fila di pali, variandone il numero (n_p = 2 ÷ 6) e l'interasse (s/d = 3 ÷ 6), al fine di comprendere come la configurazione dei pali influisca sulla risposta ultima del gruppo. Sono stati considerati solo interassi $s/d \geq 3$, per evitare effetti di interazioni tra i pali sotto carichi verticali e orizzontali.

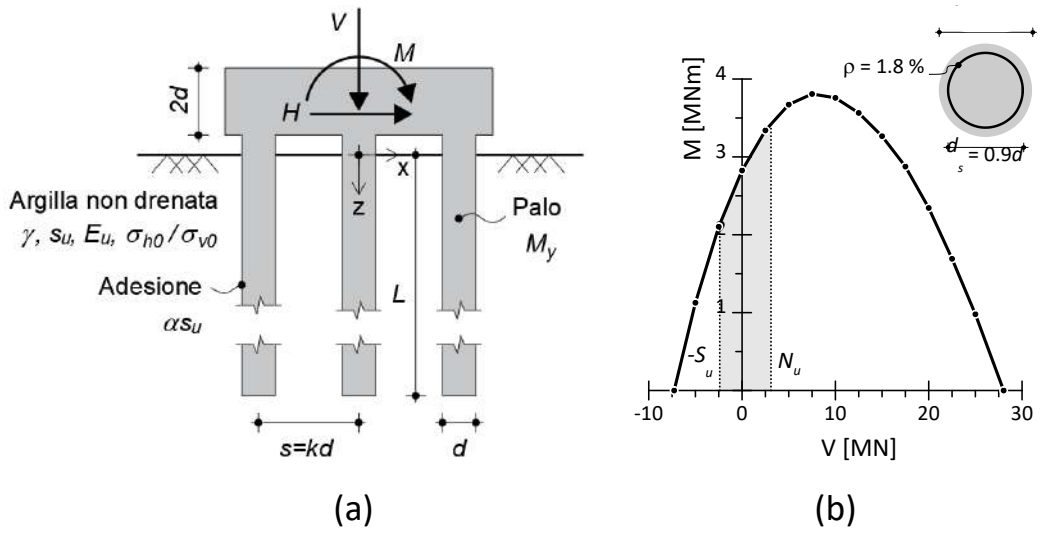


Fig 1. Definizione del problema: (a) gruppo di pali 3 × 1; (b) dominio di rottura V-M della sezione del palo.

3. Risultati numerici

In questa sezione sono presentati i risultati numerici relativi a un gruppo di pali 3×1 con interasse $s = 3d$, per evidenziare i meccanismi fisici che regolano la risposta dei gruppi di pali a rottura.

3.1 Gruppo di pali 3×1 sotto azioni verticali eccentriche

La risposta del gruppo di pali 3×1 sotto carichi verticali eccentrici è riassunta nella Figura 2, che mostra il dominio ultimo (V, M) del gruppo di pali, insieme alle curve M-θ calcolate in corrispondenza di specifici punti di rottura a differenti valori di V (A - D), che indicano la progressiva mobilitazione della resistenza all'aumentare della rotazione della platea di collegamento. Per ogni carico verticale applicato, sono stati isolati i due contributi a momento derivanti dal carico assiale nei pali (M_{ax}) e dalla formazione di cerniere plastiche in testa ai pali (M_b). Per ogni V, la distanza tra i domini di rottura relativi alla resistenza totale (M_u) e al contributo assiale (M_{ax}) fornisce il contributo di M_b, il quale presenta variazioni minime con l'aumento di V. Al contrario, M_{ax} diminuisce sostanzialmente con il carico verticale applicato, fino alla condizione limite in cui $V_u = n_p N_u$ e $M_{ax} = 0$. Di conseguenza, in presenza di carichi verticali elevati, la maggior parte della resistenza a momento del gruppo di pali è data da M_b.

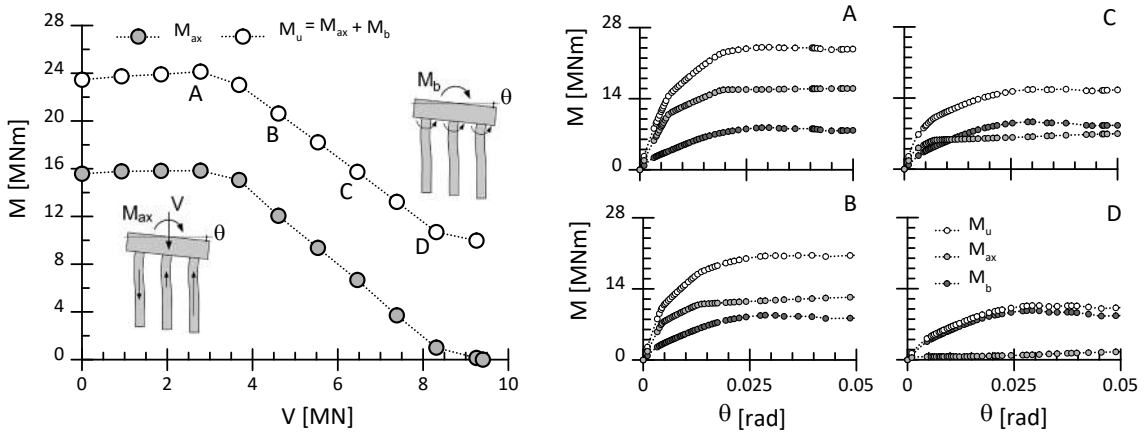


Fig 2. Dominio di interazione a rottura di un gruppo di pali 3×1 sotto azioni verticali eccentriche.

3.2 Gruppo di pali 3×1 *sotto azioni verticali generalizzate*

Nella Figura 3 sono rappresentate alcune sezioni del dominio ultimo del gruppo 3×1 nel piano (H, M) per tre fissati rapporti V/V_u (= 0, 0.6, 0.8), e nel piano (V, H) per tre fissati valori di M (= 0, 12, 20 MNm). I risultati numerici indicano che esiste un accoppiamento significativo tra la capacità orizzontale del gruppo di pali, H_u, e le sollecitazioni V, M che agiscono sulla fondazione. In particolare, H_u diminuisce rapidamente con l'aumento di M (a V costante), Figura 3(a), mentre un aumento del carico verticale (a M costante) induce un aumento iniziale di H_u, dovuto all'aumento di M_{yb} all'interno dei pali, seguito da una riduzione significativa della resistenza orizzontale, Figura 3(b).

Una spiegazione della risposta ultima esibita dal gruppo di pali 3×1 è fornita dalle isolinee delle deformazioni assiali mobilitate all'interno di ciascun palo in alcuni punti di riferimento sulla sezione del dominio caratterizzata da $V/V_u = 0$. Come illustrato nella Figura 3(a), la rotazione della platea aumenta con il momento applicato, determinando così un diverso vincolo cinematico imposto alla testa dei pali e un diverso momento trasmesso dalla platea ai pali. Di conseguenza, i pali manifestano meccanismi di rottura diversi, a partire dalla formazione di due cerniere plastiche, di segno opposto (punti A e B); passando per l'attivazione di un'unica cerniera plastica in profondità (punti C, D, E e F); fino allo sviluppo di un'unica cerniera plastica in testa al palo, a cui corrisponde $H = 0$ (punto G). In tutti i casi, i tre pali esibiscono un comportamento molto simile, con una leggera differenza nella posizione della cerniera plastica in profondità, dovuta al diverso carico assiale agente su ciascun palo. Poiché un aumento del momento agente in testa al palo ne provoca una riduzione di carico limite orizzontale, la resistenza orizzontale dell'intero gruppo si riduce all'aumentare di M.

La stessa risposta si osserva a partire dalle isolinee della deformazione assiale della Figura 3(b), riferiti alla curva relativa a $M = 0$: per piccoli valori del carico verticale (punti A e B), il gruppo di pali raggiunge la condizione di rottura con una rotazione marginale della platea e quindi i pali raggiungono la rottura sotto azione orizzontale con la formazione di due cerniere plastiche. All'aumentare di V (in questo caso, circa $V \geq 4$ MN), la platea di collegamento inizia a ruotare e i pali sviluppano un'unica cerniera plastica

a rottura, con una consistente riduzione di H_u (punti D ed E).

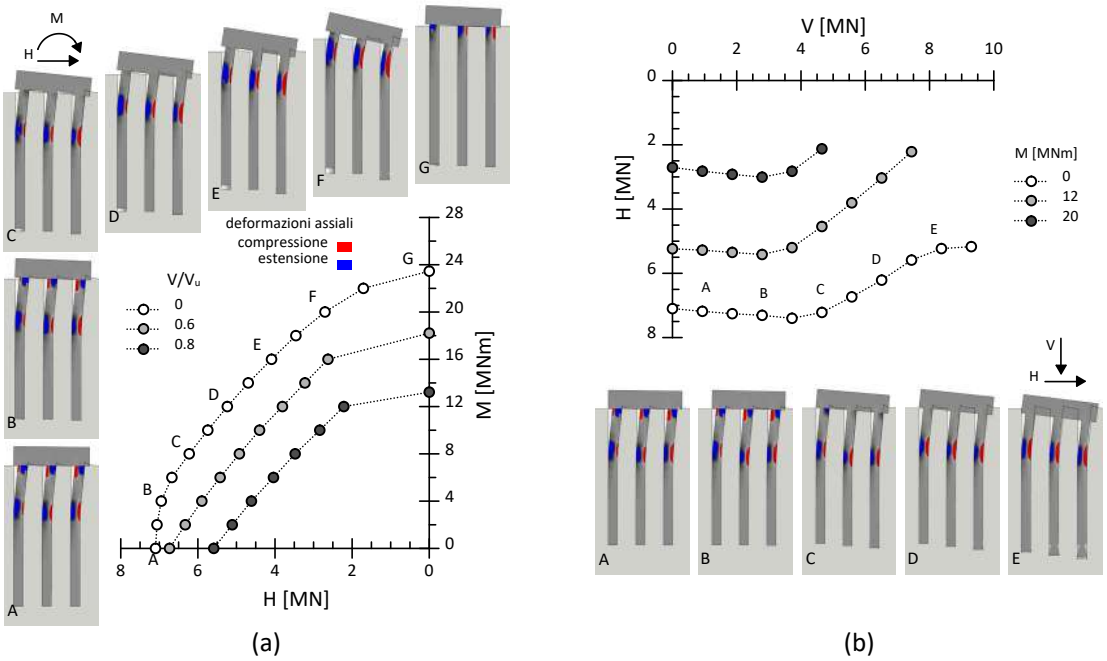


Fig 3. Dominio di interazione a rottura di un gruppo di pali 3×1 sotto azioni generalizzate - Sezioni del dominio numerico nei piani: (a) H-M e (b) H-V, con isolinee della deformazione assiale all'interno dei pali in alcuni punti di riferimento.

4. Modello teorico

Questa sezione presenta un nuovo modello teorico che prevede una procedura LB iterativa per calcolare il dominio ultimo di gruppi di pali (Potini *et al*., 2025).

Le ipotesi principali del modello sono: (1) i pali presentano un comportamento rigido-plastico perfetto, sotto carichi sia assiali sia orizzontali; (2) i pali sono incastrati alla platea di collegamento e raggiungono la rottura sotto azioni orizzontali secondo un meccanismo di palo lungo; (3) la platea è un corpo rigido non a contatto con il terreno; (4) tutti i pali del gruppo condividono lo stesso meccanismo di rottura sotto carichi orizzontali; (5) la forza assiale è approssimativamente costante lungo la porzione superiore dei pali coinvolta nel meccanismo di rottura (fino a 5÷8 *d* per pali tipici in c.a.).

Gli ingredienti del modello sono: (1) il diagramma di interazione *M-V* della sezione trasversale del palo; (2) il carico limite assiale del singolo palo a compressione (N_u) e trazione ($-S_u$); (3) il dominio di rottura *V-M-H* del palo singolo (Potini & Conti, 2024). Gli Autori applicano il metodo dell'equilibrio limite per ricavare un'espressione in forma chiusa di $H_u(M)$, dopo aver definito (i) un profilo di resistenza orizzontale per unità di lunghezza lungo il palo e (ii) il momento agente come una frazione del momento di plasticizzazione della sezione del palo, ossia $M = \beta_y \cdot M_{yb}$, dove $-1 \leq \beta_y \leq 1$ (l'ipotesi (4) implica un valore unico di β_y per tutti i pali all'interno del gruppo). Le due condizioni $\beta_y = -1$ e $\beta_y = 0$ corrispondono rispettivamente al meccanismo di rottura di palo incastrato e libero di ruotare. All'aumentare di β_y, la cerniera plastica in profondità tende a svilupparsi sempre più vicino alla testa del palo, con una contemporanea riduzione di H_u. Nella condizione limite $\beta_y = 1$, quando $M = M_{yb}$ alla testa del palo, le due cerniere plastiche collassano in una e $H_u = 0$.

4.1 Accoppiamento tra le azioni V-M agenti sul gruppo di pali e la resistenza orizzontale

In accordo con Iovino *et al*. (2021) e Potini *et al*. (2023), il primo passo nella costruzione del dominio di rottura 3D del gruppo di pali consiste nel calcolo della sua sezione nel piano *V-M* (a $H = 0$). Quest'ultima viene calcolata estendendo la procedura LB implementata da Potini *et al*. (2023), per tenere conto dei due contributi M_{ax} e M_b.

L'idea chiave per valutare l'accoppiamento osservato tra la resistenza orizzontale del gruppo di pali e i carichi verticali eccentrici agenti consiste nel definire β_y come funzione di V e M (Figura 4(a)). Come indicato dai risultati numerici: un meccanismo di rottura profondo è atteso per i punti lungo la frontiera del dominio V-M ($\beta_y = 1$); un meccanismo superficiale si verifica per piccoli valori di V e M, definendo una regione interna (nocciolo) caratterizzata dalla formazione di una doppia cerniera plastica nel palo ($\beta_y = -1$); per $(V,M) = (V_u,0)$, si raggiunge la rottura orizzontale dei pali con una mobilitazione trascurabile della capacità flessionale in testa ($\beta_y \approx 0$). Nel resto del dominio V-M si assume una variazione lineare di β_y tra questi punti di riferimento. Il nocciolo è ottenuto mediante un'operazione di scala non omotetica del dominio di rottura V-M (per $H = 0$). In particolare, si pone $(V,M) = (S_{bV}V_u, S_{bM}M_u)$, dove $S_{bV} \leq 1$ e $S_{bM} \leq 1$ sono fattori di scala che regolano la dimensione del nocciolo e quindi la transizione tra il meccanismo di rottura profondo e quello superficiale del gruppo di pali sotto carichi orizzontali. Per questo motivo, S_{bV} e S_{bM} devono essere fisicamente correlati ai fattori adimensionali che influenzano la rotazione della platea a rottura, ossia: $\Pi_1 = (n_p\text{-}1)k$, con $k = s/d$, relativo all'inerzia del gruppo di pali nella direzione di carico, e $\Pi_2 = dN_u/M_{yb0}$, con $M_{yb0} = M_{yb}(V = 0)$, che esprime il rapporto tra la resistenza assiale e flessionale del singolo palo.

Le espressioni di S_{bV} e S_{bM} sono state ricavate a partire da un ampio studio parametrico, condotto su una fila di pali $n_p \times 1$ ($L = 15$ m, $d = 1$ m, $\rho = 1.8\%$, $d_s/d = 0.9$, $\Pi_2 = 1.12$), variando il numero ($n_p = 2 \div 6$) e l'interasse ($k = 3 \div 6$) tra i pali. Inoltre, per esplorare l'effetto di Π_2, sono state eseguite altre analisi su una fila di pali 3×1 ($k = 3$, $\Pi_1 = 6$) e 6×1 ($k = 3$, $\Pi_1 = 15$), variandone il diametro e la lunghezza ($d = 0.8 \div 2$ m, $L = 15 \div 20$ m, $\rho = 1.8\%$, $d_s/d = 0.9$). Ciascun gruppo è stato portato a rottura sotto carico orizzontale, partendo da diverse condizioni di carico nel piano V-M, ossia: (i) per $M = 0$, applicando carichi verticali V nell'intervallo $[0 \div V_u]$; e (ii) per $V = 0.1V_u$, applicando momenti M nell'intervallo $[0 \div M_u]$. Per ogni configurazione, la dimensione del nocciolo lungo le due direzioni è stata valutata ricercando i valori (V,M) in corrispondenza dei quali si verifica la rottura dei pali secondo un meccanismo superficiale. I risultati di questo studio sono riassunti nella Figura 4(b), dove i valori numerici di S_{bV} e S_{bM} sono riportati in funzione di $\Pi = \Pi_1 \times \Pi_2$, insieme alle funzioni interpolanti:

$$S_{\beta V}(\Pi) = \frac{0.88\Pi^{1.7}}{25 + \Pi^{1.7}} \tag{1a}$$

$$S_{\beta M}(\Pi) = \frac{0.70\Pi^{2.4}}{340 + \Pi^{2.4}} \tag{1b}$$

Come previsto, S_{bV} e S_{bM} aumentano con Π, indicando che il nocciolo si allarga con l'aumentare dell'inerzia del gruppo (Π_1) e del rapporto tra resistenza assiale e a momento dei pali (Π_2), come conseguenza della minore rotazione della platea indotta dal carico orizzontale. Inoltre, il nocciolo è più esteso lungo la direzione V ($S_{bV} \geq S_{bM}$), indicando che l'accoppiamento V-H è meno pronunciato rispetto all'accoppiamento M-H.

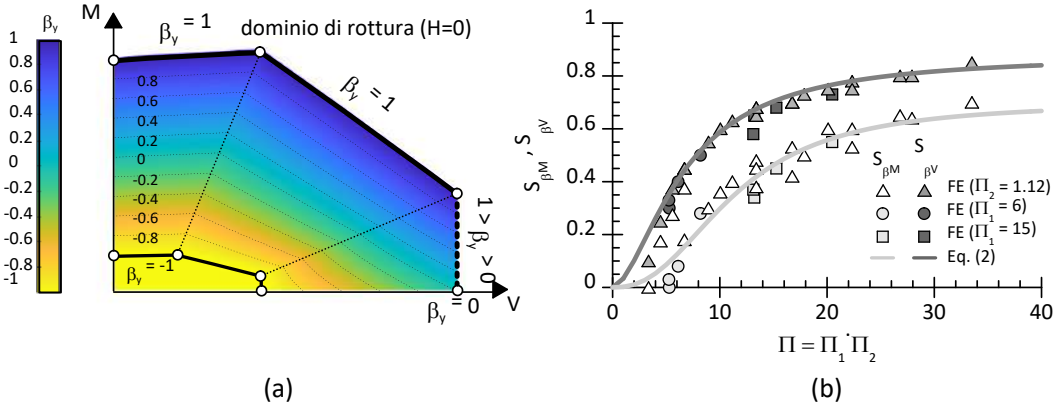


Fig 4. Modello teorico: (a) rappresentazione schematica della variazione lineare di $\beta_y(V,M)$; (b) valori numerici e curve interpolanti per i fattori di scala S_{bV} e S_{bM}.

Dopo aver determinato la funzione $\beta_y(V,M)$, il dominio di rottura del gruppo di pali nello spazio *V-H-M* si calcola risolvendo iterativamente le equazioni di equilibrio per ogni azione *V-M* interna al dominio nel piano $H = 0$ (Potini *et al*., 2025).

4.2 Confronto tra risultati numerici e teorici

La Figura 5 mostra un confronto tra il dominio ultimo numerico del gruppo di pali 3×1, il dominio teorico ricavato con i metodi di letteratura (Iovino *et al*., 2021; Gorini & Callisto, 2022; Potini *et al*., 2023) e quello ottenuto applicando il metodo proposto (Potini *et al*., 2025).

Il dominio di interazione a rottura nel piano *V-M*, riportato nella Figura 5(b) e ricavato dalle soluzioni teoriche di letteratura, si basa sull'ipotesi di connessione a cerniera tra i pali e la platea, e di conseguenza non include il contributo derivante dalla resistenza flessionale della sezione trasversale del palo. Per la resistenza orizzontale, si assume a priori un meccanismo di rottura di palo lungo con doppia cerniera plastica, secondo la teoria di Broms (1964a,b), e di conseguenza le soluzioni teoriche non colgono il forte accoppiamento *M-H* e *V-H* osservato nelle analisi FE, Figura 5(a)-(c), sovrastimando H_u.

Il modello teorico proposto, oltre a includere il contributo M_b per la resistenza alle azioni verticali eccentriche, Figura 5(b), riproduce bene l'accoppiamento *M-H* e *V-H*, indicando che l'ipotesi di variazione lineare di β_y non semplifica eccessivamente i meccanismi reali che si verificano all'interno del sistema fondazione-terreno.

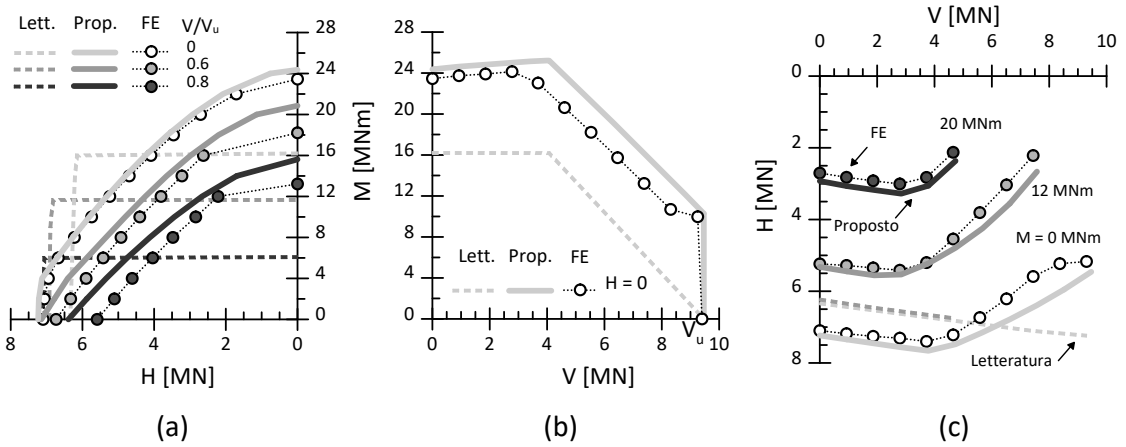


Fig 5. Dominio di interazione a rottura di un gruppo di pali 3×1 *– confronto tra i risultati numerici, i metodi di letteratura e il metodo proposto. Sezioni del dominio nei piani:* (a) *H-M*, (b) *V-M* e (c) *V-H*

Bibliografia

ABAQUS, Inc.. ABAQUS 2017 User's Manual. Dassault Systèmes Simulia Corp (2017).

Broms, B.B. (1964a). Lateral resistance of piles in cohesive soils. Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 90, SM2, pp. 27-63.

Broms, B.B. (1964b). Lateral resistance of piles in cohesionless soils. Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 90, SM3, pp. 123-156.

Di Laora, R., de Sanctis, L., Aversa, S. (2019). Bearing capacity of pile groups under vertical eccentric load. Acta Geotechnica, 14(1) pp. 193-205.

Gorini, D. N., & Callisto, L. (2022). Generalised ultimate loads for pile groups. Acta Geot., 17(6), 2495-2516.

Iovino, M., Maiorano, R. M. S., De Sanctis, L., & Aversa, S. (2021). Failure envelopes of pile groups under inclined and eccentric load. Géotechnique Letters, 11(4), 247-253.

Potini, F., Gorini, D.N., Conti, R. (2023). Rigorous lower and upper bounds for the generalised failure loads of pile groups. Géotechnique Letters, 13(2):1–7.

Potini, F., Viggiani, G.M.B., Conti, R. (2025). Interaction domains of pile groups in cohesive soils under generalised loads. Géotechnique, 10.1680/jgeot.24.01210.

Potini, F., & Conti, R. (2024). Horizontal Bearing Capacity of RC Piles in Cohesive Soil: Numerical and Theoretical Modelling. Computers and Geotechnics, 175, 106638.

Sakellariadis, L., & Anastasopoulos, I. (2022). On the Mechanisms Governing the Response of Pile Groups Under Combined VHM Loading. Géotechnique, 10.1680/jgeot.21.00236.

UN CONTRIBUTO SULLA DEFINIZIONE DEL DOMINIO DI INTERAZIONE N_U-M_U DI UNA PLATEA SU PALI

Denise Manna
Università degli Studi della Campania "Luigi Vanvitelli"
denise.manna@unicampania.it

Raffaele Cesaro
Università degli Studi della Campania "Luigi Vanvitelli"
raffaele.cesaro@unicampania.it

Raffaele Di Laora
Università degli Studi della Campania "Luigi Vanvitelli"
raffaele.dilaora@unicampania.it

Chiara Iodice
Università degli Studi della Campania "Luigi Vanvitelli"
chiara.iodice@unicampania.it

Alessandro Mandolini
Università degli Studi della Campania "Luigi Vanvitelli"
alessandro.mandolini@unicampania.it

Sommario

Negli ultimi anni si sta assistendo ad un cambio di approccio alla progettazione di fondazioni su pali soggette a carico verticale ed eccentrico. Il convenzionale metodo di progetto, basato sulla verifica del palo singolo più sollecitato, si sta via via abbandonando lasciando spazio all'utilizzo del dominio di interazione N_u-M_u per l'esecuzione delle verifiche di capacità portante del sistema gruppo di pali-terreno.
L'impiego di tale metodo, rispetto all'approccio tradizionale, consente di sfruttare la duttilità del sistema, evitando una sovrastima delle dimensioni delle fondazioni, operando così in termini di ottimizzazione del progetto. Secondo diversi studi di letteratura, inoltre, considerare il contributo della platea nel sistema misto può offrire notevoli guadagni in termini di resistenza e rigidezza con conseguente possibilità di riduzione delle dimensioni dell'opera. In tale nota sono riportati i risultati di analisi numeriche volte a costruire per punti il dominio di interazione N_u-M_u del sistema misto platea su pali e di ciascun elemento che la compone (palo singolo, platea e gruppo di pali). I domini di interazione numerici di ciascuno degli elementi che la compongono sono stati confrontati con soluzioni analitiche. Le analisi numeriche condotte sul sistema completo saranno utili per comprendere il meccanismo di trasferimento dei carichi tra i vari componenti e sarà da supporto per una soluzione analitica in fase di elaborazione.

1. Introduzione

Prima dell'introduzione delle NTC2008 e NTC2018, le fondazioni su pali soggette ad un carico verticale

ed eccentrico erano progettate secondo quanto stabilito dal DM88 il quale imponeva che le verifiche venissero eseguite sul palo singolo più caricato, trascurando gli effetti di gruppo e il contributo delle pressioni al contatto platea-terreno.
Un primo approccio al problema delle verifiche di capacità portante di un gruppo di pali sotto carico verticale ed eccentrico di tipo semi-empirico fu proposto da Meyerhof et al. 1983 (per pali in sabbia) e poi da Meyerhof e Yalcin, 1984 (per pali in argilla), i quali suggerirono espressioni per definire i domini di interazione N_u-M_u del sistema gruppo di pali-terreno. L'utilizzo di tali espressioni risulta però limitato in quanto basate su risultati di prove in piccola scala di gruppi di pali attestati in terreni omogenei. Inoltre, impiegare tali espressioni non è immediato a causa delle difficoltà associate alla valutazione del momento ultimo corrispondente al carico assiale nullo. Con lo scopo di colmare tali gaps, Di Laora et al., 2019, propongono una soluzione analitica semplificata per costruire il dominio di interazione N_u-M_u di un gruppo di pali basato sul metodo dell'equilibrio limite, assumendo che i pali siano elementi uniassiali indipendenti con comportamento rigido-plastico e caratterizzati da una capacità assiale in compressione N_u diversa da quella in trazione S_u, e che le teste dei pali siano collegate con cerniere plastiche ad una platea infinitamente rigida. Successivamente altri autori propongono soluzioni analoghe volte sia a perfezionare il metodo, sia a considerare condizioni di carico generalizzate, sia a riferirsi alle condizioni di esercizio (Iovino et al., 2021, Di Laora et al., 2022, Gorini & Callisto, 2022, Sakellariadis & Anastasopoulos, 2022, Potini et al., 2023, Cesaro et al., 2024).
Per quanto riguarda il contributo delle tensioni al contatto platea-terreno, secondo il nuovo quadro normativo, è possibile portarlo in conto alla condizione che siano eseguite analisi di interazione tra il terreno e la platea su pali in modo da definire la percentuale di carico trasferita al terreno dalla platea e dai pali. Negli anni sono stati sviluppati diversi metodi per la determinazione della distribuzione del carico tra platea e pali, sia in condizioni di esercizio (Poulos & Davis, 1980; Randolph, 1994; Poulos, 2000) sia a rottura, ma sotto azioni verticali e centrate (Poulos, 2001; de Sanctis e Mandolini, 2006).
Non esistono ancora in letteratura soluzioni analitiche rigorose che consentano la definizione del dominio di interazione N_u-M_u, e in condizioni di rottura e in condizioni di esercizio, per il caso di una fondazione mista platea su pali. Un recente lavoro proposto da Corigliano et al. (2024) propone una semplice procedura analitica per prevedere il dominio di interazione di una platea su pali in condizioni di carico generalizzate, attraverso una funzione parabolica interpolante tre punti.
Tale nota si pone come obiettivo quello di costruire per punti i domini di interazione N_u-M_u sia del sistema completo platea su pali, sia di ciascun elemento che la compone e confrontarli con le soluzioni analitiche disponibili in letteratura. I risultati numerici del sistema completo saranno utilizzati come supporto per una soluzione analitica utile per la definizione dei domini di interazione del sistema completo che è in fase di elaborazione.

2. Analisi numeriche agli elementi finiti

La fondazione analizzata si compone di una platea di forma quadrata infinitamente rigida di larghezza B=2.7 m e spessore h=1m, poggiante su 9 pali di diametro d=0.3 m e lunghezza L_P=8 m, disposti con un interasse pari a 3d. La sezione in cemento armato (c.a.) dei pali presenta una resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo (cls) rispettivamente di compressione e di trazione $f_{c,k}$=68.5 MPa e $f_{t,k}$=5.02 MPa, modulo di rigidezza elastico E=40.51 GPa e una percentuale geometrica di armatura ρ=1%, di classe B450C.
Il sottosuolo è caratterizzato da un profilo di coesione non drenata c_u=50 kPa, di rigidezza iniziale E_u=30 MPa e peso unitario saturo γ_{sat}=18 kN/m^3, costanti con la profondità. Lo stato tensionale iniziale geostatico è caratterizzato da un coefficiente di spinta a riposo k_0=0.5.
Le analisi numeriche sono state compiute con il Software Plaxis 3D che utilizza elementi finiti (FE) di tipo tetraedrico con n.10 nodi e n.4 punti di Gauss. Col fine di ridurre l'onere computazionale, è stato modellato solo metà modello sfruttando la simmetria lungo uno dei due assi, attraverso l'imposizione di vincoli alla frontiera. Nello specifico: lungo i piani verticali (compreso quello di simmetria) sono stati

limitati i soli spostamenti normali, mentre alla base sono stati impediti tutti i gradi di libertà. Inoltre, i confini del modello sono stati posti a distanze tali per cui non si risentisse degli effetti di bordo (altezza del modello pari a due volte la lunghezza L_P dei pali e larghezza pari a quattro volte la lunghezza L_P dei pali). Infine, si è provveduto a raffinare la mesh lì dove erano attese le massime concentrazioni di tensioni e deformazioni (Figura. 1).

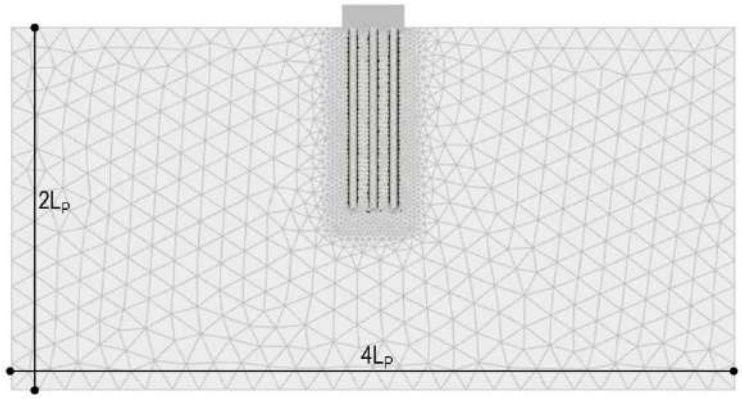


Fig 1. Vista frontale del modello numerico 3D adottato

2.1 Costruzione del dominio di interazione N_u-M_u della sezione in c.a. del palo

Nei casi in cui si voglia modellare numericamente un gruppo di pali o una platea su pali soggetti a condizioni di carico combinate N-M (o anche in presenza di carico trasversale), non sempre si presta attenzione ai meccanismi di rottura cui è soggetto ciascun elemento. Ad esempio, i pali vengono generalmente modellati come elastici oppure attraverso elementi beam, procedura che porta a trascurare la dipendenza tra lo sforzo assiale e il momento di plasticizzazione M_y della sezione in c.a. (Sakellariadis & Anastasopoulos, 2022). Per questa ragione, sono state eseguite analisi di pushover modellando il palo come una mensola incastrata alla base (in assenza di interazione col terreno) alla testa del quale sono state applicate diverse combinazioni di sforzo assiale N e sforzo trasversale H spinte fino a rottura, con lo scopo di costruire il dominio di interazione N_u-M_u della sezione.
Il palo è stato modellato come un elemento di volume al quale è stato assegnato un legame costitutivo di tipo elasto-plastico incrudente in compressione ed elastico perfettamente plastico in trazione, mentre ogni singola barra di armatura è stata modellata con elementi beam ai quali è stato attribuito un legame costitutivo di tipo elastico perfettamente plastico.

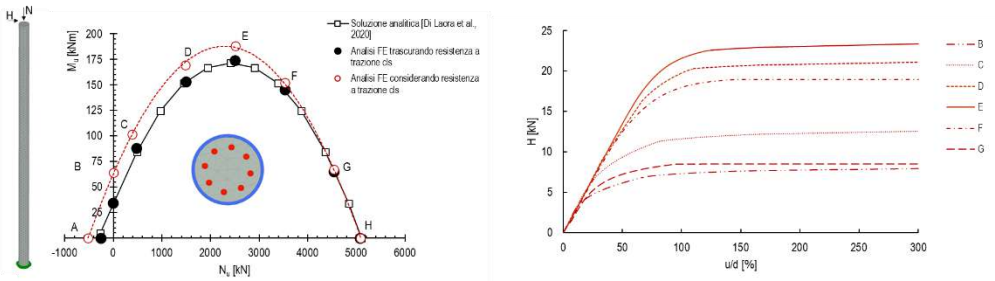


Fig 2. Modello numerico 3D agli elementi finiti del palo singolo con particolare della sezione trasversale, a sinistra; dominio di interazione N_u-M_u della sezione, al centro; curve carico-spostamento orizzontale H-u/d per diverse combinazioni H_u-N_u, a destra.

I risultati delle analisi FE in termini di curve carico trasversale-spostamento orizzontale H-u hanno permesso di ricavare il valore della resistenza trasversale a rottura H_u per ogni combinazione H_u-N_u e definire il relativo valore di momento ultimo M_u come il prodotto tra H_u e la lunghezza del palo L_P.
Le analisi numeriche sono state eseguite in prima battuta trascurando il contributo della resistenza a trazione del cls per effettuare il confronto con la soluzione analitica di Di Laora et al. (2020), risultando

essere in perfetto accordo (rappresentate dai pallini neri in Figura 2). Le stesse analisi sono state poi condotte considerando il contributo della resistenza a trazione del cls (risultati rappresentati dai pallini rossi in Figura 2). Nelle analisi numeriche del gruppo di pali e della platea mista su pali è stato considerato il dominio della sezione "rosso".

2.2 Costruzione del dominio di interazione N_u-M_u della platea e del gruppo di pali

Il modello numerico di Figura 1 afferisce al sistema completo platea su pali. Chiaramente, per poter analizzare i diversi componenti, dal modello sono stati isolati la platea, il palo singolo e il gruppo di pali (platea non a contatto col terreno). Tutte le analisi numeriche sono state compiute in condizioni non drenate in termini di tensioni totali. Il legame costitutivo assegnato al terreno è del tipo elastico perfettamente plastico con criterio di rottura alla Tresca. Il contatto all'interfaccia palo-terreno e platea-terreno è stato considerato perfetto (perfect bonding R_{inter}=1) con legame costitutivo uguale a quello del terreno al contatto. La platea è stata considerata infinitamente rigida e priva di peso.
Sia per la platea che per il gruppo di pali sono state condotte analisi numeriche a spostamenti controllati *w* applicati a diverse eccentricità *e* rispetto al baricentro geometrico della platea. Le curve carico verticale-spostamento N-w ottenute sia in corrispondenza del baricentro della sezione sia in corrispondenza del punto di applicazione dello spostamento hanno permesso di ricavare anche le curve rotazione-momento θ-M. I valori a rottura N_u ed M_u relativi a ciascuna eccentricità imposta, sono stati utilizzati per costruire per punti i domini di interazione.

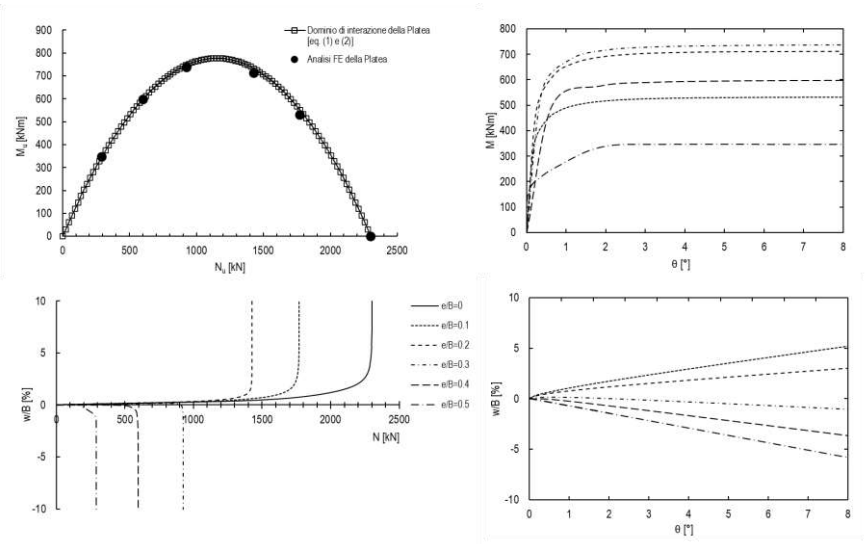


Fig 3. Dominio di interazione Nu-Mu della platea, in alto a sinistra; curve carico-spostamento N-w/B per diverse eccentricità, in basso a sinistra; curve rotazione-momento θ-M in alto a destra; curve rotazione-spostamento θ-w/B in basso a destra

Il dominio numerico della platea è stato confrontato con una soluzione analitica valutata attraverso semplici equazioni di equilibrio alla traslazione verticale (1) e alla rotazione (2) attorno al baricentro della sezione della platea, facendo variare la posizione dell'asse neutro (rotazione rigida antioraria) e imponendo una distribuzione delle tensioni al contatto platea-terreno di tipo rettangolare (ragionevole nel caso di terreno coesivo).

$$N_{u,i} = q_{lim,R} \cdot x_{ni} \cdot L \tag{1}$$

$$M_{u,i} = N_{u,i} \cdot e_i \tag{2}$$

dove: $q_{lim} \approx 6 \cdot c_u$ è il carico limite del sistema platea-terreno (considerando il terreno coesivo e piano di posa a profondità D=0 m) valutato in condizione di carico verticale centrato; x_{ni}, è la posizione i-esima

dell'asse neutro; L, è la lunghezza della platea; b_i, è la distanza del punto di applicazione della forza dalla mezzeria della platea calcolata come (B/2)-(x_{ni}/2), dove B è la larghezza della platea.
Come si può notare dalla Figura 3 l'accordo è risultato essere molto soddisfacente.

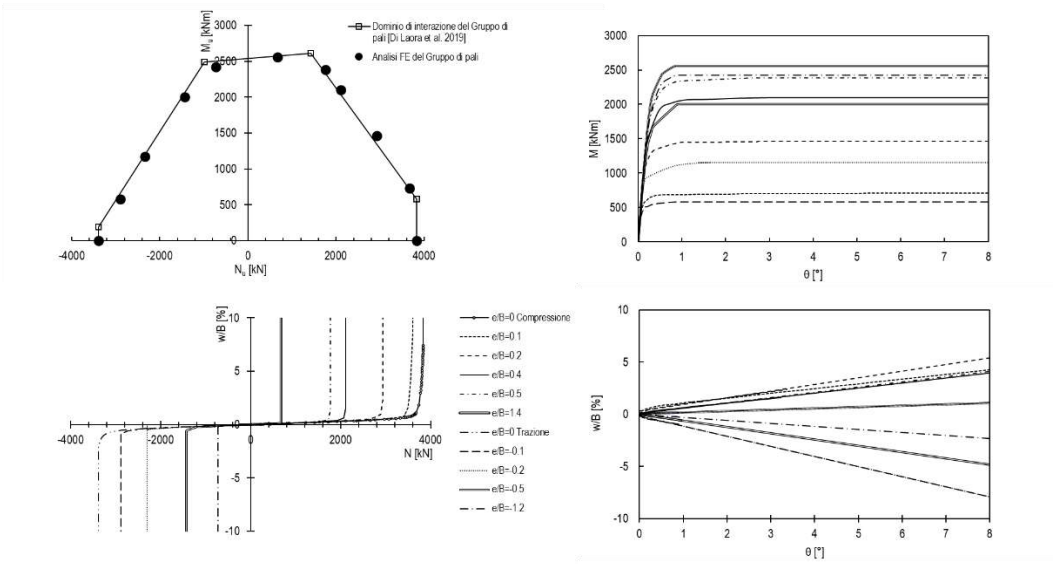


Fig 4. Dominio di interazione N_u-M_u della gruppo di pali, in alto a sinistra; curve carico-spostamento N-w/B per diverse eccentricità, in basso a sinistra; curve rotazione-momento θ-M in alto a destra; curve rotazione-spostamento θ-w/B in basso a destra

Il dominio numerico del gruppo di pali è stato invece comparato con la soluzione proposta da Di Laora et al. 2019, ottenendo un ottimo match (Figura 4).

2.3 Costruzione del dominio di interazione N_u-M_u della platea su pali

Le analisi numeriche per la fondazione mista platea su pali sono state eseguite andando a porre la platea al contatto con il terreno portando così in conto il contributo delle pressioni al contatto platea-terreno.

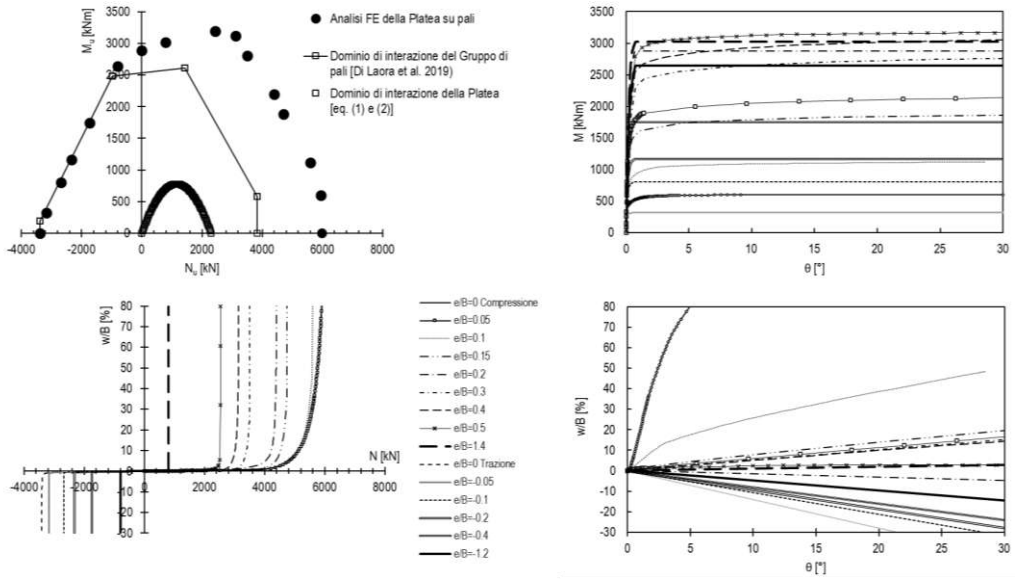


Fig 5. Dominio di interazione N_u-M_u della platea su pali, in alto a sinistra; curve carico-spostamento N-w/B per diverse eccentricità, in basso a sinistra; curve rotazione-momento θ-M in alto a destra; curve rotazione-spostamento θ-w/B in basso a destra

Le analisi hanno seguito la stessa procedura della platea e del gruppo di pali, ovverossia a controllo di spostamenti verticali applicati a diversi valori di eccentricità imposte.
I risultati delle analisi numeriche sono riportati in Figura 5, nella quale si può notare in alto a sinistra il dominio di interazione N_u-M_u della platea su pali costruito per punti.
Ciò che risulta evidente dal dominio numerico è che: i) nel caso di carico verticale e centrato applicato, la resistenza ultima risulta essere pari alla somma di quella del gruppo e della platea prese singolarmente; ii) la resistenza a trazione risulta essere pari alla sola resistenza del gruppo a trazione.

3. Conclusioni

Diverse analisi numeriche sono state condotte con lo scopo di analizzare il meccanismo di collasso di ciascun elemento che compone la fondazione mista platea su pali (sezione c.a. palo, platea, gruppo di pali), giungendo fino allo studio del comportamento del sistema completo. Tutte le analisi sono state eseguite sotto carico verticale per diversi valori di eccentricità imposta. I risultati delle analisi numeriche in termini di curve carico-cedimento N-w/d e rotazione-momento θ-M, per ogni singolo valore di eccentricità imposta, hanno permesso di costruire per punti i domini di interazione N_u-M_u di ciascun elemento che compone la fondazione mista su pali e del sistema completo.
I domini di interazione numerici della sezione in c.a. del palo singolo, della platea e del gruppo di pali sono stati confrontati con quelli analitici ottenendo un ottimo accordo.
Le analisi numeriche eseguite per determinare il dominio di interazione del sistema globale saranno di supporto per una soluzione analitica che potrà essere utilizzata per costruire il dominio di interazione N_u-M_u della fondazione mista platea su pali.

Bibliografia

Cesaro R, Di Laora R, Iodice C, Mandolini A (2024) Interaction domains for capacity- and performance-based design of pile groups. Acta Geotech 19(1):4695-4714
Corigliano, M., Flessati, L., Marveggio, P., di Prisco C.G., (2024). Numerical study and theoretical interpretation of the role of rafts in piled foundations on cohesive soils. (Preprint)
de Sanctis L, Mandolini A (2006). Bearing capacity of piled rafts on soft clay soils. J Geotech Geoenviron Eng ASCE 132(12):1600-1610
Di Laora R, de Sanctis L, Aversa S (2019) Bearing capacity of pile groups under vertical eccentric load. Acta Geotech 14(1):193–205
Di Laora R, Galasso C, Mylonakis G, Cosenza E (2020). A simple method for N-M interaction diagrams of circular reinforced concrete cross sections. Struct Concr 21(1):48–55
Di Laora R, Iodice C, Mandolini A (2022) A closed-form solution for the failure interaction diagrams of pile groups subjected to inclined eccentric load. Acta Geotech 17:3633–3646
Gorini DN, Callisto L (2022) Generalised ultimate loads for pile groups. Acta Geotech 17:2495–2516
Iovino M, Maiorano RMS, de Sanctis L, Aversa S (2021) Failure envelopes of pile groups under inclined and eccentric load. Géotech Letters 11(4):247–253
Meyerhof GG, Yalcin S, Mathur S (1983) Ultimate pile capacity for eccentric inclined load. J Geotech Eng ASCE 109(3):408–423
Meyerhof GG, Yalcin S (1984) Pile capacity for eccentric inclined load in clay. Can Geotech J 21:389–396
Plaxis 3D (2018). PLAXIS Material Models
Plaxis 3D (2018). PLAXIS Reference
Potini, F., Gorini, D.N., Conti, R. (2023). Rigorous lower and upper bounds for the generalised failure loads of pile groups. Géotech Letters, 13(2):1–7
Poulos HG, Davis EH (1980) Pile foundation analysis and design. Wiley, New York
Poulos HG (2000). "Practical design procedures for piled raft foundations." Design applications of raft foundations, J. A. Hemsley, ed.Thomas Telford, London, 425–467
Poulos HG (2001) Piled raft foundations: design and applications. Géotech Letters 51(2):95-113
Randolph MF (1994) Design methods for pile groups and piled rafts. In: Proceedings of 13th ICSMFE. New Delhi 5, pp 61–82
Sakellariadis L, Anastasopoulos I (2022) On the mechanisms governing the response of pile groups under combined VHM loading. Géotech.

PALIFICATE SOGGETTE A CARICHI CICLICI IN TERRENI COESIVI: ANALISI NUMERICHE E INTERPRETAZIONE TEORICA

Matteo Corigliano
Politecnico di Milano
matteo.corigliano@polimi.it

Matteo Zerbi
Politecnico di Milano
matteo.zerbi@polimi.it

Luca Flessati
Technische Universiteit Delft
l.flessati@tudelft.nl

Claudio di Prisco
Politecnico di Milano
claudio.diprisco@polimi.it

Sommario

Le fondazioni su pali rappresentano una soluzione diffusa per il sostegno delle pile dei viadotti, soprattutto in presenza di terreni caratterizzati da scadenti proprietà meccaniche. Tuttavia, i metodi di progettazione attualmente impiegati si basano su ipotesi semplificative che possono condurre a scelte progettuali non ottimali. Una delle principali semplificazioni consiste nel trascurare l'interazione tra platea, pali e terreno e utilizzare approcci pseudo-statici senza prendere in considerazione la natura ciclica delle sollecitazioni sismiche.
In questo contributo si presentano i risultati di analisi numeriche non lineari agli elementi finiti, condotte su un caso rappresentativo di pila di ponte fondata su pali in un terreno argilloso omogeneo con platea a diretto contatto con il terreno. La fondazione è sollecitata staticamente da un carico verticale costante e da momenti e carichi orizzontali variabili in modo ciclico. I risultati ottenuti sono interpretati mediante un modello teorico basato sulla teoria del macroelemento, nel contesto dell'elastoplasticità incrudente. Il macroelemento proposto si dimostra in grado di riprodurre la risposta meccanica del sistema ottenuta attraverso le analisi numeriche agli elementi finiti.

1. Introduzione

In genere, la stima dei cedimenti associati a carichi ciclici indotti da sollecitazioni sismiche richiede l'impiego di codici di calcolo agli elementi finiti (FEM), all'interno dei quali sono implementati modelli costitutivi avanzati in grado di simulare in modo affidabile la risposta del terreno soggetto a sollecitazioni cicliche, e un elevato costo computazionale. Tuttavia, l'applicazione su larga scala di queste analisi risulta impraticabile, soprattutto nei casi in cui sia necessario verificare o progettare un elevato numero di fondazioni, come nel caso delle migliaia di pile di viadotti della rete stradale/ferroviaria europea.
Inoltre, al contrario delle fondazioni superficiali, o di quelle a cassone (di Prisco et al., 2003, Rosati et al., 2023), a causa della complessità dei meccanismi di interazione fra platea, pali e terreno, attualmente

non sono disponibili metodi semplificati in grado di simulare la risposta del sistema in modo speditivo e affidabile.

Gli approcci semplificati disponibili in letteratura nel caso di fondazioni superficiali sono generalmente ispirati alla teoria del macroelemento (Nova & Montrasio, 1991): un modello costitutivo generalizzato che consente di descrivere la complessa risposta meccanica delle opere geotecniche con un numero ridotto di gradi di libertà. Tale approccio, nonostante sia computazionalmente poco oneroso, permette, se correttamente calibrato, di valutare gli spostamenti (cedimenti, rotazioni e spostamenti orizzontali) della fondazione e di tener conto dell'accoppiamento tra le direzioni di carico. Un'estensione dell'approccio elastoplastico tradizionale, proposto in di Prisco et al., 2003, noto come Shallow Foundation Cyclic Model (SFCM), premette di valutare i cedimenti nel caso in cui le sollecitazioni siano cicliche.

Per ciò che concerne le fondazioni su pali, Gorini & Callisto, 2023 hanno proposto un macroelemento per simulare la risposta ciclica e dinamica di gruppi di pali (platea assunta non interagente con il terreno) basato sulla plasticità multisuperficie. Corigliano et al., 2024b hanno invece proposto un macroelemento elasto-plastico incrudente per fondazioni su pali LPR (large pile drafts) poste su terreni coesivi omogenei in condizioni non drenate, in grado di cogliere l'accoppiamento platea-pali-terreno in caso di carichi applicati staticamente e monotonamente crescenti.

In questo lavoro, il macroelemento proposto da Corigliano et al., 2024b è esteso, seguendo l'approccio del modello SFCM, al fine di simulare la risposta meccanica di LPR sottoposte a carichi ciclici. L'efficacia del modello proposto è dimostrata confrontandone i risultati con quelli ottenuti eseguendo analisi numeriche non lineari agli elementi finiti.

Qui di seguito (§2) è riportata in primis la geometria del caso studio, il modello numerico utilizzato e sono quindi illustrati i risultati numerici FEM ottenuti assumendo per l'argilla che costituisce il terreno di fondazione, assunto omogeneo, un comportamento meccanico non drenato. Nel §3, il modello proposto è sommariamente descritto e calibrato sui risultati delle simulazioni FEM. Infine al §4 sono riportate le conclusioni.

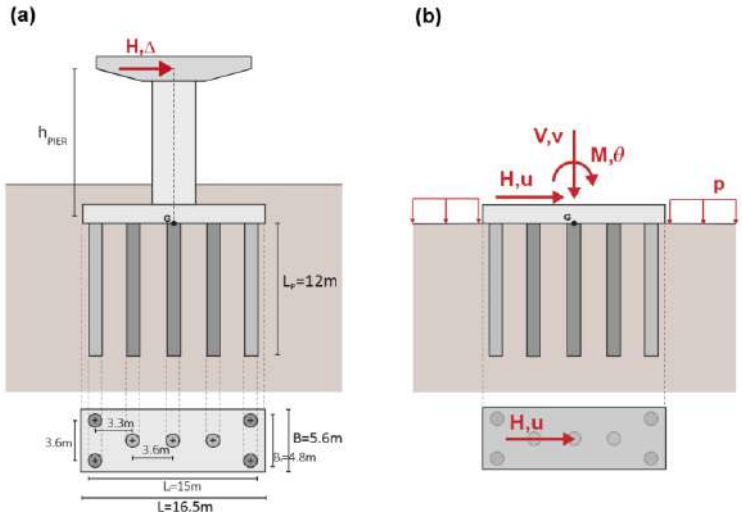


Fig 1. Caso studio rappresentativo: (a) schema pila di ponte con fondazione su pali e (b) azioni e spostamenti indotti sulla fondazione.

2. Modello e risultati numerici

Il modello numerico adottato riproduce un caso rappresentativo di pila posta su fondazione su pali in terreno argilloso omogeneo, caso già analizzato per carichi monotonamente crescenti in Corigliano et al., 2024a. In questo studio, la pila è assunta rigida, platea e pali elastici, mentre il comportamento ciclico dell'argilla è stato simulato con il modello elastoplastico incrudente proposto da Anastasopoulos, 2011, validato mediante il confronto dei risultati numerici con quelli sperimentali ottenuti da Gajan et al., 2005. Le simulazioni numeriche sono state svolte utilizzando il codice numerico ABAQUS

considerando gli effetti del secondo ordine associati all'evoluzione della geometria. I parametri del modello costitutivo per l'argilla sono stati calibrati come in Sieber & Anastasopoulos, 2025 assumendo E=124Mpa, $\nu = 0.495$ e PI=50.

La struttura è assunta soggetta a un carico verticale (V) costante, equivalente al peso dell'impalcato e della pila, e sollecitata ciclicamente imponendo alla sommità della pila o uno spostamento Δ (prove a spostamento controllato DCT), o un carico orizzontale H (prove a carico controllato LCT). Sono stati imposti cicli di ampiezza costante e di ampiezza crescente.

Le prove in controllo di spostamento (Δ) ad ampiezza costante (Figura 2) e ad ampiezza crescente (Figure 3 e 4) mostrano che:

(i) come atteso, in caso di prove ad ampiezza costante la forma del ciclo si stabilizza progressivamente e a causa dei succitati effetti del secondo ordine gli spostamenti verticali accumulati si riducono all'aumentare del numero di cicli (Figura 2c);

(ii) sebbene le prove siano eseguite a carico verticale costante, la fondazione subisce uno spostamento verticale crescente con il numero di cicli,

(iii) la rigidezza equivalente della struttura si riduce progressivamente al crescere dell'ampiezza del ciclo (Figura 3a) e analogamente la costante di smorzamento cresce fino ad assestarsi ad un valore pressoché costante a causa della forma dei cicli che evolve anch'essa (Figura 3b).

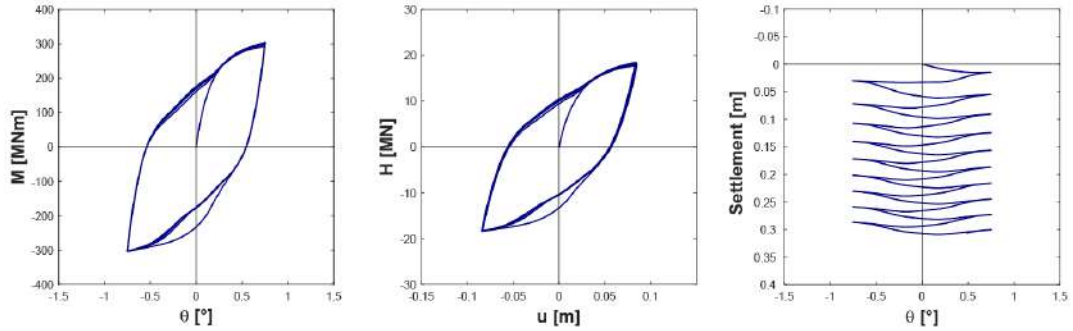


Fig 2. Risultati numerici: risposta a carico ciclico ad ampiezza costante.

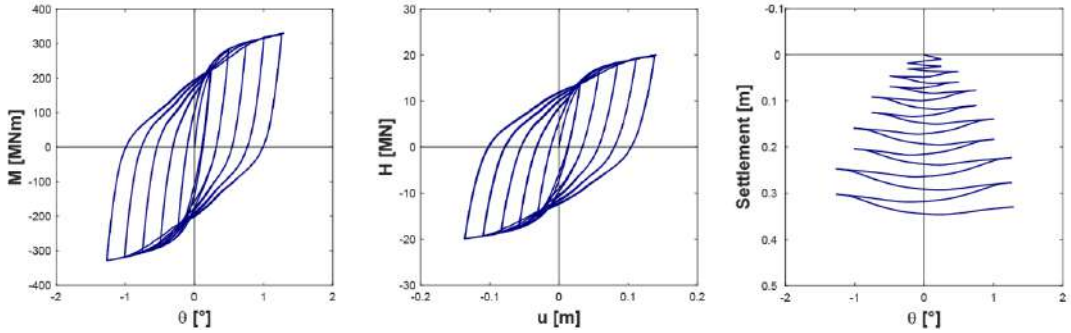


Fig 3. Risultati numerici: risposta a carico ciclico ad ampiezza crescente.

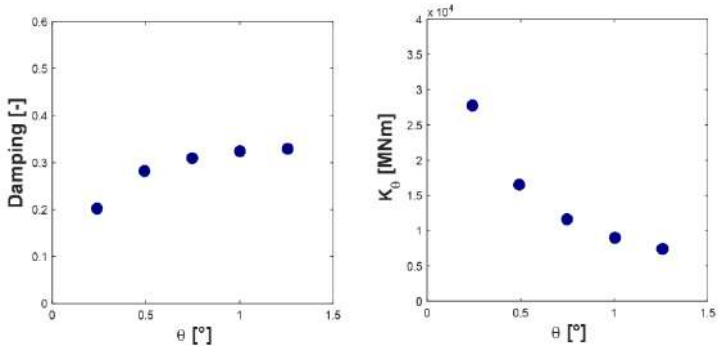


Fig 4. Evoluzione di rigidezza rotazionale e damping con la rotazione.

3. Modello costitutivo generalizzato

In questa sezione è illustrato il modello costitutivo generalizzato proposto ed è discussa la sua capacità di riprodurre risultati numerici ottenuti utilizzando il codice FEM ed imponendo la forza H alla sommità della pila.

Il modello matematico è formulato in termini di sforzi generalizzati adimensionali Q e delle deformazioni generalizzate coniugate q:

$$\boldsymbol{Q} = \begin{Bmatrix} \xi \\ h \\ m \end{Bmatrix} = \frac{1}{V_M} \begin{Bmatrix} V \\ H/\mu \\ M/(\psi B) \end{Bmatrix}$$

e

$$\boldsymbol{q} = \begin{Bmatrix} \eta \\ \epsilon \\ \zeta \end{Bmatrix} = V_M \begin{Bmatrix} v \\ \mu u \\ \psi B \theta \end{Bmatrix}$$

dove V_M è il carico limite verticale, μ e ψ sono parametri costitutivi adimensionali mentre v, u and θ sono rispettivamente lo spostamento verticale, lo spostamento orizzontale e la rotazione della fondazione (Figura 5).

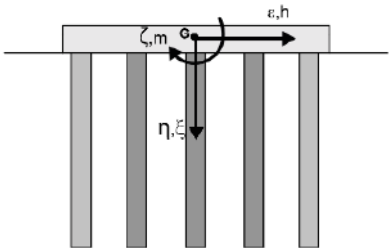


Fig 5. Schema variabili generalizzate.

In particolare, il modello originale è stato modificato ispirandosi al modello SFCM (di Prisco et al., 2003) per fondazioni superficiali. In Figura 6 è riportata una rappresentazione qualitativa (nel piano degli sforzi adimensionali $h - \xi$) del modello descritto.

Nel dettaglio:

- La superficie di plasticità f, all'interno del quale il comportamento è elastico, è una superficie sferica nello spazio degli sforzi generalizzati adimensionali, di raggio costante r_{el} e centro O_f. Per la sfera viene assunto un incrudimento cinematico secondo il quale la posizione del centro evolve in modo tale da minimizzarne lo spostamento soddisfacendo la consistenza;
- La bounding surface b, la superficie di rottura F e il potenziale plastico g (Figura 6) hanno una forma ellissoidica coincidenti con quelle della superficie di plasticità, della superficie di rottura e del potenziale plastico già definite in Corigliano et al., 2024;
- L'evoluzione della bounding surface è regolata dalla variabile ρ_C ed è definita dalla stessa legge di incrudimento introdotta in Corigliano et al., 2024 per la superficie di snervamento;
- Nota la posizione del centro della sfera f è possibile individuare un punto immagine (legge di mapping) associato sulla bounding surface b, utilizzando la direzione del vettore che unisce il centro della sfera al punto immagine dello stato di sforzo.
- Le deformazioni plastiche sono calcolate come:

$$dq^{pl} = \Lambda\left(Q_{If}\right) W(\delta) \frac{dg}{dQ}(Q_{Ib})$$

dove il moltiplicatore plastico Λ e il potenziale plastico g sono valutati nel punto immagine Q_{Ib} appartenenti a b., mentre:

$$W = e^{\left(-\zeta \sqrt{\frac{\delta}{\left(\frac{Q_{Ib}}{\rho_c}\right)}}\right)}$$

che dipende dalla distanza δ fra Q_{Ie} e Q_{Ib} (Figura 6) e da ζ , parametro costitutivo adimensionale.

I parametri adimensionali aggiuntivi del modello calibrati per riprodurre la prova in controllo di carico con $\Delta H = 10MN$, $h_{pier} = 16.5m$ e $V = 50MN$, sono due: $r_{el} = 0.15$ e $\zeta = 2.25$. Il confronto tra i risultati numerici e le previsioni del modello (Figura 7) dimostra le capacità predittive di quest'ultimo.

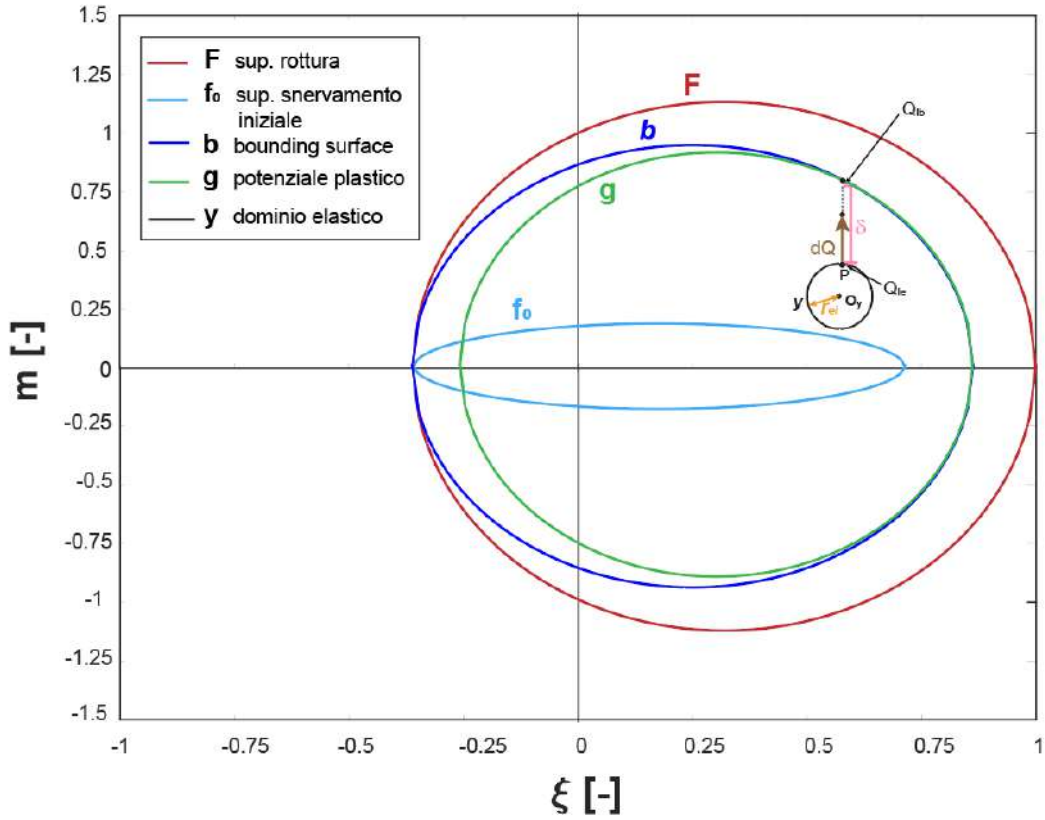


Fig 6. Rappresentazione qualitativa (nel piano degli sforzi adimensionali h-ξ) degli ingredienti del modello al macroelemento.

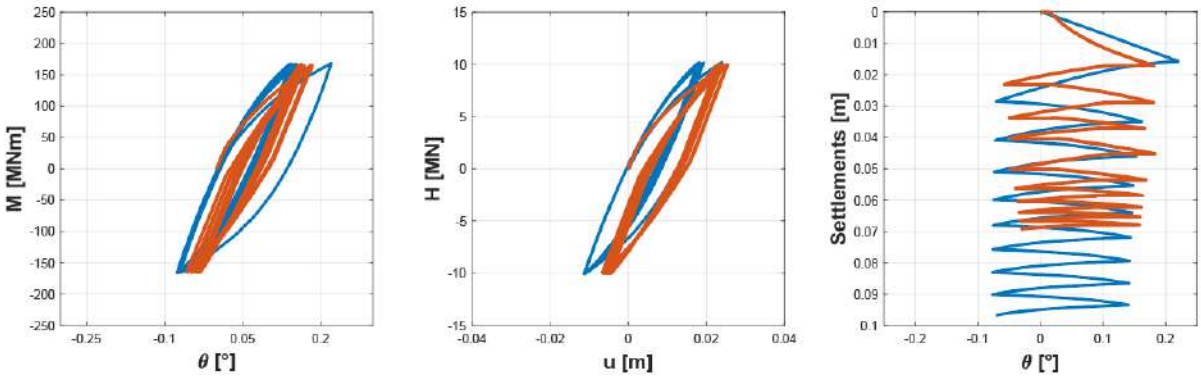


Fig 7. Confronto tra risultati di analisi a elementi finiti e risultati ottenuti con il modello al macroelemento

4. Conclusioni

La previsione degli spostamenti indotti da sollecitazioni cicliche su fondazioni profonde, quali le palificate, richiede attualmente l'impiego di analisi numeriche avanzate, basate su modelli costitutivi in grado di rappresentare in modo accurato la risposta ciclica dei terreni coinvolti.
In questa memoria è considerata una pila posta su palificata. Sono riportati i risultati di simulazioni numeriche di prove cicliche condotte in controllo di carico e di spostamento, ad ampiezza costante e crescente. Le analisi hanno evidenziato la dipendenza della risposta meccanica dal numero di cicli applicati, nonché la comparsa di spostamenti verticali significativi della fondazione, anche in presenza di un carico verticale costante.
I risultati numerici sono stati successivamente utilizzati per estendere al caso di perturbazioni cicliche un macroelemento recentemente concepito dagli autori. Il modello introduce a tal fine una superficie di plasticità ad incrudimento cinematico, una superficie limite ("bounding surface") ad incrudiemnto isotropo, una legge di mapping ed un unico parametro costitutivo aggiuntivo.

Bibliografia

Anastasopoulos, I., Gelagoti, F., Kourkoulis, R., & Gazetas, G. (2011). Simplified constitutive model for simulation of cyclic response of shallow foundations: validation against laboratory tests. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137(12), 1154-1168.

Corigliano, M., Flessati, L., Marveggio, P., Bongio, P., di Prisco, C.G. 2024a. Interaction domains for the seismic safety assessment of piled foundations accounting for piles-raft-soil coupling. World Conference of Earthquake Engineering 2024. Milano (IT).

Corigliano, M., Zerbi, M., Flessati, di Prisco, CG. 2024b. Un macroelemento per palificate poste su terreni puramente coesivi. Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica (IARG2024). Gaeta (IT).

di Prisco C., Nova R., Sibilia A., (2003). Shallow footings under cyclic loading: experimental behaviour and constitutive modelling. Geotechnical analysis of seismic vulnerability of historical monuments. Pàtron, Bologna, pp. 99-122.

Gajan, S., Kutter, B. L., Phalen, J. D., Hutchinson, T. C., and Martin, G. R.(2005). "Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rockingshallow foundations." Soil Dyn. Earthquake Eng., 25(7-10), 773–783.

Gorini, D. N. & Callisto, L. 2023. A multiaxial inertial macroelement for deep foundations. Computers and Geotechnics, 155.

Nova R., Montrasio L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. *Géotechnique*, 41(2), 243-256

Rosati, A., Gaudio, D., di Prisco, C., & Rampello, S. (2023). Use of interaction domains for a displacement-based design of caisson foundations. *Acta Geotechnica*, *18*(1), 445-468.

Sieber, M., & Anastasopoulos, I. (2025). Seismic performance of a rocking pile group supporting a bridge pier. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *151*(1), 04024145.

EFFETTI DEL FLUIDO TERMOVETTORE CIRCOLANTE A TEMPERATURE SOTTOZERO SULLE PRESTAZIONI DEI MICROPALI ENERGETICI

Giulia Romiti, Giulia Guida
Università degli Studi di Roma "Tor Vergata"
giulia.guida@uniroma2.it

Francesco Scuderi, Marco Gerola, Francesco Cecinato
Università degli Studi di Milano
francesco.scuderi@unimi.it, francesco.cecinato@unimi.it

Sommario

Il micropalo energetico (EMP) è un elemento di fondazione in grado di sfruttare l'energia geotermica a bassa entalpia, grazie all'integrazione di tubi scambiatori di calore all'interno della struttura portante. In questo studio, è stato sviluppato un modello tridimensionale accoppiato EMP-terreno, finalizzato ad analizzare il trasferimento di calore e il potenziale congelamento del terreno indotto dalla circolazione di un fluido termovettore a temperature sottozero. Tali condizioni si possono verificare in modalità riscaldamento invernale (estrazione di calore dal terreno), durante i picchi di richiesta termica con particolar riferimento ai contesti climatici freddi. Le simulazioni mostrano che i terreni a grana fine sono maggiormente soggetti al congelamento, a causa della loro bassa diffusività termica, che favorisce un accumulo del freddo attorno al micropalo e riduce l'efficienza dello scambio termico.

1. Introduzione

I micropali sono pali di fondazione di piccolo diametro (tipicamente < 300 mm), originariamente brevettati in Italia, la cui armatura è costituita da un tubo di acciaio, riempito da una boiacca di cemento. Le dimensioni ridotte e il limitato ingombro delle attrezzature di posa ne hanno favorito la diffusione su larga scala, sia per le nuove costruzioni sia per gli interventi di consolidamento delle fondazioni esistenti. Inserendo all'interno dei micropali dei tubi scambiatori di calore, è possibile attivare uno scambio termico tra il fluido termovettore e il terreno circostante, trasformando così i micropali in Micropali Energetici (EMP). Questi ultimi assolvono una duplice funzione: garantiscono il supporto strutturale e permettono lo sfruttamento dell'energia geotermica superficiale (sistemi a bassa entalpia) per il riscaldamento e/o raffrescamento degli ambienti (Gerola *et al*., 2023; Ronchi *et al*., 2018; Scuderi *et al*., 2024). Sebbene la tecnologia dei EMP sia ancora in fase di sviluppo, è stato dimostrato che le loro prestazioni sono comparabili a quelle dei pali energetici tradizionali, pur richiedendo approcci progettuali specifici a causa della differente geometria (Cecinato & Salciarini, 2022).
L'efficacia dello scambio termico dipende dalla differenza di temperatura tra il fluido che circola nei tubi scambiatori di calore e il terreno circostante: temperature più basse del fluido favoriscono

l'estrazione di calore in inverno, mentre temperature più alte ne facilitano la cessione durante l'estate. Tuttavia, tale differenza di temperatura deve rimanere entro limiti tali da evitare sia il congelamento sia il surriscaldamento del terreno, condizioni che potrebbero compromettere l'efficienza della funzione strutturale della fondazione (Brandl, 2006; Loveridge *et al*., 2012). Le attuali linee guida (SIA, 2005; GSHP, 2012) raccomandano di limitare tale differenza di temperature a massimo 15°C e, in particolare, di mantenere la temperatura del fluido sopra gli 0°C per scongiurare il rischio di congelamento del terreno in prossimità del micropalo. Questo limite inferiore è tuttavia molto conservativo, soprattutto per i pali energetici tradizionali, in cui il copriferro in calcestruzzo aumenta significativamente la resistenza termica del sistema. Secondo Loveridge *et al*. (2012), sulla base di simulazioni numeriche di diffusione termica, in un palo energetico tradizionale il fluido può circolare a temperature di qualche grado inferiore allo zero per periodi prolungati senza causare il congelamento del terreno né compromettere la stabilità dell'opera. Nel presente studio, tramite simulazioni accoppiate termo-idrauliche si intende esplorare la risposta dei EMP a fluidi circolanti a temperature sottozero, analizzando l'influenza del tipo di terreno sul meccanismo di trasmissione di calore e formazione del ghiaccio.

2. Modello

Il modello numerico riproduce in dettaglio la geometria tridimensionale di un micropalo energetico presso infisso, ispirato a quello sviluppato da Gerola *et al* (2021). Il dominio di terreno ha forma cilindrica, con diametro pari a 2 m e altezza di 21 m, e contiene un micropalo energetico di lungo 20 m. La Fig. 1(a) mostra la sezione trasversale schematica del sistema: il micropalo è costituito da un tubo di rinforzo in acciaio con diametro esterno di 100 mm, al cui interno è alloggiato un tubo scambiatore di calore in polietilene a forma di U, con diametro interno di 25 mm e spessore di parete pari a 4 mm. L'interasse tra i rami discendente e ascendente del tubo a U è pari a 40 mm. L'interno del micropalo è riempito da una boiacca cementizia, che contribuisce a migliorarne le prestazioni termo-meccaniche. Il fluido termovettore circolante nel tubo a U è una miscela di acqua e glicole (25% in volume). La Fig.1(b) mostra un dettaglio della *mesh* impiegata per discretizzare il micropalo energetico.

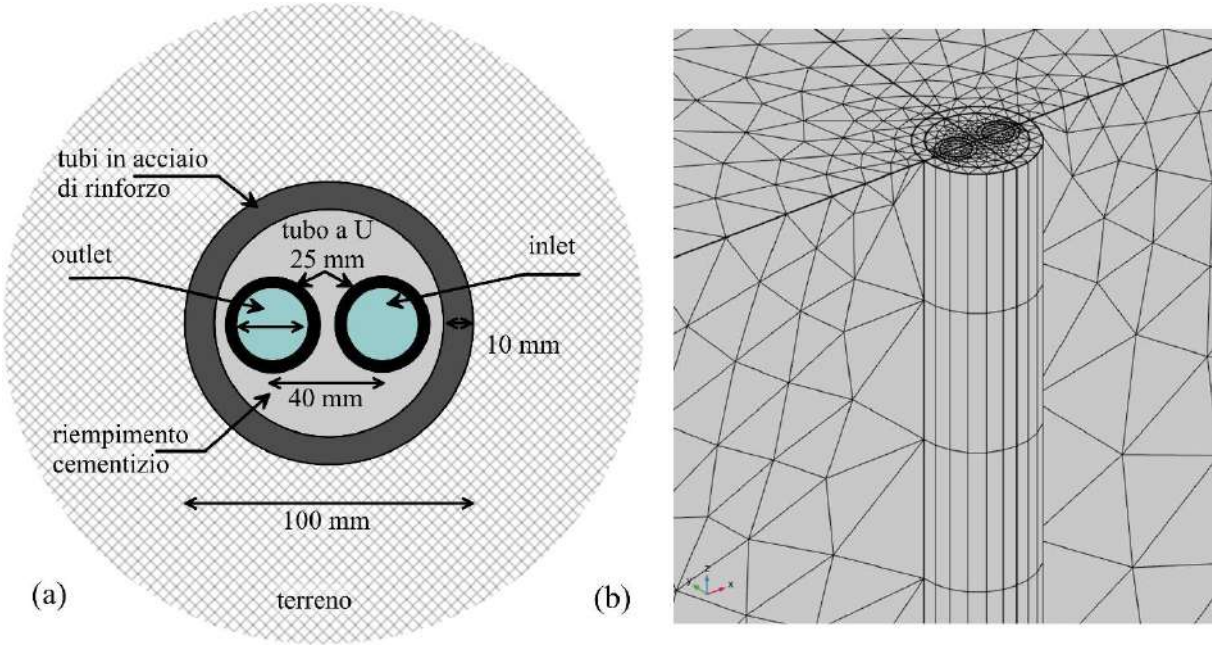


Fig 1. Schema della sezione trasversale del micropalo energetico (EMP); (b) dettaglio della mesh di calcolo.

Per valutare simultaneamente il campo di temperatura e il potenziale congelamento del terreno attorno all'EMP, si è sviluppato un modello termo-idraulico (TH) accoppiato nell'ambiente di calcolo

COMSOL Multiphysics®. Il modello risolve l'equazione di bilancio dell'energia termica sull'intero dominio e quella di bilancio di massa della specie acqua (liquida + ghiaccio) limitatamente al dominio del terreno. La soluzione fornisce così l'evoluzione spazio-temporale del campo di temperature e delle pressioni interstiziali. Nel dominio di terreno, le due equazioni sono accoppiate per simulare in modo realistico l'interazione tra il trasporto di calore e il flusso di massa d'acqua. La formazione di ghiaccio è modellata attraverso una relazione costitutiva che combina l'equazione di van Genuchten con quella di Clausius-Clapeyron, che lega la formazione di ghiaccio – espressa mediante il grado di saturazione del ghiaccio $S_i = V_i/V_v$, cioè il rapporto tra volume di ghiaccio e volume dei vuoti – alle variabili principali del sistema: temperatura e pressione interstiziale. Per maggiori dettagli sul modello TH e sulle relazioni costitutive si rimanda a Guida *et al*. (2025). Le proprietà termofisiche dei materiali impiegati nel modello sono riportate in Tab.1. In particolare, il fluido termovettore è una miscela di acqua e glicole (25%) con proprietà dipendenti dalla temperatura, mentre il terreno è modellato come un mezzo tri-fase, con proprietà ottenute come combinazione ponderata dei contributi delle fasi costituenti: liquida (w), solida (s), ghiaccio (i).

Tab. 1: Proprietà termofisiche dei materiali.

materiali	**densità** $\boldsymbol{\rho}$ **[kg/m^3]**	**calore specifico** c_p **[J/(kgK)]**	**conducibilità termica** $\boldsymbol{\lambda}$ **[W/(mK)]**
acqua glicolata	$-0.0025T^2-0.2928T+1029.8$	$0.0025T+3.8891$	$0.0024T+0.3993$
polietilene	960	2.00	0.4
boiacca di cemento	1850	1.00	2.3
acciaio	7850	0.48	75
terreno	$(\rho c_p)_{eff} = \theta_w \rho_w c_{p,w} + \theta_s \rho_s c_{p,s} + \theta_i \rho_i c_{p,i}$		$k_{eff} = k_w^{\theta_w} k_s^{\theta_s} k_i^{\theta_i}$

3. Condizioni iniziali e al contorno

Come condizione al contorno termica, è imposto un profilo termico variabile nel tempo, basato sulla distribuzione analitica proposta da Hillel (1982), che descrive l'influenza delle variazioni termiche atmosferiche sulla temperatura del sottosuolo lungo l'anno. Sono assunti una temperatura media annua di 13.5 °C e un'escursione termica annua e giornaliera rispettivamente pari a 16 °C e 3.5 °C, valori rappresentativi della città di Modena. La sommità del micropalo è considerata termicamente isolata. Da un punto di vista idraulico, la pressione interstiziale dell'acqua segue una distribuzione idrostatica, con la superficie della falda coincidente con il piano campagna. Per il fluido termovettore è imposta una velocità di 1.7 m/s, sufficiente a garantire un regime di flusso turbolento. Le temperature di mandata del fluido investigate sono −3°C, −5°C e −7°C.

Le simulazioni numeriche investigano l'effetto della temperatura sottozero del fluido circolante e del tipo di terreno circostante, considerando tre terreni tipo: sabbia, limo e argilla. Tali materiali presentano proprietà termofisiche delle particelle solide, porosità e caratteristiche idrauliche differenti (vedi Tab.2, da Guida *et al*., 2025). Tutte le simulazioni sono di tipo transitorio, con una durata di 3 giorni, durante i quali si analizza la risposta a breve termine del sistema e il potenziale congelamento del terreno in prossimità del micropalo.

Tab. 2: Proprietà fisiche, termiche e idrauliche dei terreni tipo.

	proprietà fisiche		**proprietà termiche**		**proprietà idrauliche**			
tipo di terreno	densità	porosità	capacità termica	conducibilità termica	parametri di ritenzione: S_{res}, M, IEV			conducibilità idraulica
	kg/m^3	–	J/(kgK)	W/(mK)	–	–	kPa	m/s
sabbia	2700	0.45	800	4.0	0.04	0.8	4	10^{-4}
limo	2650	0.40	900	2.0	0.08	0.5	70	10^{-6}
argilla	3600	*0.*35	1000	1.5	0.20	0.3	200	10^{-8}

4. Risultati

Il campo di temperature nel terreno evolve nello spazio e nel tempo a seguito dello scambio termico indotto dalla circolazione del fluido termovettore a bassa temperatura. L'analisi dei profili di temperatura lungo una verticale all'interfaccia palo-terreno (vedi Fig.2a), in corrispondenza del punto più prossimo al tubo di mandata, evidenzia come il tipo di terreno influisca significativamente sulla distribuzione termica. I terreni più grossolani, come la sabbia, grazie alla loro maggiore diffusività termica, mostrano una variazione di temperatura meno marcata rispetto ai terreni più a grana fine, come il limo o l'argilla. La forma dei profili di temperatura, caratterizzata da un punto di minimo ricorrente alla profondità di circa 2 m, riflette la distribuzione iniziale di temperatura imposta secondo la formulazione di Hillel (Fig.2b).

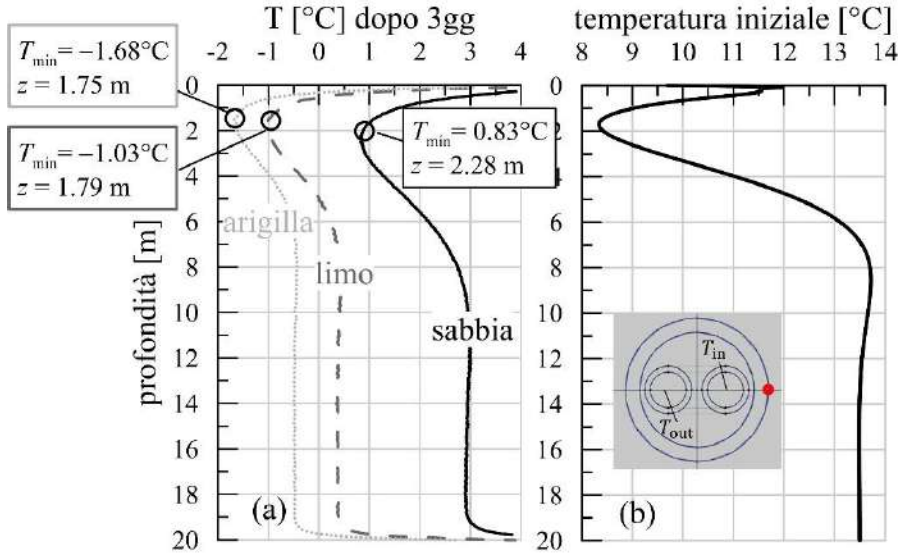


Fig.2 –Profili di temperatura lungo la verticale all'interfaccia micropalo-terreno (a) dopo tre giorni di simulazione con fluido circolante a temperatura -5°C e (b) profilo delle temperature iniziali nel terreno.

La Figura 3 mostra dei *contour* del contenuto di ghiaccio nel terreno ottenuti per temperature del fluido termovettore pari a −5°C e −7°C. La sabbia evidenzia gli spessori più ridotti di terreno congelato attorno al micropalo: per una temperatura di mandata di −5°C, non si osserva formazione di ghiaccio, in quanto le temperature all'interfaccia micropalo-terreno restano superiori a 0°C. Il limo, al contrario, sviluppa la zona di terreno congelato più estesa, persino maggiore di quella osservata nell'argilla, nonostante quest'ultima presenti temperature più basse (vedi Fig. 2a). Questo comportamento è riconducibile alle curve di congelamento adottate per i diversi materiali (Fig.3b), che mettono in relazione il contenuto di ghiaccio con la temperatura inferiore a 0°C. Più fine è la granulometria del terreno, più bassa è la temperatura richiesta per ottenere elevati contenuti di ghiaccio. A parità di temperatura sottozero, l'argilla trattiene una maggior quantità di acqua liquida rispetto al limo e alla sabbia. che tendono invece a saturarsi di ghiaccio già a pochi gradi sotto 0°C.

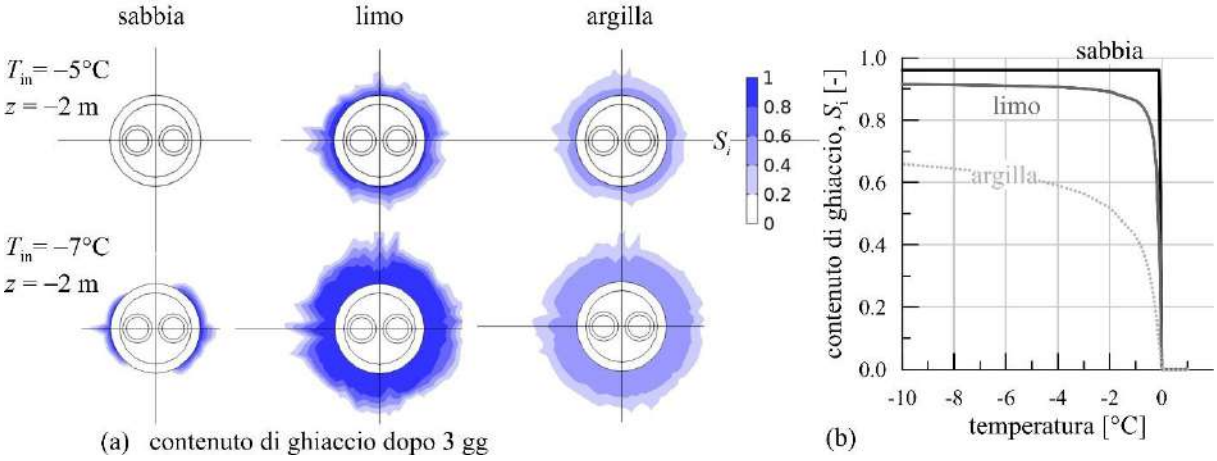


Fig.3 –(a) Contour del contenuto di ghiaccio a z=-2 m per due diverse temperature di mandata; (b) curve di congelamento adottate per i diversi tipi di terreno.

5. Potenza termica

La potenza termica q scambiata dall'EMP è stata valutata sulla base della differenza di temperatura tra ingresso e uscita del fluido termovettore ΔT, che rappresenta la quantità di calore assorbita dal terreno circostante:

$$q = \dot{m} c_p \Delta T / L_p \qquad (1)$$

Nell'Eq.1, q è la potenza termica per unità di lunghezza [W/m], $\dot{m}$ è la portata massica del fluido termovettore [kg/s], c_p, è il calore specifico del fluido [J/(kg·K)] e L_p è la lunghezza del micropalo. La portata $\dot{m}$ è calcolata come funzione della densità $\rho_f(T)$, della velocità del fluido u = 1.7 m/s e dell'area della sezione: $\dot{m} = \rho_f(T) u \pi r^2$, dove r = 12.5 mm è il raggio interno del tubo. La Fig. 4 mostra l'evoluzione della potenza termica per unità di lunghezza in funzione del tipo di terreno e della temperatura di mandata del fluido termovettore. La potenza termica è generalmente massima nei primi istanti del processo, quando la differenza di temperatura tra il fluido e il terreno è più elevata. Con il passare del tempo, man mano che il sistema tende a un equilibrio termico locale, la potenza si riduce e si stabilizza su valore asintotico. Tale valore è generalmente più elevato nei terreni a grana grossolana (*e.g.*, sabbie), per via della maggiore diffusività termica, e in corrispondenza di temperature di fluido più basse, come evidenziato in Fig.4(b).

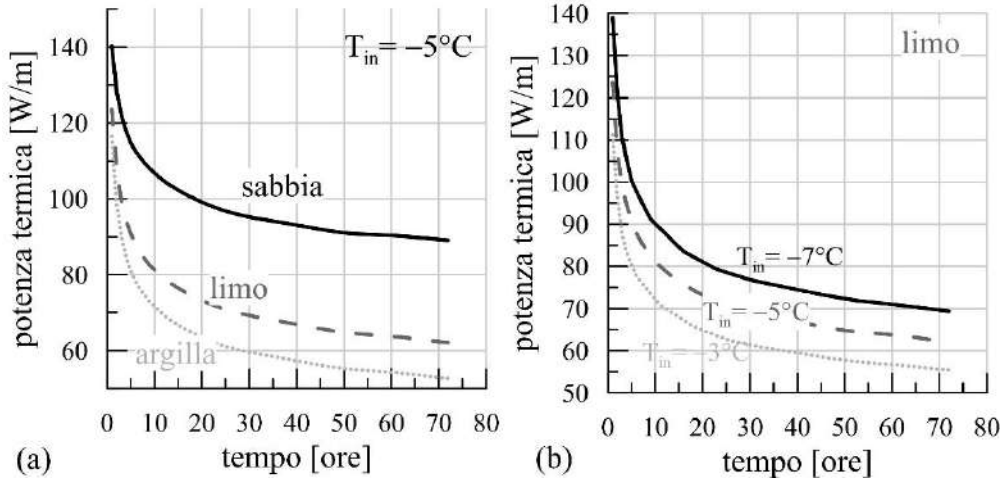


Fig.4 – (a) Evoluzione temporale della potenza termica unitaria scambiata dal EMP (a) al variare del tipo di terreno e (b) della temperatura di mandata del fluido termovettore.

6. Conclusioni

In questo studio si analizza l'effetto delle temperature sottozero del fluido termovettore sulle prestazioni termiche di un Micropalo Energetico (EMP) mediante un modello termo-idraulico tridimensionale accoppiato. I risultati evidenziano come il tipo di terreno e le condizioni iniziali influenzino in modo significativo l'evoluzione del campo termico e della saturazione del ghiaccio attorno al micropalo. In particolare, i terreni di transizione, *e.g*., il limo, si rivelano i più suscettibili al congelamento: rispetto ai terreni a grana grossa, raggiungono temperature più basse a causa della ridotta diffusività termica, ma al contempo mostrano una minore capacità di trattenere acqua liquida rispetto alle argille. Si osserva inoltre che la potenza termica scambiata dal EMP aumenta al diminuire della temperatura del fluido termovettore e risulta maggiore nei terreni a grana grossa, grazie alla loro superiore conducibilità termica.

Negli sviluppi futuri di questo studio, attualmente in fase preliminare, si intende sfruttare le analisi numeriche per generare delle indicazioni pratiche sulla temperatura minima di mandata del fluido termovettore necessaria a evitare il congelemento del terreno, in funzione della diversa tipologia di palo o geostruttura energetica, delle condizioni climatiche e delle caratteristiche geotecniche del sito.

Bibliografia

Brandl, H. (2006). Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Géotechnique*, *56*(2), 81-122.

Cecinato, F., Salciarini, D. (2022), Energy performance assessment of thermo-active micro-piles via numerical modeling and statistical analysis, *Geomechanics for Energy and the Environment*, vol. 29, no. 100268.

Gerola, M., Lupattelli, A., Cecinato, F., Salciarini, D., Arola, T. (2023). Numerical Analysis of the Behaviour of Energy Micropiles Used for Heat Storage: A Case Study in Turku (Finland), in *National Conference of the Researchers of Geotechnical Engineering*, Cham: Springer Nature Switzerland, 2023, pp. 808-815.

GSHP (2012). Thermal pile; design, installation & materials standards. *Ground Source Heat Pump Association, Milton Keynes*.

Guida, G., Pucci, A., Romani, E., Viggiani, G. M., & Casini, F. (2025). Interpretation of an artificial ground freezing field trial at Fori Imperiali in Rome, *Underground Space*.

Hillel, D. (1982). Introduction to Soil Physics, *Elsevier Inc.,* pp. 155-175.

Laloui, L. & Rotta Loria, A. F. (2019) Analysis and Design of Energy Geostructures, *Academic Press*.

Loveridge, F. A., Amis, A., & Powrie, W. (2012). Energy pile performance and preventing ground freezing.

Ronchi, F., Salciarini, D., Cavalagli, N., Tamagnini, C. (2018). Thermal response prediction of a prototype Energy Micro-Pile, *Geomechanics for Energy and the Environment*, vol. 16, pp. 64-82.

Scuderi, F., Cecinato, F., d'Attoli, M., Gualerzi, D., Occhi, A., Occhi, M. (2024). Analisi numerica preliminare del comportamento termico di micropali termo-attivi, In XIII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici, AGI, 2024, pp. 165-168.

SIA (2005), Utilisation de la chaleur du sol par des ouvrages de foundation et de soutenement en beton, Guide pour la conception, la realisation et al maintenance, Swiss Society of Engineers and Architects, Documentation D 0190.

ANALISI SPERIMENTALE E NUMERICA DEL COMPORTAMENTO TERMO-MECCANICO DI PALANCOLE TERMO-ATTIVE

Andrea Morcioni
Università degli Studi di Milano, Dipartimento di Scienze della Terra "Ardito Desio"
andrea.morcioni@unimi.it

Marco Gerola
CRUX Engineering BV, Delft, The Netherlands
gerola@cruxbv.nl

Francesco Cecinato
Università degli Studi di Milano, Dipartimento di Scienze della Terra "Ardito Desio"
francesco.cecinato@unimi.it

Sommario

Il presente lavoro analizza un caso studio di palancola termo-attiva (PTA) installata a sostegno della sponda di un canale fluviale. Utilizzando i dati raccolti da un sistema di monitoraggio in sito, è stato sviluppato e calibrato un modello numerico agli elementi finiti in 2D. L'analisi, basata sulla ricostruzione del profilo termico iniziale e delle condizioni geostatiche, ha l'obiettivo di studiare il comportamento termo-meccanico dell'opera. Il confronto tra simulazioni numeriche e dati sperimentali ha permesso di validare il modello, evidenziando deformazioni indotte dalle variazioni termiche che risultano contenute e compatibili con l'esercizio dell'opera. I risultati forniscono una base per futuri studi numerici 2D e 3D, volti a indagare gli effetti termo-meccanici delle PTA in differenti condizioni climatiche e operative.

1. Introduzione

Nel contesto della transizione energetica, le geo-strutture energetiche (GE) rappresentano una soluzione efficiente per lo scambio termico con il sottosuolo, consentendo di dissipare calore in estate ed estrarlo in inverno. Si tratta di strutture geotecniche convenzionali integrate con serpentine percorse da un fluido termovettore, che affiancano alla funzione strutturale quella energetica, offrendo vantaggi ambientali ed economici rispetto alle sonde geotermiche tradizionali.

Tra le principali GE si annoverano pali, diaframmi e gallerie (Brandl, 2006), impiegati per la climatizzazione di edifici o la mitigazione degli effetti delle temperature estreme su infrastrutture (ad es. piste aeroportuali o ponti). Una tipologia innovativa è rappresentata dalle palancole termo-attive (PTA), in grado di scambiare calore non solo con il terreno ma anche con corpi idrici superficiali, grazie alla loro ampia area di contatto (Ziegler et al., 2019; Gerola et al., 2025a, 2025b, Vardon et al., 2025).

La progettazione delle PTA pone sfide legate alla loro duplice funzione, richiedendo attenzione sia all'efficienza energetica che agli accoppiamenti termo-meccanici. L'efficienza dipende da fattori progettuali (dimensioni, materiali) e da condizioni idrogeologiche che influenzano il comportamento termico del terreno (Gerola et al., 2025b). Inoltre, le variazioni di temperatura durante l'esercizio possono generare sollecitazioni e deformazioni nel terreno e nella struttura, che devono essere considerate in fase progettuale per garantire la funzionalità dell'opera.

Il presente studio analizza una PTA installata lungo il canale "Delftsche Schie" nei pressi di Delft (Paesi Bassi), equipaggiata con un sistema di monitoraggio termo-meccanico al fine di verificare la

compatibilità tra attivazione termica e funzione di sostegno, e valutare il rendimento energetico. È stato sviluppato un modello numerico bidimensionale agli elementi finiti calibrato sui dati di monitoraggio sperimentale. Il modello numerico è quindi utilizzato per ricostruire il campo termico iniziale, le condizioni geostatiche e per analizzare le deformazioni termo-indotte nella struttura e nel terreno circostante.

2. Caso studio

La PTA analizzata in questo studio è stata installata lungo un canale nei pressi di Delft (Figura 1a), in un tratto con una profondità d'acqua di circa 1,75 m. L'opera, in acciaio, ha una profondità di infissione di 15,7 m, uno spessore di 8 mm e un'estensione attiva termicamente pari a circa 8,4 m in larghezza e 15 m in altezza.

Dal punto di vista geologico, l'area è caratterizzata da depositi lacustri-palustri (argille, limi e torbe) sovrastanti uno strato sabbioso fluviale olocenico. Il profilo stratigrafico lungo la palancola (Figura 2a) evidenzia, dal basso verso l'alto:

- uno strato sabbioso olocenico fino a 17 m di profondità;
- uno strato argilloso di 7,5 m;
- tre sottili livelli di argilla (debolmente limosa, fortemente sabbiosa e nuovamente debolmente limosa) con spessori di 1,5 m, 2,5 m e 1 m;
- materiale torboso fino a 1,75 m dal piano campagna;
- uno strato di sabbia artificiale a completamento della sponda.

In origine, la sponda era sostenuta da una paratia lignea profonda 6 m, con una scarpata in terra che collegava la banchina al fondo del canale (Figura 2a). Un piccolo rilevato ospita una pista ciclabile (Figure 1a e 2a). La nuova palancola energetica è stata infissa a circa 2 m dalla paratia esistente, verso il centro del canale, e l'intercapedine è stata riempita con sabbia (Figure 1b e 2b). Per aumentare lo scambio termico con l'acqua, è stata rimossa la scarpata di collegamento tra fondo e banchina (Figura 2b).

La PTA è dotata di due circuiti di scambio termico (Figura 1c):

- il circuito superficiale, installato sul lato terreno fino a 3 m di profondità, che scambia calore principalmente con l'acqua del canale;
- il circuito profondo, esteso fino a 15 m, che scambia calore con il terreno e l'acqua.

Ciascun circuito è costituito da tre tubi a "U" in acciaio collegati in serie, per un totale di 12 tubi nell'intero sistema.

Il monitoraggio del comportamento termo-meccanico della PTA è stato realizzato tramite:

- 59 sensori di temperatura del terreno distribuiti su 8 verticali,
- 20 pozzetti termometrici per la misura della temperatura del fluido termovettore,
- 5 flussometri per la misura della portata del fluido,
- 2 inclinometri nel terreno adiacente, posti rispettivamente a 10 m e 13 m di profondità in corrispondenza dei tratti superficiali e profondi (Figura 1d).

Tra il 26 ottobre 2020 e il 22 gennaio 2021, la PTA è stata testata con diverse combinazioni di attivazione:

- Fase 1a: attivazione del circuito superficiale (blu in Figura 1c) per 31 giorni;
- Fase 1b: attivazione del circuito profondo (viola) per 21 giorni;
- Fase 2: attivazione combinata dei circuiti profondo e superficiale (viola + verde) per 41 giorni.

Sebbene i test siano proseguiti anche oltre la Fase 2 (Gerola et al., 2025a, 2025b; Vardon et al., 2025), il presente studio si concentra su queste tre fasi, per le quali è disponibile la maggior parte dei dati inclinometrici.

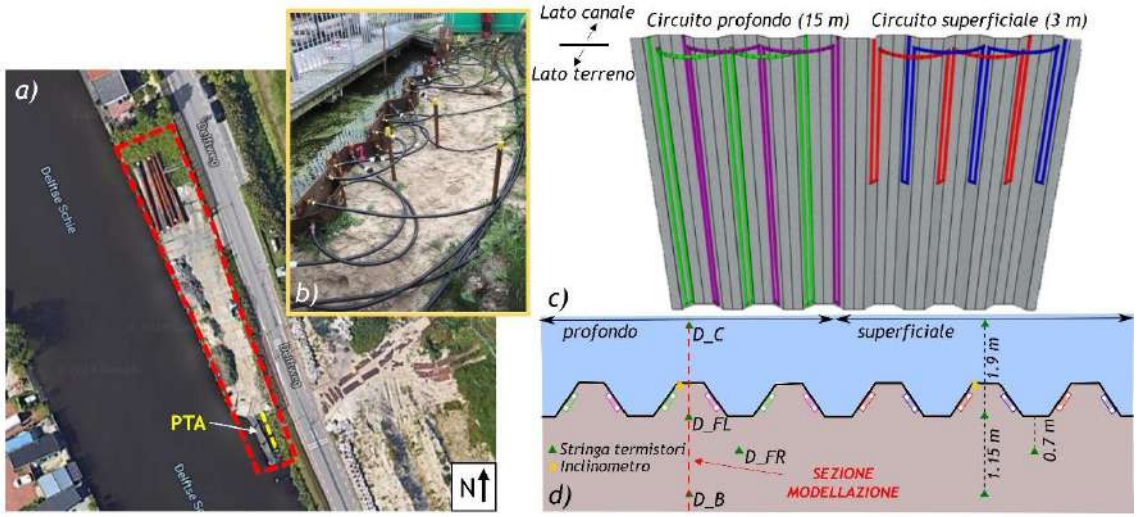


Fig 1. a) Veduta aerea del sito di installazione della PTA (De Jong, 2021), b) Fotografia scattata prima del rinterro finale, con evidenza dei tubi di collegamento tra le serpentine geotermiche (Vardon et al., 2025), c) Schema della PTA con indicazione dei circuiti profondi e superficiali (de Vries, 2021), d) Pianta della PTA con localizzazione dei sensori (catene termometriche e inclinometri) e indicazione della sezione modellata (De Jong, 2021).

3. Analisi numerica

Il modello numerico bidimensionale agli elementi finiti della PTA è stato sviluppato nel software COMSOL Multiphysics (Figure 2 e 3). L'analisi si è articolata in tre fasi: inizializzazione meccanica, inizializzazione termica e analisi termo-meccanica accoppiata.

L' inizializzazionemeccanica (IM) ha avuto inizio dalla configurazione pre-installazione della PTA (Figura 2a). Il campo di sollecitazioni geostatiche è stato calcolato dapprima in condizioni elastiche e poi elasto-plastiche, utilizzando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb con i parametri di progetto. La sequenza costruttiva modellata ha incluso: i) infissione della PTA, ii) rinterro tra la palancola e la paratia in legno, iii) rimozione della scarpata (Figura 2b). Le condizioni al contorno hanno previsto cerniere alla base, carrelli sui lati e pressione idrostatica sul contorno superiore bagnato (Figura 3a). L'interfaccia palancola-terreno è stata trattata in continuità, assumendo il livello piezometrico statico coincidente con quello del canale (-0.6 m dal piano campagna).

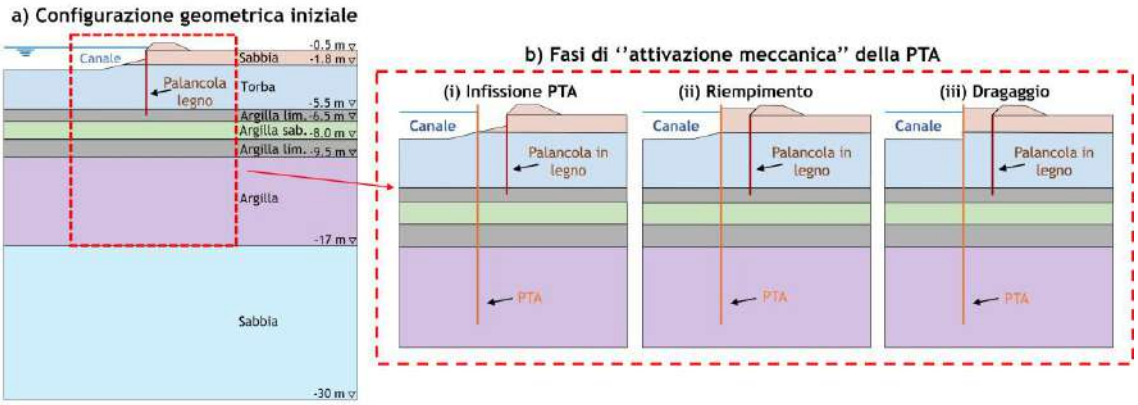


Fig 2. a) Configurazione geometrica iniziale del sito prima dell'infissione della PTA, con evidenza del profilo stratigrafico, della paratia in legno esistente, della scarpata di raccordo tra sponda e fondale e del rilevato su cui insiste la pista ciclabile (De Jong, 2021). b) Sequenza delle operazioni costruttive della PTA durante la fase di

attivazione meccanica: infissione della palancola, rinterro dello spazio retrostante con sabbia, e successiva rimozione della scarpata per incrementare la superficie di scambio termico con l'acqua del canale.

L'inizializzazione termica (IT) ha preso avvio dalla configurazione finale della fase IM, con l'obiettivo di ricostruire un profilo di temperatura coerente con le condizioni antecedenti all'attivazione geotermica. Le condizioni al contorno termiche (Figura 3a) sono: temperatura costante di 12 °C alla base, isolamento termico ai lati, storia termica dell'acqua del canale lungo il bordo in contatto col fondale e storia termica atmosferica sull'interfaccia aria-terreno (Figura 3b). Le temperature di aria e acqua sono state interpolate con curve sinusoidali su dati triennali. La simulazione ha previsto uno scambio termico transitorio della durata di 10 anni, a partire da una temperatura iniziale omogenea di 12 °C, per ottenere uno stato termico iniziale rappresentativo (Gerola et al., 2025a).
Nella successiva fase termo-meccanica accoppiata (TM), si sono valutati gli effetti delle variazioni di temperatura sulla distribuzione di sollecitazioni e deformazioni nel dominio. A partire dalle condizioni finali della fase IT, sono stati imposti i carichi temporali termici legati a: i) temperatura atmosferica, ii) temperatura dell'acqua del canale e iii) temperatura media del fluido termovettore (Figura 3c; vedi fasi 1a, 1b e 2 nel §2). Utilizzando un passo temporale giornaliero, è stato eseguito un calcolo termo-meccanico accoppiato considerando un comportamento elastico lineare per la palancola in acciaio ed elasto-plastico (Mohr-Coulomb) per il terreno, con legge costitutiva termo-elastica isotropa (cfr. Morcioni et al. 2025a, 2025b).

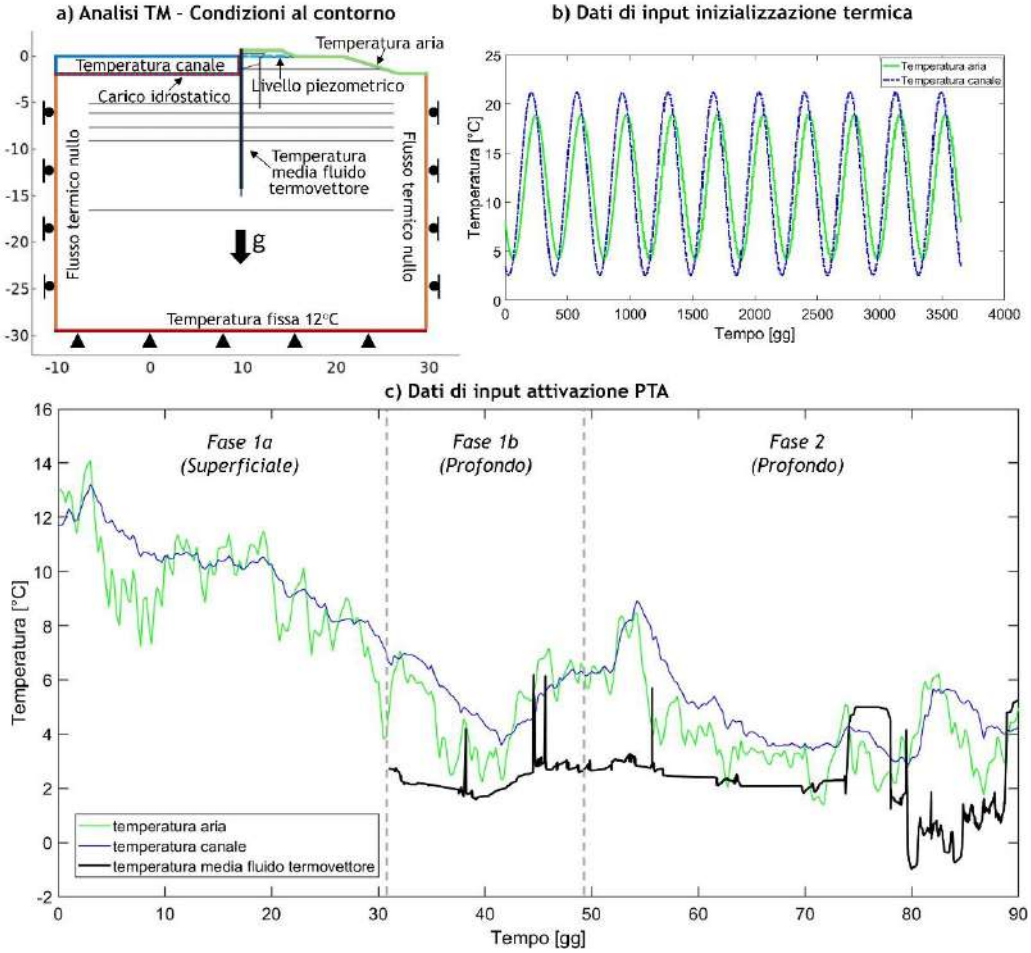


Fig 3. a) Condizioni al contorno meccaniche e termiche. b) Funzioni di temperatura rappresentanti la temperatura del canale e la temperatura atmosferica durante la fase di inizializzazione termica. c) Dati di input per l'analisi termo-meccanica che rappresentano l'attivazione geotermica della PTA.

4. Risultati

Il calcolo geostatico ha mostrato uno spostamento orizzontale massimo iniziale in sommità della banchina pari a circa 12 mm verso il canale, in accordo con i calcoli progettuali (De Jong, 2021). Allo stesso modo, i profili di tensione orizzontale efficace, momento flettente e configurazione deformata risultano coerenti con quanto previsto in fase di progetto (Morcioni et al., 2025a).
Il modello ha riprodotto correttamente l'andamento delle temperature e degli spostamenti orizzontali anche nell'analisi termo-meccanica a breve termine (Figura 4). Si osserva che la risaturazione del terreno di rinterro, dovuta alle precipitazioni, può indurre variazioni di spostamento orizzontale comparativamente maggiori rispetto a quelle indotte termicamente, che si mantengono generalmente nell'ordine dei decimi di millimetro (Morcioni et al., 2025a, 2025b).
Sono state condotte anche simulazioni a lungo termine (cfr. Morcioni et al., 2025a, 2025b) che hanno evidenziato un impatto termico più rilevante in prossimità della palancola energetica, con variazioni annue della temperatura dell'ordine di 10 °C, causate dal funzionamento intermittente del sistema.
Il pattern deformativo della palancola mostra spostamenti verso il canale durante la fase di attivazione termica (fino a 1 mm), e in direzione opposta durante la rigenerazione estiva. Su un orizzonte temporale di 40 anni, gli spostamenti maggiori si registrano dopo 5 anni di attivazione, con un massimo spostamento orizzontale pari a 1.2 mm lato canale.
Dall'analisi congiunta di deformazioni e temperature è emerso anche come la presenza della preesistente paratia in legno e la complessa stratigrafia del sito influenzino significativamente il comportamento termo-meccanico del sistema.

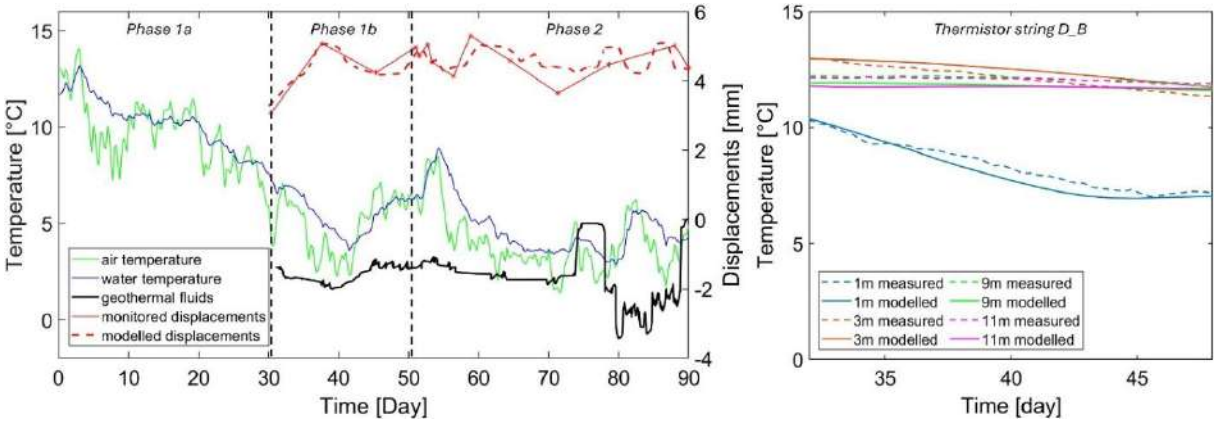


Fig 4. Analisi termo-meccanica a breve termine. a) Dati di input per l'analisi termo-meccanica e confronto tra spostamenti orizzontali della palancola misurati e simulati, b) Confronto tra simulazioni e misure di temperatura nel terreno (catena termometrica D_B rappresentata in Fig. 1) a diverse profondità.

5. Conclusioni

I valori massimi di spostamento orizzontale ottenuti dalla simulazione termo-meccanica relativi all'estrazione di calore della PTA si collocano nell'intervallo sub-millimetrico, suggerendo un impatto minimo dell'attivazione geotermica sulle prestazioni meccaniche della palancola.
Per confermare tale conclusione, sono state sviluppate analisi numeriche a lungo termine (Morcioni et al., 2025b) e analisi parametriche più generali, finalizzate a valutare le interazioni termo-meccaniche nelle PTA a breve e lungo termine in funzione di geometrie, condizioni geotermiche e climatiche differenti (Morcioni et al., 2025c).
Un possibile ulteriore sviluppo dello studio prevedrebbe l'adozione di un approccio tridimensionale, che consenta una rappresentazione più realistica della geometria e degli input termici, fornendo ulteriori elementi utili alla comprensione del comportamento termo-meccanico delle palancole energetiche.

Bibliografia

Brandl, H. 2006. Energy foundations and other thermo-active ground structures, *Geotechnique,* vol. 56, no. 2, pp. 81–122.

de Jong, F.K. 2021. Test design Energy sheet piling de Zweth – Internal Report, CRUX Engineering BV, Delft.

Gerola, M., Cecinato, F., Leclercq, V., & Vardon, P. J. 2025a. Energy quay walls: Performance analysis and optimisation. *Geomechanics for Energy and the Environment*, *42*, 100664.

Gerola, M., Cecinato, F., Haasnoot, J. K., & Vardon, P. J. 2025b. The role of design and site-dependent parameters in the thermal performance of energy quay walls. *Energy*, *325*, 135990.

Morcioni, A., Gerola, M., Haasnoot, J., de Vries, J., & Cecinato, F. 2025a. Thermo-mechanical analysis of energy quay walls. *Proceedings of the International Conference on energy Geotechnics*, Paris, France.

Morcioni, A., Gerola, M., Haasnoot, J., & Cecinato, F. 2025b. Thermo-mechanical analysis of energy sheet pile walls installed along waterways. *Manuscript in preparation*.

Morcioni, A., Gerola, M., Haasnoot, J., & Cecinato, F. 2025c. Key factors affecting thermally induced deformation of energy quay walls. *Manuscript in preparation*.

Vardon, P. J., Gerola, M., Leclercq, V., de Jong, K., Haasnoot, J., Janssen, R., ... & Cecinato, F. 2025. The energy quay wall: Results from a full-scale field test. *Renewable Energy*, 123552.

de Vries, J.P. 2021. Quays rather than boilers: extracting heat from water and soil through energy sheet piles. Master's thesis, TU Delft. TU Delft Repository.

Ziegler, M., Koppmann, D., Peching, R., & Knapp, D. 2019 Energy sheet pile walls – Experimental and numiercal investigation of innovative energy geostructures. *Conf. Proc. XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Reykjavik, Islanda.

STUDIO NUMERICO DEL COMPORTAMENTO TERMO-IDRO-MECCANICO DI MICROPALI ENERGETICI IN ARGILLA

G. Ciardi
Università di Firenze
giovanni.ciardi@unifi.it

C. Tamagnini
Università di Perugia
claudio.tamagnini@unipg.it

Sommario

La presente nota descrive alcuni risultati di simulazioni agli elementi finiti del comportamento termo-idro-meccanico di micropali energetici in argilla satura. Lo studio è focalizzato all'analisi di una cella elementare appartenente ad una piastra di fondazione, equipaggiata con micropali per il controllo dei cedimenti. I micropali sono termicamente attivi e sottoposti a cicli di carico termico. La risposta del terreno è modellata adottando un modello costitutivo ipoplastico esistente, capace di tenere debitamente conto del fenomeno del *softening* termico. In tal modo è possibile evidenziare l'effetto dell'accoppiamento termo-meccanico sulla risposta del sistema.

1. Introduzione

In anni recenti, la continua e crescente domanda di energia a livello mondiale, connessa alla necessità di ridurre le emissioni da combustibili fossili, ha portato alla ricerca di soluzioni innovative e di impatto ambientale limitato in numerosi ambiti tecnologici. Nel caso dell'ingegneria geotecnica, a partire dagli inizi del secolo attuale sono state proposte e sviluppate delle tipologie di strutture, denominate *geostrutture energetiche* (Brandl, 2006), in grado, unitamente alla funzione strutturale, di sfruttare l'energia geotermica superficiale per garantire uno scambio di calore fra manufatto e terreno, e quindi di provvedere ad uno sviluppo più sostenibile dei sistemi di condizionamento e raffreddamento degli edifici. L'energia geotermica superficiale rappresenta infatti una fonte energetica sostenibile e sostanzialmente illimitata per gli scopi ingegneristici. Negli anni, l'utilizzo di geostrutture energetiche ha quindi permesso una riduzione dell'impatto ambientale di edifici e infrastrutture (Laloui & Rotta-Loria, 2019).

I pali di fondazione rappresentano l'obiettivo della maggior parte degli studi teorici e sperimentali sulle geostrutture energetiche, e sono di conseguenza la tipologia di geostruttura energetica più comune ed utilizzata. Recentemente, alcuni studi hanno dimostrato che anche i micropali, strutture di fondazione di lunghezza e diametro fino a 15 m e 0.3 m, rispettivamente, possono essere utilizzati, oltre che con funzione strutturale, anche come scambiatori di calore con il terreno, con *performance* energetica paragonabile a quella dei pali di medio e grande diametro (Ronchi et al., 2018; Ciardi et al., 2024; Ciardi

& Tamagnini, 2025; Yozy Kepdib et al., 2025).
Un'attenta analisi di letteratura ha mostrato come, per quanto concerne i micropali energetici, la numerosità degli studi sia piuttosto ridotta, confermando la necessità di investigare più a fondo l'argomento. Inoltre, la maggior parte delle ricerche è di tipo esclusivamente numerico, e la mancanza di dati sperimentali o di esperienze in sito su strutture in vera grandezza limita la possibilità di validare i modelli di calcolo adottati. Quando i dati di sito esistano, come ad esempio in Ronchi et al. (2018), questi sono circoscritti a casi di micropali isolati, che non sono sostanzialmente mai utilizzati nella pratica ingegneristica. Inoltre, i dati riferiti al comportamento operativo di micropali energetici, cioè sottoposti sia al carico trasmesso dalla struttura in elevazione sia a diversi cicli di carico e scarico termico, non sono disponibili. Ancora, salvo qualche eccezione, i modelli costitutivi utilizzati per la descrizione del comportamento del terreno sono spesso inadatti a cogliere i complessi fenomeni che governano la risposta del terreno sottoposto a sollecitazione termica. Tutto ciò premesso, è evidente che la ricerca sui micropali energetici abbia ampio margine di sviluppo, e che sia necessario iniziare a muoversi cercando di indagare più approfonditamente alcune delle criticità più evidenti emerse da un'analisi degli studi di letteratura al momento disponibili.
In questa nota si presentano alcuni risultati di simulazioni numeriche agli elementi finiti del comportamento termo-idro-meccanico di micropali utilizzati come riduttori del cedimento di una piastra di fondazione molto estesa e termicamente attivi. Il terreno di fondazione è argilla debolmente sovraconsolidata e il suo comportamento è descritto attraverso l'utilizzo di un modello ipoplastico esistente in grado di tener conto del fenomeno del *softening* termico. Il modello, sviluppato da Ma et al. (2017) in continuità con un modello ipoplastico proposto da Mašín & Khalili (2012), è stato recentemente adottato per lo studio del comportamento termo-idro-meccanico dei pali di medio diametro e di micropali in argilla normalmente consolidata (Iodice et al., 2023; Ciardi & Tamagnini, 2025).

2. Il problema analizzato

Assumendo che i micropali siano disposti a maglia esagonale e che le dimensioni in pianta della piastra siano molto maggiori dello sviluppo longitudinale dei micropali stessi, il problema analizzato può essere ricondotto, per simmetria, allo studio di una cella prismatica esagonale elementare con il micropalo al suo centro. Assumendo l'uguaglianza delle aree, la cella esagonale può essere ragionevolmente approssimata da un cerchio di diametro $D = 2R \approx 1.05i$, dove R è il raggio e i è la spaziatura fra i micropali. Il problema può quindi essere ricondotto allo studio di un modello assialsimmetrico, dove la cella prismatica esagonale è sostituita con la cella cilindrica equivalente. Il dominio di terreno, ovvero l'altezza della cella, è pari a $H = 20$ m. I micropali hanno lunghezza $L = 12$ m e diametro $d = 0.2$ m. I micropali sono connessi in testa da una piastra in calcestruzzo armato dello spessore $s = 0.3$ m. Sono stati considerati due valori di R, pari a 1 m e 4 m, corrispondenti a spaziature pari a ≈1.9 m e ≈7.6 m, rispettivamente.
Il terreno di fondazione è argilla debolmente sovraconsolidata, con profilo di sovraconsolidazione ottenuto dalla simulazione di un processo di sedimentazione ed erosione monodimensionale. Unitamente alle condizioni iniziali sulle variabili di stato, il campo della pressione iniziale dei pori è assunto idrostatico, con superficie piezometrica all'intradosso della fondazione; il campo di temperatura iniziale è assunto uniforme e pari a $T_0 = 15$°C in tutto il dominio. Per quanto concerne le condizioni al contorno meccaniche, gli spostamenti sono bloccati in direzione radiale sui piani di simmetria; entrambe le componenti dello spostamento sono nulle al margine inferiore del modello. Per le condizioni al contorno idrauliche, la superficie piezometrica è mantenuta al livello iniziale, i piani di simmetria sono a flusso nullo, mentre la pressione al margine inferiore del modello è assunta pari al valore idrostatico iniziale, assumendo la presenza di uno strato sottostante molto più permeabile dell'argilla considerata. Infine, per le condizioni al contorno termiche, la temperatura al margine inferiore del modello è assunta pari a T_0, così come al piano campagna. La piastra è esclusa dal processo di trasferimento del calore,

mentre i micropali sono soggetti a cicli di carico e scarico termico della durata di 1 anno e composti da una fase di riscaldamento di 5 mesi, una di raffreddamento di uguale durata, intercalate da fasi di riposo della durata di 1 mese ciascuna. La variazione della temperatura nel ciclo, applicata interamente al micropalo, è pari a $T(t) = T_0 \pm 14$°C. Ciascuna analisi è condotta per un massimo di 10 anni.
Il sistema è soggetto sia al carico trasmesso dalla struttura in elevazione, modellato come una pressione $p_{max} = 25$ kPa applicata all'estradosso della piastra durante una fase di carico drenata ed isoterma, sia al carico termico di periodicità annuale descritto sopra, applicato al termine della fase precedente. La piastra e i micropali obbediscono alle leggi dell'elasticità lineare e della termo-elasticità lineare, rispettivamente, mentre il terreno, come anticipato, è modellato attraverso l'utilizzo del modello ipoplastico di Ma et al. (2017), utilizzando, come costanti del modello, quelle descritte in Iodice et al. (2023) ottenute per l'argilla di Londra.
Il problema appena descritto è risolto mediante il metodo agli elementi finiti utilizzando il software Abaqus Standard v.2020.

3. Risultati e discussione

Indicando la fase di carico isoterma relativa all'applicazione del carico trasmesso dalla struttura in elevazione come fase 1, la Figura 1a presenta gli spostamenti verticali della testa del micropalo sull'asse di simmetria del modello in funzione del rapporto p/p_{max}, dove p è un'aliquota di p_{max}, per le due spaziature considerate. Si osserva come l'utilizzo di spaziature limitate porti un beneficio in termini di cedimento, in quanto quest'ultimo diminuisce al diminuire di R, quindi di i. Si conferma quindi un risultato atteso anche dal punto di vista intuitivo, cioè che il cedimento complessivo della fondazione viene ridotto se i micropali sono più vicini fra loro.
È interessante notare in Figura 1b, invece, cosa accade in termini di $\Delta u_z(t) = u_z^{(2)}(t) - u_{z,f}^{(1)}$, dove $u_{z,f}^{(1)}$ rappresenta lo spostamento finale della fase 1 e $u_z^{(2)}(t)$ lo spostamento al tempo t della fase 2, indicando con quest'ultima la fase di applicazione del carico ciclico termico. Si osserva come il cedimento vari nel

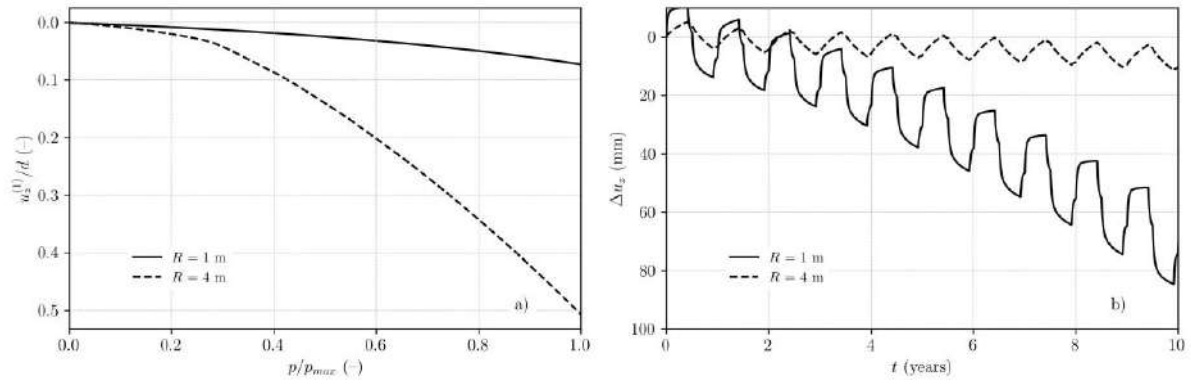


Fig 1. Cedimento della testa del micropalo durante la fase 1 (a); incremento di cedimento della testa del micropalo durante la fase

tempo con una ciclicità associata alla ciclicità dell'input termico assegnato e, più importante, come, complessivamente, il cedimento accumulato, in media, tenda ad aumentare con il numero di cicli di carico. Tale risultato, al netto della quantificazione del cedimento stesso – cosa che esula dagli scopi del presente lavoro, in quanto il modello analizzato si riferisce ad un caso ideale, se pur le costanti del terreno siano relative ad un terreno specifico – è confermato da prove in centrifuga per una piastra di fondazione su pali in terreno argilloso, laddove i pali siano soggetti a cicli termici di ampiezza e durata paragonabile a quelle utilizzate nel presente lavoro e il terreno di fondazione sia anch'esso debolmente sovraconsolidato (Ng et al., 2021).
Il progressivo accumulo di cedimenti nel tempo è legato ad una riduzione della resistenza laterale fra palo e terreno, legata all'entità degli sforzi efficaci agenti all'interfaccia. Tale riduzione,

sperimentalmente osservata nel caso di pali energetici e confermata come risultato di calcolo anche nel caso di micropali energetici (e.g., Ng et al., 2016; Ciardi & Tamagnini 2025), è dovuta al fatto che, in terreni a ridotta conducibilità idraulica quali i terreni argillosi, si verificano condizioni di carico termico non drenate che, conseguentemente, provocano una variazione delle pressioni interstiziali e in particolare una riduzione degli sforzi efficaci agenti quando le pressioni neutre aumentino.
La Figura 2 riporta le isocrone della pressione dei pori *u* a diverse stazioni temporali durante la fase 2 all'interfaccia micropalo-terreno, per le diverse spaziature considerate. Risulta evidente come, rispetto al caso idrostatico, anch'esso riportato in Figura 2, il maggior incremento delle sovrapressioni si abbia per la spaziatura minore. Ciò è legato al fenomeno dell'interferenza termica fra micropali adiacenti, la quale aumenta al diminuire della spaziatura stessa.

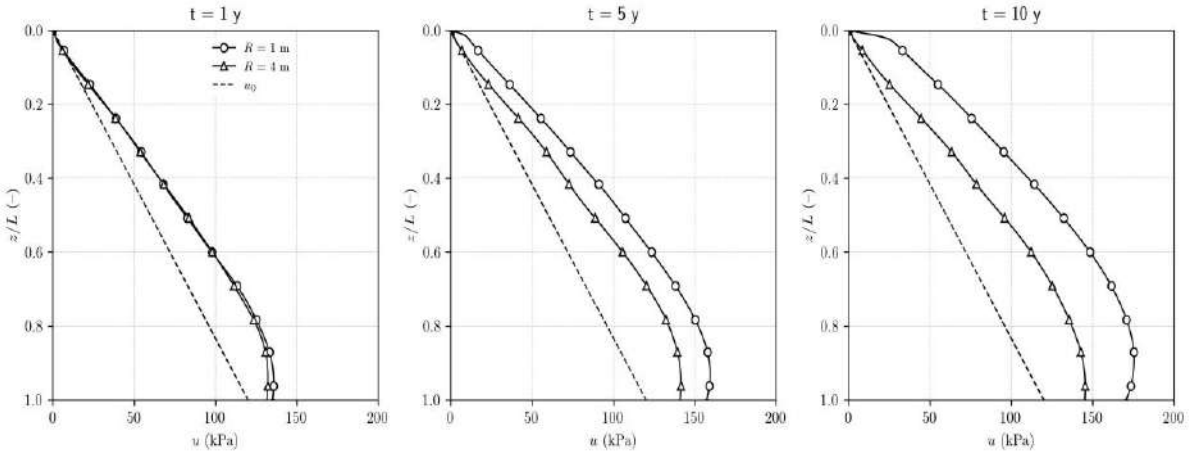


Fig 2. Fase 2: pressioni interstiziali all'interfaccia palo terreno, a diverse stazioni temporali (1 anno, 5 e 10 anni); u_0 rappresenta il valore idrostatico al termine della fase 1

Non solo, quindi, la pressione dei pori varia ciclicamente a seguito dell'input termico ciclico assegnato, ma anche si accumula progressivamente, in media, all'aumentare del numero di cicli. La riduzione di resistenza laterale per effetto dell'incremento delle sovrapressioni può essere ritenuta responsabile dell'incremento di cedimenti irreversibili, a parità di condizioni considerate (Ng et al., 2021). Studi recenti sui micropali energetici in gruppo hanno dimostrato come l'efficienza termica del sistema soggetto al medesimo input termico dipenda significativamente dalla spaziatura fra i micropali (Ciardi et al., 2024). Nello specifico, questa si riduce al ridursi di *R*. Si può quindi affermare che, nel caso della piastra su micropali analizzata in questa nota, se da un lato ridurre la spaziatura dei micropali va a beneficio del comportamento della piastra in condizioni isoterme, dall'altro, quando i micropali sono attivati termicamente e sottoposti a diversi cicli di carico e scarico termico, più i micropali sono vicini fra loro, maggiori sono i cedimenti della piastra legati ad una riduzione degli sforzi efficaci agenti all'interfaccia micropalo-terreno.

4. Conclusioni

La presente nota descrive alcuni risultati di simulazioni agli elementi finiti condotte su micropali energetici di una piastra di fondazione di sviluppo in pianta molto maggiore della lunghezza dei micropali. La fondazione è in argilla satura debolmente sovraconsolidata e i micropali, utilizzati come riduttori del cedimento, sono soggetti ad un carico d'esercizio proveniente dalla struttura in elevazione e a diversi cicli termici di periodo annuale. I risultati hanno mostrato come i cedimenti della testa del palo siano minori, durante la fase isoterma di applicazione del carico d'esercizio, al diminuire della spaziatura; di contro, durante la fase di carico termico, la maggiore interferenza termica che si verifica

al diminuire della spaziatura fra i micropali provoca un aumento del cedimento medio accumulato legato ad una più marcata riduzione degli sforzi efficaci agenti fra micropalo e terreno. Tale riduzione è una conseguenza dell'aumento delle sovrapressioni neutre all'interfaccia, le quali non riescono a dissiparsi per effetto della ridotta conducibilità idraulica del terreno di fondazione.

Bibliografia

Brandl H. (2006). "Energy foundations and other thermo-active ground structures", *Géotechnique*, 56(2), 81-122.

Ciardi G., Madiai C., Tamagnini C. (2024). "Experimental and numerical study on the thermal properties of cement–based grouts for energy micropiles", *Rivista italiana di geotecnica*. LVIII, 3*,* 38-58.

Ciardi G., Tamagnini C. (2025). "Numerical Study on the Thermo-Hydro-Mechanical Behavior of Energy Micropiles in Hypoplastic Soft Clay Under Cyclic Thermal Loading", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*.

Iodice C., Di Laora R., Tamagnini C., Viggiani G. M., Mandolini A. (2023). "Numerical analysis of energy piles in a hypoplastic soft clay under cyclic thermal loading", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 47(7), 1175-1201.

Laloui L., Rotta Loria A. F. (2019). Analysis and design of energy geostructures: theoretical essentials and practical application. Academic Press.

Ma Q. J., Ng C. W. W., Mašín D., Zhou C. (2017). "An approach for modelling volume change of fine-grained soil subjected to thermal cycles", *Canadian Geotechnical Journal*, 54(6), 896-901.

Mašín D., Khalili N. (2012). "A thermo-mechanical model for variably saturated soils based on hypoplasticity", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 36(12), 1461-1485.

Ng C.W.W., Ma Q. J., Gunawan A. (2016). "Horizontal stress change of energy piles subjected to thermal cycles", *Computer and Geotechnics*, 78, 54-61.

Ng, C. W., Farivar A., Gomaa S. M., Jafarzadeh F. (2021). "Centrifuge modeling of cyclic nonsymmetrical thermally loaded energy pile groups in clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(12), 04021146.

Ronchi F., Salciarini D., Cavalagli N., Tamagnini C. (2018). "Thermal response prediction of a prototype Energy Micro-Pile", *Geomechanics for Energy and the Environment*, 16, 64-82.

Yozy Kepdib M. F., Singh R. M., Madiai C., Facciorusso J. A. (2025). "Heating and cooling geothermal systems in urban settings: The potential of energy micropiles", *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 208, 114966.

L'INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA SULLA PRESTAZIONE SISMICA DEI SISTEMI DI PROTEZIONE A MASSA ACCORDATA (TMD): UN AGGRAVIO O UN'OPPORTUNITÀ?

Davide Noè Gorini
Università di Trento
davidenoe.gorini@unitn.it

Pasquale Roberto Marrazzo
University of Salerno
pasqualemarrazzo@email.com

Elide Nastri
University of Salerno
enastri@unisa.it

Rosario Montuori
University of Salerno
r.montuori@unisa.it

Sommario

I sistemi di protezione a massa accordata, noti come *Tuned Mass Dampers* (TMD), stanno trovando un crescente sviluppo e applicazione nel controllo della risposta di edifici e ponti nei confronti dell'azione sismica e del vento. Un TMD è concepito per mitigare le vibrazioni strutturali mediante il suo accordamento alle caratteristiche di risonanza della struttura. Tuttavia, l'interazione dell'opera con il terreno può compromettere l'efficacia del TMD a causa di fattori trascurati nella progettazione corrente, quali l'allungamento dei periodi di vibrazione, l'insorgere di modi di deformazione roto-traslazionali accoppiati e gli effetti inerziali nel sistema di fondazione. Pertanto, il presente studio propone un approccio di progetto integrato (*SSI-Informed*) che sfrutta l'interazione con il terreno di fondazione per esaltare la capacità di mitigazione delle vibrazioni del dispositivo. Il metodo *SSI-Informed* è derivato mediante un'analisi numerica estensiva, condotta utilizzando un modello numerico semplificato (SimilSDOF) nell'ambito di un inquadramento adimensionale del problema dinamico. Sono individuati i casi in cui la prestazione del TMD è influenzata dall'interazione terreno-struttura in modo trascurabile, moderato e prevalente. Per ogni caso, sono identificate le configurazioni del dispositivo che minimizzano gli effetti indotti dal sisma sull'opera sfruttando un bilanciamento ottimale tra le caratteristiche inerziali e dissipative del complesso terreno-struttura. Il marcato miglioramento della prestazione ottenuto con il progetto *SSI-Informed* è verificato attraverso l'utilizzo massivo del SimilSDOF e mediante modelli numerici avanzati.

1. Inquadramento

Nella forma più elementare, un TMD è costituito da una massa, m_{TMD}, collegata alla struttura tramite una molla lineare e uno smorzatore: la massa può scorrere relativamente alla struttura in direzione orizzontale. Den Hartog (1956) ricavò delle soluzioni per le proprietà di TMD convenzionali atte a

minimizzare le vibrazioni nella struttura in elevazione indotta dall'azione del sisma o del vento, idealizzando quest'ultima come un sistema a un grado di libertà (SDOF) con comportamento lineare. Il criterio di Den Hartog è tutt'ora un caposaldo per la progettazione dei TMD.
Una strategia efficace per migliorare la prestazione di un TMD consiste nell'aumentare il rapporto di massa $G_1=m_{TMD}/m_{str}$ tra la massa del TMD e quella della struttura in elevazione. Tuttavia, per i dispositivi convenzionali G_1 non eccede il 3-5% a causa di vincoli costruttivi. Al fine di poter sfruttare valori maggiori di G_1, il TMD può essere inteso come una sopraelevazione sismo-resistente connessa al sistema strutturale principale tramite dispositivi di varia natura, soluzione nota come TMD a elevato rapporto di massa (LM-TMD). De Angelis et al. (2012) e Marrazzo et al. (2023) hanno esteso il criterio di Den Hartog (1956) al caso dei LM-TMD, sempre trascurando l'interazione dello SDOF col terreno.
Per converso, crescono le dimostrazioni numeriche e sperimentali che l'interazione terreno-struttura può ridurre o compromettere l'efficacia dei TMD, in alcuni casi rendendo quest'ultimo addirittura un componente dannoso che amplifica gli effetti del sisma nell'opera. L'interazione terreno-struttura può infatti i) allungare i periodi di vibrazione, ii) far insorgere modi di deformazione combinati roto-traslazionali del sistema strutturale e iii) in alcuni casi aumentare la domanda di spostamento e duttilità per le membrature (Wu et al., 1999; Ghosh et al., 2004; Farshidianfar, 2013; Gorini e Chisari, 2022; Gorini et al., 2025a).
Nel seguito, effetti salienti dell'interazione dinamica terreno-struttura-TMD sono messi in luce mediante un caso di studio di riferimento. Sulla base dei risultati ottenuti, viene messo a punto uno schema interpretativo semplificato tramite cui viene ricavato un criterio progettuale che esalta la prestazione dei TMD sfruttando i caratteri distintivi dell'interazione terreno-struttura.

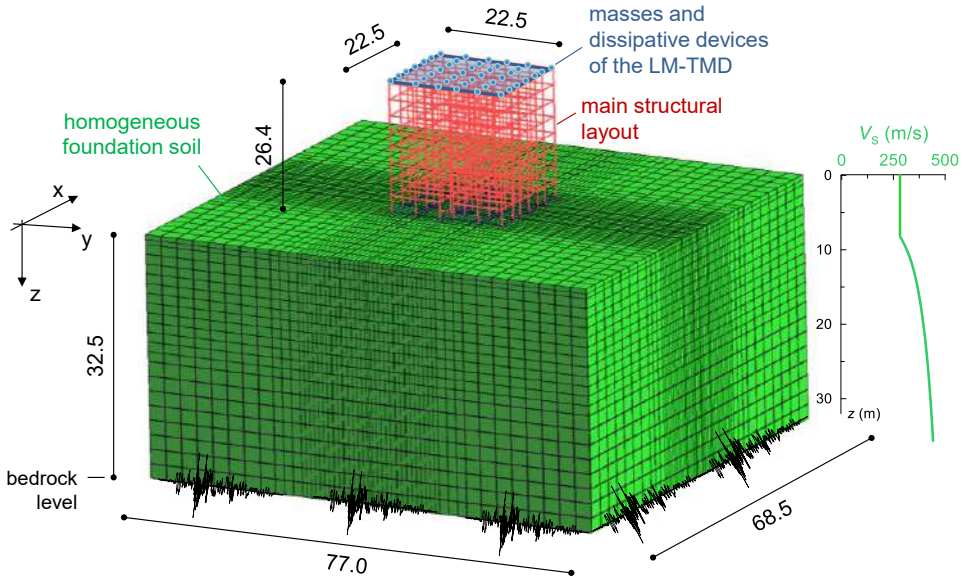


Fig 1. Discretizzazione agli Elementi Finiti del caso di studio (Gorini et al., 2025a).

2. Interazione dinamica terreno-struttura-TMD: un caso studio

L'interazione non-lineare e dipendente dalla frequenza di un TMD progettato secondo criteri convenzionali (trascurando l'interazione col terreno) e il complesso terreno-struttura viene discussa nel seguito tramite analisi dinamiche non lineari condotte sul modello numerico di Figura 1, sviluppato in ambiente OpenSees (McKenna et al., 2010). I dettagli della modellazione sono riportati in Gorini et al. (2025a), per cui segue una presentazione di sintesi delle caratteristiche del sistema.
Il modello simula un edificio situato nella zona ad alta sismicità dello Stretto di Messina. Il sottosuolo è costituito da un deposito di Ghiaie di Messina avente il profilo della velocità delle onde di taglio a piccole deformazioni illustrato in Figura 1 e angolo di resistenza al taglio di 38° (Gorini, 2019; Gorini e Callisto, 2020). Il comportamento del terreno è descritto da un legame costitutivo incrudente calibrato

su dati sperimentali. L'edificio consiste in una struttura in calcestruzzo armato risalente agli anni '70, ovvero progettata nel rispetto di un quadro normativo privo di specifiche nei confronti dell'azione sismica. Le membrature strutturali sono riprodotte mediante elementi *trave* aventi sezioni a fibre con comportamento elasto-plastico incrudente. Il TMD è modellato semplicemente come delle masse poste in sommità a ogni colonna e collegate all'edificio tramite una combinazione di isolatori elastomerici e ad attrito. In questo modo è stato possibile variare agevolmente la configurazione del TMD esplorando un intervallo ampio del rapporto di massa G_1=5-30%.

L'efficienza $\eta=(MID_{NoTMD}-MID_{TMD})/MID_{NoTMD}$ del TMD è qui intesa come la riduzione del massimo *drift* di interpiano (MID) prodotta dalla presenza del TMD, rispetto al caso senza TMD. In Figura 2, η è messa in relazione al rapporto di massa per diverse intensità del moto sismico di input, IM = 0.5, 0.75, 1.0, 1.25, corrispondenti agli Stati Limite di Operatività, Danno, Salvaguardia della Vita e Collasso.

Risulta evidente che la capacità del TMD di contenere le vibrazioni strutturali aumenta con il rapporto di massa. Inoltre, un rapporto di massa maggiore tende a ridurre gli effetti sfavorevoli indotti dall'interazione della struttura col terreno. Questi effetti però mutano fortemente con l'intensità del moto sismico. In particolare, quando l'interazione terreno-struttura viene trascurata, l'efficienza del TMD risulta moderatamente influenzata dall'intensità della forzante sismica. Al contrario, nel modello completo la risposta del TMD è molto più sensibile all'intensità della forzante, evidenziando il ruolo cruciale dell'interazione col terreno. Quando l'intensità del sisma è tale da mobilitare una risposta marcatamente non-lineare nel terreno di fondazione, l'efficienza del TMD si riduce significativamente e, nel caso di bassi G_1, il dispositivo può addirittura amplificare le vibrazioni strutturali a causa della sua interazione dinamica con modi di deformazione controllati dal *rocking* in fondazione. D'altro canto, la presenza di un rapporto di massa elevato del TMD contrasta parzialmente questo effetto dannoso. Sulla base di questi risultati, nel seguito si introduce un criterio progettuale per i TMD, denominato *SSI-informed*, pensato per sfruttare i punti cardine della risposta dinamica complessiva.

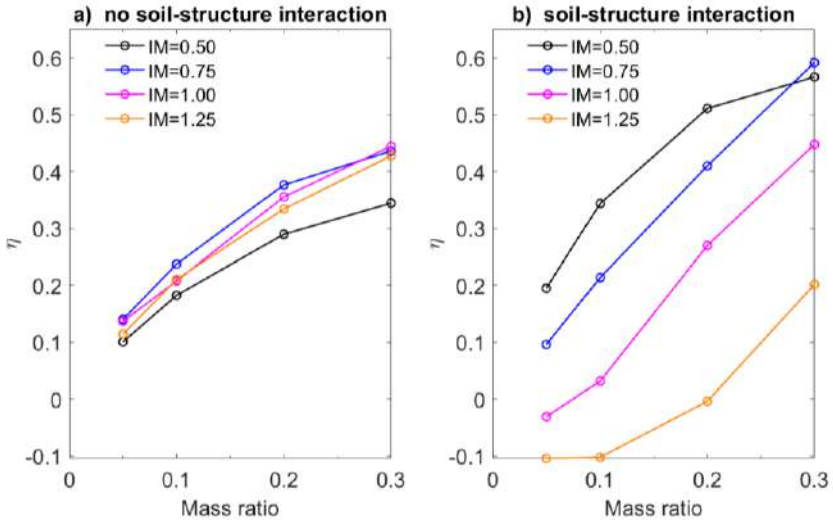


Fig 2. Efficienza del TMD in funzione del suo rapporto di massa, a) trascurando l'interazione terreno-struttura e b) considerando la risposta del modello completo di Fig. 1.

3. Progettazione *SSI-informed* dei TMD

Il metodo di progetto *SSI-informed* è stato ricavato mediante un uso estensivo del modello interpretativo SimilSDOF (Gorini e Chisari, 2022) raffigurato in Figura 3, sviluppato per analizzare in modo agevole aspetti distintivi dell'interazione dinamica terreno-struttura-TMD. Si è fatto riferimento all'inquadramento adimensionale del problema dinamico proposto da Gorini e Chisari (2022), che hanno ricavato i parametri dominanti l'interazione tra un TMD e l'insieme terreno-struttura in campo lineare: oltre ai parametri considerati nella progettazione tradizionale, sono stati identificati come gruppi dominanti la rigidezza relativa terreno-struttura, la snellezza della struttura, il rapporto di forma della

fondazione e il raggio d'inerzia globale normalizzato della struttura in elevazione.

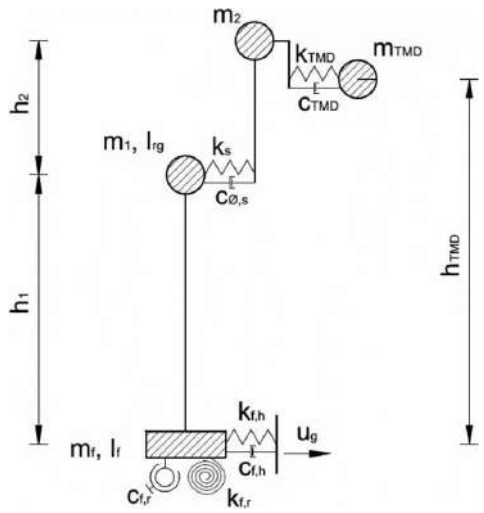


Fig 3. Modello interpretativo SimilSDOF per l'interazione dinamica terreno-struttura-TMD (Gorini e Chisari, 2022).

Nel presente studio il SimilSDOF, implementato in OpenSees, è stato utilizzato per lo svolgimento di un'analisi parametrica in cui si è considerata un'ampia variabilità dei parametri dominanti. Si sono identificate le configurazioni di ottimo del TMD, corrispondenti alla minimizzazione del *drift* strutturale indotto dalla forzante sismica. Sono state pertanto derivate delle correlazioni analitiche di progetto tra le proprietà di ottimo del TMD e i parametri dominanti l'interazione del sistema strutturale con il terreno. Si rimanda a Gorini et al. (2025b) per una descrizione completa della formulazione matematica e della procedura di progetto. A titolo di esempio, la Figura 4 mostra il peculiare andamento della frequenza adimensionale di ottimo del TMD, $G_{2,opt}$, predetta dal modello analitico *SSI-informed* in funzione della rigidezza relativa terreno-struttura, G_6, e della snellezza della struttura in elevazione, G_7. Risulta evidente l'ottimo accordo tra la previsione e il dato numerico.

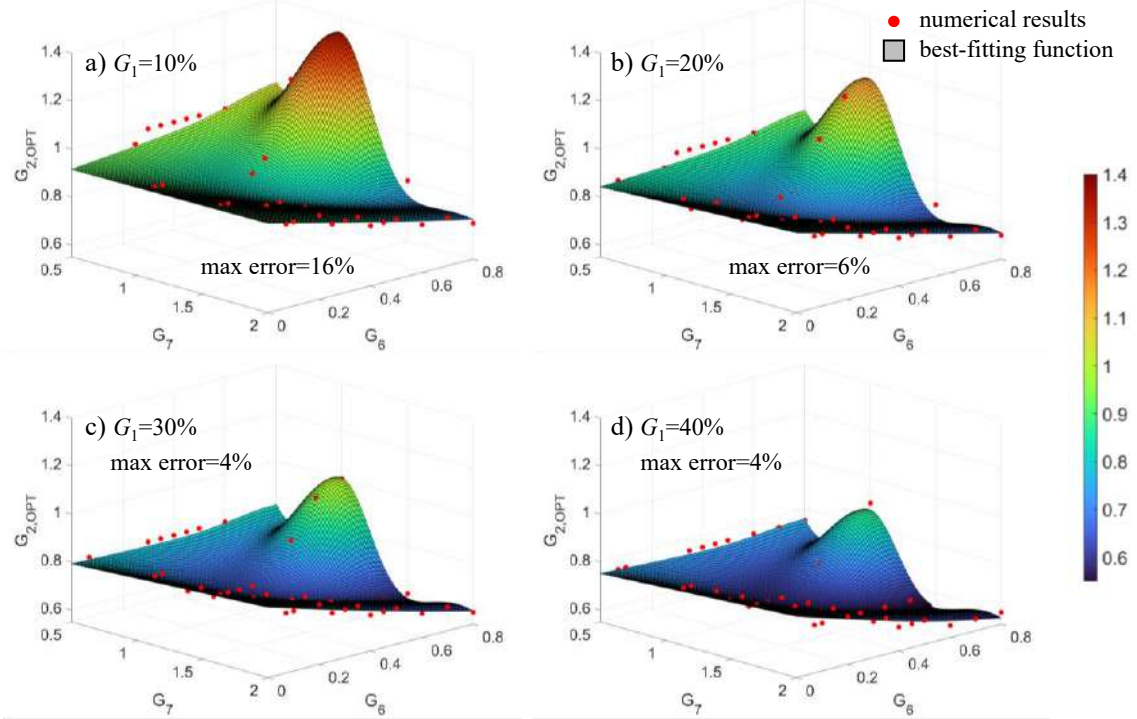


Fig 4. Confronto tra il modello analitico SSI-Informed (superfici) per la valutazione della frequenza

adimensionale di ottimo del TMD, $G_{2,opt}$, e i risultati numerici (punti), rappresentati in funzione della rigidezza relativa struttura-terreno, G_6, e del rapporto di snellezza della struttura, G_7, per rapporti di massa del TMD G_1=10-40% (Gorini et al., 2025b).

4. Progettazione *SSI-informed* vs progettazione tradizionale

Il criterio di progettazione *SSI-informed* dei TMD è stato validato in due fasi. In primo luogo, è stata verificata la capacità del metodo proposto di condurre a una prestazione strutturale di ottimo utilizzando il SimilSDOF (Fase 1). Successivamente, l'efficacia della progettazione *SSI-informed* è stata validata con riferimento al caso di riferimento di Figura 1 (Fase 2). Nel seguito si introducono i risultati della Fase 1, mentre si rimanda a Gorini et al. (2025b) per una visione completa del processo di validazione.
Nella Fase 1 è stata effettuata una valutazione comparativa tra la progettazione *SSI-informed* e i due noti criteri proposti da Den Hartog (1956) e Marrazzo et al. (2024), che trascurano l'interazione col sistema di fondazione. La risposta dinamica di un'ampia varietà di casi terreno-struttura è stata analizzata mediante simulazioni dinamiche nel dominio del tempo con il SimilSDOF, prendendo in considerazione molteplici scenari sismici. Per ogni sistema terreno-struttura si è considerato un TMD con rapporto di massa G_1=5-30%.

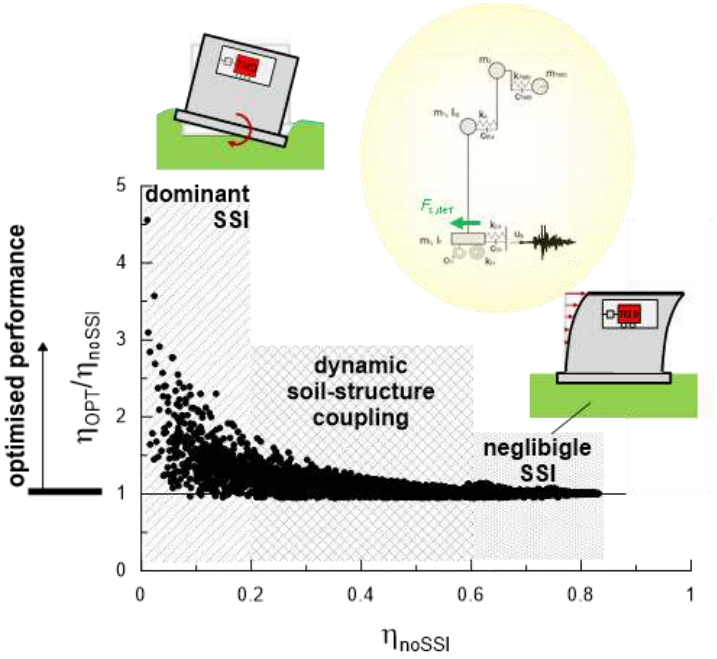


Fig 5. Valutazione comparativa dell'efficienza di TMD, con basso e elevato rapporto di massa, considerando una progettazione SSI-informed (η_{OPT}) e tradizionale (η_{noSSI}) (Gorini et al., 2025b).

I risultati dello studio parametrico sono rappresentati in Figura 5 come rapporto η_{OPT}/η_{DH} tra l'efficienza del TMD ottenuta con il criterio di progetto *SSI-informed* e quella associata alla progettazione convenzionale. Si possono identificare tre regioni: Regione 1 corrispondente a un'interazione terreno-struttura trascurabile; Regione 2 in cui vi è un accoppiamento significativo tra la risposta dinamica della struttura e del sistema terreno-fondazione; Regione 3 in cui la risposta è dominata dal terreno. Nella Regione 1, un TMD progettato secondo il metodo *SSI-informed* conduce a una prestazione molto simile a quella associata a una progettazione convenzionale che, come atteso, risulta essere l'ottimo quando l'interazione con il terreno di fondazione produce effetti trascurabili. Invece, nella Regione 2 la progettazione convenzionale porta a una prestazione del TMD molto meno efficiente, mentre l'approccio *SSI-informed* evita tale *disaccordamento* ed esalta la capacità del dispositivo di mitigare gli effetti del sisma (il rapporto di efficienza aumenta sensibilmente). Nella Regione 3 la progettazione convenzionale diventa inefficace, mentre la strategia che sfrutta l'interazione terreno-struttura risulta essere in grado di migliorare sostanzialmente la prestazione sismica della struttura in elevazione in virtù

di un conveniente accordamento del TMD ai modi di deformazione combinati roto-traslazionali del sistema complessivo.

5. Conclusioni

Il presente studio evidenzia come l'interazione terreno-struttura possa essere vista come un'opportunità per potenziare le strategie di protezione delle opere nei confronti dell'azione sismica, tramite un opportuno bilanciamento delle caratteristiche inerziali e dissipative nell'intero sistema terreno-struttura-dispositivo. In quest'ottica la prestazione del TMD viene ottimizzata in funzione dei parametri adimensionali che governano il comportamento dinamico complessivo, quali la rigidezza relativa terreno-struttura, che controlla il grado di accoppiamento dinamico tra i sotto-sistemi, e parametri legati alla distribuzione di massa nell'assetto strutturale, i quali influenzano il contributo del *rocking* in fondazione.

Si è dimostrato che, rispetto a criteri attualmente in uso, la progettazione *SSI-informed* dei TMD non solo è in grado di prevenire effetti dannosi ma anche di migliorare significativamente la prestazione strutturale. Questo *modus* sta venendo attualmente impiegato per sviluppare differenti sistemi di protezione delle opere dalle forzanti naturali che sfruttino esplicitamente l'interazione col sistema di fondazione, col fine di individuare soluzioni progettuali più robuste ed efficienti.

Bibliografia

Den Hartog J.P. (1956). Mechanical vibrations. McGraw Hill, New York.

Farshidianfar A., Soheili S. (2013) "Ant colony optimization of tuned mass dampers for earthquake oscillations of high-rise structures including soil-structure interaction". Soil Dyn Earthq Eng. 51(1), 14-22.

Ghosh A., Basu B. (2004). "Effect of soil interaction on the performance of tuned mass dampers for seismic applications". J Sound Vib. 274(3-5), 1079-1090.

Gorini D.N. (2019). "Soil-structure interaction for bridge abutments: two complementary macro-elements". PhD thesis, Sapienza University of Rome. https://iris.uniroma1.it/handle/11573/1260972.

Gorini D.N., Callisto L., Whittle A.J., Sessa, S. (2023). "A multiaxial inertial macroelement for bridge abutments". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 47(5), pp. 793-816.

Gorini D.N., Callisto L. (2019). "A coupled study of soil-abutment-superstructure interaction". IN: Springer Lecture Notes in Civil Engineering. "Geotechnical Research for Land Protection and Development" (CNRIG2019)., 565-574.

Gorini D.N., Callisto L. (2020). "A coupled study of soil-abutment-superstructure interaction". Springer Lecture Notes in Civil Engineering "Geotechnical Research for Land Protection and Development" (CNRIG2019), vol. 40, 565-574.

Gorini D.N., Chisari C. (2022). "Impact of soil-structure interaction on the effectiveness of Tuned Mass Dampers". Earthq. Eng. Struct. Dyn., 51, 1501-1521.

Gorini D.N., Marrazzo P.R., Nastri E., Montuori R. (2025). "An SSI-Informed Design for Tuned Mass Dampers with Small-to-Large Mass Ratios". Sottomesso per la pubblicazione su Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

Gorini D.N., Marrazzo P.R., Nastri E., Montuori R. (2025). "Effectiveness of an innovative seismic resilient superelevation in an archetype, existing soil-structure system". Bull. Earthq. Eng., 23, 1677-1705.

Gorini D.N. (2019). "Soil-structure interaction for bridge abutments: two complementary macro-elements", PhD thesis, Sapienza University of Rome, Italy, https://iris.uniroma1.it/handle/11573/1260972.

McKenna F., Scott M.H., Fenves G.L. (2010). "OpenSees. Nonlinear Finite-Element Analysis Software Architecture Using Object Composition". J. Comput. Eng., 24, 95-107.

Wu J., Chen G., Lou M. (1999). "Seismic effectiveness of tuned mass dampers considering soil-structure interaction". Earthq Eng Struct Dyn. 28(11), 1219-1233.

Yang Z., Elgamal A., Parra E. (2003). "Computational Model for Cyclic Mobility and Associated Shear Deformation". J. Geotech. Geoenv. Eng., 129, 1119-1127.

EFFETTO DELLA MODELLAZIONE COSTITUTIVA DELLA MURATURA SULLA RISPOSTA DEGLI EDIFICI STORICI DI ROMA ALLO SCAVO MECCANIZZATO

Valerio Guglielmotti
Sapienza Università di Roma
guglielmotti.1793358@studenti.uniroma1.it

Domenico Gaudio
Sapienza Università di Roma
domenico.gaudio@uniroma1.it

Sebastiano Rampello
Sapienza Università di Roma
sebastiano.rampello@uniroma1.it

Sommario

La realizzazione di infrastrutture sotterranee in contesti urbanizzati rappresenta una sfida progettuale critica nel centro storico di Roma, dove la presenza di edifici, monumenti e chiese di eccezionale valore storico e artistico impone un'attenta valutazione dell'interazione tra scavo e costruito. Nelle analisi di interazione terreno-struttura, la descrizione costitutiva della muratura è comunemente perseguita adottando un modello elastico lineare, nell'assunzione che gli effetti indotti sull'edificio in analisi siano contenuti. Con riferimento alla tratta T2 della Linea C della metropolitana di Roma, per la quale le assunzioni progettuali sono stringenti, questa nota analizza l'effetto della modellazione costitutiva della muratura nella stima del danno strutturale indotto dallo scavo di una galleria. Il modello elastico lineare viene confrontato, attraverso analisi 2D equivalenti svolte con il metodo degli elementi finiti, con un modello elasto-plastico con criterio di rottura di Hoek-Brown, mutuato dalla meccanica delle rocce, per valutare l'effetto del legame costitutivo della muratura sulla previsione dei livelli di danno.

1. Introduzione

La valutazione degli effetti che lo scavo di una galleria in area urbana può provocare su edifici e infrastrutture esistenti è oramai considerata una fase imprescindibile del processo progettuale. La stima delle deformazioni indotte sugli edifici e del conseguente rischio di danni strutturali o funzionali richiede un'attenzione particolare, soprattutto in un ambiente come quello di Roma, densamente edificato e caratterizzato da preesistenze di inestimabile valore storico, artistico e culturale.

Le metodologie tradizionali, sviluppate prevalentemente per terreni non edificati (*green-field*), non tengono conto delle caratteristiche intrinseche degli edifici, quali la loro rigidezza e il peso proprio. La valutazione del danno avviene spesso applicando il campo di spostamenti di *green-field* (Peck, 1969) (Fig. 1) direttamente alla base dell'edificio e, ipotizzandolo infinitamente flessibile, si ricavano due parametri sintetici che concorrono alla valutazione del danno: il rapporto d'inflessione, $DR = \Delta/L$, e la deformazione orizzontale, ε_h. La valutazione del danno si conclude con l'utilizzo degli abachi di danno (Boscardin e Cording, 1989; Burland, 1995).

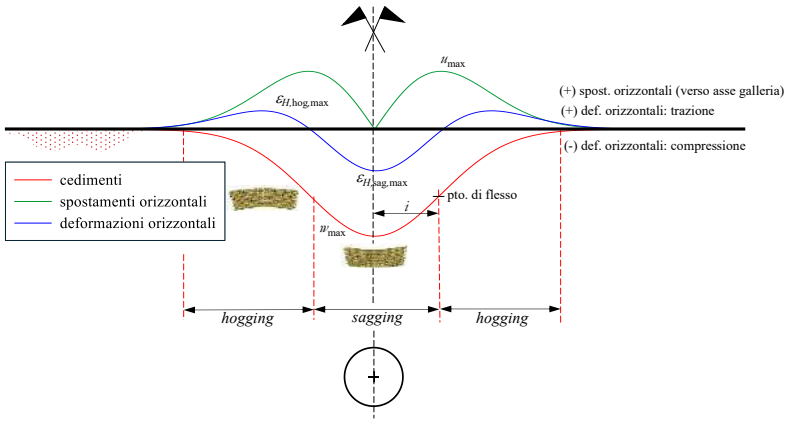


Fig. 1. Campo di spostamenti e deformazioni di green-field (modificata da O'Reilly e New, 1982).

Nel caso in cui la categoria di danno rientri nella categoria zero (danni trascurabili), alla procedura semplificata sopra richiamata (Burghignoli, 2011; Rampello *et al*., 2012) non seguono ulteriori approfondimenti. In caso contrario, si procede invece con procedure più accurate, che consistono nello svolgimento di analisi di interazione mediante il metodo degli elementi o delle differenze finite, nelle quali la galleria e gli edifici sono simulati esplicitamente. Le analisi sono spesso condotte rappresentando la geometria dell'edificio (Losacco *et al*., 2014) e la modellazione costitutiva della muratura (de Felice e*t al*., 2010; Giardinia *et al*., 2013; Amorosi *et al.,* 2021) con diversi gradi di precisione. In tale contesto, modelli costitutivi avanzati, sebbene capaci di descrivere accuratamente il comportamento tenso-deformativo della muratura, si basano spesso sull'ipotesi di anisotropia della struttura muraria, quest'ultima schematizzata con un'alternanza regolare di mattoni intervallati da giunti di malta. Una tale rappresentazione potrebbe risultare poco efficace per le murature portanti caratterizzanti gli edifici storici del centro di Roma, per i quali la tecnica costruttiva "a sacco" rende difficile identificare una tessitura regolare sulla base della quale calibrare l'anisotropia, riconducendo tali modelli ad un modello elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. In questa nota, attraverso la discussione dei risultati di uno studio parametrico numerico, si cerca di definire il campo di applicabilità e i limiti della semplice assunzione di comportamento elastico della muratura, considerando il modello costitutivo di Hoek-Brown, mutuato dalla meccanica delle rocce (Hoek *et al*., 2002) e preferibile rispetto al modello di Mohr-Coulomb in quanto caratterizzato da un criterio di rottura non lineare in funzione della tensione di confinamento. Il confronto tra i risultati ottenuti con i due modelli costitutivi viene presentato e discusso in termini di campo di spostamento indotto al piano di posa delle fondazioni e di deformazioni di allungamento sulla parete dell'edificio in analisi.

2. Impostazione dello studio parametrico

2.1 Schema di riferimento

Lo studio parametrico è stato eseguito riferendosi allo schema mostrato in Figura 2. In esso, il diametro D = 6.7 m e la profondità z_0 = 25.75 m della galleria si sono assunti costanti. La perdita di volume, definita come il rapporto tra il volume della conca di subsidenza e l'area nominale di scavo, è stata assunta pari a V_L = 1%. Le analisi hanno considerato due diversi rapporti di copertura, C/D pari a 2.45 e 2.90, ottenuti variando la profondità della fondazione dell'edificio, $z_{p.p.}$ = 6 e 3 m, rispettivamente (n.b.: $z_0 = z_{p.p.} + C + D/2$). Sono stati inoltre esaminati quattro valori del rapporto di eccentricità, e/B = 0, 0.2, 0.4, 0.6, in cui e rappresenta la distanza tra l'asse dell'edificio e quello della galleria, e B è la larghezza dell'edificio. Infine, si è studiato l'effetto della rotazione dell'edificio rispetto all'asse della galleria, considerando angoli α = 0, 45° e 60°. Per brevità, nel seguito si discute l'effetto del modello costitutivo adottato per la muratura al variare del solo rapporto di eccentricità, considerando i casi limite e/B = 0 e 0.6 e mantenendo costanti gli altri parametri (C/D = 2.45 e α = 0).

2.2 Edificio

La geometria dell'edificio utilizzato nelle analisi numeriche è stata definita a partire da un esteso studio statistico della geometria di alcuni dei più importanti edifici storici situati lungo Corso Vittorio Emanuele II, al di sotto del quale è prevista la realizzazione della tratta T2 della Linea C. Tale studio ha permesso di determinare i principali parametri geometrici che definiscono le facciate di tali edifici, quali l'altezza fuori terra, *H*, il rapporto di forma, *H/B*, e il rapporto di apertura, *RA*, quest'ultimo definito come il rapporto tra l'area complessiva delle aperture e l'area totale della facciata (Melis e Rodriguez Ortiz, 2001). I valori medi delle grandezze geometriche ottenuti dallo studio statistico sono i seguenti: $H = 21.3$ m, $H/B = 0.64$ e $RA = 16.3\%$. Nella Tabella 1 sono riportati i parametri geometrici assunti per l'edificio tipo, che differiscono leggermente dai valori medi sopra richiamati.

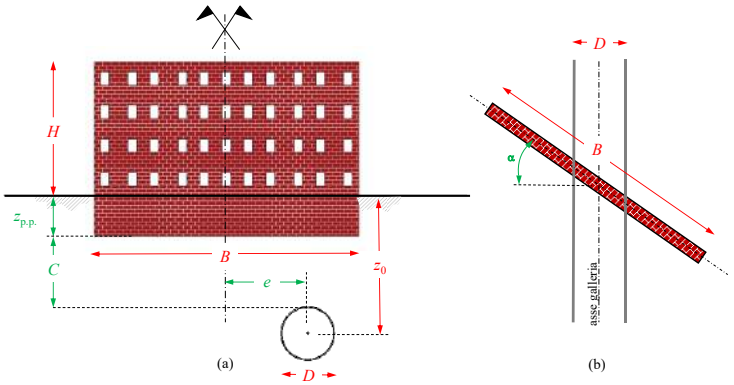


Fig. 2. Schema di riferimento adottato nello studio parametrico: (a) sezione longitudinale; (b) pianta.

Tab. 1. Parametri geometrici della facciata adottati nelle analisi numeriche.

H	*H/B*	*RA*
(m)	(-)	(%)
20.0	0.5	17.9

2.3 Proprietà meccaniche del terreno

La stratigrafia adottata nelle analisi numeriche è rappresentativa dei risultati delle indagini geotecniche disponibili per l'area di piazza Venezia, collocata in prossimità di una estremità di Corso Vittorio Emanuele II, nel centro storico della città di Roma. Il profilo stratigrafico è costituito da un livello superficiale di riporti di origine antropica (*R*), di spessore pari a 11 m, sovrastante un deposito di limi argillosi e argille limose (*Ag*) di spessore pari a 46 m, le cui proprietà meccaniche sono riportate nella Tabella 2. La superficie libera di falda si trova all'interfaccia tra i due strati e il regime delle pressioni interstiziali è idrostatico.

2.4 Modellazione costitutiva

Il comportamento meccanico dei terreni è stato descritto attraverso due modelli costitutivi elasto-plastici con incrudimento isotropo: *Hardening Soil* (*HS*) per i riporti (Shanz *et al*., 1999) e *Hardening Soil with Small-Strain Stiffness* (*HS-SS*) per le argille (Benz, 2006). I parametri del modello costitutivo adottato per i riporti sono: $E_{ur}^{ref} = 262.80$ MPa; $\nu'_{ur} = 0.2$; $m = 0.643$; $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 26.28$ MPa. Il modello costitutivo adottato per argille, invece, presenta i seguiti parametri: $G_0^{ref} = 61.88$ MPa; $m = 0.655$;

Tab. 2. Parametri meccanici dei terreni.

strato	γ	*c'*	φ'	$k_{0,nc}$	*OCR*
	(kN/m^3)	(kPa)	(°)	(-)	(-)
R	18	15.0	29.0	0.515	-
Ag	18	15.4	26.2	0.558	1.2

* γ = peso unità di volume; *c'* e φ' = coesione e angolo di resistenza al taglio; $k_{0,nc}$ = coefficiente di spinta a riposo; *OCR* = grado di sovraconsolidazione.

Tab. 3. Parametri meccanici del modello costitutivo Hoek-Brown.

m_i	*GSI*	σ_{ci}	m_b	s_b	a	σ_t	σ_c
(-)	(-)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(kPa)	(kPa)
13.7	52	32	2.47	0.0048	0.5	62.1	2217

* m_i = parametro costante del materiale roccioso; *GSI* = *Geological Strength Index*; σ_{ci} = resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso; m_b, s_b, a = parametri costanti per l'ammasso roccioso; σ_t = resistenza a trazione; σ_c = resistenza a compressione.

$\gamma_{0.7} = 4.8 \cdot 10^{-4}$; $E_{ur}^{ref} = 59.41$ MPa; $\nu'_{ur} = 0.2$; $E_{50}^{ref} = 9.37$ MPa; $E_{oed}^{ref} = 7.96$ MPa. La muratura è stata assimilata a un mezzo elastico lineare isotropo, con modulo di Young $E = 1.5$ GPa e coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$, oppure a un mezzo elasto-plastico con criterio di rottura di Hoek-Brown (Tab. 3).

2.5 Modello numerico

Le analisi numeriche sono state condotte con il codice di calcolo agli elementi finiti *Plaxis 3D* (*v22.01*) (Bentley, 2022). Il deposito di terreno, l'edificio e la galleria sono stati modellati mediante elementi finiti tetraedrici a 10 nodi con 4 punti di Gauss, utilizzando funzioni di forma del secondo ordine per gli spostamenti e del primo ordine per le deformazioni. Il modello 2D equivalente, mostrato in Figura 3, permette di imporre condizioni di tensione piana sulla parete ($\sigma_y = 0$) unitamente alla condizione di deformazione piana al deposito di terreno ($\varepsilon_y = 0$). La discretizzazione numerica è costituita da 29392 elementi e 49938 nodi. Gli spostamenti della base del reticolo sono impediti in tutte le direzioni, mentre quelli dei nodi appartenenti ai contorni laterali sono impediti solo lungo la direzione orizzontale.
Lo scavo della galleria è stato simulato applicando spostamenti di forma ellittica lungo la semicirconferenza superiore della galleria: a valle di analisi preliminari, infatti, tale modalità si è rivelata la più efficace per riprodurre il profilo di subsidenza osservato in condizioni di campo libero, ben descritto da una distribuzione gaussiana.

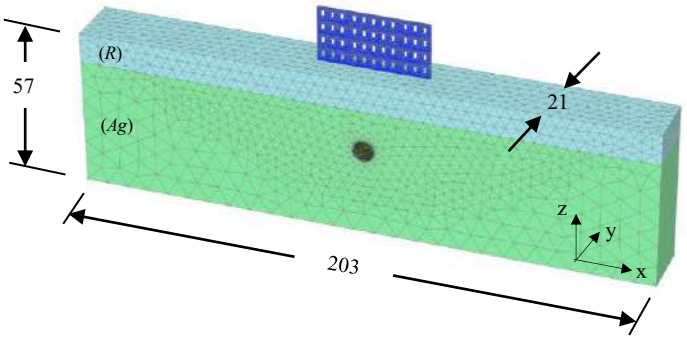


Fig. 3. Modello FE 2D equivalente adottato nello studio parametrico (unità di misura: m).

3. Effetto del modello costitutivo della muratura sulla valutazione del danno

Nella pratica tecnica, l'impiego di un modello elastico lineare per la descrizione del comportamento meccanico della muratura è molto diffuso quando si prevede che gli effetti indotti dallo scavo di una galleria siano contenuti, e perciò tali da non attivare la risposta non lineare del materiale. Tuttavia, per un valore elevato della perdita di volume, quale quello assunto nelle analisi discusse nella presente nota, V_L =1.0%, il comportamento non lineare della muratura, con sviluppo di deformazioni irreversibili, può giocare un ruolo non trascurabile nel campo di spostamenti calcolato al piano di posa delle fondazioni e nella distribuzione della deformazione di allungamento sulla parete.
I profili di abbassamento del piano di fondazione ($z_{p.p.} = 6$ m), diagrammati in Figura 4, mostrano una modesta influenza del modello costitutivo adottato per la parete, in quanto le deformazioni del terreno sono contenute e tali da non indurre una significativa riduzione della rigidezza della parete, che rimane prossima a quella del modello elastico lineare. Tale considerazione è valida sia per galleria centrata rispetto alla facciata ($e/B = 0$; Fig. 4a) che nel caso di forte disallineamento ($e/B = 0.6$; Fig. 4b). Le

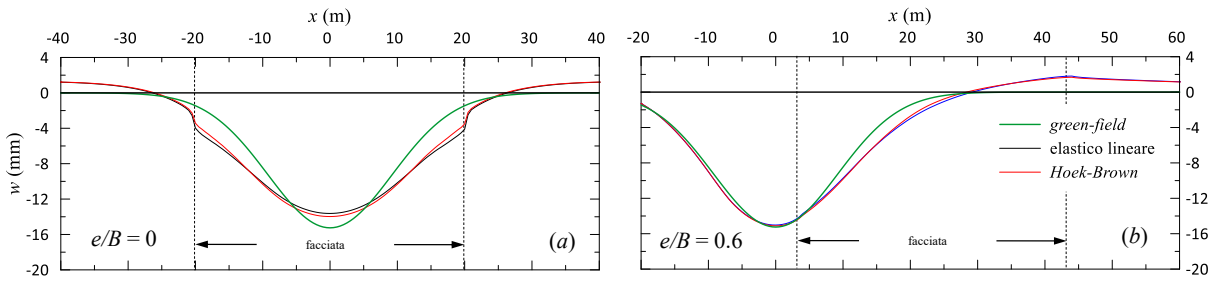


Fig. 4. Influenza del modello costitutivo della muratura sul campo di spostamenti calcolato al piano di fondazione (z_{pp} = 6 m).

differenze più significative emergono invece nelle isolinee di allungamento che si sviluppano in facciata, mostrate in Figura 5 per entrambi i casi (e/B = 0 e 0.6). Infatti, l'utilizzo del modello elasto-plastico fornisce localizzazioni di deformazione di allungamento, associabili a fenomeni di danno, che non vengono invece individuate attraverso la modellazione elastica della parete. Le deformazioni massime calcolate con i due modelli costitutivi, riportate nella Tabella 4, sono conseguentemente molto differenti, fino all'88% nella configurazione $e/B = 0$ e al 63.3% per $e/B = 0.6$. Vale la pena notare che le deformazioni massime sono state determinate escludendo quelle sviluppatesi a ridosso delle finestre, in quanto fortemente dipendenti dalle dimensioni degli elementi finiti scelte in tali zone.

Con riferimento alle note categorie di danno proposte da Boscardin e Cording (1989), l'assunzione di comportamento elasto-plastico per la parete conduce alla valutazione di categorie di danno più severe: infatti, si passa dalla categoria 0 (danni trascurabili) alla categoria 3 (severi) per la configurazione e/B = 0, e dalla categoria 0 a 1 (lievi) per e/B = 0.6.

Come atteso, quando l'edificio è ubicato nella zona di *sagging*, come avviene per galleria allineata all'edificio (e/B = 0), le deformazioni si concentrano principalmente nella parte inferiore, mentre nella zona di *hogging* (e/B = 0.6), le deformazioni si localizzano prevalentemente nella parte superiore.

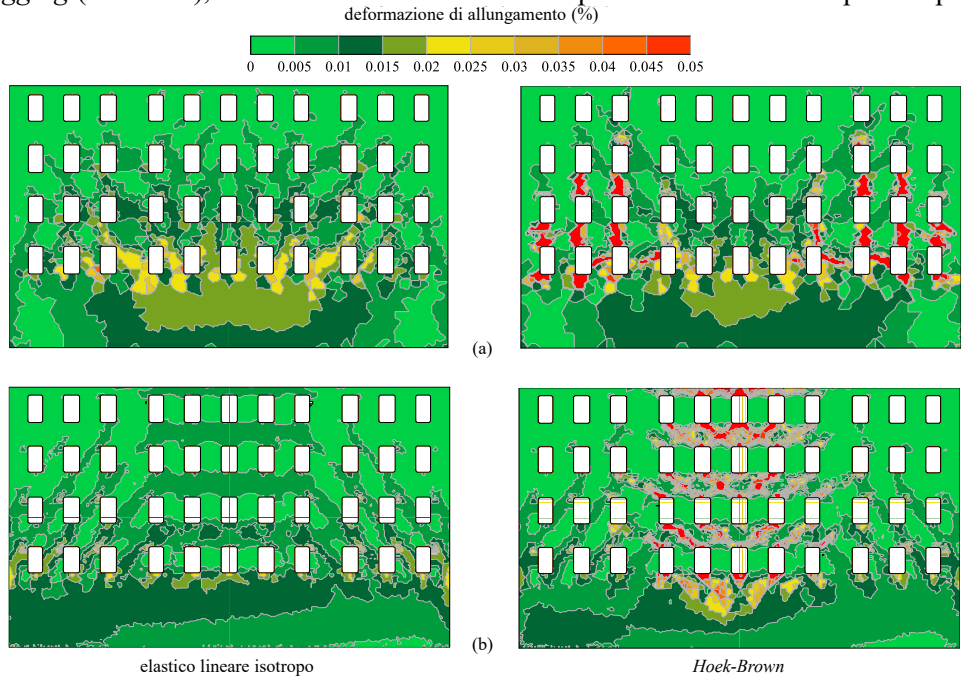


Fig. 5. Deformazioni di allungamento agenti sulla parete per C/D = 2.45, α = 0: (a) e/B = 0; (b) e/B = 0.6.

Tab. 4. Massime deformazioni di allungamento rilevate sulla facciata.

modello costitutivo muratura	e/B (-)	$\varepsilon_{t,max}$ (%)	categoria di danno
elastico lineare	0.0	0.026	0
Hoek-Brown	0.0	0.220	3
elastico lineare	0.6	0.020	0
Hoek-Brown	0.6	0.055	1

4. Considerazioni finali e limitazioni dello studio

In questo lavoro si è proceduto alla valutazione del campo di applicabilità e dei limiti della modellazione elastica lineare della muratura nella stima del danno indotto dallo scavo meccanizzato di gallerie. L'assunzione di comportamento elastico per la muratura è infatti spesso adottata quando gli effetti attesi, indotti dallo scavo della galleria, sono modesti, non causando quindi il raggiungimento delle condizioni di plasticizzazione.

I risultati dello studio parametrico qui condotto, svolto con riferimento alla tratta T2 della Linea C della metropolitana di Roma, hanno mostrato che l'assunzione di comportamento elastico o elasto-plastico per la parete fornisce risultati sostanzialmente equivalenti in termini di abbassamenti indotti sul piano di posa delle fondazioni. Al contrario, l'utilizzo di un modello elasto-plastico con criterio di resistenza di Hoek-Brown, ritenuto più adeguato alla rappresentazione del comportamento della muratura a sacco tipica del contesto romano, per la quale la modellazione dell'anisotropa risulta di difficile applicazione, fornisce deformazioni di allungamento più elevate sulla parete, per effetto dello sviluppo delle deformazioni plastiche.

Una valutazione del danno basata sul solo valore massimo della deformazione di allungamento è tuttavia di limitata validità, in quanto basata su misure locali, non necessariamente rappresentative del comportamento di insieme della facciata.

Bibliografia

Amorosi A., Sangirardi M. (2021). "Coupled three-dimensional analysis of the progressive tunnelling-induced damage to masonry buildings: is it always worth it?". Tunn. Undergr. Space Technol. 118.

Bentley (2022). "PLAXIS 3D 2022 – Reference Manual".

Benz T. (2006). "Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences". Phd, Universitat Sttutgart.

Boscardin M. D., Cording E. J. (1989). "Building response to excavation induced settlement". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. CNX, n.1, pp.1-21.

Burghignoli A. (2011). "L'attraversamento sotterraneo del centro storico di Roma". Rivista Italiana di Geotecnica.

Burland J. B., (1995). "Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation". 1st Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, pp. 1189-1201.

de Felice G., Amorosi A. & Malena M. (2010). "Elasto-plastic analysis of block structures through a homogenization method". Int. J., Numer. Analyt. Methods Geomech. 34, No. 3, 221-247

Giardinia G., Van de Graaf A. V., Hendriks M. A. N, Rots J. G. & Marini A. (2013). "Numerical analysis of a masonry facade subject to tunnelling-induced settlements". Eng. Struct. 54, 234-247.

Hoek E., Carranza-Torres C. & Corkum B, (2002). "Hoek Brown failure criterion". 2002 edition. Volume 1, 267-273.

Losacco N., Burghignoli A. & Callisto L. (2014). "Uncoupled evaluation of structural damage induced by tunnelling". Géotecnique 64(8): 646-656.

Melis M. J., Rodriguez Ortiz J. M. (2001). "Consideration of the stiffness of buildings in the estimation of subsidence damage by EPB tunnelling in the Madrid Subway". In Proceedings of international conference: response of buildings to excavation induced ground movements, London (ed. F. M. Jardine), Ciria Special Publication 201, pp. 387-394, London, UK.

O'Reilly M. P, New B. M. (1982). "Settlements above tunnels in the United Kingdom – Their magnitudes and prediction". In Proc. Tunnelling '82 Symp., London: 173-181.

Peck R. B. (1969). "Deep excavation and tunnelling in soft ground". State-of-art-report, Mexico City, State of Art Volume, Proc. 7th ICSMFE: 225-290.

Rampello S., Callisto L., Viggiani G. & Soccodato, F. M. (2012). "Evaluating of the effects of tunnelling on historical buildings: the example of a new subway in Rome". Geomechanics and Tunnelling 5 (3): 275-299.

Schanz T., Vermeer P. & Bonnier P. (1999). "The Hardening soil model: Formulation and Verification". Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 Years of Plaxis. Amsterdam, Balkema: 281-290.

THE RETROFIT OF MARGHERITA PALACE DAMAGED DURING L'AQUILA EARTHQUAKE: SITE RESPONSE ANALYSIS AND NDT TESTING FOR DESIGN THE REINFORCEMENT WORKS

Ferdinando Totani
University of L'Aquila
ferdinando.totani@univaq.it

Yutaka Nakamura
System and Data Research, Tokyo
yutaka@sdr.co.jp

Danilo Ranalli
DRIMS s.r.l., Spin off Università dell'Aquila
danilo.ranalli@libero.it

Claudia Durante
Abruzzo Controlli Non Distruttivi s.r.l., L'Aquila
durante.acnd@gmail.com

Gianfranco Totani
University of L'Aquila
gianfranco.totani@univaq.it

Sommario

The paper shows the geophisical investigations by H/V technique, geotechnical investigations by SDMT and local seismic response evaluation for the retrofit of Palazzo Margherita. The structural and mechanical characteristics, for evaluate the state of damage of the palace, was performed by means of NDT (Non-Destructive Testings). The ground investigation and the assessment of the state of structural materials of foundations have successfully accomplished the design and the reinforcement works. The methodology adopted is representative of those generally involved in the preservation and restoration of historical buildings in the city of L'Aquila damaged by the April 6th, 2009, Mw=6.3 earthquake.

1. Introduction

The April 6th, 2009, Mw=6.3 L'Aquila earthquake (central Italy) caused 309 victims, about 1600 injured, 40.000 homeless and large economic losses.
The earthquake produced heavy damages in the city of L'Aquila.
Palazzo Margherita, located in the middle of the city centre, Fig. 1, is the house of the municipality. Built in the 13th century, in 16th century became the home of Margherita d'Austria. The palace is a central space in L'Aquila life and a symbol of the city's resilience. The civic tower of the palace, once towering over 50 meters dominated the surrounding landscape and served as a reference point for the community.
The palace has two levels and rectangular plan about 40X60 m, with an internal court. The vertical structure is made of stone and brick masonry with good mortar. The horizontal structures are made of masonry vaults, some of them with chains, and steel decks. Underground levels could be present under some parts of the building. At beginning of the 20th century, a restoration intervention was done to realize a concrete ring under the roofing.
The Civic Tower, built from 1254 and 1374 at the N-E corner, has an almost square cross-section of about 6.30 m. The thickness of the walls is equal to 2.0 m at the basement. The Tower was seriously damaged by the 1703 earthquake and rebuilt with lower height. In 1937 the tower was consolidated by inserting iron T-beams at the floors.
The palace suffered heavy damages during L'Aquila earthquake of April 6th, 2009 and damaged points due to earthquake motions were revealed by earthquake itself, (Fig. 1). The damages depended upon the strength, period and duration of seismic motions. These parameters were strongly influenced by seismic response characteristics of surface ground and structure.
Among damaged points, weak points, several cracks on the walls and local collapse mechanisms activated. In more details the seismic events caused the disconnection between the orthogonal walls, the out-plane collapse of some masonry walls, the out of plane collapse of some masonry walls, the formation of large cracks, collapse of some floors and important damages to the stairs.
The paper shows the geophysical investigations, geotechnical investigations and local seismic response evaluation. The structural and mechanical characteristics, for evaluate the state of damage of the palace was performed by means NDT (Non-Destructive Testing). The ground investigation and the assessment of the state of structural materials of foundations have successfully accomplished the design and the reinforcement works.



Fig 1. L'Aquila city centre and Margherita Palace before/after earthquake

2. Geophysical investigations

After the earthquake, the subsoil of L'Aquila has been extensively investigated by several different geotechnical and geophysical testing techniques. A series of geophysical measurements (microtremor and strong motion) in L'Aquila centre were performed during April 2010 (Y. Nakamura, 2010). Microtremor measurements in the area of Palazzo Margherita was repeated three times and their duration was 40,96 seconds in 100 Hz sampling. Fourier Spectrum and *H/V* spectral ratio were calculated for each 40,96 seconds data with twenty times Hanning window and then averaged the three data. The *H/V* spectral ratio of microtremors provides the predominant frequency *Fg* and the amplification factor *Ag*.
By means this non-invasive technique, following a precise setup of the measurement points and after a

complex analysis, it was possible investigate the characteristics of S-waves that mainly caused severe damages to buildings. The seismic vulnerability indices K_g for ground and structures using microtremors was defined focusing on the ratio $K_g = Ag^2/Fg$ (Nakamura, 1997).
The fig. 2 shows the results of *H/V* non-invasive technique for estimation the local effects in the area of Palace.
To evaluate the accuracy of the data obtained by microtremor measurements was performed a comparison between spectral ratio *H/V* of strong motion and averaged spectral ratio *H/V* obtained by microtremors at the Station AQV of INGV site. The fig.3 shows that the agreement is not completely satisfactory: both the predominant frequency and amplification factor of strong motion are shifted (more large and lower).

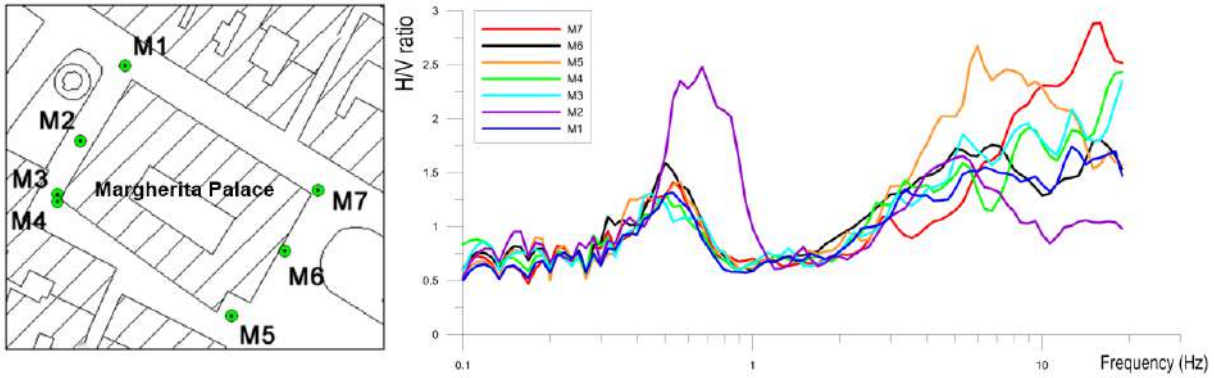


Fig 2. Results of H/V non-invasive technique (the predominant frequencies in the area of Margherita Palace are distributed in the wide range 1-9 Hz).

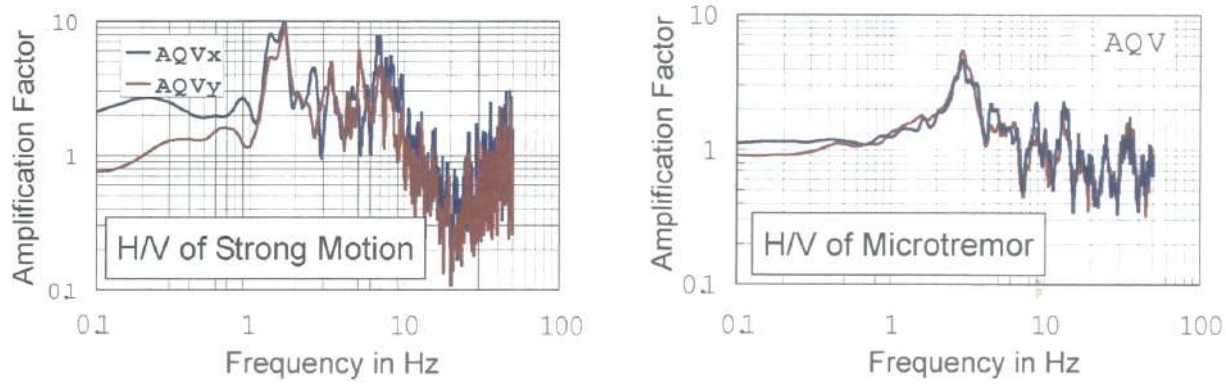


Fig 3. Comparison between spectral ratio H/V of strong motion and that of microtremor at the site AQV of INGV.

3. Site characterization

The complex geological setting of the L'Aquila basin was extensively described in MS-AQ Working Group (2010). The schematic geological section is shown in Fig. 4.
A 300 m deep borehole (in the core of L'Aquila) and other deep borehole were performed aimed at investigating the soil profile down to the bedrock. At all the sites the upper portion of the subsoil belongs to the "Brecce dell'Aquila" formation. In the area of Margherita Palace, the breccias have a thickness of about 80-100 m and lay on lacustrine deposits of average thickness of 250 m. The deep boreholes have indicated that in the city centre the bedrock is located below 300 m. The breccias are highly heterogenous deposits for the variability of grain size distribution and cementation. They include calcareous fragments of up to some centimetres of size, irregularly embedded in the sandy-silty matrix. In the city centre and in the area of Margherita Palace were performed deep boreholes and a large number of Seismic Dilatometer Tests (SDMT) to obtain *Vs* measurements in backfilled boreholes in non-

penetrable soils. The procedure (Totani et al., 2009) is the following: a) drill a borehole to the require test depth; b) fill the borehole with sand; c) insert the seismic probe and advance it into the backfilled borehole by use a penetrometer rig or the same rigs of the machine that has performed the borehole.

The Seismic Dilatometer Tests (SDMT) were carried to obtain input data for site seismic response analyses for design the restoration/retrofitting works of the historical heritage and old masonry buildings, severely damaged by the earthquake.

The fig. 4 and fig. 5 show the investigation results obtained at Margherita Palace: schematic stratigraphy, profiles of shear wave velocity and the profiles of small-strain shear modulus. It can note that the values of *Vs* in the "Brecce dell'Aquila" formation (down to a maximum depth of 40 m are mostly 600-1500 m generally increased with depth. The dispersion of the measured *Vs* reflects some variability in grain size distribution, cementation and/or mechanical properties typical of this material (Monaco et al.,2013). The *Vs* profiles obtained by SDMT, combined with geological informations and data obtained from other investigations, have been used for the soil characterization in seismic response analyses of Margherita Palace. The subsoil is characterized by an inversion of the shear wave velocity with depth, at the transition from the upper 90 m thick breccias (*Vs*=800-1000 m/s) to the underlying lacustrine silts (*Vs* = 600 – 700 m/s). The bedrock (geological and seismic) is found at 350 m depth. Site response analysis is reported in Fig. 6.

The results of the analyses confirm that the site effects (Monaco P. et al., 2011 b) have played an important role in the observed damage suffered by the Palace due to April 6th, 2009 earthquake.

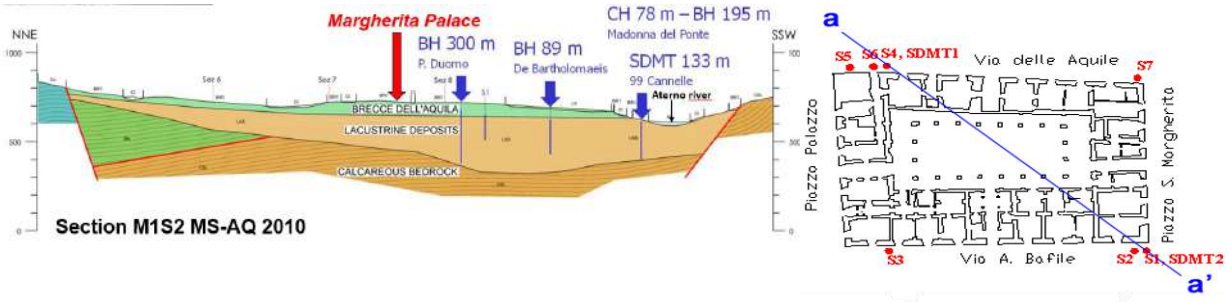


Fig 4. Schematic geological section of L'Aquila basin and geotechnical investigations around Margherita Palace.

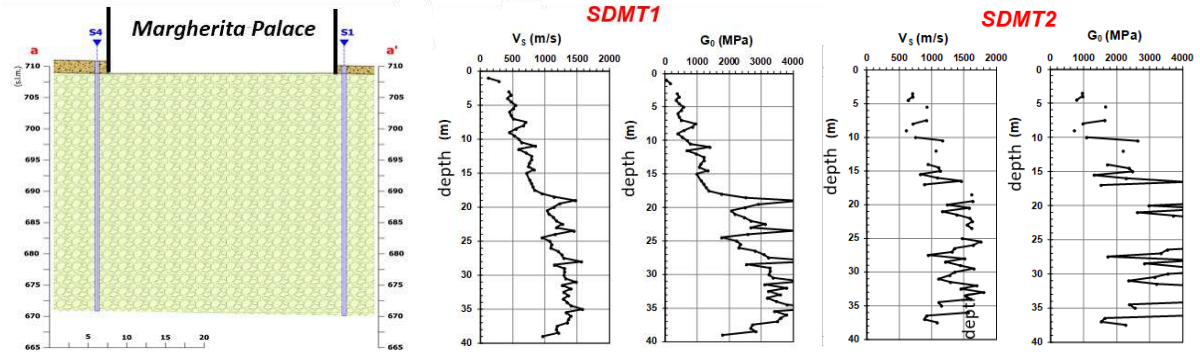


Fig.5 Subsoil schematic stratigraphy at Margherita Palace and Vs profiles by SDMT.

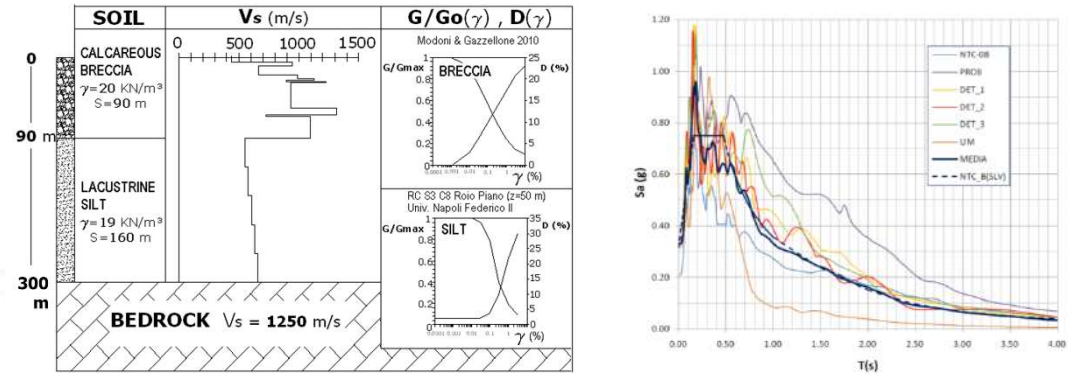


Fig.6 Geotechnical model of the subsoil and results of site response analysis.

4. Diagnosis of the state of the building

The bottom depth of brick foundations, explored by means inclined boreholes, is located 2,00 – 3,00 m below the ground level, as shows in Fig. 7.

The non-destructive testing (NTD) procedures were performed for the diagnosis of the state of damage of the building and for the selection of the strengthening works. Thermovision worked very well for mapping the cracks closed to the surface of perimeter facade. In Fig.8 a thermal image on the perimeter facade of the tower.

Ground penetration radar (GPR) was used to identify significant anomalies and geometrical features: discontinuities, void and local non-homogeneities in the ground level of masonry, fig. 9.

These on-site investigations were used to reduce the vulnerability to dynamic loads. Minipiles for strengthening the tower's foundations were adopted, Fig.10.

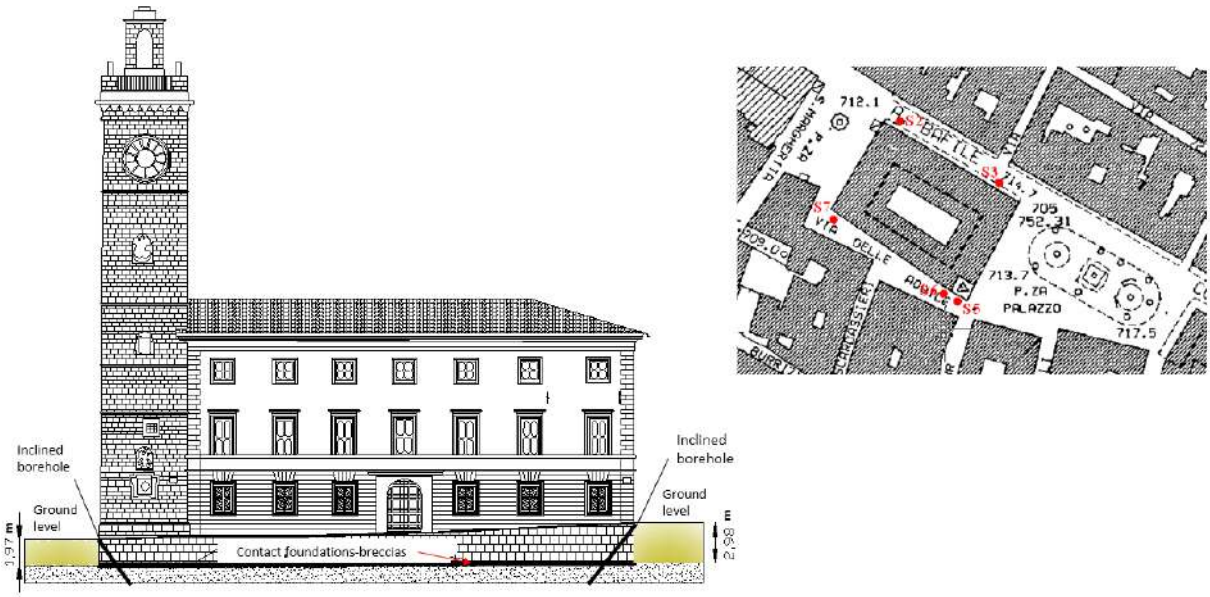


Fig.7 Inclined boreholes to explore the bottom dept of brickwork foundations.

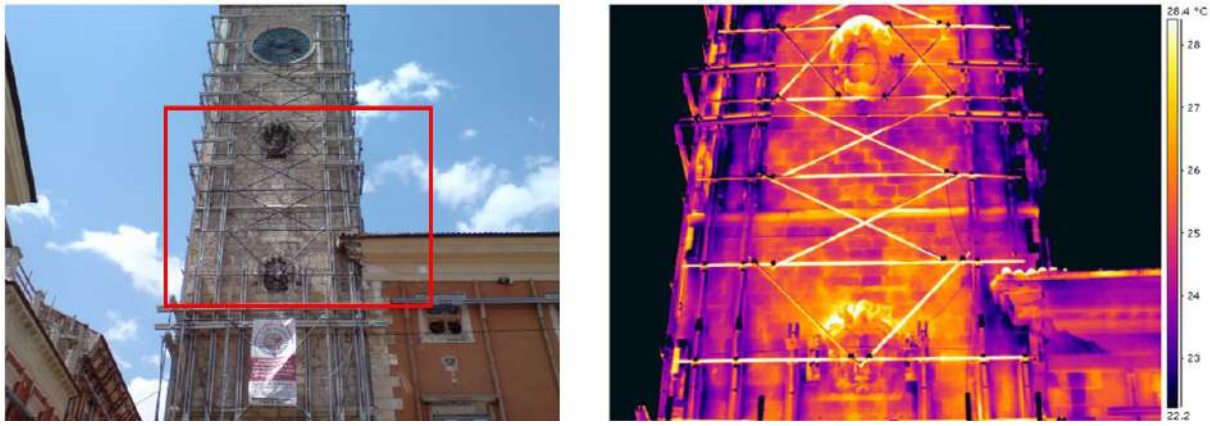


Fig.8 Thermal image on the perimeter facade of the tower.

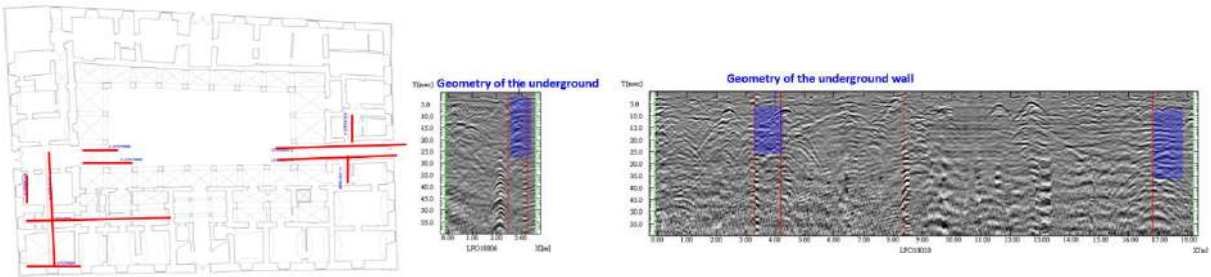


Fig.9 Ground penetration radar (GPR) in the ground level of Margherita Palace masonry.

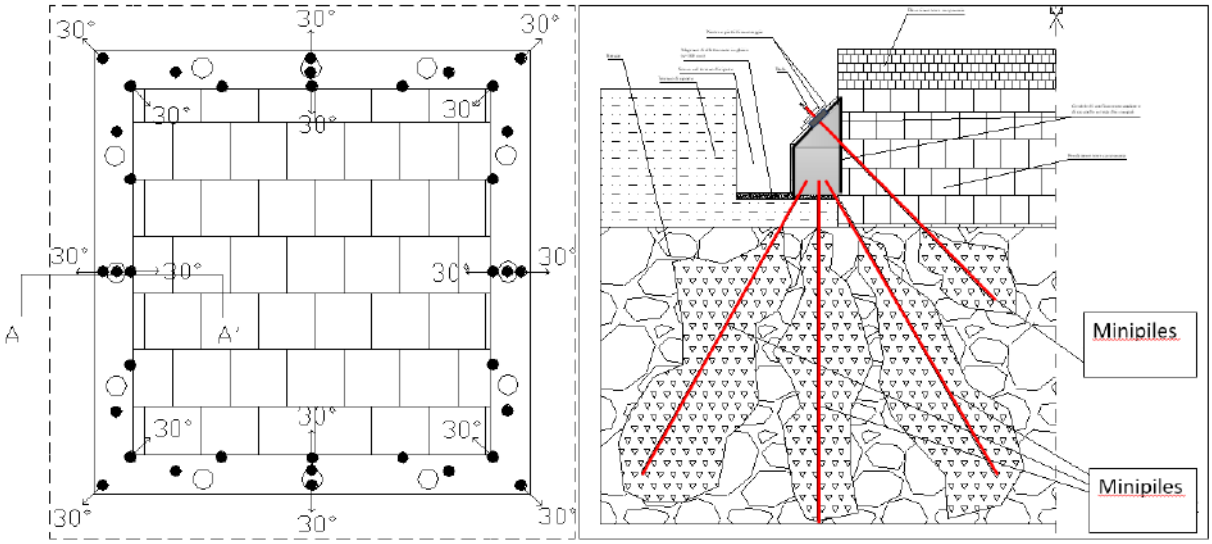


Fig.9 Minipiles for strengthening the tower's foundations

5. Final comments and concluding remarks

Historical monuments consist not only of their appearance, of their image, but also of their structural scheme and of the materials used for build it. Any preservation measure designed or executed to preserve the structure starts with a ground investigations and foundation investigations. The foundation investigations are necessary to explain the damages and useful for the preservation design. The ground investigations are the purpose to discover the causes of damage such as disturbance by earthquakes.

The methodology adopted for the retrofit of Palazzo Margherita is representative of those generally involved in the preservation and restoration of historical buildings in the city of L'Aquila.

Geophysical methods have the advantage of being non-destructive and allow larges areas to be surveyed with short time and moderates costs. The K_g index is considered a change to estimate vulnerability of the ground and structures before the earthquake occurs.

Vs profiles obtained by SDMT have been used to define the input data for a 1-D linear equivalent site response analysis (EERA) at the site of Palazzo Margherita. The results indicate that the simplified elastic response spectra prescribed by Italian Technical Code of Constructions (NTC 2018) appear inadequate and should be used with caution in case of shear wave velocity inversion with depth (typical in the historic centre of L'Aquila). So, numerical site response analyses must be preferred to reliably estimate the response of the entire deposit for design purposes.

Bibliografia

Nakamura, Y. (1997). Seismic Vulnerability Indices for Ground and Structures using Microtremor; World Congress on Railway, Research in Florence.

Nakamura, Y. (2010), The H/V Tecnique and Example of its Application for L'Aquila and Rome Areas; Proceedings of the Workshop DISS_10, L'Aquila, 9-21.

Totani, G., Monaco, P., Marchetti, S., Marchetti, D. (2009). Vs measurements by seismic dilatometer (SDMT) in non-penetrable soils. In: Hamza M. et al. (Eds), Proc. 17th Int. Conf. on "Soil Mechanics and geotechnical Engineering, Alessandria, 2, pp 977-980, IOS Press.

Monaco, P., Totani, G., Amoroso, S., Totani, F., Marchetti, D. (2013). Site characterization by seismic dilatometer (SDMT) in the city of L'Aquila. Rivista Italiana di Geotecnica, anno XLVII-n.3, luglio - settembre.

Monaco, P., Totani, G., Totani, F., Amoroso, S., Maugeri, M., Grasso, S. (2011 b). Modello di sottosuolo e analisi di risposta sismica locale nel centro storico dell'Aquila. Proc. XIV Convegno ANIDIS - "L'Ingegneria Sismica in Italia", Bari.

IL RUOLO DELLA PERMEABILITÀ NELLA RISPOSTA SISMICA DI UNA GALLERIA IN TERRENI LIQUEFACIBILI

Giada Caldarini
Sapienza Università di Roma
giada.caldarini@uniroma1.it

Fabio Rollo
Sapienza Università di Roma
fabio.rollo@uniroma1.it

Angelo Amorosi
Sapienza Università di Roma
angelo.amorosi@uniroma1.it

Daniela Boldini
Sapienza Università di Roma
daniela.boldini@uniroma1.it

Sommario

Il presente studio analizza la risposta sismica di una galleria circolare scavata in un deposito sabbioso saturo attraverso analisi numeriche agli elementi finiti. Impiegando il modello costitutivo SANISAND, particolarmente indicato per riprodurre il comportamento ciclico e la potenziale liquefazione del terreno, sono stati considerati tre livelli di PGA e due valori di permeabilità del deposito, al fine di studiarne l'influenza sulla risposta del sistema. I risultati evidenziano il ruolo cruciale della plasticità del terreno nel modificare le sollecitazioni nel rivestimento durante e dopo l'evento sismico, soprattutto per azioni sismiche più intense, e mostrano il ruolo della permeabilità nello sviluppo e nella dissipazione delle sovrappressioni interstiziali durante e dopo il sisma, e nel manifestarsi del fenomeno di liquefazione per eventi di elevata intensità.

1. Introduzione

Fino a tempi relativamente recenti si riteneva che le strutture sotterranee fossero poco vulnerabili agli eventi sismici. Tuttavia, numerosi casi documentati di gravi danni a gallerie in seguito a terremoti hanno reso necessario tenere conto dell'azione sismica in fase progettuale. Tra gli approcci di analisi più diffusi vi è quello disaccoppiato, che prevede il calcolo preliminare della risposta sismica locale del deposito in condizioni di campo libero, seguito dall'applicazione di soluzioni analitiche per la valutazione delle sollecitazioni indotte nel rivestimento. Sebbene utile nelle fasi preliminari, tale metodo non è in grado di cogliere la complessità dell'interazione galleria–terreno, trascurando di fatto aspetti importanti come

il comportamento irreversibile del terreno e la generazione di sovrapressioni interstiziali nei terreni saturi. Questi ultimi possono essere adeguatamente affrontati mediante un approccio accoppiato, nel quale l'interazione terreno–struttura è modellata esplicitamente attraverso simulazioni numeriche agli elementi finiti.
Nei terreni sabbiosi saturi un ruolo particolarmente importante è legato alla scelta del legame costitutivo, che in caso di sismi di elevata intensità deve essere in grado di riprodurre il fenomeno della liquefazione, generata dalla riduzione delle tensioni efficaci a seguito dell'incremento delle sovrappressioni interstiziali.
Nel presente studio viene analizzata numericamente la risposta sismica di una sezione trasversale di una galleria circolare scavata in un deposito costituito da sabbia di Toyoura, impiegando il modello costitutivo per sabbie SANISAND (Dafalias e Manzari, 2004). La galleria, con diametro pari a 7 m, è sottoposta a un input sismico scalato a tre diversi livelli di accelerazione di picco (PGA), pari rispettivamente a 0.05 g, 0.10 g e 0.25g. Le analisi dinamiche agli elementi finiti sono state condotte mediante l'approccio u-p (Zienkiewicz e Shiomi, 1984) utilizzando il codice commerciale PLAXIS 2D v21. Lo studio analizza inoltre la generazione e la dissipazione delle sovrapressioni interstiziali in relazione a due diversi valori di permeabilità, rappresentativi di sabbie mediamente addensate, cercando di mettere in luce il ruolo giocato da questo parametro in funzione dei diversi valori della PGA dell'input sismico.

2. Caso di studio

Il caso di studio analizzato è riportato in Figura 1. La sequenza stratigrafica considerata prevede, a partire dal piano di campagna, 2 m di materiale di riporto e 29.5 m di sabbia di Toyoura, poggiante su materiale roccioso. La superficie piezometrica si trova al contatto tra il materiale di riporto e le sabbie e le condizioni idrauliche sono assunte idrostatiche.

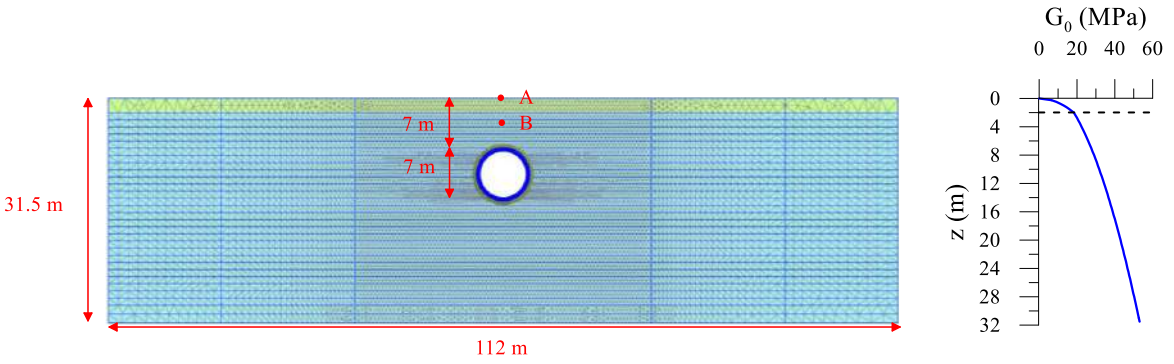


Fig. 1 Geometria del problema e andamento del modulo di rigidezza a piccole deformazioni con la profondità.

Il modulo di taglio a piccole deformazioni è stato ipotizzato variare con la profondità secondo la legge proposta da Richart (1970):

$$G_0 = G_r p_{at} \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \left(\frac{p'}{p_{at}} \right)^{0.5}$$

in cui G_r è una costante di valore pari a 125, l'indice dei vuoti e (costante lungo tutto il deposito) è pari a 0.735, p' è la pressione efficace media, calcolata assumendo un coefficiente di spinta in quiete K_0 di 0.483, e p_{at} è assunta uguale 101 kPa. L'angolo di attrito φ' è 31.1°. Il peso di volume del terreno di riporto e della sabbia è stato assunto pari a 20 kN/m^3.

La galleria circolare ha un diametro di 7 m e spessore del rivestimento pari a 35 cm. La classe di calcestruzzo utilizzata nei calcoli è C35/45. La capacità dissipativa della struttura è introdotta nelle analisi anche attraverso lo smorzamento di Rayleigh, con i parametri α_R e β_R, calibrati sulla base di un

rapporto di smorzamento del 5% in corrispondenza delle frequenze di target f_m e f_n, definite secondo la calibrazione proposta da Amorosi et al. (2010). Queste frequenze sono valutate attraverso un'analisi visco elastica lineare equivalente, in cui le curve di decadimento del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento (Fig. 2) sono state ricavate dai risultati relativi al primo ciclo di carico della simulazione di una prova isocora di taglio semplice con il modello SANISAND, per uno stato tensionale iniziale corrispondente a quello di un elemento di terreno posto a 15.5 m di profondità nel deposito.

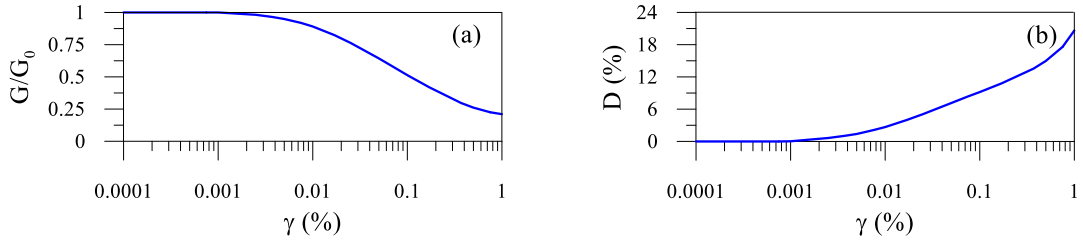


Fig. 2 Curva di decadimento del modulo di taglio relativa al primo ciclo di isteresi (a); curva di decadimento del coefficiente di smorzamento (b)

Come moto sismico di input è stato utilizzato l'accelerogramma registrato ad Arcelik (Turchia) durante il terremoto del 1999 (Fig. 3(a)). Tale accelerogramma ha una durata complessiva di 30 s, PGA pari a 0.2437 g, una frequenza predominante di 1.85 Hz, un'intensità di Arias pari a 0.55 m/s e una durata significativa di 7.42 s. La storia temporale dell'accelerazione, opportunamente scalata a tre differenti valori di PGA (0.05 g, 0.10 g e 0.25 g), è stata applicata alla base del modello. È stata eseguita una correzione del *baseline* per rimuovere eventuali effetti spuri legati al campionamento dei dati. La frequenza naturale del deposito stimata con la relazione $V_s/(4H)$, dove H è lo spessore del deposito, è pari a 1.17 Hz.

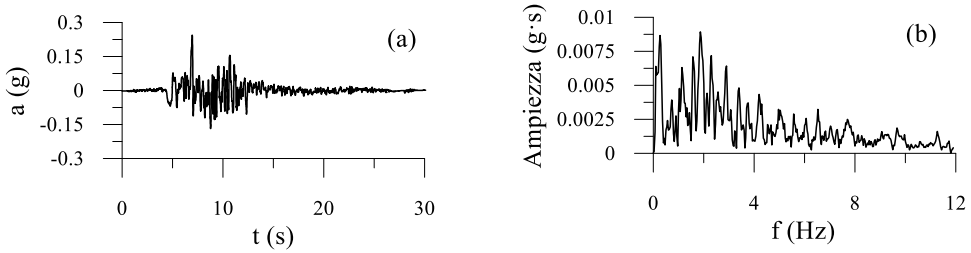


Fig. 3 Input sismico di Arcelik (a); spettro di Fourier (b)

3. Modello numerico FE

Il modello numerico, è caratterizzato da 10750 elementi triangolari a 15 nodi, con elementi di dimensioni inferiori nella parte centrale del modello, come mostrato in Fig.1

Il rivestimento è stato modellato attraverso elementi *plate* di tipo visco-elastico dotati di rigidezza flessionale ed assiale. Tra terreno e rivestimento è stata attivata un'interfaccia impermeabile, caratterizzata da un legame visco elastico lineare con valori di resistenza a taglio uguali a quelli del terreno circostante: questa assunzione garantisce la condizione "*no-slip*" della soluzione di Wang (Amorosi e Boldini, 2009)

Le analisi numeriche hanno previsto una serie di fasi statiche iniziali in condizioni drenate, finalizzate a simulare lo scavo della galleria e l'installazione del rivestimento. Successivamente è stata eseguita la fase dinamica, in condizione non drenate, seguita infine da una fase statica di consolidazione post-sismica. Lo stato di tensione litostatico iniziale è stato simulato mediante la procedura K_0, mentre lo scavo della galleria è stato modellato in PLAXIS mediante il metodo della "*contraction line*", in cui è stata assunta una perdita di volume pari allo 0.5%. Le condizioni al contorno adottate per le fasi statiche dell'analisi prevedono spostamenti orizzontali impediti lungo i bordi verticali del modello e spostamenti sia orizzontali che verticali impediti sul bordo inferiore. Nelle analisi dinamiche vengono invece lasciati

liberi gli spostamenti sui contorni verticali del modello impedendo però gli spostamenti relativi attraverso la condizione "*tied deegres of freedom*", mentre sul bordo inferiore del modello viene applicato l'accelerogramma in direzione orizzontale, vista l'ipotesi di base rigida. Da un punto di vista idraulico, il flusso è consentito attraverso il piano di campagna e i contorni verticali.

Come modello costitutivo per la sabbia di Toyoura è stato considerato il modello SANISAND nella versione proposta da Dafalias e Manzari, 2004). Per il materiale di riporto è stato invece assunto un modello visco-elastico lineare con modulo di Young pari a 34.7 MPa e un coefficiente di smorzamento pari al 3% introdotto nelle analisi attraverso la formulazione di Rayleigh, secondo l'analoga procedura descritta in precedenza.

4. Risultati delle analisi numeriche

La Figura 4 riporta gli andamenti τ–γ nel Punto B, localizzato a 3.5 m sotto il piano campagna lungo l'asse verticale di simmetria della galleria, per i tre livelli di PGA considerati. Per una PGA pari a 0.05g e 0.10g, la permeabilità del terreno non influenza in maniera apprezzabile i risultati: i cicli di tensione–deformazione tangenziale relativi ai due valori di permeabilità risultano infatti pressoché sovrapposti. Al contrario, per una PGA di 0.25g si osserva un degrado ciclico più pronunciato nel caso della permeabilità più bassa ($k_s = 5 \cdot 10^{-5}$ m/s). Tale comportamento è da attribuire all'accoppiamento volumetrico-deviatorico del legame SANISAND.

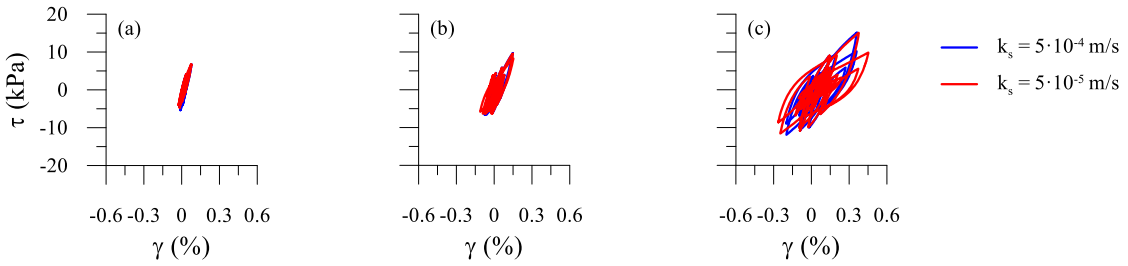


Fig. 4 Andamento τ-γ relativi al un punto in asse alla galleria a 3.5 m al di sotto del piano campagna per PGA = 0.05 g (a), 0.1g (b), 0.25 g (c).

L'andamento del rapporto di sovrappressione interstiziale R_u in funzione del tempo, relativo allo stesso punto analizzato, è riportato in Figura 5. Si osserva chiaramente che le sovrappressioni interstiziali aumentano all'aumentare della PGA. Per tutte le intensità sismiche considerate i valori più elevati di R_u si hanno nel caso di permeabilità inferiore ($k_s = 5 \cdot 10^{-5}$ m/s), per la quale l'accumulo di sovrappressione è marcato e persistente a causa della ridotta capacità dissipativa durante il sisma. In particolare, per $k_s = 5 \cdot 10^{-5}$ m/s, si osserva che per PGA pari a 0.05 g e 0.10 g, R_u raggiunge i valori massimi di 0.34 e 0.64, rispettivamente ai tempi di 18.1 s e 15.85 s, per poi decrescere molto debolmente fino al termine del segnale sismico. Nel caso di PGA = 0.25 g, R_u cresce progressivamente fino a raggiungere il valore unitario, indicativo dell'innesco del fenomeno della liquefazione. Al contrario, per una permeabilità più elevata ($k_s = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), una volta raggiunti i valori massimi di R_u pari a 0.24, 0.47 e 0.7 rispettivamente ai tempi di 13.05 s, 12.85 s e 15.1 s per PGA = 0.05 g, 0.10 g e 0.25 g, si osserva una riduzione apprezzabile del rapporto di sovrappressione interstiziale già durante l'evento sismico, segno che le sovrappressioni interstiziali cominciano a dissiparsi subito dopo la fase più intensa del sisma.

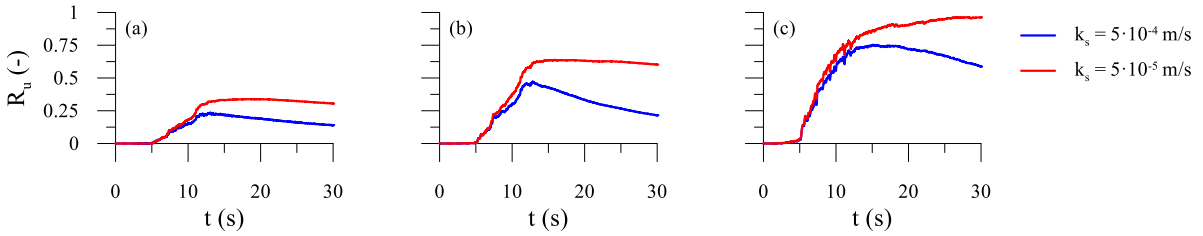


Fig. 5 Andamento di R_u relativo al un punto in asse alla galleria a 3.5 m al di sotto del piano campagna per PGA = 0.05 g (a), 0.1g (b), 0.25 g (c).)

Gli spostamenti verticali relativi al Punto A (Fig. 6) aumentano con l'incremento della PGA e confermano il ruolo della permeabilità del terreno. In particolare, tali spostamenti risultano più elevati nel caso di permeabilità inferiore, evidenziando l'influenza dell'accumulo di sovrappressione interstiziale e della conseguente riduzione di rigidezza del terreno durante l'evento sismico.

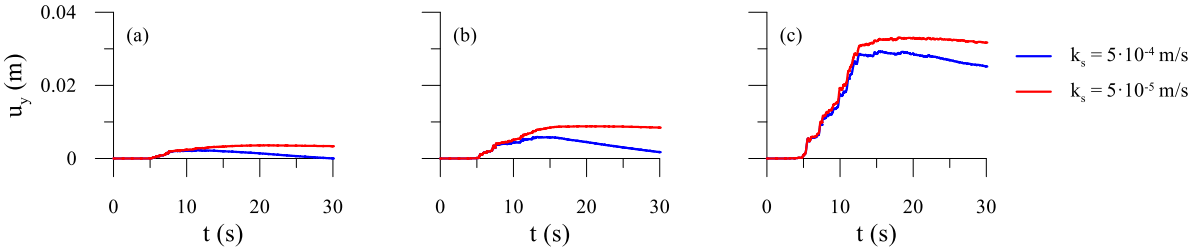


Fig. 6 Andamento degli spostamenti verticali del punto in asse alla galleria sul piano campagna relativi alla PGA 0.05g (a), 0.1g (b), 0.25g (c).

La permeabilità del terreno non sembra invece influenzare in modo significativo l'entità della forza assiale e del momento flettente sviluppati nel rivestimento durante l'evento sismico. La Figura 7 mostra l'inviluppo dei valori minimi (linea tratteggiata) e massimi (linea continua) della forza assiale (N) e del momento flettente (M) nel rivestimento in funzione dell'angolo θ, positivo in senso orario come mostrato in Fig.7. Si può notare come per una PGA pari a 0.05 g, la differenza tra gli inviluppi massimo e minimo di M risulta pressoché costante lungo l'intera sezione, mentre la massima variazione della forza assiale si verifica in corrispondenza di θ = 180°. Nel caso di PGA = 0.10 g, i maggiori scostamenti tra i valori estremi di M si registrano agli angoli θ = 45°, 135°, 225° e 315°, mentre la differenza massima tra N_{max} e N_{min} si ha sempre a θ = 180°. Per PGA = 0.25 g, le variazioni più significative delle sollecitazioni interne si verificano in corrispondenza degli angoli θ = 45°, 135°, 225° e 315°, dove il momento flettente evidenzia picchi marcati, sia positivi che negativi. Tale comportamento risulta coerente con l'ovalizzazione della sezione trasversale della galleria, indotta dalle deformazioni cicliche di taglio associate all'input sismico. L'inviluppo di N_{min} presenta un andamento crescente con il valore di PGA e il valore minimo si verifica per PGA = 0.05g e 0.1g per θ = 180°, mentre per PGA = 0.25 g si verifica a 135° e 225°

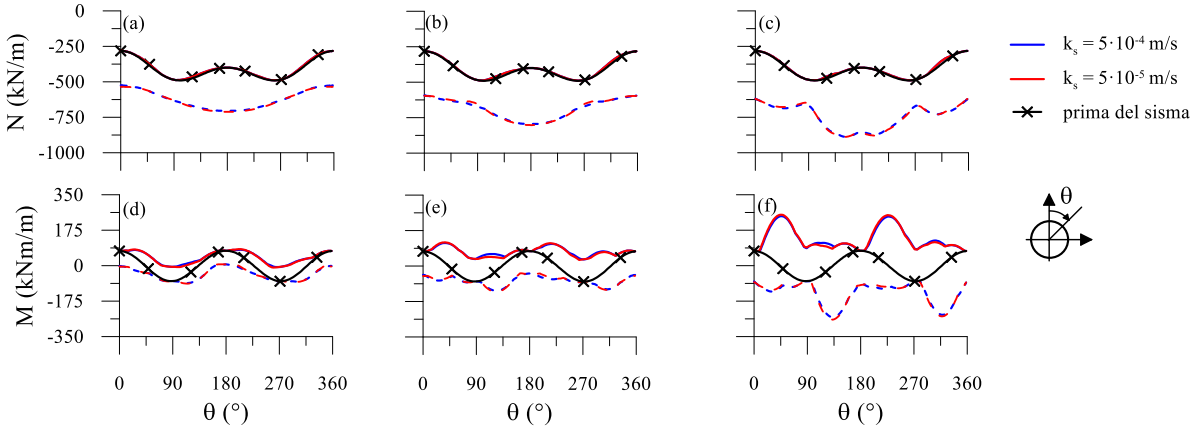


Fig. 7 Inviluppo di N_{min} e N_{max} durante il terremoto per PGA 0.05 g (a), (0.1g (b), 0.25g (c); Inviluppo di M_{min} e M_{max} durante il terremoto per PGA 0.05 g (a), (0.1g (b), 0.25g (c)

Gli andamenti della forza assiale N e del momento flettente M al termine della fase di scavo, al termine della fase sismica e al termine della fase di consolidazione, riportato in Fig. 8 e relativo alla PGA 0.25g, evidenzia in modo chiaro il ruolo cruciale della plasticità nelle analisi dinamiche dell'interazione terreno–struttura. Si può notare infatti come il comportamento irreversibile del terreno modifichi in maniera significativa le sollecitazioni agenti nel rivestimento, sia durante che successivamente all'evento sismico. Alla fine del sisma si ha difatti un incremento significativo dello sforzo normale e

una ridistribuzione del momento flettente. Al termine della fase di consolidazione, il quadro si modifica ulteriormente: si nota una parziale inversione del comportamento, con valori di N generalmente inferiori rispetto a quelli registrati alla fine della fase di scavo, mentre l'andamento di M risulta praticamente identico a quello della fine della fase di scavo.

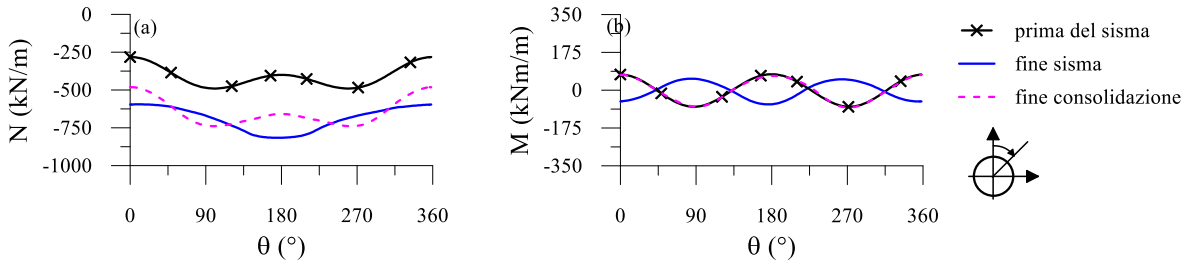


Fig. 8 Andamento della forza assiale (a) e del momento flettente (b) nella fase prima del sisma, a fine sisma e post sima per PGA=0.25 g e ks= 5·10^{-4} m/s

5. Conclusioni

Il presente studio ha analizzato la risposta sismica di una galleria circolare scavata in un deposito di sabbia di Toyoura satura mediante un modello numerico accoppiato agli elementi finiti, considerando l'interazione terreno-struttura ed adottando un legame costitutivo avanzato per il terreno. Le analisi hanno evidenziato che:

- la permeabilità del terreno gioca un ruolo determinante nell'accumulo e nella dissipazione delle sovrappressioni interstiziali, con valori più bassi di permeabilità che favoriscono l'innesco della liquefazione per PGA elevati;
- la plasticità del terreno influenza significativamente le sollecitazioni nel rivestimento, modificandole durante e dopo l'evento sismico con una redistribuzione delle sollecitazioni. La permeabilità, invece gioca un ruolo fondamentale sugli spostamenti che si verificano nell'intorno della galleria e sul piano campagna.

Questi risultati supportano l'adozione di modelli costitutivi avanzati e di simulazioni numeriche accoppiate per una valutazione realistica del comportamento sismico delle gallerie in terreni saturi.

Bibliografia

Amorosi, A. & Boldini, D. (2009) Numerical modelling of the transverse dynamic behaviour of circular tunnels in clayey soils. Soil Dynamics *and Earthquake Engineering*, 1059-1072

Amorosi, A. & Boldini, D. & Elia, G. (2010). Parametric study on seismic ground response by finite element modelling. *Computer and Geotechnics* 37(4): 515-528.

Bentley 2021. PLAXIS Connect Edition v21: A Finite Element Program for Geotechnical Engineering Problems. Bentley Systems, Delft, The Netherlands.

Dafalias, Y., & Manzari, A. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 622-634.

Richart F E Jr, Hall J R, and Woods R D. (1970) Vibration of soils and foundations. International series in theoretical and applied mechanics, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Zienkiewicz, O. C. & Chang, C. & T. & Bettess, P. (1980). Drained, undrained, consolidating and dynamic behaviour assumptions in soils. *Geotechnique*, 30(4), 385-395

MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO TERMOMECCANICO DELLA DIGA DI PONTE COLA

Federico Marchiori
Università degli Studi di Padova
federico.marchiori.1@studenti.unipd.it

Omar Turchetti
Università degli Studi di Padova
omar.turchetti@unipd.it

Lorenzo Brezzi
Università degli Studi di Padova
lorenzo.brezzi@unipd.it

Sommario

In Italia, le grandi dighe presentano un'età media superiore ai 65 anni, con inevitabili criticità legate all'invecchiamento e alla crescente severità delle condizioni ambientali (ITCOLD, 2018). Diventa pertanto essenziale garantirne l'operatività attraverso interventi di manutenzione e l'adozione di metodi di monitoraggio avanzati, supportati dalla modellazione numerica. L'obiettivo del presente lavoro consiste nell'interpretazione del comportamento di una grande diga a doppio arco in calcestruzzo attraverso l'interpretazione di dati di monitoraggio e la successiva creazione di un modello FEM. Il caso studio è quello della diga di Ponte Cola situata a Navazzo di Gargnano (BS). L'analisi è basata su dati di monitoraggio periodici e continui e ha previsto la creazione di un modello FEM attraverso l'utilizzo del software Midas FEA NX, calibrato in base alle risposte misurate, con l'obiettivo di cogliere le principali dinamiche termiche e meccaniche dell'opera. Il modello calibrato fornisce risposte coerenti con le misure acquisite dai sensori, permettendo di comprendere il comportamento strutturale anche dove l'interpretazione risulta complessa a causa della geometria e della distribuzione dei carichi applicati.

1. Diga di Ponte Cola

La diga di Ponte Cola è una diga a doppio arco in calcestruzzo, costruita tra il 1962 e il 1966 e situata nella valle del torrente Toscolano (BS). L'opera è già stata oggetto di diverse campagne di monitoraggio a causa dello sviluppo di alcune criticità che hanno determinato un incremento del livello di attenzione ai fini della sicurezza strutturale (Brezzi et al., 2022). In particolare, il livello massimo di invaso è ridotto di quasi 20 m rispetto ai 500 m s.l.m. progettuali, per timore di possibili cedimenti delle fondazioni laterali delle spalle e possibili problemi generali di stabilità dei pendii e della struttura stessa. L'altezza massima della diga è di 124 m, con una cresta posta a quota 505 m s.l.m. e una lunghezza all'estradosso di 282.5 m. La diga è suddivisa in 21 conci radiali, ciascuno di circa 12 m all'estradosso, uniti con giunti radiali e perimetrali parzialmente sigillati. Essa è inserita in un contesto geologico ottimale per la costruzione di fondazioni di strutture idrauliche, costituito prevalentemente da dolomie e calcari. La zona risulta interessata da una struttura tettonica di sovrascorrimento tra dolomia e marna, avente una pendenza di 15° in direzione Ovest ed affiorante 550 m ad Est della diga. Il confronto tra le prove

penetrometriche eseguite a valle e le indagini di tomografia sonica condotte nei cunicoli tra le spalle della diga, evidenzia però una riduzione nel modulo elastico della dolomia in prossimità delle fondazioni laterali dell'opera, suggerendo un grado di fessurazione elevato, ma non necessariamente critico, nei versanti della valle.

1.1 Sistemi di monitoraggio installati

I sistemi di monitoraggio installati, inizialmente a lettura manuale ma ora convertiti alla raccolta automatica del dato, consentono una conoscenza approfondita del comportamento termico e meccanico dell'opera e dell'area circostante. La temperatura viene rilevata tramite termometri posizionati sia all'interno del calcestruzzo del corpo diga, sia a diretto contatto con l'acqua e l'aria, a monte e a valle della struttura. Il comportamento meccanico è invece analizzato attraverso diversi sistemi di monitoraggio, tra cui una stazione totale robotizzata che campiona 19 mire topografiche, numerosi dilatometri, estensimetri a base lunga in fondazione e sensori in fibra ottica distribuita (DFOS) in cresta. Tutti gli strumenti possono essere identificati osservando lo schema riportato in Figura 1.

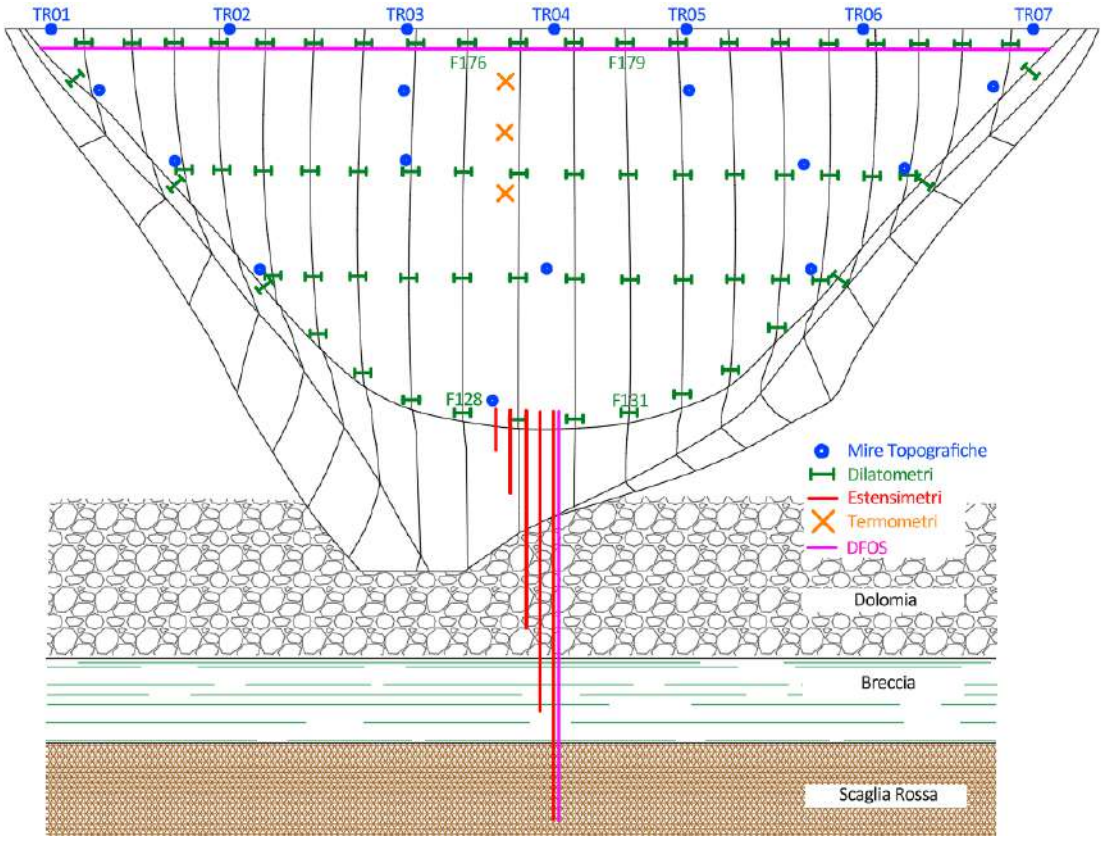


Fig 1. Schema dei sistemi di monitoraggio installati sul corpo diga

1.2 Comportamento strutturale

La diga è soggetta all'azione di tre tipologie di carico: termico, statico e idraulico. Tutti presentano comportamento ciclico, sia nel breve che nel lungo periodo, determinando risposte in gran parte prevedibili nelle condizioni di esercizio ordinario. Tuttavia, il comportamento dell'opera nelle diverse condizioni ambientali non è sempre facilmente interpretabile sulla base dei soli dati forniti dai sistemi di monitoraggio. Il modello numerico dell'opera può inoltre essere utile per valutare eventuali criticità sia durante condizioni di normale esercizio, sia in presenza di eventi ambientali estremi, come alluvioni o variazioni termiche significative legate al cambiamento climatico. Le temperature a cui è soggetta l'opera variano da 0 °C a 28 °C, con un limite inferiore pari a 4 °C per l'acqua. In Figura 2 sono mostrati gli andamenti delle temperature dei sensori in aria, acqua e dei sensori immersi nel calcestruzzo negli anni 2022 - 2023.

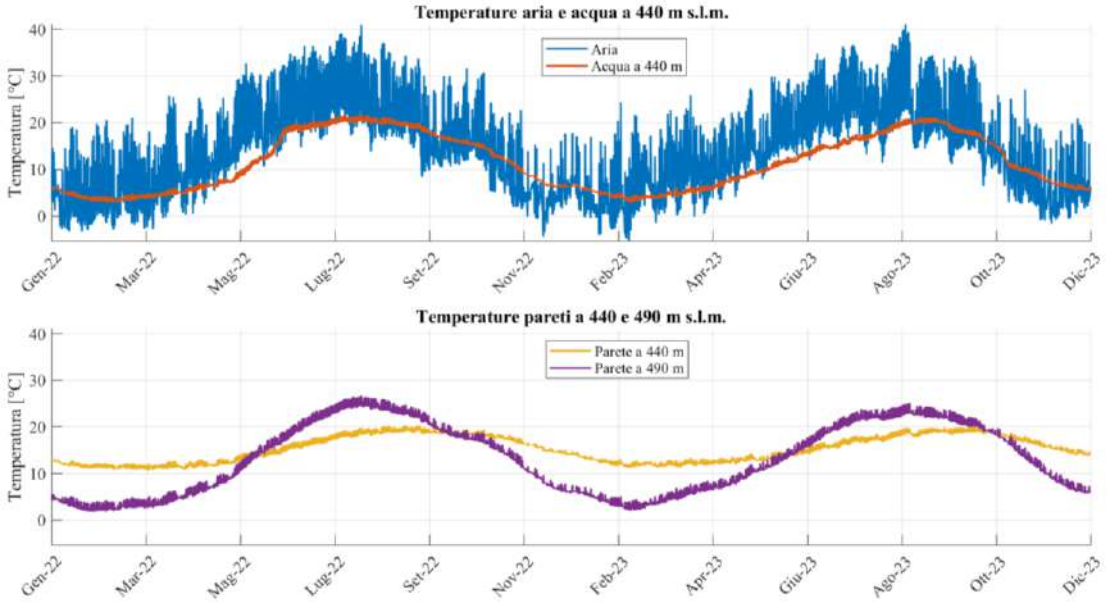


Fig 2. Temperature di aria, acqua e murarie a 440m s.l.m. e 490 m s.l.m. negli anni 2022–2023

Le mire topografiche poste sul corpo diga lato valle, evidenziano un andamento stagionale ricorrente, con un'espansione verso monte durante il periodo estivo, dovuta all'aumento delle temperature, e una contrazione verso valle in inverno, come conseguenza della diminuzione termica. La pressione indotta dall'invaso, in relazione al suo livello, nel periodo estivo tende a contrastare la naturale espansione termica dell'opera, riducendo gli spostamenti verso monte. In inverno, invece, l'azione esercitata dall'acqua risulta concorde con lo spostamento verso valle indotto dalle diverse temperature. In Figura 3 sono riportati gli spostamenti differenziali in direzione monte-valle, identificata con la direzione Y, di alcune delle mire topografiche poste sul coronamento negli anni 2021 - 2025, rispetto alla condizione di riferimento, assunta nel presente lavoro corrispondente al 27/05/2021.

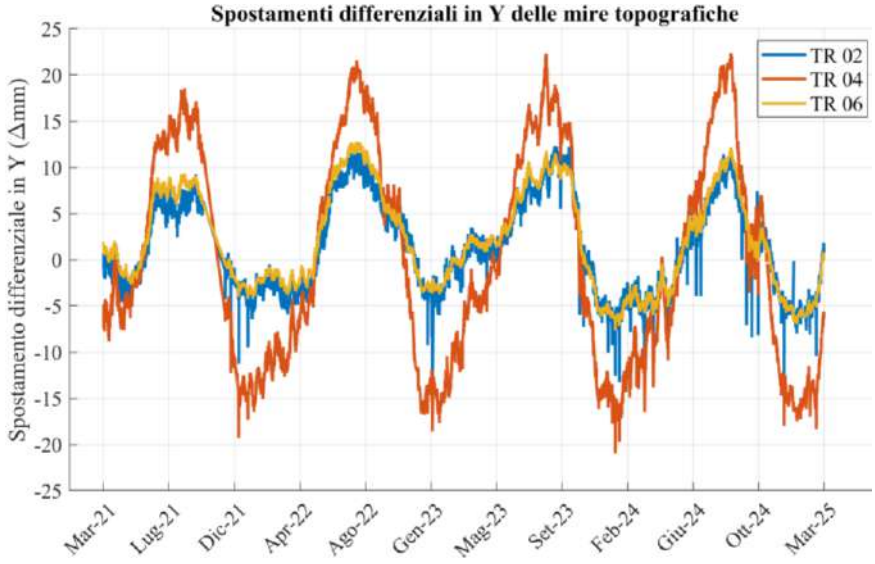


Fig 3. Spostamenti differenziali monte-valle delle mire TR02, TR04 e TR06 negli anni 2021 – 2025

I dilatometri, installati tra i diversi conci della diga, permettono di analizzare il comportamento locale della struttura (Soltani e Escuder-Bueno, 2024). Le campagne di misura mostrano che, in estate, tutti i giunti tendono a chiudersi fino a raggiungere un limite indotto dal contatto tra i conci, oltre il quale le misure restano pressoché costanti. In inverno, al contrario, si osserva un aumento significativo delle aperture, con variazioni più marcate nelle sezioni inferiori della diga, dove le differenze tra le misure estive e invernali risultano particolarmente evidenti. Come illustrato in Figura 4, i confronti dei dilatometri F176 e F179 a quota 495 m s.l.m., posizionati al centro del coronamento, e i dilatometri

F128 e F131 collocati più in basso, in prossimità del pulvino a quota 415 m s.l.m., evidenziano un comportamento non uniforme tra le diverse quote. Nello specifico, i dilatometri più bassi registrano spostamenti relativi di qualche millimetro, molto più marcati e variabili stagionalmente rispetto alle misure in sommità della diga. Tutti i valori riportati sono differenziali e fanno riferimento alla configurazione assunta il 27 maggio 2021 come giorno di riferimento. In base alla convenzione adottata, i valori negativi indicano apertura del giunto, mentre quelli positivi corrispondono alla chiusura.

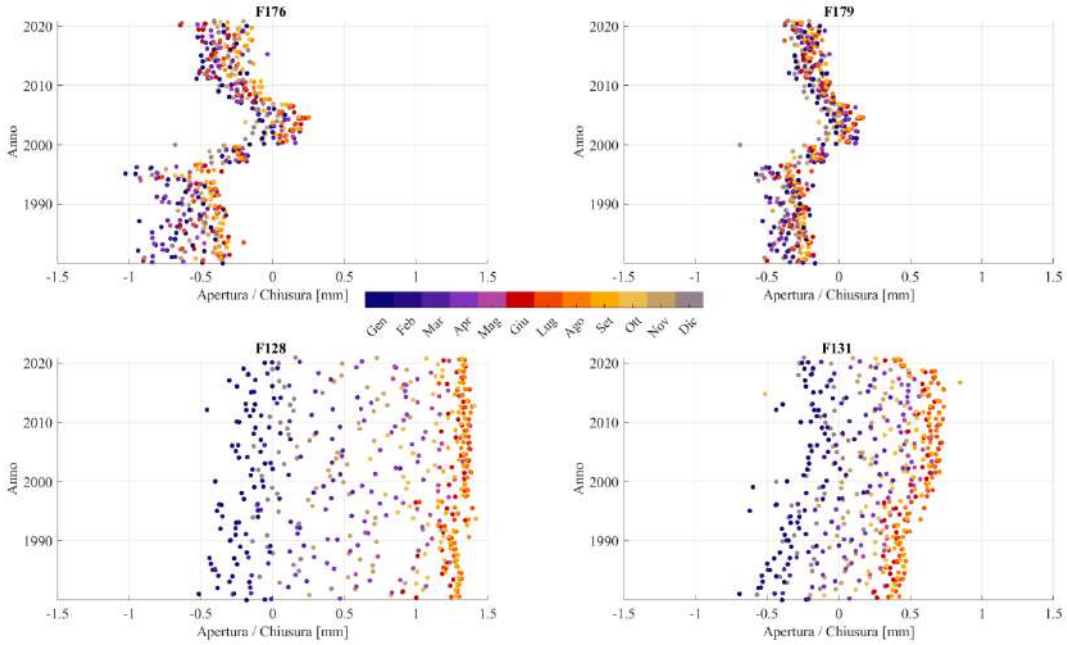


Fig 4. Misure dei dilatometri a diverse quote, dal 1980 al 2020

2. Modellazione agli elementi finiti

Il corpo diga è stato parzialmente ricostruito tramite un rilievo aerofotogrammetrico con drone, utilizzando una configurazione RTK con modulo GNSS, permettendo inoltre l'elaborazione delle curve di livello, per una corretta connessione tra terreno e corpo diga, quest'ultimo visibile in Figura 5. Le parti non visibili da rilievo sono state ricavate dai progetti originali dell'opera. La stratigrafia del terreno è stata modellata sulla base dei risultati disponibili derivanti da campagne geognostiche; in particolare, per la dolomia, in diretto contatto con le fondazioni, è stato assunto un modulo elastico pari a 44,4 GPa e una resistenza a compressione monoassiale di 109 MPa, un peso dell'unità di volume pari a 27,6 kN/m³ e un Geological Strength Index (GSI) pari a 47, valori coerenti con la qualità della roccia rilevata in sito.

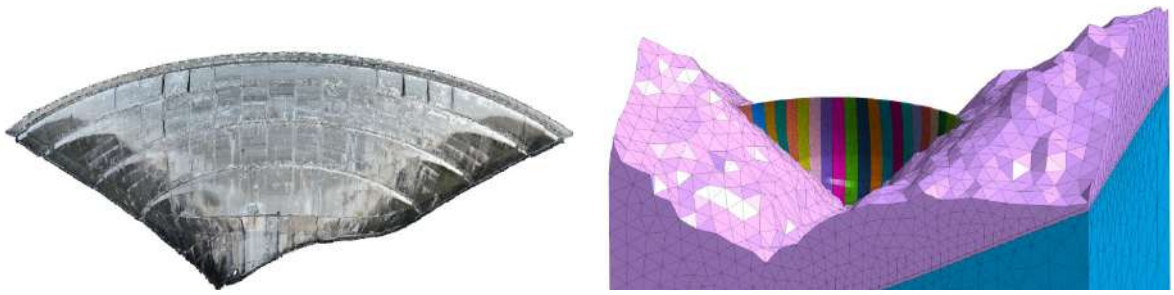


Fig 5. A sinistra la nuvola di punti ricostruita tramite il rilievo fotogrammetrico, a destra il modello FEM

Le mesh del modello mostrate in Figura 5, sono di tipo tetraedrico, con dimensioni medie assegnate di circa 1 m per il corpo diga e 70 m per il terreno, rispettivamente. Il calcestruzzo è stato modellato con un legame costitutivo elastico isotropo, mentre il terreno, nelle sue diverse componenti stratigrafiche, con un legame costitutivo elastoplastico non lineare e combinato con un criterio di rottura Hoek-Brown. Al fine di studiare il comportamento dei giunti, sono state create delle interfacce tra i conci della diga, modellate mediante elementi di tipo "T-X cross type" alle quali è stato attribuito un criterio di non linearità di tipo Coulomb Friction.

2.1 Calibrazione del modello

I parametri termomeccanici attribuiti alle diverse parti del modello derivano, quando disponibili, dalle indagini o dai progetti originali dell'opera. Per quanto riguarda il terreno, i valori sono stati derivati dalle prove in sito, considerando valori tipici di letteratura, oltre ai risultati di simulazioni preliminari. Sono maggiormente critici alcuni dei parametri fondamentali che regolano il comportamento strutturale, che sono stati quindi calibrati partendo da valori di letteratura, poi ottimizzati utilizzando le misure di monitoraggio relative all'intero anno 2022. In Tabella 1 è mostrato il confronto tra i valori di letteratura e quelli poi utilizzati nel modello per il calcestruzzo della struttura.

	Letteratura - Progetto	**Calibrati**
Conduttività Termica [W/(m · T)]	0,6 – 3,3	2,5
Calore Specifico $\cdot 10^{-5}$ [J/(kg · T)]	7,9 – 10,0	10,0
Coefficiente di Espansione Termica $\cdot 10^{-6}$ [1/T]	1,0 – 9,9	8,0
Rigidezza normale nella parte a trazione $\cdot 10^{7}$ [kN/m^2]	1,0 – 1000	1,0

Tab 1. Confronto tra i valori dei parametri di letteratura e calibrati del calcestruzzo

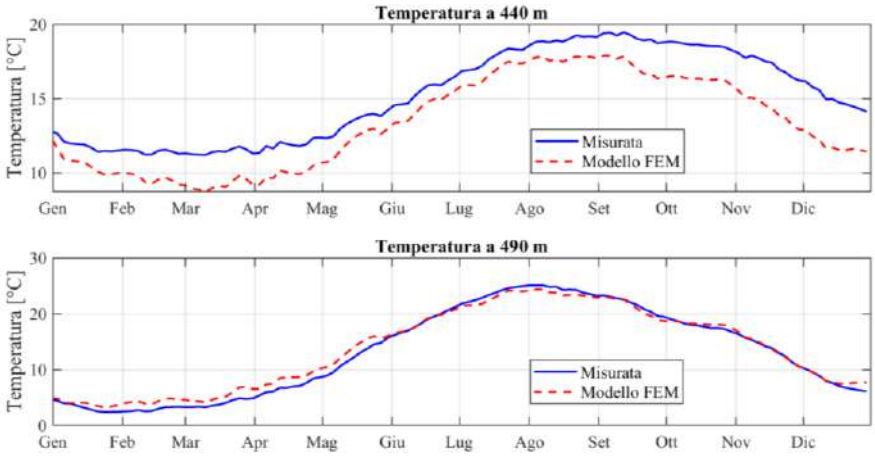


Fig 6. Confronto delle temperature misurate e simulate del calcestruzzo a diverse quote

Il modello opportunamente calibrato permette di ottenere temperature simulate coerenti con le misure dei termometri posti a 440 m s.l.m. e 490 m s.l.m. come mostrato in Figura 6, in particolare per il sensore a quota più elevata. Il modello sottostima di circa 1°C la temperatura a 440 m s.l.m., quota alla quale lo spessore di calcestruzzo risulta maggiore. Tale risultato rimane comunque sufficientemente coerente con i dati monitorati, sia come trend che come ampiezza del ciclo termico. Nel processo di calibrazione meccanica si è fatto riferimento all'intero anno 2022 e per tale ragione il confronto tra i risultati del modello e i dati di monitoraggio topografico utilizzano come data di riferimento il 1° gennaio 2022. I parametri meccanici attribuiti alle interfacce tra i conci sono stati calibrati usando i dati di monitoraggio dei dilatometri installati sul paramento di valle. Gli spostamenti simulati risultano quasi sovrapponibili con quelli delle mire topografiche, sia per quelle poste sul coronamento che per quelle più in basso. In Figura 7 è mostrato il confronto tra modello e misure di monitoraggio degli spostamenti in direzione monte-valle di 3 delle 7 mire topografiche disposte sul coronamento. I risultati sono coerenti sia in termini di spostamenti massimi raggiunti che di coerenza temporale. In Figura 8 sono mostrati i contour plot degli spostamenti in direzione monte-valle ottenuti dal modello FEM per due condizioni stagionali: a sinistra, la condizione estiva alla data del 07/08/2022, con spostamenti fino a 30 mm verso monte; a destra, la condizione invernale del 11/03/2022, con spostamenti verso valle di circa 4 mm. La porzione centrale del corpo diga evidenzia una variazione di quota di circa 15 mm verso l'alto, mostrando un comportamento complessivamente simmetrico, sebbene non centrato, ma traslato di circa 12 metri verso Ovest, in conseguenza delle condizioni morfologiche dei pendii su cui poggiano le fondazioni. Dalla stessa figura si rileva una fascia di circa 20 m posta in prossimità dei contatti diga-terreno caratterizzata da spostamenti inferiori a 0.3 mm. Tali risultati suggeriscono che anche in condizioni di spostamenti massimi del corpo diga le fondazioni e il terreno limitrofo mantengono una condizione di stabilità.

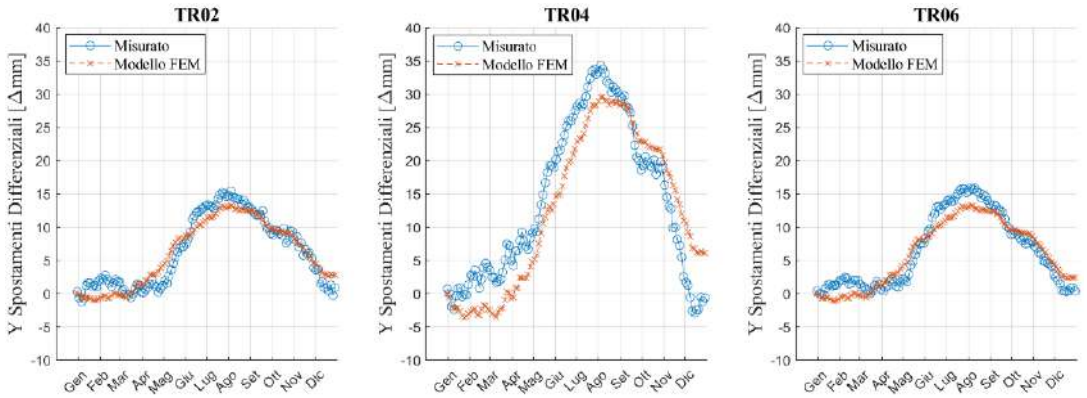


Fig 7. Confronto degli spostamenti misurati e simulati in direzione monte-valle delle mire TR02, TR04 e TR06

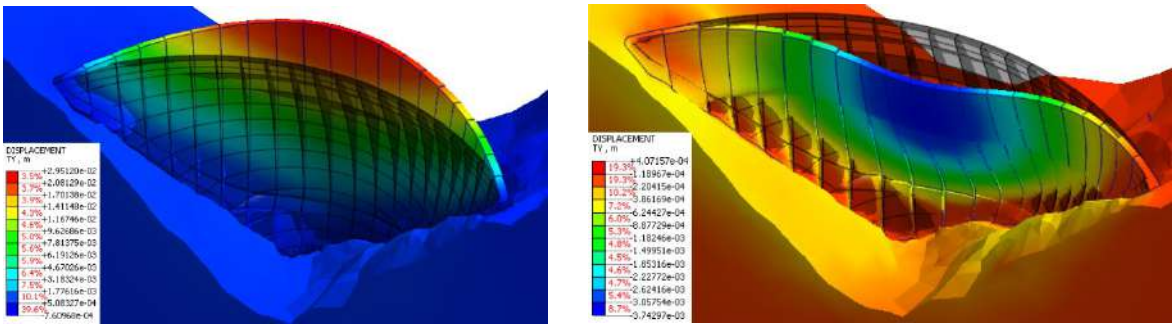


Fig 8. Spostamenti monte-valle nell'anno 2022, a sinistra la condizione estiva, a destra quella invernale

3. Conclusioni

Il modello creato riproduce fedelmente il comportamento della struttura sotto l'azione di carichi termici ed idraulici, permettendo una comprensione quasi completa delle misure di monitoraggio. Meccanicamente, il corpo diga risulta maggiormente influenzato da carichi termici rispetto a quelli idraulici, risultando fortemente sensibile al valore del coefficiente di espansione termica, che regola il legame tra le variazioni termiche e la risposta strutturale. La riproduzione del terreno circostante tramite aerofotogrammetria ha permesso una corretta connessione con le fondazioni dell'opera, evitando errori di stima delle condizioni di vincolo. La modellazione delle interfacce tra i conci del corpo diga ha permesso lo studio di comportamenti difficilmente prevedibili a causa della complessa geometria della struttura, identificando le zone critiche potenzialmente soggette a maggiore deterioramento o a rischio di cedimento, da monitorare con maggiore frequenza o mediante tecniche innovative. L'utilizzo futuro di un modello così calibrato permette di valutare le condizioni di esercizio qualora il livello di invaso risulti maggiore. Sarà inoltre possibile condurre analisi considerando scenari termici estremi, così da investigare gli effetti che il cambiamento climatico potrebbe avere su una struttura di tale importanza.

Bibliografia

ITCOLD. (2018). Osservatorio permanente per la riabilitazione delle dighe. Report 2018. Comitato Nazionale Italiano Grandi Dighe, Roma.

Brezzi L., Cola S., Schenato L., Chemello P., Tedesco G., Simonini P. (2022). "Distributed optical fiber systems for monitoring the serviceability strain response of an Italian concrete arch dam and its foundation", Proc. 11th Int. Symp. on Field Monitoring in Geomechanics, London, 4–7 September 2022.

Soltani N., Escuder-Bueno I. (2024). "Effect of Contraction and Construction Joint Quality on the Static Performance of Concrete Arch Dams". Infrastructures, 9(12), 231. MDPI.

MONITORAGGIO MULTISENSORE DELLA DIGA DI PONTE COLA: CONFRONTO TRA TECNICHE TRADIZIONALI E SENSORI DISTRIBUITI IN FIBRA OTTICA

Omar Turchetti
Università degli Studi di Padova
omar.turchetti@unipd.it

Federico Marchiori
Università degli Studi di Padova
federico.marchiori.1@studenti.unipd.it

Simonetta Cola
Università degli Studi di Padova
simonetta.cola@unipd.it

Lorenzo Brezzi
Università degli Studi di Padova
lorenzo.brezzi@unipd.it

Sommario

Il monitoraggio strutturale delle dighe sta assumendo un ruolo sempre più centrale, a causa dell'invecchiamento delle infrastrutture esistenti e dell'accelerazione dei fenomeni di degrado indotta dai cambiamenti climatici e ambientali (Perera et al., 2021; Sivasuriyan et al., 2022). A partire dagli anni Settanta, l'introduzione di strumenti sempre più precisi e automatizzati ha consentito di migliorare la conoscenza dello stato di salute delle opere, riducendo al contempo l'intervento umano e il rischio di errore (Adamo et al., 2020). Tra le tecnologie più recenti si collocano i sensori distribuiti in fibra ottica (DFOS), che offrono numerosi vantaggi applicativi nel monitoraggio geotecnico e civile. Tuttavia, la letteratura scientifica presenta ancora pochi casi studio incentrati sulle dighe che ne dimostrino concretamente l'efficacia e l'affidabilità.
Il presente lavoro si concentra sul caso studio della diga in calcestruzzo di Ponte Cola (Brescia, Italia), dotata di un ampio sistema di monitoraggio tradizionale, al quale è stato affiancato un sistema DFOS sperimentale. L'obiettivo è validare l'utilizzo della fibra ottica per il monitoraggio strutturale e contribuire allo sviluppo di casi applicativi di riferimento. I dati acquisiti dai sensori convenzionali sono stati elaborati per descrivere il comportamento della struttura in risposta alle variazioni termiche stagionali e confrontati con quelli ottenuti dal sistema DFOS. I risultati mostrano una buona coerenza tra le misure, con scarti medi massimi dell'ordine di 1 °C per la temperatura e di 1 mm per le deformazioni. Il sistema DFOS, a differenza degli strumenti puntuali, fornisce inoltre una misura distribuita lungo l'intera estensione della fibra, permettendo una lettura continua delle sollecitazioni e una copertura più ampia della struttura. Esso rappresenta quindi una valida integrazione ai metodi di monitoraggio esistenti.

1. La diga di Ponte Cola

La diga di Ponte Cola, realizzata tra il 1960 e il 1962, si trova nella valle del fiume Toscolano, presso la località di Santa Maria in Valvestino in provincia di Brescia, a circa 9 km dallo sbocco nel Lago di Garda. L'opera è destinata alla produzione e regolazione di energia idroelettrica per conto della società Enel. Si tratta di una diga in calcestruzzo a doppio arco, composta da 26 segmenti verticali. La struttura si estende in altezza dai 381 m s.l.m. del punto più basso in fondazione fino ai 505 m s.l.m. del coronamento, con una lunghezza complessiva pari a 282 m in sommità.

1.1 L'apparato di monitoraggio

La diga è dotata di un articolato sistema di monitoraggio, progettato per garantire un controllo continuo dell'integrità strutturale e delle deformazioni legate ai cicli termici giornalieri e stagionali, nonché alle variazioni del livello d'invaso. Tra gli strumenti tradizionali considerati si annoverano:

- Sensori di temperatura: 32 in totale, di cui 18 installati nel calcestruzzo, 10 sul paramento di valle e 4 su quello di monte;
- Dilatometri: 64 unità, posizionate nei giunti tra i segmenti strutturali e distribuite come segue: 22 a quota 490 m s.l.m., 18 a 465 m, 14 a 440 m e 10 tra 440 e 410 m s.l.m.;
- Stazione topografica: utilizzata per il rilievo georeferenziato assoluto di 19 mire ottiche installate sul paramento di valle, così ripartite: 7 a quota 503.6 m, 4 a 490 m, 4 a 465 m, 3 a 440 m e 1 a 412 m s.l.m.

A integrazione del sistema tradizionale è stato installato un sistema distribuito in fibra ottica (DFOS), composto da due coppie di cavi: il BruSens® V9 Solifos, per la misura delle deformazioni meccaniche, e il BruSens® DTS STL PA Solifos, per il monitoraggio termico. Una coppia è stata posata lungo il coronamento, l'altra all'interno di un pozzetto verticale in fondazione profondo circa 80 m. In entrambe le configurazioni, i cavi sono stati disposti in loop (andata e ritorno), consentendo l'acquisizione dei dati tramite connessione alle estremità libere.

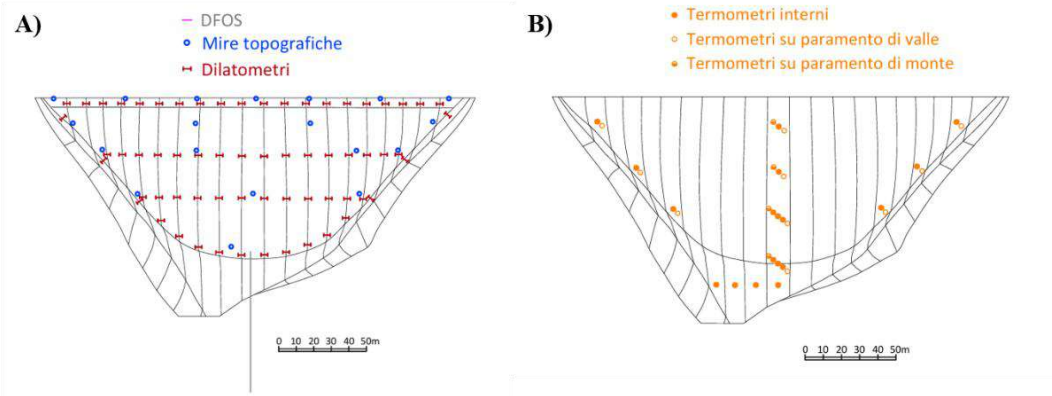


Fig 1. Schema della diga di Ponte Cola dal lato di valle con rappresentazione schematica delle posizioni dei sensori: sensori distribuiti in fibra ottica, mire topografiche e dilatometri (A); sensori di temperatura (B).

2. Metodi di elaborazione dei dati

2.1 Elaborazione dati da strumentazione tradizionale

Ai fini del confronto con il sistema DFOS, sono stati considerati i dati provenienti dai dilatometri e dalle mire topografiche installate lungo il coronamento della diga. Per quanto riguarda i sensori di temperatura, l'analisi si è concentrata su due coppie di termometri: la prima a quota 490 m s.l.m., comprendente un sensore esposto all'aria sul paramento di valle e uno inglobato nel calcestruzzo; la seconda a quota 440 m s.l.m., con un sensore immerso nell'acqua sul paramento di monte e uno interno al calcestruzzo. Per stimare le deformazioni del coronamento da dati topografici, sono state analizzate le coordinate sul piano orizzontale delle mire. A ogni data di acquisizione, le mire sono state interpolate mediante un arco di circonferenza, su cui sono poi state proiettate. I segmenti d'arco tra coppie successive di mire, calcolati per ogni data di acquisizione, sono stati utilizzati per confrontare le deformazioni osservate con quelle ottenute dal sistema a fibra ottica.

2.2 Elaborazione dati ottici

I segnali raccolti dal sistema DFOS sono stati convertiti in valori di temperatura o deformazione (strain), a seconda del tipo di fibra, e mediati tra i tratti di andata e ritorno. Successivamente, le misure sono state espresse in forma differenziale rispetto a una data di riferimento, fissata al 1° dicembre 2021, poiché i dati DFOS assumono significato solo in termini relativi. Per i cavi termometrici BruSens® DTS, è stato calcolato un valore medio di temperatura su due porzioni specifiche: un tratto centrale di 3 m nel cavo installato sul coronamento e i primi 3 m del cavo posato nel pozzetto di fondazione. Queste porzioni

sono state scelte in prossimità dei termometri tradizionali, al fine di permettere un confronto diretto. Per quanto riguarda i cavi meccanici BruSens® V9, è stato effettuato il riconoscimento dei giunti strutturali lungo la fibra, sfruttando i picchi localizzati nei segnali, associabili alle discontinuità tra i segmenti della diga. Una volta individuati, per ciascun giunto è stato calcolato il valore medio del segnale in un intorno centrato su di essi, convertito in allungamento considerando una lunghezza di riferimento pari a 10 cm. Per il confronto con i dati topografici, sono state prima identificate le posizioni delle mire lungo la traccia del cavo in coronamento, riferendosi ai giunti già localizzati. L'allungamento relativo tra due mire è stato calcolato come media del segnale compreso tra di esse, moltiplicata per la distanza reale lungo la fibra. Infine, alle misure differenziali ottenute dal DFOS sono stati sommati i valori assoluti registrati dai sensori tradizionali alla data di riferimento, ottenendo così una ricostruzione completa delle misure in forma assoluta.

2.3 Definizione degli indici di errore

Al fine di fornire una quantificazione della somiglianza tra le misure raccolte con i sistemi tradizionali e quelle ricostruite a partire dal sistema ottico, sono stati calcolati quattro indici d'errore (Tabella 1).

Root Mean Square Error (RMSE)	$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left(x_i - x_{FO,i}\right)^2}$
Room Mean Square Error percentuale (RMSE %)	$RMSE\ \% = \frac{RMSE}{(x_{max} - x_{min})} * 100\%$
Mean Absolute Deviation (MAD)	$MAD = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left\|x_i - x_{FO,i}\right\|$
Mean Absolute Percentage Error (MAPE)	$MAPE = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\frac{\left\|x_i - x_{FO,i}\right\|}{\left\|x_i\right\|} * 100\%$

Tabella 1. Definizioni degli indici d'errore: x_i e $x_{FO,i}$ sono le i-esime misure rispettivamente dei sistemi tradizionali e ricostruiti tramite il sistema DFOS, N è il numero totale di misure confrontate, x_{max} e x_{min} sono rispettivamente la misura massima e minima del sistema di misura tradizionale considerato.

3. Risultati e discussione

3.1 Confronto DFOS e dati di temperatura

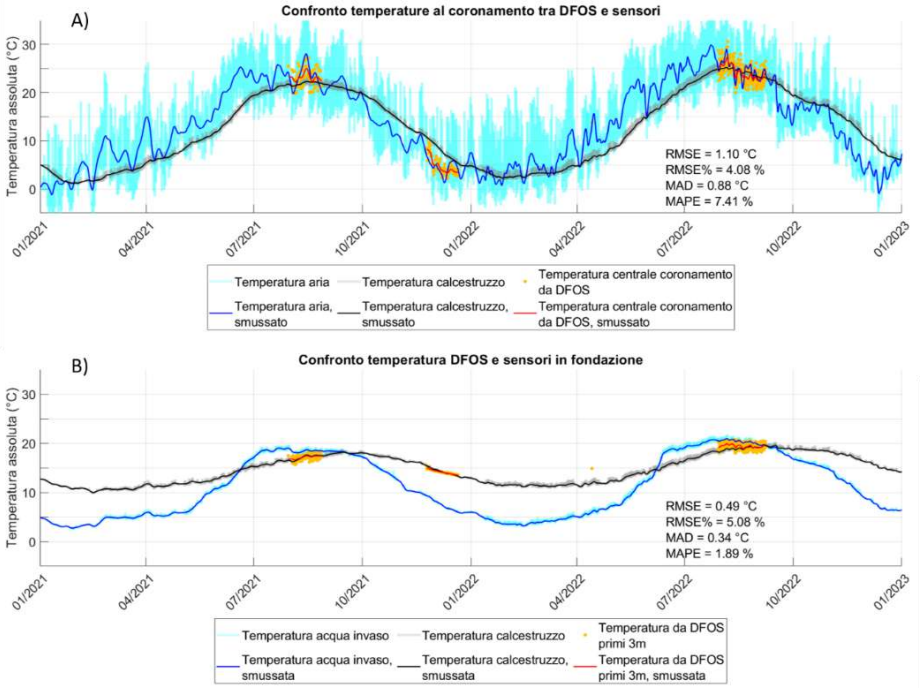


Fig 2. Confronto dei risultati forniti dai sensori in fibra ottica in termini di misure grezze (pallini gialli) e smussate (linea rossa) rispetto ai sensori di temperatura: quota 490 m s.l.m (A); quota 440 m s.l.m. (B).

La Figura 2 mostra il confronto tra le temperature misurate dai sensori tradizionali e i valori ottenuti dal sistema DFOS. I risultati evidenziano una buona coerenza tra le due fonti di misura, sia in termini assoluti che di andamento stagionale. In particolare, nella Figura 2.A, relativa al coronamento, i dati DFOS mostrano un comportamento intermedio tra quello del sensore esposto all'aria e quello inglobato nel calcestruzzo. Tale andamento è coerente con la posizione del cavo ottico, installato nel calcestruzzo del corpo diga dopo aver realizzato una traccia profonda circa 10 cm, poi riempita di malta una volta completato il posizionamento del cavo. Il sensore DFOS, quindi, non è direttamente esposto agli sbalzi termici dell'aria, ma ne risente in misura maggiore rispetto al sensore interno, a causa della ridotta profondità. In Figura 2.B, relativa al cavo posato nel pozzetto di fondazione, i valori di temperatura rilevati coincidono in modo quasi completo con quelli del sensore annegato nel calcestruzzo, confermando che il cavo si trova in un ambiente isolato termicamente, che risente in maniera limitata dell'influenza dell'acqua nell'invaso. Gli scarti tra i sistemi risultano contenuti: l'errore medio quadratico percentuale (RMSE %) e l'errore percentuale medio (MAPE) risultano inferiori al 6% e all'8% rispettivamente in entrambi i casi.

3.1 Confronto DFOS e dati di deformazione

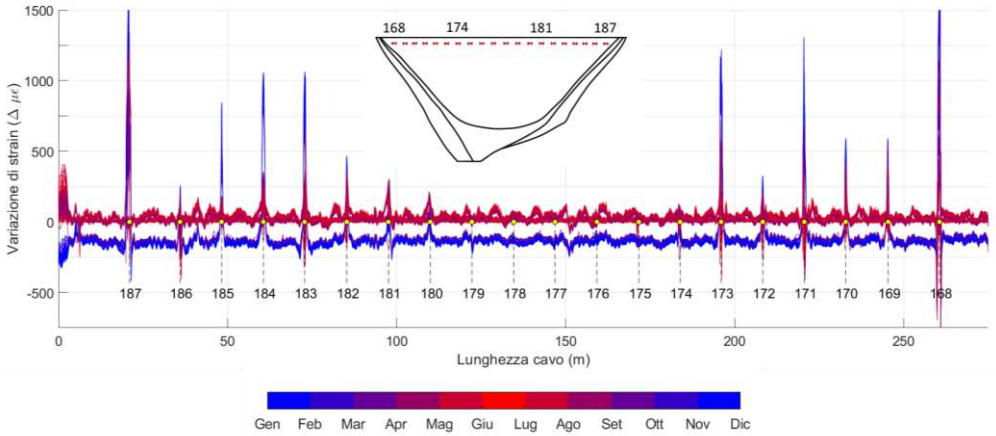


Fig 3. Tracce di deformazione ottenute dai sensori in fibra ottica posti lungo il coronamento della Diga.

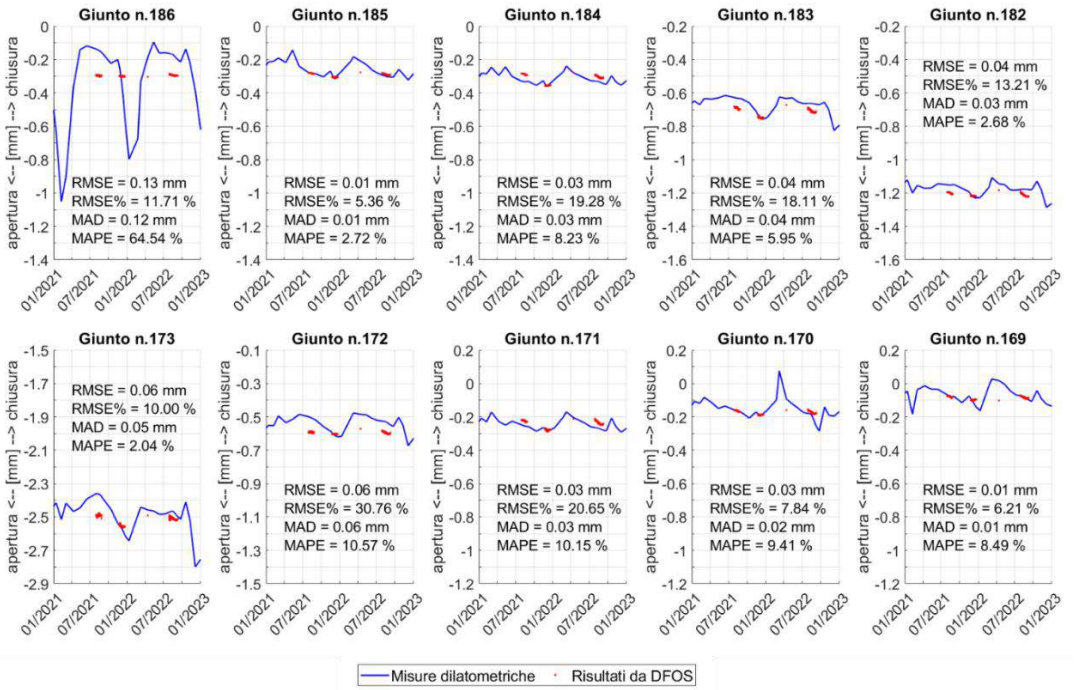


Fig 4. Confronto tra le misure dilatometriche (in blu) espresse come movimenti di apertura e chiusura dei giunti e i risultati ottenuti a partire dai sensori in fibra ottica (in rosso).

La Figura 3 mostra le tracce di strain misurate dal sistema DFOS lungo il coronamento della diga, espresse in forma differenziale rispetto alla data di riferimento del 3 agosto 2021. In rosso sono riportati i mesi da aprile a settembre, in blu i restanti. I picchi rilevati nel segnale corrispondono ai giunti tra i segmenti in calcestruzzo, con ampiezze significativamente maggiori nelle porzioni laterali rispetto alla parte centrale della struttura. Tale distribuzione suggerisce un comportamento deformativo caratterizzato da uno spanciamento: la parte centrale del coronamento pare tenda a traslare frontalmente, mentre le estremità laterali si piegano verso valle, comportando una maggiore apertura dei giunti in quelle zone. Si osserva inoltre che, con il passaggio dalla stagione estiva a quella invernale, il livello medio di strain tra i giunti tende a diminuire, mentre l'ampiezza dei picchi aumenta. Questo comportamento è coerente con un rilassamento termico della struttura nei mesi freddi: la contrazione dei segmenti in calcestruzzo riduce la deformazione interna e accentua l'apertura dei giunti. La Figura 4 mostra il confronto tra le misure dilatometriche e i risultati ottenuti dai sensori in fibra ottica sui giunti laterali. Sebbene la tecnologia DFOS utilizzata nella diga non sia fatta per cogliere un dettaglio sub-centimetrico come il comportamento dei giunti, si può osservare come tale sensore riesca comunque a seguire correttamente le variazioni di apertura e chiusura, restituendo valori comparabili con quelli dei dilatometri, sebbene con alcune imprecisioni. Queste sono imputabili sicuramente alla natura della tecnologia, in grado di fornire elevata densità spaziale (un punto di misura ogni 5 cm, mediato in un intorno di 20 cm), ma non ottimizzata per rilevazioni puntuali. Inoltre, va considerato che i DFOS sono posti sul paramento della diga opposto rispetto agli strumenti di riferimento e quindi non è detto che riescano a cogliere del tutto il comportamento di un corpo diga a doppio arco caratterizzato da deformate molto particolari, in funzione delle condizioni al contorno. Nonostante ciò, gli errori assoluti si mantengono generalmente contenuti, con MAD dell'ordine del centesimo di millimetro. Gli indici RMSE% e MAPE restano entro il 31% e l'11%, con valori inferiori nella maggior parte dei casi.

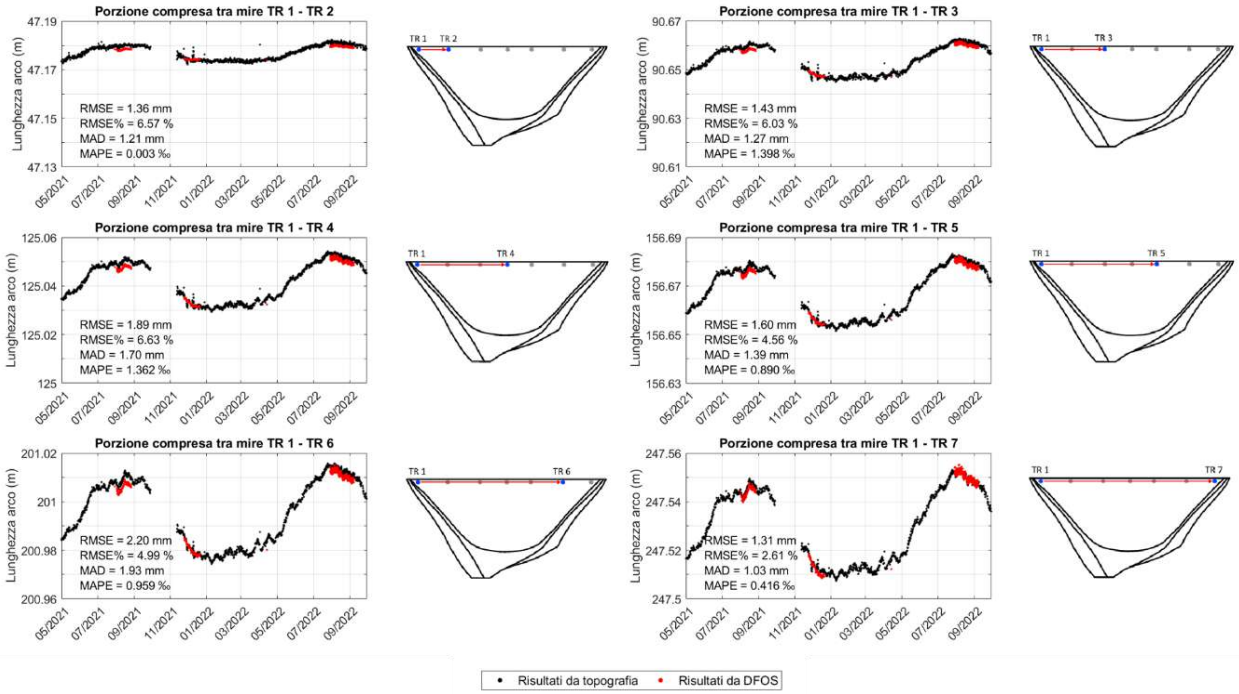


Fig 5. Confronto le lunghezze degli archi compresi tra coppie di mire topografiche poste lungo il coronamento (in nero) e i risultati ottenuti a partire dalle misure dei sensori in fibra ottica (in rosso).

Infine, in Figura 5 sono riportati i grafici di confronto tra le misure topografiche e il sistema DFOS. Le deformazioni rilevate dalla fibra ottica e dalle mire topografiche presentano un alto grado di identità e coerenza tra loro, in particolare considerando l'intero coronamento (TR 1-TR 7). Gli altri grafici riportano leggere sottostime da parte del sistema DFOS, che comunque si attestano nell'ordine dei millimetri. Gli errori percentuali risultano molto limitati, con un RMSE che non supera il 10% mentre

il MAPE si attesta su tre ordini di grandezza in meno. Si tratta di un ottimo risultato, che evidenzia l'attendibilità delle misure ottiche nel rilevare deformazioni distribuite a confronto con sensori tradizionali. Va però sottolineato come la fibra ottica riesca a fornire un maggior dettaglio spaziale. Mentre infatti le mire topografiche restituiscono una misura molto precisa ma puntuale, e pertanto non è noto cosa avvenga tra un riflettore ed il successivo, la fibra permette di identificare il comportamento della struttura per l'intera lunghezza del cavo, con elevato livello di dettaglio spaziale. Questo, pertanto, può garantire un maggiore controllo del comportamento della struttura.

4. Conclusioni

La ricerca ha analizzato i dati raccolti da diversi sistemi di monitoraggio installati nella diga di Ponte Cola (Santa Maria in Valvestino, BS), con particolare attenzione al sistema innovativo DFOS basato su sensori distribuiti in fibra ottica per la misura di temperatura e tensione meccanica. L'obiettivo è valutarne l'affidabilità confrontando le misure DFOS con quelle dei sistemi tradizionali.

I risultati DFOS mostrano un buon accordo con i sensori di temperatura, con incertezze contenute e valori intermedi tra la temperatura ambientale e quella del calcestruzzo, in relazione alla posizione del cavo nel corpo diga.

Per quanto concerne i dati di deformazione, i segnali DFOS rilevano una contrazione dei conci in inverno e una dilatazione in estate, e permettono di evidenziare i movimenti di spanciamento dovuti al carico termico.. Le deformazioni lungo il coronamento risultano confrontabili con il sistema topografico, con un'incertezza di ordine millimetrico. Inoltre, il sistema DFOS conferma i movimenti di apertura e chiusura dei dilatometri manuali, pur con errori percentuali maggiori.

In conclusione, il confronto conferma l'affidabilità del sistema DFOS per il monitoraggio termico e strutturale distribuito su ampie distanze. Nonostante alcune limitazioni, il sistema fornisce una descrizione continua e dettagliata dello stato tensionale e termico della diga, evidenziandone le potenzialità come complemento ai sistemi tradizionali.

Bibliografia

Adamo N., Al-Ansari N., Sissakian V., Laue J., Knutsson S. (2020) "Dam Safety: Use of Instrumentation in Dams". *Journal of Earth Sciences and Geotechnical Engineering*, Vol.11, No.1, 2020, 145-202. https://doi.org/10.47260/jesge/1115

Perera D., Smakhtin V., Williams S., Curry R. A. (2021) "Ageing water storage infrastructure: an emerging global risk". United Nations University – Institute for Water, Environment and Health. DOI: 10.13140/RG.2.2.29149.44003

Sivasuriyan A., Vijayan D.S., Munusami R. et al. (2022) "Health assessment of dams under various environmental conditions using structural health monitoring techniques: a state-of-art review". *Environmental Science and Pollution Research*, 29, 86180–86191. https://doi.org/10.1007/s11356-021-16749-3

AGGIORNAMENTO DI SOGLIE PER LA VALUTAZIONE DELLA PRESTAZIONE SISMICA DI DIGHE IN MATERIALI SCIOLTI

Andrea Nardo[i], Giovanni Biondi [ii], Ernesto Cascone [iii]
Università degli Studi di Messina
i) anardo@unime.it
ii) gbiondi@unime.it
iii) ecascone@unime.it

Sommario

La previsione dei danni indotti da un evento sismico in una diga in materiali sciolti e la valutazione dell'eventuale superamento di una condizione limite che ne configura la perdita di funzionalità, sono temi di rilevante interesse nell'ambito delle procedure di gestione e prevenzione del rischio sismico delle infrastrutture idrauliche. Con riferimento a tale tematica, le esperienze maturate in varie parti del mondo indicano che lo spostamento verticale della cresta, correlato ai meccanismi plastici indotti dal moto sismico nel corpo diga o nei terreni di fondazione, può essere assunto come indice rappresentativo della prestazione sismica complessiva della diga. In questa nota, un ampio insieme di dati relativi a casi documentati di danni indotti da eventi sismici su varie tipologie di dighe in materiali sciolti è presentato e discusso con l'obiettivo di aggiornare i valori di soglia dell'abbassamento della cresta corrispondenti a differenti classi di danno. L'insieme di dati, che amplia un precedente database già introdotto dagli stessi autori, si riferisce a 132 casi relativi a 95 dighe in terra con altezze maggiori o uguali a 15 m. Il riesame congiunto dei livelli di danno indotto e dei corrispondenti valori dell'abbassamento della cresta hanno consentito di definire opportuni valori di soglia da utilizzare per una previsione speditiva della prestazione sismica di una diga in terra a valle di analisi numeriche.

1. Introduzione

L'interesse per la sicurezza sismica delle dighe, in particolare di quelle realizzate in materiali sciolti, è cresciuto notevolmente negli ultimi decenni anche alla luce dei danni prodotti da recenti eventi molto intensi. In Italia, molte dighe sono in esercizio da oltre sessant'anni e sono state progettate in assenza di specifiche considerazioni in merito ai possibili effetti delle azioni sismiche; l'aggiornamento della pericolosità sismica del territorio ha, poi, comportato una revisione dei valori delle azioni di progetto e dei metodi di valutazione del comportamento ormai perlopiù di carattere prestazionale.
Casi storici documentati (*e.g.* il terremoto di Niigata del 1964, che ha mostrato gli effetti devastanti della liquefazione nei terreni sabbiosi; il sisma di San Fernando del 1971, che danneggiò gravemente la Lower San Fernando Dam; il terremoto di Wenchuan del 2008, che coinvolse moltissime dighe con diversi livelli di danneggiamento) hanno permesso di comprendere i meccanismi di danno e progredire sui metodi di analisi e sui criteri di verifica.
In Italia, la normativa di riferimento è rappresentata dal D.M. 26.06.2014 che regola la progettazione, costruzione e gestione delle dighe. Tale normativa si integra con le Norme Tecniche per le Costruzioni

(NTC 2018) per quanto riguarda la definizione dell'azione sismica e i criteri di verifica.
L'approccio previsto da tale quadro normativo mira a garantire non solo le condizioni di stabilità sismica, ma anche quelle di funzionalità post-evento. In tale contesto, il valore atteso del cedimento della cresta è utilizzato, anche a livello internazionale, come parametro di riferimento per valutare l'effettivo grado di sicurezza e la necessità di eventuali interventi di rinforzo o adeguamento, a valle di opportune analisi numeriche.
Numerosi autori[1-25] hanno contribuito alla raccolta sistematica di casi ben documentati relativi a dighe in materiali sciolti danneggiate da terremoti, descrivendo accuratamente le caratteristiche dell'evento e del moto sismico al sito della diga (magnitudo, valori di picco delle ampiezze del moto, distanza dalla sorgente) e i danni osservati (spostamenti della cresta, fessurazioni, scorrimenti del corpo diga, fenomeni di collasso e di concomitante liquefazione): Seed et al. (1978) hanno analizzato vari eventi, documentando deformazioni permanenti e danni localizzati su dighe in terra; Ishihara (2001) ha descritto numerosi casi emblematici (come quelli relativi al terremoto di Niigata del 1964), evidenziando gli effetti della liquefazione; Pells e Fell (2002) hanno raccolto dati relativi ad oltre 300 casi; Swaisgood (2003) ha costruito un database di 69 casi, riportando in modo dettagliato parametri sismici, tipologie di danno e valori osservati del cedimento in cresta; infine, i rapporti dell'USCOLD (1992, 2000) e gli aggiornamenti di Harder et al. (2011), hanno prodotto schede dettagliate su numerosi eventi a scala mondiale. Questo ampio insieme di dati costituisce oggi un utile strumento per comprendere il comportamento sismico delle dighe in materiali sciolti.
La nota presenta e analizza un esteso insieme di casi documentati di danni sismici osservati su dighe in materiali sciolti, con l'obiettivo di aggiornare alcuni valori di soglia del cedimento della cresta normalizzato rispetto all'altezza della diga associati a differenti livelli di danno. Il database, che rappresenta un ampliamento di raccolte precedenti prodotte da Aliberti et. al (2019), comprende 132 casi relativi a 95 dighe in terra (di altezza maggiore o uguale a 15 m) interessate da terremoti con magnitudo compresa tra 4.5 e 9 e accelerazioni orizzontali al sito variabili tra 0.004 e 1.03g.

2. Descrizione del database

Nel database descritto nella presente nota, in relazione alla tipologia, le dighe in materiali sciolti sono distinte in:

- omogenee (*homogeneous earth dam - HED*);
- zonate (*zoned earth dams - ZED*);
- rockfill con nucleo centrale (*earth core rockfill dams - ECRD*);
- rockfill con manto cementizio (*concrete faced rockfill dams – CFRD*);
- a sedimentazione idraulica (*hydraulic fill dams - HF*);
- depositi di scorie sterili (*tailings dams - TD*).

In accordo con Swaisgood, (2003), e come riportato in USCOLD (1992, 2000), per ognuno dei casi presi in esame i livelli di danno sono stati raggruppati in quattro differenti classi: nessuno (*none*), minore (*minor*), moderato (*moderate*) e grave (*serious*).
Il livello di danno "*none*" è associato a quei casi per i quali non sono stati riscontrati danni nella diga e l'impianto nel suo insieme è rimasto nelle normali condizioni operative.
Il livello di danno "*minor*" è associato a dissesti locali del corpo diga senza la perdita del franco (nessun rilascio incontrollato di acqua) e a danni limitati e riparabili (nella diga o nell'impianto).
Il livello di danno "*moderate*" è associato a quei casi per i quali si sono verificate eccessive distorsioni o fessurazioni che hanno prodotto danni irreparabili (nella diga o nell'impianto) che hanno influito sulla capacità di controllo del livello dell'acqua ma senza fenomeni di tracimazione (livello dell'acqua inferiore al franco netto).
Il livello di danno "*serious*" è associato ai casi in cui si è verificata una complessiva instabilità della diga a causa di effetti inerziali, riduzione della resistenza al taglio, liquefazione nei terreni di fondazione o dei fianchi e instabilità dei paramenti; è anche associato ai casi in cui si è verificato un cedimento della diga tale da determinare il rilascio incontrollato dell'acqua producendo danni a valle della diga.

Per i più alti livelli di danno Pells e Fell (2002) introducono due sottocategorie: *major* e *severe* fornendo le soglie del cedimento normalizzato riportate in Figura 3 insieme a quelle proposte della presente nota che saranno introdotte successivamente.
Come mostrato in Figura 1a, il database preso in esame in questa nota riguarda 25 *HED*, 44 *ZED*, 32 *ECRD*, 19 *CFRD*, 9 *HF* e 3 *TD* includendo, nel complesso, 69 dighe in terra (*HED, ZED*) e 51 dighe in rockfill (*ECRD*, *CFRD*).
La Figura 1b fornisce la distribuzione dei dati nelle quattro classi di danno prese in esame: 53 *none*, 47 *minor*, 15 *moderate* e 17 *serious* (inclusi 3 casi di collasso relativi a *TD*).

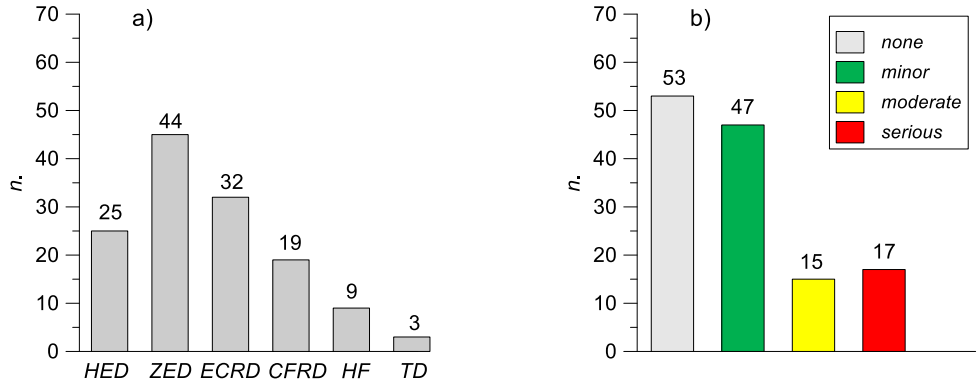


Fig. 1. Numerosità dei casi in funzione della tipologia di diga (a) e del livello di danno subito (b).

La Tabella 1, per ciascuna tipologia di diga, mostra gli intervalli di valori di alcune caratteristiche dei corrispondenti eventi sismici: magnitudo di riferimento, distanza tra stazione di registrazione ed epicentro, accelerazione massima (M, R, a_{max}); altezza totale (H), calcolata come la somma dell'altezza del rilevato (H_d) e l'altezza dello spessore dello strato di fondazione (H_f) considerato deformabile; intervalli di variazione dei valori del cedimento normalizzato w_c/H. La distribuzione dei valori di w_c/H, distinti per classe di danno e tipologia di diga, è mostrata in Figura 2d in funzione di H_d.

Tab. 1. Caratteristiche del database di casi documentati.

Tipologia	**n.**	***M***	***R* (km)**	a_{max} **(g)**	H_d **(m)**	H_f **(m)**	***H* (m)**	w_c/H **(%)**
HED	25	5.3 ÷ 8.3	0 ÷ 73.6	0.06 ÷ 0.63	17 ÷ 76	0 ÷ 17	17 ÷ 93	0.001 ÷ 3.07
ZED	44	5.9 ÷ 9	2 ÷ 251	0.02 ÷ 0.71	15.5 ÷ 147.8	0 ÷ 75	18 ÷ 184	0.001 ÷ 20.97
ECRD	32	4.5 ÷ 9	5 ÷ 216	0.004 ÷ 1.03	27.4 ÷ 235	0 ÷ 50	27.4 ÷ 235	0.001 ÷ 1.89
CFRD	19	5.6 ÷ 9	7 ÷ 280	0.03 ÷ 0.55	19.6 ÷ 156	0 ÷ 26	34 ÷ 156	0.001 ÷ 1.04
HF	9	6.6 ÷ 7.7	2 ÷ 151	0.05 ÷ 0.6	20.1 ÷ 38.1	0 ÷ 38	20.1 ÷ 63	0.003 ÷ 18.03
TD	3	7 ÷ 7.1	8 ÷ 35	0.25 ÷ 0.8	22 ÷ 32.5	2 ÷ 22	30 ÷ 54.5	45 ÷ 58.72

3. Definizione di soglie di prestazione sismica

Per la definizione delle soglie sono stati applicati dei criteri cautelativi e validi per tutte le tipologie di dighe; i criteri prevedono in generale che, per una elevata percentuale dei casi in cui si sia verificato un dato livello di danno, il corrispondente valore di soglia del cedimento normalizzato w_c/H sia sempre superiore al valore di soglia che, nella scala delle classi di danno, individua il livello sottostante.
In particolare, l'analisi dei dati è stata effettuata per l'intero insieme di dighe (D) imponendo che, per ciascun livello di danno, almeno il 90% dei dati non violi il criterio adottato per la definizione del valore di soglia, verificando, inoltre, che per ciascuna tipologia (*HED*, *ZED*, *ECRD*, *CFRD*, *HF*, *TD*), la percentuale dei casi che soddisfano un dato criterio non sia mai inferiore all'80%.
Di seguito sono descritti i criteri utilizzati per la selezione delle tre soglie di spostamento normalizzato w_c/H definite per individuare il passaggio da una classe di danno alla successiva.

w_c/H =0.025% : passaggio dalla classe di danno *none* a *minor* (Figura 2a)

- per l'intero insieme di dighe preso in esame (*D*), i valori di w_c/H relativi ai casi documentati devono essere superiori alla soglia proposta nel 100% dei casi; per i soli livelli di danno *moderate* e *minor* la condizione deve essere soddisfatta almeno nel 90% dei casi;
- per le singole tipologie di dighe (*HED*, *ZED*, *ECRD*, *CFRD*, *HF*, *TD*), i valori di w_c/H osservati devono essere superiori alla soglia proposta nel 100% dei casi; per i soli livelli di danno *moderate* e *minor*, la condizione deve essere soddisfatta almeno nell'80% dei casi.

w_c/H =0.08% : passaggio dalla classe di danno *minor* a *moderate* (Figura 2b)

- per l'intero insieme di dighe preso in esame (*D*) e per il livello di danno *serious*, i valori di w_c/H osservati devono essere superiori alla soglia proposta nel 100% dei casi; per il solo livello di danno *moderate* la condizione deve essere soddisfatta almeno nel 90% dei casi;
- per le singole tipologie di dighe (*HED*, *ZED*, *ECRD*, *CFRD*, *HF*, *TD*), i valori di w_c/H osservati per la classe *serious* devono essere superiori alla soglia proposta nel 100% dei casi; per il solo livello di danno *moderate*, la condizione deve essere soddisfatta almeno nell'80% dei casi.

w_c/H =0.45%: passaggio dalla classe di danno *moderate* a *serious* (Figura 2c)

- per l'intero insieme di dighe preso in esame (*D*) e per il livello di danno *serious*, i valori di w_c/H osservati devono essere superiori alla soglia proposta nel 100% dei casi;
- per le singole tipologie di dighe (*HED*, *ZED*, *ECRD*, *CFRD*, *HF*, *TD*), i valori di w_c/H osservati per la classe di danno *serious* devono essere superiori alla soglia proposta nel 100% dei casi;
- la soglia che segna il passaggio dalla classe di danno *serious* a quella *collapse* (collasso o tracimazione) deve essere funzione del franco netto f_n della diga: la condizione $w_c \geq f_n$ individua la condizione di passaggio da una classe all'altra.

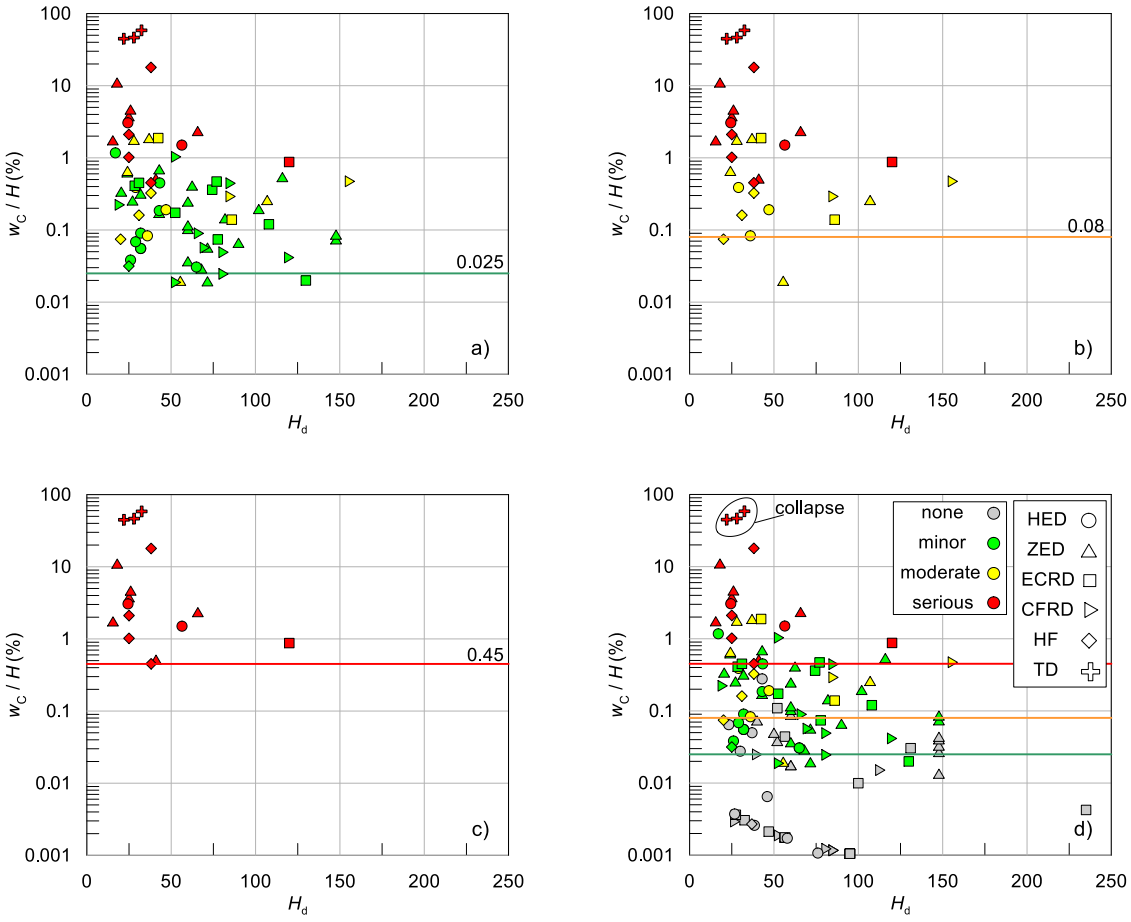
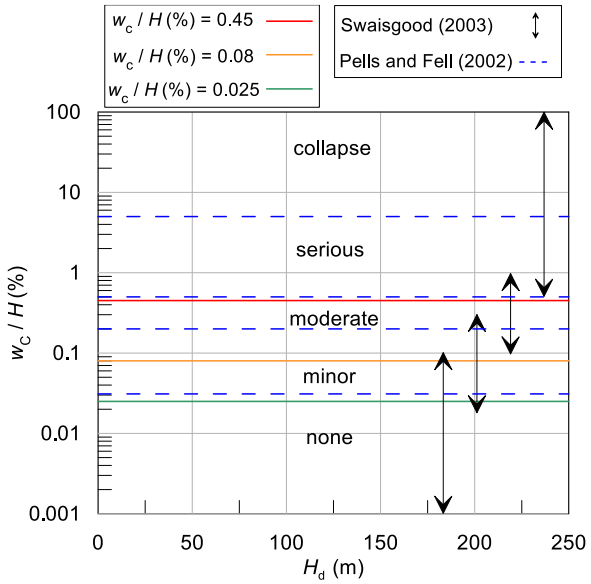


Fig. 1. Distribuzione dei dati raccolti nel database e confronto con i valori di soglia proposti in questa sede per varie classi di danno: a) none, b) minor, c) moderate e serious, d) tutte le classi di danno.

Come mostrato in Figura 2d, le soglie definite con tali criteri, separano in modo efficace le diverse classi di danno. I valori di soglia di w_c/H proposti in questa sede (Figura 3) per l'individuazione della condizione di passaggio da una classe di danno all'altra sono confrontati con alcuni dati disponibili in letteratura. In particolare, le soglie proposte sono confrontate con i valori che definiscono gli intervalli di variazione di w_c/H riportati da Swaisgood (2003) e con i valori di soglia (0.03%, 0.2%, 0.45%) proposti da Pells e Fell (2002). Si può osservare che, per ciascuna classe di danno, i valori di soglia proposti in questa sede ricadono negli intervalli di variazione individuati da Swaisgood (2003) e sono in buon accordo con i valori proposti da Pells e Fell (2002).
Come già mostrato da Aliberti et al. (2019), tenendo conto delle caratteristiche delle classi di danno utilizzate e delle definizioni di stato limite introdotti nel quadro normativo italiano, le soglie proposte in questa sede possono essere utilizzate per la valutazione della prestazione sismica delle dighe in terra a valle di opportune analisi numeriche.



Danno	Presente lavoro	Pells and Fell (2002)
None	w_c/H<0.025 %	w_c/H <0.03 %
Minor	0.025≤ w_c/H <0.08 %	0.03≤ w_c/H <0.2 %
Moderate	0.08≤ w_c/H <0.45 %	0.2≤ w_c/H <0.5 %
Serious	0.45≤ w_c/H <f_n	0.5%≤ w_c/H < 5%
Collapse	w_c ≥f_n	w_c/H ≥5 %

Fig. 2. Soglie di w_c/H e confronto con la letteratura.

In Figura 4 per lo stesso insieme di dati già mostrato in Figura 2d sono riportate alcune curve medie definite per la singola classe di danno (senza operare alcuna distinzione in termini di tipologia di diga). L'andamento che caratterizzano ognuna di tali curve evidenzia che, a differenza di quanto generalmente descritto in letteratura, potrebbe essere utile individuare valori di soglia dello spostamento normalizzato della cresta decrescenti con l'altezza del rilevato H_d. Tuttavia, operando le necessarie suddivisioni per classe di danno e tipologia di diga, l'insieme di dati attualmente disponibile non appare al momento sufficiente per effettuare opportunamente tali definizioni.

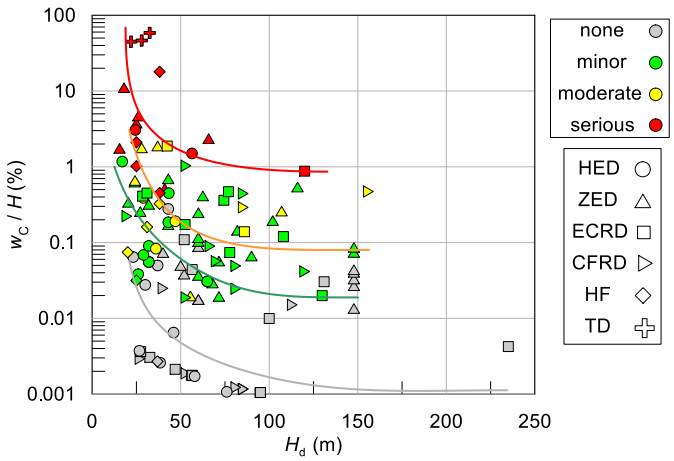


Fig. 3. Influenza dell'altezza della diga sulla definizione dei valori di soglia dello spostamento normalizzato.

4. Conclusioni

L'analisi di un ampio insieme di dati relativi agli effetti prodotti da vari eventi sismici su numerose dighe in materiali sciolti di differenti tipologie ha permesso di aggiornare alcuni valori di soglia del cedimento normalizzato della cresta che consentono di individuare l'eventuale insorgenza di danni. Come di consueto i possibili livelli di danno sono stati definiti mediante opportune classi ed i valori di soglia del cedimento normalizzato, introdotti nella nota, possono essere impiegati come riferimento per la valutazione della prestazione sismica di una diga a valle di analisi di carattere predittivo.

Bibliografia

1. Aliberti D., Biondi G., Cascone E., Rampello S. (2019) - Performance indexes for seismic analyses of earth dams. In Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions pp. 1066-1073.
2. Ambraseys N.N. (1960). On the seismic behavior of earth dams. 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Vol. II, pp. 331- 356.
3. Bureau G., Tepel R.E., Volpe R.L. (1984). Performance of embankment dams during the Morgan Hill Earthquake of 24 April, 1984. USCOLD Newsletter, Issue No. 74, pp. 1-22.
4. Elias D.C., Novello E.A., Glenister D. (1992). Design procedure for the seismic analysis of earth structures. 6th Australia - New Zealand Conference on Geomechanics (Christchurch, 1992).
5. Harder J. (1999). Performance of earth dams during Loma Prieta earthquake. US Geological Survey Professional Paper, 1552, pp. 3-26.
6. Idriss I.M. (1991). Earthquake ground motions at soft soil sites. 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Missouri, pp. 2265-2272.
7. Ishihara K. (2010). Performance of rockfill dams during recent large earthquakes. 5th Int. Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, p. 1–11.
8. Ishihara K., Kuwano J, Lee H.C. (1990). Permanent earthquake deformation of embankment dams. In Dam Engineering, Volume 1, Issue 3.
9. Makdisi F. I., Seed H.B. (1978). Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, 104 (GT7), pp. 849-867.
10. Nagayama I., Yamaguchi Y., Sasaki T., Nakamura A., Kawasaki H., Hirayama D. (2004). Damage to dams due to three large earthquakes occurred in 2003, in Japan. Natural Resources Development Program.
11. Ohmachi T., Tahara T. (2011). Effects of the Iwate-Miyagi Nairiku earthquake in 2008, Japan on a central core Rockfill Dam. Dams and Reservoirs Under Changing Challenges, 79th Annual Meeting of ICOLD.
12. Okusa S., Anma S. (1980). Slope failures and tailings dam damage in the 1978 Izu-Ohshima Kinkai earthquake. Engineering Geology, 16, pp. 195-224.
13. Pells S., Fell R. (2002). Damage and cracking of embankment dams by earthquakes and the implications for internal erosion and piping, UNICIV Report R 406. New South Wales University, ISBN 85841 3752.
14. Persson V.H. (1994). Assessment of damage to state jurisdictional dams caused by the Northridge Earthquake (Mw 6.7) on January 17, 1994. Presented at Seismic Safety Commission Meeting, California.
15. Seed H.B., Makdisi F.I., DeAlba P. (1978). The performance of earthfill dams during earthquakes. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Volume 104, No. GT7, pp. 967-994.
16. Sherard J.L., Woodward R.J., Gizienski S.F., Clevenger W.A. (1963). Earth and earth-rock dams. John Wiley and Sons, Inc., Publisher, New York 3rd printing, pp. 725.
17. Sica S, Pagano L. (2009). Performance-based analysis of earth dams: procedures and application to a sample case. Soils and Foundations. 49(6), pp. 921-939.
18. Singh R., Roy D. (2009). Estimation of earthquake-induced crest settlements of embankments. American Journal of Engineering and Applied Sciences, 2(3), pp. 515-525.
19. Stroitel G. (1969). Design and investigation of seismically stable dams in Japan. Power Technology and Engineering, 3, pp. 946-955.
20. Swaisgood J.R. (2003). Embankment dam deformations caused by earthquakes. Paper presented at: 7th Pacific Conference on Earthquake Engineering, Christchurch, New Zealand.
21. Tamura, C. (1997). Behavior of dams during the Hyogoken-Nambu Earthquake on January 17, 1995 in Japan. Proc. XIXth ICOLD Congress, Florence, Italy, Volume IV, Question 75, R. 23, pp. 289-316.
22. USCOLD. (1992). Observed performance of dams during earthquakes. Volume I.
23. USCOLD. (2000). Observed performance of dams during earthquakes. Volume II.
24. USSD. (2014). Observed performance of dams during earthquakes. Volume III.
25. Valenzuela L., Verdugo R., Campaña J., Opazo C. (2020). Safety performance of dams in Chile highly seismic environment. Proc. 4th International Dam World Conference. Lisbon, Portugal.

MERCURIO: sisteMa di monitoraggio intElligente e multipiattafoRma per la siCURezza dell'Infrastruttura ferrOviaria

Enrico Cascella, Luca Cozzolino, Giacomo Russo, Enza Vitale, Diego Di Martire
Dipartimento di Scienze della Terra, dell'Ambiente e delle Risorse, Università degli studi di Napoli "Federico II"
enrico.cascella@unina.it, studiogeosisma@libero.it, giarusso@unina.it, enza.vitale@unina.it, diego.dimartire@unina.it

Maria Daniela Graziano
Dipartimento di Ingegneria Industriale, Università degli studi di Napoli "Federico II"
mariadaniela.graziano@unina.it

Valerio Striano
Distretto Tecnologico Aerospaziale della Campania – DAC
v.striano@daccampania.com

Pasquale Rovito, Luca Continisio
Ente Autonomo Volturno – EAV s.r.l.
p.rovito@eavsrl.it, l.continisio@eavsrl.it

Sommario

L'obiettivo del progetto MERCURIO è lo sviluppo di un sistema innovativo di monitoraggio multipiattaforma a supporto del processo di ispezione e manutenzione delle infrastrutture ferroviarie regionali. MERCURIO integrerà in un singolo strumento di supporto alle decisioni il risultato di una catena di elaborazione avanzata che, attraverso l'uso intensivo di tecniche di Intelligenza Artificiale, implementerà una strategia di data fusion, modulare e scalabile in grado di supportare una gestione intelligente degli asset. MERCURIO fa propria la necessità di dotare le infrastrutture ferroviarie regionali di uno strumento flessibile, che risponda alle criticità specifiche dei territori sui quali insistono, ottimizzando le procedure di manutenzione, prevenendo così, in maniera repentina, situazioni di criticità che possono incidere sulla sicurezza dei passeggeri e sui costi dettati dal fermo della linea e dagli interventi di ispezione in loco. Nello specifico, in questa nota saranno presentati i risultati preliminari ottenuti da un lato, a seguito delle installazioni in sito di sensori (inclinometri, piezometri, martinetti piatti, sonde capacitive, fessurimetri e assestimetri), dall'altro, ottenuti dalle elaborazioni di immagini satellitari SAR, capaci di monitorare differenti tipologie di fenomeni franosi che potrebbero interagire con l'infrastruttura ferroviaria.

Introduzione

L'attività di gestione e controllo delle infrastrutture lineari (ferrovie, strade, autostrade) richiede molte risorse economiche e umane, rappresentando una parte rilevante del budget annuale degli enti gestori. Per garantire la funzionalità delle opere e la sicurezza degli utenti, è necessario individuare tempestivamente le criticità e pianificare gli interventi di manutenzione, sia ordinaria che straordinaria. A livello organizzativo, le infrastrutture vengono suddivise in macro-aree e sotto-comparti, ciascuno responsabile della manutenzione e della sorveglianza del tratto di competenza. Attualmente, la sorveglianza avviene tramite mezzi meccanici e personale tecnico (cantonieri, sorveglianti, tecnici), che ispezionano le infrastrutture con controlli visivi, individuando potenziali dissesti o anomalie. Tuttavia, questo sistema presenta alcuni limiti, come ad esempio la difficoltà di centralizzare le informazioni

raccolte sul campo, i tempi di trasmissione dei dati non trascurabili e l'impossibilità di rilevare dissesti se non quando diventano evidenti, spesso con danni già avvenuti.
Per superare questi limiti, si stanno diffondendo tecniche integrate di telerilevamento satellitare ed in sito, che permettono di monitorare ampie aree senza installazioni a terra, utilizzando archivi storici di immagini satellitari ed elaborazioni dati relativamente rapide (Infante et al., 2019). Queste tecniche consentono, infatti, di individuare da remoto i tratti di infrastruttura con deformazioni significative, permettendo un supporto adeguato alle squadre di manutenzione per ispezioni mirate, quindi, interventi più tempestivi (riducendo chiusure o limitazioni al traffico) e, soprattutto, un monitoraggio continuo dei dissesti individuati integrato con misurazioni tradizionali in sito.
L'obiettivo del progetto MERCURIO è proprio lo sviluppo di un sistema innovativo di monitoraggio multipiattaforma a supporto del processo di ispezione e manutenzione delle infrastrutture ferroviarie regionali. La strategia di monitoraggio che sarà sviluppata consisterà nell'utilizzo integrato dei dati satellitari, dei dati geologico e geologico-tecnici acquisiti in situ, dei rilievi strutturali non invasivi e delle modellazioni numeriche per l'analisi strutturale delle condizioni di stabilità. In particolare, per ciò che concerne l'elaborazione satellitare, è stata utilizzata la tecnica dell'interferometria satellitare SAR applicata alle immagini COSMO-SkyMed dell'Agenzia Spaziale Italiana, per il periodo che va dal Gennaio 2018 ad oggi. Tale approccio costituirà un valido supporto alle attività di mitigazione del rischio. In particolare, l'intero database sarà implementato in una piattaforma web-based che consentirà di ottenere una visione sinottica dello stato di conservazione dei beni e del contesto su cui questi beni insistono, consentendo di sviluppare un sistema di supporto alle decisioni per gli enti preposti alla gestione del patrimonio.

1. Inquadramento geomorfologico dell'area di studio

Le due aree di studio (Fig. 1), situate a Caiazzo (CE) e Vico Equense (NA), nell'ambito delle quali si sviluppano i segmenti delle linee ferroviarie oggetto di interesse, sono localizzate negli ambiti geomorfologici delle aree collinari sub-appenniniche e dei rilievi carbonatici, rispettivamente (Vitale e Ciarcia, 2018).

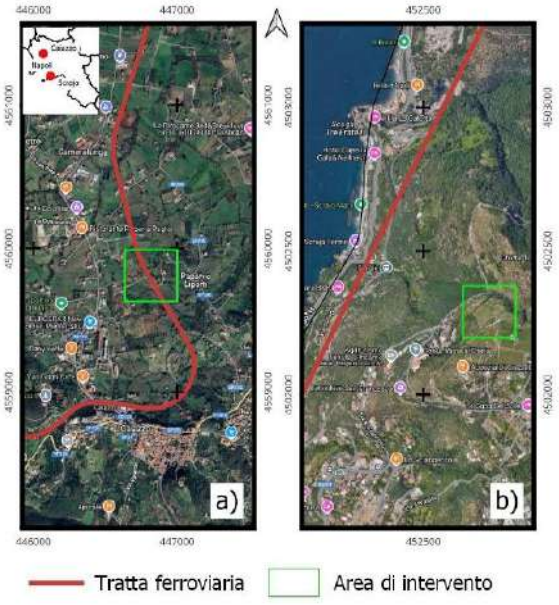


Figura 1. Localizzazione delle due aree di studio: a) Caiazzo; b) Scrajo. In rosso la linea ferroviaria, in verde i siti di installazione dei sensori.

Il primo ambito è caratterizzato da rilievi collinari blandamente acclivi dove le rocce affioranti sono riferibili a quei complessi stratigrafici composti principalmente da argille e formazioni strutturalmente complesse (Esu, 1977), pattern di drenaggio dendritico con elevata densità di drenaggio, un profilo dei

versanti articolato e la presenza diffusa di frane ed elementi morfologici riconducibili alle stesse, come scarpate, depositi e anomalie locali nel reticolo idrografico. Dal punto di vista dei meccanismi di frana, con riferimento alla classifica di Varnes (1978), tali aree sono dominate da fenomeni di frana per scivolamento, sia rotazionale che traslativo, caratterizzate da veloità da lente ad estremamente lente.
Il secondo ambito è caratterizzato da rilievi carbonatici con coperture piroclastiche. Questi rilievi sono generalmente caratterizzati da geometrie complesse causate dalla presenza di grandi sistemi di faglie, un pattern di drenaggio angolare e una acclività dei versanti molto elevata in relazione alla bassa suscettibilità all'erosione delle rocce che li costituiscono. Dal punto di vista dei meccanismi di frana, tali aree sono dominate da fenomeni di frana per crollo e/o ribaltamento, per colata (di detrito) e complesse, pertanto caratterizzate da cinematismi rapidi.

2.1 L'area di Caiazzo

La prima area indagata è nei pressi dell'abitato di Caiazzo (CE) e si sviluppa in un contesto geomorfologico caratterizzato da valori di pendenza medio-bassi, generalmente inferiori ai 10° e che solo localmente raggiungono o superano di poco i 15°. L'assetto stratigrafico dell'intera area è caratterizzato dalla successione carbonatica pre-orogenica della Piattaforma Appenninica nei termini giurassici e cretacici, ricoperta dai depositi sin-orogenici e post-orogenici. L'intera successione è poi ricoperta in discordanza dai depositi di bacino di wedge-top del Gruppo di Castelvetere, formata da brecce carbonatiche, arenarie e argille. Infine, l'intera pila sedimentaria è suturata da depositi pleistocenici che includono depositi vulcanici dell'Ignimbrite Campana e depositi di frana, alluvionali e antropici.
Durante i rilievi di campo si è deciso di focalizzare gli studi su di un settore del versante settentrionale della collina di Caiazzo in cui evidenze geomorfologiche, in unione alle informazioni messe a disposizione da pubblicazioni recenti (Fusco et al, 2023), confermano la presenza di movimenti franosi recenti che sembrano interessare anche il tracciato ferroviario. Per questo motivo, si è deciso si installare in questo sito la sensoristica necessaria allo studio dell'evoluzione del fenomeno.

2.2 L'area di Scrajo

La seconda area indagata prende il nome di "Scrajo", in quanto nell'area è presente una struttura termale storica il cui nome è appunto "Scrajo Terme". L'area, situata nelle immediate vicinanze dell'abitato di Vico Equense (NA), è posta sulla costa nord-occidentale della Penisola Sorrentina, in un contesto geomorfologico caratterizzato da valori di pendenza medio-alti, generalmente compresi tra 30° e 40° e che localmente possono superare anche i 45°. Il basamento di questa area consiste nei carbonati della Piattaforma Appenninica meso-cenozoici. L'intera pila sedimentaria è suturata dai depositi pleistocenici che includono depositi vulcanici dell'Ignimbrite Campana e dai più giovani depositi associati all'attività del Somma-Vesuvio, insieme a depositi alluvionali e antropici.
Nella storia, l'area di studio è stata interessata da una frana che ha coinvolto proprio il vallone sovrastante la struttura termale, provocando 3 morti e la distruzione parziale della stazione ferroviaria (Civita e Lucini 1968).
È in questo contesto che si è deciso di installare in questo sito la sensoristica necessaria allo studio sia dei versanti per monitorare lo stato della coltre piroclasctica che si teme possa essere interessata da un futuro movimento franoso, che per monitorare lo stato della galleria ferroviaria dove è situata la stazione.

2. Sistema di monitoraggio

I sistemi di monitoraggio implementati nei due siti di interesse, sono stati installati nel periodo 2024-2025. In Figura 2 sono riportate alcune foto della fase di installazione. Di seguito i dettagli:

- *Area di Caiazzo*:
    - 3 sondaggi a carotaggio continuo con profondità di 20 m e successiva installazione di 3

tubi inclinometrici e 2 sondaggi a distruzione di nucleo attrezzati a piezometri con 4 celle di Casagrande (2 celle poste a 10 m e 2 celle poste a 20 m di profondità), posizionate all'interno del corpo di frana oggetto di monitoraggio;
- Installazione di una stazione termo-igro-pluviometrica;

- *Area di Scrajo*:
  - 12 sonde capacitive installate in terreni che insistono sul vallone oggetto della frana del 1966, sovrastante la struttura termale e la galleria ferroviaria. Le sonde sono posizionate all'interno della coltre piroclastica e così suddivise: 6 ad una profondità di 40 cm e le ulteriori 6 ad una profondità di 80 cm;
  - Installazione di una stazione termo-igro-pluviometrica nelle vicinanze delle sonde capacitive;
  - Installazione di 1 unità VMS (Vibration Monitoring System) in galleria, all'interno della stazione ferroviaria, per il monitoraggio continuo delle vibrazioni indotte;
  - Installazione di 1 fessurimetro elettrico, posizionato all'interno della galleria ferroviaria a cavallo di una lesione che interessa totalmente la volta della galleria;
  - Installazione di 2 barrette estensimetriche a corda vibrante in volta alla galleria;
  - Installazione di 2 martinetti piatti con trasduttore di pressione lungo i piedritti della galleria, nella stessa sezione dove sono state messe in opera le barrette estensimetriche.

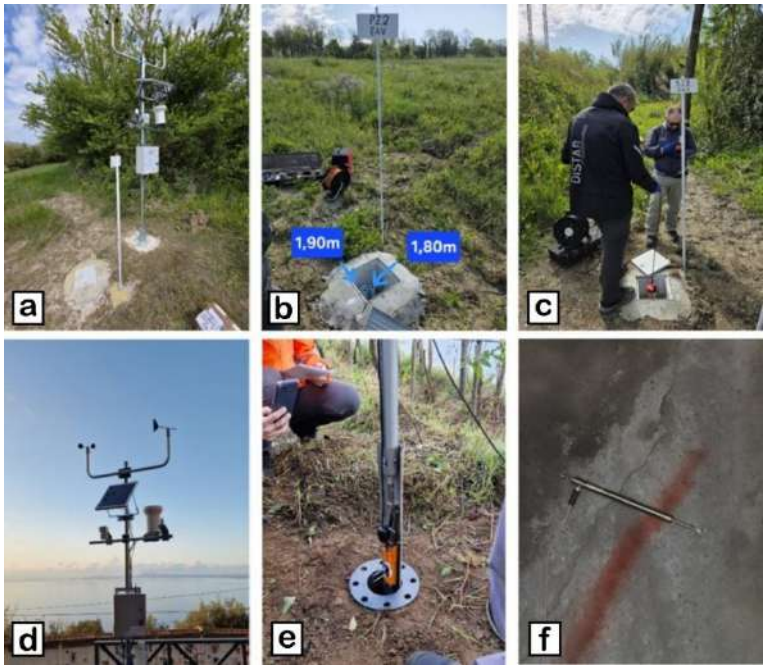


Figura 2. Caiazzo: (a) stazione meteo, (b) piezometro, (c) inclinometro; Scrajo: (d) stazione meteo, (e) sonda capacitiva, (f) fessurimetro.

3. Risultati

4.1 L'area di Caiazzo

Di seguito si riportano i risultati preliminari del monitoraggio per l'area di Caiazzo.
Sono state effettuate la lettura di zero degli inclinometri in data 10/04/25 e le successive misure in data 16/05/25 e 17/06/25 (Tab. 1). In Figura 3 sono riportati i log inclinometrici e la sezione ricostruita in base ai sondaggi a carotaggio continuo effettuati.
Come si evince dalla figura, ad oggi non sono stati riscontrati spostamenti, anche sulla base delle ridotte precipitazioni registrate dalla stazione meteo e confermate dai livelli piezometrici che hanno subito

un'importante riduzione, di circa 1,50 metri (Tab. 1), nel bimestre aprile-giugno.

DATA	Quota (piano campagna)	
	PZ2	PZ3
10/04/2025	1,90 m	p.c.
16/05/2025	2,5 m	p.c.
17/06/2025	3,45 m	0,47 cm

Tabella 1. Misure piezometriche.

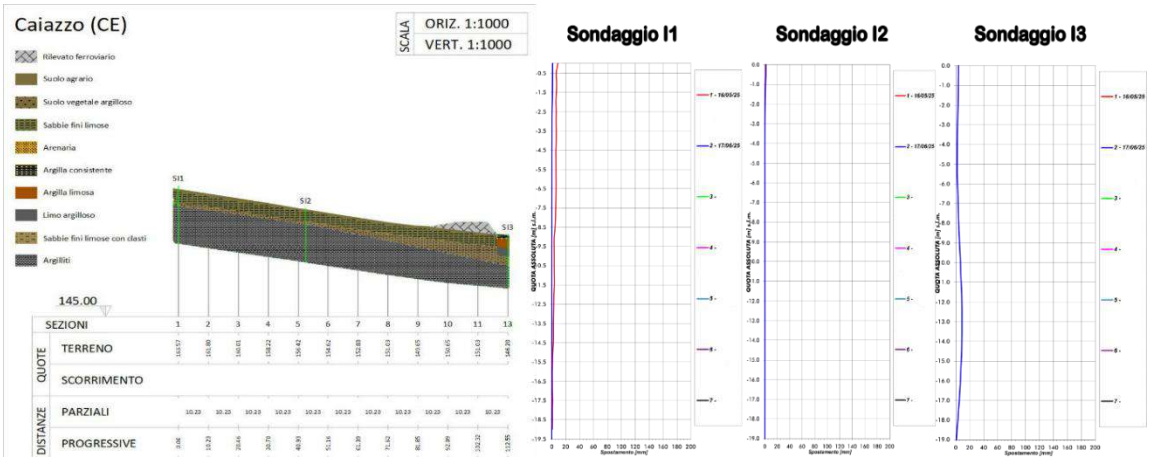
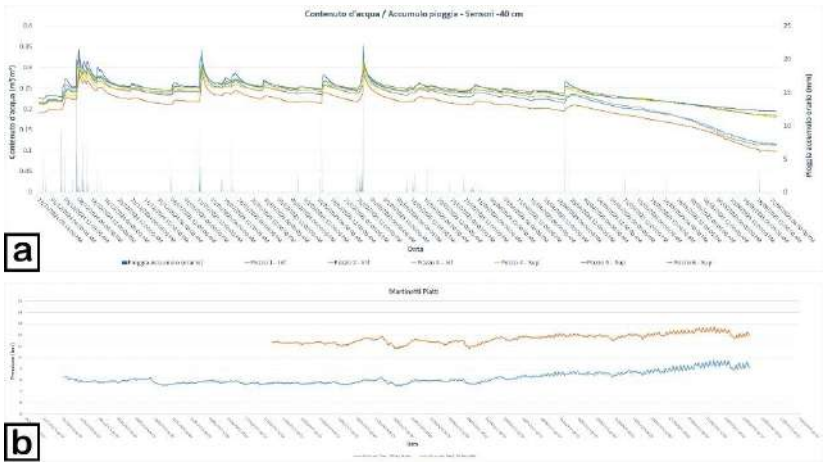


Figura 3. Sezione ricostruita e misure inclinometriche.

4.2 L'area di Scrajo



Come descritto in precedenza, i sistemi di monitoraggio hanno riguardato (a) il monitoraggio delle coltri piroclastiche attraverso l'installazione delle sonde capacitive, che consentono di monitorare il contenuto d'acqua del terreno, (b) lo stato tensionale e fessurativo della galleria ferroviaria.

Figura 4. (a) Sonde capacitive, (b) martinetti piatti

Per quanto riguarda il primo sistema, in Fig. 4a sono riportati i grafici relativi al contenuto d'acqua confrontato con le precipitazioni per i sensori posti alla profondità di 40 cm dal piano campagna. È possibile evidenziare la perfetta corrispondenza tra i picchi pluviometrici e gli incrementi di contenuto d'acqua registrati dalle sonde (come, ad esempio, i picchi di pioggia avvenuti in data 5 dicembre 2024 e 25 febbraio 2025).

Per quanto riguarda invece il monitoraggio in galleria, a titolo esemplificativo, si riporta il grafico che ha registrato lo stato tensionale dei piedritti della galleria mediante i martinetti piatti installati a monte

e a valle del versante (Fig. 4b). Anche in questo caso non si evidenziano particolari criticità.

4. Conclusione

Per garantire la risposta alle problematiche eterogenee tipiche dell'infrastruttura ferroviaria, Il progetto MERCURIO si propone di implementare un approccio modulare per integrare in un'unica piattaforma dati satellitari e dati da sensoristica distribuita, all'interno di un'architettura aperta, per consentire l'evoluzione dell'intero sistema di monitoraggio sulla base degli avanzamenti tecnologici e delle esigenze. Per garantire il raggiungimento di questo obiettivo, sarà quindi implementata una catena innovativa di gestione ed elaborazione del dato attraverso un uso intensivo di tecniche di Intelligenza Artificiale (algoritmi supervised e unsupervised) e data fusion, per l'identificazione e la classificazione dinamica delle zone di rischio dell'infrastruttura ferroviaria.
In questa nota sono riportati i risultati preliminari del sistema di monitoraggio implementato, consistente: a) dati satellitari utili alla valutazione degli spostamenti superficiali nel sito di Caiazzo (Fig. 5); b) sensoristica in sito per entrambe i siti, utili alla valutazione degli spostamenti profondi (inclinometri) e per la valutazione delle condizioni di innesco (sonde capacitive); c) monitoraggio dello stato deformativo e tensionale della galleria (assestimetri, fessurimetri e martinetti piatti).

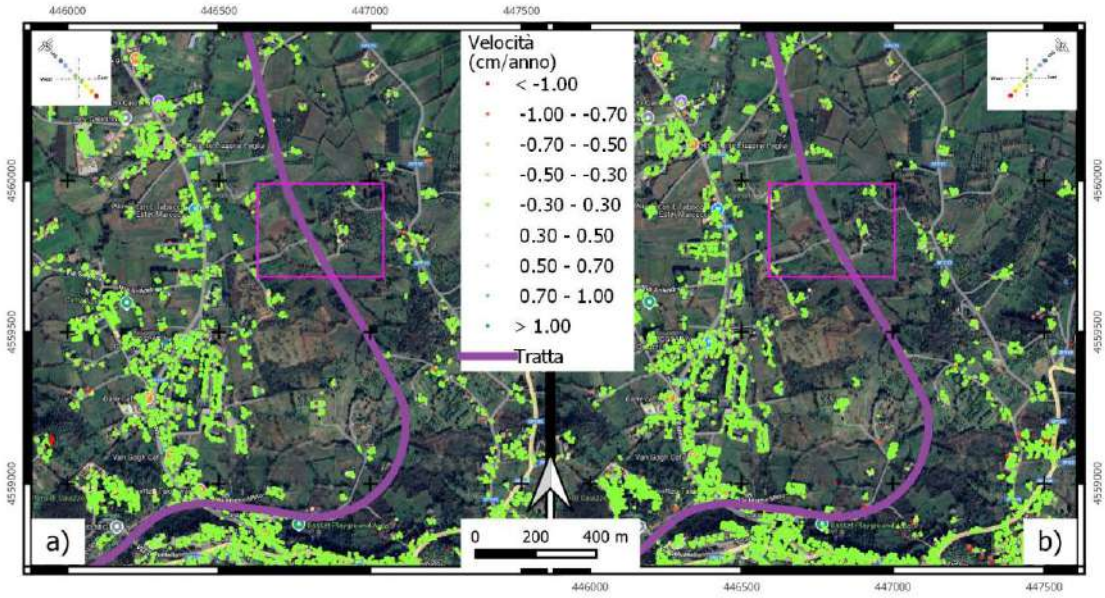


Figura 5. Mappe dei tassi di spostamento medio: a) ascending, b) descending.

In definitiva, MERCURIO contribuirà alla creazione di un vero e proprio gemello digitale dell'infrastruttura, trasformando specifiche tratte ferroviarie in moderne Smart Rail. Ciò sarà possibile grazie alla creazione di un'infrastruttura digitale (Piattaforma WEB-based), che dovrà a sua volta essere resiliente e capace di garantire la continua gestione ed elaborazione del flusso di dati provenienti dalle sorgenti eterogenee.

Bibliografia

Civita, M., & Lucini, P. (1968). On the landslides in the northwestern zone of the Sorrento Peninsula (Campania). Memorie e Note Istituto di Geologia Applicata, 10, 58.

Esu, F. (1977). *Behaviour of slopes in structurally complex formations*. Tipografia ESA Editrice.

Fusco, F., Tufano, R., De Vita, P., Di Martire, D., Di Napoli, M., Guerriero, L., ... & Calcaterra, D. (2023). A revised landslide inventory of the Campania region (Italy). *Scientific data*, *10*(1), 355.

Infante, D., Di Martire, D., Calcaterra, D., Miele, P., Scotto di Santolo, A., & Ramondini, M. (2019). Integrated Procedure for Monitoring and Assessment of Linear Infrastructures Safety (I-Pro MONALISA) Affected by Slope Instability. Applied Sciences, 9(24), 5535.

Varnes, D. J. (1978). Slope movement types and processes. *Special report*, *176*, 11-33.

Vitale, S., & Ciarcia, S. (2018). Tectono-stratigraphic setting of the Campania region (southern Italy). Journal of Maps, 14(2), 9-21.

ANALISI DELLA CARBON FOOTPRINT PER LA REALIZZAZIONE DI UN RILEVATO FERROVIARIO

Gennaro Passaro
Università degli studi di Napoli, Federico II
gennaropassaro996@gmail.com

Domenico Iannicelli
Delta Engineering
domenicoiannicelli@hotmail.it

Stefano Palamides
Unicalce S.p.A.
spalamides@unicalce.it

Enza Vitale
Università degli studi di Napoli, Federico II
enza.vitale@unina.it

Giacomo Russo
Università degli studi di Napoli, Federico II
giarusso@unina.it

Sommario

Nella presente nota sono riportati i risultati di una analisi della carbon footprint connessa alla realizzazione di un rilevato ferroviario sia con metodo tradizionale che mediante trattamento a calce. L'obiettivo del lavoro è stato quello di confrontare le emissioni in termini di anidride carbonica equivalente (CO_2eq) generate in tre macro-fasi quali la produzione delle materie prime, il trasporto dei materiali verso il cantiere e l'utilizzo dei mezzi d'opera nella fase di realizzazione. La carbon footprint, espressa in CO_2eq, rappresenta uno strumento fondamentale per quantificare l'impatto ambientale associato a tutte le fasi di realizzazione di un'opera, dalla produzione delle materie prime fino alla costruzione. Nel lavoro sono state utilizzate le metodologie di calcolo adottate a livello nazionale ed internazionale, ed analizzate le applicazioni nel settore delle costruzioni, dove la complessità dei processi e la varietà dei materiali richiedono un approccio integrato e multidisciplinare.

1. Introduzione

La crescente attenzione verso la sostenibilità ambientale negli ultimi decenni ha posto il settore delle costruzioni in una posizione cruciale nel dibattito globale, in quanto responsabile di una quota significativa delle emissioni di gas serra a livello mondiale. Le infrastrutture civili, in particolare le grandi opere di trasporto, comportano processi complessi che coinvolgono numerosi materiali, macchinari e fasi operative, ciascuna delle quali contribuisce in modo differenziato alla produzione di emissioni di CO_2 equivalenti (CO_2eq). In questo contesto, la carbon footprint rappresenta un indicatore

essenziale per la misurazione e la gestione dell'impatto ambientale, permettendo di quantificare in termini di emissioni il peso delle attività legate alla realizzazione delle opere civili. I fattori significativi della carbon footprint, sono determinati dai gas serra, ovvero quelle sostanze gassose che intrappolando il calore nell'atmosfera terrestre, contribuiscono al fenomeno del riscaldamento globale (ISO 14064-1:2023). Uno dei principali fattori utilizzati nella valutazione delle emissioni di gas serra è proprio la CO_2 equivalente (CO_2 eq), una unità misura standardizzata che permette di confrontare l'impatto sul clima di diversi gas serra, esprimendoli in termini di anidride carbonica (CO_2). Nel 1997, con il Protocollo di Kyoto sono stati stabiliti i gas serra da prendere in considerazione nel calcolo, tra questi l'anidride carbonica (CO_2), il metano (CH_4), il protossido di azoto (N_2O) e diversi fluidi alogenati, tra cui i clorofluorocarburi (CFC), gli idroclorofluorocarburi (HCFC), i perfluorocarburi (PFC) e l'esafluoruro di zolfo (SF_6) (Grubb et al. 1999). Convertendo le emissioni di vari gas serra in termini di CO_2eq, è possibile sommare e confrontare gli impatti di gas serra di diversa natura. Tale approccio è particolarmente utile quando si analizzano gli impatti ambientali complessivi di un sistema, come nel caso delle costruzioni, dove sono coinvolte diverse fonti di emissioni.
Nel presente lavoro è stata analizzata la carbon footprint in termini di CO_2eq connessa alla realizzazione di un rilevato ferroviario sia con metodo tradizionale (i.e., con l'utilizzo di materiali da cava) che mediante trattamento a calce (i.e., con il riutilizzo in sito delle terre e rocce da scavo (TRS) con addizione di calce) al fine di confrontare le emissioni di gas serra associate alle due soluzioni alternative.

2. Metodologia di calcolo

L'analisi è condotta secondo i principi semplificati del Life Cycle Assessment (LCA), con un approccio Gate-to-Gate (ISO 14064-1:202), considerando le emissioni generate in tre fasi ben distinte quali la produzione delle materie prime, il trasporto dei materiali al cantiere e i mezzi d'opera impiegati per la realizzazione. Per la stima delle emissioni sono stati utilizzati dei Fattori di Emissione (EF) tratti da banche dati riconosciute (Ecoinvent 3.9, ISPRA, GPP Tool) e integrati con software EcoTransit relativo ai trasporti. La procedura di stima delle emissioni è stata effettuata prendendo in considerazione, per la realizzazione della medesima opera, due metodologie costruttive quali il metodo tradizionale, con l'impiego di materiale lapideo proveniente da cave di prestito esterne al cantiere e mediante la tecnica del trattamento delle terre in loco. In Figura 1 è riportata la sezione del rilevato ferroviario oggetto del caso studio, caratterizzato da uno strato anti-capillare, corpo del rilevato e strato super-compattato.

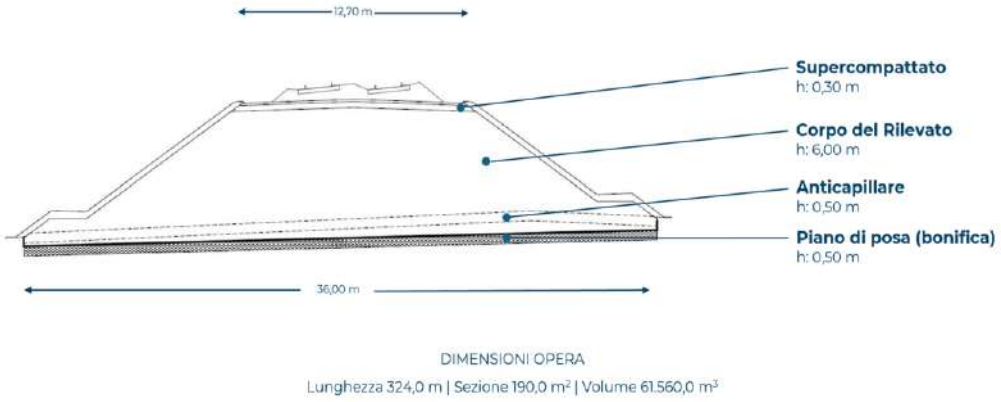


Fig 1. Sezione del rilevato ferroviario oggetto del caso studio

2.1 Produzione dei materiali

Le emissioni generate in fase di produzione delle materie prime sono state determinate moltiplicando i quantitativi dei materiali impiegati (tonnellate) per i rispettivi Fattori di Emissione EF (kg CO_2eq per tonnellata di materiale prodotto). Con riferimento alle due metodologie considerate per la realizzazione

dell'opera, le materie prime di cui si è tenuto conto nel calcolo sono il misto cava ed materiale anticapillare (prodotti in cava), la calce (prodotta in stabilimenti con calcinazione a ~900–1000 °C) e le terre e rocce da scavo (TRS) riutilizzate in sito e pertanto gestite come sottoprodotto.

2.2 Trasporto

Le emissioni di CO_2eq derivanti dalla fase di trasporto delle materie prime sono state calcolate utilizzando il portale EcoTransit. Questo software consente di quantificare le emissioni prodotte dai vari vettori e nel caso specifico dai mezzi su strada, considerando vari parametri, quali la distanza percorsa (km), la tipologia di veicolo utilizzato, la classe di emissioni del veicolo e i quantitativi di materiali trasportat (t). Il calcolo è stato effettuato applicando la seguente formula:

$$Emissioni\ (kg\ CO_2eq) = Massa\ (t) \times Distanza\ (km) \times EF\ (kg\ CO_2eq/t{\cdot}km)$$

Ai fini del calcolo sono stati considerati nello specifico quale fonte delle emissioni quelle che derivano esclusivamente dal trasporto su strada dei materiali necessari alla costruzione del rilevato ferroviario. Si assume un trasporto effettuato interamente su gomma (con autocarri), che rappresenta tra le altre modalità di trasporto (quali treno e nave) quella più sfavorevole dal punto di vista ambientale, in termini di emissione gas serra. In merito all'ubicazione delle materie prime, per ciascun materiale sono state prese in considerazione le distanze dal sito di produzione verso il cantiere, e nello specifico:

- calce (provenienza prov. Terni) → cantiere = 265,3 km (solo Andata).
- materiali da cava (provenienza provincia di Caserta) → cantiere = 65,40 km e 45 km (A/R).
- TRS per il trattamento a calce → escluse dalla fase trasporto in quanto riutilizzate in loco in qualità di sottoprodotto.
- TRS (cantiere) → Cava (provincia di Caserta) = 56,40 km (A/R) (per il metodo tradizionale).

2.3 Impiego dei mezzi d'opera

Il calcolo delle emissioni di CO_2eq generate dai mezzi d'opera è stato effettuato tenendo conto del consumo dei mezzi (quali escavatori, grader, rulli e spandicalce). Per la raccolta dei dati sono stati consultati i registri delle attività svolte dalle SAF (Ditte sub-affidatarie) in cui sono rendicontati tutti i giorni lavorativi, le ore, i chilometri e i consumi dei mezzi d'opera. Per il valore delle emissioni unitarie, inteso come kgCO_2eq su litro di carburante consumato, si è fatto riferimento alle schede tecniche dei mezzi e ai valori messi a disposizione delle banche dati (i.e., Ecoinvent). Sulla base dei dati disponibili nel portale Ecoinvent, aggiornati alla versione 3.9.1, è stato considerato un valore di emissione unitaria di CO_2eq per litro di diesel pari a 3,17 kg CO_2eq/l. Tale valore tiene conto delle emissioni generate nella sola fase di combustione del carburante e non nella fase di produzione dello stesso. Il calcolo è stato effettuato applicando la seguente formula:

$$Emissioni\ (kg\ CO_2eq) = Unità\ impiegate\ (n) \times Impiego\ mezzo\ (h/gg) \times Giorni\ lavorativi\ (gg) \times Consumo\ carburante\ (l/h) \times EF\ (kg\ CO_2eq/l)$$

3. Risultati

Nelle Tabelle 1 e 2 sono riportati i dati relativi alle materie necessarie per la costruzione del rilevato ferroviario con le due tecniche considerate, quali volumi delle materie prime movimentate o prodotte (m^3), il peso specifico di detti materiali (t/m^3), nonché i dati di emissione generati in fase di produzione. Adoperando la tecnica del trattamento a calce (Tabella 1), le TRS prodotte dagli scavi vengono recuperate e riutilizzate per la costruzione del rilevato, ad eccezione dell'ultimo strato super-compattato, che deve essere necessariamente realizzato con materiale lapideo di idonea pezzatura. Le TRS, essendo un sottoprodotto generato durante la realizzazione di un'opera, non contribuiscono alle emissioni di gas serra da produzione. Di contro, il processo produttivo della calce comporta una carbon footprint pari a 1.877,89 tonnellate di CO_2 equivalente, che risulta la più incidente se rapportata alle altre materie prime.

Per il misto cava, la stima delle emissioni di CO_2eq è correlata alla produzione degli inerti ottenuti tramite estrazione e riduzione granulometrica all'interno dello stesso sito produttivo. Per un fabbisogno di misto cava pari a 3.011,19 m³ e di anticapillare pari a 5.217,56 m³, si sono generate rispettivamente 58,54 tCO_2eq e 101,43 tCO_2eq, per un totale di emissioni di produzione pari a 2.037,86 tCO_2eq. Ipotizzando la realizzazione dell'opera con la metodologia tradizionale (i.e., stessi volumi), ai fini del calcolo è stato previsto l'impiego di materiale da cava di idonea granulometria, proveniente da cave di prestito esterne al cantiere in sostituzione delle TRS adottate per il trattamento a calce. Il fabbisogno previsto per la costruzione è di 74.154,49 m³ di misto cava, che rilasciano un valore di 1.441,56 tonnellate di CO_2 equivalente, e di 5.217,56 m³ di anticapillare che generano emissioni pari a 101,43 tCO_2eq (Tabella 2). Il totale di emissioni di produzione con metodo tradizionale è di 1.543,00tCO_2eq.

Tabella 1. Calcolo emissioni CO_2 eq per la produzione di materie prime - trattamento a calce

	STABILIZZAZIONE A CALCE EMISSIONI PRODUZIONE MATERIALI					
	MATERIALE	VOLUME (m^3)	PESO SPECIFICO (t/m^3)	PESO (t)	EMISSIONI UNITARIE ($kgCO_2eq/t$)	EMISSIONI tCO_2eq
INTERNO	TERRE E ROCCE DA SCAVO	71.143,30	1,425	101.379,203	-	0,00
ESTERNO	CALCE	1.877,89	1,00	1.877,89	1.000,00	1.877,89
ESTERNO	MISTO CAVA	3.011,19	1,80	5.420,15	10,80	58,54
ESTERNO	ANTICAPILLARE	5.217,76	1,80	9.391,97	10,80	101,43
						TOTALE EMISSIONI tCO_2eq
						2.037,86

Tabella 2. Calcolo emissioni CO_2 eq per la produzione di materie prime – metodo tradizionale

	METODO TRADIZIONALE EMISSIONI PRODUZIONE MATERIALI					
	MATERIALE	VOLUME (m^3)	PESO SPECIFICO (t/m^3)	PESO (t)	EMISSIONI UNITARIE ($kgCO_2eq/t$)	EMISSIONI tCO_2eq
ESTERNO	MISTO CAVA	74.154,49	1,80	133.478,09	10,80	1.441,56
ESTERNO	ANTICAPILLARE	5.217,76	1,80	9.391,97	10,80	101,43
						TOTALE EMISSIONI tCO_2eq
						1.543,00

Nelle Tabelle 3 e 4 sono riportati i dati relativi alla stima delle emissioni di CO_2eq legate al trasporto delle materie prime. Per la fornitura dei materiali provenienti da cave esterne si è tenuto in considerazione la doppia distanza, portando in conto anche i viaggi di ritorno dei mezzi vuoti. Per l'approvvigionamento della calce invece è stato considerato per la fase di ritorno (dopo lo scarico) il 20% di percorrenza a vuoto, in quanto data la distanza dello stabilimento, i trasporti di ritorno sono stati ottimizzati con nuovi carichi di materiale non relativi al caso studio. In merito alle TRS, essendo un sottoprodotto depositato in apposite aree di stoccaggio internamente al cantiere, il trasporto è stato ritenuto trascurabile e quindi non considerato ai fini dei calcoli. Il totale delle emissioni per il trasporto nel caso del trattamento a calce è di circa139,56 tCO_2eq. Nel caso della stessa opera realizzata con metodo tradizionale, le emissioni sono state calcolate con riferimento al trasporto delle materie prime che in questo caso sono costituite per la totalità da materiale misto cava approvvigionato da cave di prestito (Tabella 4). Il totale delle emissioni per il trasporto è pari a 1.352,44 tCO_2eq. Come ultima fase, sono state confrontate le emissioni di CO_2eq generate dai mezzi d'opera impiegati nella fase di realizzazione del rilevato in funzione della modalità costruttiva (Tabella 5 e 6). Con il trattamento a calce, la CO_2eq per l'impiego di mezzi è di circa 117, 08 tCO_2eq, un valore più elevato rispetto a quello calcolato con riferimento al metodo tradizionale, che è pari a 89,08 tCO_2eq.

Tabella 3. Calcolo emissioni CO_2 eq per il trasporto di materie prime - trattamento a calce

STABILIZZAZIONE A CALCE DATI TRASPORTO MATERIALI									
	ID	MATERIALE	PESO (tonn)	PROVENIENZA	DISTANZA (km)	DESTINAZIONE	PERCORSO TOTALE A/R (km)	EMISSIONI $kgCO_2eq$ - TTW (EcoTransit)	EMISSIONI tCO_2eq - TTW (EcoTransit)
INTERNO	TS1	TERRE E ROCCE DA SCAVO	101.379,20	Parte d'opera: GA02 (L-O) Deposito: DT3L1 - DT5L1 Interno Cantiere (BN)	-	WBS RI10 Interno Cantiere (BN)	-	0,00	0,00
ESTERNO	TS2	CALCE	1.877,89	UNICALCE Narni (TR)	265,3	WBS RI10 Torello - Melizzano (BN)	318,4	41.505,80	49,81*
	TS3	MISTO CAVA	3.133,43	MAIELLARO Polvica - Roccarainola (NA)	32,7	WBS RI10 Torello - Melizzano (BN)	65,4	19.051,50	19,05
	TS4	ANTICAPILLARE	9.391,97	MAIELLARO Polvica - Roccarainola (NA)	32,7	WBS RI10 Torello - Melizzano (BN)	65,4	57.104,00	57,10
	TS5	MISTO CAVA	2.111,18	CECA Polvica - San Felice a Cancello (CE)	32,7	WBS RI10 Torello - Melizzano (BN)	65,4	12.836,20	12,84
	TS6	MISTO CAVA	175,54	CALBIT Maddaloni (CE)	22,5	WBS RI10 Torello - Melizzano (BN)	45,0	759,60	0,76
								TOT. EMISSIONI tCO_2eq	
									139,56

Tabella 4. Calcolo emissioni CO_2 eq per il trasporto di materie prime – metodo tradizionale

METODO TRADIZIONALE DATI TRASPORTO MATERIALI									
	ID	MATERIALE	PESO (tonn)	PROVENIENZA	DISTANZA (km)	DESTINAZIONE	PERCORSO TOTALE A/R (km)	EMISSIONI $kgCO_2eq$ - TTW (EcoTransit)	EMISSIONI tCO_2eq - TTW (EcoTransit)
MATERIALE ESTERNO	TS1	MISTO CAVA	45.819,41	MAIELLARO Polvica - Roccarainola (NA)	32,7	WBS RI10 Torello - Melizzano (BN)	65,4	278.586,00	278,59
	TS2	MISTO CAVA	44.797,16	CECA Polvica - San Felice a Cancello (CE)	32,7	WBS RI10 Torello - Melizzano (BN)	65,4	272.370,60	272,37
	TS3	MISTO CAVA	42.861,52	CALBIT Maddaloni (CE)	22,5	WBS RI10 Torello - Melizzano (BN)	45,0	185.468,40	185,47
	TS4	ANTICAPILLARE	9.391,97	MAIELLARO Polvica - Roccarainola (NA)	32,7	WBS RI10 Torello - Melizzano (BN)	65,4	57.104,00	57,10
RIAMBIENTALIZZ.	TS5	TERRE E ROCCE DA SCAVO	101.379,20	GA02 (L-O) Telese (BN)	28,2	Cava Santa Lucia	56,4	558.908,60	558,91
								TOT. EMISSIONI tCO_2eq	
									1352,44

Tabella 5. Calcolo emissioni CO_2 eq per l'impiego di mezzi d'opera - trattamento a calce

STABILIZZAZIONE A CALCE EMISSIONI MEZZI D'OPERA									
	TIPOLOGIA DI MEZZO	UNITA' IMPIEGATE (n°)	IMPIEGO LAVORO (h/gg)	GIORNI DI LAVORO (n° gg)	FRONTI DI LAVORO (n°)	CONSUMO (l/h)	CO_2 EMESSA (kg/l)	EMISSIONI $kgCO_2eq$	EMISSIONI tCO_2eq
ULTIMO STRATO	MOTOR GRADER (RUSPA)	1	7,00	5	1	35,00	3,17	3.883,25	3,88
	RULLO LISCIO	1	3,00	5	1	40,00	3,17	1.902,00	1,90
CORPO DEL RILAVATO	SPANDICALCE	1	1,50	62	1	30,00	3,17	8.844,30	8,84
	PULVIMIXER	1	3,00	62	1	90,00	3,17	53.065,80	53,07
	AUTOBOTTE	1	1,00	31	1	20,00	3,17	1.965,40	1,97
	MOTOR GRADER (RUSPA)	1	1,50	62	1	35,00	3,17	10.318,35	10,32
	RULLO CON PIEDE DI MONTONE	1	2,00	62	1	40,00	3,17	15.723,20	15,72
	RULLO LISCIO	1	1,50	62	1	40,00	3,17	11.792,40	11,79
PIANO DI POSA	ESCAVATORE	1	8,00	5	1	30,00	3,17	3.804,00	3,80
	GRADER (RUSPA)	1	7,00	5	1	35,00	3,17	3.883,25	3,88
	RULLO LISCIO	1	3,00	5	1	40,00	3,17	1.902,00	1,90
									117,08

Tabella 6. Calcolo emissioni CO_2 eq per l'impiego di mezzi d'opera – metodo tradizionale

	METODO TRADIZIONALE EMISSIONI MEZZI D'OPERA								
	TIPOLOGIA DI MEZZO	UNITA' IMPIEGATE (n°)	IMPIEGO LAVORO (h/gg)	GIORNI DI LAVORO (n° gg)	FRONTI DI LAVORO (n°)	CONSUMO (l/h)	CO_2 EMESSA (kg/l)	EMISSIONI $kgCO_2eq$	EMISSIONI tCO_2eq
ULTIMO STRATO	MOTOR GRADER (RUSPA)	1	7,00	5	1	35,00	3,17	3.883,25	3,88
	RULLO LISCIO	1	3,00	5	1	40,00	3,17	1.902,00	1,90
CORPO DEL RILEVATO	AUTOBOTTE	1	1,00	31	1	20,00	3,17	1.965,40	1,97
	GRADER (RUSPA)	1	7,00	62	1	35,00	3,17	48.152,30	48,15
	RULLO LISCIO	1	3,00	62	1	40,00	3,17	23.584,80	23,58
PIANO DI POSA	ESCAVATORE	1	8,00	5	1	30,00	3,17	3.804,00	3,80
	GRADER (RUSPA)	1	7,00	5	1	35,00	3,17	3.883,25	3,88
	RULLO LISCIO	1	3,00	5	1	40,00	3,17	1.902,00	1,90
									TOTALE EMISSIONI tCO_2eq
									89,08

4. Conclusioni

I risultati delle analisi hanno fornito un quadro generale sull'entità delle emissioni che si generano nel processo di costruzione di un rilevato mediante trattamento a calce e con metodo tradizionale. Nel calcolo si è tenuto conto della fase di produzione delle materie prime, del loro trasporto in sito e della successiva fase di impiego dei vari mezzi d'opera per la realizzazione. A parità di dimensioni dell'opera, il trattamento a calce determina delle emissioni totali pari a 2.294,50 t CO_2eq contro le 2.984,51 tCO_2eq calcolate con riferimento al metodo tradizionale. Nonostante l'elevato impatto della calce in fase di produzione ed il maggior numero di mezzi d'opera impiegati in fase di realizzazione, nel caso del trattamento con calce il bilancio complessivo in termini di emissioni di CO_2eq è migliore a seguito del riutilizzo delle TRS come sottoprodotto. Le TRS, se non trattate con calce, avrebbero subito un trasporto verso siti esterni generando emissioni massive nella fase di trasporto, che si sarebbero sommate a quelle per l'approvvigionamento di materiale da cava. Pertanto il trattamento con calce rappresenta una valida alternativa alla tecnica tradizionale in termini di sostenibilità. Il risultato è un risparmio netto di 690,01 t CO_2eq, che si traduce in una riduzione del 23% delle emissioni (pari alla CO_2 assorbita da circa 23.000 alberi in un anno). Questo studio evidenzia come una analisi preliminare di carbon footprint può rappresentare uno strumento importante, soprattutto in contesti di grandi opere civili, al fine di individuare scelte progettuali e metodologiche più sostenibili, basate sul riutilizzo dei materiali e sull'ottimizzazione dei processi.

Bibliografia

Ecoinvent (2020). Ecoinvent v3.9 Database. Ecoinvent Centre, Zurich, Switzerland.

Grubb M., Vrolijk C., & Brack D. (1999). The Kyoto Protocol: A Guide and Assessment. London: Royal Institute of International Affairs. ISBN: 9781853835814

International Organization for Standardization. (2023). ISO 14064-1:2023 - Greenhouse gases — Part 1: Specification with guidance at the organization level for quantification and reporting of greenhouse gas emissions and removals. Geneva: ISO.

EFFETTO DEI FLUSSI DI FILTRAZIONE SULLE PRESTAZIONI DELLE FONDAZIONI DEI PONTI ALL'INTERNO DEI CORSI D'ACQUA

Luca Vené
Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale, Università di Pisa
luca.vene@phd.unipi.it

Nunziante Squeglia
Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale, Università di Pisa
nunziante.squeglia@unipi.it

Stefano Stacul
Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale, Università di Pisa
stefano.stacul@unipi.it

Francesco Ballio
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano
francesco.ballio@polimi.it

Sommario

Il terreno di fondazione delle pile dei ponti ubicate all'interno di corsi d'acqua può essere soggetto a variazioni della pressione interstiziale, dovute ai moti di filtrazione che si instaurano nel terreno, a seguito delle fluttuazioni del livello idrico e delle variazioni di velocità nell'intorno delle pile. Il presente studio analizza in particolare l'effetto di tali fenomeni sulla variazione dello stato tensionale efficace e, quindi, sulle prestazioni della fondazione del ponte che attraversa il torrente Malone.
Sono state condotte simulazioni tridimensionali di fluidodinamica computazionale (CFD) con il software Ansys Fluent, le quali hanno permesso di determinare la distribuzione delle pressioni sul fondo dell'alveo in prossimità della pila. I valori di pressione sono stati successivamente utilizzati come condizioni al contorno in un modello geotecnico realizzato in FLAC3D, finalizzato a determinare la distribuzione delle pressioni interstiziali nel terreno di fondazione.
I risultati mostrano che le distribuzioni delle pressioni interstiziali indotte dall'interazione tra la corrente e la pila risultano avere un impatto marginale sullo stato tensionale del terreno e sulla capacità portante della fondazione. Tuttavia, in specifiche condizioni, i valori di pressione interstiziale registrati negli strati più superficiali suggeriscono che i moti di filtrazione possano assumere un ruolo non trascurabile nell'evoluzione dello scavo in prossimità della pila.

1. Introduzione

L'erosione alla base delle pile dei ponti rappresenta una delle principali cause di instabilità strutturale e potenziale cedimento. Per garantire la sicurezza e la durabilità dei sistemi di fondazione, è necessario considerare sia l'erosione generalizzata, che comporta un abbassamento uniforme del fondo alveo, sia quella localizzata che si manifesta attraverso la formazione di escavazioni concentrate in prossimità

degli elementi strutturali, come pile e plinti di fondazione.
Per la stima della riduzione degli stress efficaci in presenza di scavo si utilizzano le linee guida dell'American Petroleum Institute (API), della FHWA per pali infissi (FHWA-DP) e della FHWA per pali trivellati (FHWA-DS), che forniscono metodi per stimare la tensione verticale efficace nei terreni soggetti a erosione (Hannigan et al., 2006; API, 2011; Brown e Castelli, 2010). Tuttavia, secondo Lin e Wu (2018), le linee guida FHWA-DP e FHWA-DS tendono a sovrastimare la capacità laterale dei pali rispettivamente del 34–47% e del 12–22%, mentre le linee guida API forniscono stime più accurate della resistenza laterale, pur essendo limitate a una geometria di erosione specifica.
A causa di queste limitazioni, diversi studi si sono concentrati sull'analisi degli effetti dell'erosione generalizzata e localizzata sul comportamento di pali singoli e gruppi di pali. Tali studi si focalizzano principalmente sulla variazione della risposta laterale dei pali in funzione della profondità di scavo, dell'angolo di attrito del terreno e della distanza tra il palo e l'inizio del pendio dello scavo (Lin e Jiang, 2019; Wang et al., 2023; Chen et al., 2022; Lin e Lin, 2019; Bennett et al., 2009).
Un aspetto spesso trascurato in letteratura è rappresentato dagli effetti dei moti di filtrazione che possono originarsi a seguito della perturbazione del regime idraulico indotta dalla presenza delle strutture in alveo. La filtrazione può modificare la distribuzione delle pressioni interstiziali all'interno del terreno, influenzando lo stato tensionale efficace e, di conseguenza, la resistenza al taglio del materiale.
Le osservazioni riportate evidenziano la necessità di un approccio integrato che tenga conto congiuntamente dell'erosione e dei processi di filtrazione al fine di caratterizzare le potenziali riduzioni della resistenza del terreno e i conseguenti meccanismi di instabilità strutturale.

2. Definizione del problema

Il presente studio analizza gli effetti dei moti di filtrazione, indotti dalla corrente fluviale, nel terreno di fondazione delle pile, considerando il caso in assenza di scavo, quello in presenza di erosione generalizzata e quello in presenza di erosione localizzata. L'obiettivo è valutare come tali condizioni influenzino la distribuzione delle pressioni interstiziali nel terreno e, conseguentemente, la variazione dello stato tensionale efficace alla base della fondazione.

2.1 Geometrie e caratteristiche del caso studio

Il ponte analizzato attraversa il torrente Malone e presenta fondazioni profonde costituite da otto pali trivellati di diametro 1.5 m e lunghezza 35 m, disposti a sostegno di un plinto rettangolare di dimensioni 18 m × 7 m × 2.5 m.
Le simulazioni sono state condotte in tre condizioni distinte:

- assenza di erosione, con il fondo alveo coincidente con l'estradosso del plinto;
- erosione generalizzata, con abbassamento uniforme del fondo pari a 1.5 m, 3 m e 4.5 m;
- erosione localizzata, con scavo di profondità pari a 1.5 m, 3 m e 4.5 m.

La forma dello scavo localizzato è stata definita adottando una geometria semplificata, coerente con i modelli idealizzati presenti in letteratura, ma in grado di riprodurre le caratteristiche morfologiche essenziali (Diab et al., 2010; Yang et al., 2020). La pendenza del fronte a monte è stata assunta pari all'angolo di attrito del terreno pari a 36°, mentre quella a valle è stata considerata pari alla metà del valore a monte. Per i lati, è stata adottata una pendenza intermedia pari a tre quarti dell'angolo di attrito. Il fondo della cavità è stato considerato piano, con l'inizio delle superfici inclinate posto a 0.5 m dal bordo del plinto, una semplificazione che consente di mantenere una geometria regolare pur rappresentando realisticamente la transizione tra fondo e versanti della cavità.

2.2 Caratteristiche idrauliche del torrente Malone

Le caratteristiche idrauliche del torrente Malone sono state reperite della documentazione fornita dal gestore dell'infrastruttura. La rugosità equivalente del fondo alveo è stata ottenuta utilizzando la formula proposta da Müller che permette di ottenere il D_{90} del materiale dal coefficiente di Gauckler-Strickler

riportato nella documentazione del gestore. Le simulazioni sono state eseguite considerando le condizioni con tempo di ritorno pari a 200 anni.
I parametri utilizzati nelle simulazioni idrauliche sono i seguenti:

- Velocità media della corrente: 3.05 m/s;
- Tirante idrico: 3.35 m;
- Rugosità equivalente dell'alveo: 0.227 m;
- Rugosità delle superficie della struttura: 0.002 m.

La sovrastruttura del ponte è stata esclusa dalle simulazioni, al fine di isolare l'effetto idraulico indotto dalla sola presenza della pila sulla distribuzione delle pressioni al letto del fiume.

3. Metodologia

La metodologia adottata si articola in tre fasi principali: l'analisi fluidodinamica mediante simulazioni CFD, il trasferimento delle pressioni ottenute al modello geotecnico e la successiva simulazione del moto di filtrazione nel terreno. Ciascuna fase è descritta nei paragrafi seguenti.

3.1 Simulazioni idrauliche (CFD)

Le simulazioni fluidodinamiche sono state condotte in regime stazionario utilizzando ANSYS Fluent, basato sul Metodo dei Volumi Finiti (FVM). Le analisi sono state eseguite a pelo libero, considerando l'interazione tra acqua e aria per una rappresentazione realistica del moto superficiale.
Per la modellazione della turbolenza è stato impiegato il modello k-ω SST, il quale combina i vantaggi del modello k-ω nelle zone prossime alle pareti con quelli del modello k-ε nelle regioni di flusso libero. Per la modellazione, si è scelto di rappresentare la sola pila centrale del ponte, includendo mezza campata a destra e mezza a sinistra. Si è quindi ipotizzato che ogni pila generi un effetto idraulico identico, rendendo legittimo l'utilizzo di superfici laterali idraulicamente lisce come condizioni al contorno.

3.2 Trasferimento delle pressioni al modello geotecnico

I valori di pressione totale sul fondo alveo, ottenuti da ANSYS Fluent, sono stati estratti e interpolati sui nodi della griglia del modello geotecnico sviluppato con FLAC3D, mediante uno script realizzato in Python. Tale procedura ha consentito la corretta trasposizione delle pressioni idrauliche al dominio geotecnico, dove sono state applicate come condizioni al contorno per la simulazione del moto di filtrazione nel terreno.

3.3 Modellazione numerica della filtrazione nel terreno

Nel modello geotecnico sviluppato mediante FLAC3D, il terreno è stato idealizzato come un mezzo omogeneo, isotropo e con comportamento drenato. Le assunzioni di omogeneità e isotropia consentono una trattazione semplificata del problema di filtrazione, permettendo l'applicazione dell'equazione di Laplace. Inoltre, l'ipotesi di comportamento drenato implica l'assenza di sovrappressioni interstiziali persistenti, le quali si dissipano istantaneamente. Tale assunzione permette di separare l'analisi idraulica da quella meccanica. Per ridurre i tempi computazionali, è stata modellata solo metà della fondazione e del volume di terreno circostante.
Nel presente studio è stata eseguita solamente l'analisi idraulica dei moti di filtrazione, tralasciando la modellazione meccanica. Tale scelta è motivata dalla presenza di acqua al di sopra del piano campagna, il che impone l'applicazione non solo delle pressioni idrauliche all'alveo, ma anche del peso dell'acqua come carico distribuito in termini di tensione totale, al fine di determinare correttamente le tensioni efficaci. Nel caso in esame, la superficie libera è inclinata a causa della perturbazione indotta dalla pila, rendendo non applicabile uno schema di carico uniforme.
Per tale motivo, si è deciso di simulare unicamente il moto di filtrazione nel terreno, con l'obiettivo di valutare la deviazione delle pressioni rispetto al caso idrostatico di riferimento.

4. Risultati

Per quanto riguarda l'analisi dei risultati, si è scelto di rappresentare la differenza di pressione (ΔP) come la differenza tra i valori calcolati mediante FLAC3D, che tiene conto del moto di filtrazione, e quelli ottenuti ipotizzando una distribuzione idrostatica della pressione. In Fig 1 sono riportate la pianta e la sezione della fondazione, al fine di localizzare le aree da cui sono state estratte, nel modello FLAC3D, le distribuzioni pressorie in presenza di filtrazione e di contestualizzare le condizioni di scavo.

I valori di pressione sono stati estratti lungo tre tipi di sezioni:

- una linea orizzontale posizionata al centro della base del plinto, che si estende in direzione longitudinale da monte verso valle;
- tre sezioni verticali, localizzate attorno al plinto rispettivamente sul lato a monte, sul lato a valle e lateralmente, con estensione dalla superficie del terreno fino alla base della fondazione;
- quattro sezioni verticali poste a monte, ai lati e a valle dei pali, che si estendono dalla testa fino al punto d'infissione.

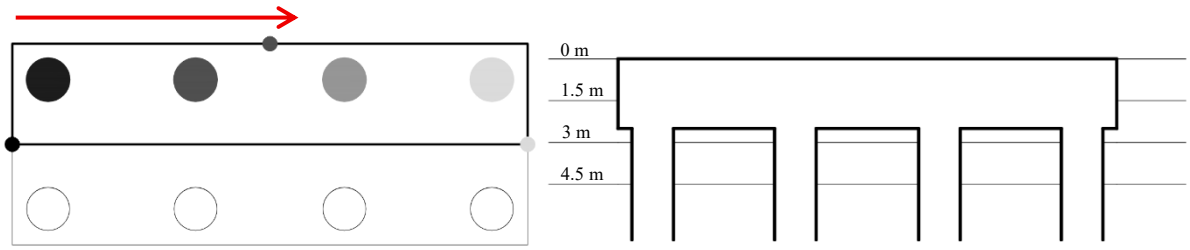


Fig 1. A sinistra: pianta della fondazione del ponte che attraversa il Torrente Malone, con indicazione della direzione della corrente (freccia rossa). Il contorno marcato e i pali evidenziati rappresentano la porzione di fondazione modellata in FLAC3D. I tre punti lungo il perimetro del plinto indicano le posizioni delle sezioni verticali da cui sono state estratte le distribuzioni di pressione attorno al plinto. A destra: sezione longitudinale della fondazione con indicazione delle profondità di scavo considerate nell'analisi.

Nella Fig 2 sono riportati due grafici che illustrano le distribuzioni di pressione per tre differenti condizioni: assenza di scavo (linea continua), presenza di erosione generalizzata (linea tratteggiata) ed erosione localizzata (linea punteggiata). Il grafico a sinistra mostra il confronto tra la distribuzione idrostatica della pressione (linee nere) e quella risultante dal moto di filtrazione (linee grige), lungo la base del plinto. Il grafico a destra rappresenta invece le distribuzioni verticali della variazione di pressione ΔP, queste si riferiscono alle tre sezioni verticali attorno al plinto, come indicato in Fig 1 (lato sinistro).

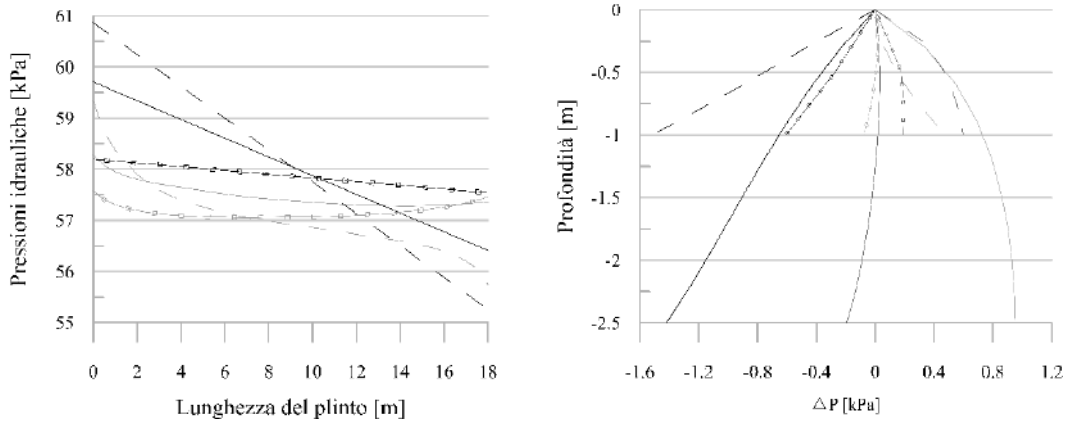


Fig 2. Confronto tra la distribuzione di pressione idrostatica e quella risultante dalla simulazione con moto di filtrazione. A sinistra: andamento delle pressioni lungo la base del plinto; a destra: distribuzioni verticali di ΔP nei tre punti identificati nella pianta in Fig 1 (sinistra).

Nelle immagini seguenti sono riportate le distribuzioni di ΔP lungo i pali di fondazione in tre diverse condizioni: assenza di scavo (Fig 3), erosione generalizzata (Fig 4) ed erosione localizzata (Fig 5). Per motivi di spazio non sono state incluse le distribuzioni relative agli scavi di profondità pari a 1.5 m e 4.5

m. Risulta rilevante il caso con scavo generalizzato di 3 m, nel quale si osservano valori positivi di pressione tali da annullare lo sforzo efficace nei primi 20 cm di terreno ai lati del primo palo.

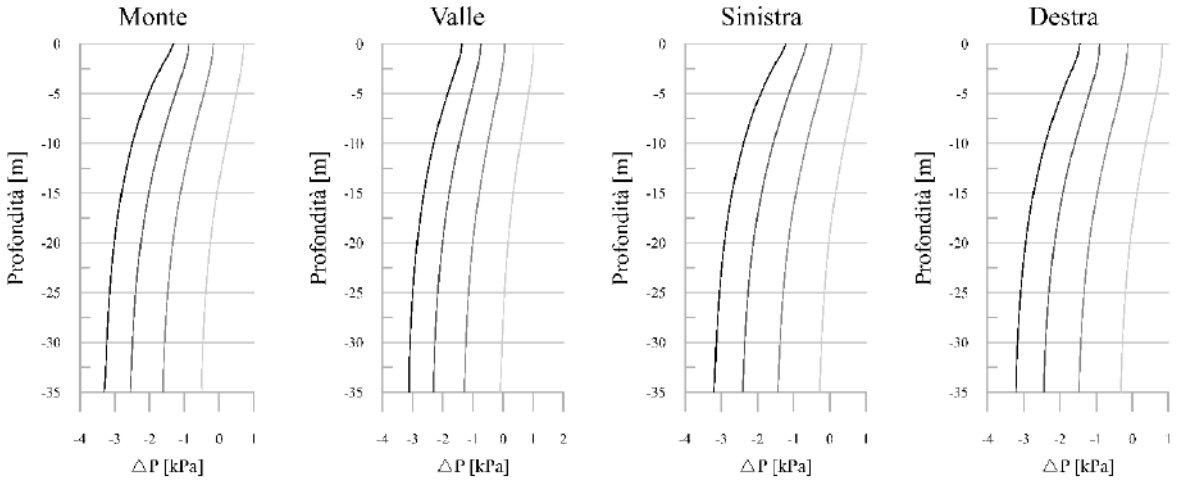


Fig 3. Distribuzione della variazione di pressione ΔP lungo i quattro pali di fondazione (a monte, a valle e lateralmente) modellati in FLAC3D, in condizioni di assenza di scavo. Il colore delle linee corrisponde a quello dei pali rappresentati nella pianta della fondazione.

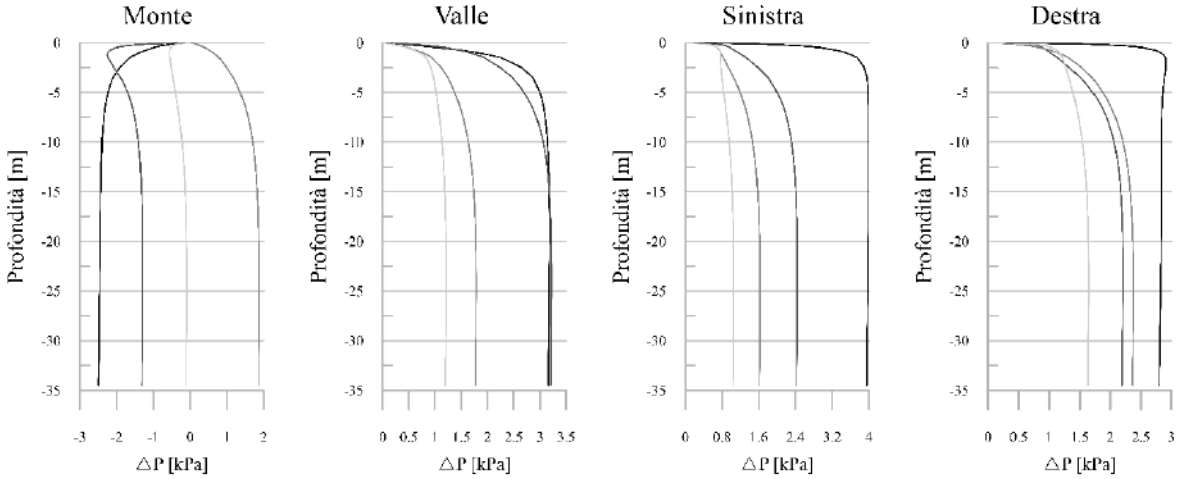


Fig 4. Distribuzione della variazione di pressione ΔP lungo i quattro pali di fondazione (a monte, a valle e lateralmente) modellati in FLAC3D, in condizioni scavo generalizzato di 3 m. Il colore delle linee corrisponde a quello dei pali rappresentati nella pianta della fondazione.

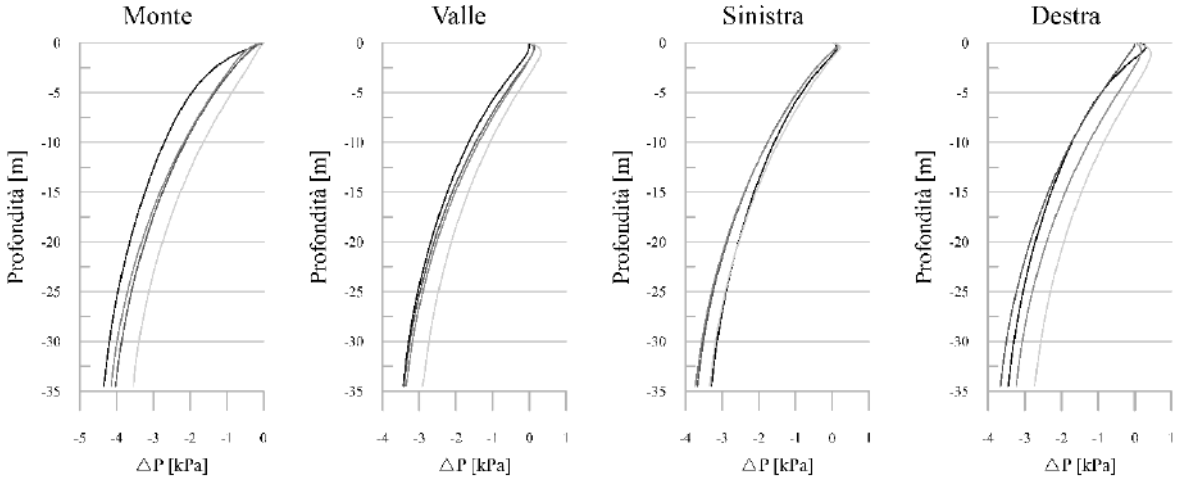


Fig 5. Distribuzione della variazione di pressione ΔP lungo i quattro pali di fondazione (a monte, a valle e lateralmente) modellati in FLAC3D, in condizioni scavo localizzato di 3 m. Il colore delle linee corrisponde a quello dei pali rappresentati nella pianta della fondazione.

5. Conclusioni

Lo studio si è focalizzato sull'analisi del moto di filtrazione all'interno del terreno di fondazione in alveo costituito da materiali grossolani. Per rappresentare la morfologia dell'erosione localizzata ci si è ispirati alla letteratura esistente. I risultati delle simulazioni hanno evidenziato che il moto di filtrazione in prossimità delle fondazioni modifica la distribuzione delle pressioni neutre, comportando variazioni nelle tensioni efficaci e nella resistenza al taglio del terreno. In particolare, con riferimento alle pressioni sotto la fondazione superficiale, si è osservata una distribuzione delle pressioni minore rispetto alla distribuzione idrostatica. Per quanto riguarda le distribuzioni di pressione lungo le verticali situate intorno al plinto, si osservano valori leggermente positivi lungo le verticali collocate lateralmente e a valle della fondazione. Tuttavia, tali differenze rientrano generalmente nell'ordine di pochi kPa e non determinano una variazione rilevante della resistenza al taglio del terreno. Per quanto riguarda l'andamento delle pressioni lungo i pali di fondazione, è stato rilevato che, quando la testa del palo rimane al di sotto del piano d'alveo, la presenza di moto di filtrazione induce una riduzione della pressione neutra rispetto alla condizione idrostatica. Tale riduzione si traduce in un incremento delle tensioni efficaci e della resistenza al taglio, sebbene le variazioni riscontrate risultino generalmente contenute e non significative dal punto di vista della sicurezza geotecnica. Uno scenario differente si verifica quando, a seguito dell'erosione, il piano d'alveo risulta abbassato al di sotto della base del plinto di fondazione. In tali condizioni, le distribuzioni di pressione mostrano valori di ΔP positivi nel caso di abbassamento generalizzato, mentre nello scenario di scavo localizzato si registrano valori leggermente positivi nei primi centimetri di terreno, che tendono progressivamente a diventare negativi con la profondità. In entrambe le tipologie di scavo tali variazioni hanno impatto limitato sulla stabilità della fondazione, esse possono risultare rilevanti nella valutazione della stabilità dello scavo attorno alla fondazione. In particolare, nel caso di abbassamento generalizzato dell'alveo di 3 m, sono stati osservati valori di pressione neutra tali da annullare le tensioni efficaci su una profondità di circa 20 cm, determinando una resistenza al taglio nulla e che potrebbe favorire la mobilitazione del terreno da parte della corrente fluviale. Per sviluppi futuri si intende estendere l'analisi del moto di filtrazione a condizioni idrauliche più estreme, includendo scenari come impalcato in pressione, impalcato con sormonto e presenza di materiale flottante in corrispondenza delle pile e dell'impalcato.

Bibliografia

API (American Petroleum Institute). (2011). *Geotechnical and foundation design considerations*, API RP 2GEO. American Petroleum Institute, Washington, D.C., USA.

Bennett C. R., Lin C., Parsons R. L., Han J. (2009). Evaluation of Behavior of a Laterally Loaded Bridge Pile Group under Scour Conditions. Conference paper, Structures Congress 2009, Austin, TX, USA.

Brown D. A., Castelli R. J. (2010). *Drilled shafts: construction procedures and LRFD design methods*, FHWA NHI-0-016. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.

Chen Y. F., Ai Z. Y., Ma Z. G., Ye Z. K. (2022). "Influence of scour on the vertical response of rock-socketed piles in layered saturated rock–soil mass". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 46, 3074–3095.

Diab R., Link O., Zanke U. (2010). "Geometry of developing and equilibrium scour holes at bridge piers in gravel". *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(4), 544–552.

Hannigan P. J., Gobe G. G., Likins G. E., Rausche F. (2006). *Design and construction of driven pile foundation, vol. I*. FHWA-NHI-05-042. Washington, DC: Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

Lin C., Jiang W. (2019). "Evaluation of vertical effective stress and pile tension capacity in sands considering scour-hole dimensions". *Computers and Geotechnics*, 105, 94–98.

Lin C., Wu R. (2018). "Evaluation of vertical effective stress and pile lateral capacities considering scour-hole dimensions". *Canadian Geotechnical Journal*, 56, 135–143.

Lin Y., Lin C. (2019). "Effects of scour-hole dimensions on lateral behavior of piles in sands". *Computers and Geotechnics*, 111, 30–41.

Wang Z., Zhou H., Sheil B., Liu H., Wang C. (2023). "Numerical investigation of the lateral response of pile groups in sand under local scour conditions". *Computers and Geotechnics*, 159.

Yang Y., Qi M., Wang X., Li J. (2020). "Experimental study of scour around pile groups in steady flows". *Ocean Engineering*, 209.

SCOUR EFFECTS ON THE FOUNDATIONS OF A HISTORIC BRIDGE

Antonella Ambrosino
University of Sannio
anambrosino@unisannio.it

Liam Jones
ETH Zurich
liam.jones@igt.baug.ethz.ch

Ioannis Anastasopoulos
ETH Zurich
ioannis.anastasopoulos@igt.baug.ethz.ch

Stefania Sica
University of Sannio
stefsica@unisannio.it

Abstract

In recent years, several bridge collapses in Italy and worldwide have revealed the vulnerability of ageing infrastructure to cascading geohazards, underscoring the need for integrated assessment frameworks. Among the various failure mechanisms of bridge foundations, scour is the most prevalent one, being responsible for more than half of bridge collapses. This study investigates a real bridge in Southern Italy, where hydraulic action and slope instability act concurrently. Due to its atypical geometry and the presence of massive retaining structures, originally intended for slope stabilization, the bridge represents a compelling example for evaluating infrastructure performance under multi-hazard exposure. An experimental campaign was carried out using the ETH Zurich (ETHZ) Miniaturized Tidal Generator (MTG). A series of 1:200 scale physical models were tested under flood-induced loading to study the progression of scour in the presence of slope-retaining elements. Preliminary results are presented, showing that retaining structures—although not specifically designed for scour protection—can delay the onset of scour.

1. Introduction

In recent decades, the number of failures affecting critical infrastructure—particularly bridges—has increased significantly, due to the combined effects of ageing structural systems, inadequate maintenance, and the intensification of extreme weather events driven by climate change. In Italy, Abarca et al. (2025) compiled a systematic record of major bridge collapses since 2004, revealing the vulnerability of the national road network to natural hazards. In many cases, structural damage was triggered by prolonged rainfall, that led to riverbank overtopping, increased hydraulic loading, and the

reactivation of slope instability, undermining abutments and road embankments. Among the various mechanisms that contribute to bridge failure, scour—defined as the localized removal of bed material by flowing water—remains the most frequent and least predictable. According to global statistics, scour accounts for nearly one-third of all hydraulically-induced bridge collapses (Xiong et al., 2023). Once initiated, the process can result in excessive settlement, tilting, or even sudden collapse, often without prior warning.

Recent advances have significantly improved our understanding of scour-related processes. From a numerical perspective, several studies have investigated the structural response of bridge foundations to progressive erosion under various flow conditions. Experimental modelling, particularly at reduced scale, has offered valuable insights into the interaction between shallow foundation and hydraulic loading, while allowing direct observation of sediment transport mechanisms (Ciancimino et al., 2022a; 2022b). However, no previous experimental study has investigated the protective influence of retaining structures—originally designed for slope stability—on scour progression around a bridge foundation.

Despite the growing interest in this research topic, empirical methods for scour prediction remain largely inadequate when applied to non-standard foundation configurations or sites affected by compound hazards, such as the simultaneous occurrence of hydraulic action and slope instability.

In this context, the present study investigates the scour vulnerability of the San Nicola Bridge, a reinforced concrete (RC) structure located in Benevento, Southern Italy. The bridge features an integrated abutment–foundation system and is situated in a geomorphologically complex site, subject to concurrent hydraulic loading and slope instability. These conditions make it a representative case for assessing infrastructure performance under coupled geohazard scenarios.

A physical modelling campaign was carried out using the ETHZ Miniaturized Tidal Generator (MTG; Jones and Anastasopoulos, 2021), focusing on the effects of retaining structures—originally intended for slope stabilization—on the initiation and development of scour. The investigation specifically focused on the role of retaining structures—originally conceived for slope stabilization to protect the two bridge piers—in influencing the initiation and development of scour. Preliminary results are presented, providing experimental evidence of multi-hazard interaction, suggesting that such boundary elements may exert an unintended yet beneficial influence on local hydraulic erosion.

2. Case study

The study uses as reference infrastructure the San Nicola Bridge, located in the municipality of Benevento, Southern Italy. The structure connects the Capodimonte district to the upper part of the city, spanning a steep valley crossed by the San Nicola stream. The bridge was designed between 1952 and 1955 and constructed between 1955 and 1957, in response to the dual challenge of ensuring roadway connectivity and stabilising the unstable slopes of the valley, composed primarily of alluvial deposits and sands. Further details on the geotechnical characterisation of the site can be found in Ambrosino et al. (2023).

The bridge has a continuous box girder system, composed of a central span of approximately 80 m, flanked by two cantilevered sections. The crossing occurs over a valley prone to slope instability, which strongly influenced the structural design philosophy by Riccardo Morandi. The bridge represents a unique integration of pier-foundation and abutment functions into a single structural element. The entire substructure is made of RC, comprising eight vertical elements—columns with variable widths, ranging from 6.0 m to 1.5 m, and an average height of 7 m. Each column has a constant thickness of 40 cm, acting in combination with the others as a monolithic abutment. The columns are connected at the top by a transverse beam of 70 cm thickness, forming a structural block that spans approximately 6 m by 8 m in plan. On the front face, the columns are further connected by a 15 cm thick slab, enhancing the composite structural behaviour of the system (Fig. 1b).

Originally, the design placed the foundation base at the natural ground level, with the abutment acting exclusively as a retaining wall. However, during construction, the ground level was artificially raised by approximately 7 m. This modification transformed the abutment-foundation system into a

multifunctional structural element, simultaneously providing anchorage to the superstructure and contributing to slope stabilisation. To address the aforementioned geotechnical challenges, retaining structures were directly incorporated in the design. These consist of massive gravity walls, initially conceived with a circular geometry (Fig. 1a). These auxiliary structures play a critical role in the bridge interaction with the surrounding soil. Its atypical geometry, the presence of massive boundary structures, and the historical relevance of its design render it an ideal prototype for physical modelling of complex scour processes. Additional design and construction details of the bridge are available in Pecce et al. (2019) and Ambrosino et al. (2023).

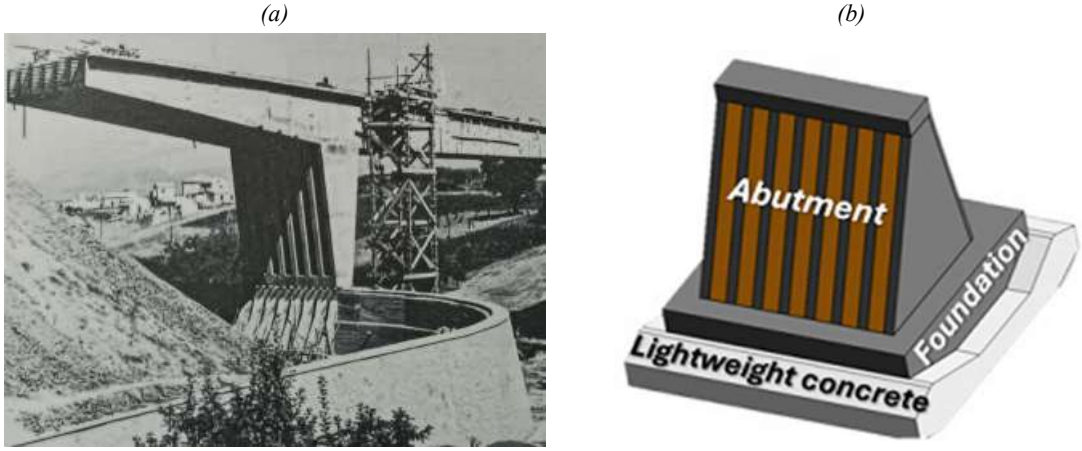


Fig. 1. (a) Original design of the bridge during the construction phase; and (b) view of the abutment, highlighting the main components: abutment, foundation block, and lightweight concrete basement.

3. Physical Modelling of the scour phenomenon

A 1:200 scale physical model test was conducted to investigate the initiation and development of scour around the reference foundation. The test was designed to reflect realistic in-situ conditions and flow dynamics. The adopted scaling strategy assumes that free-surface flows, and the associated sediment transport processes around the bridge foundations, are primarily governed by the balance between inertial and gravitational forces. Consequently, Froude similitude was selected as the governing similarity criterion. The experimental campaign was conducted using the ETHZ MTG (Fig. 2a), a novel experimental apparatus capable of producing arbitrary waveforms and pseudo-steady flows through a system of pressure-controlled water tanks (Jones & Anastasopoulos, 2021).

In this campaign, the tanks of the MTG were configured to operate as a closed-loop pumping system: water was extracted from one side and discharged at the opposite end, establishing a continuous flow across the main channel. Ultrasonic sensors monitored the water levels in the tanks ($h_{t,i}$) and measured the upstream flow depth y_0 near the foundation. During the tests, a pseudo-steady flow condition was established with a mean flow velocity of approximately v = 0.23 m/s and an upstream flow depth of y_0 = 0.015 m. The scour process was monitored through high-speed video acquisition, which enabled frame-by-frame observation of erosion dynamics. Upon test completion, the final scour morphology was measured using a 3D scanner, providing high-resolution digital models for subsequent analysis.

The model was assembled outside the MTG, using a removable test box (Fig. 2b). The soil deposit consist of Huston Sand, selected for its well-characterised properties and widespread use in geotechnical experimentation. The sand was prepared employing a dry pluviation technique, which guarantees uniform particle deposition and reproducibility of the initial packing. A target relative density of 65% was consistently achieved, by adjusting the drop height and diffuser opening. Although the in-situ soil at the San Nicola site could not be exactly reproduced, the test conditions were designed to replicate the key controlling parameters, particularly the relative density and grain size, which are known to significantly influence scour onset and progression. The foundation model was positioned at the centre of the test box to minimise boundary effects (Fig. 2b).

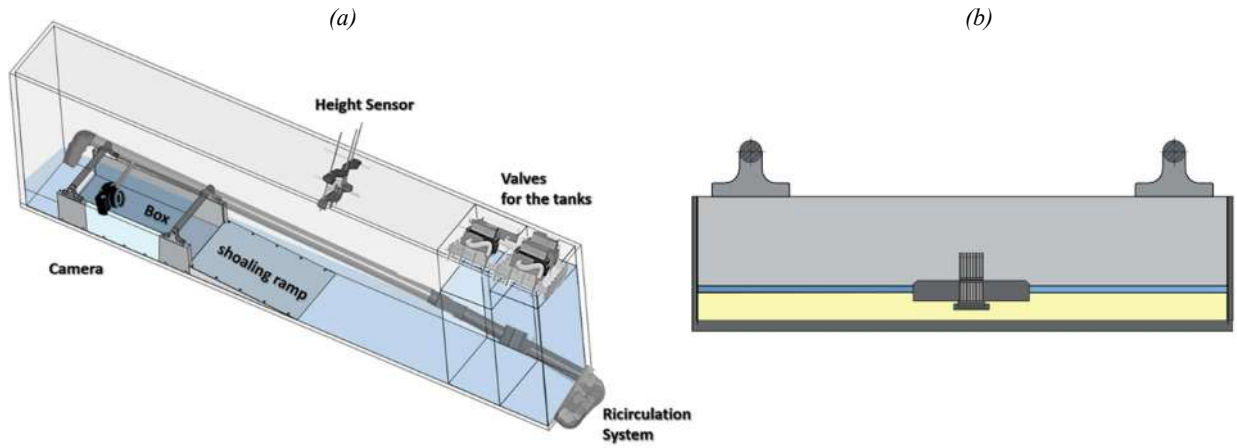


Fig. 2. (a) Schematic view of the Miniaturised Tidal Generator (MTG); and (b) Cross-section of the experimental setup.

4. Preliminary Results

This section presents representative preliminary results from the physical modelling campaign, designed to investigate scour processes affecting the San Nicola Bridge foundation under controlled hydraulic loading. The use of physical modelling was motivated by the geometric and boundary complexity of the foundation system, which renders conventional empirical prediction formulas inadequate. The presence of massive retaining walls adjacent to the bridge foundation increase the complexity to the flow patterns, influencing the onset and spatial variability of ground deformation due to scour.

Figure 3 illustrates the evolution of the scour profile over time, comparing system states at 0 s (initial condition), 200 s, 400 s, and 600 s. Each time step is documented using a high-resolution image acquired with a high-fidelity camera, and a 3D elevation map obtained through laser scanning. The elevation values (Z) are reported at prototype scale, with $Z = 0$ corresponding to the original undisturbed surface. Erosion depths reached up to $Z = -5.7$ m, while local deposition zones reached $Z = +3.0$ m. At 200 s, initial erosion is already observable along the upstream face of the retaining wall, particularly on the right-hand side, aligned with the incoming flow. The resulting scour hole is shallow but clearly asymmetric, indicating the early development of a preferential erosion path. Minor sediment deposition is noted downstream.

At 400 s, the scour cavity expands both in depth and lateral extent. The base of the retaining wall on the flow-facing side is partially undermined, and signs of incipient structural instability emerge. The 3D elevation map reveals a scour depth approaching $Z = -3.0$ m, concentrated on the right edge of the wall, while the left remains partially embedded. At 600 s, the retaining wall is fully scoured up to collapse. This exposes the main abutment structure directly to hydraulic attack. The scour cavity progresses beneath the foundation, reaching a maximum depth of approximately $Z = -5.0$ m. The final elevation scan shows pronounced asymmetry, with a steep erosion gradient on the right side and a clear loss of bearing capacity on that side.

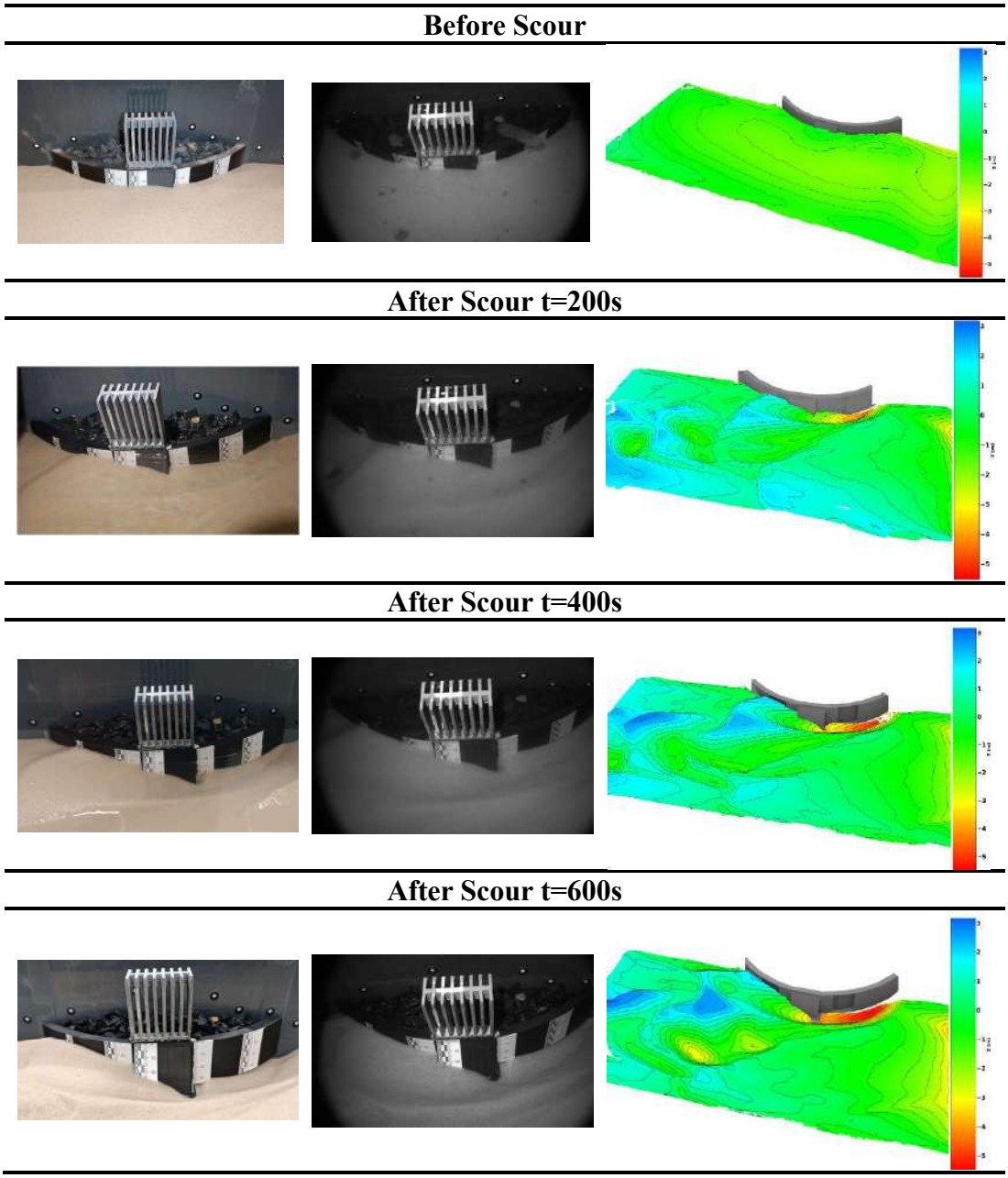


Fig. 3. Scour development around the wall: high resolution images (left and centre), and 3D scanning results, showing contours of elevation (Z) in metres (prototype scale).

The scour evolution clearly demonstrates that the retaining wall acts as a sacrificial protective element, temporarily absorbing hydraulic forces and delaying direct erosion at the foundation interface. Additionally, non-uniform interaction between the water flow and the retaining walls, driven by local geometry and flow orientation, contributes to the observed scour patterns. The experimental results reveal several key aspects of the scour mechanisms acting on complex bridge foundations, interacting with a retaining structure. Although the retaining wall was not an integral component of the original foundation design, the tests clearly reveal its critical role in delaying the onset of scour.

Moreover, the experimental observations indicate that the redistribution of eroded sediments around the structure contribute to a secondary, passive form of protection. In particular, the accumulation of sediments adjacent to the abutment appeared to moderate the flow impact and reduce local scour intensity. A further significant outcome concerns the pronounced asymmetry observed in the evolution of the scour cavity. The erosion develops preferentially along the flow-aligned edge of the foundation, producing a highly localised scour geometry with steep gradients and unbalanced load conditions. This behaviour highlights the importance of 3D interactions between flow, structural geometry, and ground

morphology in governing the initiation and progression of scour. These findings illustrate the need to develop integrated modelling approaches, that can adequately represent the coupled hydraulic, structural, and geotechnical mechanisms involved in scour-related problems,

5. Conclusions

A physical modelling campaign conducted with the ETHZ Miniaturised Tidal Generator (MTG) enabled the investigation of scour mechanisms, affecting complex bridge foundations under flood-induced hydraulic loading. The reduced-scale tests successfully replicated key aspects of the in-situ geometry and flow dynamics, offering detailed insights into erosion progression in the presence of protective structures adjacent to the foundation. The tests confirmed the protective role of retaining walls in delaying foundation scour. Although not originally designed for this purpose, the wall was shown to act as a buffer, temporarily diverting the flow and reducing early exposure of the main foundation system.

The use of 3D laser scanning enabled high-resolution reconstruction of the scour cavity at multiple time steps. These digital elevation models can serve as accurate input for numerical modelling campaigns, aimed at simulating structural response under progressive scour, with potential application in soil–foundation–structure dynamic time history analysis. The final scour profile, reaching a depth of approximately $Z = -5.0$ m (prototype scale), was significantly influenced by the asymmetric geometry of the system. While the study focused on a single structural configuration, the conclusions are believed to be generalizable to a broader class of bridge systems—particularly those featuring integrated abutment–foundation elements, massive retaining walls, and embedded footings. In such cases, conventional empirical methods may be insufficient to capture the complexity of multi-hazard scenarios, reaffirming the value of combining physical modelling experiments with advanced numerical analysis in the assessment and retrofitting of existing infrastructure.

References

Abarca, A., Monteiro, R., & O'Reilly, G. J. (2025). Seismic risk prioritisation schemes for reinforced concrete bridge portfolios. Structure and Infrastructure Engineering, 21(1), 49-69.

Ambrosino, A., De Angelis, A., Pecce, M. R., & Sica, S. (2023). Effect of soil-structure interaction on the dynamic identification of a 1950'prestressed concrete bridge. In 9th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. M. Papadrakakis, M. Fragiadakis.

Ciancimino, A., Anastasopoulos, I., Foti, S., & Gajo, A. (2022a). Numerical modelling of the effects of foundation scour on the response of a bridge pier. Acta Geotechnica, 17(9), 3697-3717.

Ciancimino, A., Jones, L., Sakellariadis, L., Anastasopoulos, I., & Foti, S. (2022b). Experimental assessment of the performance of a bridge pier subjected to flood-induced foundation scour. Géotechnique, 72(11), 998-1015.

Jones, L., & Anastasopoulos, I. (2021). Miniaturised tsunami generator to model interaction of tsunami with coastal infrastructure. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 21(3), 135-149.

Pecce, M. R., Santamato, F., Ciampa, E., & Cosenza, E. (2019, September). The design approach of a prestressed concrete bridge constructed in 1950s in Italy. In Proceedings of the International fib Symposium on Conceptual Design of Structures (pp. 105-112).

Xiong, W., Cai, C. S., Zhang, R., Shi, H., & Xu, C. (2023). Review of hydraulic bridge failures: historical statistic analysis, failure modes, and prediction methods. Journal of Bridge Engineering, 28(4), 03123001.

SENSORI PUNTUALI E DISTRIBUITI PER IL MONITORAGGIO DEI RILEVATI ARGINALI

Ilaria Bertolini, Michela Marchi, Guido Gottardi
Alma Mater Studiorum, Università di Bologna, DICAM Department, Viale del Risorgimento 2, 40136, Bologna, Italy

ilaria.bertolini3@unibo.it; michela.marchi@unibo.it; guido.gottardi2@unibo.it

Alessio Höttges, Carlo Rabaiotti
Eastern Switzerland University of Applied Sciences, OST, Rapperswil, Switzerland
alessio.hoettges@ost.ch; carlo.rabaiotti@ost.ch

Sommario

Il monitoraggio dei rilevati arginali ha conosciuto una rapida evoluzione, passando da tecniche empiriche a sistemi avanzati ad alta risoluzione spaziale e temporale. Il presente contributo descrive l'adozione e la validazione di un nuovo sensore distribuito di pressione a fibra ottica (DPS) abbinato a un sensore distribuito di temperatura (DTS), sviluppato dall'Università OST (Svizzera) nell'ambito del progetto FIBRADIKE, e testato su una diga in terra a scala reale realizzata presso il centro AIPO di Boretto (RE).
La campagna sperimentale ha previsto l'installazione della nuova tecnologia all'interno del rilevato arginale, affiancata da sensori puntuali per la misura di pressione interstiziale, contenuto umido e temperatura, con l'obiettivo di validare le misure ottenute e confrontarne le prestazioni.
Una prima prova d'invaso, della quale si forniscono alcuni risultati preliminari, ha permesso di analizzare la risposta idraulica dell'opera di ritenzione, mostrando la capacità del sistema di monitoraggio installato, di rilevare la propagazione del fronte saturo e le variazioni in termini di pressioni interstiziali nel corpo arginale.

1. Introduzione

Il monitoraggio dei rilevati arginali ha subito una trasformazione radicale nel tempo, con il passaggio da metodi empirici a soluzioni tecnologicamente avanzate. Dalle forme più semplici di monitoraggio, come le ispezioni visive periodiche, finalizzate a documentare il comportamento superficiale dell'argine e le sue eventuali modifiche nel tempo, si è passati all'adozione di sistemi strumentali in grado di misurare quantitativamente una o più specifiche grandezze sentinella, utili a valutare l'integrità e lo stato di salute del rilevato.
Tra queste grandezze rivestono particolare importanza le pressioni interstiziali, che forniscono informazioni preziose per comprendere i fenomeni di filtrazione all'interno del corpo arginale e nei terreni di fondazione (Rocchi et al., 2018). La loro conoscenza permette inoltre di identificare le condizioni di innesco di fenomeni di erosione interna incontrollata e prevenire per tempo il collasso arginale (Gragnano et al., 2020). Ad oggi l'unica tecnologia che permette un monitoraggio di questi tipo con una alta risoluzione spaziale e temporale, lungo (potenzialmente) l'intera asta fluviale, è quello a fibra ottica (DFO - *Distributed Fiber-Optic Sensing*). I primi tentativi di monitoraggio a fibra ottica dei

processi di filtrazione e di erosione interna nei corpi arginali hanno guardato alle variazioni di temperatura del terreno. Queste tecnologie prendono il nome di DTS - *Distribute Temperature Sensing*- e sfruttano differenze nei meccanismi di scambio termico in presenza e assenza di movimento dell'acqua. Infatti, il principio fisico vede in assenza di filtrazione, un trasferimento lento di calore per conduzione, mentre il movimento dell'acqua determina un trasferimento termico rapido e prevalentemente per convezione. Questa differenza consente di individuare le aree soggette a filtrazione e localizzare il fronte di saturazione all'interno del corpo arginale durante un evento di piena (Fabbian et al., 2024). Più recentemente la ricerca in materia di fibra ottica ha fatto passi avanti nel campo delle misure (indirette) di pressioni interstiziali, e sono state messe a punto diverse tecniche di misura. Maggiori dettagli a riguardo sono disponibili in Höttges et al. (2023). Un gruppo di lavoro dell'Eastern Switzerland University of Applied Sciences (OST, Svizzera) ha sviluppato un innovativo sensore distribuito di pressione a fibra ottica (DPS – *Distributed fiber-optic pressure sensor*) capace di misurare la pressione interstiziale dell'acqua all'interno dei corpi arginali, con una risoluzione spaziale dell'ordine dei centimetri e su lunghezze fino a diversi chilometri. Questa nuova tecnologia è stata sviluppata all'interno del progetto FIBRADIKE [https://fibradike.com/]. La fibra ottica è stata inizialmente calibrata in laboratorio in camere a pressione e temperatura controllata e successivamente testata mediante la costruzione di un modello di argine a scala ridotta (Rabaiotti et al., 2022). La successiva fase di validazione è avvenuta mediante l'implementazione della tecnologia in un modello di diga in terra a scala reale, appositamente realizzato presso il polo scientifico di AIPO (Agenzia Interregionale per il fiume Po) a Boretto, in Italia (Fig. 1A e B). Al fine di validare la risposta in termini di pressione interstiziale registrata dal nuovo sistema a fibra ottica, sono stati installati, per comparazione, diversi sensori puntuali per la misura diretta o indiretta di pressione interstiziale, contenuto umido e temperatura (Fig. 1C). Il presente contributo introduce inizialmente la nuova tecnologia DPS a fibra ottica, per poi focalizzarsi sulla descrizione del rilevato sperimentale di nuova costruzione, delle tecniche di installazione adottate e delle caratteristiche tecniche dei sensori installati. In conclusione, vengono presentati alcuni risultati preliminari del monitoraggio in corso della diga in terra.

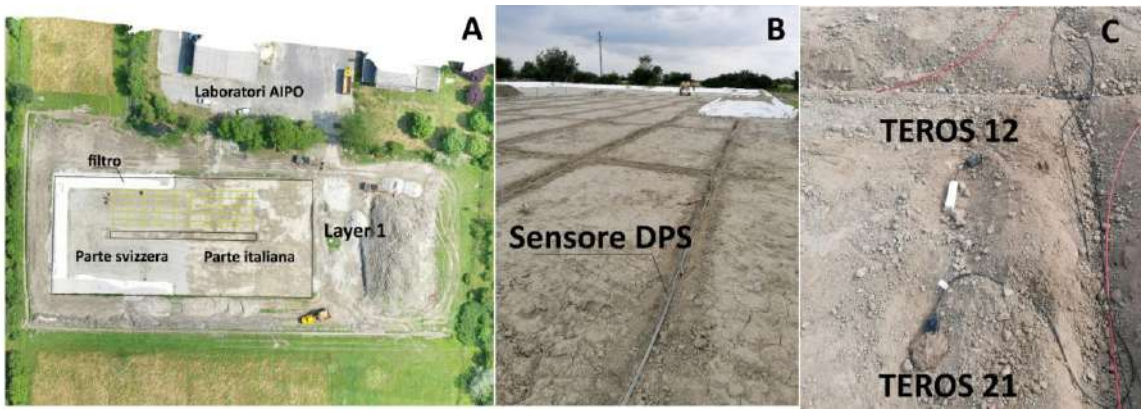


Fig 1. (A) Vista aerea della diga sperimentale realizzata presso il centro di ricerca AIPO a Boretto durante la fase di costruzione del Layer 1; (B) Posizionamento della tecnologia DPS all'interno di canalette realizzate in corrispondenza del Layer 1; (C) Installazione dei sensori puntuali TEROS 12 e TEROS 21 nel Layer 2.

2. Il nuovo sensore distribuito a fibra ottica DPS

Il sensore DPS sviluppato nei laboratori dell'Università OST ha un diametro di 13 mm ed è costituito da una fibra ottica -che costituisce il sensore vero e proprio- avvolta elicoidalmente attorno a un elemento centrale cilindrico e compressibile. In presenza di pressione idrostatica, l'elemento compressibile centrale si deforma isotropicamente, inducendo a sua volta una deformazione radiale (elongazione o contrazione) della fibra ottica avvolta (Fig. 2A). Attraverso un opportuno coefficiente di calibrazione (C_P) è possibile convertire la deformazione in un valore di pressione. Il coefficiente C_P viene determinato sperimentalmente mediante prove di laboratorio condotte in condizioni controllate di

pressione e temperatura. Il sensore DPS può misurare colonne d'acqua dell'ordine di 1-20 m (i.e., 10-200 kPa), carichi idraulici tipici ai quali sono sottoposte le strutture arginali dei grandi fiumi, con una accuratezza che si aggira attorno al +/-10% del valore misurato. L'elemento compressibile centrale, sul quale risulta avvolta la fibra, ospita a sua volta un cuore in fili di aramide dotati di alta resistenza alla trazione (fino a 20 kN), requisito importante nelle operazioni di installazione. Una ulteriore fibra per il monitoraggio della temperatura è alloggiata al centro del cavo (DTS - *Distribute Temperature Sensing*) (Fig. 2B). Mediante l'utilizzo del dispositivo Rayleigh che sfrutta l'effetto di retrodiffusione Rayleigh per leggere le variazioni del segnale ottico lungo il cavo, è possibile ottenere una risoluzione spaziale del dato, sia in termini di temperatura che di pressione, fino a pochi cm (Hottges et al., 2024).

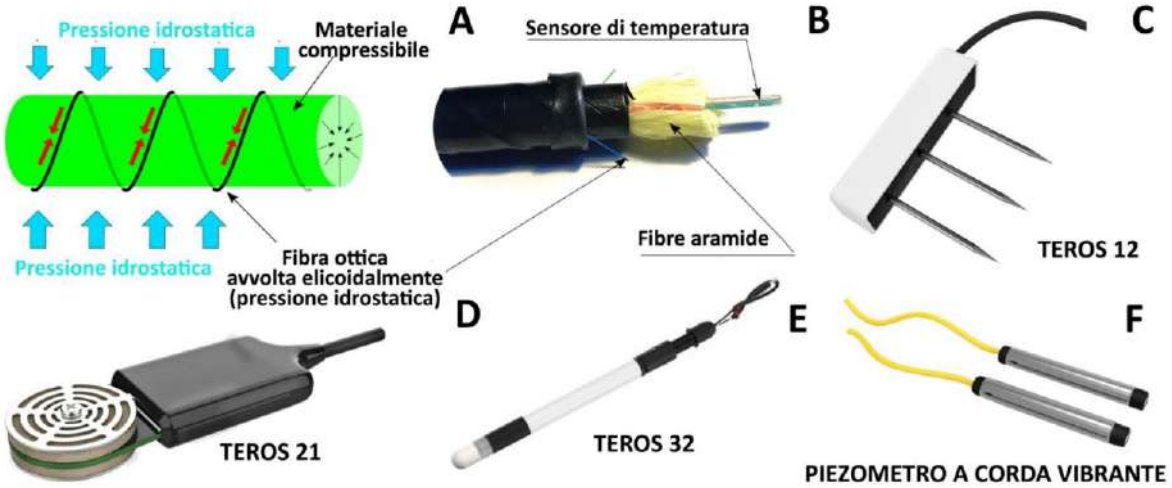


Figura 2: (A) Schema raffigurante il funzionamento della tecnologia DPS; (B) Sezione della fibra ottica DPS e DTS installate nel rilevato sperimentale di Boretto. (C) Sensore puntuale di contenuto umido TEROS 12 della Meter Group; sensori puntuali di pressione indiretti (D) e diretti (E ed F). Immagini A e B modificate da Hottges et al. (2023); immagini C, D ed F da Meter Group website (https://metergroup.com/); immagine F da Sisgeo website (https://sisgeo.com/)

3. Il modello di diga in terra alla scala reale

Al fine di testare due diversi possibili processi di installazione del nuovo sensore DPS, e valutarne le prestazioni sotto carichi idraulici analoghi a quelli tipicamente riscontrati nei rilevati arginali, è stata realizzata una diga in terra lunga 84 m, larga 39 m e alta 4 m, con una pendenza dei fronti interno ed esterno (i.e., lato bacino e lato campagna) pari a 1:2 (circa 26°). La diga in terra è stata suddivisa in due porzioni a ferro di cavallo, ognuna realizzata con un materiale differente (Fig. 3C). Da una parte è utilizzato un materiale prevalentemente granulare (% 72 sabbia; % 28 materiale fine), definito secondo classificazione USCS come SC (sabbia argillosa), tipico dei rilevati arginali presenti in territorio svizzero. Dall'altra, un materiale prevalentemente a grana fine, (% 19 sabbia, % 77 limo, % 4 argilla), che rientra nei terreni CS, argille sabbiose, con una miscela simile a quella costituente i rilevati arginali del bacino del Po. Prove di permeabilità in situ hanno determinato un coefficiente di permeabilità di ~1.0E-05 m/s per il terreno granulare e pari a ~1.0E-07 m/s per quello a grana fine.

La zona di raccordo tra le due porzioni, quella denominata "italiana" (IT) e quella "svizzera" (CH), è stata concepita come un'area di transizione, realizzata mediante l'alternanza stratificata dei materiali IT e CH (Fig. 3C). Questa configurazione a strati misti consente di minimizzare il rischio di fenomeni erosivi localizzati, che potrebbero insorgere in presenza di contatto diretto tra materiali con granulometrie significativamente differenti. Al piede del rilevato lato campagna, nella parte in materiale CH è stato realizzato un dreno in sabbia grossolana che garantisce l'abbassamento della linea di saturazione nel corpo arginale, evita fenomeni di erosione interna che spesso di sviluppano retrogressivamente dall'area di uscita del flusso e permette un corretto smaltimento delle acque (Fig. 1A). Il rilevato è stato realizzato compattando i due materiali (IT e CH) in strati da 30 cm di spessore

mediante l'uso di un rullo compattatore. Il nuovo sensore DPS è stato installato all'interno del rilevato su 3 piani localizzati rispettivamente a 0.3 m (Layer 1), 1.3 m (Layer 2) e 2.3 m (Layer 3) dal letto del bacino interno (Fig. 3A). La fibra è stata disposta lungo due principali direzioni, longitudinale lungo l'asse della diga e trasversale a quest'ultima, in modo da avere informazioni tridimensionali sulla distribuzione della pressione interstiziale e l'avanzamento del fronte saturo nel corpo arginale (Fig. 1A). Sono state adottate due diverse tecniche di installazione. La prima, denominata "*ex novo*", prevede l'inserimento del sensore DPS contestualmente alla fase di costruzione della diga. La seconda, definita "*existing*", utilizza la tecnica dell'*Horizontal Directional Drilling* (HDD) per installare i sensori successivamente alla realizzazione dell'opera, simulando le condizioni di installazione tipiche di un sistema di monitoraggio a fibre ottiche in un rilevato esistente (Fig. 3B). Questo dà origine a 4 configurazioni differenti all'interno della stessa struttura arginale che si differenziano per materiale utilizzato (IT o CH) e tecnica costruttiva adottata.

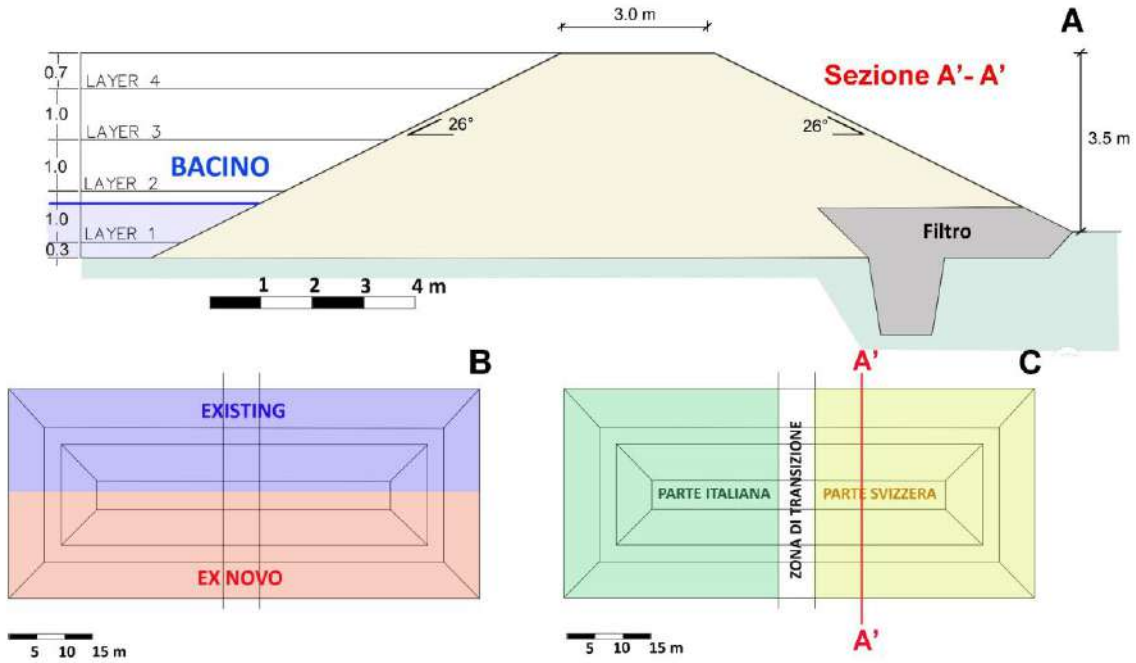


Figura 3: (A)La geometria della diga in terra in corrispondenza della sezione A'-A', traccia della sezione in pianta (C). Schema che mostra la suddivisione del rilevato in 4 zone in funzione del tipo di materiale (IT, CH) (C) e del tipo di installazione della tecnologia DPS ("existing"; "ex-novo") (B).

Al fine di validare la risposta del sensore DPS, sono stati installati nel rilevato dei misuratori sia diretti che indiretti di pressione interstiziale e temperatura, la cui accuratezza è già stata testata sia in laboratorio che in sito e sono commercialmente disponibili per un monitoraggio puntuale delle sezioni arginali. In particolar modo, concentrandosi sulla parte di rilevato "*ex novo*" e per ognuna delle parti IT e CH sono stati installati dei piezometri del tipo a corda vibrante (VW, Fig. 2F), dei tensiometri tipo TEROS 32 della Meter Group con range di lettura sia nel campo delle pressioni positive che negative (-85, +50 kPa) (Fig. 2E), dei sensori (indiretti) di potenziale idrico TEROS 21 della Meter Group, con range di lettura da 0 a -100 MPa (Fig. 2D), dei sensori (indiretti) di umidità del suolo TEROS 12 della Meter Group (Fig. 2C),
I dati misurati dai sensori TEROS sono acquisiti in automatico e inviati a piattaforma cloud mediante datalogger ZENTRA CLOUD (ZL6) della Meter Group. Una calibrazione *site-specific* è stata eseguita per i sensori TEROS 21 mediante ricostruzione di provini cilindrici a diversi contenuti umidi, inserimento del sensore TEROS 21 e confronto delle misure indirette di potenziale idrico con quelle dirette fornite dal mini-tensiometro da laboratorio T5x di UMS (range di lettura - 160; + 100 kPa). I sensori TEROS 12 sono invece stati calibrati in modo analogo, mediante confronto della stima di

contenuto volumetrico d'acqua del sensore con quella reale ottenuta dopo l'essiccazione del campione cilindrico. Le misure dirette di pressione del tensiometro TEROS 32 sono state verificate nel range delle pressioni positive mediante pressurizzazione del sensore a diversi scalini di pressione.

4. Prima prova d'invaso

Dal 19 Novembre 2024 fino al 24 Novembre 2024 è stato eseguito il primo test d'invaso nella diga sperimentale. All'istante iniziale della prova, il bacino aveva invasato circa 1.4 m di colonna acqua come conseguenza delle ingenti piogge delle settimane precedenti. I carichi idraulici nel bacino sono misurati da un piezometro a corda vibrante installato sul fondo del bacino stesso. Il picco di piena, corrispondente ad un franco rispetto alla cresta arginale di 0.56 m, è stato raggiunto dopo circa 11 ore dall' inizio della procedura di invaso, e ha portato ad un incremento dell'altezza di colonna d'acqua nel bacino di ~2.0 m (Fig. 4A). Successivamente al picco di piena, lo svaso è avvenuto naturalmente per filtrazione attraverso il corpo arginale, per circa 2.5 giorni, al fine di evitare smottamenti superficiali lato bacino per rapido svaso. Successivamente, al fine di velocizzare il processo, l'altezza idrometrica è stata ridotta in due step, di 0.8 m e 1 m ciascuno, mediante utilizzo di pompa di estrazione. Figura 4 mostra l'andamento di due piezometri P1 e P14 e di un tensiometro T5 installati nel Layer 1, 2 e 3, rispettivamente, all'interno del rilevato CH, e più precisamente localizzati ad una altezza rispetto al fondo del bacino di circa 0.15 m; 1 m e 2.0 m, e ad una distanza dal pendio lato fiume di 3.25; 2.10 e 4.15 m, rispettivamente. Come ci si può aspettare l'altezza di pressione si riduce spostandosi dal Layer 1 verso gli strati superiori al diminuire del carico idrometrico e all'aumentare del percorso di filtrazione. Questo si traduce in una attenuazione progressiva del profilo del picco di piena e un aumento dei tempi di arrivo dello stimolo (Fig. 4A). Le informazioni sono ancora più chiare se interpretate in termini di altezza piezometrica (altezza di pressione+altezza di posizione) nei diversi punti di osservazione (Fig. 4B). In particolare, si osserva che i profili di P1 e P14 risultano quasi sovrapposti, nonostante si trovino su layer differenti. La distanza orizzontale tra i due punti è infatti di soli 60 cm e, data l'elevata permeabilità del materiale CH, entrambi rispondono allo stimolo idraulico quasi simultaneamente, mostrando un comportamento analogo anche in termini di perdita di carico di pressione dovuta al moto di filtrazione (i.e., differenza in termini di colonna d'acqua tra il profilo "Altezza Idrometrica" e i profili dei sensori stessi). Il sensore T5, posizionato nel Layer 3, mostra un ritardo significativo nell'arrivo dell'onda di piena e una importante attenuazione del picco, attribuibile sia alla maggiore quota altimetrica rispetto agli altri punti considerati, sia alla maggiore distanza dalla sponda, che comporta un tempo più lungo richiesto per la penetrazione del fronte di saturazione.

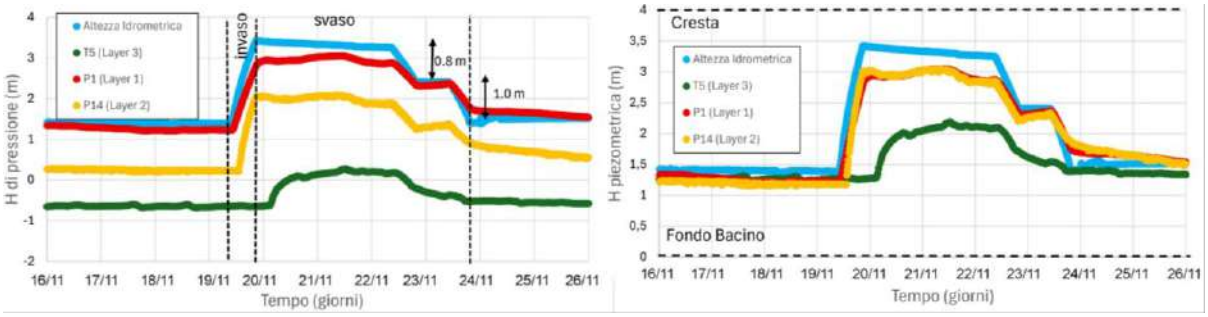


Figura 4: (A) Altezza di pressione rilevata dai piezometri P1, P14 e dal tensiometro T5 durante la prima prova di invaso della diga in terra; (B) gli stessi dati rappresentati in termini di altezza piezometrica.

5. Conclusioni

Il contributo ha descritto le caratteristiche tecniche del nuovo sensore DPS a fibra ottica e ne ha illustrato l'applicazione all'interno di una diga in terra di nuova costruzione. La tecnologia ha dimostrato la capacità di acquisire misure di pressione interstiziale e temperatura con elevata accuratezza, e con alta risoluzione spaziale e temporale. È attualmente in corso l'analisi dei dati raccolti durante la prima prova

d'invaso, finalizzata a verificare la coerenza tra le misure ottenute con la tecnologia DPS e quelle rilevate da sensori puntuali tradizionali, già consolidati per il monitoraggio in ambito geotecnico. I risultati preliminari indicano che entrambi i sistemi sono in grado di rilevare in modo affidabile l'evoluzione del fronte saturo e le variazioni di pressione interstiziale durante eventi di piena. Inoltre, la versatilità di installazione del sensore DPS, sia in fase di costruzione ("*ex novo*") sia in infrastrutture esistenti ("*existing*"), lo rende uno strumento altamente promettente per future applicazioni su scala reale nell'ambito di *early warning systems*, valutazione del rischio idraulico e una manutenzione mirata e consapevole dei rilevati in terra.

Ringraziamenti

Gli autori desiderano ringraziare lo *Swiss Federal Institute for the Environment* (FOEN) e il *Cantonal Service for Flood Protection of the 3rd Rhone* per avere finanziato il progetto FIBRADIKE.

Bibliografia

Fabbian N., De Polo F., Simonini P., Gabrieli F., Schenato L., Brezzi V., Mangraviti V., Cola S. (2024). Potentiality and limitation of distributed optical fiber sensing system to measure seepage flows under levee embankments. Rivista Italiana di Geotecnica, 4: 125-141. https://dx.doi.org/10.19199/2024.4.0557-1405.125

Gragnano C.G., Bertolini I., Rocchi I., Gottardi G. (2020). On the Stability of a Fully Instrumented River Embankment Under Transient Conditions. In: Calvetti, F., Cotecchia, F., Galli, A., Jommi, C. (eds) Geotechnical Research for Land Protection and Development. CNRIG 2019. Lecture Notes in Civil Engineering, 40, Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-21359-6_39.

Höttges A., Rabaiotti C., Facchini M. (2023). "A Novel Distributed Fiber-Optic Hydrostatic Pressure Sensor for Dike Safety Monitoring". *IEEE Sensor Journal*, 23 (23): 28942-28953. doi: 10.1109/JSEN.2023.3315062

Höttges A.; Rabaiotti C.; Facchini M. (2024) A ground-breaking Distributed fiber-optic Pressure Sensor for geohydraulic applications., in: Procedia Structural Integrity, 64: 1613-1620. https://doi.org/10.1016/j.prostr.2024.09.416

Rabaiotti C., Höttges A., Facchini M., Bohren I. (2022). "FIBRADIKE, a novel distributed fiber optic monitoring system for dikes and earth dams". Proc. 8th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum, IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science, Rapperswil (Switzerland) 4-5 october & Yogyakarta (Indonesia) 12-13 October. doi:10.1088/1755-1315/1195/1/012004

Rocchi I., Gragnano C.G., Govoni L., Mentani A., Bittelli M., Castiglione P., Buzzi O., Gottardi G. (2018) A new technique for deep in situ measurements of soil water retention properties. Geotechnical Research, 5(1): 1–10. https://doi.org/10.1680/jgere.17.00012.

SPERIMENTAZIONE IN VERA GRANDEZZA PER LO STUDIO DEL FENOMENO DI EROSIONE RETROGRESSIVA AL DI SOTTO DELLE STRUTTURE ARGINALI

Elena Dodaro
Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, Università di Bologna
elena.dodaro2@unibo.it

Emanuele Tumedei
Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, Università di Bologna
emanuele.tumedei2@unibo.it

Michela Marchi
Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, Università di Bologna
michela.marchi@unibo.it

Guido Gottardi
Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, Università di Bologna
guido.gottardi2@unibo.it

Laura Tonni
Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, Università di Bologna
laura.tonni@unibo.it

Sommario

La presente nota illustra il progetto e le fasi costruttive di un setup sperimentale in vera grandezza, realizzato per lo studio della progressione dei processi erosivi per sottofiltrazione nelle strutture arginali e per la validazione di una soluzione di mitigazione a basso impatto ambientale. Il sistema sperimentale è costituito da un argine in terra rinforzata, realizzato su uno strato di fondazione a grana fine (*blanket*) che ricopre a sua volta un deposito sabbioso molto permeabile, sede del moto di filtrazione. A monte del rilevato è stato predisposto un invaso artificiale per l'applicazione di battenti idraulici crescenti, mentre una vasca di laminazione consente il controllo delle condizioni idrauliche di valle. Il sistema di monitoraggio, comprensivo di innovativi sensori in fibra ottica distribuiti e tradizionali trasduttori di pressione, è finalizzato alla rilevazione dello sviluppo dei canali erosivi all'interno dello strato di sabbia. L'impianto sperimentale è stato realizzato a Boretto (RE), in un'area circostante il Polo Scientifico di AIPo. Lo sviluppo di questo modello per sperimentazione in vera grandezza dei processi erosivi rientra tra le attività di ricerca condotte nell'ambito del progetto europeo LIFE SandBoil, coordinato dall'Università di Bologna.

1. Introduzione

L'erosione retrogressiva per sottofiltrazione, nota in letteratura come *backward erosion piping*, è un meccanismo di erosione interna che può svilupparsi nel substrato di fondazione delle strutture arginali, durante eventi di piena particolarmente intensi. Il fenomeno si manifesta in superficie, in prossimità del piede degli argini, con la formazione di vulcanelli di sabbia o *fontanazzi*, ossia zone di fuoriuscita di

particelle di sabbia in sospensione, erose e trasportate dalla pressione di sottofiltrazione. I canali erosivi (detti anche *pipes*) si sviluppano all'interfaccia tra l'acquifero e uno strato coesivo superiore, il *blanket*, con una progressione in direzione opposta al moto di filtrazione, ossia retrocedendo verso l'alveo del fiume.

Negli ultimi decenni, il meccanismo di erosione retrogressiva per sottofiltrazione è stato oggetto di numerosi studi sperimentali, condotti prevalentemente su modelli fisici in piccola scala (e.g., van Beek et al., 2015; Pol, 2022; Riha e Petrula, 2023; Ramezanifouladi e Côté, 2024; Allan, 2018; Robbins et al., 2020) ma anche mediante prove in centrifuga geotecnica (Koito et al., 2016; Ovalle-Villamil e Sasanakul, 2021). Tali ricerche hanno permesso di approfondire l'effetto dei principali parametri in gioco sull'innesco e la propagazione del fenomeno. Al contrario, i modelli sperimentali in vera grandezza restano molto limitati in letteratura, a causa delle notevoli difficoltà costruttive, gestionali ed economiche che ne ostacolano l'implementazione. Tra i pochi esempi esistenti, si segnalano due importanti sperimentazioni condotte nei Paesi Bassi: l'argine di calibrazione "IJkdijk" (de Vries et al., 2012), dove la struttura è stata portata al collasso per effetto dell'erosione da sottofiltrazione, ed il sistema sperimentale presso Hedwigepolder, progettato per studiare il fenomeno in sabbie naturali di piana tidale e basato su un avanzato sistema di monitoraggio per la ricostruzione del tracciato dei canali erosivi (van Goor et al., 2022).

Il presente contributo illustra la geometria e le caratteristiche progettuali di un setup sperimentale in vera grandezza, messo a punto sia per approfondire la comprensione dei meccanismi di progressione del processo di erosione per sottofiltrazione, sia per valutare l'efficacia di barriere verticali come tecnologia di mitigazione del fenomeno. La realizzazione di questo impianto sperimentale rappresenta la fase conclusiva di un approccio multiscala sviluppato nell'ambito di un progetto europeo coordinato dall'Università di Bologna, LIFE SandBoil (https://lifesandboil.eu/), che ha previsto inizialmente un'attività di sperimentazione e validazione della tecnologia di mitigazione in laboratorio, su modelli fisici in piccola e media scala (Gragnano et al., 2023; Dodaro et al., 2024). Le prove di prossima realizzazione presso il sito pilota costituiranno un solido riferimento per la conferma dei risultati sperimentali ottenuti alle scale più piccole e completeranno il processo di prototipazione della tecnologia di mitigazione proposta nell'ambito del progetto.

2. Il sito pilota

L'area destinata alla realizzazione del sistema sperimentale in vera grandezza si trova all'interno del Polo Scientifico e Tecnologico dell'Agenzia Interregionale per il fiume Po (AIPo), situato a Boretto, in provincia di Reggio Emilia (Fig. 1). Il centro ospita un laboratorio di Geotecnica e due aree per la modellazione Idraulica e si estende per una superficie complessiva di circa 530 m².

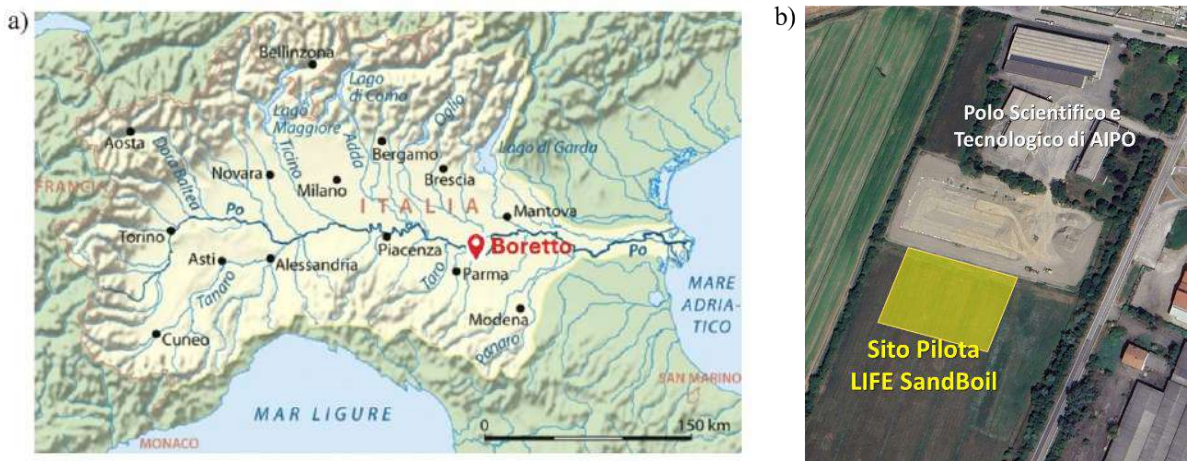


Fig 1. a) Localizzazione geografica del comune di Boretto, nel cui territorio si trova il Polo Scientifico e Tecnologico di AIPo; (b) Immagine satellitare dell'area prescelta per la realizzazione del sistema sperimentale in vera grandezza descritto nella nota.

Una preliminare campagna di indagini geotecniche, comprensive di sondaggi a carotaggio continuo, prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) e prove di laboratorio per la caratterizzazione fisica dei terreni, ha consentito una ricostruzione accurata del modello geotecnico del sottosuolo di quest'area. In Figura 2(a) sono riportati i risultati di una prova CPTU, affiancati dai profili dell'Indice di Materiale *Ic* e del *Soil Behaviour Type (SBT)*, determinati secondo Robertson (2009). La colonna stratigrafica mostrata in Figura 2(b) deriva dall'integrazione tra la classificazione di Robertson e i dati di un sondaggio adiacente. Nel complesso, dal piano campagna fino a circa 17 metri di profondità, si osserva una prevalenza di terreni a grana fine, per lo più limosi nei primi quattro metri e con un crescente contenuto in argilla all'aumentare della profondità. Lo strato limoso più superficiale è stato interessato da uno scavo di circa 3 metri, per la realizzazione di un acquifero artificiale; il materiale rimosso è stato successivamente riutilizzato per la costruzione di alcune componenti dell'impianto sperimentale, come descritto nella sezione seguente.

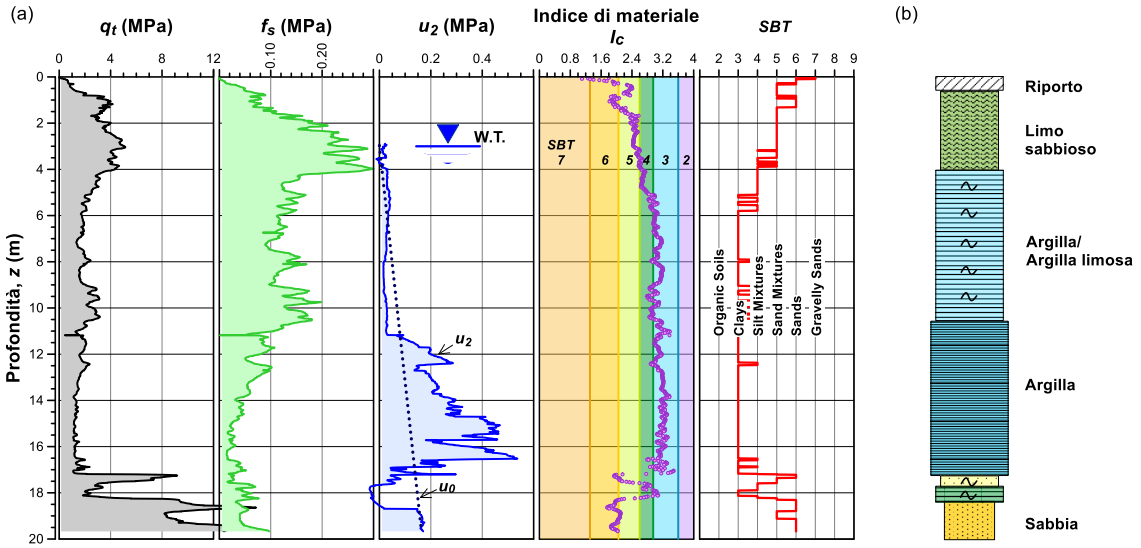


Fig 2. (a) Risultati di una prova CPTU effettuata nell'area destinata alla costruzione del sistema sperimentale e profili dell'indice di materiale (I_c) e della classe di terreno (SBT), secondo la classifica di Robertson (2009); (b) colonna stratigrafica ottenuta da integrazione delle prove CPTU con i risultati di un adiacente sondaggio.

3. Setup sperimentale e strumentazione di monitoraggio

L'apparato sperimentale realizzato nell'ambito del progetto LIFE SandBoil occupa un'area complessiva di circa 80 m in lunghezza e 50 m in larghezza. La Figura 3 mostra una rappresentazione tridimensionale della porzione in elevazione (a) e una vista in sezione (b) dell'intero sistema sperimentale, incluse le componenti sotto il piano campagna. Lo schema messo a punto prevede tre componenti principali: un argine in terra rinforzata, uno strato di fondazione a grana fine, rappresentativo del *blanket*, e il sottostante deposito sabbioso, che intende simulare l'acquifero all'interno del quale avvengono il moto di filtrazione e l'associato processo erosivo.

L'acquifero, realizzato all'interno di uno scavo profondo 3 metri ed idraulicamente isolato dal terreno circostante tramite una geomembrana impermeabile in HDPE, è costituito da sabbia fine poco assortita proveniente dall'acquifero Padano ($\gamma_{d,min}$ = 13.7 kN/m³; $\gamma_{d,max}$ = 16.2 kN/m³; G_s = 2.68; D_{50} = 0.34 mm; coefficiente di uniformità U = 2.2) e conducibilità idraulica, k_{sat}, pari a $4 \cdot 10^{-4}$ m/s). Si tratta della stessa sabbia impiegata nella sperimentazione di laboratorio condotta nella prima fase del progetto LIFE SandBoil. La sabbia è stata depositata per strati successivi e compattata fino ad ottenere una densità relativa D_R compresa tra il 50% e il 65%. Tale intervallo è stato definito sulla base delle stime di D_R ottenute da indagini in sito, in particolare prove CPTU effettuate in corrispondenza di sezioni arginali del fiume Po cronicamente interessate da fenomeni di *piping*. Il raggiungimento delle condizioni di addensamento predefinite è stato verificato tramite prove con volumometro a sabbia, eseguite a diverse profondità, secondo la norma ASTM D1556-90.

Il *blanket* è stato riprodotto mediante uno strato di terreno argilloso compattato, di spessore pari a 1.6m, caratterizzato dalle seguenti proprietà: w_L = 67.60%, w_P = 26.40%, G_s = 2.62; D_{50} = 0.0015 mm e k_{sat} = $4.6 \cdot 10^{-10}$ m/s. Tale unità è stata ulteriormente inspessita in corrispondenza del piede dell'argine per contrastare le elevate sottopressioni ivi previste durante le prove, generate dal moto di filtrazione nell'acquifero. Analogamente allo schema adottato nella sperimentazione di laboratorio, nel *blanket* è stato realizzato un foro circolare del diametro di 100 mm, rivestito con un tubo in PVC, per simulare la presenza di un punto di uscita preesistente nello strato coesivo e favorire l'innesco del processo di erosione.

Infine, un invaso di altezza pari a 6 metri, connesso idraulicamente alla base con l'acquifero, è stato realizzato mediante la costruzione di un sistema di argini in terra rinforzata. L'obiettivo è quello di indurre il moto di filtrazione nello strato sabbioso, applicando carichi idraulici in grado di determinare la progressione del processo erosivo al suo interno. Il massimo carico idraulico applicabile corrisponde ad un gradiente idraulico medio pari a i = 0.5, calcolato lungo la minima linea di filtrazione dal bacino al punto di uscita nel *blanket*. I paramenti arginali interni, realizzati con il medesimo materiale che costituisce il blanket, sono stati resi completamente impermeabili mediante l'applicazione di una geomembrana HDPE, così da convogliare il flusso esclusivamente all'interno dello strato sabbioso. All'estremità opposta del sistema è stato predisposto un bacino di laminazione mediante gabbionate e materassi Reno, con lo scopo di mantenere un carico idraulico costante e raccogliere l'acqua in uscita, consentendone la regimazione.

Il sistema di monitoraggio delle pressioni interstiziali nello strato sabbioso è composto da trasduttori di pressione tradizionali (Figura 4) e da un innovativo sensore di pressione distribuito (*DPS*), basato su tecnologia in fibra ottica distribuita (*DFO* - Höttges et al., 2024). Un'accurata misurazione delle variazioni di pressione interstiziale consente, difatti, di individuare la propagazione dei canali erosivi, come già evidenziato dalla sperimentazione di laboratorio sui modelli in piccola e media scala (e.g., Gragnano et al., 2023; Dodaro et al., 2024).

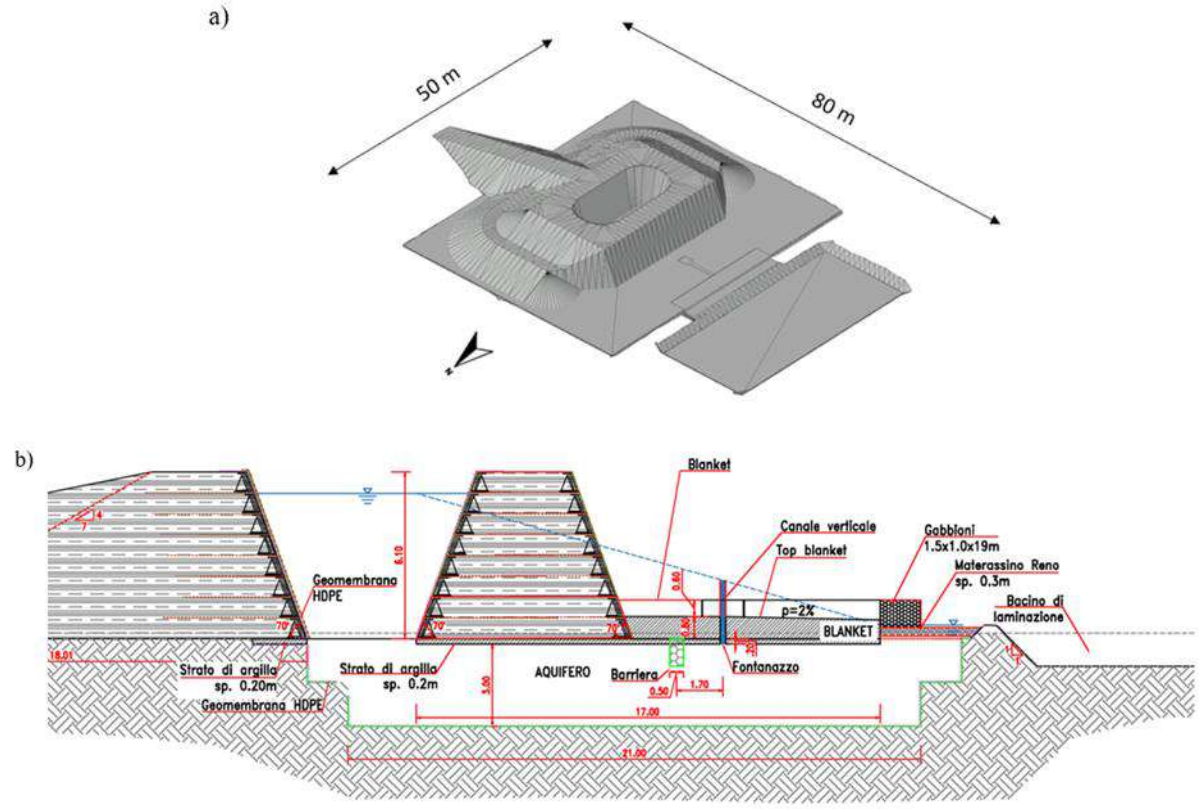


Fig 3. a) Modello 3D della parte fuori terra dell'apparato sperimentale in vera grandezza realizzato nell'ambito del progetto LIFE SandBoil a Boretto (RE); b) Sezione longitudinale dell'intero sistema.

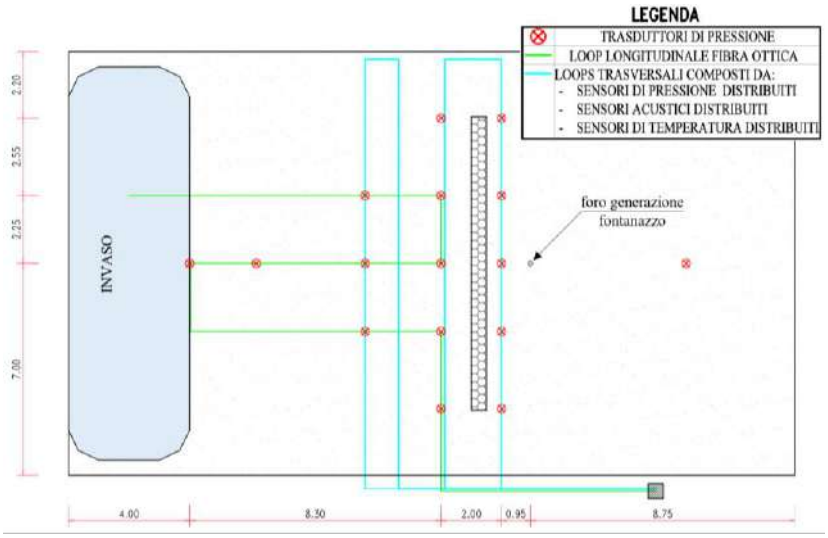


Fig 4. Posizionamento degli strumenti di monitoraggio all'interno dello strato sabbioso che simula l'acquifero.

Come strategia integrativa per il tracciamento dei canali erosivi, all'interno dell'acquifero sono stati installati sensori *DFO* di temperatura e acustici. I metodi basati sulla rilevazione attiva e passiva delle variazioni termiche (Bersan et al., 2018) saranno utilizzati per monitorare eventuali anomalie associate al passaggio di un *pipe*, mentre la sensoristica acustica rileverà il rumore generato dal flusso turbolento all'interno dei canali erosivi.
Per il monitoraggio della rete di *pipes* verranno impiegate anche tecniche geofisiche, come il georadar e la prospezione geoelettrica tomografica ERT, peraltro già sperimentate a tale scopo in diversi studi proposti in letteratura (e.g., Bernatek-Jakiel & Kondracka, 2016). Inoltre, sono previsti misuratori di portata per quantificare il flusso sia in corrispondenza del punto di uscita predisposto nel blanket, a simulazione di un fontanazzo preesistente, sia nella sezione terminale a valle, dove l'acqua in eccesso viene laminata in una sezione di dimensioni note.
L'apparato sperimentale sarà inizialmente impiegato per condurre due diverse prove: l'obiettivo è quello di identificare i gradienti idraulici capaci di determinare la propagazione del processo erosivo all'interno del substrato sabbioso, nonché di validare l'efficacia di una barriera verticale permeabile come tecnologia di mitigazione del fenomeno.

4. Considerazioni conclusive

Nel presente contributo sono state brevemente illustrate le caratteristiche progettuali di un apparato sperimentale in vera grandezza per lo studio del fenomeno di erosione retrogressiva, realizzato in un'area adiacente al Polo Scientifico e Tecnologico di AIPo, a Boretto (RE). L'impianto, costruito nell'ambito delle attività previste dal progetto europeo LIFE SandBoil, verrà utilizzato nei prossimi mesi per realizzare due esperimenti, finalizzati a: *i)* studiare lo sviluppo del fenomeno erosivo in assenza di tecnologie di mitigazione; *ii)* validare l'efficacia di una barriera verticale permeabile nel contrastare la propagazione dei canali erosivi. Il modello fisico resterà inoltre operativo anche in futuro per ulteriori prove e collaborazioni con enti di ricerca italiani ed esteri.

Fonti di finanziamento

Il presente lavoro è stato realizzato nell'ambito delle attività del progetto LIFE SandBoil (LIFE19 ENV/IT/000071), finanziato dall'Unione Europea (LIFE Environment and Resource Efficiency).

Bibliografia

Allan R. (2018). "Backward Erosion Piping". PhD dissertation, The University of New South Wales, Sidney, Australia.

ASTM International. (2015). ASTM D1556/D1556M-15e1: Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-Cone Method. West Conshohocken, PA: ASTM International. https://doi.org/10.1520/D1556_D1556M-15E01

Bernatek-Jakiel A., Kondracka M. (2016). "Combining geomorphological mapping and near surface geophysics (GPR and ERT) to study piping systems", *Geomorphology*, 274, 193–209. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2016.09.018

Bersan S., Koelewijn A.R., Simonini P. (2018). "Effectiveness of distributed temperature measurements for early detection of piping in river embankments", *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, 22(2). https://doi.org/10.5194/hess-2016-662

De Vries G., Koelewijn A.R., and Hopman V. (2010). "IJkdijk full scale underseepage erosion (piping) test: evaluation of innovative sensor technology". Proc. International Conference on Scour and Erosion (ICSE-5), San Francisco, California, 649-657. https://doi.org/10.1061/41147(392)63

Dodaro E., Tumedei E., Marchi M., Gottardi G., Tonni L. (2024). "A novel medium-scale experimental setup to investigate backward erosion piping". Proceedings of the 30th Meeting of the European Working Group on Internal Erosion in Embankment Dams, Dikes and Levees and their Foundations, Bologna, Italy, 117-118.

Gragnano C.G., Camiletti F., Forbicini F., Gottardi G., Marchi M., Tonni L. (2023). "Physical modelling of backward erosion piping for the development of natural-based mitigation strategies". Proc. 8th Italian Conference of Researchers in Geotechnical Engineering, CNRIG 2023, Palermo, 87–94. https://doi.org/10.1007/978-3-031-34761-0_11

Höttges A., Rabaiotti C., Facchini M. (2024). "A ground-breaking Distributed fiber-optic Pressure Sensor for geohydraulic applications", *Procedia Structural Integrity*, 64, 1613-1620. https://doi.org/10.1016/j.prostr.2024.09.416

Koito N., Horikoshi K., Takahashi A. (2016). "Physical modelling of backward erosion piping in foundation beneath levee". Proc. International Conference on Scour and Erosion, Oxford (UK), 445–451. https://doi.org/10.1201/9781315375045-55

Ovalle-Villamil W., Sasanakul I. (2021). "Centrifuge modeling study of backward erosion piping with variable exit size", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 147(11). https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002642

Pol J.C. (2022). "Time-dependent development of Backward Erosion Piping". Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands. https://doi.org/10.4233/UUID:EB5ED3B2-4210-489E-B329-59722A0C50A0

Rabaiotti C., Höttges A., Facchini M., Bohren I. (2023). "FIBRADIKE, a novel distributed fiber optic monitoring system for dikes and earth dams". Proc. 8th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum 2022 (EACEF-2022), IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, Vol. 1195. https://doi.org/10.1088/1755-1315/1195/1/012004

Ramezanifouladi S., Côté J. (2024). "An improved small-scale test setup for assessing backward erosion piping", *Canadian Geotechnical Journal*, 62, 1-25. https://doi.org/10.1139/cgj-2023-0667

Riha J., Petrula L. (2023). "Experimental Research on Backward Erosion Piping Progression", *Water*, 15(15), 27-49. https://doi.org/10.3390/w15152749

Robbins B.A., Montalvo-Bartolomei A.M., Griffiths D.V. (2020). "Analyses of backward erosion progression rates from small-scale flume experiments", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 146(9). https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002338

Robertson P.K. (2009). "Interpretation of cone penetration tests—a unified approach", *Can. Geotech. J.*, 46, 1337–1355. https://doi.org/10.1139/T09-065

Van Beek V.M., van Essen H.M., Vandenboer K., Bezuijen A. (2015). "Developments in modelling of backward erosion piping", *Géotechnique*, 65(9), 740-754. https://doi.org/10.1680/geot.14.P.119.

Van Goor G.R. et al. (2022). "Monitoring a full-scale backward erosion piping field test at Hedwigepolder". Proc. 11th International Symposium on Field Monitoring in Geomechanics, (ISFMG2022), A. M. Ridley (ed.) London, UK.

MODELLAZIONE NUMERICA DI PROVE DI CARICO SU ANCORAGGI STRUMENTATI: PRIMI RISULTATI

Matteo Senigagliesi
Università Politecnica delle Marche
m.senigagliesi@pm.univpm.it

Paolo Ruggeri, Viviene M.E. Fruzzetti, Giuseppe Scarpelli
Università Politecnica delle Marche

Sommario

Lo sviluppo di barre cave ad alta resistenza nelle ultime due decadi ha permesso di realizzare ancoraggi geotecnici a bulbo iniettato che, non necessitando di sostegno provvisorio del foro in fase di installazione, possono raggiungere elevate capacità con tempi di esecuzione ridotti; tali sistemi vengono denominati ancoraggi a "barre autoperforanti". Le massime capacità sono raggiunte tramite iniezione ad alta pressione in fase di avanzamento di miscele binarie acqua/cemento attraverso teste di perforazione a perdere dotate di ugelli jetting. L'assenza del rivestimento provvisorio rende tuttavia ancora più incerta la stima del diametro effettivo del tratto di fondazione dell'ancoraggio e di conseguenza la verifica geotecnica allo sfilamento. La stessa interpretazione delle prove di carico su elementi in vera grandezza ne risente in termini di complessità, anche quando si dispone di ancoraggi strumentati lungo la fondazione. Sulla base dei risultati di prove di carico su ancoraggi autoperforanti di diversa lunghezza, realizzati con tecnologia jetting e strumentati lungo la fondazione, nella presente nota si presentano alcuni confronti con i risultati di analisi numeriche 3D volte a valutare l'interazione terreno-struttura del sistema geotecnico.

1. Introduzione

Gli ancoraggi sono sistemi geotecnici particolarmente efficienti per trasferire sforzi di trazione al terreno. Innovazioni tecnologiche relativamente recenti hanno portato a sviluppare ancoraggi a bulbo iniettato che, tramite l'utilizzo di barre cave, non richiedono il sostegno provvisorio del foro e consentono l'esecuzione della perforazione procedendo a distruzione di nucleo con una circolazione di fluido in pressione dall'interno della barra che, tramite ugelli in punta, consente di rimuovere il materiale di risulta portandolo in superficie all'esterno della barra stessa. Si tratta di ancoraggi che vengono commercialmente denominati a "barre autoperforanti". Una versione tecnologica ulteriormente più evoluta vede la presenza di ugelli in punta di piccolo diametro, della tipologia da "jetting" cosicché, utilizzando opportune pressioni (20-30 MPa) e sostituendo l'acqua con la boiacca cementizia, sia possibile realizzare la fondazione dell'ancoraggio in jet-grouting. In buona sostanza, terminata l'installazione, la barra si viene a trovare all'interno di una colonna di jet-grouting realizzata nel terreno. Questa soluzione consente di ottenere ancoraggi di elevata capacità anche in terreni di modeste caratteristiche meccaniche.
Trattandosi di opere geotecniche speciali l'utilizzo finale di tali sistemi geotecnici richiede, alla luce delle NTC2018, valutazioni specifiche basate su risultati acquisiti durante prove preliminari di trazione su ancoraggi pilota. Nel caso del campo prova in esame, oltre alla curva carico-allungamento della barra su alcuni ancoraggi di diversa lunghezza, è stato possibile disporre di misure di deformazione acquisite

tramite strain-gages installati lungo lo sviluppo della fondazione. Tali tipologie di misure, come noto, permettono di stimare la distribuzione del carico lungo lo sviluppo della barra ipotizzando però il diametro effettivo (diverso dal diametro di perforazione) ottenuto grazie all'iniezione e le proprietà elastiche dei materiali. La disponibilità di dati sperimentali di questo tipo su ancoraggi con fondazioni di lunghezza diversa permette di valutare il comportamento di queste opere con riferimento alla temuta rottura progressiva dell'interfaccia fondazione-terreno, circostanza che limiterebbe le capacità resistenti dell'ancoraggio ad un valore massimo definibile come di "lunghezza critica" della fondazione. Tale problematica non è da sottovalutare soprattutto per ancoraggi con fondazioni di lunghezza superiore a 15-20 m per i quali non si siano adottate penalizzazioni della resistenza unitaria (vedi quelle previste nelle BS 8081:2015+A2:2018). Tali lunghezze infatti, seppur adottate frequentemente, non rientrano né nelle note sperimentazioni di Ostermayer & Scheele (1978), né nei limiti suggeriti da raccomandazioni internazionali quali la PTI (2004).
Con l'obiettivo di investigare l'interazione terreno-struttura di ancoraggi a barre autoperforanti con fondazione realizzata in jet-grouting, in questa nota si presentano i primi risultati di una modellazione numerica 3D agli elementi finiti. Le incertezze su geometria e stato tensionale indotto dalla realizzazione dell'ancoraggio hanno richiesto l'adozione di diverse strategie di modellazione degli effetti dell'installazione, nonché analisi di tipo parametrico per tenere in conto della variabilità della geometria.

2. Prove di carico su ancoraggi strumentati

Le prove di carico strumentate di riferimento per le analisi numeriche di questa nota fanno parte di campi prova di ancoraggi preliminari realizzati nell'area portuale di Ravenna in accordo alle raccomandazioni AGI-Aicap (2012) e alle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC2018. Gli ancoraggi realizzati sono del tipo autoperforante con fondazione in jet grouting (Senigagliesi et al., 2024a) attrezzati con sensori estensimetrici collocati sulla malta fresca all'interno del tubolare cavo immediatamente dopo la loro realizzazione. Sono stati realizzati tre ancoraggi di prova, due dei quali (con fondazione di lunghezza pari a 5 e 9 m) per l'esecuzione di prove di sfilamento, ed uno (con fondazione di 17 m) per l'esecuzione di una prova di idoneità. La parte libera in tutti e tre i casi ha una lunghezza di 15 m. La messa in opera dell'ancoraggio è stata eseguita con perforatrice dotata di sistema di iniezione e gruppo di miscelazione con pompe ad alta pressione, utilizzando acqua a bassa pressione per la parte libera e una miscela di acqua e cemento (a/c= 0.8) a (30 MPa / 300 bar) per la realizzazione del bulbo di fondazione. Con tale procedura è possibile ottenere un tratto libero di diametro ridotto e una fondazione di grande diametro, grazie alla miscelazione della boiacca con il terreno in sito. Le prove di carico sono state eseguite 28 giorni dopo la realizzazione dell'ancoraggio. Per le prove a sfilamento, il carico è stato aumentato fino a raggiungere la rottura geotecnica consentendo pertanto la stima della massima tensione tangenziale all'interfaccia terreno-fondazione, mentre per la prova di idoneità si è eseguito un ciclo di carico-scarico (a valori compatibili con il carico massimo di progetto) così da poter valutare il comportamento tenso-deformativo del sistema. Durante le prove sono stati monitorati gli allungamenti in testa e le deformazioni locali dell'armatura tramite gli strain-gages. I risultati delle prove carico/allungamento e carico/deformazione locale sono presentati nella Fig. 1. Mancano le misure locali sull'ancoraggio con fondazione da 5 m a causa di un malfunzionamento dei sensori.

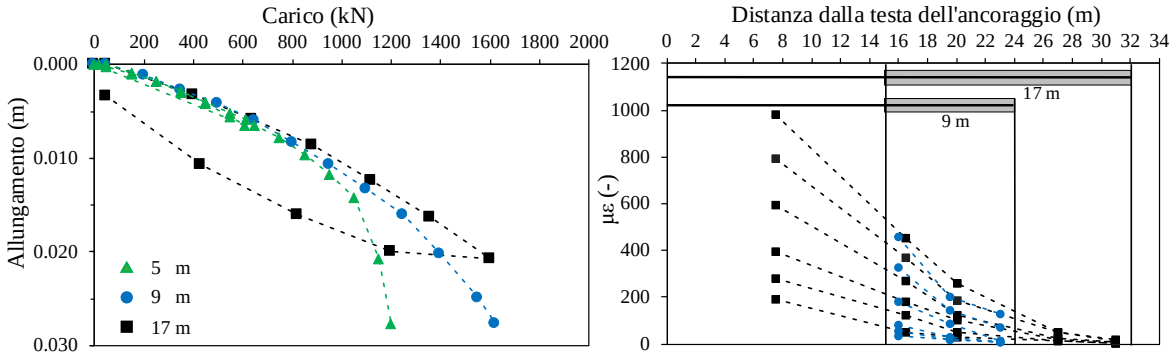


Fig. 1 Misure eseguite sugli ancoraggi sottoposti a prove di carico: a sx) carico allungamento; a dx) deformazione locale

3. Modellazione numerica e strategie di simulazione

La simulazione numerica della prova è stata condotta attraverso l'utilizzo del codice di calcolo Plaxis 3D, riproducendo le condizioni tridimensionali del problema e riferendosi, per il modello stratigrafico e le associate proprietà geotecniche dei terreni coinvolti, alle numerose indagini geotecniche disponibili (Senigagliesi et al., 2024b). A titolo d'esempio in Fig. 2 sono riportati i risultati ottenuti nell'area di interesse di una verticale penetrometrica (piezocono sismico - SCPTu) e di una verticale dilatometrica (dilatometro piatto - DMT). Partendo dal piano campagna, la successione stratigrafica vede un primo strato di riporto antropico seguito da uno spessore metrico di limi argillosi di palude salmastra e quindi da uno strato di sabbie limose retrodunali di circa 5 m di spessore; al disotto delle sabbie si ritrova un potente strato di limi argillosi di modeste caratteristiche geotecniche.

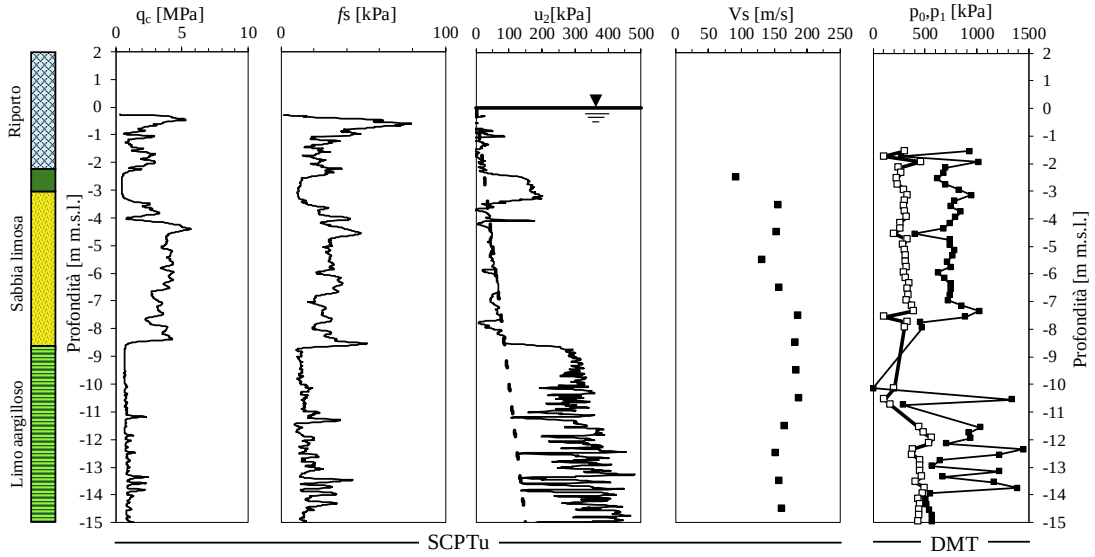


Fig. 2 Risultati delle prove in situ: SCPT a sinistra, DMT a destra

Data la natura incoerente del livello sabbioso che rende difficile il prelievo di campioni indisturbati e spesso non rappresentativi i risultati delle prove di laboratorio, la definizione del modello geotecnico di analisi è stata effettuata riferendosi alle prove in situ utilizzando le correlazioni di letteratura riportate in Tabella 1.

Tabella 1. Formulazioni per la stima dei parametri del modello HSsmall

Eq.	Parametro	Formulazione	Riferimento
(1)	E_{oed}^{ref}	$E_{oed}^{ref} = R_M\, E_{DMT}$ $R_M = 0.14 + 2.36 \log K_{DMT} \geq 0.85\ per\ (I_{DMT} \leq 0.6)$ $R_M = R_{M,0} + \left(2.5 - R_{M,0}\right) \log K_D \geq 0.85\ per\ (0.6 < I_{DMT} < 3)$ con $R_{M,0} = 0.14 + 0.15(I_{DMT} - 0.6)$ $R_M = 0.5 + 2 \log K_{DMT} \geq 0.85\ per\ (I_{DMT} \geq 3)$ $R_M = 0.32 + 2.18 \log K_{DMT} \geq 0.85\ per\ (I_{DMT} \geq 10)$	Marchetti et al. (2001)
(2)	E_{50}^{ref}	$E_{50}^{ref} = 60\ Dr$	Plaxis bulletin n.13
(3)	E_{ur}^{ref}	$E_{ur}^{ref} = 3 - 4\, E_{50}$	
(4)	K_0	$K_0 = 0.376 + 0.095 K_{DMT} - 0.0017 \frac{q_c}{\sigma'_{v0}}$ per sabbie	Marchetti (1980)
		$K_0 = \left(\frac{K_{DMT}}{1.5}\right)^{0.47} - 0.6$ per argille	Baldi et al. (1986)
(5)	φ'	$tan\ \varphi' = \frac{1}{2.68}\left[\log\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right) + 0.29\right]$	Robertson and Campanella (1983)
		$G_0 = \rho\, V_s^2$	Seismic CPTu
(7)	G_0^{ref}	$V_s = \sqrt{10^{0.55\, I_c + 1.65}(q_t - \sigma'_{v0})/p_a}$	Robertson (2009)
(8)	$\gamma_{0.7}$	$\gamma_{0.7} = \frac{0.385}{4G_0}[2c(1 + \cos 2\varphi') + \sigma'_{v0}(1 + K_0) \sin 2\varphi']$	Benz (2007)

Si evidenzia che la fondazione degli ancoraggi è tutta collocata nello strato di sabbie limose le cui caratteristiche geotecniche sono relativamente buone.
In queste analisi preliminari l'attenzione si è quindi focalizzata, in termini di caratterizzazione e adozione di legami costitutivi più avanzati, su tale strato incoerente. Il legame costitutivo adottato è l'"Hardening Soil with Small-Strain Stiffness - HSsmall". Si tratta di un legame elastoplastico ad incrudimento isotropo che permette di considerare la risposta del terreno anche a bassissimi livelli di deformazione, seguendo un'assegnata curva di decadimento della rigidezza a taglio G- γ.
In Tabella 2 sono sintetizzati i parametri geotecnici assunti per lo strato di sabbie limose ed in Figura 3 è mostrato l'andamento con la profondità dei valori utilizzati nel modello tenendo conto degli andamenti deducibili dai risultati delle prove in sito.
I terreni superficiali al di sopra delle sabbie limose sono stati accorpati in un unico materiale con legame costitutivo elastico con soglia plastica alla Mohr-Coulomb; i parametri assunti sono i seguenti: c'=0 kPa, φ'=30°, E'_{50} = 12 MPa.

Tabella 2. Parametri geotecnici relativi allo strato di sabbi limose

	E_{50} (MPa)	E_{oed} (MPa)	E_{ur} (MPa)	G_0 (MPa)	$\gamma_{0.7}$ (-)	c' / φ' (kPa) (°)	K_0 (-)
Sabbia limosa	18	12	72	50	2.0 10^{-4}	0 / 36	0.7

nota: parametri per p'_{ref}= 50 kPa; ν_{ur}=0.2, m = 0.5, R_f = 0.9

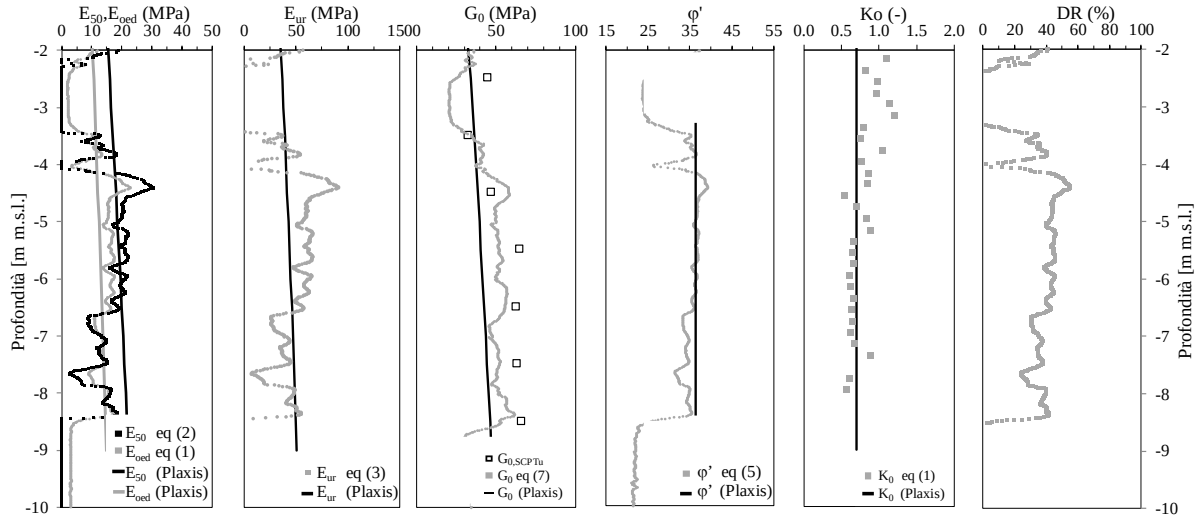


Fig.3 Confronto degli andamenti con la profondità dei parametri geotecnici (da correlazioni per prove in situ) e quelli assunti per il modello numerico HSSmall di Plaxis

Gli elementi costituenti l'ancoraggio sono stati modellati tramite elementi solidi. Per ottimizzare la generazione della mesh, le geometrie circolari del tubolare di armatura e del bulbo di fondazione sono state approssimate mediante elementi ottagonali di area equivalente (Figura 4), in analogia all'approccio adottato da Desai et al. (1986). Per l'armatura, costituita da un tubolare d'acciaio di diametro esterno pari a 139,7 mm e spessore 14,3 mm, riempito di malta, si è utilizzato un modello elastico lineare, con modulo elastico equivalente pari a E=1 10^5 MPa, mentre per la fondazione in jet grouting si è adottato un modello elastico lineare-plastico perfetto con limite di snervamento alla Mohr-Coulomb, assumendo una resistenza a compressione unitaria della fondazione in jetting q_u = 16 MPa, un modulo elastico E_{50}% = 375·q_u = 6000 MPa e una resistenza a trazione pari a 1/8·q_u = 1.8 MPa. Al fine di rendere possibile lo scorrimento tra ancoraggio e terreno, è stato inserito al contorno un elemento "interfaccia" con proprietà pari a quelle del terreno circostante.

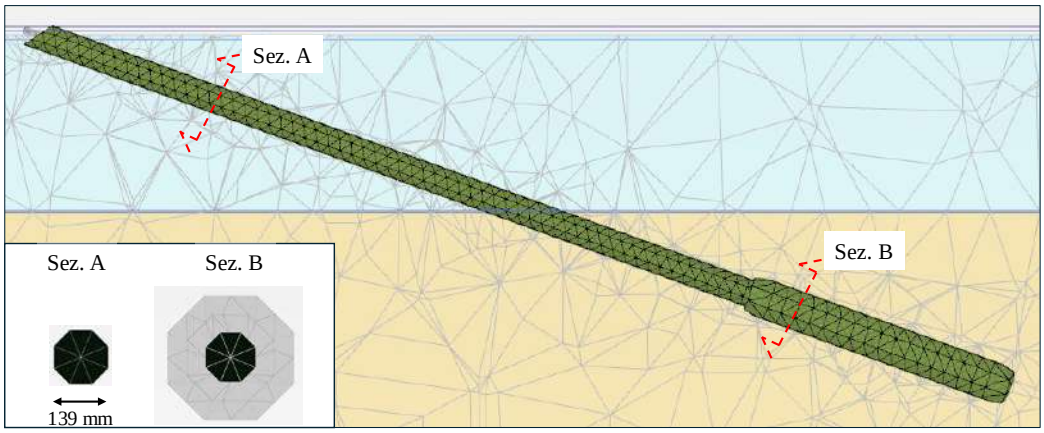


Fig.4 Sezione modello numerico

Nel tentativo di simulare al meglio il processo realizzativo e tecnologico dell'ancoraggio, si è deciso di utilizzare due diverse procedure:

1- Wished in Place (WIP): una volta generato lo stato tensionale litostatico iniziale (K_0 procedure) è stato attivato l'ancoraggio ed è stato applicato uno spostamento;
2- Pressione radiale al contorno della fondazione: una volta generato lo stato tensionale litostatico (K_0 procedure) è stata applicata una pressione radiale al contorno della fondazione dell'ancoraggio in una fase intermedia e successivamente è stato attivato l'ancoraggio e applicato uno spostamento.

Con la Procedura 1 lo stato tensionale iniziale non viene alterato dall'attivazione dell'ancoraggio, mentre con la Procedura 2 si è voluto simulare un incremento di pressione causata dalla fase di iniezione del jet grouting, con l'effetto di modificare la tensione normale all'interfaccia terreno-fondazione e influendo quindi sui valori di resistenza tangenziale limite all'interfaccia. Non avendo riferimenti sperimentali specifici sono stati considerati 3 diversi valori di pressione residua pari a 200, 300 e 500 kPa in accordo a Desai et al. (1986). Per ciascuna delle due procedure considerate, il diametro del bulbo è stato valutato in un range compreso tra il valore stimato con la formulazione proposta da Flora et al. (2013) sulla base dei parametri di iniezione (Senigagliesi et al. 2024b) e la misura eseguita con il sistema Check Grout® di CRM su ancoraggi analoghi a quelli in esame. Sono stati quindi considerati valori di diametro pari a 0.40, 0.50, 0.60, 0.70 e 0.80 m, al fine di valutare l'influenza di tale grandezza geometrica sulle prestazioni dell'ancoraggio.
La prova di carico è stata simulata attraverso l'applicazione di spostamenti imposti in testa all'ancoraggio.

4. Risultati analisi parametrica

Per i tre ancoraggi con fondazione di 5, 9 e 17 m sono state svolte in totale 60 simulazioni: 15 simulazioni considerando l'ancoraggio come "Wished in Place" (Procedura 1) e 45 simulazioni applicando una pressione radiale al contorno (Procedura 2) con valori di pressione pari a 200, 300 e 500 kPa. Nella Figura 5 a, b si riportano in termini di curva carico-spostamento i risultati delle analisi numeriche (linee grigie senza indicatori) per confrontarli con i dati sperimentali del campo prova (linee con indicatori).
Dalle simulazioni numeriche è possibile osservare che:

1- La variabilità del diametro della fondazione o della pressione radiale al contorno determina effetti significativi solo per gli ancoraggi portati a sfilamento, mentre le differenze sono poco evidenti per la prova di idoneità che è lontana dalla rottura;
2- La corrispondenza tra la curva sperimentale e la previsione numerica può essere ottenuta sia variando il diametro della fondazione che la pressione radiale al contorno; in tutti e due i casi, infatti, si aumenta la portata unitaria dell'ancoraggio, in un caso agendo sull'area laterale, nell'altro sulla tensione tangenziale limite fondazione-terreno.

Selezionando i risultati della simulazione per D = 0.60 m e pressione radiale di 300 kPa per tutti e tre gli ancoraggi, si ottengono le distribuzioni di carico lungo lo sviluppo dello stesso mostrati in Figura 6.

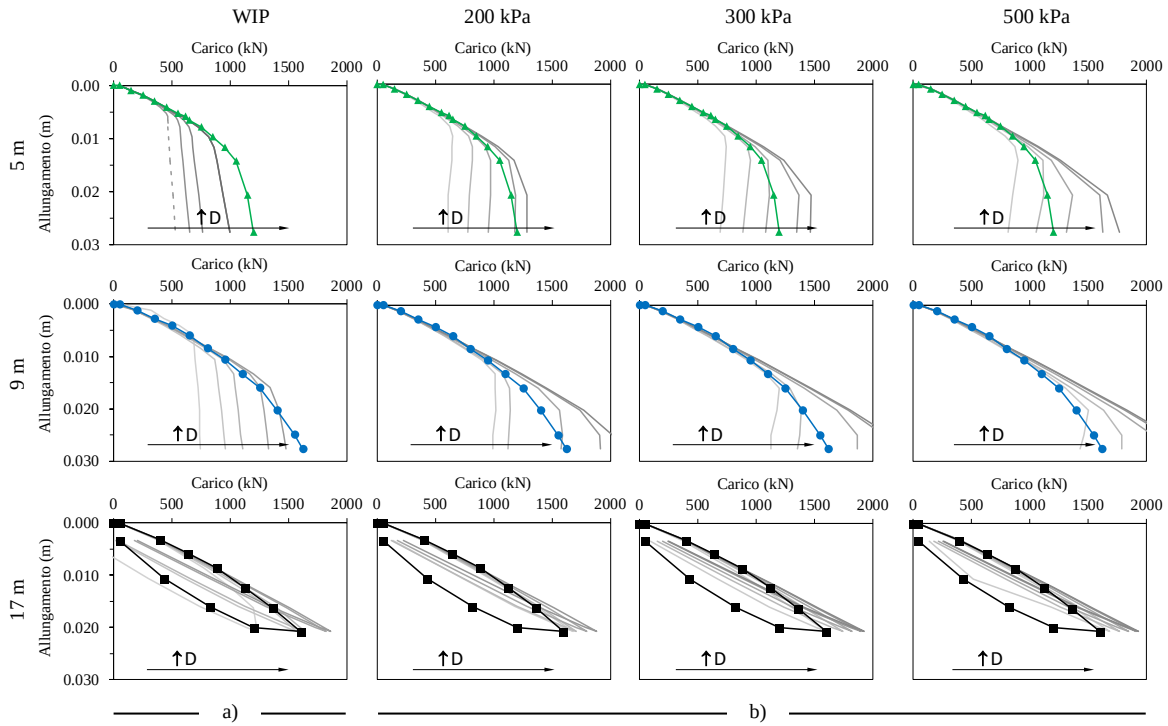


Fig.5 Risultati sperimentali e simulazioni numeriche svolte secondo la Procedura 1 (a) e la Procedura 2 (b).

Confrontando i risultati della simulazione numerica con dati sperimentali degli ancoraggi con fondazione di 9 e 17 m, si può osservare una discreta corrispondenza nella distribuzione del carico lungo la fondazione.

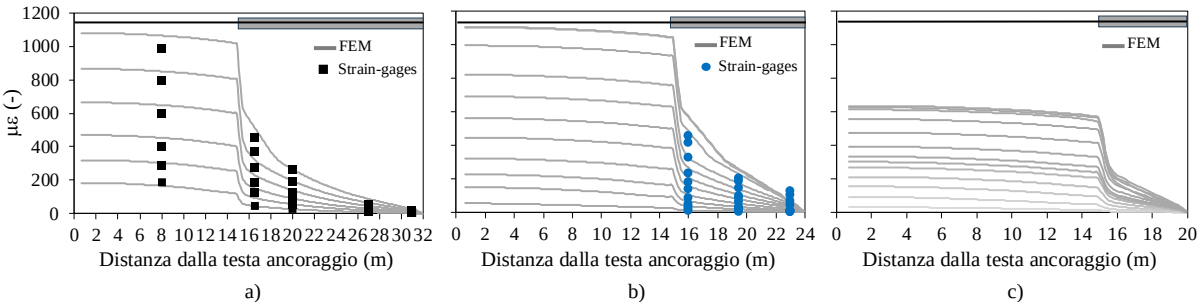


Fig.6 Confronto deformazioni sperimentali e simulazioni numeriche per i tre ancoraggi: a) 17 m, b) 9 m, c) 5 m.

5. Conclusione

Nella nota si sono mostrati alcuni risultati di una modellazione numerica 3D di 3 ancoraggi a barre autoperforanti con fondazione in jet-grouting di diversa lunghezza. Le analisi mettono in evidenza la complessità nel trovare un'interpretazione univoca dei risultati delle prove a causa delle numerose incertezze presenti. Le attività di ricerca continueranno in tale direzione.

Bibliografia

Desai, C. S., Muqtadir, A., Scheele F. "Interaction analysis of anchor-soil systems." *JGE* 112.5 (1986): 537-553.

Flora, Alessandro, et al. (2013) "The diameter of single, double and triple fluid jet grouting columns: prediction method and field trial results." Géotechnique 63.11: 934-945

Post Tensioning Institute (PTI). (2004). "Recommendations for prestressed rock and soil anchors." Fourth Edition, First Printing, Phoenix, Arizona

Senigagliesi, M., Ruggeri, P., Fruzzetti, V. M., & Scarpelli, G. (2024a). Prestazione di ancoraggi autoperforanti con fondazione in jet-grouting. In: atti IARG 2024, Gaeta.

Senigagliesi, M., Alesiani, P., Ruggeri, P., Fruzzetti, V., & Scarpelli, G. (2024b). Dynamic properties of the Holocene age deposit in the Italian port of Ravenna. In *Innovation in DMT & SDMT testing, 2024.*

MONITORAGGIO DI FRANE A CINEMATICA LENTA: APPLICAZIONE DI UN INNOVATIVO SMART ESTENSO-INCLINOMETRO

Erika Molitierno
Università degli Studi della Campania "Luigi Vanvitelli"
erika.molitierno@unicampania.it

Emilia Damiano
Università degli Studi della Campania "Luigi Vanvitelli"
emilia.damiano@unicampania.it

Martina de Cristofaro
Università degli Studi della Campania "Luigi Vanvitelli"
martina.decristofaro@unicampania.it

Thomas Glade
Università di Vienna
thomas.glade@univie.ac.at

Philipp Marr
Università di Vienna
philipp.marr@univie.ac.at

Lucio Olivares
Università degli Studi della Campania "Luigi Vanvitelli"
lucio.olivares@unicampania.it

Sommario

Questo studio presenta l'applicazione di un innovativo estenso-inclinometro basato su sensori di deformazione a fibra ottica, denominato Smart Estenso-Inclinometro (SEI), e la sua implementazione in sistemi di monitoraggio in due siti, caratterizzati da frane che minacciano le comunità residenti e compromettono la connettività infrastrutturale dei centri abitati. Il primo sito di studio è la frana di San Nicola, Centola (Italia), caratterizzata da lenti e profondi movimenti gravitativi; il secondo è Brandstatt, dove è presente una frana con cinematismo complesso che presenta superfici di scorrimento più superficiali e con velocità più elevate rispetto al sito italiano. Lo scopo di questo documento è quello di mostrare i vantaggi dell'utilizzo del SEI rispetto alla strumentazione tradizionale, e di valutarne l'affidabilità nel campo del monitoraggio geotecnico. I primi risultati mostrano che i profili di deformazione ottenuti con lo strumento innovativo sono coerenti con i dati dell'inclinometro tradizionale nel rivelare le caratteristiche principali dei due movimenti di versante monitorati. Inoltre, l'uso del SEI fornisce informazioni non riconoscibili con l'inclinometro convenzionale, in quanto in grado di rilevare non solo la componente orizzontale ma anche quella verticale della deformazione del suolo. Questa caratteristica è cruciale per il monitoraggio a lungo termine dei movimenti franosi a cinematica complessa, dove la comprensione delle dinamiche deformative, comprese quelle eventualmente dovute a fenomeni di rigonfiamento o compressione, è essenziale per valutazioni accurate e per una gestione efficace del rischio.

1. Introduzione

La minaccia globale rappresentata dagli eventi franosi impone l'adozione di strategie di monitoraggio e protezione, specialmente in cinematismi complessi e di vasta scala dove le opportunità di mitigazione attiva risultano limitate. La comprensione dei cinematismi in atto è pertanto indispensabile e richiede l'implementazione di sistemi di monitoraggio adeguati. Sebbene gli inclinometri tradizionali forniscano un contributo significativo al monitoraggio delle frane lente, i loro limiti intrinseci in termini di risoluzione spaziale e temporale e di durabilità in scenari caratterizzati da elevate deformazioni del sottosuolo sono ampiamente noti. Di conseguenza, la ricerca negli ultimi decenni si è concentrata sullo sviluppo di nuovi inclinometri in fibra ottica, in grado di fornire misure con risoluzione spaziale anche centimetrica e permettendo un monitoraggio continuo anche da remoto. Un ulteriore vantaggio è la capacità di continuare a rilevare le deformazioni fino al limite di rottura della fibra stessa, anche quando la tubazione inclinometrica tradizionale è ormai compromessa a causa di deformazioni eccessive. Tuttavia, l'utilizzo di sensori di deformazione distribuiti in fibra ottica (DFOS) in campo geotecnico è ancora ostacolato da problemi quali la durabilità della fibra in ambienti particolarmente aggressivi, l'utilizzo di sistemi protettivi di rivestimento che possono compromettere l'accuratezza della misura ed, infine, la complessità delle procedure di installazione in campo della fibra.
Per ovviare a tali problematiche è stato sviluppato un nuovo inclinometro, denominato Smart Estenso-Inclinometro (SEI) che integra trasduttori di deformazione in fibra ottica NSHT (Minutolo et al., 2020) ed un cavo di temperatura alla superficie esterna di una tubazione inclinometrica, consentendo misurazioni distribuite di deformazione e temperatura. Le prestazioni del SEI sono state oggetto di valutazione in due distinti scenari di frana: quella di San Nicola, Centola in Italia, caratterizzata da superfici di scorrimento profonde, e l'osservatorio di Brandstatt in Austria, dove sono presenti movimenti superficiali a cinematica lenta.

2. Smart Estenso-Inclinometro (SEI)

Lo Smart Estenso-Inclinometro (SEI) è realizzato posizionando quattro trasduttori NSHT, posti a 90° l'uno dall'altro, e un cavo di temperatura lungo la superficie esterna di un tubo inclinometrico convenzionale (Fig. 1). Sebbene tre NSHT sarebbero teoricamente sufficienti per caratterizzare completamente la deformazione flessionale e assiale della tubazione, l'impiego di un quarto trasduttore aumenta l'affidabilità complessiva del sistema fungendo da salvaguardia contro eventi imprevisti, come danni localizzati o malfunzionamenti di uno degli altri NSHT durante l'installazione e durante tutto il periodo di monitoraggio. Il procedimento di installazione del SEI inizia a seguito della perforazione di un foro verticale. I trasduttori NSHT, realizzati in stabilimento e trasportati in sito avvolti in bobine (Fig. 1a), vengono srotolati e ancorati all'estremità inferiore del tubo inclinometrico (Fig. 1b). Quest'ultimo viene poi calato gradualmente nel foro (Fig. 1c), fissando progressivamente gli NSHT alla tubazione tramite rivetti. In tal modo, la procedura d'installazione viene ottimizzata, garantendo una maggiore protezione dei sensori in fibra. Si procede, infine, alla sigillatura del foro.
Nelle applicazioni presentate, sia l'NSHT che il cavo di temperatura sono stati interrogati utilizzando una centralina di acquisizione FibrisTerre, che sfrutta il fenomeno dello scattering stimolato di Brillouin: le variazioni della frequenza di Brillouin misurate lungo il cavo dipendono linearmente dalle variazioni di temperatura e di deformazione della fibra. Il sistema consente di ottenere una risoluzione spaziale fino a 20 cm con un campionamento spaziale di 5.1 cm ottenendo, in tal modo, un profilo di deformazione continuo.
In alcuni scenari di frana la componente verticale di deformazione del terreno può essere dello stesso ordine di grandezza di quella indotta dagli spostamenti orizzontali. Per questo motivo, diventa cruciale poter distinguere e quantificare separatamente queste due componenti deformative, al fine di ottenere una chiara comprensione delle dinamiche in atto ed una misura accurata dell'entità delle deformazioni (Damiano et al., 2024). Il SEI consente di distinguere tali componenti di deformazione. Difatti, grazie all'utilizzo di 4 trasduttori (Fig. 1d), è possibile riconoscere, ad una determinata profondità, un eventuale fenomeno di compressione o rigonfiamento che induce una deformazione assiale della tubazione

uniforme su tutti i lati, o la presenza di una inflessione associata a valori di deformazione identici ma di segno opposto sui lati diametralmente opposti della tubazione inclinometrica. Nell'ipotesi di validità del principio di sovrapposizione degli effetti, è possibile interpretare la deformazione misurata su ciascun NSHT come somma dei contributi deformativi assiali e flessionali ed è possibile disaccoppiarli per analizzarli separatamente. Infine, i profili di deformazione orizzontale misurati attraverso lo strumento innovativo sono confrontati con quelli calcolati a partire dai profili di spostamento orizzontale cumulato ottenuti dalle misure tradizionali che sono dapprima trasposti lungo gli assi in cui sono installati i trasduttori NSHT (ruotati di 45° rispetto alle guide) e successivamente derivati due volte per ottenere i corrispondenti profili di deformazione, consentendo un confronto diretto e la validazione delle misure.

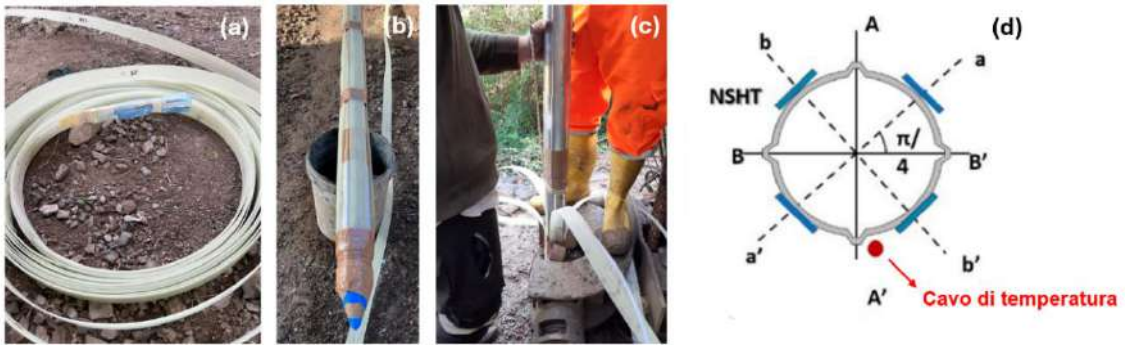


Fig 1. Fasi di installazione di uno Smart Estenso-Inclinometro: (a) NSHT in bobine; (b) assemblaggio e preparazione degli NSHT accoppiati alla tubazione inclinometrica tradizionale; (c) installazione del SEI; (d) sezione trasversale del SEI.

3. Aree di studio

3.1 San Nicola, Centola (SA)

Il territorio di Centola, e in particolare l'area di San Nicola (Fig. 2a), è storicamente soggetto a fenomeni franosi, caratterizzati principalmente da processi erosivi e gravitativi. Le tipologie di frane più diffuse sono i flussi roto-traslazionali e le colate in argilla con velocità di movimento da estremamente lente a lente (Varnes DJ, 1978; Hungr et al., 2014). Un evento franoso significativo ha interessato una parte del centro abitato della frazione di San Nicola nel 1963, quando intense precipitazioni provocarono una brusca accelerazione di un movimento deformativo preesistente (Guida et al. 1981), portando alla distruzione di gran parte del centro storico. Studi condotti da Guida et al. (1981) hanno evidenziato la presenza di un movimento profondo di espansione laterale legato alla presenza di materiali conglomeratici sovrastanti la formazione mesozoica di base di marne e argilla.

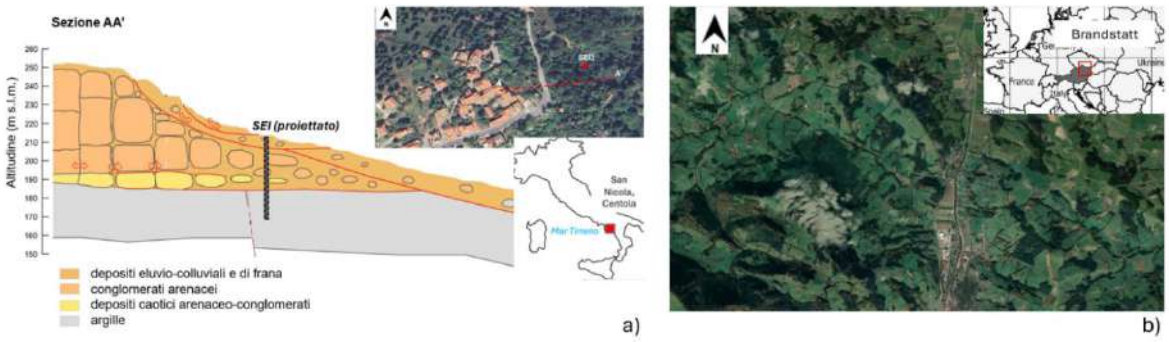


Fig 2. (a) Inquadramento dell'area di studio e sezione stratigrafica di San Nicola, Centola (SA) (b) Inquadramento dell'area di studio di Brandstatt, Bassa Austria.

L'area di studio è riportata in Fig. 2a insieme ad una schematica sezione stratigrafica del versante, che a

partire dal 2021 è stato interessato da attività di monitoraggio. Nel 2022, nell'ambito di tali attività di campo e di un accordo di collaborazione con il CUGRI è stato installato uno Smart Estenso Inclinometro della lunghezza di 40.00m attestato nella formazione argillitica di base.

3.1 Brandstatt, Bassa Austria

Il sito di Brandstatt (Fig. 2b) è parte integrante della Flysch Zone Austriaca (Marr et al., 2023). Qui, i terreni, spesso profondamente alterati, sono interessati da frane a cinematica lenta che, pur non manifestandosi con accelerazioni improvvise, rappresentano una minaccia costante per le principali vie di comunicazione, con il rischio di isolare insediamenti e abitazioni dai paesi confinanti, rendendo la gestione del rischio e il monitoraggio particolarmente critici. Qui le frane sono caratterizzate dalla presenza di superfici di scorrimento anche molto superficiali. I primi movimenti sono stati documentati negli anni '60, con riattivazioni nel 1985 e nel 2001. I rapporti del Servizio Geologico Regionale e del Servizio Geologico dell'Austria indicano che l'instabilità interessa un'area di circa 20 ettari, con velocità che variano tra 1.5 e 8 cm/anno. Sebbene i movimenti siano classificati come lenti, le loro velocità sono generalmente maggiori rispetto a quelle registrate nel sito di Centola. Il monitoraggio dell'area, iniziato nel 2022 (Carraro at al. 2024), eseguito dal gruppo ENGAGE dell'Università di Vienna, ha richiesto la reinstallazione degli inclinometri tradizionali già pochi mesi dopo la loro prima installazione. Per questo motivo, nel 2024 è stato installato un SEI di lunghezza 6.00m, anche al fine di verificare che lo strumento innovativo sia in grado di seguire l'evoluzione dei cinematismi anche qualora le misure inclinometriche tradizionali non siano più praticabili a causa dell'eccessiva piegatura della tubazione.

4. Risultati del monitoraggio

In Fig. 3 sono riportati i risultati del monitoraggio innovativo eseguito a San Nicola dopo aver separato la componente di deformazione orizzontale dalla componente di deformazione verticale. In particolare, in Fig. 3a sono riportati i profili di deformazione orizzontale, misurati lungo il sensore in fibra ottica installato in direzione nord-est, i quali mostrano un progressivo aumento del campo deformativo, che raggiunge valori di circa ±900με, a partire da luglio 2023, alle profondità comprese tra 24.50m e 26.50m. La forma a "Z" del profilo di deformazione in tale zona di terreno è indicativa della presenza di una superficie di scorrimento che si localizza in corrispondenza dell'interfaccia tra il deposito colluviale superficiale e la porzione più alterata della formazione argillosa di base (Fig. 1a). Inoltre, in Fig. 3b sono riportati gli andamenti nel tempo dei valori di deformazione orizzontale e verticale alla profondità di 26.00m, che sono risultati di entità comparabile, sottolineando l'importanza della loro distinzione in tale contesto cinematico.

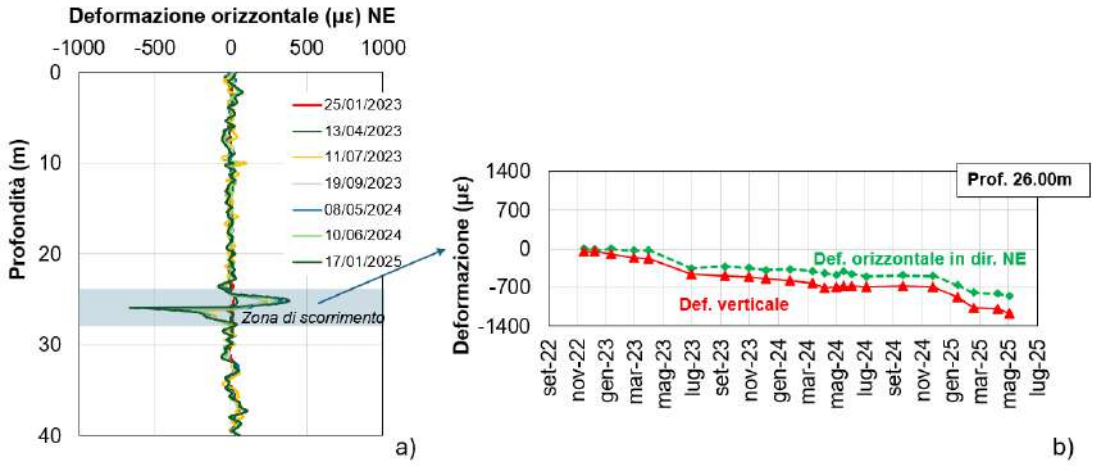


Fig. 3: Risultati monitoraggio innovativo: (a) Profilo di deformazione di taglio in dir. Nord Est (NE) nel sito di Centola; (b) confronto deformazione di taglio in dir. NE con deformazione verticale nel sito di Centola

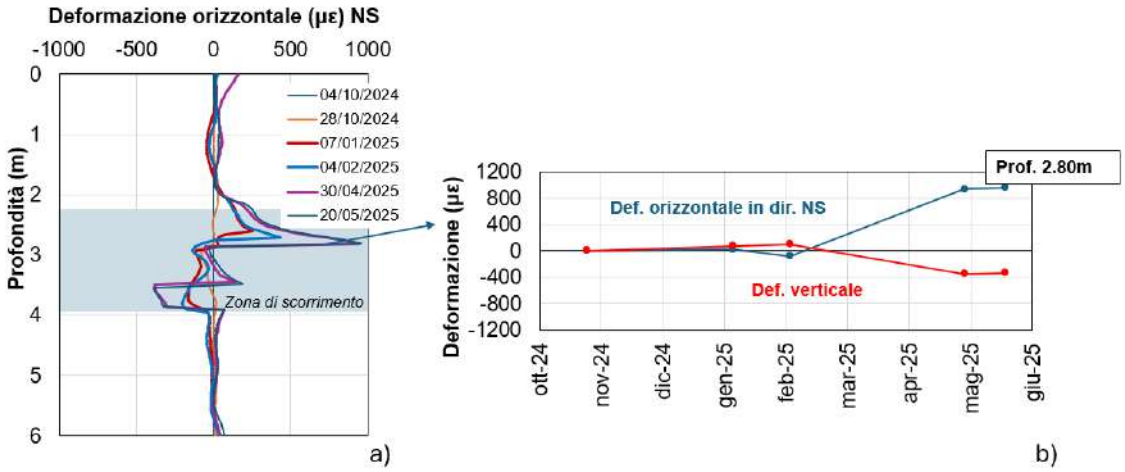


Fig. 4: Risultati monitoraggio innovativo: (a) Profilo di deformazione di taglio in dir. Nord Sud (NS) nel sito di Brandstatt; (b) confronto deformazione di taglio in dir. NS con deformazione verticale nel sito di Brandstatt

Il monitoraggio a Brandstatt è stato condotto con frequenza quasi mensile. Anche in questo caso, dopo aver disaccoppiato le due componenti di deformazione, guardando ai profili di deformazione orizzontali è stato possibile rilevare l'attivazione dei movimenti a partire da gennaio 2025, quando gli incrementi di deformazione hanno evidenziato la presenza di una zona di scorrimento ad una profondità compresa tra 2.50 metri e 4.00 metri (Fig. 4a). Inoltre, è stato rilevato un comportamento cinematico distinto rispetto a Centola: la componente di deformazione verticale è risultata molto più modesta rispetto a quella orizzontale (Fig.4b). Questo dato è coerente con la natura più superficiale della frana e la sua cinematica di scorrimento traslazionale predominante.

Per entrambi i casi studio, a partire dai dati del monitoraggio inclinometrico tradizionale, sono stati ottenuti i profili di deformazione orizzontale (Fig.5). Dal confronto tra le due tipologie di dati, è stato possibile osservare una buona corrispondenza tra i due profili, a dimostrazione dell'accuratezza del nuovo strumento. Le lievi discrepanze riscontrate nell'andamento dei profili sono principalmente attribuibili alle differenti risoluzioni spaziali e accuratezze dei due dispositivi.

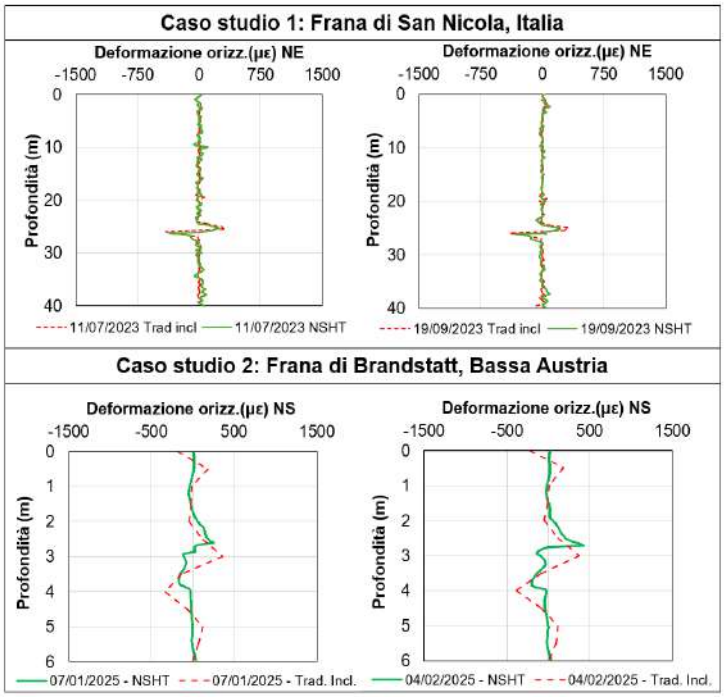


Fig. 5: Confronto dei profili di deformazione orizzontale misurati con la strumentazione tradizionale (in rosso) e innovativa (in verde) nei due casi studio presentati: San Nicola, in Italia e Brandstatt, nella Bassa Austria.

5. Conclusioni

Nel presente lavoro sono stati presentati i risultati di sperimentazioni eseguite in due frane attive per la validazione del nuovo Smart Estenso Inclinometro (SEI). I risultati del monitoraggio hanno mostrato l'utilità del SEI che consente di disaccoppiare le componenti di deformazione orizzontali da quelle verticali. Tale operazione risulta indispensabile per poter effettuare misure quantitative e non solo qualitative con lo strumento in fibra ottica, specialmente in quegli scenari di frana caratterizzati da componenti verticali degli spostamenti non trascurabili. Il nuovo strumento offre, dunque, significativi vantaggi nel monitoraggio delle deformazioni dei versanti, consentendo tra l'altro un'acquisizione continua dei dati con campionamento spaziale centimetrico. Il SEI, inoltre, standardizza le procedure di installazione degli inclinometri a fibra ottica, superando gli svantaggi riscontrati nelle sperimentazioni precedenti, rappresentando un notevole passo avanti nel campo del monitoraggio geotecnico.

Ringraziamenti

La ricerca rientra nell'ambito della tesi di dottorato di E. Molitierno, intitolata "Sistemi di monitoraggio innovativi per applicazioni di ingegneria civile", corso di dottorato in Scienze e Ingegneria per l'Ambiente e la Sostenibilità dell'Università degli Studi della Campania "Luigi Vanvitelli", Ciclo 38°, con borsa di studio finanziata nell'ambito del PNRR - dall'Unione Europea (D.M.n. 351 del 9/04/2022).

Le attività nel sito di San Nicola sono state svolte nell'ambito di un accordo di ricerca con il C.U.G.RI..

Bibliografia

Carraro, E., et al. (2024). "Determination of the potential shear plane of a clay-rich, deep-seated landslide using spectral induced polarization and geotechnical approaches: case study Brandstatt, Lower Austria", EGU General Assembly 2024.

Cartografia PAI Campania. (2018). Piano di Assetto Idrogeologico Regione Campania. Disponibile presso: Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale.

Damiano, E., De Cristofaro, M., Molitierno, E., & Olivares, L. (2024). "DFOS-based inclinometers: Challenges and potentialities in monitoring slow landslides", Procedia Structural Integrity, 64, 1628–1635.

Guida, D., Guida, M., Luise, D., Salzano, G. & Vallario, A. (1981). "Geologia e franosità del bacino del fiume Lambro (Cilento)", Geologica Romana, 20, 197-2018.

Hungr, O., Leroueil, S., & Picarelli, L. (2014). "The Varnes classification of landslide types, an update", Landslides, 11(2), 167–194.

Marr, P., Jiménez Donato, Y. A., Carraro, E., Kanta, R., & Glade, T. (2023). "The Role of Historical Data to Investigate Slow-Moving Landslides by Long-Term Monitoring Systems in Lower Austria", Land, 12(3), 659.

Minutolo, V., Cerri, E., Coscetta, A., Damiano, E., De Cristofaro, M., Di Gennaro, L., Esposito, L., Ferla, P., Mirabile, M., Olivares, L., & Zona, R. (2020). "NSHT: New Smart Hybrid Transducer for Structural and Geotechnical Applications", Applied Sciences, 10(13), 4498.

Varnes, D.J. (1978). "Slope movement types and processes". In: Schuster, R.L., Krizek, R.J. (eds) Landslides, analysis and control, special report 176: Transportation research board, National Academy of Sciences, Washington, DC., pp. 11–33.

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI FIRENZE
Da un secolo, oltre.

IARG 2025 FIRENZE

gnig

SESSIONE IV

STABILITÀ DEI PENDII E TECNICHE DI CONSOLIDAMENTO

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI FIRENZE
Da un secolo, oltre.

IARG 2025 FIRENZE

gnig

SESSIONE IV

STABILITÀ DEI PENDII E TECNICHE DI CONSOLIDAMENTO

INTERAZIONE TERRENO-VEGETAZIONE-ATMOSFERA: IL GRUPPO SCIENTIFICO ROOTS

Vito Tagarelli
Politecnico di Bari
vito.tagarelli@poliba.it

Manuela Cecconi
Università di Perugia
manuela.cecconi@unipg.it

Federica Cotecchia
Politecnico di Bari
federica.cotecchia@poliba.it

Sommario

L'interazione tra il terreno la vegetazione e l'atmosfera (soil-vegetation-atmosphere, SVA, interaction) riveste un ruolo fondamentale nel controllare l'evoluzione dello stato tenso-deformativo di vari sistemi geotecnici, ed ha particolare rilevanza soprattutto nei problemi di stabilità dei pendii e, di conseguenza, nell'ambito della progettazione di interventi sostenibili di mitigazione del rischio idrogeologico e protezione del territorio. Tuttavia, la complessità dei processi fisici, biologici e chimici attivi e coinvolti nell'interazione SVA rende necessaria una visione multidisciplinare e multiscalare per un'analisi e modellazione integrata di questi processi.
Il gruppo internazionale di ricerca **RootS** (**Root**ed**S**oils), nato nel 2023, ha l'ambizione di riunire esperti provenienti da diversi ambiti per affrontare queste sfide con un approccio scientifico deterministico.
Tra le varie attività che il gruppo ha attivato nel tempo, ed a seguito dei primi due workshop (RootS23 e RootS24), è ad oggi in fase di organizzazione il prossimo convegno internazionale RootS25 (Bari, novembre 2025), evento che si propone in primo luogo di consolidare l'identità scientifica della comunità impegnata nello studio dell'interazione SVA e del suo impatto su sistemi geotecnici di diversa complessità.
La presente nota presenta le motivazioni alla base di questa iniziativa, le principali sfide aperte e le direzioni di ricerca che guideranno il lavoro futuro.

1. Introduzione

Negli ultimi decenni è cresciuta in modo significativo la consapevolezza del ruolo della vegetazione nei processi di interazione tra lo stato del terreno in profondità e la forzante atmosferica. Tale consapevolezza è maturata anche alla luce dei numerosi casi di collasso o perdita di funzionalità riscontrati in sistemi geotecnici soggetti a processi termo-idro-meccanici (THM), alla base dell'interazione terreno–vegetazione–atmosfera (SVA). La vegetazione si è rivelata cruciale non solo

per la diagnosi e la previsione dell'evoluzione dello stato tenso-deformativo del terreno, ma anche come attore rilevante per la mitigazione del rischio idrogeologico e l'incremento di resilienza dei sistemi.
In questo contesto, si è affermato l'impiego estensivo delle Nature-based Solutions (NbS), come strategie innovative per la gestione sostenibile dei versanti, la prevenzione delle frane e il controllo dei fenomeni erosivi. In molti casi, queste soluzioni non rappresentano solo alternative agli interventi tradizionali, ma approcci più efficaci, adattivi e durevoli nel tempo.
L'attenzione crescente verso queste tematiche si inserisce in un contesto più ampio di sollecitazioni e sfide ambientali mirate al raggiungimento di una maggiore sostenibilità. I cambiamenti climatici, con l'aumento di eventi estremi come siccità, incendi, piogge intense, terremoti, mettono "a dura prova" il territorio e il suo costruito, strutture e infrastrutture. Al contempo, l'Agenda 2030 e le direttive europee in materia ambientale e di adattamento climatico indirizzano la ricerca verso lo sviluppo di soluzioni integrate che coniughino resilienza, efficienza e tutela del paesaggio.
In questo scenario, l'interazione SVA può assumere un ruolo centrale nell'ingegneria geotecnica. In particolare, con l'acronimo SVA si intende rappresentare l'insieme dei processi legati alla presenza di vegetazione che influenzano direttamente il comportamento geotecnico dei sistemi naturali e antropizzati: dalla variazione delle pressioni interstiziali, alla modifica della resistenza al taglio, fino all'alterazione dello stato tensionale e deformativo. I processi THM che regolano questa interazione sono potenzialmente in grado di portare sia al collasso strutturale (stato limite ultimo), sia a condizioni critiche per la funzionalità dell'opera (stato limite di esercizio), anche senza rotture evidenti.
Tuttavia, comprendere a fondo questi fenomeni implica affrontare notevoli complessità, solo per citare alcune: l'eterogeneità dei terreni e delle specie vegetali (arboree/erbacee), la variabilità spazio-temporale dei processi idrologici e biologici legati alla forzante climatica, l'effetto di condizioni estreme (incendi, terremoti, siccità).
Nonostante queste evidenze, l'importanza dell'interazione con altre discipline, quali le scienze ecologiche e ambientali non è stata, a nostro avviso, ancora del tutto riconosciuta. A tutt'oggi, il ruolo della vegetazione non è considerato nei modelli di comportamento del terreno, nonostante sia compreso e riconosciuto a livello teorico. I codici di calcolo e le normative progettuali non tengono generalmente conto degli effetti delle radici, dei cicli stagionali o dei flussi evapotraspirativi, alimentando un divario tra ricerca scientifica e pratica professionale.
È per colmare questo divario che nasce il gruppo RootS. L'iniziativa prende forma dall'idea condivisa tra gli autori di questa nota convinti della necessità di superare l'approccio tradizionale per affrontare in modo sistemico e multidisciplinare i temi dell'interazione SVA. L'obiettivo è quello di costruire una rete di ricercatori appartenenti alla comunità geotecnica, consapevoli che il confronto aperto, la comunicazione scientifica e il dialogo con esperti di altri settori scientifici quali botanici, pedologi, climatologi, idrologi, agronomi, ingegneri ambientali sia indispensabile e debba avvenire in un'ottica costruttiva, tale da permettere lo sviluppo della ricerca e delle conoscenze condivise. RootS si prefigge di rappresentare una comunità aperta, anche a livello internazionale, in grado di sviluppare strumenti, protocolli sperimentali, modelli numerici avanzati e, soprattutto, di proporre una visione comune e condivisa per comprendere, prevedere e modellare il ruolo della vegetazione nei sistemi geotecnici soggetti alle forzanti atmosferiche.

2. Il gruppo di ricerca RootS: identità, sfide e visione comune

Il gruppo RootS prende dunque le mosse dall'esigenza di costruire una comunità scientifica internazionale capace di affrontare in modo sistemico, multiscalare, interdisciplinare e deterministico le sfide ancora aperte legate all'interazione tra terreno-vegetazione-atmosfera (SVA). L'interazione SVA si sviluppa all'interno di un comparto ambientale, *RootS Environmental Domain* (Figura 1), che comprende terreno radicato, vegetazione e atmosfera, e che agisce come condizione al contorno per qualsiasi sistema geotecnico. Questa interazione influenza profondamente il comportamento, l'esercizio, e la stabilità dei sistemi geotecnici, modificando lo stato fisico del terreno, le sue proprietà fisico-meccaniche e idrauliche (suzione, resistenza al taglio, rigidezza, ecc…), più in generale il

comportamento tenso-deformativo del terreno, la sua capacità dissipativa e la risposta agli eventi estremi.

La missione principale dei ricercatori attivi di RootS è la caratterizzazione e modellazione di questo dominio, mediante l'avvio di studi di collaborazione tra discipline diverse, dalla geotecnica all'agronomia, dalla pedologia alla climatologia, in una prospettiva multidisciplinare e internazionale. Il gruppo si è da subito distinto per la volontà di riunire ricercatori provenienti da diversi ambiti e contesti geografici, con l'obiettivo di costruire una rete scientifica ampia e coesa.

Il primo incontro RootS23 a Perugia e il più recente Webinar RootS24 hanno rappresentato tappe fondamentali per identificare le priorità della comunità scientifica coinvolta. In particolare, è emersa la necessità urgente di condividere linguaggi, strumenti, metodi sperimentali e modelli numerici, passaggi essenziali per definire un'agenda di ricerca comune.

Da questa base solida di intenti comuni, è scaturita l'organizzazione del prossimo convegno internazionale RootS25, che si terrà a Bari nei giorni 6-8 novembre 2025. L'evento mira a consolidare la comunità RootS, stimolare collaborazioni durature e orientare le ricerche future verso una comprensione integrata e applicativa dell'interazione SVA.

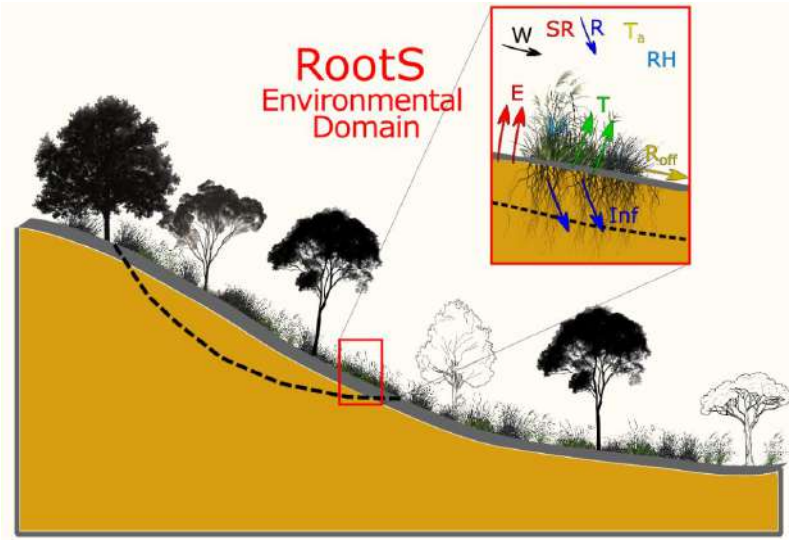


Fig 1. RootS Environmental Domain: Legenda: W = vento; SR = radiazione solare; R = intensità della precipitazione; T_a = temperatura atmosferica; RH = umidità relativa; E = tasso di evaporazione; T = tasso di traspirazione; LI = intercettazione fogliare; R_{off} = deflusso superficiale; Inf = infiltrazione dell'acqua liquida.

Le principali sfide scientifiche e gli obiettivi individuati dal gruppo RootS e che ne orientano le attività di ricerca, sono:

• Comprendere i processi multifisici dell'interazione SVA: nonostante numerosi studi, e per quanto noto agli Autori di questa nota, si avverte ancora la mancanza di un impianto teorico condiviso che integri le conoscenze di geotecnica, pedologia, fisiologia vegetale, climatologia ed ecologia. La sfida è costruire un linguaggio comune e un quadro fenomenologico capace di rappresentare, e poi modellare, i principali processi bio-chemo-termo-idro-meccanici. L'obiettivo finale è l'inclusione esplicita di questi processi nella pratica progettuale geotecnica, ad oggi solo parzialmente richiamati nelle normative tecniche.

• Definire e diffondere protocolli sperimentali standardizzati: caratterizzare i terreni vegetati/radicati in laboratorio o in sito è complesso: le radici alterano lo stato fisico del terreno e le sue proprietà THM, e i metodi di campionamento introducono ulteriori potenziali criticità. Mancano difatti protocolli condivisi che garantiscano ripetibilità e confrontabilità dei dati. RootS si propone di colmare questa lacuna, includendo anche parametri biologici e chimici rilevanti per l'interazione SVA.

• Condividere casi studio e database aperti: i casi studio reali sono essenziali per validare modelli e teorie, ma spesso risultano frammentari o non accessibili. RootS si propone di realizzare una rete accessibile di dati, derivanti da piani di monitoraggio, prove sperimentali e studi interdisciplinari, per facilitare il confronto tra gruppi di ricerca e favorire lo sviluppo di tecniche e procedure sperimentali più idonee.

• Proporre un avanzamento nella modellazione numerica del *RootS Environmental Domain*: attualmente, la modellazione numerica dell'interazione SVA è spesso parziale e disaccoppiata. È necessario sviluppare modelli termo-idro-meccanici completamente accoppiati, in grado di descrivere realisticamente l'effetto della vegetazione e dei flussi evapotraspirativi. Questi strumenti saranno essenziali per la modellazione predittiva e per lo sviluppo di digital twin di strutture/infrastrutture e, più in generale, di sistemi esposti a rischio di frana, che interagiscono con la vegetazione e con l'atmosfera.
• Studiare il ruolo della vegetazione in occasione di eventi estremi: eventi come incendi, terremoti, siccità e piogge intense alterano profondamente l'interazione tra terreno, vegetazione e atmosfera. È fondamentale comprendere come varia l'attività della vegetazione in tali contesti e come progettare NbS resilienti, capaci di adattarsi o recuperare la loro funzione dopo l'evento. RootS intende approfondire questi aspetti, fornendo indicazioni operative per la progettazione e il ripristino post-evento.

3. Eventi passati

Sin dal suo avvio, il gruppo RootS ha individuato nei workshop scientifici e negli incontri in presenza uno strumento essenziale per costruire una comunità coesa, condividere conoscenze e orientare le future linee di ricerca. Questi eventi hanno avuto un ruolo centrale nel dare visibilità al gruppo, facilitare il dialogo interdisciplinare e creare connessioni tra ricercatori provenienti da ambiti differenti, accomunati dall'interesse per l'interazione SVA. In tali occasioni, si sono presentati i risultati di ricerche in corso, discussi criticamente gli approcci sperimentali, confrontate le metodologie di modellazione, proposte procedure e tecniche sperimentali, sono stati presentati casi studio.
In questo paragrafo si ripercorrono brevemente le attività svolte, tra le quali i due Workshop RootS23 e RootS24, che hanno segnato l'avvio della comunità scientifica RootS, e si anticipano le iniziative attualmente in programma, prima fra tutte il workshop internazionale RootS25 a Bari nel prossimo mese di novembre. Questi eventi hanno favorito la crescita graduale del gruppo di ricerca, e contribuito a definire una visione scientifica comune, di riferimento per la costituzione di una rete di ricerca stabile, aperta e multidisciplinare.

3.1 RootS23 – Università di Perugia, Aprile 2023

Il workshop RootS23, svoltosi nell'aprile 2023 presso l'Università di Perugia (Figura 2), ha rappresentato un primo importante momento di confronto tra ricercatori (italiani e esteri) attivi in diversi settori, geotecnica, eco-idrologia, agronomia, fisica del suolo e scienze ambientali, riunitosi con l'obiettivo di definire lo stato delle conoscenze attuali e stimolare nuove collaborazioni interdisciplinari. Durante il workshop sono stati presentati studi recenti volti a comprendere l'interazione tra processi biologici e fisici all'interno del sistema SVA. Sono stati illustrati modelli fisici e numerici in grado di simulare la crescita radicale, il comportamento del terreno in condizioni parzialmente sature e gli scambi di energia e acqua tra terreno, vegetazione e atmosfera.



Fig 2. RootS23, Università di Perugia, Dipartimento di Ingegneria, Aprile 2023.

Il confronto tra i partecipanti ha evidenziato come un approccio integrato allo studio del sistema SVA possa migliorare la previsione dei processi di scambio idraulico ed energetico tra il terreno e l'atmosfera per tramite della vegetazione, per tendere alla modellazione di fenomeni di instabilità, contribuendo allo

sviluppo di strategie di progettazione di NbS e di adattamento ai cambiamenti climatici. I contributi hanno sottolineato l'importanza della raccolta di dati di sito, dello sviluppo di strumenti predittivi affidabili e del dialogo tra discipline per affrontare le sfide ambientali future.
Durante le due giornate di lavori, i contributi scientifici hanno spaziato su un ampio ventaglio di temi, con focus primario sul ruolo della vegetazione nella stabilità dei versanti, dai punti di vista meccanico, idrologico, ecologico e numerico. Diversi studi si sono concentrati sui meccanismi di rinforzo radicale del terreno, illustrando basi teoriche, evidenze sperimentali e approcci di modellazione per descrivere e quantificare l'effetto delle radici in condizioni sia statiche che dinamiche. Particolare attenzione è stata dedicata all'interazione tra radici e terreno, alla variabilità delle proprietà meccaniche delle radici di specie botaniche diverse e al loro impatto sul comportamento idro-meccanico del terreno radicato.
Altri contributi hanno affrontato in modo più ampio l'interazione SVA, attraverso studi in campo e in laboratorio sugli effetti dell'evapotraspirazione, della copertura vegetale e della traspirazione sul bilancio idraulico e sulla stabilità dei versanti, anche in relazione al cambiamento climatico. È emersa la rilevanza che la scala di indagine riveste, dedotta sulla base di analisi presentate che hanno spaziato dalla microscala, alla sperimentazione di laboratorio fino alla scala di versante e di bacino.
Alcuni contributi hanno riguardato applicazioni ingegneristiche e strategie NbS per la prevenzione di frane superficiali, nel valutare l'efficacia di diverse soluzioni e tecniche di bioingegneria in funzione del contesto. Il workshop ha riscosso un forte interesse per l'integrazione tra approcci sperimentali e numerici. Numerosi contributi hanno incluso casi studio, modellazioni fisiche e simulazioni numeriche avanzate, evidenziando ancora una volta il valore aggiunto di approcci multidisciplinari per affrontare le sfide legate alla gestione sostenibile del territorio e all'adattamento climatico.
I relatori di RootS23, membri attivi del gruppo, sono Autori di un recente articolo scientifico (Cecconi et al., 2025), incentrato sullo stato attuale dei più recenti risultati degli studi condotti a diverse scale, dal laboratorio al sito, mediante diversi approcci (monitoraggio, modellazione numerica, sperimentazione).

3.2 RootS24 – Webinar

L'edizione 2024 dell'incontro RootS si è svolta in modalità Webinar (Figura 3) e ha rappresentato un'importante occasione per riunire la comunità RootS a un anno dal primo incontro in presenza, per fornire un aggiornamento delle attività in corso e promuovere nuove iniziative congiunte.

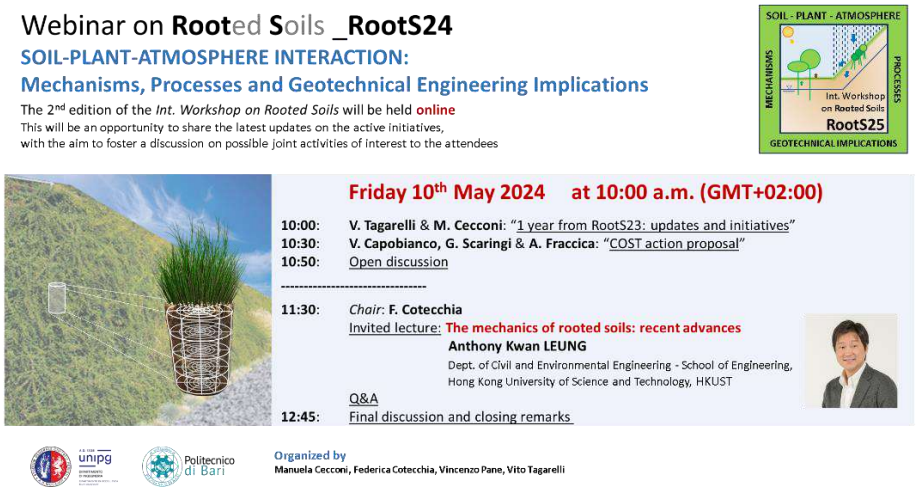


Fig 3. RootS24, locandina dell'evento online, Maggio 2024.

Il webinar si è articolato in due momenti principali. In una prima parte, sono state illustrate le iniziative più recenti del gruppo di ricerca, le collaborazioni scientifiche avviate, e si sono delineati gli obiettivi del prossimo workshop internazionale RootS25. La sessione ha offerto spazio a un confronto aperto tra i membri del network, stimolando la partecipazione attiva e la condivisione di proposte operative per il futuro. La seconda parte ha visto la Keynote Lecture di Anthony Leung, professore presso la Hong Kong University of Science and Technology (HKUST), uno dei massimi esperti mondiali di interazione SVA in ingegneria geotecnica. Il suo seminario "The mechanics of rooted soils: recent advances", ha fornito

una panoramica aggiornata sui più recenti risultati scientifici relativi al comportamento idro-meccanico dei terreni insaturi radicati, con particolare riferimento alle implicazioni nelle valutazioni di stabilità dei versanti vegetati. La lezione ha toccato temi all'avanguardia, come l'anisotropia meccanica nei terreni radicati, le possibilità di impiego dell'AI nell'analisi di interazione SVA, nonché la descrizione dei processi a scala micro che si instaurano nell'interazione tra il terreno, le radici e l'acqua di porosità.

3.3 ECSMGE24 – Lisbona

Il gruppo RootS ha inoltre preso parte al XVIII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, partecipando al Pre-Conference Workshop organizzato dal Technical Committee "Unsaturated Soils" (TC106), intitolato "WS 09 - Cross-Linking TCs within the Context of Unsaturated Soils". Questo workshop ha rappresentato un'importante occasione per approfondire la comprensione scientifica dei terreni parzialmente saturi da prospettive e ambiti disciplinari diversi, ed ha accolto ricercatori e professionisti interessati a esplorare lo stato dell'arte e le numerose opportunità di ricerca in questo ambito.
Gli autori della presente nota hanno contribuito ai lavori con un intervento dedicato all'interazione terreno–vegetazione–atmosfera, evidenziando la complessità e la multidisciplinarità che caratterizza i processi THM attivi nel *RootS Environmental Domain*, mostrando come tali processi siano strettamente connessi alla comprensione e alla modellazione del comportamento dei terreni parzialmente saturi.

4. RootS25 – 3rd International workshop on Soil-Vegetation-Atmosphere interaction

Il workshop RootS25 (https://roots-25.com/), in programma dal 6 all'8 novembre 2025 presso il Politecnico di Bari, rappresenterà un'importante occasione di confronto internazionale sul tema dell'interazione tra terreno, vegetazione e atmosfera (SVA). A due anni dalla prima edizione tenutasi a Perugia nel 2023, l'evento mira a consolidare la comunità scientifica multidisciplinare che studia i processi fisici, biologici e meccanici che regolano questo complesso sistema ambientale.
Durante le due giornate di convegno, i contributi scientifici si articoleranno in due filoni principali: i) processi energetici e idraulici, con focus su caratterizzazione del suolo radicato, bilancio idrologico, evapotraspirazione e modellazione numerica; ii) processi meccanici, riguardanti i meccanismi di rinforzo radicale dalla scala micro a quella di versante, prove sperimentali in laboratorio e in campo, e sviluppo di modelli numerici dedicati.
Come nelle edizioni precedenti, RootS25 promuoverà fortemente il dialogo costruttivo tra ingegneri geotecnici, agronomi, scienziati del suolo e delle piante, idrologi e studiosi delle scienze atmosferiche, con l'obiettivo di favorire un approccio integrato. Tra i keynote lecturer confermati figurano studiosi di rilievo internazionale, Joel Smethurst (University of Southampton), Jonathan Knappett (University of Dundee), Hubert Savenije (Delft University of Technology), Jean Vaunat (Polytechnic University of Catalunya). I loro interventi tratteranno temi che spaziano dalla caratterizzazione termo-idro-meccanica del suolo radicato agli effetti di sito dell'interazione SVA, dalla modellazione numerica dei processi THM attivi sui versanti agli aspetti idrologici che definiscono il *RootS Environmental Domain*. Il workshop includerà inoltre una corposa sessione dedicata alla discussione volta a individuare priorità di ricerca e opportunità di collaborazione, contribuendo così al rafforzamento dell'identità del gruppo RootS come punto di riferimento per lo studio e la modellazione dell'interazione SVA. L'auspicio è che RootS25 possa rappresentare una tappa decisiva nel consolidamento della comunità e nell'avvio di nuove iniziative scientifiche condivise, sia a scala nazionale che internazionale.

Bibliografia

Cecconi M., Tagarelli V., Cotecchia F., Pane V., Anselmucci F., Bertolini I., Biondi G., Boldrin D., Capobianco V., Cardile G., Cuomo S., De Vita P., Fraccica A., Mejer G., Pagano L., Pirone M., Schwarz M., Tarantino A., Vaunat J., Yildiz A. (2025). "Soil-vegetation-atmosphere interaction for engineering applications: recent multi-scale and multi-disciplinary insights". Geomechanics for the Energy and the Environment (accettato per la pubblicazione).

RUOLO DELLA VEGETAZIONE NELL'INTERAZIONE SUOLO-ATMOSFERA

Gennaro Sequino
Università della Campania "Luigi Vanvitelli", Dipartimento di Ingegneria
Fondazione CMCC, Centro Euro-Mediterraneo sui Cambiamenti Climatici
gennaro.sequino@unicampania.it

Luca Comegna
Università della Campania "Luigi Vanvitelli", Dipartimento di Ingegneria
luca.comegna@unicampania.it

Roberto Greco
Università della Campania "Luigi Vanvitelli", Dipartimento di Ingegneria
roberto.greco@unicampania.it

Guido Rianna
Fondazione CMCC, Centro Euro-Mediterraneo sui Cambiamenti Climatici
guido.rianna@cmcc.it

Gianfranco Urciuoli
Università di Napoli "Federico II", Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale
gianfranco.urciuoli@unina.it

Sommario

La nota illustra i primi risultati di un esercizio di modellazione parametrica finalizzato a valutare il ruolo della copertura vegetale sulla risposta idrologica stagionale di una coltre piroclastica parzialmente satura, tipica di versanti che risultano frequentemente oggetto di fenomeni franosi rapidi meteo-indotti nella regione Campania.

1. Introduzione

Un numero sempre crescente di studi in letteratura evidenzia come la vegetazione possa esercitare un'influenza significativa sulla stabilità delle coltri superficiali di versanti ripidi suscettibili a movimenti franosi rapidi meteo-indotti (Greco et al. 2013; Arnone et al., 2016; Ng et al., 2020; Dias et al., 2022; Guglielmi et al., 2023; Tarantino e Roberts-Self, 2023; Di Biagio et al., 2024). Le condizioni di stabilità di tali pendii, normalmente garantite dallo stato di parziale saturazione in cui si trova il terreno che conferisce un contributo di resistenza aggiuntivo a quello attritivo, possono essere messe a rischio a seguito di eventi meteorici intensi e duraturi, soprattutto se preceduti da periodi piovosi prolungati. La presenza di una copertura vegetale estesa può offrire in tal senso un contributo rilevante in quanto i processi di assorbimento radicale e di traspirazione fogliare tipici delle piante favoriscono uno scambio idrico intenso tra suolo e atmosfera che tende a sottrarre acqua al terreno. Oltre a fornire un contributo di tipo idraulico, la vegetazione può anche esercitare un ruolo benefico di tipo meccanico. Dato infatti il ridotto spessore dei depositi convolti (tipicamente variabile tra 0.5 e 4 m), l'apparato radicale, se

ancorato al substrato roccioso sottostante, è in grado di fornire un apporto aggiuntivo alla stabilità dei versanti attraverso la mobilitazione di una parte della propria resistenza a trazione.
La presente nota intende approfondire l'argomento analizzando il possibile contributo della vegetazione sulla risposta alle forzanti meteorologiche di una coltre piroclastica rappresentativa dei versanti della Campania che negli ultimi decenni sono stati frequentemente coinvolti in fenomeni franosi rapidi. Lo studio, che intende valutare esclusivamente i potenziali effetti sul regime idrologico, si propone in particolare di evidenziare, mediante l'implementazione di alcune analisi modellistiche di tipo parametrico, la stagionalità di tali effetti sulle condizioni di umidità del deposito. A tal fine, sono state assegnate alla vegetazione due diverse possibili configurazioni: una rappresentativa di una copertura decidua e l'altra di una sempreverde. I risultati associati alle due risposte sono stati confrontati con quelli ottenuti per il caso di assenza di vegetazione (suolo nudo).

2. Dati e metodi

2.1 Area di studio

L'area oggetto del presente studio coincide con la zona denominata "*Camp3*" nei piani di protezione civile finalizzati alla gestione del rischio idrogeologico della regione Campania, i cui versanti, ricoperti da depositi piroclastici superficiali originati dai complessi vulcanici del Vesuvio e dei Campi Flegrei, risultano altamente suscettibili a fenomeni franosi rapidi (frequentemente in forma di colata). Secondo il catalogo frane ITALICA (Peruccacci et al., 2023), in tale area sono stati, in particolare, registrati 65 eventi franosi durante il periodo 2000-2020. Data la natura meteo-indotta degli eventi franosi, la Fig. 1a evidenzia che la distribuzione stagionale di questi ultimi risulta in linea con l'andamento stagionale delle precipitazioni: il maggior numero di frane si è infatti verificato durante l'autunno (37%) e l'inverno (37%), con una diminuzione degli eventi in primavera (18%) e un numero estremamente ridotto durante l'estate (8%). Informazioni sulle caratteristiche della vegetazione tipiche dell'area sono state ottenute interrogando diversi database di origine satellitare disponibili all'interno della piattaforma "*Copernicus Land Monitoring Service*" (https://land.copernicus.eu). A tal proposito, la Fig. 1a illustra le mappe rappresentative del parametro LAI (*Leaf Area Index*), definito come la superficie fogliare per unità di superficie occupata dal terreno, ottenute dallo specifico catalogo "*Leaf Area Index 2014-present*". Il LAI evidenziato nell'area di studio presenta un intervallo di variazione compreso tra 0 e 7, con valori minimi durante la stagione invernale e massimi durante la stagione estiva. Le differenze tra valori minimi e massimi risultano tipicamente molto marcate per le specie vegetali decidue, che perdono completamente le foglie durante la stagione più fredda (il valore nullo corrisponde all'assenza totale di fogliame), mentre sono meno evidenti per le specie sempreverdi, che sono caratterizzate da una distribuzione più uniforme durante l'anno, con valori di LAI non trascurabili anche durante l'inverno. La Fig. 1b mostra, in particolare, la variazione stagionale del LAI in corrispondenza delle celle, con inclinazioni variabili tra 20° e 50°, presenti nelle aree di innesco dei fenomeni franosi avvenuti nel periodo 2000-2020 (barre rosse), ed in corrispondenza della totalità delle celle di inclinazione analoga presenti nell'area di studio (barre verdi). Le prime sono state individuate a monte dei punti di recapito segnalati dal catalogo ITALICA seguendo le indicazioni sulle distanze di propagazione tipiche per la specifica tipologia di fenomeni franosi nell'area (Calcaterra e Santo, 2004). L'intersezione tra il database sulle frane e quello sulla vegetazione evidenzia che nel 70% dei casi le coperture vegetali delle aree di innesco presentano LAI = 0 oppure LAI = 1 (Fig. 1b). In particolare, è interessante notare che in inverno la percentuale più elevata delle aree di innesco presenta un LAI = 0 che risulta il valore maggiormente diffuso nella stagione sulla totalità dei versanti. Al contrario, in primavera ed in autunno il LAI associato alle aree maggiormente coinvolte negli eventi franosi (LAI = 1) è inferiore rispetto al valore più frequente presente su tutti i versanti dell'area (LAI = 2). In Fig. 2a sono invece riportate in forma percentuale le categorie di uso del suolo individuate dai cataloghi "*CLCPlus BackBone 2021*" e "*Corine Land Cover 2018*". La figura evidenzia, in particolare, che la percentuale di aree di innesco con vegetazione di tipo deciduo risulta maggiore rispetto a quelle con vegetazione sempreverde. Questo risultato può essere

spiegato riferendosi agli studi di Boldrin et al. (2018) che mostrano per via sperimentale la differenza di comportamento nei diversi periodi dell'anno tra le due specie vegetali. Nella fattispecie, il meccanismo di traspirazione risulta più efficiente nella vegetazione decidua limitatamente ad una finestra temporale che presenta temperature medie più elevate e che non coincide tipicamente con quella in cui avviene la maggioranza dei fenomeni franosi. Al contrario, la vegetazione sempreverde è in grado di fornire un contributo pressoché continuo durante tutto l'anno, garantendo tassi di traspirazione non trascurabili anche durante la stagione fredda. In Fig. 2b si può inoltre osservare che una percentuale non trascurabile delle aree potenziali di innesco (circa il 26%) si trova in aree agricole in cui la vegetazione preesistente è stata presumibilmente rimossa per lasciare spazio a colture utili allo scopo produttivo.

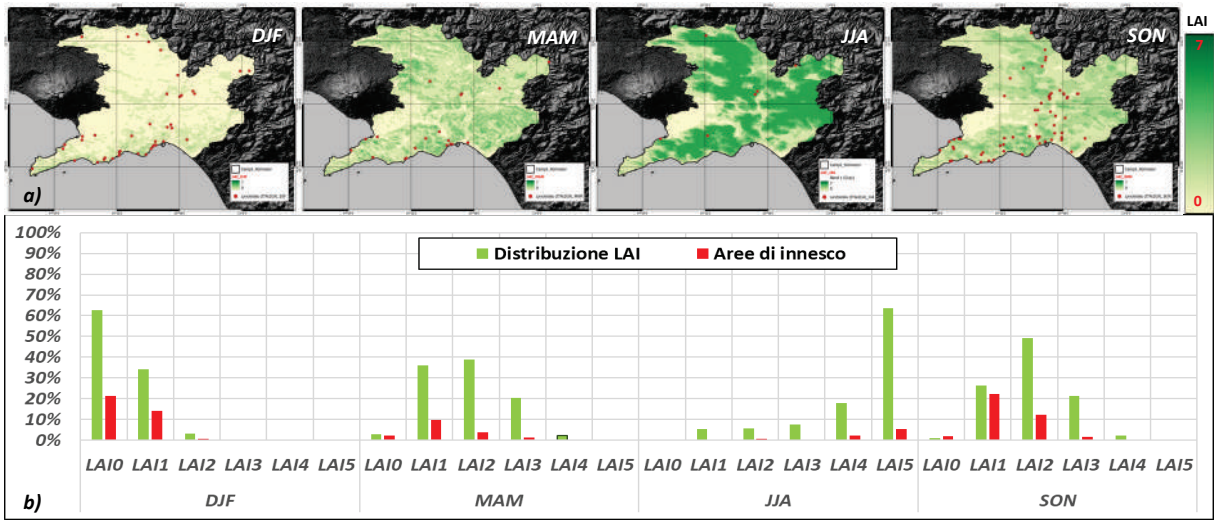


Fig 1. a) Distribuzione stagionale (inverno, DJF; primavera, MAM; estate, JJA; autunno, SON) nell'area di studio dei valori di LAI forniti dal catalogo "Leaf Area Index 2014-present" (https://land.copernicus.eu) e posizioni dei recapiti delle frane registrate dal 2000 al 2020 (catalogo frane ITALICA); b) distribuzione percentuale dei LAI nelle aree di innesco (barre rosse) ed in tutti i versanti di inclinazione analoga individuati nell'area di studio (barre verdi).

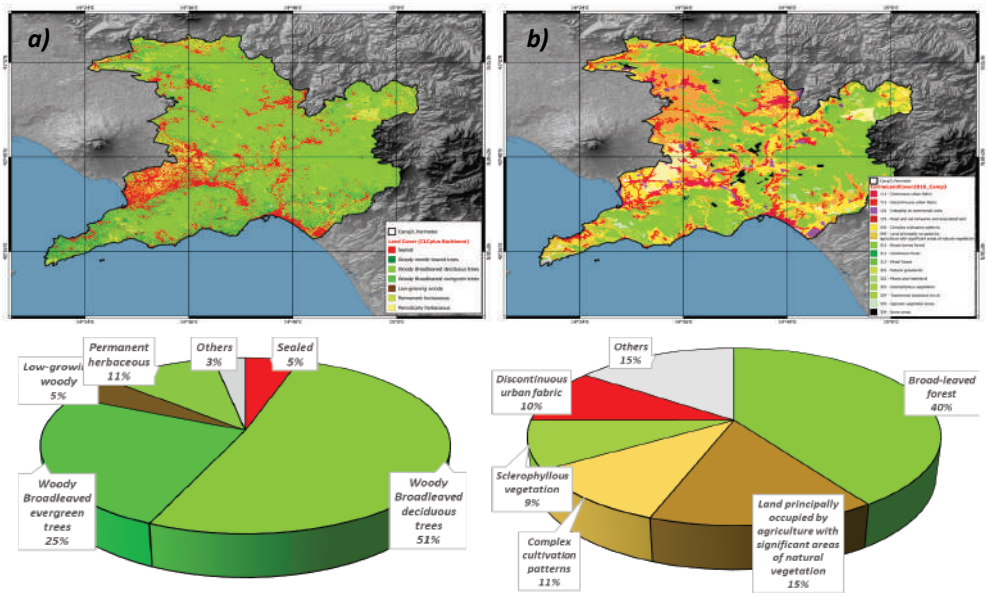


Fig 2. Mappe di uso del suolo dell'area di studio secondo gli inventari a) "CLSPlus BackBone 2021" e b) "Corine Land Cover 2018" (https://land.copernicus.eu). Nei grafici a torta sono riportate, in forma percentuale, le categorie di uso del suolo associate alle aree di innesco.

2.2 Implementazione del modello

Al fine di stimare il ruolo della vegetazione nell'interazione tra il suolo e l'atmosfera, sono state eseguite alcune analisi parametriche mirate a simulare la risposta idrologica di una colonna di terreno di natura piroclastica, di altezza pari a 2 m, sottoposto a condizioni atmosferiche tipiche dell'area di studio (Fig. 3a). Le analisi sono state condotte mediante il codice di calcolo SEEP/W (distribuito dalla Bentley Systems Ltd.), che adotta un modello termo-idraulico accoppiato basato sulla risoluzione agli elementi finiti dell'equazione di Richards. Al contorno inferiore della colonna è stato imposto un gradiente piezometrico unitario, per simulare un drenaggio gravitazionale attraverso l'interfaccia tra la copertura piroclastica e il substrato calcareo. Al contorno superiore sono stati invece assegnati i valori orari di temperatura, radiazione solare, velocità del vento e umidità relativa tra il 2002 ed il 2023, ricavati per il comune di Salerno dal dataset "*ERA5-Land*", e di precipitazione acquisiti nella stessa finestra temporale dalle stazioni meteorologiche "Salerno Meteo 1" e "Pontecagnano". Tale scelta tende a limitare l'effetto di riduzione dei valori di precipitazione associato alla spazializzazione sulla griglia del dataset (circa 9 Km). La valutazione dell'evapotraspirazione potenziale, PET, è stata effettuata attraverso l'equazione di Penman-Monteith (Monteith, 1965). Il calcolo dell'evapotraspirazione reale, AET, ha richiesto la definizione di alcuni parametri relativi alla struttura della parte aerea della vegetazione e dell'apparato radicale. A tal proposito, sono stati assunti due possibili andamenti stagionali del LAI rappresentativi di una copertura vegetale decidua e di una sempreverde (Fig. 3b), entrambi ricavati dal dataset "*Leaf Area Index 2014–present*". È stata inoltre assunta una distribuzione triangolare della densità degli apparati radicali, con valori massimi in superficie e nulli alla profondità di 1 m. L'altezza della vegetazione è stata fissata pari a 5 m, mentre il coefficiente di riduzione della traspirazione è stato modellato assumendo un valore costante pari a 1 per suzioni in superficie comprese tra 0 e 100 kPa, ed un andamento decrescente linearmente da 1 a 0 per suzioni comprese tra 100 kPa e 1500 kPa. I risultati sono stati confrontati con quelli ottenuti assumendo l'ipotesi di suolo nudo, per il quale l'evaporazione potenziale è stata calcolata attraverso il modello di Penman-Wilson (Wilson, 1997).

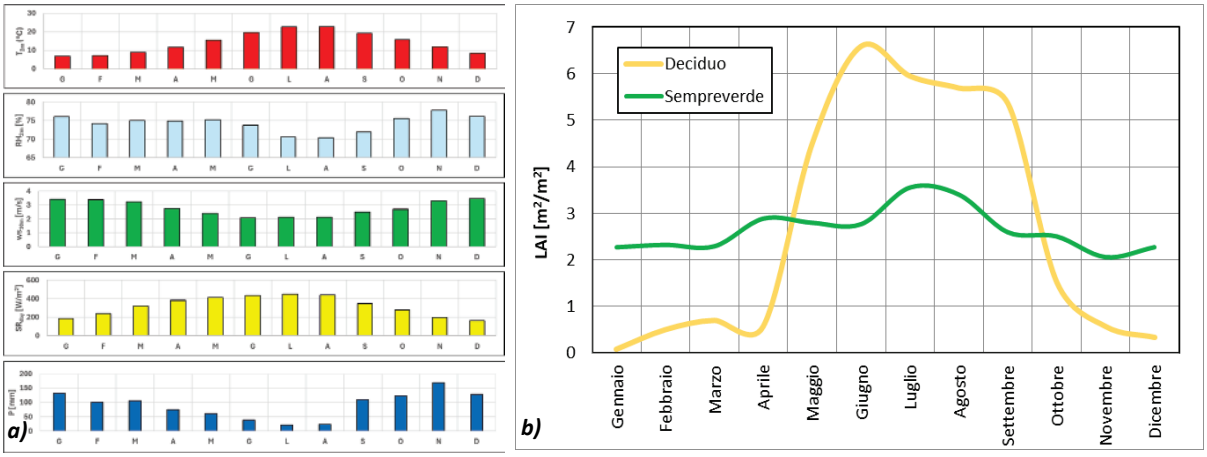


Fig 3. a) Valori medi mensili (periodo 2022-2023) nell'area di studio di temperatura, T, umidità relativa, RH, velocità del vento, WS, radiazione solare, SR, precipitazione, P; b) variazioni annuali del LAI assegnate al modello per una vegetazione decidua ed una sempreverde (ricavate dal dataset "Leaf Area Index 2014-present").

Per l'assegnazione delle proprietà idrauliche del terreno, supposto omogeneo, si è fatto riferimento ai dati sperimentali sulle ceneri piroclastiche del Monte Faito riportati da Dias et al. (2022). In particolare, seguendo la formulazione proposta da van Genuchten (1980), al terreno sono state assegnate la seguente curva di ritenzione idraulica

$$\vartheta(s) = \vartheta_r + (\vartheta_s - \vartheta_r)\left[\frac{1}{1+(\alpha \cdot s)^n}\right]^m$$

in cui ϑ_s = 0.56 e ϑ_r = 0.16 rappresentano rispettivamente il valore saturo e residuo del contenuto volumetrico d'acqua ϑ, s è la suzione, α = 0.125 kPa^{-1}, m = 2, n = 0.5, e la seguente curva di conducibilità

$$k(s) = k_s \cdot \left\{ \frac{[1 - (\alpha \cdot s)^{n-1} \cdot [1 + (\alpha \cdot s)^n]^{-m}]^2}{[1 + (\alpha \cdot s)^n]^{\lambda m}} \right\}$$

in cui k_s = 1.0E-06 m/s è il valore saturo della conducibilità idraulica k, mentre λ = -1.2. Per l'assegnazione delle proprietà termiche (curve di capacità termica e conducibilità termica) è stato preso a riferimento lo studio di Guglielmi et al. (2023) su una sabbia limosa di origine piroclastica.

3. Risultati

La Fig. 4 mostra i risultati delle analisi ottenuti per le tre diverse configurazioni: i) suolo nudo, ii) suolo vegetato con copertura decidua e iii) suolo vegetato con copertura sempreverde. I dati riportati rappresentano i valori medi dei percentili 25°, 50° e 75° dei contenuti volumetrici d'acqua adimensionalizzati, $\Theta = \frac{\vartheta - \vartheta_r}{\vartheta_s - \vartheta_r}$, calcolati dal 2002 al 2023 nella zona radicale (primo metro della colonna). In particolare, l'attenzione è focalizzata sulle risposte ottenute in quattro mesi (dicembre, marzo, giugno e ottobre) rappresentativi delle diverse stagioni. I risultati evidenziano differenze particolarmente marcate nei mesi estivo ed autunnale. A giugno si stimano infatti riduzioni medie di Θ rispetto al suolo nudo del 41% per la decidua e del 31% per la sempreverde. In ottobre si stima una differenza in media del 35% tra suolo nudo ed i due casi vegetati. Se il contributo della copertura vegetale può essere considerato irrilevante in estate ai fini delle condizioni di stabilità dei pendii, per la scarsa piovosità tipica della stagione, il risultato ottenuto ne sottolinea al contrario l'importanza in un periodo critico come quello autunnale che risulta di transizione tra la stagione secca e quella umida. Le differenze tendono ad attenuarsi nei mesi invernale e primaverile. A dicembre si stimano infatti riduzioni medie del 5% per la decidua e del 10% per la sempreverde. A marzo l'umidità nel caso deciduo coincide addirittura con quella calcolata in ipotesi di suolo nudo, mentre il caso sempreverde mostra, comunque, una riduzione in media del 10%. Questi comportamenti sono riconducibili all'elevata piovosità tipica di tali periodi e alla contemporanea ridotta evapotraspirazione rispetto a quelle rappresentative della stagione estiva ed autunnale (Fig. 5).



Fig 4. Andamento nel periodo 2002-2023 dei valori medi del 25°, 50° e 75° percentile (colonne) del contenuto volumetrico d'acqua adimensionalizzato, Θ, calcolati nella zona radicale durante i mesi di dicembre, marzo, giugno e ottobre (righe).

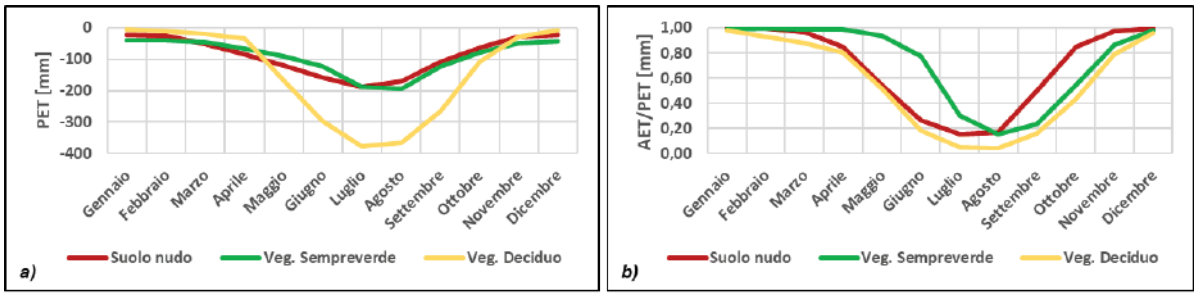


Fig 5. Valori medi mensili calcolati, per il periodo 2002-2023, dell'evapotraspirazione potenziale, PET, e del rapporto tra evapotraspirazione attuale e potenziale, AET/PET.

4. Conclusioni

I risultati della modellazione mostrano come la presenza di copertura vegetale sia in grado di ridurre il contenuto d'acqua del terreno rispetto ad un suolo nudo con differenze particolarmente marcate nei mesi estivi ed autunnali. La vegetazione sempreverde sembra fornire, in particolare, un contributo tangibile durante l'intero anno, mantenendo tassi di traspirazione non trascurabili anche durante l'inverno e la primavera. Al contrario, la vegetazione decidua sembra presentare un effetto ridotto durante l'inverno e praticamente nullo durante la primavera. Ulteriori sviluppi di questa ricerca saranno rivolti all'approfondimento di due aspetti: i) influenza degli apparati radicali sulle proprietà idrauliche del mezzo; ii) valutazione del ruolo della copertura vegetale a scale temporali ridotte, al fine di quantificare la risposta del sistema durante singoli eventi meteorici.

Bibliografia

Arnone E., Caracciolo D., Noto L.V., Preti F., Bras R. L. (2016). "Modeling the hydrological and mechanical effect of roots on shallow landslides". *Water Resources Research*, 52 (11), 8590-8612.

Boldrin D., Leung A.K., Bengough A.G. (2018). "Hydrologic reinforcement induced by contrasting woody species during summer and winter". *Plant and Soil*, 427, 369-390.

Calcaterra D., Santo A. (2004). "The January 10, 1997 Pozzano landslide, Sorrento Peninsula, Italy". *Engineering Geology*, 75 (2), 181-200.

Di Biagio A., Capobianco V., Oen A., Tallaksen L.M. (2024). "State-of-the-art: Parametrization of hydrological and mechanical reinforcement effects of vegetation in slope stability models for shallow landslides". *Landslides*, 21 (10), 2417-2446.

Dias A.S., Pirone M., Nicotera M.V., Urciuoli G. (2022). "Hydraulic characterization of an unsaturated vegetated soil: The role of plant roots and hydraulic hysteresis". *Geomechanics for Energy and the Environment*, 30, 100235.

Greco R., Comegna L., Damiano E., Guida A., Olivares L., Picarelli L. (2013). "Hydrological modelling of a slope covered with shallow pyroclastic deposits from field monitoring data". *Hydrology and Earth System Sciences*, 17, 4001-4013.

Guglielmi S., Pirone M., Dias A.S., Cotecchia F., Urciuoli G. (2023). "Thermohydraulic numerical modeling of slope-vegetation-atmosphere interaction: Case study of the pyroclastic slope cover at Monte Faito, Italy". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 149 (11), 05023005.

Monteith J.L. (1965). Evaporation and environment. Proc. Symposium of the Society for Experimental Biology on The state and movement of water in living organisms, No. 19, 205-234. Cambridge University Press.

Ng C.W.W., Ni J., Leung A.K., Wang Z., Kamchoom V. (2020). "Effects of plant growth and spacing on soil hydrological changes: A field study". *Geotechnical Research*, 7 (2), 85-98.

Peruccacci, S., Gariano, S. L., Melillo, M., Solimano, M., Guzzetti, F., & Brunetti, M. T. (2023). "ITALICA, an extensive and accurate spatio-temporal catalogue of rainfall-induced landslides in Italy". *Earth System Science Data Discussions*, 1-24.

Tarantino A., Roberts-Self E. (2023). "Transpiration in the water-limited regime: soil-plant-atmosphere interactions". *Hydrology and Earth System Sciences*, 27 (6), 1047-1063.

van Genuchten, M.T. (1980). "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". *Soil science society of America journal*, 44 (5), 892-898.

Wilson G.W., Fredlund D. G., Barbour S.L. (1997). "The effect of soil suction on evaporative fluxes from soil surfaces". *Canadian Geotechnical Journal*, 34 (1), 145-155.

RAIN-INDUCED DISPLACEMENTS AS A METRIC FOR SLOPE HAZARD ASSESSMENT

Ali Tawalo
Scuola Superiore Meridionale
ali.tawalo-ssm@unina.it

Gaetano Falcone, Anna D'Onofrio, Marianna Pirone, Gianfranco Urciuoli
gaetano.falcone@unina.it, anna.donofrio@unina.it, marianna.pirone@unina.it, gianfranco.urciuoli@unina.it

Summary

The continuously increase of the number of rainfall-induced landslides and their sever impact on the infrastructure, human lives and environment requires providing new technics for proper assessment of these natural hazards. This research provides two probabilistic models for assessing rainfall-induced landslide displacements considering Miscano slope as a case study. The first one correlates the yearly cumulative horizontal displacements with the distance from the slope toe, while the second incorporates both the distance from the toe and the yearly cumulative rainfall. Based on these two probabilistic models, hazard curves, representing the probabilistic distribution of rainfall-induced displacements, have been derived for different locations along the landslide. In addition, fragility curves have been developed, correlating the yearly cumulative rainfall to the probability of exceeding a specific displacement threshold (1 cm in this study). The outcomes of this analysis serve as input for the vulnerability assessment of the affected infrastructures crossing the slope, within the broader framework of risk assessment.

1. Introduction

The impact of landslides extends beyond human lives to also effects on the environment and infrastructure. These natural hazards can be triggered by various factors, such as earthquakes, human activities, and rainfall. Rainfall-induced landslides (Wieczorek, 2007) are considered the most frequent landslides. It is well known that in clayey slope horizontal displacements preceding landslides are considered as indicator of landslide mobility, and these result useful for evaluating the performance of potentially affected structures. Assessing rainfall-induced displacements is challenging due to two key sources of uncertainty: spatial uncertainty, stemming from limited knowledge of site specific parameters, and temporal variability, associated to the fluctuation in the rainfall intensity over time. Therefore, a probabilistic approach could be adopted rather than a deterministic one especially for assessing the landslide displacements.

The application of statistics in geotechnical engineering and soil property characterization was introduced in the late 1960. Probabilistic Slope Stability Analysis (PSSA) was presented in slope engineering in 1970s (Alonso, 1976). Most of the available methods follow one of two alternatives, i.e., approximate methods or Monte Carlo simulations.

First Order Second Moment FOSM, is an approximate method based on simplified models, in which usually spatial variability of soil properties and the temporal variability of pore water pressure are ignored (Bergado et al., 1994; Honjo & Kuroda, 1991; Reale et al., 2015; Tang et al., 1976; Tun et al., 2016). This approximate method is fast but it is not accurate because it defines the probability distribution of safety factor, FoS, using just the computed mean and standard deviation values of safety

factor without knowing anything about the statistical distribution of it.
In contrast, another approximate method, First Order Reliability Method (FORM), defines the probability of failure based on the reliability index β, given by $P_f = \emptyset(-\beta)$. This index is computed after defining the limit state function $g(U) = FoS - 1$, which represents the distance from the design point (i.e., the most likely point at which failure occurs,U^*, where $g(U^*) = 0$) and the origin in standard normal space (the zero vector). Furthermore, Second-Order Reliability Method (SORM) increases the accuracy of defining the probability of failure by incorporating the curvature information of the limit state function.
Monte Carlo simulation is based on performing a large number of analyses (for instance, using traditional limit-equilibrium methods) considering the probability distribution of the input parameters. This process generates a statistical distribution of the safety factor, from which the probability of failure can be defined. Monte Carlo simulation is more accurate than approximate methods but it requires much more time (Tobutt, 1982; Wang et al., 2010).
Nevertheless, most researchers who have studied probabilistic slope stability analysis have focused on the slope failure, often overlooking the precursory displacements that are crucial for assessing the risk of the potentially affected infrastructure.
This work presents a probabilistic model for assessing rainfall-induced landslide displacements based on Monte Carlo simulation. Miscano slope has been considered as the case study. Numerical data in terms of landslide displacement has been collected from different locations along the landslide by performing around 270 numerical simulations incorporating the uncertainty in the input parameters. This data then has been subjected to statistical analysis to develop hazard curve, representing the probabilistic distribution of rainfall-induced displacements, for different locations along the landslide and fragility curves, correlating the yearly cumulative rainfall to the probability of exceeding a specific displacement threshold (1 cm in this study).

2. The case study

2.1 The Miscano slope

The Miscano slope, located in Benevento in Italy's Campania region, has been documented in studies such as Picarelli, 1999. The landslide is classified as extremely slow mudslide. It consists of highly fissured clay with high plasticity with existence of limestone blocks. Fig. 1 shows the longitudinal section of the landslide in which three main layers can be distinguished: intact soil, sliding body, and sliding surface.

2.2 The numerical model

Finite element code PLAXIS 2D (Brinkgreve, 2022) has been used to simulate the slope-atmosphere interaction, Fig. 2. Data in terms of horizontal displacements, pore pressure and rainfall collected over two years, has been used for calibrating and validating the numerical model. For further details, refer to (Tawalo et al., 2025). A total of 7 locations along the landslide are shown in Fig. 2. The probabilistic model developed in this study is based on probability distributions of the soil parameters as input and horizontal displacements collected from these locations as output .

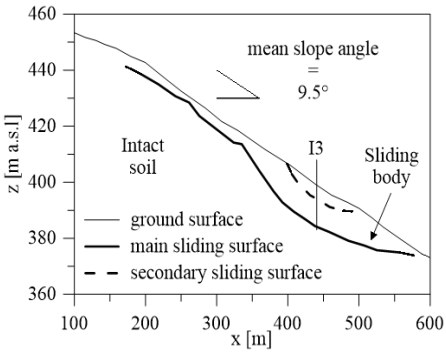


Fig. 1 Longitudinal section of the slope (Tawalo et al., 2025)

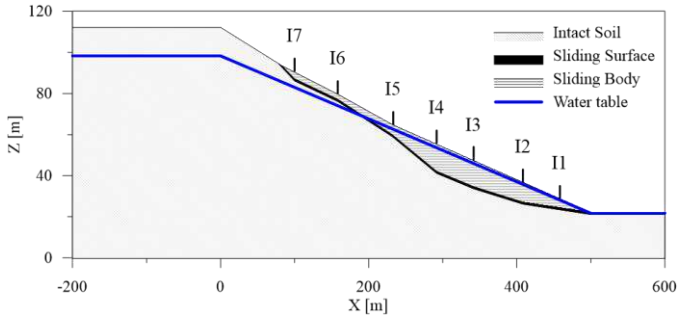


Fig. 2 The numerical model of the Miscano slope showing the locations used to develop the probabilistic model (modified from (Tawalo et al., 2025)).

2.3 Statistical distribution of soil properties

The probability distributions of the geotechnical parameters, specifically the shear strength parameters (φ' and c') and the permeability coefficient (k), have been defined by specifying the coefficient of variation (CoV = σ / μ). CoV is calculated as the ratio of the standard deviation (σ) to the mean (μ) of geotechnical data (c' and φ') collected from sites located in southern Italy with geological formation similar to those of Miscano area (Table 1). A normal distribution has been assumed for these data.

Table 1. Shear strength parameters for two locations in southern Italy with geological formations similar to those of the Miscano slope (Picarelli, 1999).

Formation	Description	c' [kPa]	φ' [°]
Varicoloured Clays	The lapideous component consists of dislocated and disarranged layers and of mainly calcareous, arenaceous, and marly inclusions with sharp edges. In any case the pelitic component prevails. This is constituted of shear lenses.	32-18-10-23-10-10-14	26-22-20-13-22-29-17
Red Flysch	Clay and clay shales which are subdivided into tabular fragments.	23-17-10	21-16-23

Given the geotechnical parameters values used in the numerical simulation represent the mean values, the standard deviation values can be computed by multiplying these mean values with the highest obtained value (0.51) of CoV as it provides more robust and risk-informed to the analysis. To avoid negative values, a Log-normal distribution has been adopted for the probability distribution of the geotechnical parameters. The distribution parameters have been obtained by scaling the mean and standard deviation, as shown in Equations (1) and (2), respectively, where μ and σ represent the mean and standard deviation of the original normal distribution.

$$\mu_{scaled} = \ln\left(\frac{\mu^2}{\sqrt{\mu^2+\sigma^2}}\right) \quad (1)$$

$$\sigma_{scaled} = \sqrt{\ln\left(\frac{\mu^2+\sigma^2}{\mu^2}\right)} \quad (2)$$

Table 2 shows the probability distributions moments of the soil properties. However, for parameters that are strictly positive by nature, such as shear strength and permeability, a Log-normal distribution is more appropriate to avoid nonphysical negative values. This procedure ensures consistent probabilistic representation while maintaining compatibility with the available statistical descriptors of the original data.

Table 2 Probability distribution moments of the studied geotechnical parameters

Parameter	μ	σ	μ_{scaled}	σ_{scaled}
$\boldsymbol{\varphi'_{IS}}$ [°] (effective friction angle of the intact soil)	25	12.75	3.1	0.10
$\boldsymbol{\varphi'_{RC}}$ [°] (effective friction angle of the sliding body)	21	10.71	2.9	0.12
$\boldsymbol{\varphi'_{SS}}$ [°] (effective friction angle of the sliding surface)	18	9.18	3.1	0.10
$\boldsymbol{c'_{IS}}$ [kPa] (effective cohesion of the intact soil)	5	2.55	1.5	0.37
$\boldsymbol{c'_{RC}}$ [kPa] (effective cohesion of the remoulded clay)	4	2.04	1.3	0.43
$\boldsymbol{c'_{SS}}$ [kPa] (effective cohesion of the sliding surface)	1	0.51	-0.12	0.48
k [$\mathbf{m/day}$] (permeability coefficient)	0.030	0.0150	-3.617	0.4724

The 24 adopted rainfall scenarios have been obtained from climatological stations close to the location of Miscano slope, specifically Rocchetta and Monteforte Irpino stations (Regione Campania Centro Funzionale, 2025). The maximum value is 1.54 m/year and the minimum one is 0.3 m/year insuring to include the limit boundaries of the available rainfall scenarios in addition to the commonly moderate ones.

3. The probabilistic models

Based on the previously defined probability distributions of the geotechnical parameters, random combinations of rainfall and the soil parameters have been adopted to perform around 270 numerical simulations. The aim of these numerical simulations has been to collect data in terms of horizontal displacements. This data has then been used to develop probabilistic models through linear regression analyses in log-space. The first linear regression model, presented in Equation (3), correlates the horizontal displacement as dependent variable with the distance from the toe, D_{toe}, as independent variable:

$$\ln(u_x) = -13.22 + 1.86 \cdot \ln(D_{toe}) + \varepsilon \qquad (3)$$

where, u_x is the yearly cumulated horizontal displacement in meter, D_{toe} is the distance from the toe in meter, and ε is the residual term modeled as a random variable with zero mean and standard deviation equal to 0.83. This assumption is supported by the histogram of residuals shown in Fig. 3a, which closely follows the probability density function, PDF, of a normal distribution with the same parameters.

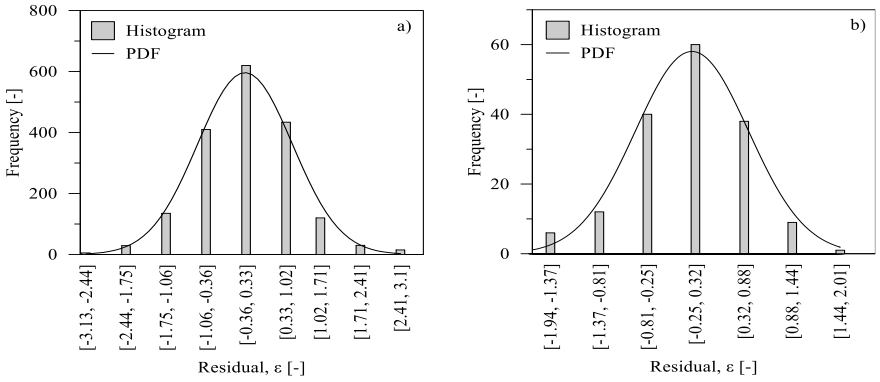


Fig. 3 Histogram of residuals with the normalized PDF of a normal distribution scaled to match the histogram area: a) first model b) second model.

The residual term represents the uncertainty in the computed logarithmic horizontal displacements caused mainly by the uncertainty in the input parameters. Fig. 4 shows the hazard curves, developed using the previously defined linear regression model, which correlate the horizontal displacements with

the probability of non-exceedance (i.e., cumulative density function, CDF) at the seven locations along the landslide, as identified in Fig. 2.
The second model has been developed considering two independent variables, the distance from the toe (D_{toe}) in meter and the yearly cumulative rainfall (R) in m/year, as follows:

$$\ln(u_x) = -15.5 + 0.84 \cdot \ln(R) + 2.22 \cdot \ln(D_{toe}) + \varepsilon \quad (4)$$

where ε is the residual term modelled as a random variable with zero mean and standard deviation equal to 0.66, Fig. 3b. Considering R as a predictive variable allows for the development of fragility curves for different locations along the landslide. In fact, these curves correlate the intensity measure of the triggering event, i.e. yearly cumulative rainfall, with the probability of exceeding a specific threshold value of the yearly cumulative horizontal ground displacement. Fig. 5 shows the fragility curves of sites I3 and I4 which correlate the yearly cumulative rainfall with the probability of exceeding a threshold of 1 cm of yearly cumulative horizontal ground displacement.

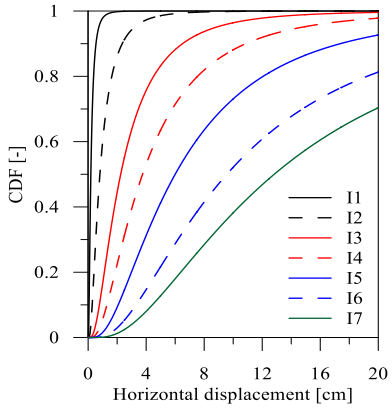


Fig. 4 Hazard curves for different locations along the landslide

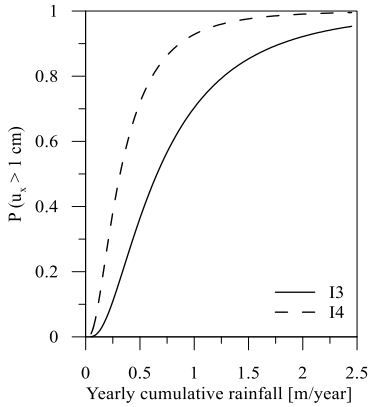


Fig. 5 fragility curves for the sites I3 and I4 correlate the yearly cumulative rainfall with the probability of exceeding 1 cm per year

4. Conclusion

This study proposed two probabilistic models for assessing landslide displacements induced by rainfall infiltration, considering Miscano slope case study. The probability distributions of the studied geotechnical parameters have been defined based on data collected from different sites located in southern Italy with the same formation of Miscano. Rainfall scenarios have been collected from two meteorological stations close to the location of the studied area. Several numerical simulations incorporating random combinations of the geotechnical parameters in addition to the rainfall scenarios have been performed to collect data in terms of yearly cumulative horizontal displacements from different locations along the landslide. This data has been statistically analysed through linear and multilinear regression models. The first one correlates the horizontal displacements with the distance from the toe and the second one correlates the horizontal displacements with the distance from the toe and the yearly cumulative rainfall. From the first one hazard curves correlating the horizontal displacement with the probability of non-exceedance have been provided, and from the second one fragility curves correlating the yearly cumulative rainfall with the probability of exceeding 1 cm per one year. These results serve the hazard part of risk assessment framework and provide essential input for developing mitigation strategies that aims at protecting the eventually affected structures.

Reference

Alonso, E. E. (1976). Risk analysis of slopes and its application to slopes in Canadian sensitive clays. *Géotechnique*, *26*(3), 453–472. https://doi.org/10.1680/geot.1976.26.3.453

Bergado, D. T., Patron, B. C., Youyongwatana, W., Chai, J.-C., & Yudhbir. (1994). Reliability-based analysis of embankment on soft Bangkok clay. *Structural Safety*, *13*(4), 247–266. https://doi.org/10.1016/0167-4730(94)90032-9

Brinkgreve, R. B. J. , K. S. , & S. W. M. (2022). *PLAXIS 2D CONNECT Edition V22 Update 1*. Plaxis BV. www.plaxis.nl

Cho, S. E. (2010). Probabilistic Assessment of Slope Stability That Considers the Spatial Variability of Soil Properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *136*(7), 975–984. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000309

El-Ramly, H., Morgenstern, N. R., & Cruden, D. M. (2002). Probabilistic slope stability analysis for practice. *Canadian Geotechnical Journal*, *39*(3), 665–683. https://doi.org/10.1139/t02-034

Griffiths, D. V., & Fenton, G. A. (2004). Probabilistic Slope Stability Analysis by Finite Elements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *130*(5), 507–518. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:5(507)

Haque, U., da Silva, P. F., Devoli, G., Pilz, J., Zhao, B., Khaloua, A., Wilopo, W., Andersen, P., Lu, P., Lee, J., Yamamoto, T., Keellings, D., Wu, J.-H., & Glass, G. E. (2019). The human cost of global warming: Deadly landslides and their triggers (1995–2014). *Science of The Total Environment*, *682*, 673–684. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.03.415

Honjo, Y., & Kuroda, K. (1991). A New Look at Fluctuating Geotechnical Data for Reliability Design. *Soils and Foundations*, *31*(1), 110–120. https://doi.org/10.3208/sandf1972.31.110

Javankhoshdel, S., & Bathurst, R. J. (2014). Simplified probabilistic slope stability design charts for cohesive and cohesive-frictional (c -ϕ) soils. *Canadian Geotechnical Journal*, *51*(9), 1033–1045. https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0385

Picarelli, L. , M. A. , & R. C. (1999). Controlli su di un pendio instabile attraversato da un metanodotto. In *Sviluppo Nell'esecuzione e Nell'impiego Delle Indagini Geotecniche* (pp. 555–562).

Reale, C., Xue, J., Pan, Z., & Gavin, K. (2015). Deterministic and probabilistic multi-modal analysis of slope stability. *Computers and Geotechnics*, *66*, 172–179. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.01.017

Regione Campania Centro Funzionale. (2025, March 17). *Sensor Archive – Centro Funzionale Regione Campania*. https://centrofunzionale.regione.campania.it/#/pages/sensori/archivio-termo

Tang, W. H., Yucemen, M. S., & Ang, A. H.-S. (1976a). Probability-based short term design of soil slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, *13*(3), 201–215. https://doi.org/10.1139/t76-024

Tang, W. H., Yucemen, M. S., & Ang, A. H.-S. (1976b). Probability-based short term design of soil slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, *13*(3), 201–215. https://doi.org/10.1139/t76-024

Tawalo, A., Falcone, G., Pirone, M., d'Onofrio, A., & Urciuoli, G. (2025). Numerical modelling of displacements induced by rainfall infiltration in a clayey soil slope: The Miscano (Southern Italy) case study. *Computers and Geotechnics*, *184*, 107267. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2025.107267

Tobutt, D. C. (1982). Monte Carlo Simulation methods for slope stability. *Computers & Geosciences*, *8*(2), 199–208. https://doi.org/10.1016/0098-3004(82)90021-8

Tun, Y. W., Pedroso, D. M., Scheuermann, A., & Williams, D. J. (2016). Probabilistic reliability analysis of multiple slopes with genetic algorithms. *Computers and Geotechnics*, *77*, 68–76. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.04.006

Wang, Y., Cao, Z., & Au, S.-K. (2010). Efficient Monte Carlo Simulation of parameter sensitivity in probabilistic slope stability analysis. *Computers and Geotechnics*, *37*(7–8), 1015–1022. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.08.010

Wieczorek, G. F. ; G. T. (2007). Climatic Factors Influencing Occurrence of Debris Flows. In *Debris-flow Hazards and Related Phenomena* (pp. 325–362). Springer Berlin Heidelberg.

UN APPROCCIO INTEGRATO PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO DI COLATA RAPIDA: RISULTATI PRELIMINARI DEL PROGETTO PRIN "PROMISE"

Marianna Pirone, Giuseppe Vitiello, Massimo Ramondini, Antonio Santo, Gianfranco Urciuoli
Università degli Studi di Napoli 'Federico II', Dipartimento di Ingegneria Civile Edile Ambientale
marianna.pirone@unina.it*;* giuseppe.vitiello3@unina.it*; ramondin@unina.it;* santo@unina.it*; gianurci@unina.it*

Francesca Casini, Gorizia D'Alessio
Università degli Studi di Roma Tor Vergata,
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ingegneria Informatica
francesca.casini@uniroma2.it*; gorizia.d.alessio@uniroma2.it*

Giuseppe Pedone, Luca Prakash Argani
Università di Trento, Dipartimento di Ingegneria Civile Ambientale e Meccanica
giuseppe.pedone@unitn.it*; luca.argani@unitn.it*

Sommario

Le colate rapide si verificano frequentemente su pendii costituiti da terreni parzialmente saturi e sono tipicamente innescate da precipitazioni intense, che riducono la suzione e, di conseguenza, la resistenza al taglio del terreno. Nonostante i significativi progressi compiuti nell'identificazione dei principali fattori predisponenti e preparatori, l'interpretazione dei meccanismi d'innesco di tali fenomeni rimane complessa.
Il progetto PRIN PROMISE, *"Approccio integrato per la mitigazione del rischio da frana di tipo colata: prova in scala reale e modellazione numerica avanzata"*, si propone di indagare i meccanismi d'innesco attraverso la realizzazione di una prova in scala reale, che prevede l'applicazione di un evento critico di pioggia indotta artificialmente su un pendio strumentato. Lo studio è condotto in un'area situata nei Monti Lattari (Regione Campania, Italia), storicamente soggetta a frane di tipo colata rapida. In particolare, l'area di indagine è localizzata all'interno di una cava di proprietà di ITALSUD Srl, situata nel comune di Salerno, sul versante orientale dei Monti Lattari. La presente nota riporta i risultati delle indagini geologiche e geotecniche effettuate nell'area, unitamente ai primi dati di monitoraggio acquisiti per eventi di pioggia naturale.

1. Introduzione

Le colate rapide si verificano spesso su pendii costituiti da terreni parzialmente saturi e sono tipicamente innescate da precipitazioni intense, che riducono la suzione e, di conseguenza, la resistenza al taglio del terreno (Pirone et al., 2023). Nonostante i numerosi risultati scientifici volti all'identificazione dei fattori predisponenti (ad esempio, stratigrafia, topografia e morfologia sepolta) e dei fattori preparatori (ad esempio, condizioni idrauliche nel pendio ed eventi pluviometrici antecedenti), l'interpretazione dei meccanismi di innesco è ancora complessa. Tale difficoltà è dovuta in gran parte alla scarsità di dati sperimentali in scala reale che documentino il comportamento del pendio fino al collasso, con poche eccezioni riportate in letteratura (Askarinejad et al., 2012; Sitarenios et al., 2021).
Il progetto PROMISE, "Approccio integrato per la mitigazione del rischio da frana di tipo colata: prova in scala reale e modellazione numerica avanzata" è volto allo studio dei meccanismi d'innesco attraverso la progettazione e realizzazione di una prova in scala reale che prevede l'applicazione di un evento critico di pioggia indotto artificialmente su un pendio strumentato. Lo scopo è osservare la risposta idro-

meccanica del pendio fino al collasso e adottare successivamente un modello numerico accoppiato idro-meccanico capace di interpretare e prevedere tali eventi. Lo studio è applicato a un'area situata nei Monti Lattari (Campania), storicamente soggetta a frane di tipo colata rapida. L'area si trova su un pendio naturale all'interno di una cava di proprietà di ITALSUD Srl, situata nel comune di Salerno, sul versante orientale dei Monti Lattari.
La nota riporta i risultati preliminari delle indagini geologiche e geotecniche condotte nell'area di studio, e l'identificazione di due siti sperimentali, A e B. il primo volto al monitoraggio delle variabili idrologiche registrate sotto piogge naturali e il secondo deputato alla realizzazione dell'esperimento di erogazione di pioggia critica artificiale. Infine, sono discussi i primi dati di monitoraggio delle variabili idrologiche raccolti nel sito A.

2. Il sito sperimentale di Salerno

L'area di studio è ubicata nella cava di proprietà della ITALSUD Srl, nel comune di Salerno, sul versante orientale della catena dei Monti Lattari (coordinate: 40°41′51″N, 14°45′16″E) (Fig. 1). Quest'area risulta suscettibile ad eventi franosi di tipo colata rapida, un esempio è la frana di Molina del 1954. L'area oggetto di studio presenta una copertura vegetale discontinua: alcune zone sono spoglie, mentre altre sono popolate da lecci e macchia mediterranea.
L'area di studio è stata selezionata in una cava allo scopo di realizzare la prova di simulazione di pioggia artificiale in condizioni completamente controllate e sicure. Nello specifico, una superficie ridotta pari a 10 m x 15 m sarà destinata alla prova; in caso di collasso, si prevede che la frana indotta venga naturalmente incanalata in un bacino idrografico precedentemente identificato e che si arresti all'interno dell'area della cava stessa. Non si prevedono fenomeni di amplificazione, in quanto l'area di impronta del pendio soggetto alla prova è limitato a valle da una parete di calcare, che impedisce la propagazione della frana.



Fig 1. a) Mappa dei Monti Lattari (Campania); b) posizione del campo prova di Salerno; c) l'area di studio nei pressi della cava; d) ingrandimento dell'area di studio. Le immagini in a) e b) sono state ottenute da Google Earth Pro 2025; le fotografie in c) e d) sono state acquisite tramite rilievi con drone.

2.1 Modello geologico

Per lo sviluppo del modello geologico, è stata selezionata un'area di circa 700 m² (Fig. 1c, d). Il sito include un impluvio e tracce di frane superficiali pregresse, come nicchie di distacco osservate in corrispondenza di pendenze maggiori di 35°. Per garantire che la vegetazione non interferisca con l'innesco della frana, la vegetazione è stata preventivamente rimossa. È stato realizzato un Modello

Digitale di Elevazione (DEM) ad alta risoluzione mediante fotogrammetria da drone, con una risoluzione spaziale di 3 m². La mappa delle pendenze (Fig. 2a), sviluppata caricando il DEM in ArcGIS Pro, mostra valori prevalentemente compresi tra 25° e 30°, con inclinazioni localizzate superiori ai 35° in prossimità dell'impluvio e del taglio stradale. Tutte le indagini geologiche e geofisiche sono indicate nella mappa del sito in Fig. 2b. In totale, sono stati eseguiti 11 carotaggi, 78 fiorettature esplorative per investigare la profondità del substrato, e 5 Tomografie di Resistività Elettrica (ERT). Le indagini suddette hanno evidenziato una copertura piroclastica spessa circa 1.6 m, sovrastante un substrato di dolomia. La dolomia risulta fortemente fratturata, con una matrice friabile e giunti ravvicinati.
La stratigrafia della copertura piroclastica è stata ricostruita attraverso gli 11 carotaggi. La sequenza stratigrafica rispecchia quella di altri pendii di piroclastiti strumentati nei Monti Lattari (Dias et al., 2022). Dall'alto verso il basso sono stati identificati i seguenti strati (Fig. 2c):

- A1: strato superficiale attivo bio-geochimicamente, influenzato dalla presenza della vegetazione e da processi microbici, con spessore medio di 15 cm circa;
- A2: strato di sabbiosa limosa, ricco di pomici provenienti dall'eruzione del 79 d.C., con spessore compreso tra 0.65 e 1.3 m circa;
- C1: uno strato di sabbia limosa, antecedente l'eruzione del 79 d.C., con spessore medio di circa 15 cm;
- BED: substrato roccioso di dolomia.

Tuttavia, all'interno dell'area di studio, la presenza dello strato C1 è discontinua, come confermato dalle indagini stratigrafiche e geofisiche.

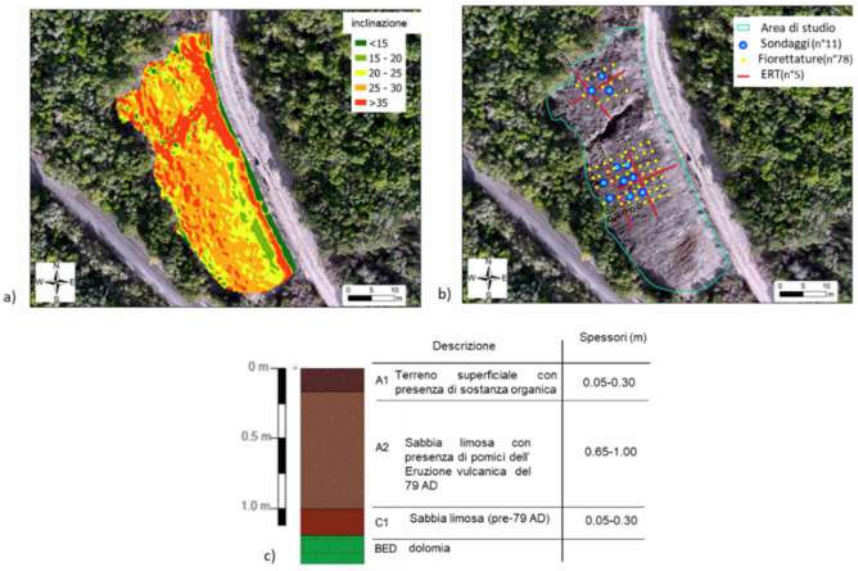


Fig 2. a) Mappa dell'inclinazione del versante; b) mappa con l'ubicazione dei sondaggi, delle fiorettature e delle sezioni ERT (tomografia di resistività elettrica); c) profilo stratigrafico rappresentativo con l'indicazione degli strati e dei relativi intervalli di spessore.

2.2 Caratterizzazione geotecnica

Un'ampia sperimentazione di laboratorio è stata condotta per ottenere la caratterizzazione idro-meccanica di tutti gli strati della coltre piroclastica. I dettagli della sperimentazione sono riportati in Vitiello et al., 2025. Tutti gli strati sono costituiti da sabbia limosa di origine vulcanica e presentano proprietà geotecniche tipiche dei terreni piroclastici della Campania. I valori medi delle caratteristiche fisiche, meccaniche e idrauliche per ciascun strato sono riassunti nella Tabella 1.
Tutti gli strati presentano un'elevata porosità, n, (0.55–0.65) e un basso peso dell'unità di volume secco, γ_d, (9.05–10.78 kN/m³), in linea con i valori tipici dei terreni piroclastici (Nicotera et al., 2015; Dias et al., 2022). La conducibilità idraulica satura, K_{sat}, è stata determinata tramite prove in permeametro a carico costante, ottenendo valori compresi tra 1.03×10^{-6} e 8.03×10^{-6} m/s, paragonabili a quelli ottenuti

sugli strati superficiali di altri pendii di piroclastiti monitorati nei Monti Lattari (Dias et al., 2022). Lo strato A2 mostra una conducibilità idraulica satura più elevata, probabilmente a causa della significativa presenza di inclusioni pomicee.
L'angolo di attrito allo stato critico, φ'_{CV}, è stato determinato per tutti gli strati mediante prove di taglio diretto su campioni indisturbati, immersi durante la fase di consolidazione. La copertura piroclastica appare relativamente omogenea in termini di resistenza al taglio, tutti gli strati presentano lo stesso φ'_{CV}, pari o molto prossimo a 37°, valore che rientra nell'intervallo tipico per i terreni piroclastici della Campania (35°–39°) (Nicotera et al. 2015).

Tabella 1. Valori medi dei parametri fisici, idraulici e meccanici del terreno, con indicazione del numero di campioni utilizzati per la determinazione del valore medio.

Terreno	G_s	n	γ_d (kN/m^3)	K_{sat} (m/s)	φ'_{CV} (°)
A1	2.67	0.646 (n°1)	9.30 (n°1)	1.03 E-06(n°1)	37.0°
A2	2.69	0.592 (n°6)	10.78 (n°6)	8.03 E-06(n°5)	37.0°
C1	2.74	0.640 (n°6)	9.05 (n°6)	4.14 E-06(n°1)	36.7°

3. Monitoraggio

All'interno dell'area di 700 m², sono state selezionate due zone da strumentare per studiare la risposta del versante sia a eventi atmosferici naturali (Sito A) sia a piogge artificiali (Sito B). Entrambe le zone sono indicate nella Fig. 3a. La prima zona, sito A, rappresenta il sito "di riferimento", in quanto fornisce dati sul comportamento del pendio per condizioni meteorologiche naturali. Invece, nella seconda zona, sito B, saranno applicate le piogge artificiali ad alta intensità volte ad innescare fenomeni d'instabilità. Il sito A è già stato strumentato e di seguito sono riportati i primi dati di monitoraggio. La strumentazione del Sito B è in corso ed è prevista entro la fine del 2025.

3.1 Sito A

L'ubicazione del Sito A e della strumentazione installata sono mostrate in Fig. 3a-e. In particolare, a partire dal 28 novembre 2024, è stata installata una stazione meteorologica a un'altezza di 2 m dal piano campagna per registrare, con frequenza oraria, pioggia, velocità e direzione del vento, radiazione netta, temperatura dell'aria e umidità relativa (Fig. 3b). Inoltre, il 19 dicembre 2024, sono state installate quattro sonde TDR e due tensiometri all'interno della copertura piroclastica, per misurare con frequenza oraria il contenuto volumetrico d'acqua e la suzione di matrice (Fig. 3d-e). La lunghezza delle sonde TDR è di 15 cm, e i dati da esse raccolti sono stati interpretati adottando la curva di calibrazione fornita da Dias, 2019, per terreni piroclastici provenienti dalla stessa eruzione. Per quanto riguarda i tensiometri, sono stati utilizzati sensori *Full-Range*, capaci di misurare pressioni neutre da 100 kPa fino a suzioni di 500 kPa, grazie all'impiego di un biopolimero all'interno della pietra porosa in luogo dell'acqua. La curva di calibrazione fornita dal produttore è stata verificata in laboratorio confrontando le misure dei sensori *Full-Range* con quelle ottenute mediante tensiometri tradizionali su un campione di terreno di prova. Due coppie di sonde TDR e tensiometri sono state installate a profondità simili (0.30 m e 0.90 m circa dal p.c.) per identificare il percorso idraulico seguito dal terreno sul piano della curva di ritenzione. Tutti i dati sono acquisiti da un datalogger alimentato a batteria, dotato di pannello solare, e trasmessi da remoto (Fig. 3b-c). In Figura 4 sono riportate le misure di pioggia oraria, della suzione e del contenuto volumetrico d'acqua (VWC), raccolte con frequenza oraria dal 19 dicembre 2024 al 22 febbraio 2025. Le misure di suzione nello strato superficiale (z=0,30 m) oscillano tra pochi kPa e 20 kPa. Entrambe le variabili, suzione e contenuto d'acqua, riflettono l'andamento delle piogge; tuttavia, le misure più superficiali, a 0,30 m di profondità, risentono piuttosto rapidamente degli eventi pluviometrici, mostrando un aumento del contenuto d'acqua e una diminuzione repentina della suzione in corrispondenza degli eventi di pioggia.

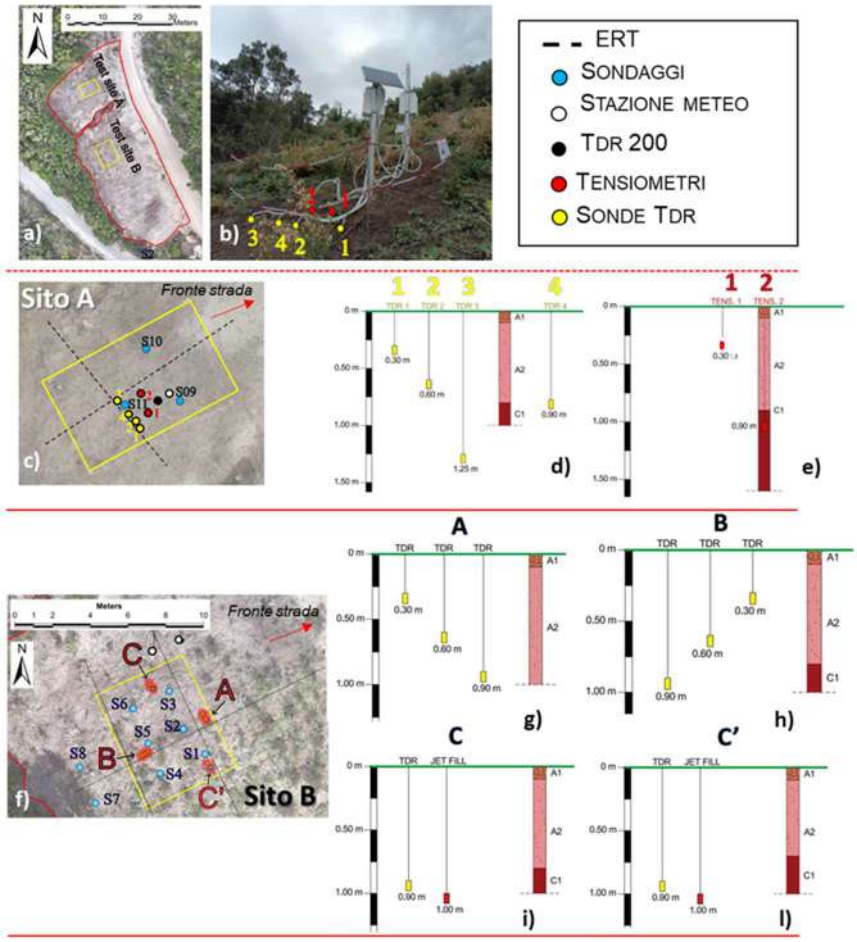


Fig. 3: a) Ubicazione del Sito A e del Sito B; b) foto della strumentazione installata nel Sito A, con indicazioni delle posizioni dei profili verticali strumentati e legenda esplicativa; c-e) mappa con la posizione degli strumenti installati nel sito A; f-l) mappa con la posizione degli strumenti installati nel sito B.

Come previsto, invece, la risposta agli agenti atmosferici registrata a 0,90 m di profondità è meno intensa e ritardata di alcune ore. La differenza di risposta idraulica osservata tra le due profondità, dovuta principalmente alla distanza dalla superficie del suolo, è amplificata da due fattori:

- gli strumenti a 0,30 m si trovano nello strato A2, mentre quelli a 0,90 m sono installati in prossimità dell'interfaccia fra lo strato A2 e lo strato C1, quest'ultimo leggermente meno permeabile rispetto allo strato superiore (Tabella 1);
- le precipitazioni totali antecedenti il periodo di monitoraggio (da settembre a novembre 2024) non sono state sufficienti a portare l'intera copertura piroclastica in condizioni prossime alla saturazione (suzione inferiore a 10 kPa). Pertanto, la metà inferiore della coltre piroclastica è caratterizzata da valori di suzione più elevati, che implicano una minore conducibilità idraulica.

3.2 Sito B

Il Sito B è stato selezionato combinando la mappa dell'inclinazione del versante (Fig. 2a), la mappa dello spessore della copertura piroclastica e analisi numeriche predittive di Classe A volte alla simulazione di eventi di pioggia artificiale. Questa zona di 150 m^2 (10 m x 15 m) è collocata a valle dell'area di studio (Fig. 3a), dove l'inclinazione del versante supera i 35° e sono già stati osservati alcuni distacchi. Ad oggi sono state installate 8 sonde TDR, un datalogger per acquisizione dati, dotato di pannello solare, e un TDR 200 per la lettura delle sonde TDR (Fig.3f-l). È inoltre in procinto d'installazione il sistema di sprinkler per l'erogazione della pioggia artificiale. In autunno, il sito B sarà

ulteriormente strumentato con 2 celle piezometriche da installare al fondo della copertura piroclastica al contatto con la dolomia, e con 6 tensiometri *Jet-fill*.

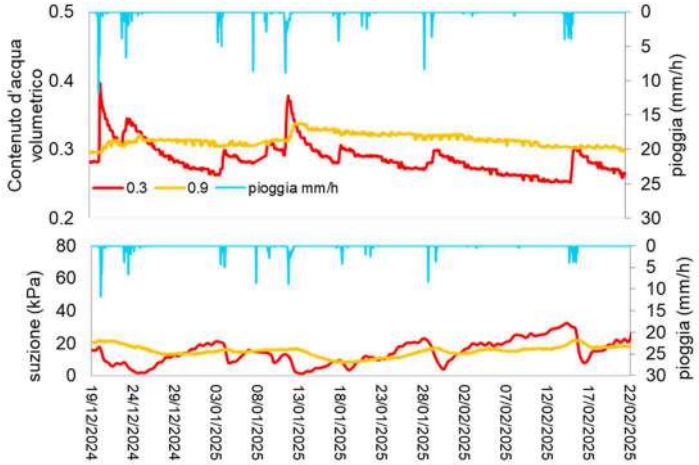


Fig. 4. Misure in sito della pioggia oraria, del contenuto volumetrico d'acqua a) e della suzione b) dal 19 dicembre 2024 al 22 febbraio 2025.

Conclusioni

La nota riporta i risultati preliminari del progetto PROMISE, finalizzato allo studio dei meccanismi di innesco delle frane di tipo colata rapida in versanti piroclastici parzialmente saturi. In particolare, sono stati discussi: la modellazione geologica, la caratterizzazione geotecnica della coltre e i risultati preliminari di monitoraggio. Dalla combinazione delle indagini geologiche è emerso che il versante è inclinato tra i 25° e i 35°, localmente anche più di 35°, ed è costituito da una copertura piroclastica, con uno spessore medio di 1,6 m, poggiante su dolomia. Le proprietà geotecniche della copertura sono coerenti con quelle riscontrate per i terreni piroclastici campionati nei Monti Lattari (Nicotera et al. 2015; Dias et al., 2022; Pirone et al., 2023). Comunque, sono necessarie ulteriori indagini per caratterizzare in modo completo il contatto tra la copertura e il substrato e la loro interazione. Le attività future saranno concentrate sull'allestimento del secondo sito di prova, B, e sullo svolgimento di ulteriori indagini per individuare i fattori locali (ad esempio, morfologia sepolta ed irregolarità stratigrafiche) che tipicamente favoriscono l'innesco in questo contesto geologico. Analisi numeriche sono inoltre in corso per interpretare la risposta idro-meccanica del sito A agli agenti atmosferici naturali. Le analisi numeriche consentiranno di analizzare nel dettaglio anche l'interazione del sito B con le piogge artificiali che verranno applicate su di esso.

Bibliografia

Askarinejad A., Casini F., Bischof P., Beck A., Springman S.M. (2012). "Rainfall induced instabilities: a field experiment on a silty sand slope in northern Switzerland", *Rivista Italiana di Geotecnica*, 3, 50–71.

Dias A.S. (2019). "The effect of vegetation on slope stability of shallow pyroclastic soil covers" Accessed December 1, 2022. https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-02045922.

Dias A.S., Pirone M., Nicotera M.V., Urciuoli G. (2022). "Hydraulic hysteresis of natural pyroclastic soils in partially saturated conditions: Experimental investigation and modeling", *Acta Geotechnica*, 17, 3, 837–855.

Nicotera M.V., Papa R., Urciuoli G. (2015). "The hydro-mechanical behaviour of unsaturated pyroclastic soils: An experimental investigation", *Engineering Geology*, 195, 70–84.

Pirone M., Di Maio R., Forte G., De Paola C., Di Marino E., Salone R., Santo A., Urciuoli G. (2023). "Study of the groundwater regime in unsaturated slopes prone to landslides by multidisciplinary investigations: Experimental study and numerical modeling", *Engineering Geology*, 315, 107045.

Sitarenios P., Casini F., Askarinejad A., Springman S.M. (2021). "Hydro-mechanical analysis of a surficial landslide triggered by artificial rainfall: The Ruedlingen field experiment", *Géotechnique*, 71, 2, 96–109.

Vitiello G., Mele L., Nicotera M.V., Pirone M. (2025). "Caratterizzazione idromeccanica di una piroclastite non satura", IARG 2025, Firenze 10-12 settembre 2025.

DEEP LEARNING E XAI PER PREVEDERE ED INTERPRETARE LA SUSCETTIBILITÀ ALLE FRANE SUPERFICIALI INDOTTE DA PIOGGIA, INCLUDENDO GLI EFFETTI DELLA VEGETAZIONE

Salvatore Misiano
Università di Brescia
salvatore.misiano@unibs.it

Michele Placido Antonio Gatto
Università di Brescia
michele.gatto@unibs.it

Lorella Montrasio
Università di Brescia
lorella.montrasio@unibs.it

Sommario

La previsione delle frane superficiali pluvio-indotte è cruciale per la mitigazione del rischio idrogeologico.
In questo lavoro si propone un workflow integrato per le analisi di suscettibilità su larga scala. Vengono inclusi un modello preliminare a scala comunale (LEP-AI) e modelli dettagliati a scala di pixel (PIP-AI, SLIP, H-SLIP).
I risultati evidenziano che il modello LEP-AI, agente come filtro preliminare, ha un grande potenziale ma si trova in una fase di sviluppo embrionale. Parallelamente, i modelli basati su pixel offrono delle performance elevate, specialmente PIP-AI e H-SLIP. Infine, alcune specie vegetative hanno giocato un ruolo fondamentale.

1. Introduzione

Negli ultimi decenni, si è verificato un incremento delle frane superficiali (Gariano & Guzzetti, 2016; Jakob, 2022), a causa dell'aumento sia in frequenza che intensità delle precipitazioni estreme, legato ai cambiamenti climatici globali. Ciò comporta danni economici, ambientali e spesso vittime.
Le frane superficiali indotte da pioggia sono caratterizzate dal distaccamento di strati della coltre poco profondi, che possono evolvere in colate detritiche. In tale contesto, diventa essenziale disporre di strumenti predittivi efficaci, in grado di supportare la gestione attiva e passiva del rischio.
Nel corso degli anni, diverse metodologie sono state sviluppate per lo studio delle frane superficiali, tra cui si distinguono i modelli basati su dati (data-driven), di cui fanno parte le recenti tecniche di Intelligenza Artificiale (AI) (Merghadi et al., 2020; Nocentini et al., 2023; Xu et al., 2023) e le soglie pluviometriche (Brunetti et al., 2010; Guzzetti et al., 2007; Segoni et al., 2018); oppure i modelli fisicamente basati (physically-based, PB) (Baum & Godt, 2010; Borga et al., 1998; Medina et al., 2021; Pack, 1998), basati su assunzioni meccaniche e idrauliche semplificate.
In particolare, i modelli statistici a soglia, sebbene ampiamente diffusi ed efficaci, presentano forti limiti di trasferibilità spaziale e non sono oggetto del presente studio. Al contrario, in questo lavoro si

utilizzano approcci PB e di AI, con l'obiettivo di sviluppare un workflow operativo a più livelli, concepito per condurre analisi di suscettibilità a diversi livelli di dettaglio.
In particolare, la strategia proposta prevede una prima fase di analisi event-based, con un modello filtro (LEP-AI) per identificare rapidamente le aree potenzialmente suscettibili durante un evento pluviometrico. Successivamente, sono previsti modelli pixel-based ad alta risoluzione (fino a 5x5 m). In questa fase, è integrato un modello PB (SLIP), approcci di AI (LEP-AI e PIP-AI) e un modello ibrido (H-SLIP), che combina i punti di forza dei due paradigmi. L'effetto della vegetazione viene incluso in diverse forme, come mappe di probabilità per diverse specie vegetative o tramite l'NDVI. Tutto ciò è parte di una app informatica appositamente sviluppata, adatta ad analisi geospaziali: X-SLIP.

2. Metodi

2.1 Dati di input

Le fonti utilizzate per reperire i dati sono eterogenee, sia nazionali che internazionali. Seguono dunque un processo di interpolazione, rasterizzazione e armonizzazione rispetto a una griglia di riferimento, per ottenere input spazialmente coerenti e pronti per successive manipolazioni.
Le fonti primarie sono gli inventari di frana, ottenuti dal Geoportale della Regione Emilia-Romagna, contenente (circa 3.500 eventi storici); dal dataset ITALICA (Peruccacci et al., 2023), con eventi storici distribuiti su tutto il territorio nazionale (oltre 6.300); dal portale OpenDataER, contenente il censimento delle frane di maggio 2023 in Emilia-Romagna (oltre 82.000 eventi); da database interni, relativi agli eventi di aprile 2005 e 2013 nell'Appennino Emiliano. Tutti questi inventari forniscono informazioni su localizzazione, data di innesco e, ove disponibile, sui fattori scatenanti.
Le variabili statiche, legate alla morfologia, al suolo e alla vegetazione, derivano dal Modello Digitale del Terreno (DEM) e altri geo-raster o geo-vettori. Le fonti utilizzate includono: geoportali regionali; geoportali nazionali (ISPRA, MASE); altre banche dati internazionali (EcoDataCube, OpenLandMap, SoilGrids, NASA Earthdata, etc). Infine, le variabili dinamiche come precipitazioni e temperature vengono reperite da: Dext3r (stazioni pluviometriche regione E.R.); GloH2O o GPM-NASA (dati satellitari globali). La copertura temporale va dal 2000 al 2023.

2.2 Modello event-based: LEP-AI

LEP-AI è un modello predittivo sviluppato per funzionare come filtro preliminare e fornire valutazioni rapide, su larga scala (idealmente nazionale), delle possibili attivazioni di frana, in funzione degli eventi pluviometrici. Nello specifico, si basa su una rete neurale Multi-Layer Perceptron (MLP) ad elevata efficienza computazionale e facilmente scalabile. L'unità geometrica base del modello viene definita Area Unit (AU) e corrisponde ai confini comunali italiani (estensione media di circa 40 km²), rappresentando l'oggetto delle previsioni del modello. Per i dati di pioggia sono stati definiti dei Rainfall Events (REs), ovvero giorni di pioggia consecutivi, con almeno 5 mm di pioggia/giorno. Passati due o più giorni al di sotto di tale soglia, il RE è concluso. Per gli output viene definito il Landslide Event (LE), ossia un RE, associato ad una AU, durante il quale si verifica almeno una frana. REs e LEs riducono le incertezze legate ai database: si adotta un buffer temporale di tre giorni oltre la fine di ogni RE per la determinazione dei possibili LEs, per tenere conto di ritardi nelle segnalazioni.

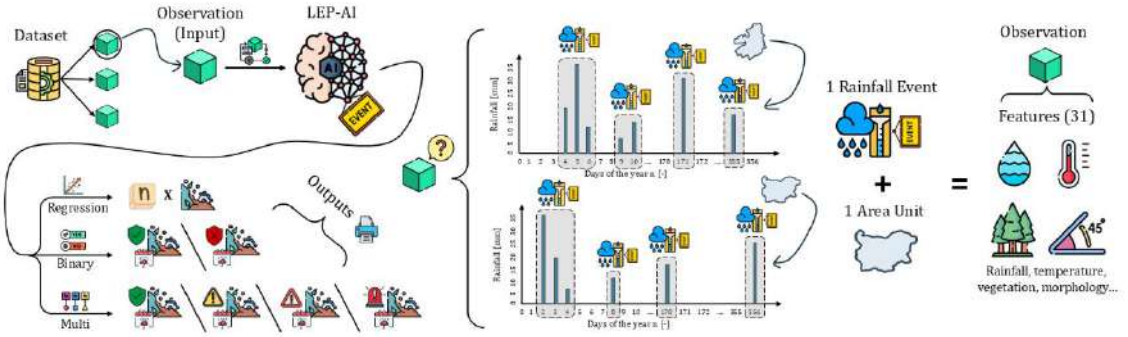


Fig 1. Schema del funzionamento del modello LEP-AI

Gli input del modello sono 31, divisi in statici e dinamici, che a loro volta si suddividono in predisponenti e innescanti. In particolare, si hanno: 5 componenti statiche, DEM-based e rappresentative delle caratteristiche medie dell'AU (altitudine, pendenza e tre curvature); 26 componenti dinamiche, relative a vegetazione (NDVI), pioggia (durata, picco e cumulate) e temperatura (medie, massimi e minimi).
LEP-AI può operare in diverse modalità: classificazione binaria, ovvero presenza o assenza di frane per una determinata AU durante un RE (modalità adottata in questo studio); multi-classificazione, ossia distinzione per intensità di frana (assente, bassa, media e alta); regressione, vale a dire una stima continua del numero di frane previsto (sconsigliata a meno di dataset relativamente estesi e precisi).
LEP-AI integra un processo di selezione automatica degli iper-parametri, variando il numero di strati nascosti (da 1 a 5), il numero di neuroni (fino a 120), le funzioni di attivazione (ReLU, ELU, Tanh, Sigmoid) e le tecniche di regolarizzazione (per mitigare l'over-fitting). Infine, per affrontare il problema del forte sbilanciamento tra classi (pochi LE), è stato adottata una tecnica di sovra-campionamento sintetico, ossia la Synthetic Minority Over-sampling Technique (SMOTE).

2.3 Modelli pixel-based: SLIP, PIP-AI e H-SLIP

SLIP è un modello semplificato per lo studio della stabilità nei pendii illimitati, sviluppato negli anni 2000 sulla base di osservazioni e prove sperimentali (Montrasio, 2000; Montrasio et al., 2011, 2012, 2015). Negli anni, il modello è stato continuamente aggiornato, con l'introduzione della vegetazione e il miglioramento della scalabilità (Gatto et al., 2022, 2025; Misiano et al., 2023, 2024; Montrasio et al., 2018, 2023), consentendo di effettuare analisi su ampie aree geografiche, mantenendo basi fisiche solide. Le principali ipotesi alla base del modello sono: uno strato superficiale omogeneo (topsoil), con elevata macroporosità; la parziale saturazione del terreno, considerata con la coesione apparente; la permeabilità del substrato significativamente inferiore rispetto allo strato superficiale; un coefficiente globale di drenaggio; la semplificazione dell'evapotraspirazione, considerata tramite un coefficiente di evapotraspirazione. Il risultato del modello è il Fattore di Sicurezza (Fs) su scala oraria o giornaliera.
PIP-AI è un modello previsionale basato su AI, sviluppato per fornire valutazioni dettagliate a scala di singolo pixel. L'architettura può appartenere a diverse famiglie di algoritmi, tra cui: Decision Tree Ensembles (DTE) (Random Forest, AdaBoost); Support Vector Machines (SVM); Artificial Neural Networks (MLP) (come visto in LEP-AI); Kolmogorov-Arnold Networks (KAN). La scelta dell'algoritmo migliore e dei relativi iper-parametri segue un processo di ottimizzazione automatica, basato su metriche elencate nella sezione 2.4. A differenza del modello LEP-AI, PIP-AI è una "lente di ingrandimento" che si concentra solo sulle aree identificate come potenzialmente a rischio.

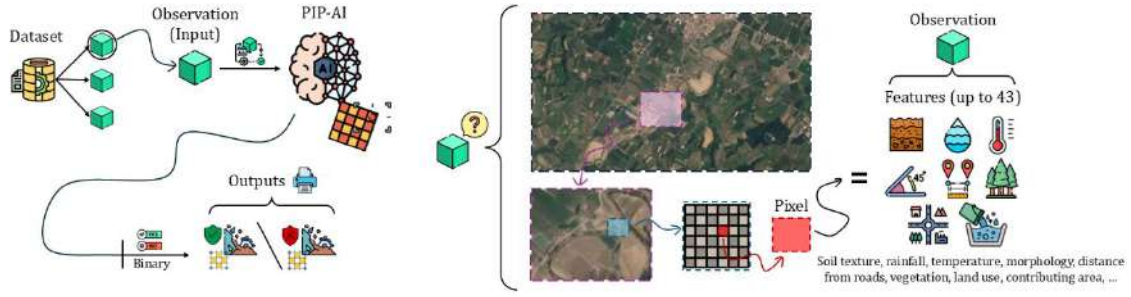


Fig 2. Schema del funzionamento del modello PIP-AI

Si possono eseguire analisi con risoluzioni elevate (fino a 5x5 m) ma per motivi computazionali, come avviene con i modelli fisicamente basati, la dimensione massima dell'area di studio è limitata. Si caratterizza per una elevata rapidità di calcolo rispetto ai modelli tradizionali (pochi secondi).
Per ridurre gli effetti delle incertezze spaziali, vengono costruite delle specifiche aree di addestramento contenenti pixel significativi: Unstable Areas, ossia zone in cui il modello deve riconoscere la presenza di pixel instabili (poligoni di frana o buffer minimi attorno ai punti inventariati); Indecision Areas, ovvero fasce di incertezza attorno alle aree instabili, i cui pixel sono esclusi dal training; Stable Areas, vale a dire le aree i cui pixel sono considerati stabili, ottenute da ulteriori buffer o, in caso il dataset sia completo da un punto di vista spaziale, ciò che viene escluso dalle aree Unstable e Indecision.

Per la gestione dei dati pluviometrici, possono essere adottati tre diversi approcci, detti Rainfall Modes (RMs): RM1, cioè cumulate delle precipitazioni (o medie termiche) su finestre temporali predefinite (10, 20, 30, 60 giorni pre-frana); RM2, ossia sequenza di pioggia delle ultime 15 giornate; RM3, ovvero differenziando quantità predisponenti da innescanti, come visto in LEP-AI. Gli input possono arrivare fino a 43, suddivisi in: features statiche, ovvero morfologia (quota, pendenza, curvature), idrologia (area contribuente, TWI), suolo (uso del suolo, tipo di suolo, contenuto in sabbia e argilla), vegetazione (classi vegetali e probabilità di specie), distanza dalle infrastrutture; features dinamiche, ossia pioggia, temperatura e NDVI. L'output di PIP-AI è una classificazione binaria: probabilità di stabilità o instabilità per pixel. Tale informazione può essere direttamente utilizzata per generare mappe di suscettibilità.
H-SLIP non è un modello sviluppato ex novo, ma si basa sulla combinazione ponderata dei risultati di SLIP e PIP-AI. L'idea alla base è quella di combinare i punti di forza: SLIP coglie la realtà fisica semplificata ma pecca nel riconoscimento dei pattern complessi, mentre PIP-AI coglie pattern complessi ma tende a trascurare la pendenza. Per utilizzare i risultati di SLIP, è necessario convertire il Fs in una probabilità di instabilità equivalente, tramite la seguente relazione logaritmica:

$$P_{SLIP} = 1 - \frac{\log Fs - \log Fs_{Min}}{\log Fs_{Max} - \log Fs_{Min}} \quad (1)$$

Dove P_{SLIP} è la probabilità di instabilità associata al pixel, derivante da SLIP; Fs_{Min} e Fs_{Max} sono i limiti di cutoff per i Fs (tipicamente pari a 0.01 e 100, rispettivamente).
La combinazione finale avviene tramite una media ponderata:

$$P_{H-SLIP} = \alpha \cdot P_{SLIP} + (1 - \alpha) \cdot P_{PIP-AI} \quad (2)$$

Dove P_{PIP-AI} è la probabilità di instabilità associata al pixel, derivante da PIP-AI; α rappresenta il peso attribuito a SLIP rispetto a PIP-AI (da 0 a 1).

2.4 Interpretabilità dei modelli: XAI

Per interpretare i modelli, sono stati adottati strumenti di eXplainable Artificial Intelligence (XAI). Le principali tecniche XAI utilizzate sono la Permutation Feature Importance (PFI), che valuta l'importanza di ogni tipologia di input; i Partial Dependence Plots (PDP), i quali consentono di visualizzare l'effetto marginale di una singola variabile di input sulle previsioni finali del modello; la Random Feature Analysis, che si basa sull'inserimento di una variabile casuale tra le feature di input (RandFeat) e serve a comprendere quali feature sono insignificanti, o anche se il modello è stato ben addestrato.
Il dataset totale è stato suddiviso in training (56%), validation (14%) e test (30%). Per quanto concerne la selezione dei modelli, è stato utilizzato il Quality Index (QI), ovvero una norma euclidea inversa di diverse metriche di controllo, come la AUROC, la AUPRGC (soglia accettabilità pari a 0.5), il Cross-Entropy Loss (CEL), e l'importanza della Random Feature (RFI).

$$QI = \frac{1}{\sqrt{(1 - AUROC)^2 + (1 - AUPRGC)^2 + CEL^2 + RFI^2}} \quad (3)$$

Più è alto il QI, più è alta la qualità del modello; dunque, è possibile classificare le architetture testate. Oltre a ciò, è stata applicata anche la cross-validation a 10 fold per una stima più robusta delle prestazioni. Infine, per il modello PIP-AI sono state introdotte ulteriori metriche specifiche: il Positive Polygon Rate (PPR) e Negative Polygon Rate (NPR), che valutano la capacità del modello di discriminare i pixel nelle aree stabili e instabili a livello spaziale; il Time Index (TI), che misura la coerenza temporale del modello, nei giorni antecedenti e durante l'evento franoso.

3. Risultati

LEP-AI è stato applicato su una selezione di 40 AUs, ossia i comuni dell'Appennino Parmense e Eeggiano (Emilia-Romagna) con almeno quattro eventi franosi superficiali registrati nel periodo di riferimento 2000–2023. Il dataset finale include 10.501 REs e 391 LEs. Le strutture testate sono 1024, variando numero di layer, neuroni e funzioni di attivazione. La struttura migliore è la ANN281 (QI=1.6), caratterizzata da 1 ReLU, 40 ReLU, 1 Tanh, 120 ReLU e 2 Softmax. Tuttavia, il modello ha mostrato prestazioni marginali. Infatti, la 10-fold cross validation si è mostrata instabile e con valori di AUPRGC

che solo in pochi casi sono superiori alla soglia di accettabilità (AUPRGC>=0.5).
Per i modelli pixel-based l'area di studio è stata invece ridotta ai quattro comuni con il più alto numero di frane (Baiso, Corniglio, Neviano Degli Arduini, Tizzano Val Parma). Inoltre, sono stati considerati i sette eventi pluviometrici maggiori (LE1–LE7), avvenuti tra il 2000 e il 2023. La risoluzione delle mappe è 10x10 e il dataset finale include 1325 pixel instabili e 220700 stabili.
Per PIP-AI, sono state valutate 243 diverse architetture di ANN. La migliore architettura è la ANN3 (QI=4.5), caratterizzata da 100 ReLU e 2 Softmax. Le prestazioni ottenute sono state decisamente più stabili rispetto a LEP-AI, con risultati eccellenti anche nella cross-validation. Le tecniche XAI hanno evidenziato come input rilevanti i parametri pluviometrici principali e alcune specie vegetali (A. Alba, Q. Ilex, Q. Robur) (Figura 3a). Il modello ANN3 mostra anche buoni risultati temporali (TI=75%), con margini di miglioramento nella previsione del giorno esatto di frana.

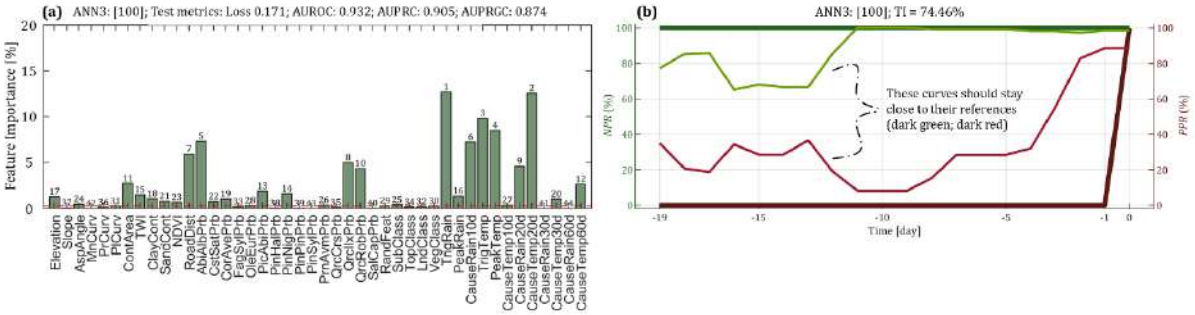


Fig 3. Risultati dell'architettura ANN3 del modello PIP-AI: (a) Feature Importance; (b) Time Index

SLIP, applicato sugli stessi eventi del PIP-AI, ha mostrato prestazioni inferiori rispetto a PIP-AI, ma è importante specificare che si è simulata una calibrazione approssimativa, come accadrebbe in mancanza di dati di caratterizzazione geotecnica. Tuttavia, il modello, concentrandosi sugli aspetti meccanici, ha mantenuto un basso il numero di falsi positivi nei giorni senza frane. Infine, H-SLIP, tarato a 50/50 fra SLIP e PIP-AI, ha fornito prestazioni lievemente maggiori di PIP-AI, esito che è riscontrabile nelle analisi delle curve ROC (circa +3% PIP-AI; +42% SLIP).

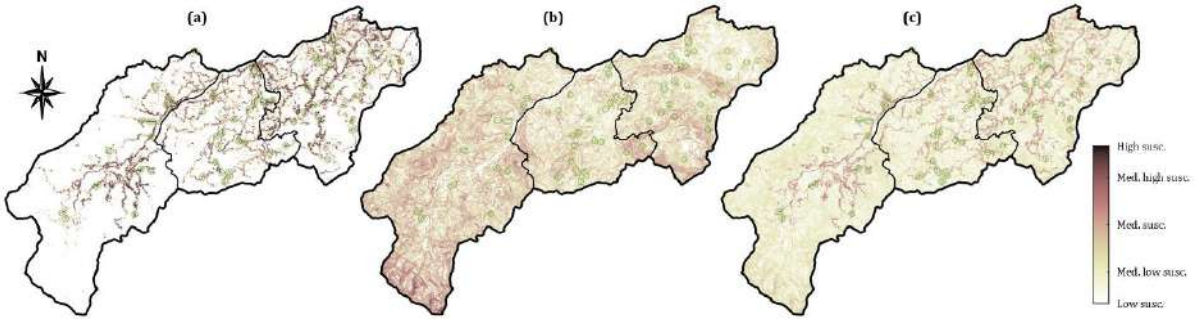


Fig 4. Mappe di suscettibilità per del 5 aprile 2013, nell'Appennino Parmense: (a) PIP-AI; (b) SLIP; (c) H-SLIP

4. Conclusioni

Il modello LEP-AI ha mostrato una performance acerba, indicando una fase di sviluppo embrionale. Probabilmente, la causa di ciò è imputabile alla limitata completezza temporale del dataset e alla natura del problema, che richiederebbe più osservazioni. Per quanto concerne i modelli pixel-based, la scelta di una strategia ibrida come H-SLIP, si conferma invece particolarmente vantaggiosa, soprattutto per compensare le lacune di caratterizzazione fisica tipiche dei modelli AI e le difficoltà di calibrazione dettagliata dei modelli fisicamente basati. Si evidenzia, infine, l'importanza di tre specie vegetative (A. Alba, Q. Ilex, Q. Robur) nell'Appennino Parmense-Reggiano, su cui concentrare futuri studi.

Bibliografia

Baum, R. L., & Godt, J. W. (2010). Early warning of rainfall-induced shallow landslides and debris flows in the USA. *Landslides*, *7*(3).

Borga, M., Dalla Fontana, G., Da Ros, D., & Marchi, L. (1998). Shallow landslide hazard assessment using a physically based model and digital elevation data. *Environmental Geology*, *35*(2–3).

Brunetti, M. T., Peruccacci, S., Rossi, M., Luciani, S., Valigi, D., & Guzzetti, F. (2010). Rainfall thresholds for the possible occurrence of landslides in Italy. *Natural Hazards and Earth System Science*, *10*(3).

Gariano, S. L., & Guzzetti, F. (2016). Landslides in a changing climate. In *Earth-Science Reviews* (Vol. 162).

Gatto, M. P. A., Misiano, S., & Montrasio, L. (2022). On the Use of MATLAB to Import and Manipulate Geographic Data: A Tool for Landslide Susceptibility Assessment. *Geographies*, *2*(2).

Gatto, M. P. A., Misiano, S., & Montrasio, L. (2025). Space-time prediction of rainfall-induced shallow landslides through Artificial Neural Networks in comparison with the SLIP model. *Engineering Geology*, *344*, 107822.

Guzzetti, F., Peruccacci, S., Rossi, M., & Stark, C. P. (2007). Rainfall thresholds for the initiation of landslides in central and southern Europe. *Meteorology and Atmospheric Physics*, *98*(3–4).

Jakob, M. (2022). Landslides in a changing climate. *Landslide Hazards, Risks, and Disasters*, 505–579.

Medina, V., Hürlimann, M., Guo, Z., Lloret, A., & Vaunat, J. (2021). Fast physically-based model for rainfall-induced landslide susceptibility assessment at regional scale. *Catena*, *201*.

Merghadi, A., Yunus, A. P., Dou, J., Whiteley, J., ThaiPham, B., Bui, D. T., Avtar, R., & Abderrahmane, B. (2020). Machine learning methods for landslide susceptibility studies: A comparative overview of algorithm performance. In *Earth-Science Reviews* (Vol. 207).

Misiano, S., Antonio Gatto, M. P., & Montrasio, L. (2024). A SLIP-based post-failure model to predict the propagation of soil slips and their interaction with infrastructures. *Procedia Struct. Integrity*, *62*, 576–584.

Misiano, S., Gatto, M. P. A., & Montrasio, L. (2023). Predicting the Soil Slip Triggering Through the SLIP Model and ML Approaches Including Vegetation. *Springer Series in Geomechanics and Geoengineering*.

Montrasio, L. (2000). Stability analysis of soil slip. Brebbia (Ed.), *Int. Conference Risk* (pp. 357–366). WIT Press.

Montrasio, L., Gatto, M. P. A., & Miodini, C. (2023). The role of plants in the prevention of soil-slip: the G-SLIP model and its application on territorial scale through G-XSLIP platform. *Landslides*, *20*(6).

Montrasio, L., Terrone, A., & Morandi, M. C. (2015). Modeling the shallow landslides occurred in Tizzano Val Parma in April 2013. In *Engineering Geology for Society and Territory - Volume 2: Landslide Processes*.

Montrasio, L., Valentino, R., & Losi, G. L. (2011). Towards a real-time susceptibility assessment of rainfall-induced shallow landslides on a regional scale. *Natural Hazards and Earth System Science*, *11*(7).

Montrasio, L., Valentino, R., & Losi, G. L. (2012). Shallow landslides triggered by rainfalls: Modeling of some case histories in the Reggiano Apennine (Emilia Romagna Region, Northern Italy). *Natural Hazards*, *60*(3).

Montrasio, L., Valentino, R., & Meisina, C. (2018). Soil Saturation and Stability Analysis of a Test Site Slope Using the Shallow Landslide Instability Prediction (SLIP) Model. *Geotechnical and Geological Eng.*, *36*(4).

Nocentini, N., Rosi, A., Segoni, S., & Fanti, R. (2023). Towards landslide space-time forecasting through machine learning: the influence of rainfall parameters and model setting. *Frontiers in Earth Science*, *11*.

Pack, R. T. (1998). The SINMAP Approach to Terrain Stability Mapping. *8th Congress of the International Association of Engineering Geology*.

Peruccacci, S., Gariano, S. L., Melillo, M., Solimano, M., Guzzetti, F., & Brunetti, M. T. (2023). The ITAlian rainfall-induced LandslIdes CAtalogue, an extensive and accurate spatio-temporal catalogue of rainfall-induced landslides in Italy. *Earth System Science Data*, *15*(7).

Segoni, S., Rosi, A., Fanti, R., Gallucci, A., Monni, A., & Casagli, N. (2018). A regional-scale landslide warning system based on 20 years of operational experience. *Water (Switzerland)*, *10*(10).

Xu, H., He, X., Shan, F., Niu, G., & Sheng, D. (2023). Machine Learning in the Stochastic Analysis of Slope Stability: A State-of-the-Art Review. In *Modelling* (Vol. 4, Issue 4, pp. 426–453). Multidisciplinary Digital Publishing Institute (MDPI).

EFFICACIA DI SISTEMI DRENANTI NELLE FRANE DI ARGILLA: INFLUENZA DELLA PERMEABILITÀ DELLA BANDA DI SCORRIMENTO

Roberto Vassallo, Gaetano Ostuni, Caterina Di Maio
Università della Basilicata, Dipartimento di Ingegneria
roberto.vassallo@unibas.it, gaetano.ostuni@unibas.it, caterina.dimaio@unibas.it

Sommario

La presente nota discute il funzionamento di interventi di stabilizzazione molto diffusi in frane a cinematica lenta che si sviluppano in terreni a grana fine: le trincee e i setti drenanti. In particolare, analizza l'influenza delle disomogeneità idrauliche che possono caratterizzare le grandi frane in argilla quali, in particolare, la diversa permeabilità della banda di scorrimento. Partendo dal caso di studio della frana di Costa della Gaveta, per la quale tale disomogeneità idraulica è stata ipotizzata sulla base di misure in sito e analisi numeriche dei suoi effetti sulle variazioni di pressioni interstiziali e velocità di spostamento, si riportano i risultati di analisi numeriche degli effetti di sistemi di trincee e setti drenanti in pendii caratterizzati da permeabilità molto basse del corpo di frana (k_l) e della formazione stabile (k_f), e da una permeabilità della banda di scorrimento (k_{sz}) maggiore di vari ordini di grandezza. Il modello utilizzato riproduce, con una geometria semplificata, condizioni realistiche per l'Appennino italiano. Le analisi sono state effettuate con il software FEM SEEP3D, utilizzando inoltre la versione 2D, SEEP/W, per confronto. I risultati della modellazione 3D mostrano chiaramente che all'aumentare del rapporto k_{sz}/k_l diminuisce notevolmente l'efficacia di trincee drenanti la cui profondità sia minore di quella della superficie di scorrimento. Di conseguenza, un sistema drenante progettato senza tener conto delle peculiarità idrauliche della banda di scorrimento può risultare molto meno efficace di quanto auspicato. La nota discute, inoltre, i risultati di ulteriori analisi parametriche basate sul caso di studio dell'adiacente frana di Varco d'Izzo, il cui accumulo è attraversato da una galleria artificiale. Dalla base della galleria si diparte un sistema di dreni tubolari sub-orizzontali. Anche in queste condizioni, risulta fondamentale tener conto della maggiore permeabilità della banda di scorrimento per evitare di sopravvalutare l'effetto dei dreni.

1. Introduzione

Gli interventi di drenaggio profondo sono tra i sistemi più diffusi per la stabilizzazione di frane a cinematica lenta in terreni a grana fine saturi. La loro efficacia dipende dall'entità e dal decorso temporale della riduzione di pressioni interstiziali indotta lungo la superficie di scorrimento. Tra i vari sistemi disponibili, le trincee e i setti drenanti sono la soluzione più conveniente per stabilizzare frane con superficie di scorrimento sub-parallela al piano campagna e modesta pendenza. La configurazione ottimale è quella con trincee parallele, disposte nella direzione di massima pendenza, sebbene siano diffuse anche configurazioni più complesse come quella a spina di pesce. Si possono raggiungere profondità di 4-5 m mediante semplice scavo, o profondità maggiori utilizzando la tecnica di realizzazione dei pali secanti o delle paratie a pannelli, adoperando calcestruzzi porosi.

In letteratura sono disponibili soluzioni teoriche per lo schema del pendio indefinito, che tipicamente considerano uno strato uniforme che poggia su un substrato impermeabile e valutano gli effetti del drenaggio in 2D, nella sezione trasversale del pendio (e.g. Hutchinson, 1977; Di Maio e Viggiani, 1987; Desideri and Rampello, 2009). Alcuni Autori (e.g. Tagarelli e Cotecchia, 2022) hanno approfondito il ruolo delle condizioni idrauliche assunte a piano campagna nella modellazione del problema, nonché la scelta del legame costitutivo per i terreni coinvolti dal processo di drenaggio.
Vassallo e Di Maio (2025) hanno mostrato come l'efficacia di un sistema di trincee drenanti sia notevolmente influenzata dalla permeabilità della banda di scorrimento. Tale permeabilità è risultata molto maggiore di quelle della frana e della formazione in posto per le grandi frane profonde che si sviluppano sul versante di Costa della Gaveta a Potenza (fig. 1), un tipico versante in formazioni strutturalmente complesse dell'Appennino meridionale. Le frane interessano le Argille Varicolori (argille marnose dell'Eocene Superiore – Miocene Inferiore) e, nella parte alta del pendio, la formazione di Corleto Perticara (calcari marnosi dell'Eocene Superiore – Miocene Inferiore). Il versante è monitorato da oltre 20 anni mediante: piezometri elettrici e Casagrande, tensiometri, celle di pressione totale, inclinometri fissi e mobili, fibre ottiche, antenne GPS. Vengono eseguite anche misure topografiche da stazione totale e vengono elaborati i dati DInSAR. Gli spostamenti basali delle frane principali, profonde fino a 40 m, sono caratterizzati da velocità medie annue costanti, che vanno da 2 cm/anno nella zona di testa a pochi mm/anno nell'accumulo della frana di Costa della Gaveta, e che presentano una distribuzione più complessa nel sistema di Varco d'Izzo. Significative sono le variazioni stagionali legate alle condizioni meteorologiche (Vassallo et al., 2016). I dati sperimentali mostrano che le bande di scorrimento si comportano come discontinuità idrauliche in connessione con l'atmosfera, lungo le quali si verifica una rapida risposta delle pressioni interstiziali (u) agli eventi piovosi. Di conseguenza, le variazioni delle velocità di scorrimento basale risultano quasi sincrone con le piogge. Nel corpo di frana e nella formazione stabile, invece, le permeabilità sono molto minori e le Δu stagionali sono trascurabili (Di Maio et al., 2021).
Considerato che la maggior permeabilità della banda di scorrimento è il fattore che più condiziona l'evoluzione stagionale degli spostamenti delle frane studiate, nella presente nota se ne illustra il ruolo sull'efficacia di sistemi drenanti da realizzare come intervento di stabilizzazione o già esistenti. In particolare, si analizza l'influenza di tale permeabilità sull'efficacia di un sistema di trincee progettato per la frana di Costa della Gaveta e per un sistema esistente di dreni tubolari sub-orizzontali realizzati da una galleria artificiale che attraversa il piede della frana di Varco d'Izzo.

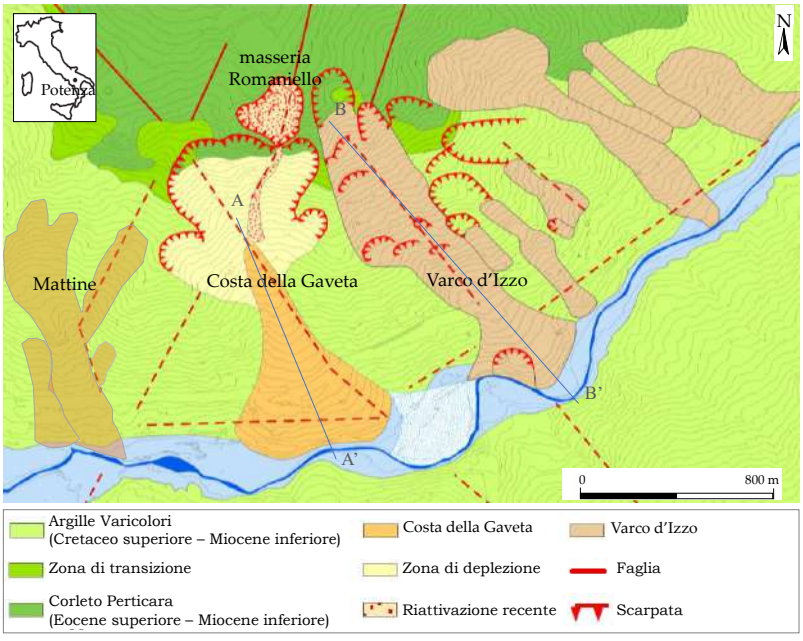


Fig 1. Mappa geologica semplificata del versante di Costa della Gaveta con indicazione dei tre principali sistemi franosi (Di Maio, 2025).

2. Risultati delle analisi numeriche

Le analisi degli effetti di sistemi drenanti sulla distribuzione di pressioni interstiziali sono state realizzate con il software agli elementi finiti SEEP3D di Geostudio (Seequent, 2024) nonché con la sua versione 2D SEEP/W. I risultati di ulteriori analisi realizzate con PLAXIS 2D per trincee e setti drenanti sono discussi in Vassallo e Di Maio (2025). Il confronto tra i più realistici risultati 3D e quelli dei corrispondenti modelli 2D è stato eseguito visto che la modellazione 2D è generalmente utilizzata nella pratica professionale e si è, inoltre, dimostrata affidabile nel caso di sottosuolo omogeneo. Per il caso di trincee e setti drenanti, la condizione al contorno adottata a piano campagna corrisponde alla serie storica di pioggia registrata a Potenza, ed è stata applicata come infiltrazione, attivando la possibilità del ruscellamento, con discretizzazione settimanale sia per la pioggia (Δt_{rain}) che per il calcolo Δt_{calc}. Vassallo e Di Maio (2025) mostrano che, in termini di pressioni interstiziali, i risultati del calcolo sono molto simili se si adotta una discretizzazione giornaliera. Lo studio degli effetti della galleria con dreni tubolari è attualmente limitato a condizioni stazionarie con un'infiltrazione a piano campagna ($q = 9 \cdot 10^{-10}$ m/s) tale da produrre effetti confrontabili a quelli medi della pioggia storica.

2.1 Trincee e setti drenanti: effetto della permeabilità della banda di scorrimento

Le analisi 2D sono state condotte su una sezione trasversale contenente 5 trincee, realizzate in un sottosuolo eterogeneo con $k_l = 10^{-9}$ m/s per la frana e $k_f = 10^{-10}$ m/s per la formazione stabile. La permeabilità della zona di scorrimento, k_{sz}, è stata fatta variare tra 10^{-6} m/s e 10^{-9} m/s (Vassallo e Di Maio, 2025). Il modello 3D, rappresentato in figura 2a, è stato costruito estrudendo la sezione trasversale e generando un pendio inclinato di 10°. Un ulteriore volume di valle, con maggior pendenza, simula il piede della frana, in corrispondenza del quale la superficie di scorrimento e le trincee emergono a piano campagna. Un terzo volume, a monte, simula un acquifero più permeabile. Un primo gruppo di analisi è stato condotto per setti drenanti la cui profondità, di 12 m, è notevolmente inferiore a quella della superficie di scorrimento che raggiunge 25 m. Il terreno è stato assunto saturo fino a piano campagna. Le condizioni al contorno sono descritte nella stessa figura 2a. Sono stati studiati quattro casi: (a) senza banda di scorrimento più permeabile e senza trincee, (b) senza banda di scorrimento più permeabile e con le trincee, (c) con banda di scorrimento più permeabile e senza trincee, (d) con banda di scorrimento più permeabile e con trincee.

In figura 3 si riportano i risultati delle analisi 2D e 3D, per l'istante di tempo t^* che nei transitori di pioggia corrisponde ai livelli piezometrici più gravosi. Nel caso $k_{sz} = k_l$, ossia di assenza di una banda di scorrimento più permeabile (casi a e b), le soluzioni ottenute in 2D e 3D sono quasi coincidenti. In presenza di una banda di scorrimento più permeabile (casi c e d) gli effetti in termini di riduzioni di pressioni interstiziali sono molto minori, sia nel modello 3D che in quello 2D. Inoltre, la modellazione 3D fornisce pressioni interstiziali più basse di quella 2D di circa 25 kPa.

Di particolare interesse è l'effetto di un approfondimento delle trincee drenanti, che si manifesta con un gradiente diverso a seconda che il modello di sottosuolo preveda un corpo di frana omogeneo o eterogeneo. In figura 4 vengono sintetizzati i risultati delle analisi 3D al variare della profondità dei setti drenanti, ottenuti in condizioni stazionarie con $u = 0$ a piano campagna. Per $k_{sz} = 10^{-6}$ m/s, ossia in presenza di banda permeabile, le pressioni interstiziali subiscono il massimo decremento tra le profondità di 20 e 21 m, quando i setti laterali raggiungono la banda di scorrimento, mentre si osservano riduzioni decisamente meno marcate per profondità inferiori. Vassallo e Di Maio (2025) riportano, per il 2D, andamenti simili ma pressioni interstiziali più elevate. Per $k_{sz} = 10^{-9}$ m/s, ossia per corpo di frana omogeneo dal punto di vista idraulico, gli andamenti delle pressioni interstiziali in funzione della profondità dei setti sono quasi lineari (e molto simili a quelle che si otterrebbero in condizioni 2D), ma nettamente diversi da quelli che si ottengono in presenza di banda di scorrimento più permeabile con $k_{sz} = 10^{-6}$ m/s.

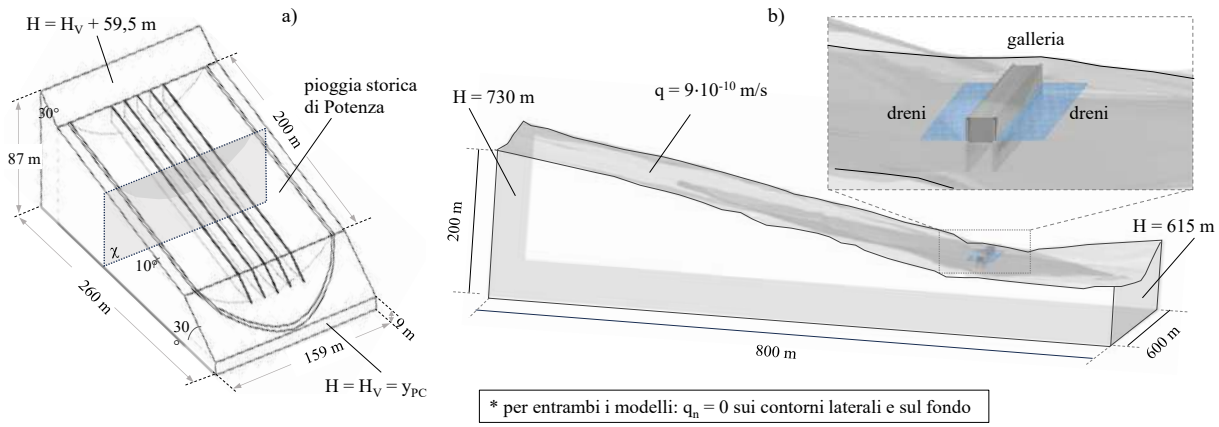


Fig 2. a) Modello 3D per lo studio dell'efficacia di trincee/setti drenanti; b) modello 3D per lo studio dell'efficacia di dreni sub-orizzontali realizzati a partire da una galleria.

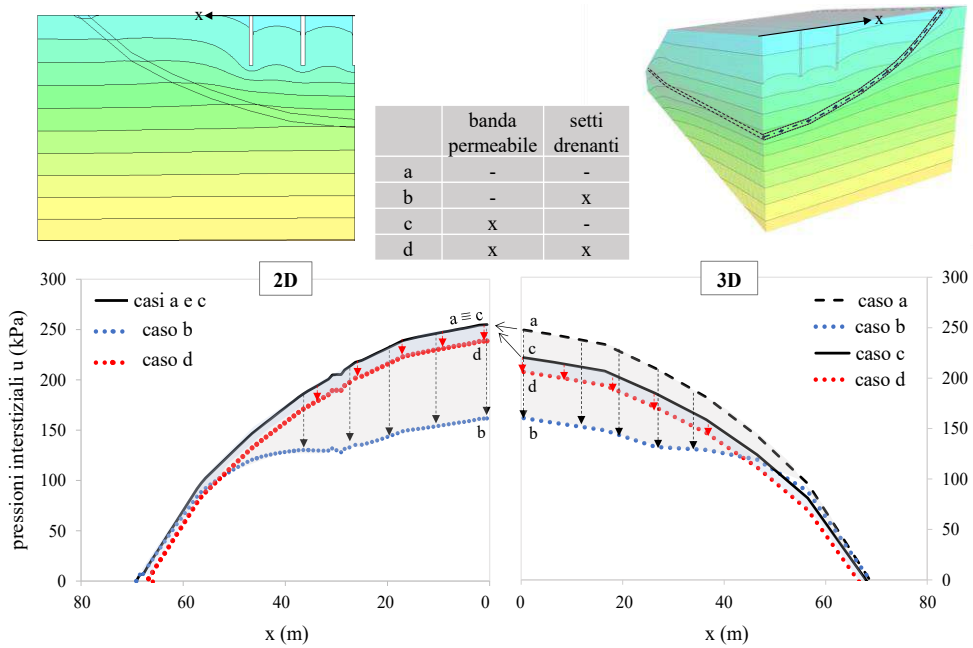


Fig 3. Confronto tra le pressioni interstiziali al tempo t lungo la superficie di scorrimento, calcolate con modellazione 2D e 3D in corrispondenza della sezione centrale del pendio. Le frecce rosse e nere rappresentano gli effetti dei setti drenanti rispettivamente in presenza e in assenza della banda di scorrimento permeabile (mod. da Vassallo e Di Maio, 2025).*

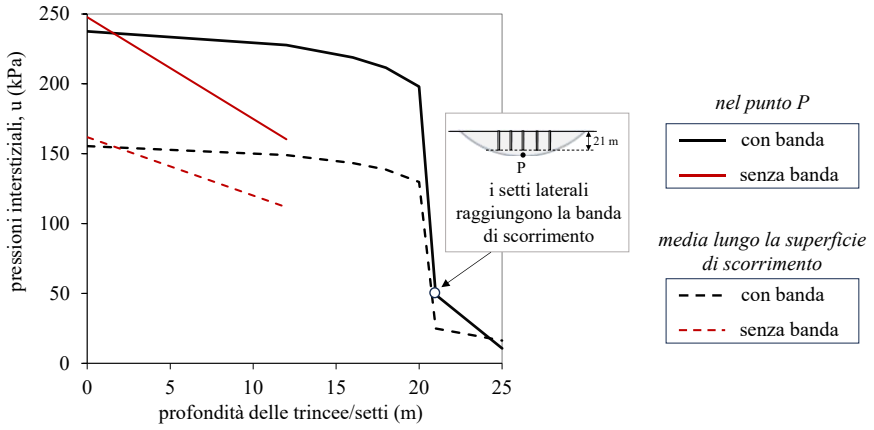


Fig 4. Modellazione 3D, stazionario per u = 0 a piano campagna: effetto della profondità delle trincee/setti drenanti sulle pressioni interstiziali calcolate nel punto più profondo della superficie di scorrimento (P) o medie lungo la superficie di scorrimento, con o senza banda permeabile (mod. da Vassallo e Di Maio, 2025).

2.2 Efficacia di un sistema di dreni tubolari sub-orizzontali realizzati a partire da una galleria

Si stanno effettuando per la frana di Varco d'Izzo analisi simili a quelle sopra descritte per la frana di Costa della Gaveta. L'accumulo della frana è attraversato da una galleria artificiale della linea ferroviaria Battipaglia-Taranto. La galleria, lunga 200 m, costruita nel 1870, essendo stata danneggiata dai movimenti franosi, è stata ricostruita nel 1992. La struttura è costituita da uno scatolare in c.a. di dimensioni interne 7,5 m × 7,5 m e spessore 1 m, protetta da due paratie di pali di diametro di 1 m, interasse 1,2 m e profondità 20-21 m. Longitudinalmente, la galleria è costituita da otto settori collegati da giunti. Dalla sua base, sia a monte che a valle, sono stati installati tubi di drenaggio sub-orizzontali lunghi circa 15 m (Ostuni et al., 2025). Mediante un modello in SEEP3D (fig. 2b) si stanno studiando gli effetti sulle pressioni interstiziali lungo una superficie di scorrimento (che raggiunge 20 m di profondità) degli elementi strutturali, dei dreni e della permeabilità della banda di scorrimento.

La figura 5 riporta i risultati relativi alla sezione longitudinale in asse alla frana, in varie condizioni. Un dettaglio dei risultati ottenuti nell'ipotesi di banda di scorrimento più permeabile, in presenza di galleria e dreni, è mostrato in figura 5a in termini di isopieziche. La figura 5b mostra due insiemi di distribuzioni di altezza piezometrica calcolata lungo la superficie di scorrimento nella sezione considerata: uno relativo a una banda di scorrimento con la stessa permeabilità del corpo di frana, $k_{sz} = k_l = 10^{-9}$ m/s (curve nere), e l'altro relativo a una banda di scorrimento più permeabile, $k_{sz} = 10^{-7}$ m/s (curve rosse). Ogni insieme considera tre casi: 1) pendio privo di opere antropiche, 2) pendio con galleria e paratie, 3) pendio con galleria, paratie e dreni. I risultati mostrano un'influenza significativa di tutti gli elementi considerati. In particolare, quando $k_{sz} = k_l = 10^{-9}$ m/s, la galleria e le paratie, considerate impermeabili, causano solo un piccolo aumento delle pressioni interstiziali a monte della struttura e in prossimità di essa, e una piccola diminuzione a valle. Al contrario, quando $k_{sz} = 10^{-7}$ m/s, la struttura causa grandi variazioni, per grandi distanze, sia a monte che a valle della galleria. Si può osservare che, nel caso di lunghezza dei dreni pari a 15 m, trascurare la presenza della banda di scorrimento a maggiore permeabilità porta a sopravvalutare gli effetti dei dreni. L'influenza della lunghezza dei dreni è mostrata in figura 6. Si può notare che per lunghezze contenute entro 15 m, i dreni sono già molto efficaci. Per una lunghezza dei dreni a monte della galleria $L_u = 25$ m, i primi dreni toccano la superficie di scorrimento, mentre per $L_u = 27$ m questo avviene per il 30% dei dreni. Si può osservare che, per questi due casi, i risultati del calcolo in termini di altezza piezometrica sono molto simili. È in corso la modellazione per il caso di dreni più lunghi che si spingano nella frana più profonda e nella formazione in posto.

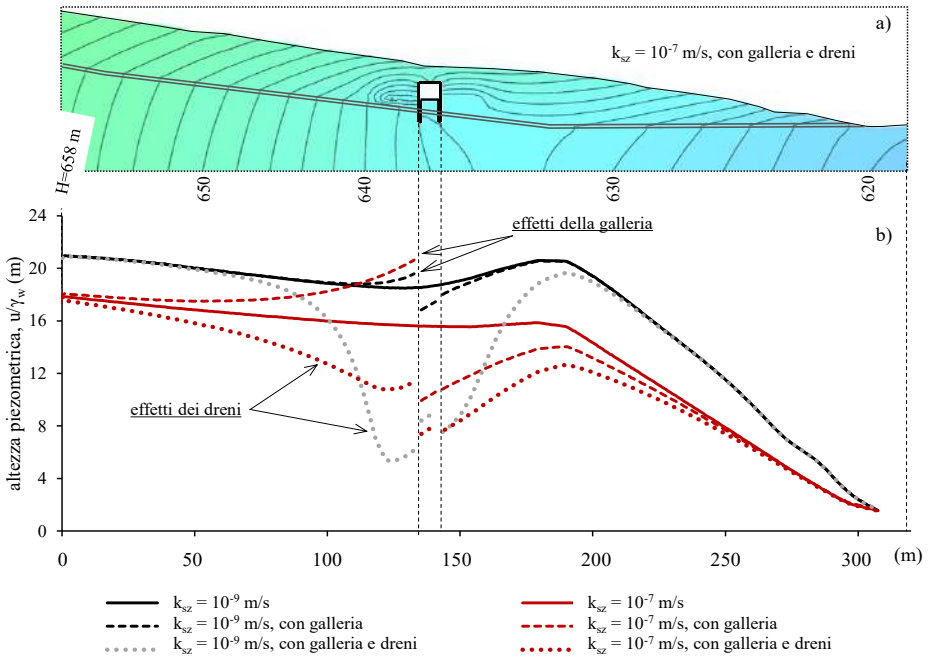


Fig 5. a) Isopieziche nel caso con banda di scorrimento più permeabile della frana; b) altezza piezometrica lungo la superficie di scorrimento con e senza galleria, dreni, banda di scorrimento più permeabile.

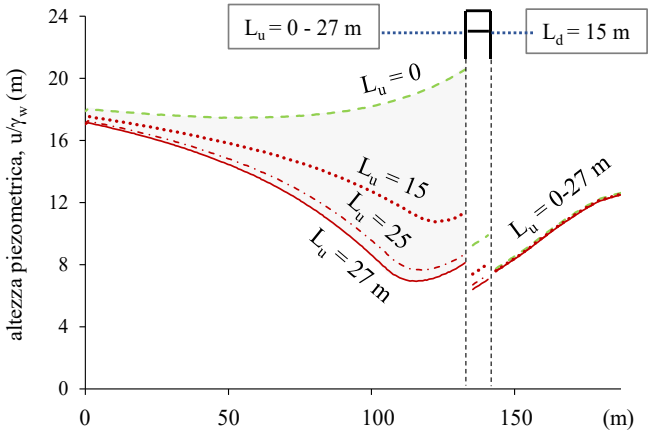


Fig 6. Altezza piezometrica lungo la superficie di scorrimento al variare della lunghezza L_u dei dreni sub-orizzontali a monte della galleria, per una lunghezza dei dreni a valle della galleria L_d = 15 m, con banda di scorrimento più permeabile.

3. Conclusioni

I risultati delle analisi numeriche 3D dimostrano che se nelle frane di argilla profonde è presente una banda di scorrimento più permeabile collegata idraulicamente all'atmosfera, come riscontrato sperimentalmente a Costa della Gaveta, risulta imprescindibile tenerne conto nella previsione degli effetti di sistemi drenanti. Le analisi mostrano infatti che in tale caso i dreni risultano efficaci soltanto se intercettano la banda di scorrimento. Non tener conto della presenza della disomogeneità idraulica porterebbe a progettare e realizzare opere dall'efficacia molto minore di quella prevista in sua assenza. Anche nel caso di dreni sub-orizzontali realizzati a partire da una galleria, si osserva che non tener conto della maggiore permeabilità della banda di scorrimento porterebbe a sopravvalutarne l'effetto. L'influenza dei dreni è significativa anche per lunghezze contenute, essendo realizzati a notevoli profondità dal piano campagna.

Bibliografia

Desideri A., Rampello S. (2009). "Stabilizzazione dei pendii mediante sistemi di drenaggio". Mitigazione del rischio mediante interventi di consolidamento e rinforzo dei terreni. Conferenze di Geotecnica di Torino, XXXII c., 1-48.

Di Maio C., Viggiani C. (1987). "Influence of intermittent rainfall on effectiveness of trench drains". Proc. IX Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Dublin, 1, 149-152.

Di Maio C., De Rosa J., Vassallo R. (2021). "Pore water pressures and hydraulic conductivity in the slip zone of a clayey earthflow: experimentation and modelling", *Engineering Geology,* 292, 106263.

Di Maio C. (2025). "Comportamento dei terreni argillosi e stabilità dei versanti in formazioni strutturalmente complesse", XXI Croce Lecture, *Rivista Italiana di Geotecnica*, anno LIX, 1, 5-49.

Hutchinson J.N. (1977). "Assessment of the effectiveness of corrective measures in relation to geological conditions and types of slope movements", *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 16, 131-155.

Ostuni G., Vassallo R., Di Maio C. (2025). "Monitoraggio dell'accumulo di una frana in Argille Varicolori e della galleria artificiale che l'attraversa". Proc. XXVIII Conv. Naz. di Geotecnica, Venezia, 11-13 giugno 2025, 793-800.

Tagarelli V., Cotecchia F. (2022). "Coupled hydro-mechanical analysis of the effects of medium depth drainage trenches mitigating deep landslide activity", *Engineering Geology*, 297, 106510.

Vassallo R., Doglioni A., Grimaldi G.M., Di Maio C., Simeone V. (2016). "Relationships between rain and displacements of an active earthflow: a data–driven approach by EPRMOGA", *Natural Hazards*, 81, 1467-1482.

Vassallo R., Di Maio C. (2025). "Effects of trench drain systems on pore water pressures in slow, deep, clayey landslides: Influence of hydraulic properties of the slip zone", *Engineering Geology*, 347, 107943.

MECCANISMI D'INTERAZIONE TRA PALI DI STABILIZZAZIONE E CORPO DI FRANA IN CONDIZIONI DRENATE E NON DRENATE

Carmen Averto, Marianna Pirone, Gianfranco Urciuoli
Università Federico II di Napoli
carmen.averto@unina.it, marianna.pirone@unina.it, gianfranco.urciuoli@unina.it

Sommario

I fenomeni di instabilità dei versanti rappresentano calamità naturali ricorrenti. Per mitigarne i rischi, si ricorre a interventi di stabilizzazione volti ad aumentare la sicurezza del pendio o a intercettare il corpo di frana. In questa nota si presentano i risultati di analisi numeriche condotte per studiare l'interazione tra una coltre in frana e un palo verticale infisso nel substrato stabile, appartenente ad una fila continua. È modellato il comportamento di un pendio saturo, con moto di filtrazione parallelo al pendio e pelo libero della falda al piano campagna, e sono confrontati i risultati determinati in condizioni drenate e non. Le simulazioni sono state eseguite con il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D (2023.1).

1. Introduzione

Le paratie di pali sono opere di stabilizzazione che possono esplicare la loro azione in condizioni di deformazione piana (2D), o pressoché tale, se disposte ad un interasse (i) minore di 3 (Pirone, Urciuoli 2018), svolgendo una funzione di contenimento della massa instabile diffusa lungo l'intera sezione trasversale. La maggior parte delle soluzioni analitiche disponibili in letteratura modella l'interazione di pali di stabilizzazione e coltre in frana assumendo il terreno rigido-plastico (RPM) e la struttura rigida. Mediante questo approccio sono identificati tre meccanismi di rottura (A, B, C) che dipendono dal rapporto tra il tratto infisso nel substrato stabile e lo spessore della coltre instabile $\frac{\ell_2}{\ell_1}$ (Viggiani 1981; Pirone, Urciuoli 2018) (Fig.1). In particolare, Muraro et al. (2015) dimostrarono che per un pendio indefinito con $\alpha < \delta$, dove α è l'inclinazione del pendio e δ è l'attrito all'interfaccia palo-terreno, la componente orizzontale della risultante delle tensioni di interazione fra terreno e frana non è influenzata dall'attrito opera-terreno, ed è pari alla spinta passiva di Rankine per terrapieno inclinato (1857).
Ne consegue che, in un pendio indefinito inclinato di α con un moto di filtrazione parallelo al pendio e pelo libero della falda al piano campagna, per valutare la risultante delle tensioni orizzontali efficaci di interazione terreno–palo ($\bar{\sigma}'_x$), in condizioni drenate, può essere adottata la seguente espressione:

$$\bar{\sigma}'_x = k \cdot \gamma' \cdot z \cdot \cos^2 \alpha \qquad 1$$

$$k'_d = (k_p - k_a) \qquad 2$$

in cui: γ' è il peso alleggerito dell'unità di volume del terreno, z è la profondità verticale dal piano campagna e k'_d rappresenta la differenza tra i coefficienti di spinta passiva e attiva, calcolati con la teoria di Rankine (1857) per pendio indefinito. Nel presente lavoro, per modellare l'interazione tra una coltre di terreno in frana con falda al p.c e una fila continua di pali sia in condizioni drenate che non drenate, è stato utilizzato il software di calcolo agli elementi finiti (FEM), PLAXIS 2D. In particolare, sono state condotte numerose analisi bidimensionali al variare della lunghezza d'infissione del palo allo scopo di identificare i meccanismi di rottura in entrambe le condizioni, drenate e non. Per analizzare la stabilità globale è stata utilizzata la tecnica "phi-ci reduction calculation", un tipo di analisi che riproduce una

condizione di collasso virtuale del terreno attorno al palo, riducendo successivamente i parametri di resistenza al taglio del terreno, tanφ' e c'. Di seguito si illustrano in dettaglio i risultati ottenuti in condizioni non drenate mediante analisi FEM. Successivamente, questi ultimi sono confrontati con le soluzioni FEM ottenute in condizioni drenate e con le soluzioni teoriche rigido plastiche (RPM) disponibili in letteratura.

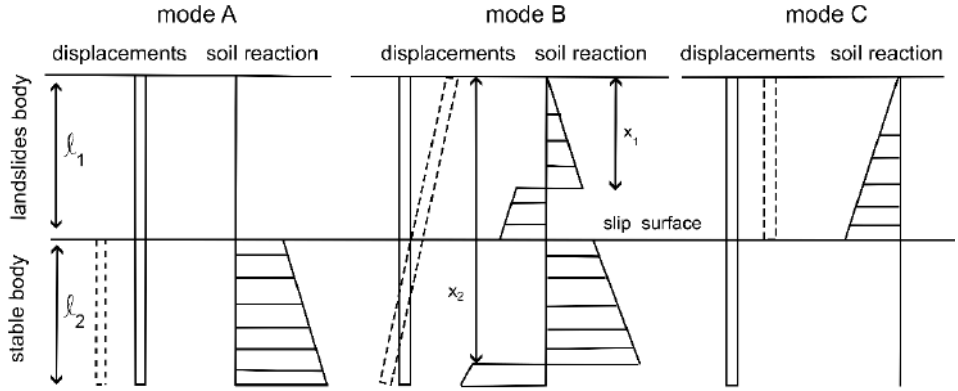


Fig. 1. Meccanismi di rottura palo-terreno: palo corto (A), palo intermedio (B) e palo lungo (C).

2. Modellazione del pendio saturo in condizioni non drenate

La geometria modellata nel codice FEM riproduce un pendio indefinito in materiale argilloso costituito da una coltre in frana su substrato stabile con falda al piano campagna parallela ad esso. Tra i due strati è incluso uno strato di terreno spesso 0.50 m in condizioni residue, volto a simulare una superficie di scorrimento preesistente (Fig. 2).

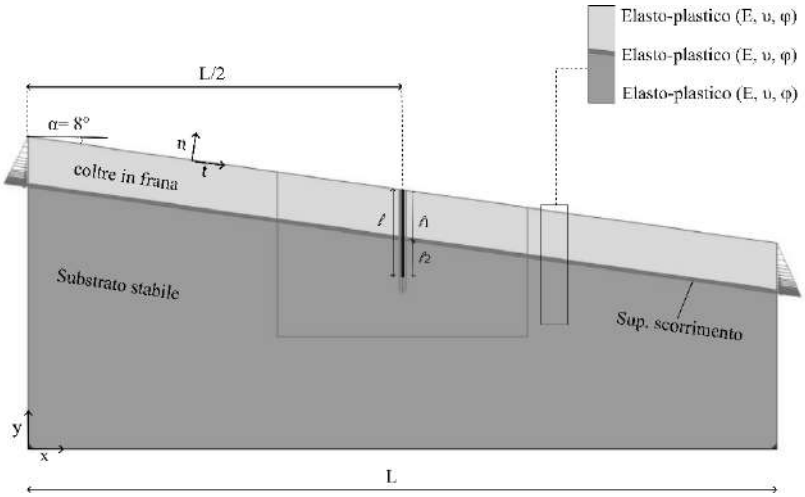


Fig. 2. Geometria modellata nelle analisi numeriche 2D con l'indicazione del modello costitutivo adottato.

Lo spessore della coltre è 8 m (ℓ_1) e la lunghezza di infissione del palo all'interno del substrato stabile (ℓ_2) varia tra 1 e 12 m. Per gli strati di terreno è stato utilizzato un modello costitutivo lineare elastico perfettamente plastico con criterio di resistenza di Mohr Coulomb. Il palo, invece, è stato modellato come perfettamente elastico, non considerando la formazione di cerniere plastiche. Le proprietà fisiche e meccaniche assunte per il terreno e le proprietà del palo sono indicate in Tab. 1. Le analisi numeriche sono articolate in quattro fasi di calcolo: 1) generazione della condizione iniziale mediante la procedura 'Gravity loading'; 2) determinazione del fattore di sicurezza iniziale, FS_0 (in assenza dell'intervento), mediante la procedura 'Phi-ci reduction'; 3) attivazione della paratia con un'analisi 'plastica' modellando i terreni in condizioni non drenate; 4) determinazione del fattore di sicurezza in presenza dell'intervento, FS_{plate}, mediante la procedura 'phi-ci reduction' (PLAXIS 2D 2023).

Tab. 1: Parametri utilizzati per le analisi di stabilità del pendio. E: modulo di elasticità; ν coefficiente di Poisson; φ': angolo d'attrito; c': coesione drenata.

Materiale	γ [kN/m^3]	γ_{sat} [kN/m^3]	γ' [kN/m^3]	E [MPa]	ν [-]	φ' [°]	c' [kPa]
Coltre	15	19	9	10	0.3	28	0.001
Sup. scorrimento	15	19	9	1	0.3	16.8	0.001
Substrato	15	19	9	10	0.3	28	0.001
Palo	25	-	-	30000	0.2	-	-

La Tabella 2 riporta i coefficienti di sicurezza iniziali (FS_0) e quelli modificati dal contributo dell'intervento (FS_{plate}), calcolati utilizzando l'angolo di attrito mobilitato al collasso φ'_d. Quest'ultimo è stato ricavato dal rapporto tra la tangente dell'angolo di attrito caratteristico (φ') e il fattore di sicurezza post-intervento. Si osserva che, nella condizione iniziale del pendio, il coefficiente di sicurezza è prossimo all'unità, indicando uno stato di incipiente collasso. Dopo la realizzazione della paratia, il fattore di sicurezza aumenta con la lunghezza d'infissione sia in condizioni drenate che non.

Tab. 2: Analisi numeriche eseguite.

				Analisi Phi/ci reduction						
ℓ_1 [m]	ℓ_2 [m]	ℓ_2 / ℓ_1	drenaggio	φ' [°]	φ'_{res} [°]	FS_0	FS_{plate}	φ'_d [°]	T_{ad}	M_{ad}
9	1	0,125	Drenato	28	16,8	1,04	1,09	26	0,317	-0,095
			Non drenato	28	16,8	1,04	1,04	26,86	0,359	-0,140
14	6	0,75	Drenato	28	16,8	1,04	1,16	24,63	0,604	0,279
			Non drenato	28	16,8	1,04	1,1	25,8	0,67	0,294
20	12	1,5	Drenato	28	16,8	1,04	1,23	23,29	0,972	0,812
			Non drenato	28	16,8	1,04	1,14	25	0,983	0,795

A parità di configurazione geometrica, FS_{plate} in condizioni non drenate, risulta inferiore rispetto al caso drenato, a causa dello sviluppo di sovrappressioni neutre in risposta all'attivazione delle spinte attiva e passiva del terreno, che modificano le tensioni orizzontali di interazione tra palo e terreno (Eq.1).
Allo scopo di effettuare i confronti con le soluzioni RPM, è necessario definire le tensioni orizzontali efficaci ultime d'interazione in condizioni non drenate e le sovrapressioni indotte. Queste ultime, modellando il terreno come elastico lineare omogeneo ed isotropo, possono essere espresse dalle Eq.3 e 4:

$$\Delta u_p = \beta \cdot \gamma' \cdot z \cdot \cos^2 \alpha > 0 \quad (3)$$

$$\Delta u_a = \beta' \cdot \gamma' \cdot z \cdot \cos^2 \alpha < 0. \quad (4)$$

Di conseguenza le tensioni efficaci orizzontali ultime possono essere determinate dalle Eq. 5 e 6, la tensione d'interazione dall'Eq.7

$$\sigma'_{Px,ud} = k_p \cdot (\gamma' \cdot z \cdot \cos^2 \alpha - \Delta u_p) \rightarrow k_p \cdot (1-|\beta|) \cdot \gamma' \cdot z \cdot \cos^2 \alpha \quad (5)$$

$$\sigma'_{Ax,ud} = k_a \cdot (\gamma' \cdot z \cdot \cos^2 \alpha - \Delta u_a) \rightarrow k_a \cdot (1+|\beta'|) \cdot \gamma' \cdot z \cdot \cos^2 \alpha \quad (6)$$

$$\overline{\sigma'_{x,ud}} = k_{ud} \cdot \gamma' \cdot z \cdot \cos^2 \alpha \quad (7)$$

$$k'_{ud} = [(1-|\beta|) \cdot k_p - (1+|\beta'|) \cdot k_a] \quad (8)$$

Si dimostra che i parametri β e β', che tengono conto delle sovrappressioni neutre (nelle condizioni di spinta passiva e attiva) che si sviluppano a tergo e a valle del muro, sono definiti da:

$$\beta = \frac{(k_p - k_m)}{1+k_p} \rightarrow > 0 \rightarrow \; k_m = \frac{k_0}{(\cos^2\alpha - k_0 \cdot \mathrm{sen}^2\alpha)} \qquad 9$$

$$\beta' = \frac{(k_a - k_m)}{1+k_a} \rightarrow < 0 \rightarrow \; k_m = \frac{k_0}{(\cos^2\alpha - k_0 \cdot \mathrm{sen}^2\alpha)} \qquad 10$$

$$k_m = \frac{k_0}{(\cos^2\alpha - k_0 \cdot \mathrm{sen}^2\alpha)} \qquad 11$$

Dove k_m rappresenta il rapporto tra la tensione verticale agente sulla faccia parallela al pendio e la tensione parallela al pendio agente sulla parete verticale (E. Evangelista 1994). L'Eq.8 risulta valida anche in condizioni drenate riducendosi all'equazione 2 per β e β' nulli. Per il calcolo del valore teorico rigido-plastico in condizioni non drenate, sia del taglio che del momento flettente, è necessario integrare le tensioni orizzontali efficaci e la spinta dell'acqua agenti sul palo, a monte e a valle. In condizione drenate, questo si riduce ad integrare le sole tensioni efficaci in Eq.1, in quanto le pressioni neutre a tergo e a valle del muro si equilibrano. Mentre in condizioni non drenate, è necessario tener in conto le Δu che insorgono, in particolare di segno positivo in corrispondenza della spinta passiva e negativo di quella attiva (Eq. 3 e 4). Dunque, in condizioni non drenate, le tensioni totali sono pari a:

$$\sigma_x = \sigma'_x + u_{st} + \Delta u \qquad 12$$

Pertanto, la risultante delle tensioni totali orizzontali d'interazione risulta:

$$\overline{\sigma_{x,ud}} = k_{ud} \cdot \gamma' \cdot z \cdot \cos^2\alpha \qquad 13$$

$$k_{ud} = (1-|\beta|) \cdot k_p - (1+|\beta'|) \cdot k_a + |\beta| + |\beta'| \qquad 14$$

Per brevità, soltanto i risultati FEM ottenuti per il rapporto $\frac{\ell_2}{\ell_1}$ pari a 0,75 (ℓ_2=6) in condizioni non drenate sono mostrati in Fig. 3. In particolare, sono riportati gli spostamenti orizzontali del terreno e del palo (u) normalizzati rispetto allo spostamento in testa al palo ($u_{headpile}$), le tensioni orizzontali efficaci del terreno a monte e a valle del palo (Eq.7), nonché lo sforzo di taglio e il momento flettente lungo il palo. Le tensioni orizzontali efficaci lungo la paratia raggiungono valori prossimi a quelli di Rankine, con il coefficiente k'_{ud} calcolato secondo l'Eq. (8), mentre i profili di taglio e momento risultano in linea con le soluzioni RPM per condizioni non drenate, integrando le tensioni orizzontali totali lungo il palo (Eq.13). I cunei di rottura, individuati tramite le iso-linee di deformazione plastica di taglio nella sezione longitudinale, sono mostrati in Fig. 4.

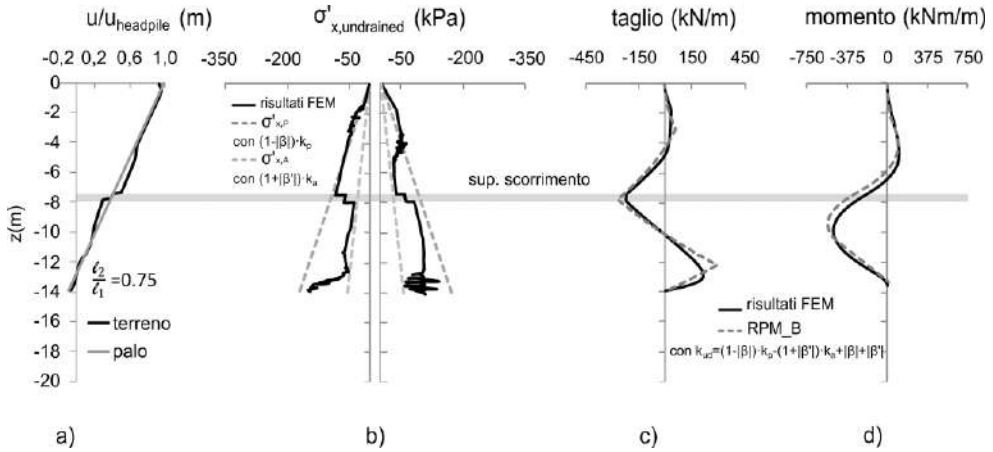


Fig. 3. Soluzioni FEM e RPM per $\frac{\ell_2}{\ell_1}$ pari a 0,75 m in condizioni non drenate. Profili degli spostamenti del terreno e della paratia (a), tensioni orizzontali nel terreno a valle e a monte della paratia (b), sforzo di taglio (c) e momento flettente (d).

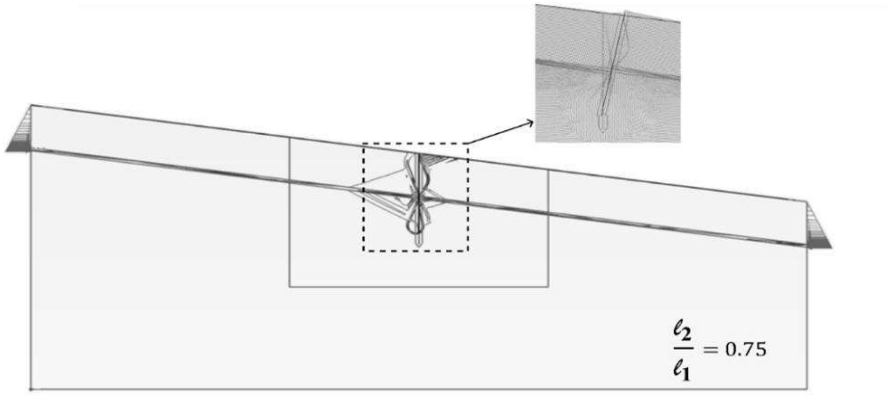


Fig. 4. Contorni della deformazione plastica a taglio relativi l'ultimo passo della "phi-ci reduction", ℓ =14 m.

3. Confronto tra condizione drenata e non drenata mediante FEM e RPM

L'abaco in Fig. 5 è stato sviluppato da Pirone e Urciuoli (2018) per terreni a comportamento attritivo in assenza di falda, è valido per strutture continue (i/d = 1), ma può essere applicato anche a file di pali discontinue finché è presente l'effetto arco (i/d ≤ 3). In particolare, è diagrammata la forza di taglio lungo la superficie di scorrimento, normalizzata rispetto al valore teorico rigido-plastico determinato in corrispondenza del meccanismo C (Eq.15), in funzione del rapporto tra la profondità di infissione, e lo spessore della coltre in frana l_2/l_1

$$T_{RPM_C} = \frac{1}{2} \cdot k_{ud} \cdot \gamma' \cdot \cos\alpha^2 \cdot \ell_1^2 \qquad 15$$

Tale diagramma può essere esteso anche al caso in esame di pendio saturo con moto di filtrazione parallelo al pendio e pelo libero della falda al p.c., determinando k_{lb} con l'Eq. 14 e utilizzando valori di β e β' nulli in condizioni drenate e diverse da zero in condizioni non drenate. Nel caso analizzato, poiché la resistenza dello strato stabile (sb) è uguale a quella dello strato instabile (lb), si fa riferimento alla curva (n=1). I valori del taglio adimensionalizzato determinato dalle analisi FEM sulla superficie di scorrimento in condizione non drenata sono coincidenti con quelli determinati sia in condizioni drenate che per pendii in assenza di falda e risultano in ottimo accordo con le soluzioni RPM. Questo risultato supporta la possibilità di estendere i meccanismi di rottura determinati in assenza di falda e in condizioni drenate anche alle condizioni non drenate. Nel caso di palo lungo le condizioni non drenate, il taglio ottenuto dal FEM risulta inferiore di quello predetto dai metodi RPM: questo è dovuto alla presenza di un tratto in testa al palo scarico per lo sviluppo di un carico pressoché equivalente sia a tergo che a valle del palo.

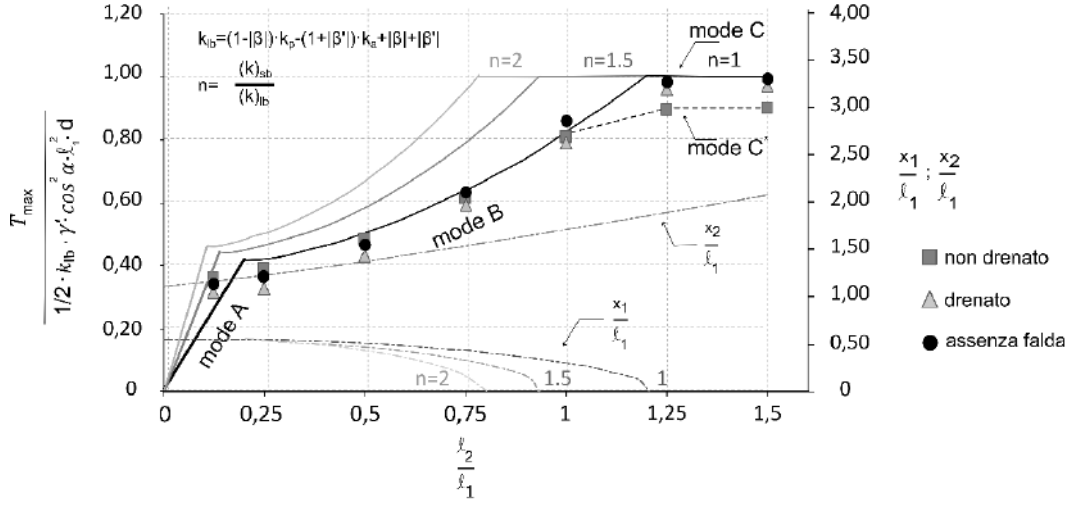


Fig. 5. Abaco del taglio ultimo adimensionalizzato: confronto tra valori FEM e valori RPM

4. Conclusioni

La nota discute l'interazione tra una fila di pali di stabilizzazione e una coltre in frana. In particolare, è stato modellato un pendio indefinito con una superficie di scorrimento pregressa, con falda al piano campagna e moto di filtrazione parallelo al pendio sia in condizioni drenate che non drenate. Il modello numerico è stato implementato nel software FEM Plaxis 2D.

Trattandosi di pali liberi la risultante della forza di interazione fra palo e corpo di frana, che contribuisce alla stabilità di quest'ultimo incrementandone il coefficiente di sicurezza, coincide con il taglio del palo nella sezione in cui questo interseca la superficie di scorrimento. Per questo si è data enfasi a tale grandezza, presentandola anche in forma adimensionalizzata. I risultati FEM del taglio ultimo adimensionalizzato calcolati sia in condizioni drenate che non drenate, risultano in accordo con i valori determinati mediante analisi teoriche rigido-plastiche.

Bibliografia

Cruden D. M. – D. J. Varnes, Landslide types and processes, in "*National Academy of Sciences*", 1996, 247 pp. 36-75.

Cruden D.M., A Simple Definition of a Landslide, in "*Bulletin of the International Association of Engineering Geology*" 1991, 43, pp. 27-29.

Di Laora R. - Maiorano R. M. S. - Aversa S., Ultimate lateral load of slope-stabilising piles, in "Géotechnique Letters Vol. 7", 2017, pp. 237 244.

Evangelista E., Strutture di Sostegno di Pendii Instabili: analisi dei meccanismi di interazione col terreno e cenni sul proporzionamento, *Corso di aggiornamento sugli interventi di stabilizzazione dei pendii*, Udine, 1994

Friedli B.- Hauswirth D. – Puzrin A.M., Lateral earth pressures in constrained landslides, in "*Géotechnique*", 2016, pp. 1-16.

Hungr O. - Evans S.G - Bovis M. - Hutchinson J.N, Review of the classification of landslides of the flow type, in "*Environ Eng Geosci VII*", 2001, pp. 221–238

Hungr O. – Leroueil S.– Picarelli L., The Varnes classification of landslide types, an update, in "*Landslides Vol. 11*", 2014, pp. 167-194.

Hutchinson J.N., Morphological and Geotechnical Parameters of Landslides in Relation to Geology and Hydrogeology, in "*Proc. Fifth International Symposium on Landslides Vol. 1*", 1988. pp. 3-35.

Muraro S. - Madaschi A. - Gajo A., On the reliability of 3D numerical analyses on passive piles used for slope stabilisation in frictional soils, in "*Géotechnique Vol. 64*", 2014, 6, pp. 486–492. 106

Muraro S. - Madaschi A. - Gajo A., Passive soil pressure on sloping ground and design of retaining structures for slope stabilisation, in "*Géotechnique Vol. 65*", 2015, 6, pp. 507–516.

Pan D. - Smethurst J. A. – Powrie W., Limiting pressure on a laterally loaded pile in a frictional soil, in "*Géotechnique Letters Vol. 2*", 2012, pp. 55-60.

Pirone M. – Urciuoli G., Analysis of slope-stabilising piles with the shear strength reduction technique, in "*Computers and Geotechnics*", 2018, 102, pp. 238–251.

Plaxis, Reference Manual 2D, di "Bentley advancing infrastructure", 2023.

Plaxis, Tutorial Manual 2D, di "Bentley advancing infrastructure", 2023.

Sheil B. B., Lateral limiting pressure on square pile groups in undrained soil, in "*Géotechnique*", 2020, pp. 1-9.

Smethurst J. A.– Bicocchi N. – Powrie W. – O'brien A. S., Behaviour of discrete piles used to stabilise a tree-covered railway embankment, in "*Géotechnique*", 2019, pp. 1-17.

Summersgill F. C. - Kontoe S. - Potts D. M., Stabilisation of excavated slopes in strain-softening materials with piles, in "*Géotechnique Vol. 68*", 2018, 7, pp. 626–639.

Varnes D.J., Slope movement types and processes, in "Landslides, analysis and control, special report 176" 1978, pp. 11–33 107

Viggiani C., Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides, in "*Proceedings of the 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering*", 1981, pp. 555–60.

MODELLAZIONE NUMERICA AGLI ELEMENTI FINITI DEGLI SPOSTAMENTI DA FRANA INDOTTI DA PROCESSI EROSIVI AL PIEDE

Vito Tagarelli
Politecnico di Bari
vito.tagarelli@poliba.it

Federica Cotecchia
Politecnico di Bari
federica.cotecchia@poliba.it

Alexander Puzrin
ETH Zurich
alexander.puzrin@igt.baug.ethz.ch

Sommario

L'attività di frane profonde è attualmente osservata in diverse pendici argillose marine a elevata consistenza lungo bande di taglio preesistenti, situate nell'Appennino sud-orientale italiano e nel suo Avanfossa. Le bande di taglio preesistenti sono spesso il risultato di dissesti di versante attivati in tempi remoti, solitamente a causa di processi geologici. Infatti, le intense deformazioni di taglio avvenute in passato all'interno di queste bande hanno causato l'indebolimento del materiale, la cui presenza rappresenta oggi un fattore interno cruciale che si ritiene controlli l'attuale attività del versante, potenzialmente innescata dall'erosione fluviale.
Questo contributo presenta la modellazione idro-meccanica dell'attuale attività di un versante argilloso, situato nella parte occidentale di Chieuti, nel sud Italia, la cui instabilità è mantenuta attiva dall'erosione fluviale al piede. La modellazione ha permesso di ottenere previsioni degli spostamenti verticali nell'area urbanizzata di Chieuti pienamente coerenti con i dati di monitoraggio satellitare.

1. Introduzione

Frane antiche e profonde risultano spesso attive e, sebbene si caratterizzino per movimenti lenti o molto lenti (Cruden & Varnes, 1996), possono compromettere strutture e infrastrutture di rilievo, rappresentando una seria minaccia per la loro funzionalità (Cotecchia et al., 2020) e, nel tempo, anche per la loro sicurezza. Questi fenomeni franosi si manifestano frequentemente nell'ambito di pendii composti da argille marine nell'Avanfossa Adriatica, come avviene, ad esempio, nell'area di Chieuti (Figura 1; Santaloia et al., in prep.).
Sulla base di indagini geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche, le prime attivazioni di queste frane possono essere ricondotte a processi geologici di lungo termine quali la regressione marina (es. Cotecchia et al., 2020) e l'erosione fluviale (es. Levy et al., 2012), tra gli altri. I corpi di frana antichi, denominate paleo-frane (Clague, 2022), si trovano in condizioni di equilibrio controllate dalla resistenza disponibile lungo le bande di taglio pregresse — dove i terreni risultano essre particolarmente indeboliti

a causa del disturboi deformativo — e dalle sollecitazioni esterne attuali, come l'erosione marina o fluviale (Tagarelli et al., 2025; Santaloia et al., in prep.), come osservato proprio nel caso di Chieuti. Questo lavoro presenta una modellazione numerica volta a descrivere l'evoluzione idro-meccanica dello stato di sollecitazione del terreno nel versante di Chieuti, con particolare riferimento ai processi di plasticizzazione indotta all'interno delle bande di taglio preesistenti. La modellazione numerica, che ha come obiettivo quello di mostrare di essere in grado di simulare l'evoluzione delle tensioni e delle deformazioni nel pendio in risposta all'erosione alla base, consente di avvolare ulteriomente la tesi per la quale l'attivazione del processo franoso è dovuta al processo di erosione fluviale al piede del corpo di frana.

2. Il caso di studio: il pendio di Chieuti

Chieuti è un piccolo centro abitato situato sulla sommità di una collina a 221 m s.l.m., all'interno dell'Avanfossa Pugliese. L'insediamento sorge su depositi continentali e su una successione di sedimenti marini costituiti da sabbie, limi e argille presenti in profondità. Il versante occidentale della collina, attraversato dal torrente Fico e dai suoi affluenti (Figura 1), ospita attualmente diverse frane a lento movimento, che si sviluppano all'interno di un ampio bacino di paleo-frana delimitato a monte dall'abitato e a valle dal corso del torrente stesso (Figura 1).

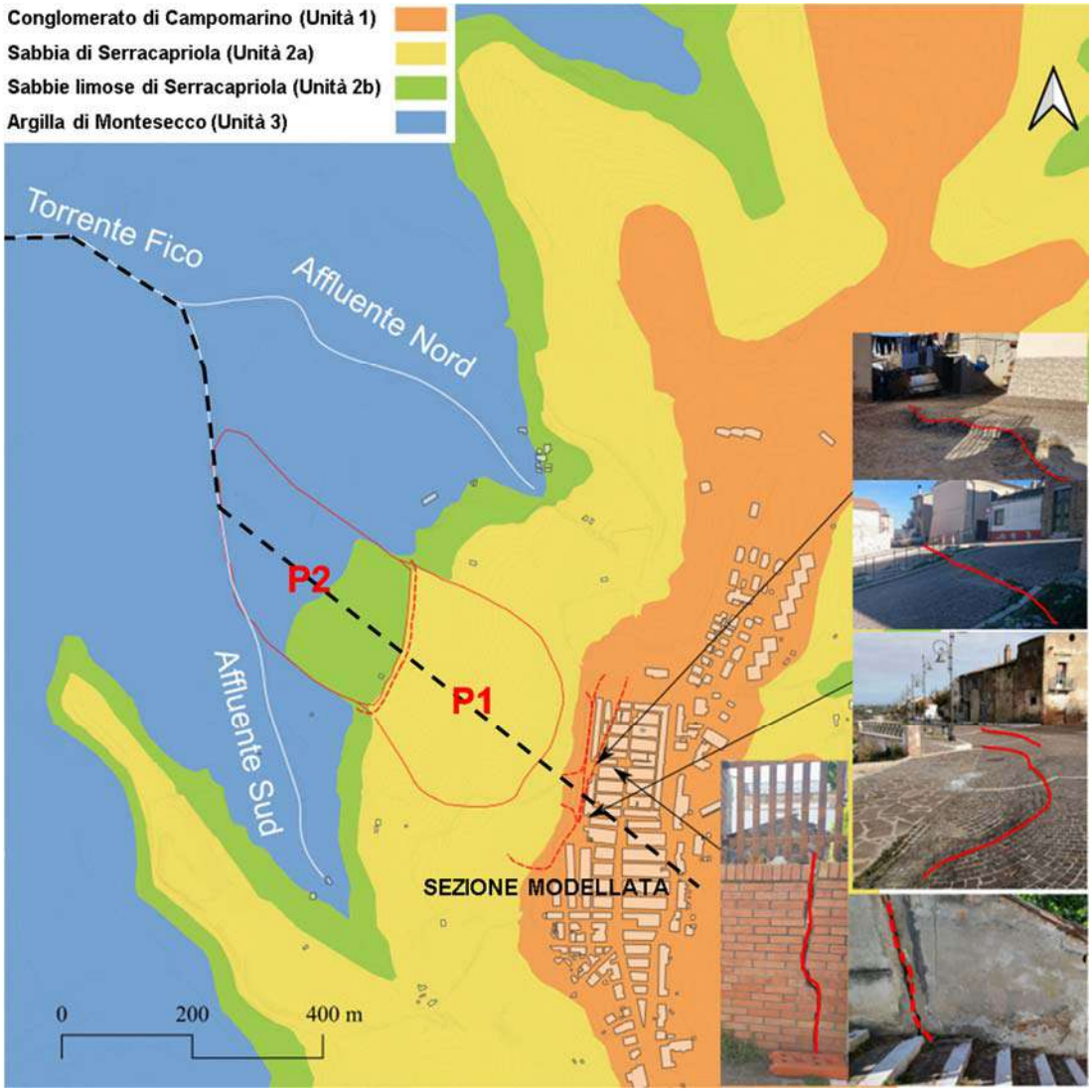


Fig 1. Mappa geomorfologica del pendio di Chieuti e localizzazione del danneggiamento da frana (Santaloia et al., in prep.; Tagarelli et al., 2025).

Lungo il margine occidentale del paese (Figura 1; Santaloia et al., in prep.) sono stati osservati nel tempo

danni ricorrenti a strutture, attribuibili alla riattivazione dei fenomeni franosi, come confermato anche dai dati di monitoraggio satellitare (Figura 2; Sonnessa et al., 2023) e da rilievi in situ del danneggiamento strutturale nel tempo (Santaloia et al., in prep.).
Sulla base dei rilievi in situ e delle indagini geotecniche condotte, il meccanismo franoso attivo nell'area di Chieuti è stato classificato come un processo roto-traslativo multiplo, in buona parte sovrapposto a preesistenti bande di taglio paleo, e caratterizzato da un'evoluzione retrogressiva (Santaloia et al., in prep.). La geometria delle bande di taglio in profondità è stata ricostruita combinando i dati inclinometrici e l'analisi di disturbi meso-strutturali rilevati in diversi carotiaggi. Nei settori privi di informazioni dirette, la forma delle bande è stata definita sulla base di soluzioni geometricamente e cinematicamente plausibili per il movimento.
È stato accertato, anche attraverso modellazione numerica (Tagarelli et al., 2025), che lo scavo asimmetrico della valle da parte del fiume Bivento, a cui il versante di Chieuti fu sottoposto durante la fase tettonica compresa tra il Pleistocene Medio e l'Olocene, abbia rappresentato il fattore innescante del processo di prima rottura del pendio, avvalorando una tesi forumlata dapprima su base fenomenologica e compiutamente descritta da Santaloia et al., (in prep.).
L'attuale attività franosa osservata a Chieuti, di cui il quadro di dissesto strutturale e di cinematismo (Figura 2) è una testimonianza chiara in situ, è invece attribuibile all'erosione fluviale al piede del versante, in corrispondenza del torrente del Fico (Figura 1). L'attuale fase di attivazione franosa indotta dallo scavo al piede dovuto all'erosione fluviale costituisce quindi una fase evolutiva di lungo termine dei processi di localizzazione della deformazione profonda che si sono originati in epoche geologiche passate (Tagarelli et al., 2025).



Fig 2. Mappa della velocità media calcolata con riferimento alla orbida ascendente (a) e discendente (b) a partire dal dataset di CSK tra il gennaio del 2015 ed il dicembre del 2020 (Sonnessa et al., 2023).

3. La modellazione numerica dell'attività attuale del processo franoso

Per supportare l'ipotesi che l'attuale attività franosa sia indotta dall'erosione fluviale alla base del corpo di frana, sono state condotte analisi numeriche idro-meccaniche (HM) completamente accoppiate, in due dimensioni (2D), utilizzando il software agli elementi finiti PLAXIS 2D (Bentley, 2022). La modellazione è stata finalizzata a simulare l'evoluzione dello stato tensionale e deformativo del versante,

ed in particolare all'interno delle bande di taglio, a seguito dell'erosione fluviale lungo il torrente Fico e i suoi due affluenti (Figura 1).

Le analisi sono state eseguite su una sezione del versante di Chieuti caratterizzata dalla massima pendenza (linea nera tratteggiata in Figura 1), ritenuta rappresentativa del pendio, pur tenendo conto che il meccanismo franoso presenta una marcata tridimensionalità, descrivibile solo mediante una modellazione tri-dimensionale ad hoc che è attualmente in corso di sviluppo.

La Figura 3 mostra il modello numerico del versante, che presenta un'altezza massima di 690 m (corrispondente alla quota più elevata dell'abitato, a 221 m s.l.m.) e una lunghezza complessiva di 3400 m. Nel modello sono state incluse quattro unità litostratigrafiche: l'Unità 1 (Conglomerati di Campomarino), l'Unità 2a (porzione sabbiosa delle Sabbie di Serracapriola), l'Unità 2b (porzione limosa delle stesse Sabbie) e l'Unità 3 (Argille di Montesecco), all'interno della quale si concentrano principalmente le bande di taglio (Tagarelli et al., 2025).

La fase di inizializzazione dello stato tensionale e deformativo segue quanto già sviluppato da Tagarelli et al. (2025), che ha modellato la migrazione dell'alveo del fiume Bivento ne tempo durante la lunga storia geologica che ha coinvolto il versante di Chieuti. Pertanto, le condizioni al contorno idro-meccaniche transitorie e le fasi modellative implementate in questo studio sono coerenti con quelle adottate nella modellazione descritta da Tagarelli et al., (2025).

Dopo la fase di inizializzazione, le bande di taglio sono state implementate nel modello mediante l'attivazione di cluster di terreno caratterizzati da una ridotta resistenza al taglio (Tabella 1), come evidenziato nello zoom in Figura 3. Successivamente, il processo di erosione fluviale al piede è stato simulato alleggerendo progressivamente i cluster di terreno lungo la sede del torrente Fico (linea gialla tratteggiata in Figura 3). In particolare, sono stati modellati cinque eventi erosivi principali, ciascuno rappresentante la asportazione, e quindi la cancellazione, di circa 10 cm di materiale, tramite analisi HM transitorie completamente accoppiate. La tempistica degli eventi è stata definita sulla base delle osservazioni di campo e copre il periodo tra aprile 2015 e maggio 2022. In particolare non è stato possibile identificare una correlazione chiara tra il regime piovoso e le fasi erosive, ma l'inizio e la durata di ogni evento erosivo è stato dedotto dall'andamento nel tempo degli spostamenti satellitari mostrati in Figura 2, di cui l'evento erosivo si ritiene la causa.

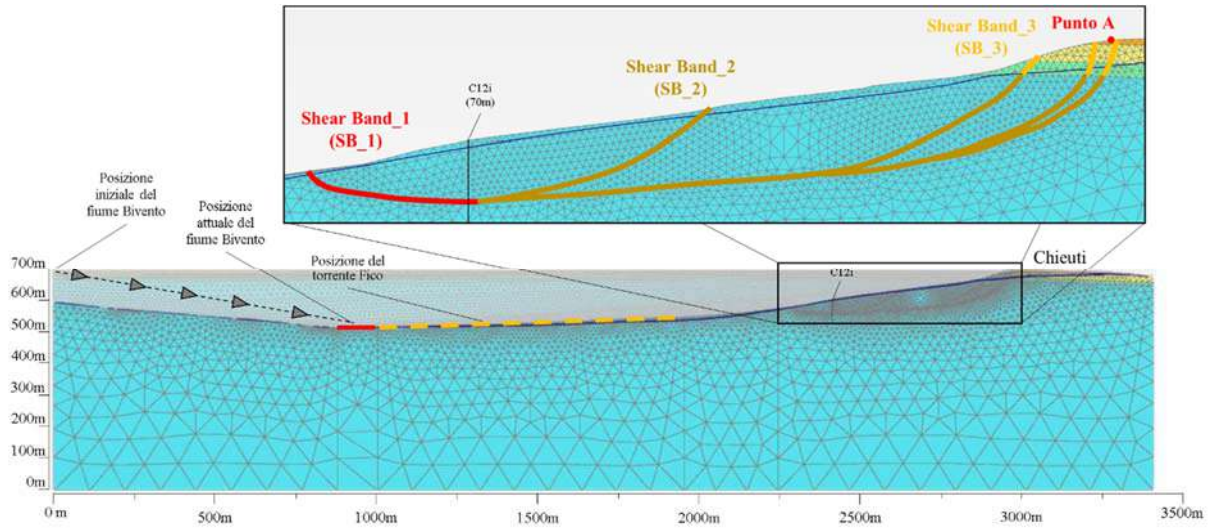


Fig 3. 2D modello agli elementi finiti adottato nell'analisi. Il modello comprende l'implementazione di bande di taglio presistenti (Pre-existing Shear bands). Il punto di controllo degli spostamenti è il punto A in rosso nella figura.

Il comportamento meccanico delle diverse unità litotecniche è stato simulato mediante il modello elastico lineare–plasticamente perfetto di Mohr–Coulomb, i cui parametri (riportati in Tabella 1) sono stati determinate sulla base dei risultati di prove triassiali non drenate eseguite su campioni indisturbati prelevati in situ (Santaloia et al., in prep.). I materiali adottato per la modellazione delle bande di taglio presentano una resistenza inferiore rispetto all'argilla di Montesecco indisturbata (Unità 3). In

particolare, la banda di taglio preesistente SB_1 (linea rossa in Figura 3) è stata modellata con una resistenza al taglio coerente con le condizioni residue misurate in laboratorio, mentre le bande SB_2 e SB_3 sono state determinate da parametri corrispondenti al comportamento post-picco dell'Unità 3 (Tabella 1).

I risultati della modellazione sono riportati in Figura 4 e illustrano l'evoluzione degli spostamenti verticali nel tempo presso il Punto A (indicato in rosso in Figura 3), confrontati con la serie temporale degli spostamenti ottenuta dall'elaborazione dei dati di monitoraggio satellitare, come documentato da Sonnessa et al. (2023).

Tab. 1. Parametri idro-meccanici adottati nell'analisi numerica per ogni Unità geotecnica (Figura 1 e 3).

Parametri del terreno	**Unità 1**	**Unità 2a**	**Unità 2b**	**Unità 3**	**SB_1**	**SB_2**	**SB_3**
γ_{sat} [kN/m^3]	20	20	20	20	20	20	20
k_{sat} [m/s]	$1*10^{-9}$	$1*10^{-8}$	$1*10^{-9}$	$1*10^{-10}$	-	-	-
E′ [kPa]	30000	30000	30000	30000	12000	18000	24000
c′ [kPa]	15	5	15	5	0.1	2	3
ϕ′ [°]	20	32	26	20	17	18	19

In particolare, la Figura 4 mostra i risultati della modellazione in termini di spostamento verticale, relativi a due diverse analisi numeriche: la prima, denominata Analisi_A, è rappresentata con una linea blu; la seconda, Analisi_B, con una linea rossa.

L'Analisi_A è stata condotta considerando cinque step erosivi uguali tra loro: in ciascuna fase è stata implementata l'erosione di uno strato di materiale spesso 10 cm lungo il corso del torrente del Fico, determinando per ogni step uno scarico di 2 kN/m².

L'Analisi_B, invece, è stata condotta prevedendo step erosivi di intensità differenziata, definiti sulla base dello spostamento verticale accumulato a ogni fase e considerati proporzionali all'intensità dell'erosione.

In entrambi i casi, la modellazione numerica ha mostrato un'ottima capacità di simulazione degli spostamenti in cresta al pendio (Punto A), riproducendo un andamento dello spostamento verticale coerente, anche dal punto di vista quantitativo, con i dati osservati nel periodo attivo della frana di Chieuti, monitorati tramite tecniche satellitari.

L'Analisi_B, essendo basata su step calibrati in funzione dell'evoluzione del fenomeno, fornisce risultati particolarmente aderenti ai dati osservati. In ogni caso, anche la modellazione corrispondente all'Analisi_A può essere considerata pienamente soddisfacente.

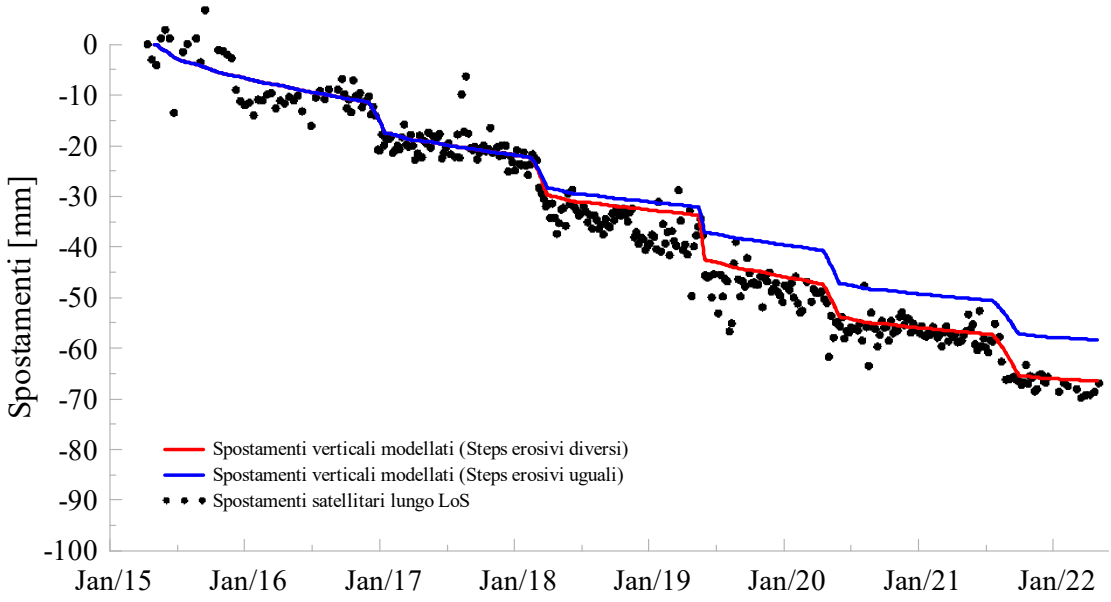


Fig 4. Risultati della modellazione numerica in termini di spostamento verticale in corrispondenza del Punto A (Figura 3) per le Analisi_A e Analisi_B, messi a confronto con i dati derivanti dal monitoraggio satellitare con

riferimento allo stesso punto riportati e discussi da Sonnessa et al., (2023).

4. Conclusioni

Gli spostamenti lungo le bande di taglio preesistenti, indebolite dall'evoluzione tenso-deformativa che ha interessato il pendio di Chieuti, sono stati simulati mediante analisi agli elementi finiti, con riferimento specifico al meccanismo franoso attualmente attivo nell'area (Santaloia et al., in prep.).
I risultati ottenuti dalla modellazione numerica confermano ulteriormente l'interpretazione fenomenologica secondo cui l'attività della frana è innescata dall'erosione fluviale alla base del versante. Il buon accordo tra i risultati simulati e i dati osservati evidenzia come l'approccio numerico adottato costituisca uno strumento efficace non solo per la comprensione dei processi in atto, ma anche per l'analisi di possibili scenari evolutivi. In particolare, la modellazione consente di valutare l'impatto dell'ulteriore avanzamento del processo erosivo, potenzialmente amplificato dagli effetti del cambiamento climatico, sulla stabilità del versante, nonché di esplorare l'efficacia di strategie di mitigazione volte alla riduzione del rischio da frana.

Bibliografia

Bentley. 2023. Plaxis Manuals.
Clague J. 2022. Chapter 10 - Paleo-landslides, Editor(s): Tim Davies, Nick Rosser, J.F. Shroder, In Hazards and Disasters Series, Landslide Hazards, Risks, and Disasters (Second Edition), Elsevier.
Cotecchia F. et al. 2020. Towards A Geo-Hydro-Mechanical Characterization of Landslide Classes: Preliminary Results. Applied Sciences, 10, 7960.
Cruden DM., Varnes DJ. 1996. Landslide types and processes. Landslides: investigation and mitigation.
Landslide Types and Processes, Transportation Research Board, U.S. National Academy of Sciences, Special Report. 247, 36-75.
Leroueil S. 2001. Natural slopes and cuts: Movement and failure mechanisms. Géotechnique, 51, 197-243. Lévy S. et al. 2012. Erosion and channel change as factors of landslides and valley formation in Champlain Sea
Clays: The Chacoura River, Quebec, Canada, Geomorphology, 145–146, 12-18.
Santaloia F. et al. Challenges in the diagnosis of a very slow paleolandslide for mitigation purposes. Engineering Geology (in preparation).
Sonnessa A. et al. 2023. Integration of multi-sensor MTInSAR and ground-based geomatic data for the analysis of non-linear displacements affecting the urban area of Chieuti, Italy. International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation, 117,103194.
Tagarelli V., Cotecchia F. 2020. The Effects of Slope Initialization on the Numerical Model Predictions of the Slope-Vegetation-Atmosphere Interaction. Geosciences, 10, 85.
Tagarelli, V., Santaloia, F., Elia, G. and Cotecchia, F., 2025. Numerical modelling of geological processes as means for the diagnosis of ancient landslide mechanisms. Computers and Geotechnics, 184, p.107238. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2025.107238

UNA METODOLOGIA SPEDITIVA PER LA VALUTAZIONE DELL'INTERAZIONE TRA FRANE POTENZIALI (SOIL SLIP) E INFRASTRUTTURE

Michele Placido Antonio Gatto
Università degli Studi di Brescia
michele.gatto@unibs.it

Lorella Montrasio
Università degli Studi di Brescia
lorella.montrasio@unibs.it

Sommario

L'articolo presenta un approccio semplificato per valutare la potenziale interazione tra fenomeni franosi superficiali indotti da pioggia (soil slip) e infrastrutture. L'approccio si fonda sulla previsione dell'innesco dei soil slip basata sull'utilizzo del modello fisicamente basato SLIP, che lega l'innesco al diagramma pluviometrico e a parametri fisici, meccanici e idraulici del terreno. Il modello viene impiegato sia per la collocazione spaziale dei punti di innesco nelle zone non pianeggianti antistanti l'infrastruttura, sia per la valutazione delle piogge critiche che potrebbero generare gli inneschi medesimi. I parametri fisici, meccanici e idraulici del modello vengono ottenuti sia da correlazioni con le informazioni derivate da carte geologiche, litologiche e di uso del suolo, sia, ove possibile, calibrati su eventi franosi storici. Per la valutazione delle piogge critiche, il modello viene invece applicato considerando sequenze di piogge sintetiche giornaliere distribuite su un periodo di 30 giorni antecedenti gli eventi (periodo di piogge significativo per l'applicazione di SLIP). Le piogge simulate vengono rappresentate da un diagramma pluviometrico composto da un "rumore di fondo" nei primi 29 giorni e da un picco al 30° giorno, potenzialmente innescante. Il rumore di fondo deve rappresentare efficacemente le condizioni pluviometriche del sito, e la sua derivazione è fondamentale per ricavare il picco che colga correttamente gli inneschi. È su questo particolare e fondamentale aspetto che si sofferma la presente nota. Per definire un rumore di fondo giornaliero sono stati testati tre metodi basati sull'analisi statistica delle piogge giornaliere registrate su archi temporali sufficientemente estesi (ad es. 10–20 anni). Il rumore così ottenuto è stato poi cumulato su 29 giorni e successivamente distribuito secondo tre pattern differenti. La distribuzione più rappresentativa è stato individuata attraverso l'applicazione a due eventi franosi storici verificatisi in Lombardia.

1. Introduzione

Le frane superficiali indotte da pioggia (soil slip) sono fenomeni naturali frequenti e spesso improvvisi, originati dall'infiltrazione rapida di piogge intense in brevi intervalli temporali. Nonostante la loro limitata estensione, possono causare interazioni critiche con infrastrutture, determinando danni diretti o interruzioni del servizio. Individuare preventivamente le aree a rischio soil slip è fondamentale per pianificare interventi di mitigazione e per garantire la sicurezza di opere esistenti o in fase di progettazione. A tale scopo, si possono adottare approcci data-driven o fisicamente basati. I primi, fondati su analisi statistiche o tecniche di apprendimento automatico, richiedono ampi dataset e offrono risultati rapidi, ma talvolta difficili da generalizzare. I secondi si basano sulla conoscenza dei meccanismi di instabilità e delle proprietà geotecniche dei terreni, offrendo maggiore robustezza fisica e interpretabilità, a scapito però di una maggiore complessità applicativa, soprattutto su scala territoriale estesa.
Tra i modelli fisicamente basati semplificati, il modello SLIP (Shallow Landslide Instability Prediction) rappresenta una soluzione consolidata, sviluppata a partire dagli anni 2000 e applicata con successo a

diverse scale territoriali (Montrasio 2000; Montrasio et al. 2011; Gatto e Montrasio 2023; Montrasio et al. 2023). SLIP consente di stimare la stabilità di versante in funzione delle proprietà fisico-meccaniche del terreno superficiale (1–1.5 m) e della pioggia cumulata nei 30 giorni precedenti, adottando ipotesi semplificative sugli effetti della parziale saturazione nella resistenza al taglio del terreno. Il modello mantiene un buon compromesso tra accuratezza e semplicità d'uso. Per un'applicazione spaziale del modello, è stata messa a punto la piattaforma X-SLIP sviluppata in ambiente MATLAB (Gatto e Montrasio 2022). Per la previsione di potenziali inneschi è necessario impiegare piogge sintetiche rappresentative del regime pluviometrico locale, sia in termini di piovosità media che di eventi intensi potenzialmente innescanti. L'analisi del rischio di interferenza con infrastrutture potrà quindi essere condotta successivamente considerando parametri geometrici, come la distanza e l'orientamento tra le aree instabili e le opere.

Il presente contributo propone una metodologia semplificata per la previsione di potenziali inneschi soil slip. L'approccio proposto si basa sull'applicazione del modello SLIP e della piattaforma X-SLIP a scenari di pioggia sintetica, caratterizzati da un "rumore di fondo" nei primi 29 giorni e un picco di pioggia innescante al 30° giorno. Le piogge sintetiche sono ottenute mediante analisi statistica di serie storiche di pioggia registrata su lunghi periodi (fino a 10–20 anni) presso stazioni pluviometriche locali.

2. Metodologia per la valutazione di potenziali inneschi di soil slip

2.1 Il modello SLIP

Il modello SLIP (Shallow Landslide Instability Prediction) è un modello fisicamente basato semplificato che consente di valutare la stabilità del terreno superficiale assumendo una configurazione di pendio indefinito (infinite slope). La prima semplificazione introdotta nel modello riguarda la rappresentazione dell'infiltrazione dell'acqua piovana nel terreno. Il suo accumulo progressivo è infatti modellato attraverso la formazione di bolle di saturazione, successivamente assimilate a uno strato equivalente saturo di spessore m variabile nel tempo. Questo parametro consente di tenere conto, in maniera sintetica ma funzionale, della pioggia dei 30 giorni precedenti l'evento da analizzare. La seconda semplificazione riguarda il calcolo della coesione apparente c_ψ introdotta all'interno del criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Tale coesione è funzione del grado di saturazione iniziale S_{r0} e varia nel tempo in risposta agli apporti pluviometrici e alla capacità drenante del pendio, rappresentata da un coefficiente di drenaggio k_t. I parametri m e c_ψ sono espressi come segue:

$$m(t)= \frac{\xi}{nH(1-S_{r0})}\sum_{j=1}^{\omega} h_j \, e^{-k_t(t-t_j)} \tag{1a}$$

$$c_\psi = AS_{r0}\,(1-S_{r0})^{\lambda}(1-m)^{\alpha} \tag{1b}$$

A, λ e α sono parametri della modellazione. A è funzione del tipo di terreno (valori tipici sono disponibili in letteratura), mentre per λ e α si possono assumere rispettivamente i valori di 0.4 e 3.4, validi per tutti i tipi di terreno. ξ rappresenta la quota parte di pioggia effettivamente infiltrata, ridotta in funzione della presenza di vegetazione o dell'inclinazione della superficie. h_j è l'altezza di pioggia registrata all'istante t_j, e la sommatoria dell'Eq. (1a) tiene conto dell'effetto delle piogge nel tempo generico t. Tutti i parametri geotecnici richiesti dal modello devono essere calibrati a partire da eventi franosi noti oppure assegnati sulla base di range consolidati derivanti da analisi pregresse. Per approfondimenti sul funzionamento del modello SLIP e sulle sue applicazioni si rimanda alla letteratura (Montrasio 2000; Montrasio et al. 2023).

2.2 Il metodo per la valutazione dei potenziali inneschi: le piogge sintetiche per le analisi SLIP

Per valutare il potenziale innesco di soil slip, il metodo proposto prevede l'applicazione del modello SLIP e il calcolo di *FS* utilizzando piogge sintetiche distribuite su 30 giorni. Per semplicità, si assume

che la pioggia innescante corrisponda a quella del 30° giorno, mentre le precipitazioni dei 29 giorni precedenti sono considerate predisponenti. Queste ultime devono rappresentare realisticamente la piovosità tipica dell'area analizzata e sono definite di seguito come "rumore di fondo", da calibrare sia in termini di cumulato che di pattern di distribuzione.
In fase di calibrazione su eventi passati, il picco del 30° giorno *P30* è assunto coincidente con quello che ha effettivamente innescato la frana. Le piogge predisponenti vengono quindi generate a partire da un valore medio giornaliero $\overline{h}$, distribuito secondo tre differenti pattern sui 29 giorni precedenti. Si considerano 3 pattern di distribuzione equivalenti: i) uniforme, con $h_j=\overline{h}$; ii) triangolare, con $h_j=\overline{h}\cdot\frac{2}{29}\cdot j$; iii) parabolica, con $h_j=\overline{h}\cdot\frac{3}{29^2}\cdot j^2$. Per ciascun pattern è possibile calibrare $\overline{h}$ affinché, associato a *P30*, porti a FS=1 nel giorno dell'evento. Per ricondurre tale valore alla piovosità locale e rendere il metodo applicabile ad altre aree, $\overline{h}$ viene confrontato con tre diverse distribuzioni statistiche di pioggia giornaliera:

- **Distribuzione 1 (D1):** distribuzione delle piogge giornaliere osservate in un periodo di riferimento (10-20 anni);
- **Distribuzione 2 (D2):** piogge giornaliere medie per mese solare, calcolate cumulando le piogge mensili di D1 e dividendo per i giorni piovosi del mese;
- **Distribuzione 3 (D3):** distribuzione delle piogge giornaliere medie calcolate su finestre mobili. Per ciascun giorno della D1, si considera una finestra mobile di 30 giorni dove le piogge vengono cumulate e divise per i giorni piovosi.

Per ciascuna distribuzione si individua il percentile tale che la media delle piogge non nulle al di sotto di esso coincida con $\overline{h}$. Si adotta come riferimento la distribuzione per cui tale percentile risulta più basso, interpretando il rumore di fondo come una condizione pluviometrica non eccezionale. Nelle Figure 1, 2 e 3 sono illustrate distribuzioni esemplificative e l'applicazione della procedura descritta.

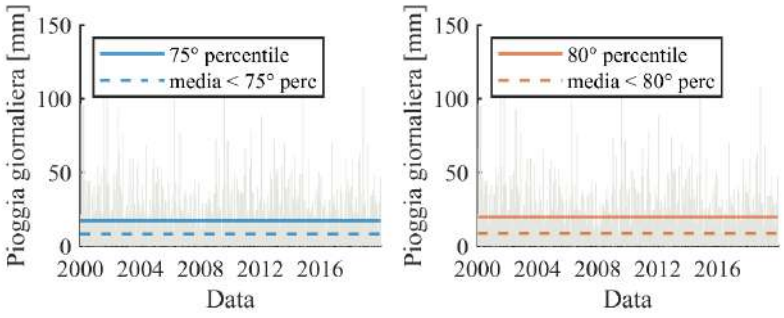


Fig 1. Esempio distribuzione D1 con 2 percentili.

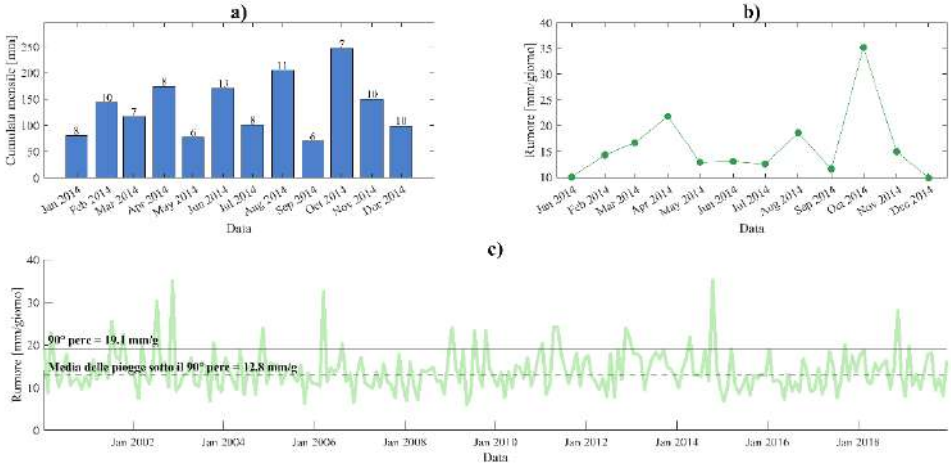


Fig 2. Esempio derivazione distribuzione D2. a) cumulate su mesi solari; *b) rumore medio giornaliero; c) applicazione al periodo di riferimento di 20 anni*

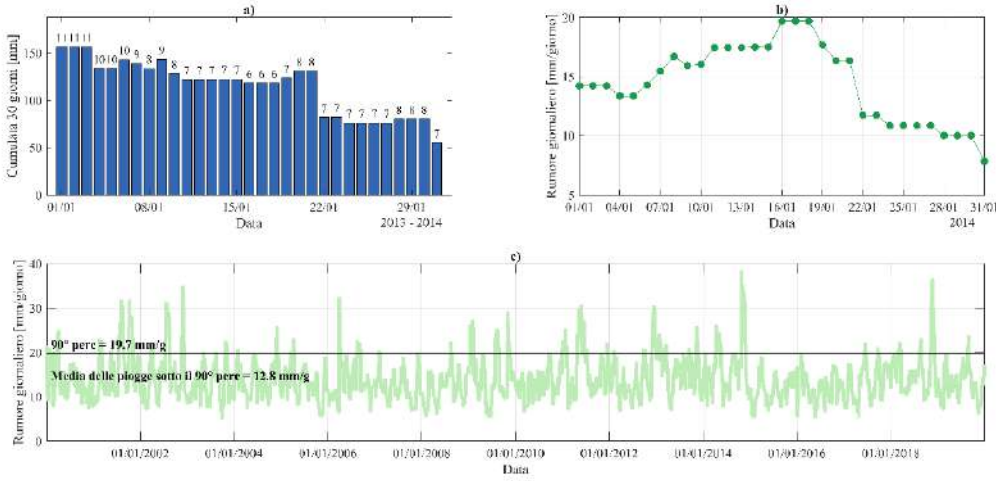


Fig 3. Esempio derivazione distribuzione D3. a) cumulate su finestre mobili di 30 giorni; b) rumore medio giornaliero; c) applicazione al periodo di riferimento di 20 anni

In fase applicativa, dopo aver determinato $\bar{h}$ con la procedura sopra descritta, esso viene distribuito secondo i 3 pattern considerati: uniforme, triangolare e parabolico. Per ciascun pattern, si identifica il valore di *P30* che, associato al corrispondente profilo di pioggia predisponente, determina FS=1. Tale valore viene espresso come percentile all'interno della distribuzione D1 delle piogge giornaliere osservate nell'area di studio. Il pattern considerato più idoneo è quello che richiede il valore minimo di *P30* tra quelli che corrispondono a un percentile superiore al 90°, assunto come soglia di riferimento per eventi innescanti. In Figura 4 è mostrato un esempio di distribuzione sintetica e del confronto con la distribuzione D1 per la determinazione del percentile di P30.

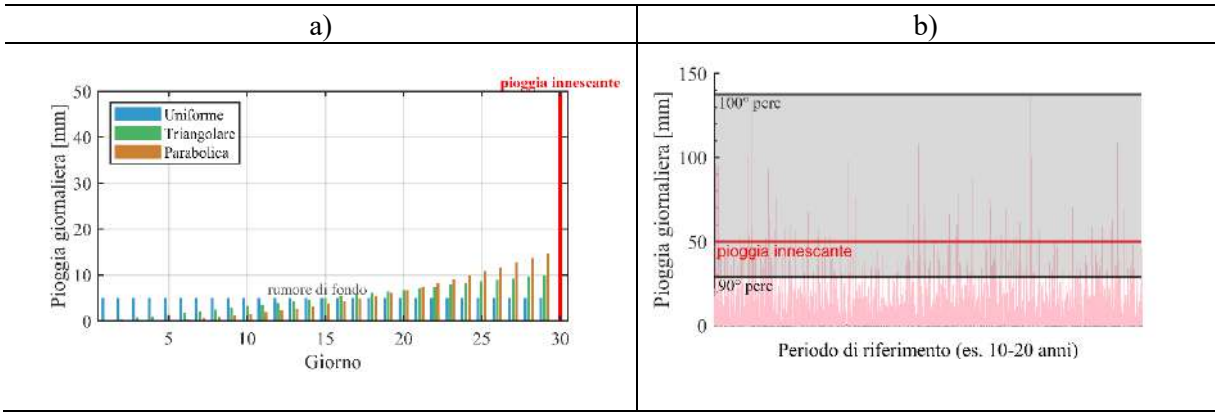


Fig 4. a) Esempio di pioggia sintetica per la valutazione dei potenziali inneschi di soil slip; b) verifica percentile pioggia innescante con serie storica dei dati di pioggia

3. Calibrazione e applicazione della metodologia ai casi di Sondrio 1994 e Casargo 2019

Per la calibrazione sia dei parametri fisici, meccanici e idraulici del modello SLIP, che della metodologia descritta in precedenza, sono stati considerati due eventi di soil slip: l'evento di Sondrio del 7 gennaio 1994 e quello di Casargo (LC) del 6 agosto 2019. In entrambe le località si sono verificati scivolamenti superficiali che hanno interessato infrastrutture e aree urbanizzate. In Figura 5 sono riportati i poligoni di frana censiti nell'Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia (IFFI) in corrispondenza di tali eventi. Oltre a fenomeni di "colamento rapido", sono indicate anche "aree soggette a crolli e ribaltamenti diffusi", confermando la generale suscettibilità dell'area.
Le analisi condotte tramite la piattaforma X-SLIP si sono basate sull'utilizzo del Modello Digitale del Terreno (DTM) e della Carta Geologica forniti dal Geoportale della Regione Lombardia, oltre ai dati di

pioggia giornaliera messi a disposizione da ARPA Lombardia. L'angolo di pendio è stato calcolato a partire dal DTM secondo la procedura descritta in Gatto e Montrasio (2023).
Per la calibrazione dei parametri geotecnici, sono stati adottati valori medi dei parametri fisici e meccanici derivati da studi precedenti (Montrasio et al. 2011), coerenti con le litologie presenti nelle aree analizzate. Il coefficiente di drenaggio del pendio k_t è stato calibrato in modo tale che l'FS calcolato tramite il modello SLIP risultasse inferiore a 1 nel giorno indicato dalla frana riportata nella banca dati IFFI, e compatibile con la tipologia di terreno. In Tabella 1 sono riportati i parametri utilizzati, inclusa il picco di pioggia innescante *P30* e il corrispondente percentile nella distribuzione D1 delle piogge giornaliere.



Fig 5. Aree censite nell'Inventario dei Fenomeni Franosi Italiano (IFFI).

Tab. 1 Parametri adottati per i casi studio di Sondrio (1994) e Casargo (2019). E' inoltre indicata la pioggia innescante P30 e relativo percentile nella distribuzione D1.

Caso analizzato	**Classe geologica**	**φ' (°)**	**n (-)**	**A (kPa)**	***Sr₀* (%)**	k_t (1/s)	***P30* (mm)**	***Percentile P30 della M1***
Sondrio	Ghiaie, sabbie e limi	30	0.46	60	60	$2.5 \cdot 10^{-6}$	72.2	99.51
Casargo (LC)	Paragneiss	25	0.46	80	60	$1 \cdot 10^{-6}$	139.8	99.82

Il valore del percentile di P30 per l'evento di Casargo risulta particolarmente elevato. Con il valore di k_t adottato in fase di calibrazione, lo spessore dello strato saturo equivalente indotto dalle piogge nel giorno dell'evento m_{30} supera il valore critico m_{crit}, ovvero la soglia oltre la quale FS scende sotto 1. Questo implica che qualsiasi distribuzione di pioggia nei 29 giorni precedenti sarebbe stata sufficiente a innescare l'instabilità. Pertanto, la metodologia per la selezione del pattern pluviometrico più rappresentativo è stata sviluppata a partire dall'evento di Sondrio e successivamente applicata al caso di Casargo, come descritto di seguito.
Nel caso di Sondrio (dove $m_{30} < m_{crit}$), una volta fissati k_t e *P30*, è stata calcolata l'Eq. (1a) al giorno 29. Considerando tre possibili pattern di distribuzione della pioggia, è stato stimato il valore medio del rumore di fondo giornaliero ($\bar{h}$) e questo è stato confrontato con le distribuzioni derivate dai tre metodi. In particolare, si è ricercato il percentile di ciascuna distribuzione tale che la media dei valori inferiori a tale soglia coincidesse con $\bar{h}$. I risultati sono riportati in Tabella 2. Si osserva che con il pattern parabolico è possibile considerare un rumore di fondo pari alla media delle piogge al di sotto del 50° percentile delle distribuzioni D2 e D3. La distribuzione D2 è stata adottata come riferimento in quanto più semplice da costruire.

Tab. 2. Confronto tra i tre pattern di distribuzione della pioggia predisponente. Per il caso di Sondrio: rumore di fondo medio giornaliero ($\bar{h}$) e relativi percentili nelle distribuzioni D1, D2 e D3. Per il caso di Casargo: picco di pioggia P30 e relativo percentile nella D1.

	Sondrio				**Casargo**	
Pattern	**Rumore giornaliero** $\bar{h}$ (mm/giorno)	**Percentili**			**P30 (mm/giorno)**	**Perc P30**
		D1	**D2**	**D3**		
Uniforme	10.22	99.93	99.50	99.88	58.05	96.2
Triangolare	5.99	93.66	73.79	74.30	32.02	88.5
Parabolico	4.60	86.94	49.05	48.37	16.53	74.7

Nel caso di Casargo, il valore medio del rumore di fondo $\bar{h}$ è risultato pari a 6.516 mm/giorno. Per valutare quale pattern fosse più rappresentativo, si è proceduto al calcolo del valore di *P30* corrispondente a ciascun caso, confrontandolo con la distribuzione D1 per individuarne il relativo percentile. Coerentemente con la letteratura, i picchi pluviometrici associati all'innesco di frane sono frequentemente collocati in corrispondenza dei valori più elevati della distribuzione delle precipitazioni locali, spesso oltre il 90°–95° percentile (Caine 1980; Guzzetti et al. 2008). Come riportato in Tabella 2, per Casargo il pattern uniforme risulta il più idoneo: con un picco di 58.05 mm al giorno 30 è già possibile prevedere potenziali attivazioni di soil slip.
La Figura 6 mostra, infine, le mappe degli FS, calcolati con X-SLIP per il giorno 29 e per il giorno 30 (giorno dell'evento), utilizzando le distribuzioni di pioggia sopra descritte.

SONDRIO		CASARGO (LC)	
7 gennaio 1994 ore 00	8 gennaio 1994 ore 00	06 agosto 2019 ore 00	07 agosto 2019 ore 00

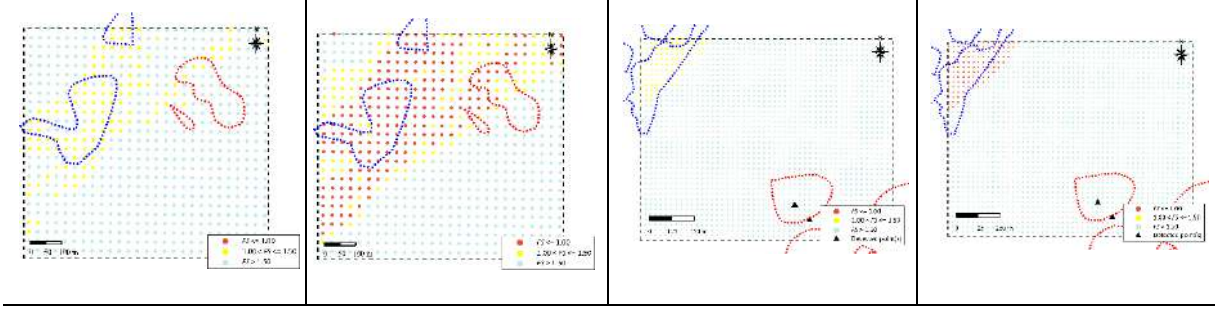


Fig 6. Fattore di Sicurezza (FS) calcolato con X-SLIP per Sondrio (1994) e Casargo (2019) nei giorni precedenti e durante l'evento franoso, utilizzando le piogge innescanti P30 e il pattern di pioggia parabolico per Sondrio e uniforme per Casargo.

4. Conclusioni

Il metodo proposto utilizza il modello SLIP abbinato a piogge sintetiche distribuite su 30 giorni, distinguendo tra precipitazioni predisponenti ("rumore di fondo") e pioggia innescante (P30). Tre pattern di distribuzione della pioggia predisponente (uniforme, triangolare, parabolico) sono stati calibrati su eventi reali di Sondrio (1994) e Casargo (2019). La calibrazione ha permesso di associare il valore critico del fattore di sicurezza (FS=1) a percentili significativi della piovosità storica, confermando la coerenza del modello con le condizioni pluviometriche locali. I risultati evidenziano che il pattern parabolico è più rappresentativo per Sondrio, mentre quello uniforme è più adatto a Casargo. Le mappe di FS ottenute con X-SLIP mostrano l'efficacia del metodo nel predire possibili inneschi di soil slip.

Bibliografia

Caine N (1980) The rainfall intensity–duration control of shallow landslides and debris flows. Geogr Ann A 62:23–27.

Gatto M P A, Montrasio L. (2023). "X-SLIP: a SLIP-based multi-approach algorithm to predict the spatial-temporal triggering of rainfall-induced shallow landslides over large areas", *Comput. Geotech.*, 154, 105175.

Guzzetti, F., Peruccacci, S., Rossi, M. *et al.* (2008). "The rainfall intensity–duration control of shallow landslides and debris flows: an update", *Landslides* 5, 3–17.

Montrasio L. (2000). "Stability analysis of soil-slip". Proc. Of International Conference Risk 2000. Wit Press, Southampton.

Montrasio L, Valentino R, Losi G L. (2011). "Towards a real-time susceptibility assessment of rainfall-induced shallow landslides on a regional scale", *Nat. Hazards Earth Syst. Sci*, 11, 1927–1947.

Montrasio L, Gatto M P A, Miodini C. (2023). "The role of plants in the prevention of soil-slip: the G-SLIP model and its application on territorial scale through G-XSLIP platform". *Landslides*.

INTEGRATION OF MULTI-SOURCE DATA FOR CONCEPTUAL MODELLING OF LANDSLIDE MECHANISMS IN COMPLEX GEO-HYDRO-MECHANICAL SETTINGS

Nunzio Losacco, Federica Cotecchia, Claudia Vitone
Politecnico di Bari
nunzio.losacco@poliba.it, federica.cotecchia@poliba.it, claudia.vitone@poliba.it

Francesca Santaloia
CNR IRPI
francesca.santaloia@cnr.it

Giuseppe Palladino
University of Aberdeen
giuseppe.palladino@abdn.ac.uk

Abstract

This paper details an advanced application of the phenomenological interpretation stage of a stagewise methodology for landslide hazard assessment, focusing on the complex landslide basin of the Pianello hillslope in Bovino, Southern Apennines. The site, characterized by structurally complex formations, demands a multi-disciplinary approach. Integration of data from ground investigations, monitoring, remote sensing, existing cartography, and field surveys is performed to develop comprehensive interpretative models, encompassing lithological, groundwater, geotechnical, and geomorphological aspects. The results, cross-validated by comparing different sets of data and models, demonstrate the efficacy of this multi-disciplinary approach in understanding complex landslide mechanisms in challenging geo-hydro-mechanical settings.

1. Introduction

Landslides cause recurrent damage to buildings and infrastructure in many inner areas of Italy. A thorough and accurate diagnosis of the involved landslide mechanisms is the prerequisite for the design of effective mitigation measures. This paper presents an advanced application of the first stage—i.e. phenomenological interpretation—of the stagewise methodology (SWM) for landslide hazard assessment devised by Cotecchia et al. (2014). The pilot site for this application is the Pianello hillslope, in the small town of Bovino (Losacco et al., 2025), representing a prototype slow landslide basin. The site is characterised by a complex geo-hydro-mechanical setting, dominated by so-called structurally complex formations (Esu, 1977). In such contexts, the phenomenological interpretation can be particularly challenging and requires the analysis and integration of multi-disciplinary data.

The approach involves the analysis of data from ground investigation, monitoring and remote sensing, existing cartography, field surveys, to build domain-specific (e.g. geotechnics, geology, hydrogeology) interpretative models. The integration between the various models is performed to derive the conceptual model of the landslide mechanisms. The workflow is particularly prone to be implemented with dedicated digital tools, as shown in Losacco et al. (2024).

The integration of different multi-disciplinary interpretative models is beneficial in increasing the objectivity of the resulting phenomenological interpretation, hence reducing operator dependency. On the other hand, the approach entails multi-source data that come stored in diverse formats and supports, with varying scales and resolutions. This requires data homogenization for subsequent processing and analysis, and care should be taken when considering data compatibility and validity.

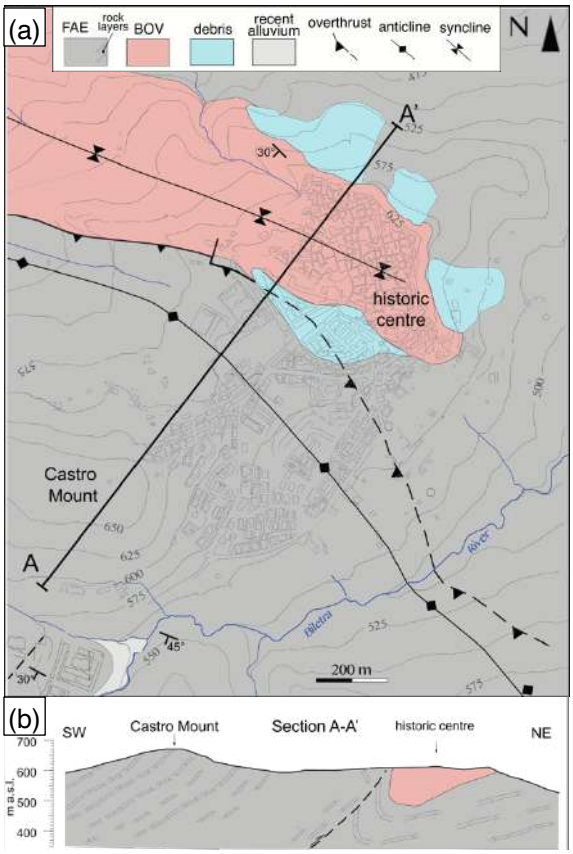


Fig 1. Simplified geological map (a) and cross-section (b) of Bovino area

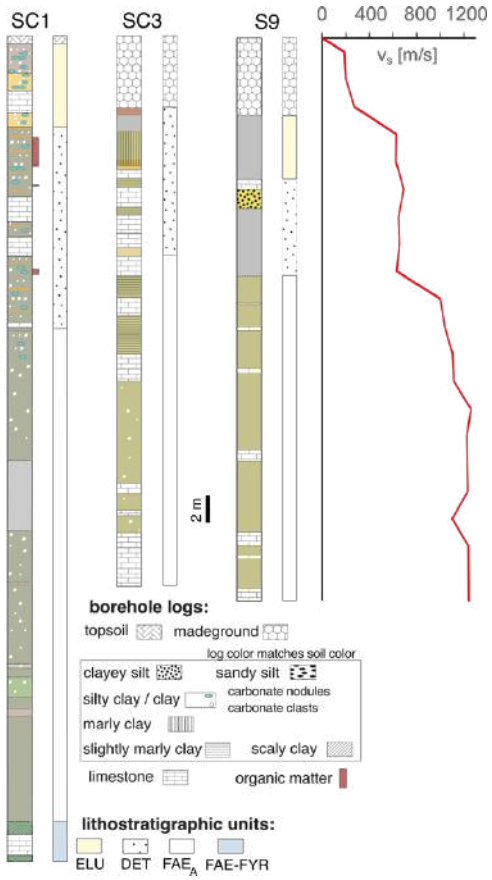


Fig 2. Lithological model: sample borehole logs (map position in Fig. 3 and 4) and lithological units

2. The pilot site

Bovino is located in the easternmost front of the Southern Apennines: the Daunia Apennines. The territory is characterised by gently sloping hillslopes (< 10°), mainly composed of clayey turbidites (Cotecchia et al., 2014), exhibiting high lithological and meso-structural heterogeneity. Due to tectonics and past landsliding, these formations are sheared and appear as heterogeneous alternations of fractured rock layers and inclusions in a fissured fine-grained matrix (Cotecchia et al., 2016).

In Bovino, (Fig. 1) the predominantly outcropping formation is the Faeto Flysch (FAE), part of the Daunia Unit. It is a turbiditic succession, composed of calcarenites in alternation with marls and clays and green clays. As shown in Fig. 1a, a thrust fault and two associated fault-propagation folds, a syncline and an anticline, occur in the area. The FAE is mostly clayey in the centre of the hillslope and at depth, i.e. in the hinge of the anticline, whereas it gets richer in rock layers and inclusions moving towards the flanks of the hillslope and at shallower depth (Fig.1b). Another turbiditic formation, the Red Flysch (FYR; d'Onofrio et al., 2023), underlies the FAE, outcropping south of the Biletra Stream. In the hinge of the syncline, the FAE is covered by the Bovino Synthem (BOV), composed of stratified silty clays interbedding poorly cemented sands, laying on conglomerates and sandstones. Like for many towns in Daunia, the historic centre of Bovino is built upon this stable outcropping formation.

Collected evidence suggests that first landslide inception dates to historic or geological past (Losacco et al., 2025). Recent landslide activity has been recorded since 1984, following intense rainfall and thawing of previously fallen snow and causing notable damage to buildings and infrastructure. Recurrent damage has been observed in field surveys in the following years (Palmisano, 2018; the Authors 2022-2023). Twelve ground investigation and monitoring campaigns were carried out on the Pianello slope since the 1980s, including 118 continuous coring boreholes. The latest ground investigation, started in 2021, is currently ongoing and notably includes one fibre optic instrumented inclinometer casing (Damiano et al., 2024). Data from all campaigns and few preliminary data from the ongoing one have been used to derive the interpretative models described in the following section.

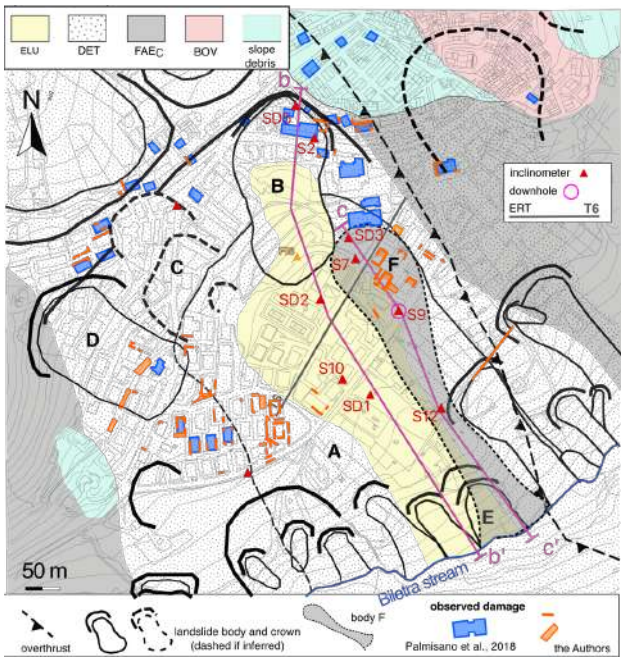


Fig 3. Lithological-geomorphological map with indication of inclinometers, geophysical surveys and damages

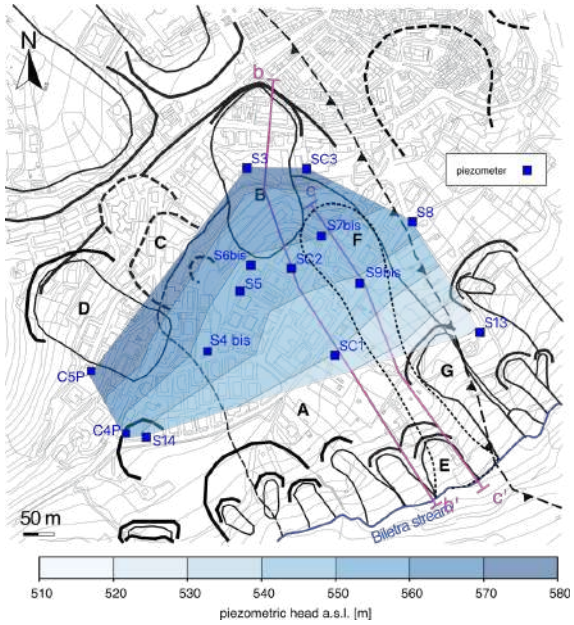


Fig 4. Groudwater model: contours of piezometric head with indication of piezometers

3. Interpretative models

3.1 Lithological model

The sample borehole logs in Fig. 2 give evidence of the high stratigraphic variability of the soil encountered in the Pianello hillslope. For SC1, in the centre of the hillslope (map location in Fig. 3), the FAE is almost exclusively made of clay, while higher frequency and persistence of fractured rock layers (SC3, in Fig. 2) can be found within the flanks of the hillslope. Borehole logs have been analysed in terms of recurrent lithological characters (e.g. grain size, colour, rock intervals), mesostructural features (e.g. remoulding, fissuring, etc.), while considering the spatial distribution of the formations and the geological constraints (e.g. tectonic structures). This allowed to reinterpretate the borehole logs in terms of relatively homogeneous lithological units, as shown in Fig. 2. The lithological setup of the Pianello slope is summarised in the map in Fig. 3 and cross-sections shown in Fig. 6.

In the lithological model, the FAE has been subdivided into three different units. The deepest, FAE-FYR, represents the transition between FAE and the underlying FYR. This unit gradually passes to the intermediate overlying FAE_A, mostly composed of an abundant clay matrix, highly consistent, generally fissured, occasionally silty or sandy, with few rock inclusions. Towards the flanks and north of the hillslope, FAE_A gradually leaves place to a mostly rocky unit, FAE_C, composed of calcarenites alternating with calcareous marls, marly clays, and clays.

The analysis allowed to identify two additional units. The detritus, DET, resulting from past landsliding or weathering of the underlying FAE units, appears extremely heterogeneous, more disturbed and less consistent than the parent unit, with isolated strata rich in organic matter. The ovelying eluvial soil, ELU, covers DET in the central part of Pianello and consists of a highly plastic clayey deposit This is the product of alteration and transport of soil due to water runoff. The profiles of shear wave velocity v_s (e.g. S9 in Fig. 2, position in Fig. 3) correlate well with the results of the lithological analysis.

3.2 Groundwater model

To reconstruct the seepage flow in the slope, the contours of piezometric head in Fig. 4 were obtained by triangulation of the shallowest cell in each borehole (depth range: 9 ÷ 36 m). The shape of the equipotential lines suggests that the groundwater flow converges towards the centre of the slope, being fed from the crest and the flanks, due to the plentiful presence of highly permeable fractured rock layers

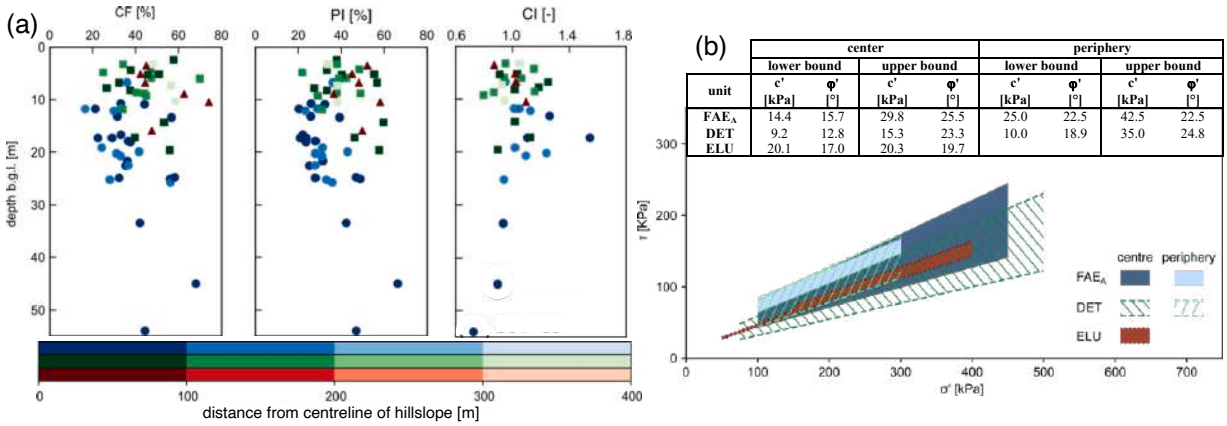
(e.g. SC3 in Fig. 2). For all the piezometers located in the central sector of the hillslope, a quasi-hydrostatic porewater pressure distribution with depth was observed, with very high piezometric heads (systematically above 5 m b.g.l.) even in the deepest cells. This condition is typically observed in many other sites in Southeastern Apennines (Di Lernia et al., 2022) and clearly represent a predisposing factor for slope failure. Piezometers installed along the eastern flank of the hillslope showed evidence of a significant downwards seepage (Losacco et al., 2025). This evidence suggests that the abundant fractured rock layers in the flanks can be connected to deep rock intervals located at the centre of the hillslope, at the top of the FAE-FYR transition (SC1, Fig. 2, and ERT T6 in Fig. 7).

3.3 Geotechnical model

Total 165 undisturbed samples for geotechnical laboratory testing were collected in Bovino. For each sample, the geotechnical plots in Fig. 5a report both the depth b.g.l. and the distance from the centre of the slope. Keeping track of the horizontal distance of the samples from the centre of the hillslope represents an attempt of zoning, as a first step towards a full 3D geotechnical model. Results of classification tests, not shown for sake of conciseness, allow to classify most of the samples of FAE_A as either clayey silt or silty clay and MH, tending to CH and CV (extended plasticity chart) in the centre of the hillslope at depth. DET can be classified as silty clay/clayey silt, more plastic than FAE_A (MH – ME, tending to CH – CE with depth). ELU is a silty clay, CV.

Fig. 5a shows the profiles of Clay Fraction (CF) and Plasticity Index (PI). The CF of FAE_A at depth in the centre of the hillslope is slightly larger than elsewhere. PI also increases with depth in the centre, up to 70%. Index properties profiles for DET are more scattered, reflecting the significant heterogeneity of this unit. As for the parent unit, the CF is quite high, with maximum values higher than 70%. The samples from the centre of the slope attain PI = 60%. ELU has high CF (max 74%) and PI = 50%.

The Consistency Index (CI) of FAE_A ranges in the interval 0.55÷1.55 at $z < 20$ m depth. At larger depth, CI plummets below 1.0 and shows a decreasing trend. In the central part of the hillslope, at large depth, the highly plastic clays are relatively soft possibly due to landslide induced shearing. Fig. 5a also confirms the lower CI of DET compared to FAE_A at the same depth (average CI = 1.0), as anticipated by the results of downhole tests in Fig. 2. Average CI = 1.0 is measured for ELU.



	center				periphery			
	lower bound		upper bound		lower bound		upper bound	
unit	c' [kPa]	φ' [°]	c' [kPa]	φ' [°]	c' [kPa]	φ' [°]	c' [kPa]	φ' [°]
FAE_A	14.4	15.7	29.8	25.5	25.0	22.5	42.5	22.5
DET	9.2	12.8	15.3	23.3	10.0	18.9	35.0	24.8
ELU	20.1	17.0	20.3	19.7				

Fig 5. Geotechnical model: (a) profiles of index properties and CI; (b) strength domains

Mohr-Coulomb peak strength envelopes were obtained from both direct shear and triaxial tests. The variability of inferred shear strength parameters reflects the heterogeneity of those units. In Fig. 5b, the strength domains defined by the fans of strength envelopes are shown, distinguishing between the centre, mostly clayey, and the periphery of the hillslope, where rock interlayers are more frequent. The strength parameters are remarkably low, and it is reasonable to assume that, due to past shearing, in many cases shear test results should be regarded as post-rupture, rather than peak values. The inferred low shear strength parameters are consistent with a low intrinsic strength of FAE_A, as could be expected from the results of index testing (Fig. 5a), in turn associated to the mostly smectitic composition (Losacco et al., 2021). Bromhead ring shear tests yielded residual friction angle $\varphi'_R = 8.8°$ for FAE_A. As expected, the fans of strength envelopes for DET reflect those of FAE_A, but with lower average strength parameters.

3.4 Geomorphology and landslide kinematics

The maps in Fig. 3 and 4 also shows the shape of the landslide bodies identified on the Pianello hillslope, mostly through the geomorphological analysis. The latter was based on existing topographic maps and landslide inventories, multi-temporal interpretation of aerial photographs, orthophotos, satellite images, DTMs from LiDAR surveys, field surveys. In some cases, the identification of landslide bodies also benefitted from inclinometer data and results of damage surveys—also shown in Fig. 3—particularly in the parts of the hillslope missing evident surface geomorphic features.

The main landslide body, A, occupies most of the central part of the hillslope, with main scarp crossing the access road to the town and toe at the Biletra stream. Some secondary landslides rest on the head of the main body: B and D in Fig. 3. The crowns of these minor bodies are partly merged within the crest of landslide A. Some isolated scarps are found approximately in the centre of the main scarp of landslide A (C, in Fig. 3). Among the few minor landslides at the toe of body A, with their toes at the Biletra stream, body E in Fig. 3 represents a recent foot failure (Wasowski and Pisano, 2020). Both A and B are deep roto-translational compound landslides (class M_1 of typical landslide mechanisms in Daunia Apennines, after Cotecchia *et al.*, 2010), while the minor landslides at the toe are likely shallower mudslides and earthflows (M_2). The secondary landslide body F in Fig. 3 was identified solely based on the results of inclinometer measurements.

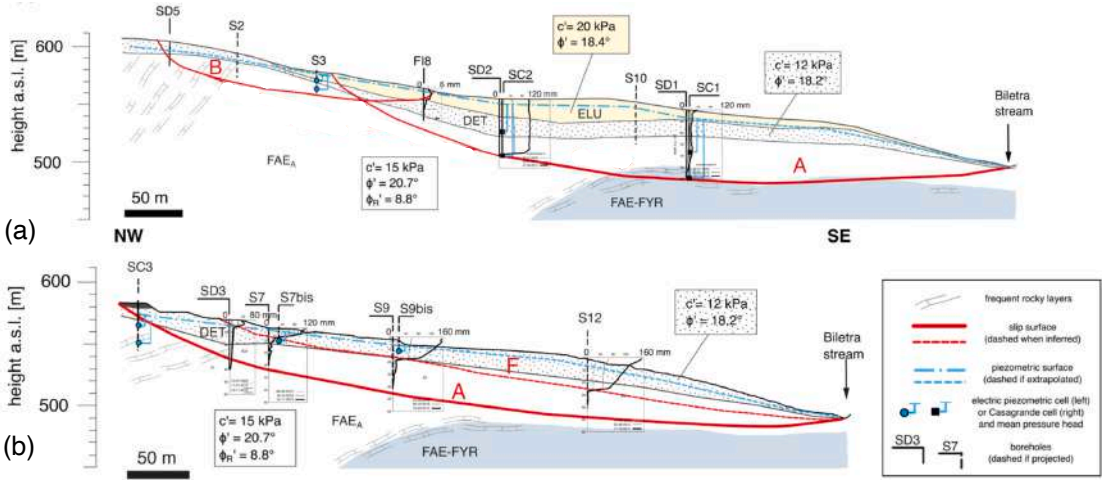


Fig 6. Cross sections (a)b-b' and (b) c-c' (traces in Fig. 3 and 4), after Losacco et al. (2025)

Inclinometer surveys allowed to reconstruct the plausible geometry of the shear bands of bodies A, B and F, as shown in the longitudinal cross-sections of the hillslope in Fig. 6 (traces in Fig. 3 and 4), and to estimate their displacement rate. The relevant information from the lithological and groundwater models are also displayed in the cross-sections. In 1990, body B showed significant activity corresponding to very slow movement (Cruden and Varnes, 1996). For body A, extremely to very slow movements were recorded; the entire body seems to undergo a quasi-rigid body displacement field. Body F is extremely slow-moving, it is shallower than and nested inside body A. After sliding along a well-defined slip surface, body F experienced significant shear deformation and can be classified as a complex earth slip-earth flow (Hutchinson, 1988; Cruden and Varnes, 1996).

4. Conceptual model and conclusions

For the landslide basin in the Pianello hillslope, the poor shear strength of the clayey matrix (Fig. 5b), and the high piezometric head at depth (Fig. 4) are both predisposing slope factors. The deep main landslide body A mostly involves the FAE_A (Fig. 3). The relatively high CI of this formation (Fig. 2, 5a) justifies the quasi-rigid body motion exhibited by body A, and the reducing CI and increasing PI at large depth are consistent with the deep-seated failure. The activity of the crown, testified by damage to buildings (Fig. 3), suggests that retrogressive failure has taken place. The behavior of body F, undergoing significant internal shear strain, is related to the low stiffness of DET with respect to the substratum, as suggested by the lower CI (Fig. 5a) and v_s profiles (Fig. 2). The kinematic features of the

landslide bodies identified in the hillslope are consistent with the damage observed on buildings and pavements indicated in Fig. 3. Due to the quasi-rigid motion of the massive landslide body A, most building in the centre of the hillslope appear undamaged, whereas damaged structures are concentrated along the flanks of body, inside and right behind the main scarp. Many damaged buildings, in addition, are systematically found on the head of body F.

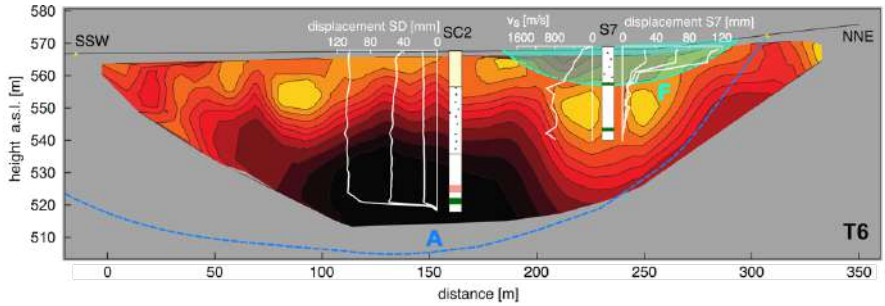


Fig 7. Comparison of resistivity, borehole logs, inclinometer and v_s profiles on ERT section T6 (map in Fig. 3)

The interpretation is supported by the cross-comparion of resistivity contours obtained from ERT with profiles of horizontal displacements and v_s, in Fig. 7. Body F is fully contained into a relatively low resistivity zone, which likely represents the effect of the tectonic shearing aside the overthrust, on the eastern flank of the hillslope. The profile of v_s shows that the tip of the shear band of body F is found about the interface between an upper softer layer (DET) and an underlying stiffer layer (FAE_A).

Acknowledgments

Partly funded by "National Centre for HPC, Big Data and Quantum Computing", NRRP M4C2 I1.4 - Call 3138 of Italian MUR, funded by the EU – NextGenerationEU –Project code: CN00000013, CUP: D93C22000430001

Bibliography

Cotecchia F., Santaloia F., Lollino P., Vitone C., Mitaritonna, G. (2010). Deterministic landslide hazard assessment at regional scale, in: GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design. pp. 3130–3139.

Cotecchia F., Santaloia F., Lollino P. Vitone, C., Pedone G., Bottiglieri O. (2014). "From a phenomenological to a geomechanical approach to landslide hazard analysis". *European Journal of Environmental and Civil Engineering,* 20. https://doi.org/10.1080/19648189.2014.968744

Cotecchia F., Vitone C., Petti R., Soriano I., Santaloia F., Lollino P. (2016). "Slow landslides in urbanised clayey slopes: An emblematic case from the south of Italy", in: Landslides and Engineered Slopes. Experience, Theory and Practice. https://doi.org/10.1201/b21520-79

Cruden D., Varnes D. J. (1996). "Landslide Types and Processes". In: Turner, A.K., Schuster, R.L. (Eds.), Landslides: investigation and mitigation. National Academy Press,Washington, D.C 247, 36–75.

d'Onofrio A., Picarelli L., Santo A., Urciuoli G. (2023). "The Red Flysch Formation in Southern Apennines: Lithological and Structural Features and Challenges in Geotechnical Characterization and Modelling". *Rock Mechanics and Rock Engineering* 56, 8375–8393. https://doi.org/10.1007/s00603-023-03438-5

Di Lernia A., Cotecchia F., Elia G., Tagarelli V., Santaloia F., Palladino G. (2022). "Assessing the influence of the hydraulic boundary conditions on clay slope stability: The Fontana Monte case study". *Engineering Geology*, 297, 106509. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106509

Esu F. (1977). Behaviour of slopes in structurally complex formations. Tipografia ESA Editrice.

Losacco N., Bottiglieri O., Santaloia F., Vitone C., Cotecchia F. (2021). "The geo-hydro-mechanical properties of a turbiditic formation as internal factors of slope failure processes". *Geosciences (Switzerland)*, 11. https://doi.org/10.3390/geosciences11100429

Losacco N., Bufano V., Tabak E., Santaloia F., Cotecchia F. (2024). "A novel strategy to digitalize, integrate and analyse data for the characterisation of landslides in turbiditic deposits", in: 7th Int. Conf. on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. https://doi.org/10.23967/isc.2024.243

Losacco N., Cotecchia F., Santaloia F., Vitone C., Palladino G. (2025) "Multi-source data analysis for conceptual modelling of slow landslide mechanisms: Application to the Pianello hillslope in the Daunia Appenines". *Engineering Geology*, 355, 108255, https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2025.108255.

Palmisano F., Vitone C., Cotecchia F. (2018). "Assessment of Landslide Damage to Buildings at the Urban Scale". *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 32. https://doi.org/10.1061/(asce)cf.1943-5509.0001201

Wasowski J., Pisano L. (2020). "Long-term InSAR, borehole inclinometer, and rainfall records provide insight into the mechanism and activity patterns of an extremely slow urbanized landslide". *Landslides*, 17. https://doi.org/10.1007/s10346-019-01276-7

3D SEEPAGE ANALYSIS OF A LANDSLIDE BASIN IN A TECTONISED TURBIDITIC FORMATION

Vitoandrea Bufano, Nunzio Losacco, Federica Cotecchia
DICATECh, Politecnico di Bari
v.bufano1@phd.poliba.it, nunzio.losacco@poliba.it, federica.cotecchia@poliba.it

Abstract

By governing the pore pressure distribution and, consequently, the available shear strength of the soil, the hydrogeological regime of a hillslope can significantly influence landslide activity. This study investigates the hydrogeology of the Pianello hillslope, in Bovino (Daunia Apennines), characterized by a basin of slow-moving landslides in a complex geo-hydro-mechanical setup, dominated by a tectonised clayey flysch. A conceptual hydrogeological model was developed—upon a previously built lithological model—using piezometric monitoring data and permeability tests. Subsequently, 3D steady-state seepage analyses were performed assuming a homogeneous soil model to estimate the position of the water table and the pore pressure distribution in the hillslope. The analysis showed a good agreement with measured pore pressures, especially in the central portion of the hillslope, accurately predicting high piezometric levels at large depth, which are one of the main predisposing factors for slope instability. While the predictions were fair in the central part of the hillslope, discrepancies arose in other areas due to the inherent limitation of the assumed homogeneous soil model to capture complex hydrogeological discontinuities. Future work will incorporate distinct geotechnical units and explicit modelling of highly permeable rock interlayers to enhance prediction accuracy across the entire basin.

1. Introduction

The hydrogeological regime of a hillslope plays a fundamental role in the characterization of the existing landslide mechanisms. This is because the hydrogeological setting influences the distribution of pore pressures and, consequently, the available soil strength in the unstable area. Indeed, the pore pressure distribution can act as a predisposing factor of instability for landslides [1], contributing to a reduction of available shear strength values. Therefore, a thorough study of the hydrogeological context is crucial for diagnosing the landslide mechanism and for assessing the influence of climatic factors (e.g., rainfall) on landslide activity [2-6].
This paper presents a study of the hydrogeological context within the complex Pianello hillslope landslide basin in Bovino, an area characterized by a tectonised turbiditic formation.
Initially, a conceptual modelling of the hydrogeological regime within the slope was performed, leveraging available piezometric monitoring data and in-situ and laboratory permeability testing. Subsequently, three-dimensional seepage steady-state analyses were conducted to estimate position of the groundwater table within the hillslope and porewater pressure distribution.

2. Description of the site

Bovino is located in the Daunia Apennines, the easternmost front of the Southern Apennines. The Pianello hillslope stretches from the historic center of Bovino and Castro Mount (Fig. 1) in the direction of the Biletra River and rests upon the Faeto Flysch (FAE). The FAE is a structurally complex turbiditic formation [7] that features fissured clayey layers interbedded with fractured rocky strata. This lithology significantly impacts the spatial variability of hydraulic conductivity (k_{SAT}) at the slope scale, directly affecting pore pressure distribution. Furthermore, the clay matrix of FAE exhibits low shear strength due to inherent weakness (i.e. due to mineralogical composition) and mesostructure, related to tectonic

thrust and past landslide activity [8], thus constituting an internal predisposing factor for slope instability. The FAE can be subdivided into three units: FAE_A (clayey FAE), FAE_C (calcareous FAE), and FAE_{CA} (transitional). Overlying the FAE are the Detritus (DET) and Eluvial (ELU) units (Fig. 1), resulting from the alteration of the underlying FAE by weathering and shallow landslides.

The Pianello hillslope landslide basin comprises a complex system of mutually interacting landslide bodies. The main landslide body "A", with an estimated depth of at least 60 m, has the crown at the crest of the hillslope, and toe at the Biletra River. Body "F", nested within the eastern sector of "A", has a shallower slip surface (about 25 m) and extends to the Biletra River. Numerous superficial secondary bodies are also present, predominantly mostly with toe at the Biletra River. These landslide bodies exhibit slow kinematics, falling into the "extremely slow" or "very slow" classes [9]. Nonetheless, cumulative displacements have led to recurrent structural damage to buildings and infrastructure [10].

Multiple survey and monitoring campaigns have been conducted since the 1980s. Fig. 1 illustrates the locations of recent piezometric boreholes, equipped with Casagrande or electric piezometric cells, with active data collection since 2008. Piezometric monitoring from the PS_119 campaign (2008-2017) revealed high piezometric levels in the SC1 and SC2 boreholes, located within body "A", even at great depths. Measurements from cells at 59 m below ground level (b.g.l.) in SC1 and 48.5 m b.g.l. in SC2 yielded average piezometric levels of 4.4 m and 4.3 m b.g.l., respectively. Such high piezometric levels at considerable depth represent an important internal slope factor. Coupled with the low shear strength of the involved soil units, these conditions are recognized as internal factors not only in the Pianello area but also for numerous other landslide processes throughout the Daunia Apennines [11].

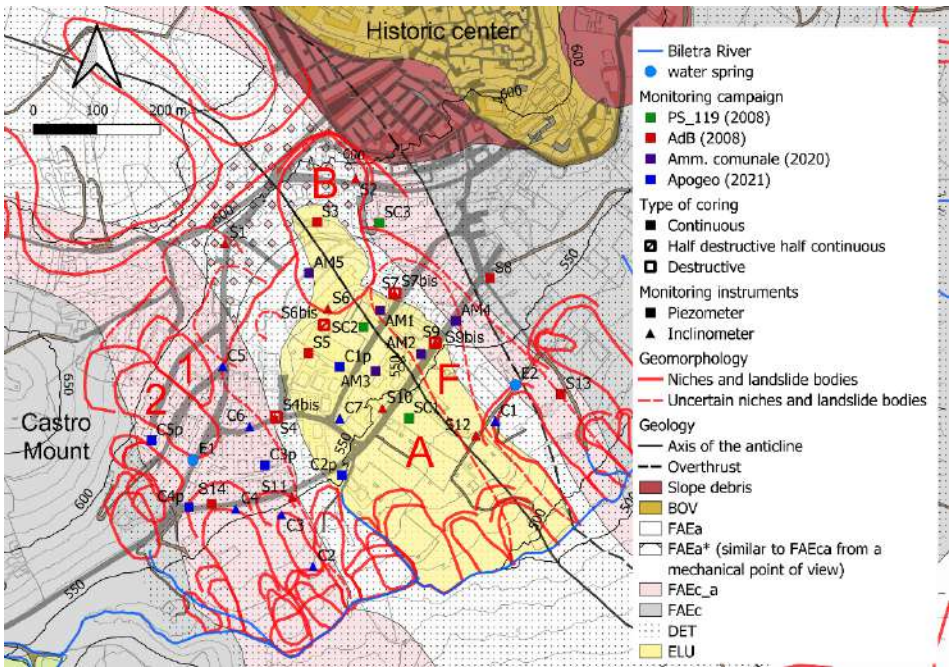


Fig. 1 GIS map of Pianello landslide basin showing geomorphology, geology, recent monitoring campaign and springs.

3. Conceptual modelling of the piezometric regime

A 3D representation of the Pianello hillslope is displayed in Fig. 2. This QGIS-generated view integrates continuous core drilling columns (plan position of the boreholes in Fig. 1), showing the thicknesses of the identified geotechnical units. A concentric ring (brown or grey) around each column indicates the presence of rock layers (brown) or dense clay-rock alternation layers (grey). These fractured rock layers, typical of the FAE, are particularly important, creating localized high-permeability zones that increase the overall slope-scale permeability. Therefore, recording these calcareous or sandstone layers encountered during borehole drilling was crucial for identifying potential preferential flow paths.

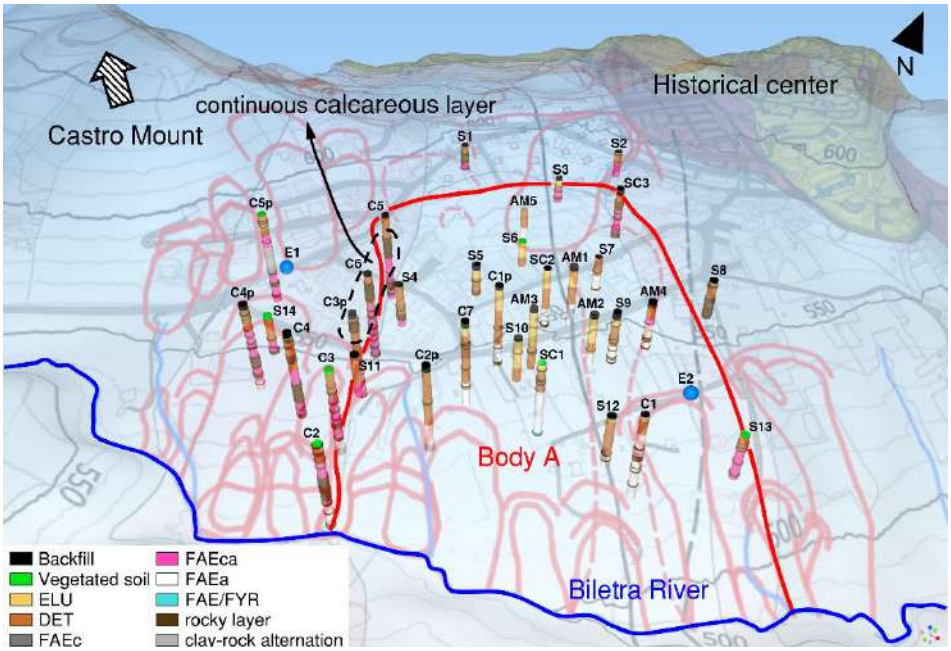


Fig. 2 View of the QGIS 3D model of the Pianello hillslope with geotechnical columns, rock layers and layers of dense clay-rock alternation, and water springs.

Fig. 2 illustrates that boreholes located to the west and to the east of the Pianello exhibit a higher abundance of rock strata than the central portion of the hillslope. This observation is consistent with the fact that the FAE_A unit is mostly present in central area of the Pianello, while the FAE_{CA} unit is encountered towards the flanks of the hillslope. Further examination of boreholes C5, C6, and C3p, aligned NNW-SSE, indicates that each borehole intercepts a thick rock layer at depths ranging from 5 m to 35 m. This finding suggests the potential presence of a continuous calcareous layer extending from borehole C5 to C3p (dashed in black in Fig.2).

k_{SAT} values for the soil units were evaluated through Lefranc variable head tests or oedometer tests [12]. k_{SAT} for the intercepted rocky layers were determined from Lugeon and Lefranc constant-head tests. Most of the tested calcareous layers exhibited values ranging from 3.1E−8 to 2.7E−7 m/s, which aligns with rock-rich DET intervals (6.0E−8 m/s). Notably, the continuous rock layer extending from C5 to C3p (Fig. 2) displayed a significantly higher k_{SAT} of 8.1E−3 m/s compared to other values.

Boreholes C5p and C4p, closest to Monte Castro (Fig. 1-2), revealed high average piezometric levels in their deepest cells, which are located within rocky strata (C4p-45 m: 5.3 m b.g.l.; C5p-45 m: 17.21 m b.g.l.). These piezometric levels within calcareous strata, adjacent to the FAE_C unit, suggest direct hydraulic feeding from the Monte Castro FAE_C aquifer. A water spring (E1 in Fig. 1-2) was also identified in the western area during an inspection in Bovino in March 2024. Moving westward, the piezometric cell at 15 m b.g.l. along the C3p borehole, positioned directly beneath the thick intercepted rocky layer (Fig. 2), was observed to be anhydrous. The piezometric level detected by the cell at 45 m b.g.l. along the same borehole showed an average level of 25.4 m b.g.l., remaining well below the calcareous layer. This suggests the rocky layer along the C5-C6-C3p alignment (Fig. 2) acts as a hydrogeological discontinuity between the slope's western and central portions. It appears to function as a natural drain, intercepting water flows and channeling them out of the slope.

Most piezometer-equipped boreholes in the central part of the Pianello exhibit average piezometric levels between 0 and 5 m b.g.l.. In boreholes SC1 and SC2, these high piezometric levels are observed in cells positioned near deep rock layers (59 m and 48.5 m b.g.l., respectively), characterized by k_{SAT} values of 7.5E−8 m/s and 2.7E−7 m/s. The presence of such deep rock layers is further corroborated by ERT data [13]. This evidence suggests that fractured rock strata, possessing higher k_{SAT} values than the surrounding geotechnical unit matrix, facilitate the underground flow from aquifer boundaries (e.g., from the FAE_C in the west or east of the hillslope) towards the deep zones in the hillslope center.

4. 3D seepage analysis of the landslide basin

To estimate the average distribution of pore pressures in the landslide basin, and thus the position of the average water table, a series of 3D finite element steady-state, fully-saturated seepage analyses were performed with the open-source software MOOSE FE [14].

The workflow for these numerical analyses involved several steps, starting from the creation of the hillslope model and finishing with the development of the input code for the analysis. First, the geometric model was created from a grid of mutually orthogonal cross-sections extending throughout the landslide basin. The cross-sections defined the lithological contacts between the identified geotechnical units within the Pianello. The sections, georeferenced in QGIS [15] and drawn in AutoCAD, were imported into the open-source parametric 3D modelling software FreeCAD. The contact lines between the geotechnical units served as the basis for generating contact surfaces, from which the volumes of the geotechnical units were subsequently defined. Once the various volumes were defined, they were exported from FreeCAD and imported into the Abaqus CAE software for meshing. Finally, the mesh was provided as input to MOOSE to execute the seepage analysis.

Initial seepage analyses were conducted on a homogeneous slope model, measuring approximately 1240 m x 1100 m in plan and 180 to 350 m in height. The 3D mesh comprised 951827 quadratic tetrahedral elements and 1336431 nodes. To establish the k_{SAT}, a volume-weighted average of values from the FAE_A, FAE_{CA}, and FAE_C units was calculated, yielding a value of 5E−9 m/s. As these initial investigations focused on fully saturated conditions, neither soil water retention curves nor relative hydraulic conductivity functions were incorporated. Computations were executed using the PorousFlow module [16] within the MOOSE FE framework, a library for modelling fluid and heat flow in porous media. The governing equation for these analyses is the Richards equation, simplified to the Laplace equation due to the specific assumptions of steady-state, saturated, and isotropic conditions.

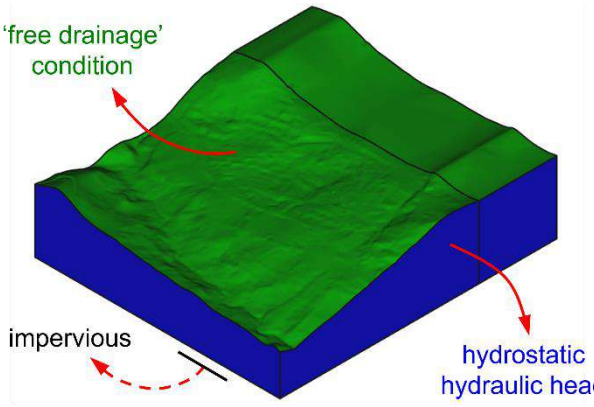


Fig. 3 Boundary conditions applied during the homogenous seepage analyses.

Fig. 3 illustrates the boundary conditions used in the seepage analyses. The model top surface (green in Fig. 3) featured a "free drainage" condition, allowing water outflow when surface pore pressure reached 0 kPa. The bottom of the model was set as impervious. Along the vertical boundaries of the model (blue in Fig. 3), a hydrostatic hydraulic head was applied, with the water table surface positioned at either 5, 10, and 20 meters b.g.l., following the existing topography. Furthermore, at the vertical edges transecting the Biletra River, the water table was elevated to approximate ground level in the area.

5. Results

Among the homogeneous model seepage analyses, the one with a water table boundary condition at 20 m b.g.l. applied on all four vertical edges of the model yielded the best agreement in terms of percentage difference between the values of pore pressure derived from the numerical analysis and the average pore pressures measured by the piezometric cells during the different monitoring periods. The resulting relative difference between numerical predictions and measured data is depicted in Fig. 4, which also illustrates the positions of the piezometric cells in the Pianello hillslope. A specific

symbology was adopted for the piezometric cells: square symbols denote single piezometric cells or, in cases of two vertically stacked cells, represent the shallower cell. Conversely, circular symbols are exclusively employed for the deepest cell, with a slight offset with respect to the shallow one. The symbols are colored according to defined intervals (Fig. 4) of the percentage difference between the pore pressures.

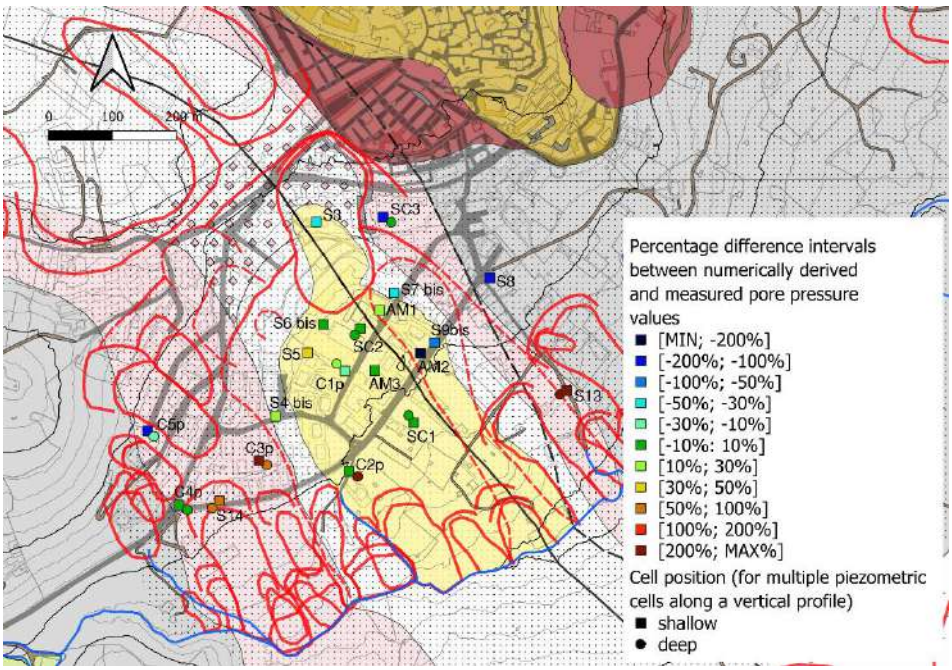


Fig. 4 GIS map of Pianello landslide basin showing the percentage difference between the values of pore pressure derived from the numerical analysis and the average pore pressures measured by the piezometric cells.

The numerical analysis effectively predicts pore pressures within the central area of the Pianello inside body “A”. Notably, the model accurately reproduces the high piezometric levels measured at depth along the SC1 and SC2 verticals. The only significant discrepancy within the central area concerns the 45 m cell b.g.l. along the C2p borehole, though the reliability of this sensor is questionable due to its extremely low values (average pressure head of 2 m) shown throughout the entire monitoring period compared to those measured by the other cells at similar depths.

Further west, the analysis also demonstrates good predictive capability for the piezometric cells along the C4p vertical and a reasonable fit for the deep cell of the C5p vertical. However, a substantial relative difference is present for other cells situated in the western portion of the landslide basin. The overestimation at the piezometric cells along vertical C3p is likely due to a thick, permeable rock layer (Fig. 2) acting as a hydrogeological discontinuity, a feature not replicated by the homogeneous model. Poor agreement between numerical analysis and observed data is noted within body “F” and in the areas north and east of the landslide basin, outside body “A”. An exception to this trend is the deep cell along the SC3 vertical, where an excellent accordance is achieved. Overall, pore water pressures in this region tend to be underestimated by the model, except for S13 borehole, which shows a substantial overestimation.

6. Conclusion

The preliminary homogeneous seepage analyses yielded averagely satisfactory results. The 3D modelling approach, consistent with findings from other landslide basins [3, 17], proved capable to reasonably predict the high piezometric levels observed at great depth in the central portion of the slope. This outcome is particularly relevant, as these piezometric levels are an internal factor of slope instability for the Pianello landslide basin. However, considering the complex geostructural and lithological setting of the hillslope, including an overthrust, an anticline, and numerous rock strata, it is reasonable that the

initial numerical analyses with a homogenous soil model did not perfectly predict all average piezometric levels. Therefore, further seepage analyses are essential. These will need to incorporate the modelling of different geotechnical units within the slope, characterized by distinct k_{SAT} values, and explicitly represent the main rock layers and inclusions, given their significantly higher hydraulic conductivity compared to the surrounding geotechnical units.

Acknowledgments

The study presented in this article is partly supported by the following projects: "National Centre for HPC, Big Data and Quantum Computing". National Recovery and Resilience Plan of the Italian Ministry of University and Research, funded by the European Union-NextGenerationEU. Research Agreement with Governmental Commissary for Hydrological Risk of the Apulia Region: "Caratterizzazione delle fenomenologie franose e della loro evoluzione nell'area 'Pianello' del territorio di Bovino (FG)".

References

[1] K. Terzaghi, 'Mechanism of Landslides', in *Application of Geology to Engineering Practice*, S. Paige, Ed., New York, N. Y.: Geological Society of America, 1950, pp. 83–123. doi: 10.1130/Berkey.1950.83.

[2] L. Cascini, M. Calvello, and G. M. Grimaldi, 'Groundwater Modelling for the Analysis of Active Slow-Moving Landslides', J. Geotech. Geoenviron. Eng., vol. 136, no. 9, pp. 1220–1230, Sep. 2010, doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000323.

[3] R. Vassallo, G. M. Grimaldi, and C. Di Maio, 'Pore water pressures induced by historical rain series in a clayey landslide: 3D modelling', Landslides, vol. 12, no. 4, pp. 731–744, Aug. 2015, doi: 10.1007/s10346-014-0508-7.

[4] F. Cotecchia, V. Tagarelli, G. Pedone, G. Ruggieri, S. Guglielmi, and F. Santaloia, 'Analysis of climate-driven processes in clayey slopes for early warning system design', Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, vol. 172, no. 6, pp. 465–480, Dec. 2019, doi: 10.1680/jgeen.18.00217.

[5] A. Di Lernia, F. Cotecchia, G. Elia, V. Tagarelli, F. Santaloia, and G. Palladino, 'Assessing the influence of the hydraulic boundary conditions on clay slope stability: The Fontana Monte case study', Engineering Geology, vol. 297, p. 106509, Feb. 2022, doi: 10.1016/j.enggeo.2021.106509.

[6] E. Petrella et al., 'Processes and factors controlling the groundwater flow in a complex landslide: A case study in the northern Italy', Hydrological Processes, vol. 37, no. 5, May 2023, doi: 10.1002/hyp.14891.

[7] F. Esu, 1977. Behaviour of slopes in structurally complex formations". Rome, Italy: Tipografia ESA Editrice.

[8] C. Vitone and F. Cotecchia, 'The influence of intense fissuring on the mechanical behaviour of clays', Géotechnique, vol. 61, no. 12, pp. 1003–1018, Dec. 2011, doi: 10.1680/geot.9.p.005.

[9] D. Cruden and D. Varnes, 1996. "Chapter 3—Landslides Types and Processes". In Landslides: Investigation and Mitigation. Washington, DC: Transportation Research Board: 36–75

[10] F. Palmisano, C. Vitone, and F. Cotecchia, 'Assessment of Landslide Damage to Buildings at the Urban Scale', J. Perform. Constr. Facil., vol. 32, no. 4, p. 04018055, Aug. 2018, doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001201.

[11] N. Losacco, O. Bottiglieri, F. Santaloia, C. Vitone, and F. Cotecchia, 'The Geo-Hydro-Mechanical Properties of a Turbiditic Formation as Internal Factors of Slope Failure Processes', Geosciences, vol. 11, no. 10, p. 429, Oct. 2021, doi: 10.3390/geosciences11100429.

[12] V. Bufano, N. Losacco, F. Cotecchia, 'Characterization of the permeability of a tectonized turbiditic formation using field and laboratory data and numerical back-analyses', IARG2024.

[13] N. Losacco, F. Cotecchia, F. Santaloia, C. Vitone, G. Palladino, 'Multi-source data analysis for conceptual modelling of slow landslide mechanisms: application to the Pianello hillslope in the Daunia Appenines', Engineering Geology, 2025, accepted for publication.

[14] G. Giudicelli et al., '3.0 - MOOSE: Enabling massively parallel multiphysics simulations', SoftwareX, vol. 26, p. 101690, May 2024, doi: 10.1016/j.softx.2024.101690.

[15] N. Losacco, V. Bufano, E. Tabak, F. Santaloia and F. Cotecchia, A novel strategy to digitalize, integrate and analyse data for the characterisation of landslides in turbiditic deposits, in: ISC2024. URL https://www.scipedia.com/public/Losacco*_et_al_2024a.

[16] A. Wilkins, C. P. Green, and J. Ennis-King, 'An open-source multiphysics simulation code for coupled problems in porous media', Computers & Geosciences, vol. 154, p. 104820, Sep. 2021, doi: 10.1016/j.cageo.2021.104820.

[17] L. Tacher, C. Bonnard, L. Laloui, and A. Parriaux, 'Modelling the behaviour of a large landslide with respect to hydrogeological and geomechanical parameter heterogeneity', Landslides, vol. 2, no. 1, pp. 3–14, Apr. 2005, doi: 10.1007/s10346-004-0038-9.

ANALISI DI STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO DEL SITO ARCHEOLOGICO DI ERCOLANO

Orazio Casablanca
Università Pegaso
orazio.casablanca@unipegaso.it

Margherita Zimbardo
Università Pegaso
margherita.zimbardo@unipegaso.it

Anna Scotto di Santolo
Università Pegaso
anna.scottodisantolo@unipegaso.it

Sommario

Nella presente nota viene affrontata la valutazione delle condizioni di stabilità, in condizioni statiche e sismiche, dei fronti di scavo del sito archeologico di Ercolano. In particolare, è stata eseguita una modellazione numerica agli elementi finiti in condizioni di deformazione piana, con l'obiettivo di riprodurre le attuali condizioni di sicurezza e di valutare la prestazione sismica delle scarpate presenti nel sito, mediante analisi dinamiche non lineari condotte applicando input sismici spettrocompatibili con quello previsto dalla normativa tecnica vigente.

1. Introduzione

Il patrimonio culturale italiano rappresenta un'eredità di valore inestimabile, diffusa capillarmente su tutto il territorio nazionale e spesso localizzata in aree ad elevata pericolosità sismica e in contesti geomorfologici complessi. In questa nota si affronta la valutazione delle condizioni di stabilità, in condizioni statiche e sismiche, dei fronti di scavo del sito archeologico di Ercolano. A tal fine è stata condotta una modellazione numerica agli elementi finiti in condizioni di deformazione piana, con l'obiettivo di riprodurre le attuali condizioni di sicurezza e stimare la risposta sismica delle scarpate presenti in prossimità della Villa dei Papiri, mediante analisi dinamiche non lineari con input sismici spettro-compatibili con quello previsto dalla normativa tecnica vigente. I risultati di tali analisi consentiranno di effettuare una valutazione preliminare della prestazione sismica dei fronti di scavo, attraverso il confronto tra gli spostamenti sismo-indotti e valori soglia di riferimento, al fine di definire eventuali interventi di mitigazione del danno per le strutture archeologiche.

2. Modello numerico

Le analisi numeriche sono state eseguite in condizioni di deformazione piana (plane strain), discretizzando il terreno mediante una mesh a elementi finiti costituita da circa 5000 elementi triangolari a 15 nodi. Il modello, comprensivo delle varie successioni stratigrafiche, è riportato in Figura 1, insieme a una vista planimetrica che mostra la traccia della sezione di analisi.

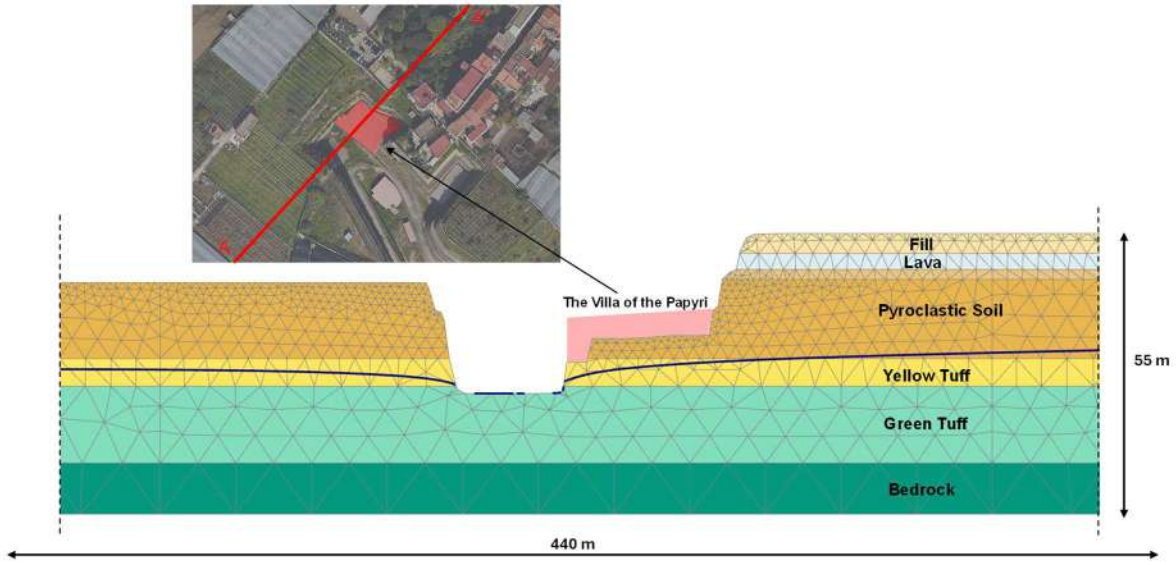


Fig 1. Mesh utilizzata per le analisi e vista planimetrica con la traccia della sezione di analisi

Nelle analisi statiche, i nodi di base sono stati vincolati in entrambe le direzioni, mentre sui contorni verticali sono stati impediti solo gli spostamenti orizzontali. Per tenere conto dello smorzamento radiativo, nelle analisi dinamiche è stata introdotta la condizione di bedrock deformabile alla base della mesh, mentre sono stati applicati elementi free-field lungo i lati verticali della mesh. Per evitare distorsioni numeriche delle onde sismiche propaganti, l'altezza massima degli elementi è stata assunta inferiore a 1/6 della lunghezza d'onda λ_{min} associata alla massima frequenza f_{max} del moto sismico in ingresso. La mesh ha una larghezza pari a 440 m ed è pari a 8 volte l'altezza del modello ovvero 55 m.
Il comportamento non lineare del terreno è stato considerato attraverso l'adozione di un modello isteretico elasto-plastico con incrudimento isotropo noto come Hardening Soil model with small strain stiffness (Schanz et al., 1999), in grado di descrivere il comportamento non lineare del terreno nel campo delle piccole deformazioni. I parametri del modello numerico sono stati calibrati sulla base dei risultati di prove edometriche e prove di compressione triassiale drenate disponibili per il sito in esame. Per descrivere il comportamento del terreno nel campo delle piccole deformazioni sono stati utilizzati i risultati di prove di colonna risonante eseguite a pressioni di confinamento pari a 100 kPa su campioni di piroclastiti e tufo giallo (Fig. 2a,b), espressi in termini di curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato (G/G_0) e di incremento del fattore di smorzamento (D) al variare della deformazione tangenziale. In assenza di prove cicliche specifiche per i materiali superficiali (riporto e lave) e per il tufo verde posto alla base dello scavo, si è fatto riferimento a dati selezionati dalla letteratura per la definizione dei parametri di input relativi a tali materiali.
La Figura 2c mostra il confronto tra i valori di velocità delle onde di taglio (V_s) ottenuti in sito mediante prove Down Hole e MASW, eseguite a partire dal piano di campagna lungo verticali adiacenti all'area di scavo, e i corrispondenti valori di V_s derivati dall'analisi numerica, a seguito della simulazione dello stato tensionale attuale. Dal confronto si osserva che, nel complesso, il modello numerico adottato è in grado di riprodurre in modo soddisfacente la distribuzione della rigidezza misurata in sito.
Infine, per tutti i materiali è stato introdotto uno smorzamento viscoso alla Rayleigh, assumendo $f_1 = 4.5$ Hz e $f_2 = 15$ Hz come frequenze di controllo (coincidenti con la prima e la terza frequenza di vibrazione del sistema) e $\xi_1 = \xi_2 = 2.0\%$, per tenere conto dello smorzamento a bassi livelli di deformazione tangenziale.

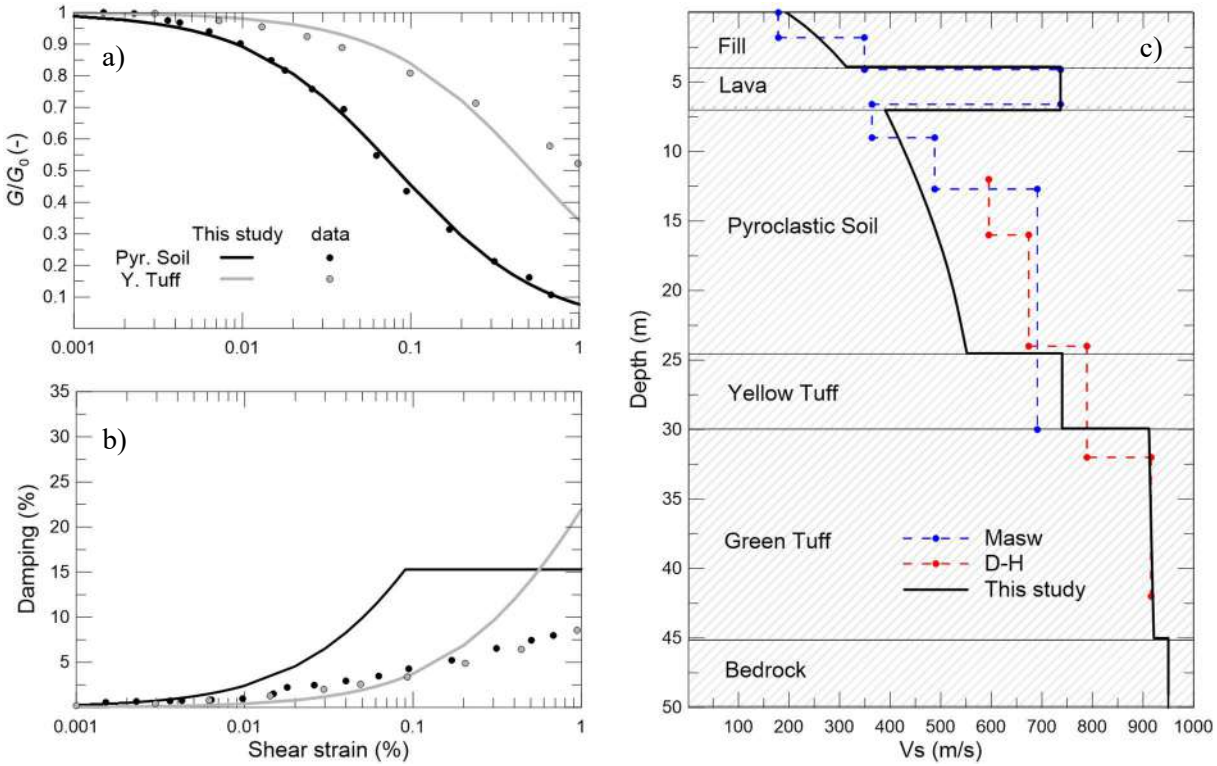


Fig 2. Curve di decadimento della rigidezza a taglio (a) e di incremento del rapporto di smorzamento (b); profilo della velocità delle onde di taglio V_s (c).

I fronti di scavo del sito archeologico di Ercolano sono costituiti essenzialmente da materiali piroclastici generatisi a seguito dell'eruzione del Vesuvio nel 79 d.C. (principalmente correnti piroclastiche ad alta temperatura), che causarono il seppellimento dell'antica città (Rippa, 1996). Tali materiali piroclastici, ovvero materiale cineritico che ingloba pomici, scorie e frammenti di lava in una struttura caotica, dal punto di vista granulometrico possono essere classificati come sabbie con ghiaie limose o debolmente limose. Una porzione rilevante dei fronti di scavo si trova in condizioni di parziale saturazione; di conseguenza, la valutazione delle condizioni di sicurezza richiede un'adeguata modellazione della risposta meccanica dei terreni, la quale dipende dalla pressione negativa dell'acqua interstiziale (suzione) e dal grado di saturazione. In questo studio l'approccio degli sforzi efficaci di Bishop, ampiamente validata da numerosi studi sperimentali e teorici (e.g. Borja et al., 2012) è stato utilizzato per simulare il comportamento meccanico dei terreni in condizioni di parziale saturazione. L'uso della tensione efficace di Bishop consente di ottenere transizioni graduali tra stato saturo e parzialmente saturo, semplificando le relazioni costitutive e i criteri di rottura a taglio (Sheng et al., 2008). Tuttavia, sebbene tale approccio presenti vantaggi pratici, mostra anche alcune limitazioni, in particolare in presenza di fenomeni complessi come i terreni collassabili e l'isteresi idraulica durante i cicli di essiccamento e imbibizione. Il comportamento idraulico dei terreni in condizioni di parziale saturazione è espresso dalla curva di ritenzione in termini di relazione tra suzione e grado di saturazione attraverso il modello proposto da Van Genuchten (1980). La calibrazione del modello di Van Genuchten (1980) è stata effettuata sulla scorta dei risultati di prove a suzione controllata condotte su campioni di piroclastiti (Picarelli et al, 2007). La Figura 3 mostra il confronto tra la risposta del modello calibrato (curva in arancione) e i risultati sperimentali (cerhi grigi), in termini di curve di ritenzione e di permeabilità relativa al variare della suzione. Dal confronto emerge uno scostamento tra la curva di ritenzione adottata nelle analisi e i valori sperimentali. In particolare, per riprodurre le diverse fasi di scavo che hanno portato all'attuale geometria dei fronti, è stato necessario determinare, mediante analisi a ritroso, la curva di ritenzione in grado di garantire il soddisfacimento delle condizioni di stabilità nelle varie fasi di scavo considerate. La curva caratteristica così determinata si colloca comunque all'interno del campo definito dalla curva di ritenzione che rappresenta i valori sperimentali di upper bound (curva di colore

grigio) e da una curva di ritenzione di letteratura tipica di terreni argillosi (cerchi blu) aggiunta per confronto.

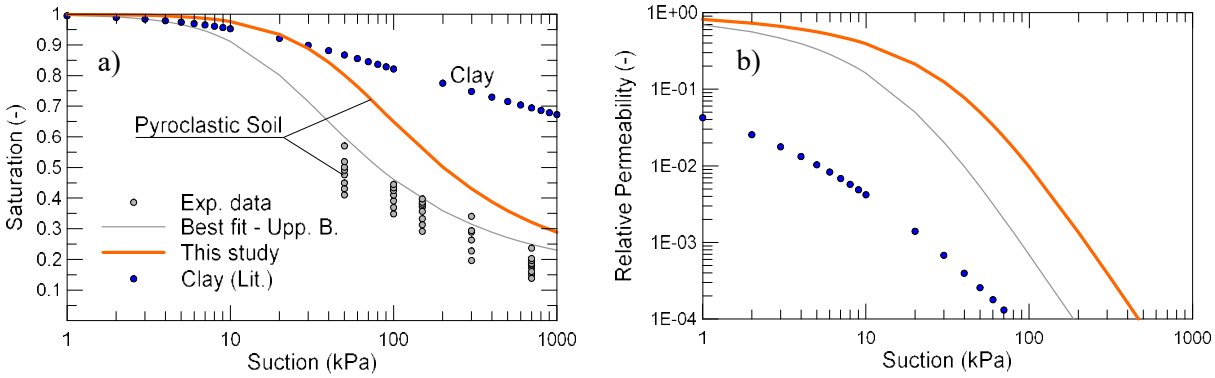


Fig 3. Curve di ritenzione (Exp. data) e previsione del modello di Van Genuchten: a) grado di saturazione e b) permeabilità relativa.

3. Analisi numeriche

3.1 Analisi statiche

Le analisi numeriche in condizioni statiche, finalizzate a riprodurre lo stato tensionale attuale e quindi le condizioni di sicurezza, sono state eseguite secondo le seguenti fasi: (1) inizializzazione dello stato tensionale del modello attraverso l'attivazione istantanea del peso e la generazione delle pressioni interstiziali e della suzione; (2) simulazione delle fasi di scavo, procedendo in 6 step fino al raggiungimento del fondo scavo; (3) analisi di filtrazione stazionaria per riprodurre il campo di pressione interstiziale. È importante notare che il fondo scavo si trova a -2 m dal livello del mare e che l'acqua presente nello scavo viene allontanata tramite un sistema di pompe (e.g. De Simone, 2010).
Determinato il campo di tensioni efficaci, che tiene conto anche dell'incremento di resistenza dovuto alla suzione nei terreni parzialmente saturi, sono state effettuate analisi di c–φ reduction per determinare il fattore di sicurezza in condizioni statiche e analisi pseudo-statiche per valutare l'accelerazione critica k_c associata alla formazione di un meccanismo di collasso del fronte di scavo adiacente e opposto a Villa dei Papiri. La Figura 4 mostra i meccanismi critici in termini di incrementi di deformazioni deviatoriche ottenuti in condizioni statiche (Fig. 4a) e quelli in condizioni pseudo-statiche (Fig. 4b,c). I risultati evidenziano che il fronte di scavo addossato a Villa dei Papiri costituisce la porzione più critica, poiché presenta un fattore di sicurezza prossimo all'unità (Fs = 1.06) e un'accelerazione critica relativamente bassa (k_c = 0.05g).

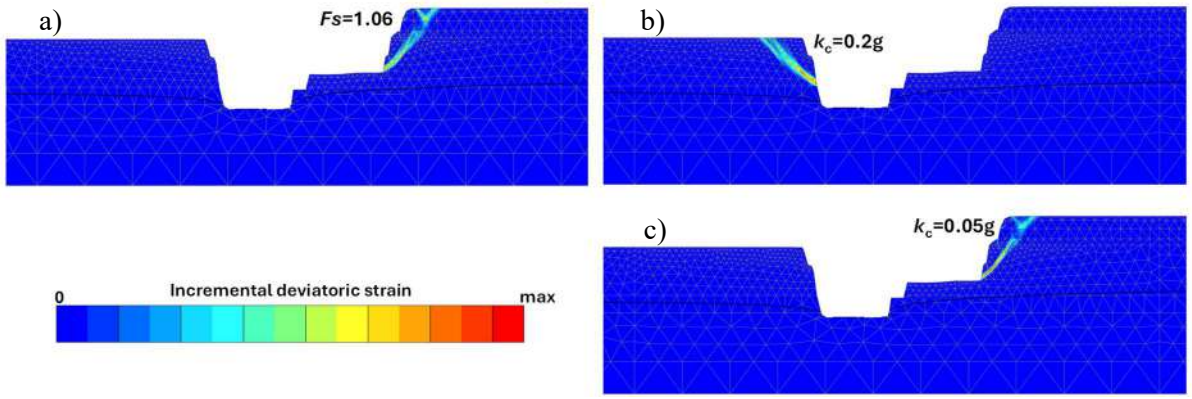
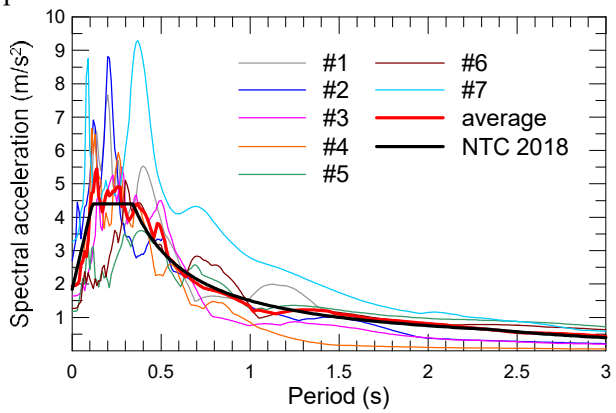


Fig 4. Meccanismi di collasso:a) condizioni statiche; b, c) condizioni pseudo-statiche.

3.2 Analisi dinamiche

Riprodotto lo stato tensionale iniziale e dunque riprodotta la distribuzione di rigidezza e resistenza mobilitata nelle condizioni correnti, per la valutazione della prestazione sismica dei fronti di scavo sono state eseguite delle analisi dinamiche applicando alla base del modello delle storie temporali in termini di accelerazione orizzontale; tali accelerogrammmi sono stati selezionati in base al requisito di compatibilità con lo spettro di risposta di progetto indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, corrispondente a un periodo di ritorno di 712 anni e pga pari a 1,85 m/s², relativo a un sito su roccia affiorante situato nel territorio di Ercolano. La selezione dei moti sismici di input, finalizzata all'ottenimento di uno spettro medio compatibile con quello di normativa, è stata effettuata mediante il software REXELweb (Sgobba et al., 2021) sulla base dei parametri magnitudo (Mw) e distanza epicentrale (R), estraendo i segnali dall'Engineering Strong Motion Database (Luzi et al., 2020). L'intervallo per tali parametri è stato fissato in Mw = 5.0 – 6.5 e R = 0 – 20 km, in accordo con i risultati dell'analisi di pericolosità sismica probabilistica sviluppata da Stucchi et al. (2011). La compatibilità con lo spettro di normativa è stata garantita considerando una tolleranza inferiore del 10% e superiore del 30% nell'intervallo di periodi compreso tra 0,1 s e 1,5 s. La tabella di figura 5 riporta i metadati dei terremoti e i parametri sintetici dei moti sisimici di input restituiti da REXELweb in base ai criteri di ricerca specificati. La Figura 5 mostra gli spettri di risposta elastici relativi a un fattore di smorzamento del 5%, dei segnali selezionati, insieme al loro spettro medio e allo spettro di normativa di riferimento.



	Event name	Station	Mw	Comp.	pga (m/s²)	Ia (m/s)	f_p (Hz)
#1	IT-1976-0030	SRC0	6.0	E	2.44	0.25	5.2
#2	EMSC-20181226_0000	SVN	5.0	N	2.77	0.28	4.2
#3	EMSC-20181226_0000	EVRN	5.0	N	1.63	0.21	1.9
#4	EMSC-20161026_0000	FEMA	5.5	E	1.93	0.23	3.9
#5	IS-2000-0053	101	6.5	3	1.17	0.18	2.1
#6	IS-2000-0053	112	6.5	2	1.26	0.22	3.2
#7	IS-2008-0054	112	6.3	3	3.27	0.52	2.6

Fig 5. Spettri di risposta elastici dei segnali selezionati

Sono state effettuate 14 analisi dinamiche non lineari, considerando per ciascun input sismico entrambi i versi dell'azione orizzontale (positivo verso destra). Le analisi sono state condotte in condizioni drenate, trascurando quindi la possibile generazione di sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma. Tale ipotesi risulta coerente con i risultati di un'analisi idromeccanica preliminare accoppiata, eseguita secondo la formulazione u–p (Zienkiewicz & Shiomi, 1984). Per esigenze di sintesi, si riportano esclusivamente alcuni risultati rappresentativi, relativi all'applicazione del primo (#1) e dell'ultimo input sismico (#7). La Figura 6 mostra la configurazione deformata della mesh al termine dell'applicazione dell'input #1 (verso positivo) (Fig. 6a) e dell'input #7 (verso negativo) (Fig. 6b), con un fattore di amplificazione pari a 50. È evidente come la distribuzione degli spostamenti risulti fortemente non simmetrica, con concentrazione degli spostamenti massimi nel fronte di scavo adiacente a Villa dei Papiri; i valori massimi degli spostamenti orizzontali sono pari a circa 28 mm per l'input #1 e 91 mm per l'input #7. Dal confronto tra la configurazione deformata (Figura 6) e il meccanismo di collasso pseudo-statico riportato in Figura 4c, si osserva che i meccanismi deformativi evidenziati nelle Figg. 6a e 6b derivano principalmente dall'attivazione transitoria di cinematismi plastici, conseguente alla completa mobilitazione della resistenza al taglio durante la sollecitazione sismica. L'innesco e l'estensione di tali meccanismi risultano fortemente condizionati dal contenuto energetico del segnale di input, espresso attraverso il parametro di intensità Arias (Ia), mentre risulta secondaria l'influenza dell'eventuale interazione tra contenuto in frequenza del segnale e frequenza fondamentale del sistema. A conferma di ciò, l'input #1 presenta una frequenza predominante (f_p) prossima alla frequenza

fondamentale del sistema, mentre l'input #7 è caratterizzato da una frequenza predominante differente e da un Ia significativamente superiore.

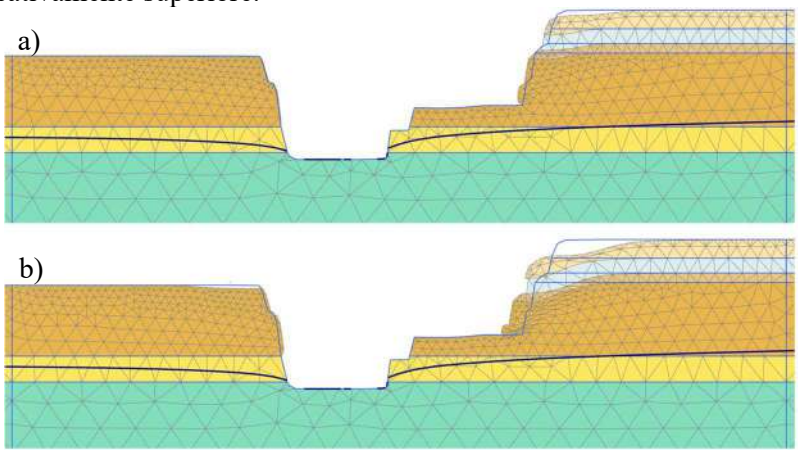


Fig 6.Mesh deformata (amplificata 50 volte): a) input #1 (verso positivo) e b) input #7 (verso negativo).

4. Conclusioni

Nella presente nota è stata condotta una modellazione numerica agli elementi finiti in condizioni di deformazione piana, con l'obiettivo di riprodurre le attuali condizioni di sicurezza e stimare la risposta sismica delle scarpate presenti in prossimità della Villa dei Papiri, mediante analisi dinamiche non lineari con input sismici spettro-compatibili con la normativa vigente. I risultati di tali analisi consentiranno di effettuare una valutazione preliminare della prestazione sismica dei fronti di scavo, attraverso il confronto tra gli spostamenti sismo-indotti e valori soglia di riferimento, al fine di definire eventuali interventi di mitigazione del rischio per le strutture archeologiche.

Ringraziamenti

L'attività di ricerca è svolta nell'ambito del progetto *SustaiNable preservatiOn and safety fruition of archeOlogical and cultural Sites* (NOOS) - PRA 2025.

Bibliografia

Luzi L., Lanzano G., Felicetta C., D'Amico M. C., Russo E., Sgobba S., Pacor, F., ORFEUS Working Group 5, 2020. Engineering Strong Motion Database (ESM) (Version 2.0). INGV. https://doi.org/10.13127/ESM.2

NTC 2018 - DM 17/1/2018, 2018. Norme tecniche per le Costruzioni – Gazz. Uff. della Rep. Italiana, n. 42.

Sgobba, S., Felicetta, C., Russo, E., D'Amico, M., Lanzano, G., Pacor F., Luzi, L., Baraschino, R., Baltzopoulos, G., Iervolino, I., 2021. The online graphical user interface of REXELweb for the selection of accelerograms from the Engineering Strong Motion database (ESM). In: 39° Convegno GNGTS.

Stucchi, M., Meletti, C., Montaldo, V., Crowley, H., Calvi, G.M., Boschi, E., 2011. Seismic hazard assessment (2003–2009) for the Italian building code. Bulletin of the Seism. Soc. of America, 2011; 101:1885–911

Zienkiewicz O. C., Shiomi T. (1984) – Dynamic behaviour of saturated porous media; the generalized Biot formulation and its numerical solution. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 8, n. 1, pp. 71-96.

Schanz T., Vermeer P.A., Bonnie P.G. (1999) – Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. Proc. of the 10th Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics, NUMOG 10, London, pp. 737-742.

Borja, R.I., White, J.A., Liu, X., Wu, W., 2012. Factor of safety in a partially saturated slope inferred from hydro-mechanical continuum modeling. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 36 (2), 236–248.

Picarelli L, Evangelista A, Rolandi G, Paone A, Nicotera MV, Olivares L., Scotto di Santolo A, Lampitiello S, Rolandi M (2007). Mechanical properties of pyroclastic soils in Campania Region. Proceed. Int. Symp. "Characterisation and Engineering Properties of Natural Soil", Tan TS, Phoon KK, Hight DW and Leroueil S eds., Singapore 4:2331–2384

Rippa F. (1996) -A description of pyroclastic soils that buried Pompei and Herculaneum in a.d. 79. Proc. Of the lnt. Symp. On Geotechnical Engineering far the Preservation of Historic Sites, pp. 261-270.

De Simone A. (2010). Rediscovering the Villa of the Papyri. In The Villa of the Papyri at Herculaneum, Mantha Zarmakoupi Ed.

SLIDESAFE: VERSO UN APPLICATIVO PER LA ZONAZIONE DINAMICA PROBABILISTICA DELLA PERICOLOSITÀ DA FRANA SUPERFICIALE

G. Ciardi
Università di Firenze
giovanni.ciardi@unifi.it

J. Facciorusso
Università di Firenze
johann.facciorusso@unifi.it

M. Uzielli
Università di Firenze
marco.uzielli@unifi.it

C. Madiai
Università di Firenze
claudia.madiai@unifi.it

Sommario

La presente nota descrive le caratteristiche principali dell'applicativo *SlideSafe,* dedicato alla zonazione dinamica probabilistica Bayesiana della pericolosità da frana superficiale a scala territoriale, con specifica attenzione alle frane sismo-indotte. L'applicativo, in via di sviluppo e attualmente ancora nella fase iniziale di identificazione di un'appropriata strategia di modellazione delle distribuzioni probabilistiche "prior", permetterà, infine, di definire delle mappe di pericolosità da frana sismo-indotta, applicando al modello di pendio indefinito approcci basati sul metodo di Newmark per la stima degli spostamenti, tenendo conto dell'incertezza intrinseca ed epistemica dei parametri geotecnici e geomorfologici. Il lavoro descrive le generalità dell'applicativo, focalizzandosi sulla scelta delle distribuzioni probabilistiche "prior". Tali distribuzioni possono essere selezionate dall'utente agendo soggettivamente sul coefficiente di variazione delle distribuzioni stesse, che sono calcolate a partire dai dati di input forniti al modello (oltre al modello digitale del terreno, necessario alla stima della pendenza media sull'area di indagine, sono necessarie ulteriori informazioni georeferenziate relative ai parametri geotecnici). Descritte le generalità del metodo, sono infine riportate alcune informazioni specifiche sul principio di funzionamento di *SlideSafe*.

1. Introduzione

Le mappe di pericolosità da frana superficiale sono strumenti largamente utilizzati nella pianificazione del territorio. Esse sintetizzano la probabilità di innesco e/o evoluzione di fenomeni franosi per una data area in un intervallo temporale di riferimento (approccio frequentista) o per specifici scenari, e sono quindi particolarmente utili per l'identificazione di eventuali zone per le quali sono richiesti studi di maggior dettaglio. Tali mappe sono generalmente ottenute a fronte di significative ipotesi semplificative

nei modelli di calcolo adottati, e, ciò nonostante, sono largamente impiegate per la loro immediatezza e semplicità d'uso.

Nel contesto dei pendii naturali e delle frane superficiali, la stima della pericolosità da frana su larga scala è associata alla contemporanea presenza di fattori predisponenti, intrinseci, quali le caratteristiche morfologiche del pendio e le proprietà meccaniche e idrauliche dei terreni che lo costituiscono, e di fenomeni scatenanti, quali il regime delle piogge (frane *pluvio-indotte*) o l'azione sismica (frane *sismo-indotte*), ritenuti i fattori maggiormente responsabili dei meccanismi franosi (Cao et al. 2019). Storicamente, l'effetto delle diverse tipologie di azioni scatenanti sul rischio di frana è stato trattato in modo indipendente: la maggior parte degli studi di letteratura a riguardo, infatti, considera separatamente gli effetti delle piogge e dell'azione sismica, anche se non mancano esempi in cui la stabilità dei pendii sia analizzata a seguito dell'interazione fra i due fenomeni (e.g., Chen et al. 2021; Ji et al. 2023), in particolare valutando la stabilità post-sisma legata all'insorgere di specifici eventi piovosi.

Nell'ambito della definizione delle mappe di pericolosità da frana su larga scala, alla trattazione probabilistica dei fattori scatenanti, associata di fatto al concetto stesso di pericolosità, vengono sempre più frequentemente proposti approcci che trattano come parametri non deterministici anche i fattori predisponenti, quali i parametri geotecnici e le caratteristiche geo-morfologiche del pendio per tener conto delle incertezze, sia di natura aleatoria, sia di natura epistemica.

In letteratura sono presenti alcuni studi in cui la pericolosità da frana superficiale è valutata a scala territoriale tramite approcci di tipo probabilistico, validati sia nel caso di frane pluvio-indotte (e.g., Salciarini et al. 2017, Liu & Wang, 2023), sia nel caso di frane sismo-indotte (e.g., Refice & Capolongo, 2002; Wang & Rathje, 2015; Li et al. 2022).

La presente nota descrive gli sviluppi di uno strumento applicativo, chiamato *SlideSafe*, attualmente in fase nascente, per la zonazione dinamica probabilistica della pericolosità da frana superficiale a scala territoriale per il territorio nazionale. Seppur limitato, al momento, al caso delle frane sismo-indotte, obiettivo futuro è il completamento con modelli che legano la pericolosità da frana superficiale alla probabilità di occorrenza di eventi di pioggia, ad esempio tramite l'integrazione con programmi per la valutazione della pericolosità da frana pluvio-indotta a scala territoriale (ad esempio, *TRIGRS,* (Baum et al., 2008)).

2. Generalità del metodo

L'idea alla base del metodo proposto è quella di fornire uno strumento di facile utilizzo che permetta l'identificazione di zone suscettibili di frane sismo-indotte, evidenziando così la necessità di condurre studi specifici di stabilità per le zone individuate come instabili. Si tratta quindi di uno strumento da impiegare in una valutazione preliminare dell'area sotto indagine.

In assenza di indagini di sito specifiche, il modello di pendio indefinito (Taylor, 1948) ben si presta ad essere impiegato nelle analisi di stabilità dei versanti a scala territoriale. Secondo il semplice schema di pendio indefinito con superficie di scorrimento a profondità verticale z e superficie piezometrica a profondità z_w dal piano campagna, il fattore di sicurezza statico nei confronti della stabilità, *FS*, è definito, in tensioni efficaci, come (Duncan et al., 2014):

$$FS = \frac{c' + (\gamma_{sat} - m\gamma_w) z \cos^2 \beta \tan\phi'}{\gamma_{sat} z \sin\beta \cos\beta} \quad (1)$$

dove c' e φ' rappresentano i parametri di coesione efficace e angolo di resistenza al taglio efficace, rispettivamente, β è la pendenza della superficie topografica, uguale a quella della superficie di scorrimento, $m = (1 - z_w/z)$ è un parametro che quantifica la porzione di terreno saturo, e γ_{sat} e γ_w rappresentano il peso di volume saturo del terreno e il peso specifico dell'acqua, rispettivamente.

Assumendo la validità del metodo di Newmark (Newmark, 1965) per il calcolo degli spostamenti di un blocco rigido posto su un piano inclinato soggetto ad una assegnata storia temporale di accelerazione, è possibile ottenere l'accelerazione critica, a_c, dalla relazione:

$$a_c = g(FS - 1)sin\beta \quad (2)$$

dove g è l'accelerazione di gravità. Ogni qualvolta l'accelerazione alla base del blocco supera il valore critico, e fintanto che, invertendosi il segno dell'accelerazione, non si annulla la velocità relativa tra blocco e base, si verifica uno spostamento relativo del blocco rispetto alla base. Nel valutare lo spostamento totale (D_N) del blocco, e quindi del pendio, a scala territoriale, si è soliti utilizzare dei modelli empirici che correlano gli spostamenti del blocco con l'accelerazione critica e con uno o più parametri rappresentativi del moto sismico (*e.g.*, Jibson, 2007; Madiai, 2009; Gaudio et al., 2020). Tale approccio permette di evitare il calcolo degli spostamenti alla Newmark tramite l'integrazione diretta dell'equazione di moto, risultando più pratico ed efficiente per il calcolo in ambienti georeferenziati quali i sistemi GIS, dove l'area di studio è suddivisa in numerose celle a risoluzione spaziale predefinita e, pertanto, il calcolo viene eseguito cella per cella (*e.g.*, Rathje & Wang, 2015).
Nella pratica corrente, tanto le informazioni geomorfologiche quanto i parametri geotecnici necessari al calcolo di FS, e quindi di a_c, sono forniti in forma di dati raster georeferenziati, con suddivisione dell'area di studio in griglie a maglia tipicamente quadrata dell'ordine di grandezza dei metri. Se la pendenza media è tipicamente ottenuta cella per cella da modelli digitali del terreno (DTM), i parametri geotecnici sono spesso assegnati per unità geologiche distinte, costanti per tutta l'estensione delle stesse. L'applicativo descritto in questa nota, a fronte di una serie iniziale di dati forniti come raster e, tipicamente, ottenibili tramite la consultazione gratuita di banche dati online (ad esempio, regionali o nazionali), prevede la possibilità di utilizzare un approccio di tipo probabilistico trattando i dati in ingresso come variabili aleatorie, ad esempio associando a ciascuna variabile, in ciascuna cella, una appropriata funzione di densità di probabilità. Il livello di stabilità, pertanto, non è più parametrizzato da solo valore di *FS*, bensì da una distribuzione probabilistica di *FS* stesso, cui consegue, per effetto della relazione stabilita dall'Eq. (2), una distribuzione probabilistica dell'accelerazione critica. In *SlideSafe*, la prima istanza di caratterizzazione probabilistica prevede la definizione delle funzioni di densità di probabilità delle variabili aleatorie di input e della loro dipendenza tramite un'opportuna matrice di correlazione. Si ottengono così le distribuzioni "prior" nell'ottica di un approccio Bayesiano. Tra i molti approcci possibili alla definizione delle distribuzioni marginali, l'applicativo opera mediante l'assegnazione di una statistica centrale (es. media, moda) e di un coefficiente di variazione per ciascun parametro. Al momento sono in fase di implementazione 4 tipologie di distribuzione probabilistica: uniforme, normale, log-normale, e Beta-PERT. La disponibilità di tali distribuzioni consente la stima probabilistica di *FS*, dell'accelerazione critica e degli spostamenti mediante un'analisi di tipo Monte Carlo. Le distribuzioni "prior" di *FS* rappresentano il grado di conoscenza o ipotesi iniziale. In un modulo successivo, l'applicativo consentirà il loro aggiornamento dinamico a seguito della disponibilità di osservazioni o nuove previsioni modellistiche per ottenere distribuzioni "posterior" mediante il teorema di Bayes.

3. Generalità dell'applicativo *SlideSafe*

L'applicativo *SlideSafe* è sviluppato in linguaggio di programmazione Python e consente (allo stato attuale) di operare una serie di scelte logiche per la definizione di FS e di a_c, a partire da alcuni dati iniziali forniti dall'utente.
L'applicativo può essere lanciato tanto da IDE (*Integrated Development Environment*) generici, quanto da finestra di comando in ambiente Windows, permettendo l'interazione con l'utente. I dati richiesti all'utente per l'area da esaminare, in formato raster, sono i seguenti:

- modello digitale del terreno
- profondità della coltre di depositi di versante (profondità della superficie di scorrimento potenziale)
- coesione efficace
- angolo di resistenza al taglio efficace
- peso di volume della coltre di depositi di versante

Oltre ai dati sopra elencati, che rappresentano la media/moda delle distribuzioni probabilistiche "prior", è richiesto all'utente di assegnare il valore del coefficiente di variazione per ciascun parametro, unitamente ai valori degli elementi che definiscono la matrice di correlazione. L'applicativo fornisce dei valori di default che è possibile accettare o modificare singolarmente. Inoltre, è necessario operare una scelta sulla tipologia di distribuzione probabilistica da adottare. Per ciascuna cella del raster DTM in ingresso vengono generati *n* campioni multivariati in modo coerente con la matrice di correlazione opportunamente definita.

La Figura 1 mostra schematicamente l'approccio seguito da *SlideSafe* per la definizione delle distribuzioni "prior". Il modello digitale del terreno, insieme ai raster relativi ai parametri geotecnici, costituisce, come anticipato, il set di dati in ingresso.

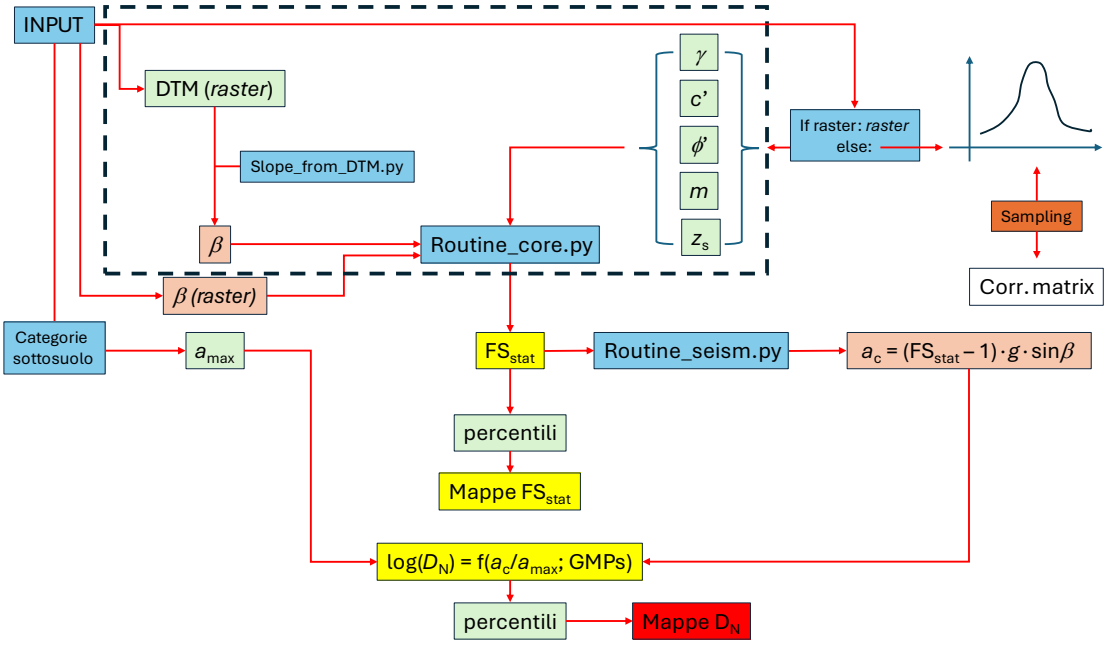


Fig. 1. Schema concettuale del principio di funzionamento di SlideSafe per le distribuzioni "prior"

Scelti i valori dei coefficienti di variazione e definita la matrice di correlazione, e operata una scelta sulla tipologia di distribuzione di probabilità per ciascun parametro, si generano *n* campioni correlati per ciascuna delle celle nelle quali il DTM è suddiviso, ricavando pertanto, cella per cella, una distribuzione di $FS = FS_{stat}$. Fissando opportuni percentili sulle distribuzioni "prior", è possibile quindi ottenere mappe di FS_{stat} e, contestualmente, determinare separatamente le statistiche di FS_{stat} e dell'accelerazione critica a_c. Una volta determinata la massima accelerazione attesa a_{max}, ad esempio tramite l'approccio semplificato delle categorie di sottosuolo previsto dalla normativa tecnica vigente in Italia (NTC, 2018), è possibile ottenere mappe di distribuzione dello spostamento cosismico D_N sfruttando relazioni empiriche di letteratura tra D_N e a_{max}.

Al termine della procedura, se portata a termine correttamente, i dati ottenuti dal calcolo sono salvati in una cartella di destinazione, anch'essi in formato raster. Nella Figura 2 è mostrata una porzione della finestra di esecuzione dell'applicativo all'interno di un IDE ad accesso libero.

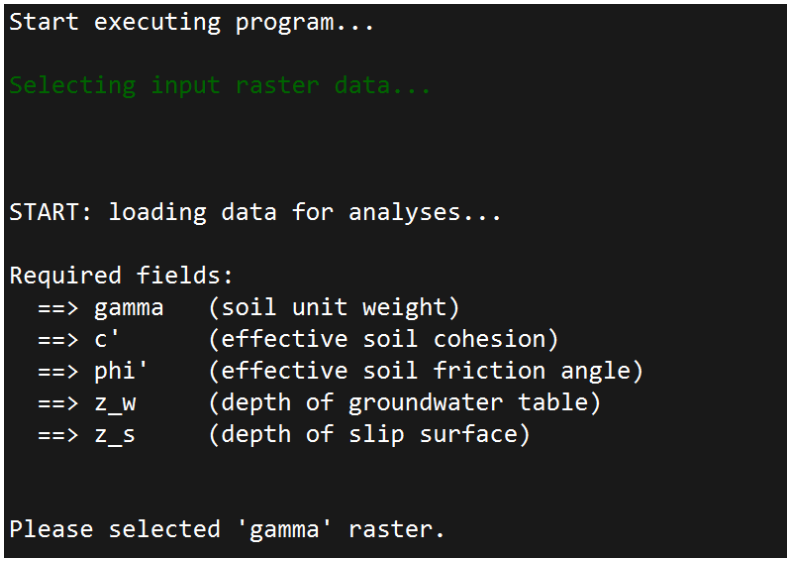


Fig. 2. Esempio di schermata iniziale di esecuzione di SlideSafe

4. Conclusioni

La presente nota descrive i principi alla base di *SlideSafe*, un applicativo *open source*, attualmente in via di sviluppo, per la zonazione dinamica probabilistica della pericolosità da frana superficiale cosismica, che calcola gli spostamenti del pendio indefinito mediante approcci basati sul metodo di Newmark. L'applicativo prevede l'impiego di approcci probabilistici a scala territoriale, con obiettivo la riduzione dell'incertezza nella stima della pericolosità attraverso aggiornamento Bayesiano delle distribuzioni probabilistiche "prior" che caratterizzano i parametri in ingresso. Il lavoro si inserisce all'interno di progetto di ricerca biennale di rilevante interesse nazionale (PRIN) dal titolo *Uncertainty-based dynamic zonation of multi-trigger landslide susceptibility and hazard*. Essendo l'attività ancora in fase iniziale, la nota si limita a descrivere la struttura generale dell'idea alla base di *SlideSafe* il cui obiettivo finale è la valutazione preliminare della pericolosità da frana, integrando dati disponibili su larga scala e restituendo mappe utili alla pianificazione territoriale e alla gestione del rischio. Gli sviluppi futuri includono l'aggiornamento dinamico delle distribuzioni "prior", l'estensione alle frane pluvio-indotte e l'integrazione con altri software dedicati per l'analisi frequentista dei fattori di innesco, in un'ottica di zonazione multiscenario.

5. Ringraziamenti

Questo studio è stato finanziato nell'ambito del "Bando PRIN 2022 – D.D. n. 104 del 2-2-2022 – Disposizioni per lo scorrimento delle graduatorie".

Bibliografia

Baum, R. L., Savage, W. Z., & Godt, J. W. (2008). "TRIGRS: a Fortran program for transient rainfall infiltration and grid-based regional slope-stability analysis", version 2.0 (p. 75). Reston, VA, USA: US Geological Survey.

Cao, L., Zhang, J., Wang, Z., Liu, F., Liu, Y., & Zhou, Y. (2019). "Dynamic response and dynamic failure mode of the slope subjected to earthquake and rainfall", *Landslides*, 16, 1467-1482.

Chen, C. Y., Chen, H. W., & Wu, W. C. (2021). "Numerical modeling of interactions of rainfall and earthquakes on slope stability analysis", *Environmental Earth Sciences*, 80(16), 524.

Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). Soil strength and slope stability. John Wiley & Sons, New York.

Gaudio, D., Rauseo, R., Masini, L., & Rampello, S. (2020). "Semi-empirical relationships to assess the seismic performance of slopes from an updated version of the Italian seismic database", *Bulletin of Earthquake*

Engineering, 18, 6245-6281.
Ji, J., Zhang, T., Cui, H., Yin, X., & Zhang, W. (2023). "Numerical investigation of post-earthquake rainfall-induced slope instability considering strain-softening effect of soils", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 171, 107938.
Jibson, R. W., (2007). "Regression models for estimating coseismic landslide displacement", *Engineering Geology*, 91, 209-218.
Li, C., Wang, G., He, J., & Wang, Y. (2022). "A novel approach to probabilistic seismic landslide hazard mapping using Monte Carlo simulations", *Engineering Geology*, 301, 106616.
Liu, X., & Wang, Y. (2023). "Probabilistic hazard analysis of rainfall-induced landslides at a specific slope considering rainfall uncertainty and soil spatial variability", *Computers and Geotechnics*, 162, 105706.
Madiai, C. (2009). "Correlazioni tra parametri del moto sismico e spostamenti attesi del blocco di Newmark", *Rivista Italiana di Geotecnica,* 1, 23-43.
Newmark, N., (1965). "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Géotechnique*, 15 (2), 139-160.
NTC (2018). Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, Nuove Norme tecniche per le costruzioni.
Refice, A., Capolongo, D. (2002). "Probabilistic modeling of uncertainties in earthquake-induced landslide hazard assessment", *Computers & Geosciences*, 28(6), 735-749.
Salciarini, D., Fanelli, G., & Tamagnini, C. (2017). "A probabilistic model for rainfall—induced shallow landslide prediction at the regional scale", *Landslides*, 14, 1731-1746.
Taylor, D. W. (1948). Fundamentals of Soil Mechanics. Wiley, New York.
Wang, Y., & Rathje, E. M. (2015). "Probabilistic seismic landslide hazard maps including epistemic uncertainty", *Engineering Geology*, 196, 313-324.

MODELLI FISICAMENTE BASATI E INTELLIGENZA ARTIFICIALE PER LA VALUTAZIONE SPEDITIVA DELLE CONDIZIONI DI STABILITÀ DEI VERSANTI

Evelina Volpe
Department of Theoretical and Applied Sciences, eCampus University
evelina.volpe@uniecampus.it

Ignacio Giomi
Department of Theoretical and Applied Sciences, eCampus University
ignacio.giomi@uniecampus.it

Yaser Peiro
Department of Theoretical and Applied Sciences, eCampus University
yaser.peiro@studenti.uniecampus.it

Michele Baldassini
Department of Information Engineering, University of Pisa
michele.baldassini@ing.unipi.it

Francesco Pistolesi
Department of Information Engineering, University of Pisa
francesco.pistolesi@unipi.it

Elisabetta Cattoni
Department of Theoretical and Applied Sciences, eCampus University
elisabetta.cattoni@uniecampus.it

Sommario

Questo lavoro presenta la metodologia di progettazione e sviluppo di un modello di intelligenza artificiale (IA) per la valutazione quantitativa della stabilità di un versante in risposta a un evento di pioggia. Il fattore di sicurezza (FS) può essere valutato rapidamente, con una precisione del 93.8%, addestrando un modello IA con dati derivati da modelli fisicamente basati (FB), considerando oltre 16.000 scenari pendio-pioggia.

1. Introduzione

Le frane indotte da pioggia sono fenomeni molto comuni che interessano aree collinari e montuose causando perdite di natura ambientale, economica e sociale (Froude, et al.,2018, Haque, et al., 2019). Negli ultimi anni, l'incremento nella frequenza e intensità degli eventi pluviometrici estremi, ha aumentato l'incidenza di frane indotte da pioggia (Emberson et al., 2021) orientando la comunità scientifica verso l'implementazione di metodologie predittive per le frane più rapide e meno onerose da un punto di vista computazionale ed economico (Wang, et al. 2021).
Alle valutazioni derivanti dall'applicazione dei metodi empirici e dei modelli fisicamente basati si sono quindi affiancati approcci di analisi basati sull'utilizzo di modelli di IA.
Nel campo delle frane pluvio-indotte, diversi studi hanno mostrato i risultati derivanti dall'applicazione di tecniche di Machine Learning sulla suscettibilità da frana (Pradhan et al., 2020; Peiro et al., 2024) o sul rischio da frana (Feng et al., 2022). In questo lavoro si illustra la metodologia, sviluppata nell'ambito del progetto europeo SAFE-LAND (SAFE-LAND| UCP Knowledge Network), seguita per sviluppare un sistema di IA per la valutazione speditiva del coefficiente di sicurezza (FS) indotto in un versante da un evento pluviometrico.
Il modello è stato addestrato generando un dataset ottenuto considerando eventi di pioggia diversificati, e molteplici geometrie di pendii caratterizzate dalle relative configurazioni dei parametri meccanici e idraulici. All'interno del dataset, ciascuna coppia *pendio-pioggia* è stata associata al corrispondente FS ottenuto tramite simulazioni implementate usando modelli fisicamente basati, per un totale di 16,020 campioni.

2. Dataset

Il dataset è stato generato considerando: i) parametri geometrici (Tab.1), ii) caratteristiche meccaniche (Tab. 2), iii) caratteristiche idrauliche (Tab. 3), iv) diversi eventi di pioggia e v) tre condizioni della superficie piezometrica. Per ampliare la casistica analizzata, sono stati adottati tre valori del rapporto tra gli strati di terreno (parte in giallo in *Fig. 1*) ed il substrato roccioso (parte in grigio in *Fig. 1*).

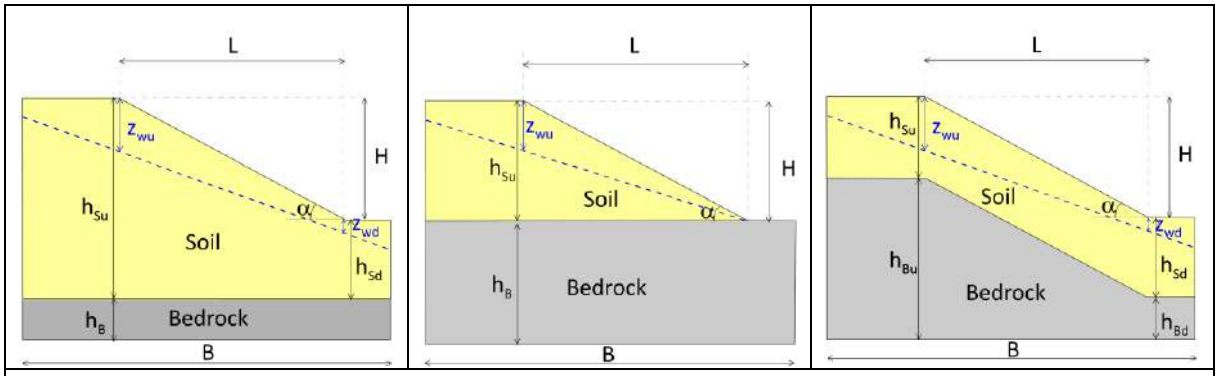


Fig 1. L'immagine mostra le tre configurazioni usate per gli strati. (A) bedrock orizzontale, $h_{Su}(90)$ =0.9 hu e $h_{Sd}(90) = h_{Su}(90) - H$. (B) bedrock orizzontale, $h_{Su}(H) = H$ e $h_{Sd}(H) = 0$ (Fig. 1b). (C) Bedrock inclinato con

$h_{Su}(25)$ = 0.25 hu, e $h_{Sd}(25)$ = 0.25 hd. h_{Su} indica la profondità del terreno a monte, h_{sd} è invece la profondità del terreno a valle, H indica l'altezza del pendio.

I parametri geometrici valutati (v. *Tab. 1*) sono la pendenza (α), la lunghezza del pendio (L), la lunghezza totale (B), l'altezza totale – a monte (h_u), l'altezza totale – a valle (h_d), la profondità del substrato roccioso – a monte (h_{B_u}) e la profondità del substrato roccioso – a valle (h_{Bd}), oltre alle precedenti grandezze identificate.

Tab.1 Parametri geometrici

α [°]	L [m]	B [m]	H [m]	h_u [m]	h_d [m]	h_{Su} [m]			h_{Sd} [m]		
						$h_{Su(90)}$	$h_{Su(25)}$	$h_{Su(H)}$	$h_{Sd(90)}$	$h_{Sd(25)}$	$h_{Sd(H)}$
	20	100	7.3	25	17.7	22.5	6.3	7.3	15.2	4.4	0.0
20	40	200	14.6	45	30.4	40.5	11.3	14.6	25.9	7.6	0.0
	80	400	29.1	90	60.9	81.0	22.5	29.1	51.9	15.2	0.0
	20	100	11.5	35	23.5	31.5	8.8	11.5	20.0	5.9	0.0
30	40	200	23.1	70	46.9	63.0	17.5	23.1	39.9	11.7	0.0
	80	400	46.2	140	93.8	126.0	35.0	46.2	79.8	23.5	0.0
	20	100	16.8	50	33.2	45.0	12.5	16.8	28.2	8.3	0.0
40	40	200	33.6	100	66.4	90.0	25.0	33.6	56.4	16.6	0.0
	80	400	67.1	200	132.9	180.0	50.0	67.1	112.9	33.2	0.0
	20	100	23.8	70	46.2	63.0	17.5	23.8	39.2	11.5	0.0
50	40	200	47.7	145	97.3	130.5	36.3	47.7	82.8	24.3	0.0
	80	400	95.3	290	194.7	261.0	72.5	95.3	165.7	48.7	0.0

L'influenza dei parametri meccanici sulla stabilità dei pendii è stata analizzata variando la coesione efficace (c'), l'angolo di attrito efficace (φ'), ed il peso dell'unità di volume (γ) del terreno. Nella *Tab.2* sono indicati i valori medi (μ), l'intervallo di variabilità e l'incremento (Δ) stabiliti per ogni caratteristica.

Tab.2 Parametri meccanici

Proprietà meccanica	μ	Intervallo	Δ
Coesione efficace , c' [kPa]	20	0-40	10
Angolo d'attrito efficace, φ' [°]	25	5-45	10
Peso unitario, γ [kN/m^3]	18	12-24	3

Infine, con riferimento ai parametri idraulici (*Tab. 3*), sono stati considerati tre tipi di terreno. Il tipo T_1, caratterizzato da un'elevata conducibilità idraulica satura (terreno sabbioso), e i tipi T_2 e T_3, che presentano rispettivamente una conducibilità idraulica media (terreno limoso) e bassa (terreno argilloso). Nella *Tab. 3* sono riportati anche i parametri di van Genutchen (1980) adottati per la descrizione del comportamento idraulico dei terreni in condizioni di parziale saturazione.

Tab.3 Parametri idraulici

Tipo di terreno	Ksat [m/s]	van Genuchten (1980)		
		a [kPa-1]	n [-]	m [-]
T_1	1.00E-04	0.5	2	0.500
T_2	1.00E-06	0.08	1.7	0.412
T_3	1.00E-08	0.02	1.5	0.333

3. Metodologia

Le simulazioni numeriche sono state effettuate con il software GeoStudio (GeoStudio, 2023), in particolare SEEP/W è stato impiegato per le analisi di filtrazione nel versante a seguito dell'evento di

pioggia in input. Il codice consente di eseguire analisi transitorie risolvendo l'equazione del bilancio di massa dell'acqua con il metodo agli elementi finiti (FEM). Successivamente, in SLOPE/W sono state realizzate le analisi di stabilità del pendio con metodi dell'equilibrio limite (LEM).

3.1 Modellazione idro-meccanica del terreno

È stato considerato il metodo di Morgenstern-Price (1965) per le analisi di stabilità e la resistenza a rottura del terreno è stata descritta dal modello esteso di Mohr-Coulomb, tenendo conto dell'aumento della resistenza per la parziale saturazione del terreno proposto da Vanapalli et al. (1996). Nella modellazione, il substrato roccioso è considerato impenetrabile e il peso dell'unità di volume del terreno viene espresso in funzione del grado di saturazione. La variazione dei parametri meccanici in *Tab.2* è stata inclusa attraverso l'analisi di sensibilità.
Il modello idraulico adottato per l'analisi del processo di filtrazione è basato su un approccio di flusso multifase e non stazionario e impiega l'equazione di Richards adattata per analisi transitorie, in mezzi porosi saturi e parzialmente saturi.
I cambiamenti nel contenuto volumetrico d'acqua e la transizione tra le condizioni di completa e parziale saturazione sono state condotte considerando 3 intensità per gli eventi di pioggia (Tab. 4) e 3 diverse posizioni della superficie piezometrica. Al di sopra della falda acquifera, il contenuto volumetrico d'acqua è stato determinato utilizzando l'equazione della SWRC (Soil Water Retention Curve) di van Genuchten (1980).

3.2 Modellazione dei dati di input

La risposta, in termini di FS, è stata valutata per ogni versante in relazione ad una pioggia di intensità bassa (i_1), media (i_2) e alta (i_3), oltre alla risposta in assenza di pioggia, considerata come caso base per ciascun pendio di riferimento (i_0). I valori di precipitazione rappresentano la pioggia accumulata in 100 ore, distribuita utilizzando idrogrammi di Chicago con picco centrale (*Tab. 4*).

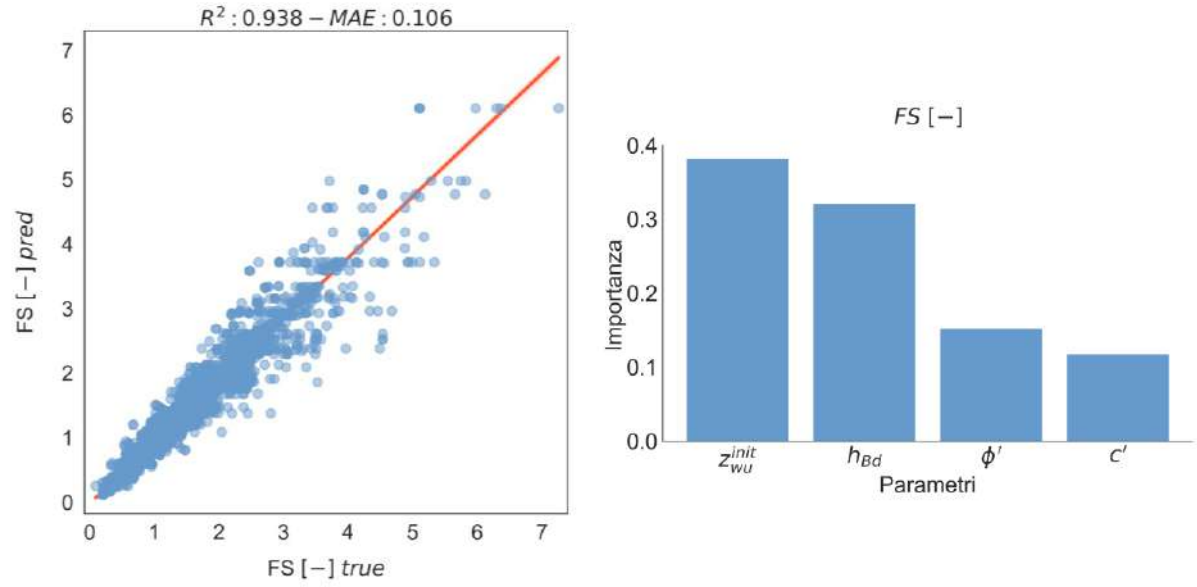
Tab.4 Eventi di pioggia

Intensità i	Periodo di ritorno, T_r [years]	Durata, t_w [ore]	Precipitazione accumulata, h_w [mm]
i_1	30	100	315,90
i_2	200	100	480,50
i_3	500	100	586,00

Per ciascun pendio sono state considerate tre condizioni iniziali:

1. falda acquifera alta ($z^{w}{}_{1init}$), corrispondente al piano campagna;
2. falda acquifera bassa ($z^{w}{}_{2init}$), allineata con la superficie del substrato roccioso;
3. falda acquifera intermedia ($z^{w}{}_{3init}$), situata tra la superficie del terreno e il bedrock.

4. Analisi



(a) (b)

Fig. 2. (a) Grafico di regressione del FS; *(b) importanza dei parametri d'ingresso.*

Il dataset è stato suddiviso in due sottoinsiemi: un training set, contenente il 70% dei campioni (utilizzati solo per l'addestramento) e un test set, costituito dal restante 30%.
I campioni del test set sono stati utilizzati per valutare il modello di regressione. Questo garantisce che le prestazioni del modello riflettano la sua capacità di generalizzare a casi precedentemente non osservati.
Il training set è stato usato per addestrare un albero di decisione capace di stimare il FS a partire da parametri in ingresso, come le proprietà meccaniche e idrauliche del terreno, e le caratteristiche degli eventi di pioggia.
Un albero di decisione è un modello che impara a fare previsioni, suddividendo ripetutamente i dati in sotto-gruppi omogenei, secondo regole logiche, per esempio: "*se* la coesione del terreno è inferiore a *x* kPa, *allora*...".
L'albero comincia l'addestramento osservando i campioni del training set, cercando di capire quali ingressi influenzano maggiormente il valore del FS. Una volta completato l'addestramento, l'albero può essere utilizzato per prevedere il FS di nuove coppie pendio-pioggia, fornendo in ingresso i relativi parametri caratterizzanti.
La *Fig. 2a* mostra il grafico di regressione del FS relativo ai campioni del test set. Ogni campione è rappresentato da un punto blu, le cui coordinate corrispondono al valore di FS ottenuto dal metodo fisicamente basato (asse delle ascisse), e al valore predetto dal regressore (asse delle ordinate).
La retta di regressione (in arancione) è stata determinata tramite il metodo dei minimi quadrati. Per la valutazione del modello, è stato usato il coefficiente di determinazione R^2.
Il modello raggiunge una elevata accuratezza, con un valore del coefficiente di determinazione R^2 pari a 0.938 e un errore assoluto medio (MAE) pari a 0.106, mostrando un raggruppamento concentrato sulla retta di regressione con bassa dispersione.
La *Fig. 2b* evidenzia il contributo relativo di ciascun parametro in ingresso nel determinare la previsione di *FS*. Maggiore è l'importanza assegnata a un parametro, più frequentemente esso è stato utilizzato dal modello per effettuare suddivisioni dei dati, o prendere decisioni. I parametri con maggior importanza nella previsione di *FS* sono stati la posizione iniziale della falda e la posizione del bedrock a valle, seguiti dalle variabili meccaniche (φ' e c'), con un effetto secondario ma non trascurabile. Questo risultato evidenzia, per esempio, che è molto importante considerare la parziale saturazione del terreno per definire la stabilità del pendio.
L'importanza delle feature dà un'indicazione della loro rilevanza nel problema specifico, offrendo interpretabilità tecnica perché restituiscono una visione gerarchica delle cause che determinano

l'instabilità. L'IA fornisce validi strumenti per imparare dalle simulazioni, costituendo quindi uno strumento semplice, veloce e interpretabile per affrontare i problemi di stabilità dei pendii.

5. Conclusioni

Lo sviluppo del modello di IA, allenato con analisi FB su molteplici configurazioni di pendii di riferimento associate a eventi di pioggia, consente una valutazione speditiva delle condizioni di stabilità di un versante.
Il sistema implementato fornisce un valido supporto per gli enti deputati alla tutela del territorio sia in fase di emergenza che durante la pianificazione.

6. Acknowledgements

Questo contributo si inserisce nel contesto più ampio del Progetto Europeo ''SAFE-LAND — *Mitigating the risk of flooding and landslides via artificial intelligence with a view to extreme climate events*'', grant number 101140345, cofinanziato dalla Commissione Europea. Gli autori ringraziano, per il supporto finanziario, la Direzione Generale per la Protezione Civile Europea e le Operazioni di aiuto Umanitario (ECHO), ECHO.B – Preparazione e Prevenzione dei Disastri.

Bibliografia

Emberson, R., Kirschbaum, D., & Stanley, T. (2020). New global characterisation of landslide exposure. Natural Hazards and Earth System Sciences, 20(12), 3413–3424.

Feng, L.; Guo, M.; Wang, W.; Chen, Y.; Shi, Q.; Guo, W.; Lou, Y.; Kang, H.; Chen, Z.; Zhu, Y. Comparative Analysis of Machine Learning Methods and a Physical Model for Shallow Landslide Risk Modeling. Sustainability 2023, 15, 6. https://doi.org/10.3390/su15010006

Froude, M. J., & Petley, D. N. (2018). Global Fatal Landslide Occurrence from 2004 to 2016. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 18, 2161–2181.

GEO-SLOPE International Ltd. (2024). SLOPE/W and SEEP/W: User's Guide.

Haque, U., da Silva, P. F., Devoli, G., Pilz, J., Zhao, B., Khaloua, A., Wilopo, W., Andersen, P., Lu, P., & Lee, J., et al. (2019). The Human Cost of Global Warming: Deadly Landslides and Their Triggers (1995–2014). Sci. Total Environ., 682, 673–684.

Jung-Hyun Lee, Maher Ibrahim Sameen, Biswajeet Pradhan, & Hyuck-Jin Park. (2018). Modeling landslide susceptibility in data-scarce environments using optimized data mining and statistical methods. Geomorphology, 303, 284–298. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2017.12.007

Pradhan, A.M.S.; Kim, Y.-T. Rainfall-Induced Shallow Landslide Susceptibility Mapping at Two Adjacent Catchments Using Advanced Machine Learning Algorithms. ISPRS Int. J. Geo-Inf. 2020, 9, 569. https://doi.org/10.3390/ijgi9100569

Peiro, Y., Volpe, E., Ciabatta, L., & Cattoni, E. (2024). High Resolution Precipitation and Soil Moisture Data Integration for Landslide Susceptibility Mapping. Geosciences, 14, 330. https://doi.org/10.3390/geosciences14120330

Tien Bui, D., Moayedi, H., Gör, M., Jaafari, A., & Foong, L. K. (2019). Predicting slope stability failure through machine learning paradigms. ISPRS International Journal of Geo-Information, 8(9), 395.

Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal, 44(5), 892–898. https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x

Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., & Clifton, A. W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. Canadian Geotechnical Journal, 33(3), 379–392.

LANDSLIDE SUSCEPTIBILITY MAPS IN ALPINE AREAS SUBJECTED TO CLIMATE CHANGE BY USING A MACHINE LEARNING-BASED APPROACH

Amirreza Pourfatollah
Politecnico di Torino
amirreza.pourfatollah@polito.it

Alessandra Insana
Politecnico di Torino
alessandra.insana@polito.it

Valerio De Biagi
Politecnico di Torino
valerio.debiagi@polito.it

Marco Barla
Politecnico di Torino
marco.barla@polito.it

Abstract

The increasing frequency and intensity of landslides is a clear manifestation of climate change, particularly in mountainous regions such as the Northwestern Italian Alps. In these areas, heavy precipitation and temperature fluctuations, along with permafrost degradation, are major drivers of slope instability. This study aims to evaluate the future evolution of landslide susceptibility under climate change and its implications for critical infrastructure, focusing on high-voltage energy lines. An Extreme Gradient Boosting (XGBoost) model was applied to generate susceptibility maps using a combination of static and dynamic conditioning factors. A dataset of 728 spatially distributed points, comprising both landslide and non-landslide events, was used for model training and validation. To account for climate change impacts, downscaled projections from the Coupled Model Intercomparison Project Phase 6 (CMIP6) were used, incorporating data from global climate models under the high-emission scenario SSP5-8.5 for the period 2021–2040. Model performance was evaluated using the Area Under the ROC Curve (AUC), with values ranging from 0.92 to 0.99 across all months, indicating high predictive accuracy. A comparison of current (2003–2022) and future (2020–2040) susceptibility maps reveals a significant increase in areas classified as "Very High" susceptibility, rising from 9.96% to 12.85%, while "Very Low" susceptibility areas decrease from 17% to 13%. In addition, the exposure of high-voltage energy infrastructure was analyzed. The spatial overlap between energy lines and susceptibility classes shows that the proportion of energy lines located in "Very High" susceptibility zones is expected to increase from 13% to 17%, raising concerns for future infrastructure vulnerability and planning.

1. Introduction

Climate-change signals are increasingly evident in the mounting number and severity of landslides (Field et al., 2012). Altered rainfall regimes and temperature trends stand out as the main climatic

triggers, with global-warming–driven intensification of precipitation widely recognised as a prime accelerator of slope failures (Gariano and Guzzetti, 2016). In alpine terrain, the thaw of permafrost commonly initiates rockslides and other mass-movement processes (Barla et al., 2000; Gruber and Haeberli, 2007; Huggel, 2009).

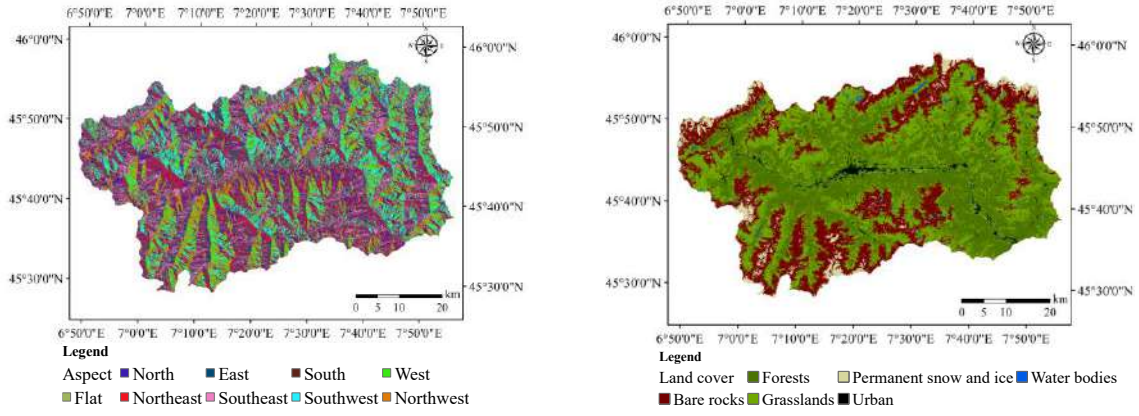
For any study area, therefore, it is vital to delineate zones susceptible to landslides and to explore how evolving climate signals may reshape that hazard pattern (Insana et al., 2021). A few investigations have already combined climate-change scenarios with the landslide susceptibility map (LSM), but their geographic and methodological coverage remains limited. Janizadeh et al. (2023), for example, produced LSMs for Iran under multiple Shared Socio-economic Pathways (SSPs) and future time slices, whereas Saha et al. (2021) tested how varying Representative Concentration Pathways (RCPs) alter rockfall and debris-flow likelihood. Even so, most existing work either omits temperature as an explicit predictor or ignores the short-term precipitation and temperature conditions that immediately precede individual failures.

The objective of this study is to generate landslide susceptibility maps for both the present (2003–2022) and a near-future period (2020–2040), with a particular focus on evaluating their potential impacts on energy infrastructure. Susceptibility maps were produced on a monthly basis, resulting in 12 individual maps for each time frame. To enhance usability and facilitate analysis, an envelope map was created for each period, representing the maximum susceptibility across all months.

2. Methodology

The study focuses on the Aosta Valley, a mountainous region in northwestern Italy that encompasses some of the highest peaks in Europe. The area's complex topography contributes significantly to its vulnerability to slope instability. To develop an LSM for this region, the initial step was the identification of appropriate Landslide Conditioning Factors (LCFs). Based on a comprehensive literature review, a set of LCFs was compiled and evaluated for relevance to the current study. Certain factors were intentionally excluded: for instance, “Distance to roads” was omitted to prevent bias towards infrastructure, while “Distance to faults” was excluded due to the relatively low seismicity of the region. To address multicollinearity among the predictor variables, the Variance Inflation Factor (VIF) was computed. Multicollinearity, where independent variables are highly correlated, can distort model outputs by inflating the standard errors of coefficient estimates, leading to unreliable interpretations (Dormann et al., 2013). Variables with a VIF above 5, such as “Elevation” and “Topographic Wetness Index,” were excluded to maintain model robustness.

Ultimately, ten static LCFs were retained: “Aspect” (i.e., slope dip direction), “Land cover”, “Lithology”, “Normalized Difference Vegetation Index (NDVI)”, “Plan curvature”, “Profile curvature,” “Slope,” “Soil type,” “Stream Power Index,” and “Sediment Transport Index.” Additionally, three dynamic LCFs were included: “Monthly average cumulative precipitation,” “Seven-day precipitation,” and “Monthly average temperature.” Figure 1 presents six of the thirteen LCFs used in this study.



(a) (b)

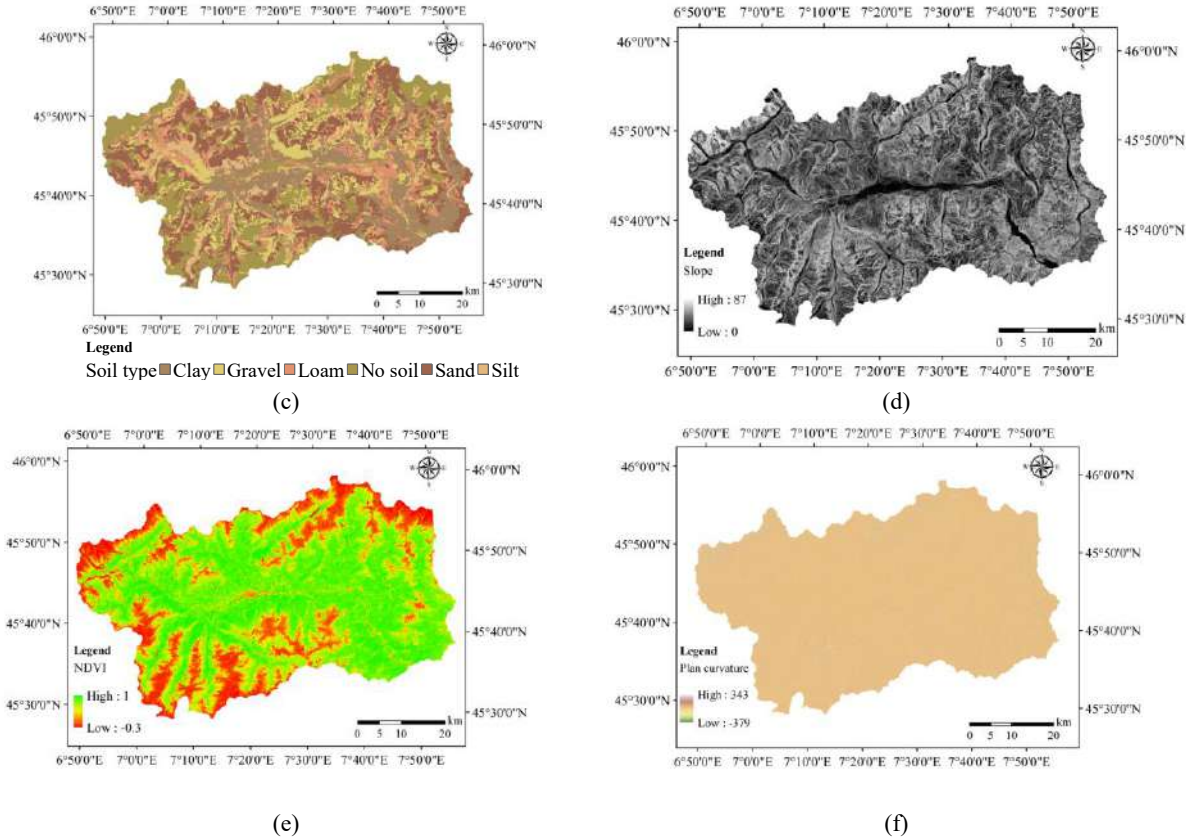


Figure 1 Example of six LCFs used for the assessment of LSMs in the analyzed region: a) aspect, b) land cover, c) soil type, d) slope, e) NDVI, and f) plan curvature

A dataset comprising 3,628 events was acquired from regional agencies and classified into five categories: “Hydrological Alerts,” “Rock Falls,” “Landslides,” “Potential Instabilities,” and “Floods.” For the purposes of this study, only records categorized as “Landslides” were retained. To align with the availability of climate data, only events occurring between 2003 and 2022 were considered, resulting in a total of 369 landslide points. To construct a balanced training dataset, an equal number of non-landslide points were randomly selected from locations situated at least 500 meters away from any recorded landslide event.

Daily precipitation and temperature records for the 2003–2022 period were obtained and spatially interpolated across the study area, generating approximately 7200 raster maps for each parameter. For each landslide event, dynamic variables were extracted, including monthly average temperature, and cumulative precipitation over the 7-day and 30-day periods preceding the event. These dynamic Landslide Conditioning Factors (LCFs), combined with static LCFs, formed the basis of the dataset used to train and evaluate the Extreme Gradient Boosting (XGBoost) model. The XGBoost algorithm then was applied to each 12 dataset, resulting in 12 different LSMs. XGBoost operates by sequentially training decision trees, where each new tree is fitted to the residual errors of the preceding ones. The predictions from all trees are then aggregated using a weighted sum, and the final output is obtained by applying a logistic function to this combined result (Chang et al. 2018).

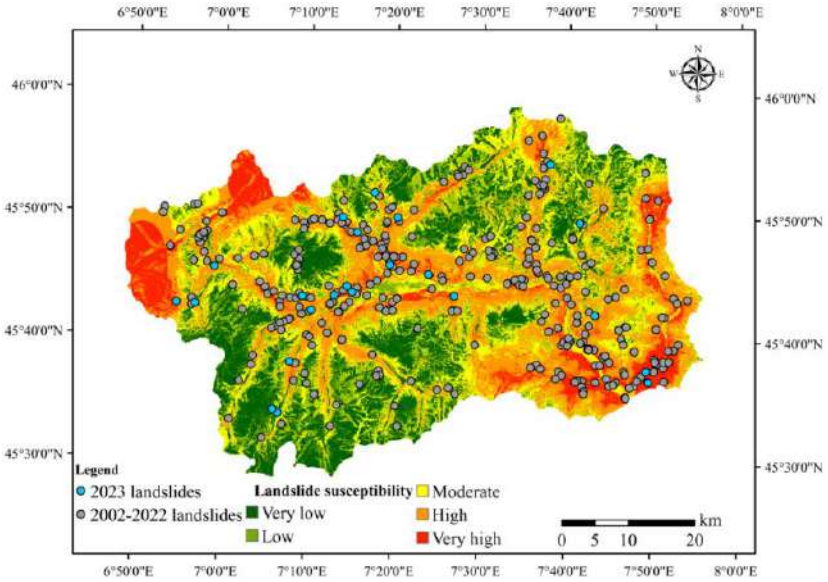
To investigate the potential impacts of climate change on future landslide susceptibility, climate projections from the sixth phase of the Coupled Model Intercomparison Project (CMIP6) were used. This dataset incorporates outputs from 14 global climate models (GCMs) under various Shared Socioeconomic Pathways (SSPs). For this study, the CMCC-ESM2 model under the high-emission SSP585 scenario was selected to simulate changes in temperature and precipitation for the 2021–2040 period.

Finally, high-voltage energy lines were mapped and overlaid with the landslide susceptibility results to evaluate potential interactions and identify segments of infrastructure at elevated risk.

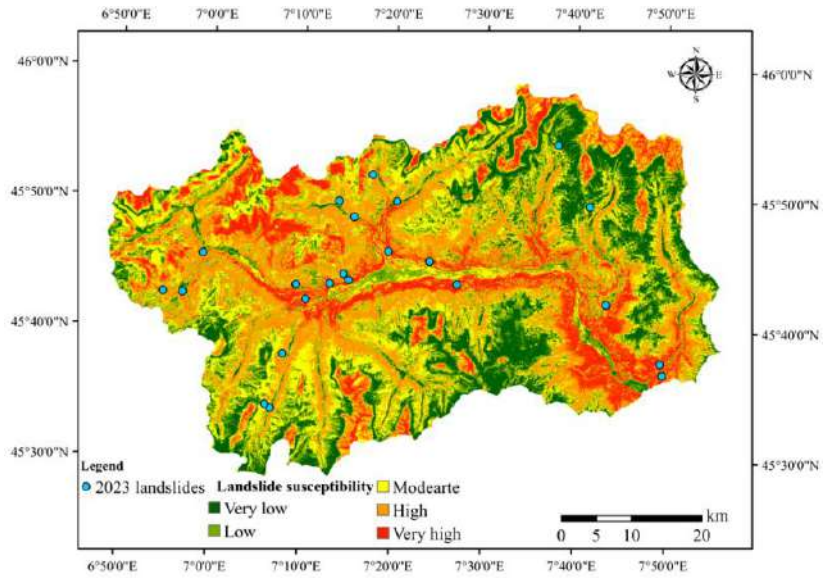
3. Results

Figure 2 illustrates the envelope maps for two time periods: (a) 2003–2022 and (b) 2020–2040. For each period, monthly LSMs were first generated. Subsequently, the maximum values across all 12 months were extracted to produce the envelope maps, representing the highest susceptibility values observed throughout the year. Between 2003 and 2022, approximately 9.96% of the study area was classified as having "Very high" landslide susceptibility. Projections for the following two decades (2020–2040) indicate an increase in this category to 12.85%. The "High" susceptibility class remains relatively stable across both periods, covering roughly 29% of the area. Conversely, the "Very Low" susceptibility class is expected to decrease from 17% in 2003–2022 to 13% in 2020–2040, indicating a general trend toward increasing hazard levels.

Landslide events from 2003 to 2022 were used for training and testing the model. The model's performance during this phase was evaluated using the Area Under the Receiver Operating Characteristic Curve (AUC-ROC) on a monthly basis, with AUC values ranging from 0.95 to 0.99, indicating a high level of predictive accuracy across different temporal conditions. For independent verification, landslide occurrences from 2023, excluded from the modeling process, were employed in a “geotechnical validation”. Approximately 75% of the 2023 landslide events were located in areas categorized as either "High" or "Very high" susceptibility, further supporting the model’s reliability in identifying hazardous zones.



(a)



(b)

Figure 2 Landslide susceptibility maps for (a) 2003-2022, and (b) 2020-2040.

Furthermore, to assess the interaction between high-voltage energy infrastructure and landslide susceptibility, the locations of high-voltage power lines were identified using aerial imagery. Following digitization, a shapefile was created, and susceptibility values were extracted from the corresponding raster layers.

Results indicate that the proportion of energy lines located in areas classified as "Very High" landslide susceptibility is projected to increase from 13% in the historical period to 17% in the future scenario. In contrast, the percentage of energy lines situated in areas with "High" susceptibility is expected to decline from 35% to 25%.

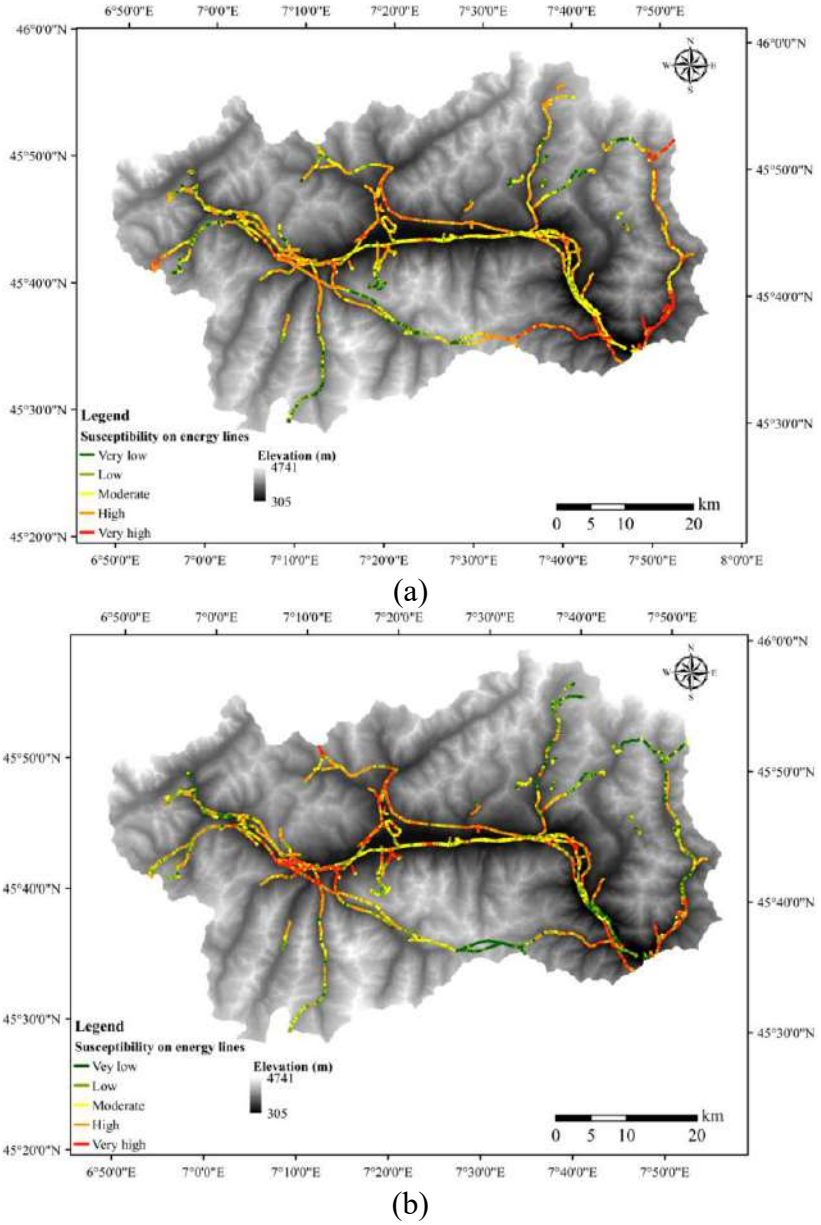


Figure 3: Landslide susceptibility on energy lines for (a) 2002-2022, and (b) 2020-2040.

4. Conclusion

This study demonstrates the growing impact of climate change on landslide susceptibility in the Northwestern Italian Alps and its potential consequences for critical infrastructure. Using the XGBoost model, high-resolution susceptibility maps were produced, showing strong predictive performance with AUC values exceeding 0.95. The integration of CMIP6 climate projections under the high-emission

scenario SSP5-8.5 revealed a notable increase in areas classified as “Very high” susceptibility, from 9.96% in 2003–2022 to 12.85% in 2020-2040, and a decrease in “Very low” susceptibility areas.
The exposure assessment of high-voltage energy lines further emphasizes the importance of this work. Results indicate that energy lines located in “Very High” susceptibility zones are projected to increase from 13% to 17%, signaling an elevated risk to infrastructure due to climate-induced geohazards. These findings underline the urgent need for climate-adaptive planning and risk mitigation strategies to ensure the resilience of essential infrastructure in vulnerable mountainous regions.

Bibliografia

Barla, G., F. Dutto, and G. Mortara, (2000). “Brenva glacier rock avalanche of 18 January 1997 on the Mount Blanc range, northwest Italy”. Landslide news, 13, pp.2-5.

Chang, Y.-C., Chang, K.-H. and Wu, G.-J. (2018) ‘Application of extreme gradient boosting trees in the construction of credit risk assessment models for financial institutions’, Applied Soft Computing, 73, pp. 914–920.

Dormann, C.F., Elith, J., Bacher, S., Buchmann, C., Carl, G., Carré, G., Marquéz, J.R.G., Gruber, B., Lafourcade, B., Leitão, P.J. and Münkemüller, T., (2013). “Collinearity: a review of methods to deal with it and a simulation study evaluating their performance”. *Ecography*, 36(1), pp.27-46.

Field, C.B., Barros, V., Stocker, T.F. and Dahe, Q. eds., (2012). Managing the risks of extreme events and disasters to advance climate change adaptation: special report of the intergovernmental panel on climate change. Cambridge University Press.

Gariano, S.L. and Guzzetti, F., 2016. “Landslides in a changing climate”. *Earth-science reviews*, 162, pp.227-252.

Gruber, S. and Haeberli, W., (2007). “Permafrost in steep bedrock slopes and its temperature-related destabilization following climate change”. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 112(F2).

Huggel, C., (2009). “Recent extreme slope failures in glacial environments: effects of thermal perturbation”. *Quaternary Science Reviews*, 28(11-12), pp.1119-1130.

Insana, A., Beroya-Eitner, M. A., Barla, M., Zachert, H., Žlender, B., van Marle, M., Kalsnes, B., Bračko,T., Pereira,C., Prodan,I., Szymkiewicz,F., Löfroth, H. (2021). “Climate Change Adaptation of Geo-Structures in Europe: Emerging Issues and Future Steps”. *Geosciences*, 11(12), 488.

Janizadeh, S., Bateni, S.M., Jun, C., Pal, S.C., Band, S.S., Chowdhuri, I., Saha, A., Tiefenbacher, J.P. and Mosavi, A., (2023). “Potential impacts of future climate on the spatio-temporal variability of landslide susceptibility in Iran using machine learning algorithms and CMIP6 climate-change scenarios”. *Gondwana Research*, 124, pp.1-17.

Saha, A., Pal, S.C., Santosh, M., Janizadeh, S., Chowdhuri, I., Norouzi, A., Roy, P. and Chakrabortty, R., (2021). “Modelling multi-hazard threats to cultural heritage sites and environmental sustainability: The present and future scenarios”. *Journal of Cleaner Production*, 320, p.128713.

INVESTIGATING TEMPERATURE EFFECTS ON DEFORMATION OF HIGH MOUNTAIN HUTS

Yunlu Bai
Politecnico di Milano
Dept. Architecture, Built Environment and Construction Engineering
yunlu.bai@polimi.it

Francesco Calvetti
Politecnico di Milano
Dept. Architecture, Built Environment and Construction Engineering
francesco.calvetti@polimi.it

Summary

The Alpine region is experiencing temperature increases that exceed global averages, leading to significant environmental and engineering challenges. One critical consequence is the progressive degradation of permafrost, which compromises the stability of high-altitude rock slopes and has been associated with a growing number of rockfall events, particularly during extreme summer heatwaves. These failures are predominantly observed within the elevation range affected by permafrost retreat, however direct cause-effect relationships remain difficult to establish.
This paper reports on a structural monitoring campaign at Capanna Margherita hut (Punta Gnifetti, 4554 m a.s.l., Monte Rosa massif), the highest mountain refuge in the Alps and Europe. A geomechanical monitoring system, initiated in 2023, was enhanced in 2024 with the installation of structural sensors. The system continuously records inclinometric, thermometric, and accelerometric data. Preliminary analyses focus on quantifying the relationship between air temperature variations and structural displacements, as well as assessing the dynamic characteristics of the hut under thermal and environmental influences. These results provide insights into the response of high-altitude infrastructure to climate-induced thermal stresses.

1. Introduction



Fig 1 Capanna Margherita (4554 m a.s.l.)

Recent air temperature records from the European Alps, as well as regions in Asia and North America, indicate a warming trend of 0.3 ± 0.2 °C per decade, exceeding the global average rate of 0.2 ± 0.1 °C per decade [1]. Observational studies have consistently reported permafrost degradation in alpine areas [2], with growing evidence linking this phenomenon to the destabilization of steep rock slopes [3] [4]. In the Mont Blanc massif, for example, frequent rock slope failures have been documented on faces

where the Mean Annual Rock Surface Temperature (MARST) lies between –2 °C and 0 °C, underscoring the role of permafrost degradation in slope instability [5].
Against this background, evaluating current and future risk scenarios in high-altitude environments is essential, particularly for locations hosting structures and infrastructure, such as mountain huts. The present study focuses on modelling the rock mass of Punta Gnifetti (Monte Rosa massif) and assessing the impact of permafrost degradation on the stability of Capanna Margherita, owned by the Italian Alpine Club. Capanna Margherita is the highest mountain hut in Europe (4554 m a.s.l.) (Fig 1).
A monitoring program at Capanna Margherita started in September 2023. The initial setup and the analysis of the first geomechanical dataset were previously presented by Bai and Calvetti [6]. This paper extends that work by introducing the analysis of new monitoring data acquired from three additional sensors installed within the hut in July and October 2024.

2. In-situ campaign

Two multi-parametric DMS columns were installed at Capanna Margherita in September 2023, enabling continuous acquisition of inclinometric, extensometric, piezometric, thermometric, and accelerometric data. To enhance this dataset with structural response information, three additional DMS modules were installed inside Capanna Margherita during 2024 (Fig 2 and Fig 3). Module 3 was installed on July 25th on a vertical strut that supports the balcony. Subsequently, Modules 4 and 5 were installed on October 24th at the ground floor ceiling: one in the corridor at the entrance of the winter section of the hut and the other in the dining room. It is notable that while the hut remained open until September 6th, only the winter section has been accessible since then and from late October to March/April the site typically remains unvisited.

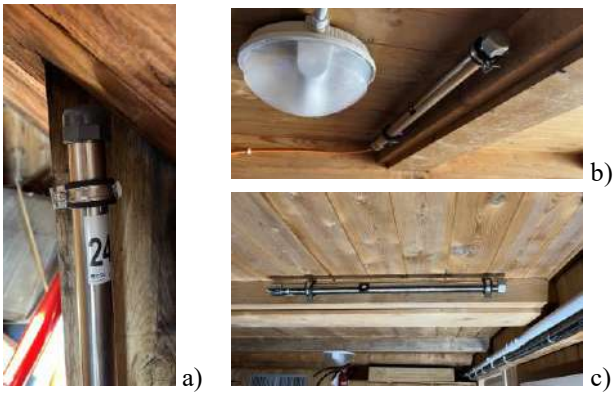


Fig 2 Structural modules: a) module 3; b) module 4; c) module 5.

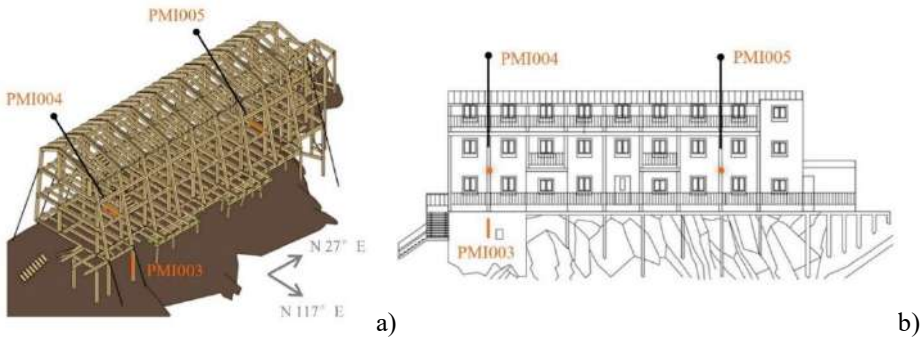


Fig 3 Sensors' arrangement in Capanna Margherita hut. a) 3D sketch of the hut structure; b) front view.

3. Recorded data

This section presents the monitoring data collected from the structural modules, focusing on temperature and displacement evolution, as well as their interactions. External air temperature data from Capanna

Margherita weather station are also included to contextualize the results. Displacements, are calculated from inclinometer readings, and represent differential movements between the ends of each module (of assumed 1 m vertical length). For clarity, displacement vectors are decomposed along two principal axes: N27°E (d_{27}) and N117°E (d_{117}) that correspond to the longitudinal and transversal axes of the hut and of the ridge (Fig 3a).

3.1. Mid-term trends (Modules 3)

Figure 4 illustrates data from Module 3 from July 25th to December 7th, 2024. During this period, external air temperature initially exhibited daily fluctuations around 0 °C. After September 6th, air temperatures dropped and always remained under 0, often between -10 °C and -30 °C. Sensor temperature followed similar patterns, with additional fluctuations due to solar radiation effects. Displacement data show two key features:

1. A cyclic daily pattern driven by thermal expansion/contraction.
2. A progressive, non-reversible accumulation over time.

Notably, two sudden events were detected: August 24th (7:00-8:00) and September 10th (10:00-11:00). The latter coincides with the first sharp drop in air temperature and is further analysed in Section 4.

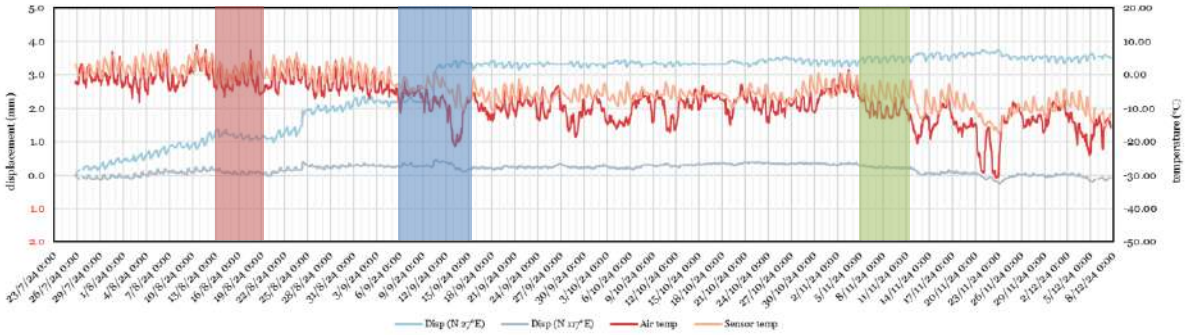


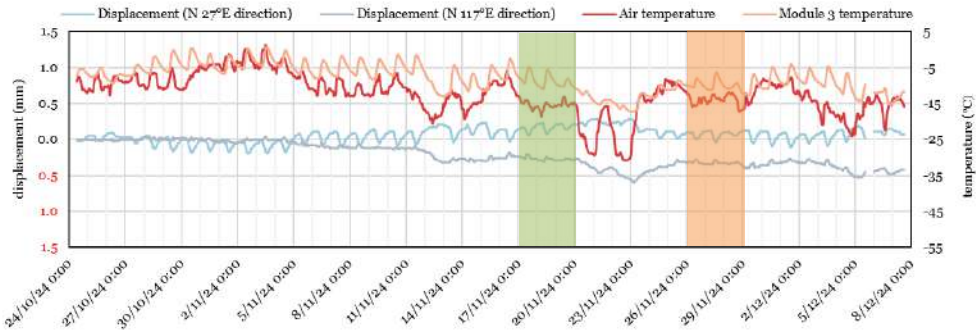
Fig 4 Displacement and temperature recorded in Module 3 and the air temperature at Capanna Margherita hut.

3.2. Short-term trends (Modules 3, 4 and 5)

From October 24th onwards, data from Modules 4 and 5 supplement the observations (Fig 6). External air temperature continues to oscillate daily, and its influence on internal sensor temperature varies due to the characteristics (volume and insulation) of the rooms where they are installed:

- Module 3 (about 10 m3, uninsulated shelter) records pronounced daily oscillations.
- Module 5 (about 120 m3, insulated - and not accessible in winter - room) shows minimal daily variations.
- Module 4 (about 20 m3, insulated room) exhibits an intermediate behaviour.

In all cases, short-term displacement patterns resemble those of Module 3, with daily cyclicity overlaid on cumulative drift. This point will be discussed in Section 4.1.



(a)

Fig 5(a) Air temperature, displacement and module temperature. a) module 3.



Fig 6 (b,c) Air temperature, displacement and module temperature. b) module 4; c) module 5.

4. Data analysis

4.1. Displacement patterns and thermal response

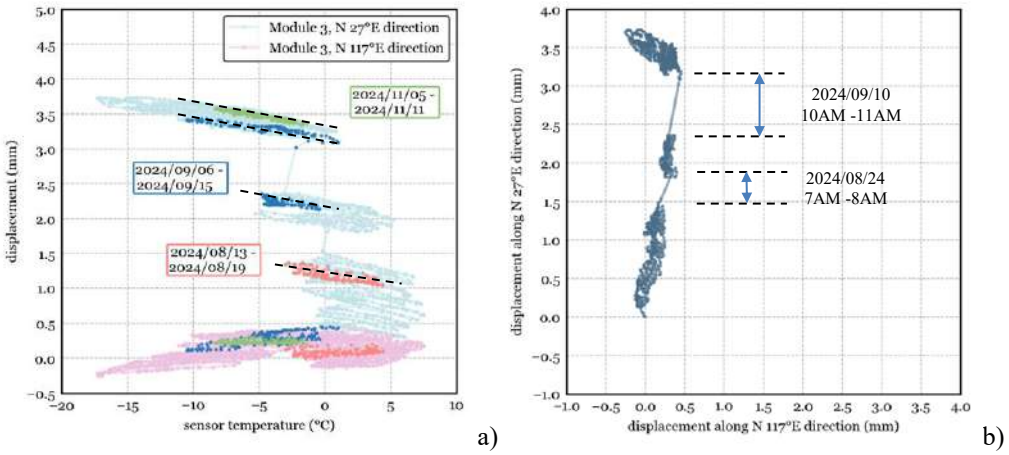


Fig 7 Module 3: a) displacements vs module temperature; b) displacement trajectory.

Fig 7a plots d_{27} and d_{117} against sensor temperature for Module 3 in the mid-term period, highlighting three key intervals (figure 4):

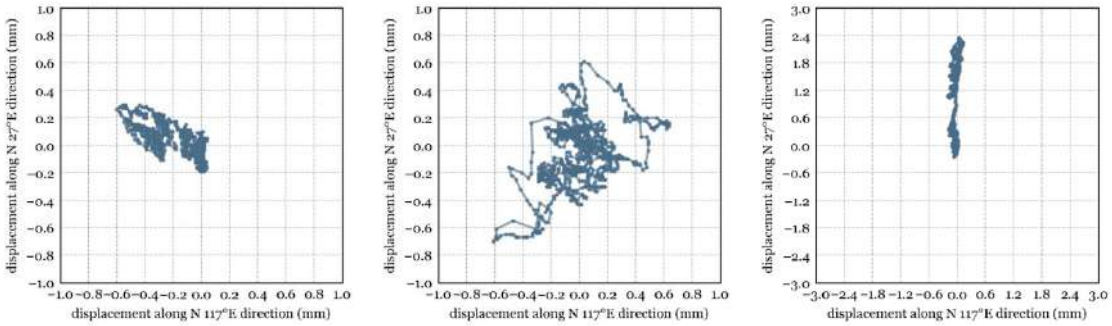
- August 13th – 19th: regular daily oscillations.
- September 6th – 15th: includes the abrupt displacement on September 10th.
- November 5th – 11th: regular daily oscillations.

For d_{27}, if short time windows are considered, a strong linear incremental relationship with temperature emerges, described approximately by $\Delta d_{27} \approx 0.03 \Delta T$ (black dotted lines in Fig 7a). With time, a shift (mostly progressive, with two rapid steps on August 24th and September 10th, as highlighted in Fig 6b) of the incremental trend is observed. d_{117} values are much smaller, which makes it difficult to assess correlations.

Fig 7b shows the displacement trajectory (d_{27} vs. d_{117}), revealing a significant change in direction post-September 10th. This shift implies an irreversible evolution of the structure/foundation system.

Displacement trajectories for all modules in the short term (Fig 8) confirm distinct behaviours.

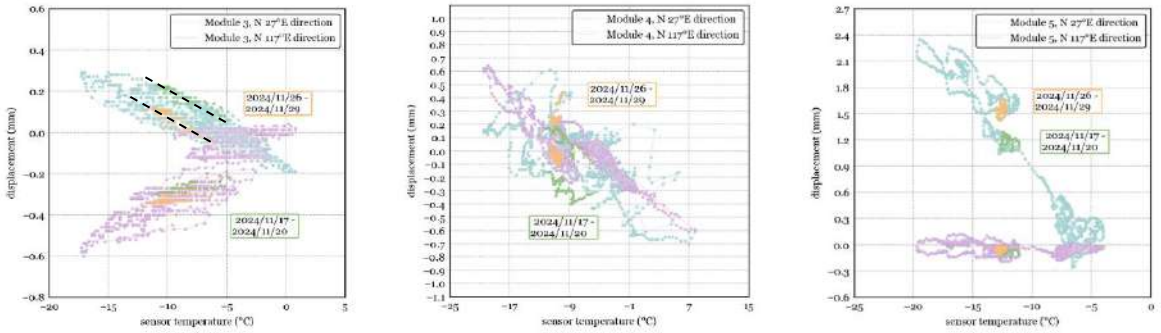
Displacements at sensor 5 are clearly oriented parallel to the longitudinal axis of the hut (N27) and are much bigger than those recorded at sensor 3 and 4. Moreover, while the direction of displacements at sensors 5 and 3 is almost constant, it continuously changes for sensor 4.



a) b) c)

Fig 8 Displacement trajectory: a) module 3; b) module 4; c) module 5 (period 2024/10/24 - 2024/12/07).

Fig 9 shows the short-term relationship between displacements and sensor temperature for all modules. With reference to the shorter time interval, the plotted data confirm the superimposition of a cyclic behaviour with a progressive accumulation of displacements. In this case, in order to interpret the data, two periods are highlighted: 2024/11/17-2024/11/20 and 2024/11/26-2024/11/29. They correspond to the periods immediately before and after the main variation of air temperature that had two big cycles between -15 and –30°C (see Fig 6).



a) b) c)

Fig 9 Displacements vs module temperature: a) module 3; b) module 4; c) module 5 (period 2024/10/24 - 2024/12/07).

Data from sensor 3 are characterized by the same trend observed for cyclic displacement that was highlighted before. The non-reversible effect of the large temperature cycle is evident because two distinct, albeit parallel, lines are required to interpolate the data corresponding to the two considered time windows. The same qualitative consideration is also valid for displacements recorded at sensors 4 and 5, although the interpretation of data is more complex (especially for sensor 4) due to the continuous rotation of the displacements. However, the irreversible effects of large temperature cycles are still evident.

4.2. Vibration analysis

Accelerometer data from Module 3 are shown in Fig 10, where dominant vibration frequencies in the x (N27°E), y (N117°E), and z (vertical) directions are summarised. Before September 10th, frequencies clustered around 110 Hz (z-axis) and 60 Hz (x/y axes). After the abrupt displacement event on September 10th, frequencies dropped across all directions, suggesting a loss of structural stiffness.
This observation supports the hypothesis of a structural adjustment, such as slippage at the strut-rock interface, which is possible due to the poor strut-rock connection (Fig 11), or a minor movement of the supporting rock block.

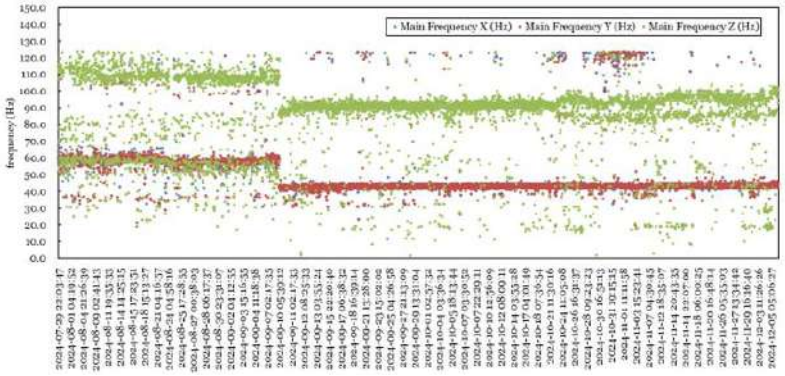


Fig 10 Main frequency of vibrations recorded in Module 3.

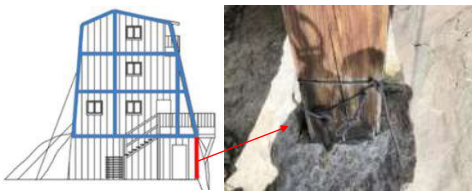


Fig 11 Structure sketch with the position of the monitored strut (module 3, red); typical strut-ground connection at Capanna Margherita.

5. Conclusion

The preliminary monitoring results shown in this paper provide several insights:

- Sensor temperatures exhibit daily cyclicity influenced by external air temperature and solar radiation, with room insulation significantly affecting amplitude and response time.
- Displacements are driven by thermal variations, showing both reversible daily cycles and progressive (with abrupt events) accumulation over months.
- Structural response is spatially heterogeneous: magnitude and direction of displacements vary among modules.
- A major displacement event on September 10th coincided with a shift in dynamic properties, likely linked to support/foundation adjustments.

Continued monitoring will clarify these phenomena and support the assessment of structural stability under climate evolution.

Bibliography

[1] Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). (2022). Summary for Policymakers, in Global Warming of 1.5°C: IPCC Special Report on Impacts of Global Warming of 1.5°C above Pre-industrial Levels in Context of Strengthening Response to Climate Change, Sustainable Development, and Efforts to Eradicate Poverty. Cambridge University Press, Cambridge, pp. 1–24.

[2] Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). (2022). The Ocean and Cryosphere in a Changing Climate: Special Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press, Cambridge.

[3] Gruber, S., and Haeberli, W. (2007). "Permafrost in steep bedrock slopes and its temperature-related destabilization following climate change," Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 112(F2). doi:10.1029/2006JF000547.

[4] Ravanel, L., Magnin, F., and Deline, P. (2017). "Impacts of the 2003 and 2015 summer heatwaves on permafrost-affected rock-walls in the Mont Blanc massif," Science of The Total Environment, 609, 132–143.

[5] Cathala, M., Magnin, F., Ravanel, L., Dorren, L., Zuanon, N., Berger, F., Bourrier, F., and Deline, P. (2024). "Mapping release and propagation areas of permafrost-related rock slope failures in the French Alps: A new methodological approach at regional scale," Geomorphology, 448, 109032.

[6] Bai, Y., and Calvetti, F. (2024). "Monitoring of global warming effects in High Alps," in Proceedings of the 9th International Conference on Civil Structural and Transportation Engineering (ICCSTE'24), Avestia, pp. 209/1–8.

UN APPROCCIO AGLI SPOSTAMENTI PER IL PROGETTO DELLE OPERE DI DIFESA DA FLUSSI GRANULARI SECCHI

Matteo Zerbi
Politecnico di Milano
matteo.zerbi@polimi.it

Francesco Calvetti
Politecnico di Milano
francesco.calvetti@polimi.it

Claudio di Prisco
Politecnico di Milano
claudio.diprisco@polimi.it

Sommario

I flussi granulari secchi sono frane rapide che mobilitano grandi volumi su lunghe distanze, spesso senza segnali premonitori. Per proteggere strutture e infrastrutture, si adottano barriere rigide o rilevati, la cui progettazione richiede una corretta stima della forza d'impatto. L'approccio tradizionale pseudo-statico, basato sulla forza massima applicata staticamente, risulta troppo conservativo.
Questo lavoro propone un metodo progettuale in grado di considerare la natura impulsiva del fenomeno. L'opera di protezione è schematizzata come corpo rigido e l'evoluzione temporale della forza d'impatto valutata in funzione della velocità, altezza e inclinazione del fronte, secondo una formula recentemente proposta in letteratura. L'equilibrio dinamico del corpo rigido consente di stimare lo spostamento della barriera, da confrontare con un limite ammissibile, per un dimensionamento più razionale dell'opera.

1. Introduzione

I flussi granulari secchi sono frane a cinematica rapida, caratterizzate da grandi volumi mobilitati, lunghe distanze percorse e assenza di segnali premonitori. Per mitigare il rischio associato a tali fenomeni, si ricorre tipicamente a opere di protezione come ostacoli rigidi o rilevati in terra rinforzata, progettati per intercettare e arrestare o deviare la massa in movimento. La progettazione di queste opere implica lo studio dell'impatto tra la frana e la barriera, un problema complesso a causa della natura impulsiva dell'evento. Attualmente, il progetto viene spesso condotto secondo un approccio pseudo-statico, in cui l'opera è dimensionata affinché la massima forza d'impatto, applicata staticamente, non ne determini il collasso. Tuttavia, tale metodologia può risultare eccessivamente conservativa, poiché trascura la dinamica effettiva del fenomeno.
In questo lavoro si propone un metodo progettuale innovativo che considera la risposta dinamica del sistema. L'approccio si basa su: (i) la schematizzazione dell'opera come corpo rigido; (ii) la valutazione

dell'evoluzione temporale della forza d'impatto in funzione della velocità della massa, della sua altezza e dell'inclinazione del fronte al momento dell'urto, secondo una formula recentemente proposta in letteratura; e (iii) l'analisi dell'equilibrio dinamico dell'opera per stimarne lo spostamento, da confrontare con un valore limite ammissibile.

2. Metodo

L'opera di protezione che si intende progettare consiste in un rilevato in terra rinforzata. Per lo spessore subverticale delle scarpate, il rilevato è assunto di sezione rettangolare, con altezza H e base B.
La forza d'impatto F, agente sull'opera nel tempo t, è stata assunta in funzione della porosità n_0 e altezza h_0 della massa in frana e delle velocità u_0 e inclinazione del fronte α_0 all'istante dell'impatto, secondo la formula recentemente proposta da Redaelli et al., 2021:

$$F(t) = F(u_0, n_0, h_0, \alpha_0, t) \tag{1}$$

Questa formula è stata sviluppata (i) andando a considerare l'ostacolo come rigido e fisso (la risposta strutturale viene quindi disaccoppiata), (ii) considerando condizioni di deformazione piana (l'altezza della frana è ridotta rispetto alla sua estensione planare e rispetto all'estensione planare dell'ostacolo) e (iii) assumendo che l'ostacolo sia sufficientemente alto che la massa impattante non riesca a scavalcarlo.
In particolare, porosità e velocità della massa sono state correlate assumendo che il flusso abbia raggiunto le condizioni stazionarie all'istante dell'impatto, usando la relazione proposta da Zerbi et al., 2024:

$$n_0 = n_{cr}\, e^{0.6349\, F_{r0}\, d_p\, /\, h_0} \tag{2}$$

dove $F_{r0} = u_0/\sqrt{g h_0}$ è il numero di Froude all'istante dell'impatto, n_{cr} la porosità critica e d_p è il diametro medio delle particelle della massa in frana (assunte di densità pari a ρ_p).
In Figura 1 è riportato un esempio dell'andamento temporale della forza d'impatto predetto dalla formula di Redaelli et al. (2021), in cui si distinguono chiaramente: (i) il picco della forza F_{peak}, che si verifica poco dopo l'inizio dell'impatto; (ii) la successiva diminuzione della forza, che si stabilizza in un contributo residuo F_{res} una volta esaurito l'impulso dinamico; e (iii) le oscillazioni della forza d'impatto, attribuibili alla propagazione di onde di compressione e rarefazione.

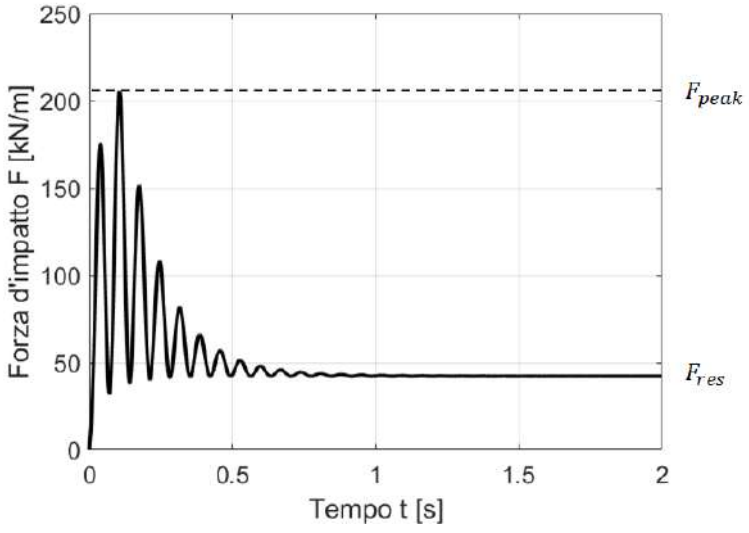


Figura 1 Storia temporale della forza d'impatto valutata con la formula di Redaelli et al., 2021, considerando le proprietà del materiale di Tabella 2 e come parametri d'impatto $\alpha_0 = 60°$, $h_0 = 1m$ *e* $u_0 = 5m/s$

Per il modesto braccio della spinta orizzontale durante l'impulso dinamico, si assume che il meccanismo più probabile sia quello di scivolamento (Rusconi, 2021). L'opera viene quindi schematizzata come corpo rigido e viene imposto l'equilibrio dinamico traslazionale (Figura 2)

$$F(t) - T_{lim} = m\,\ddot{x} \tag{3}$$

dove m è la massa del rilevato e T_{lim} la resistenza allo scorrimento mobilitata lungo l'interfaccia di base. La massa del rilevato m è stata valutata come

$$m = \rho\,B\,H \tag{4}$$

dove ρ è la densità del rilevato. La resistenza allo scorrimento T_{lim} è invece stata valutata come

$$T_{lim} = m\,g\,\frac{2}{3}\tan\phi' \tag{5}$$

dove $g = 9.81\ m/s^2$ è l'accelerazione di gravità e ϕ' è l'angolo d'attrito del materiale.

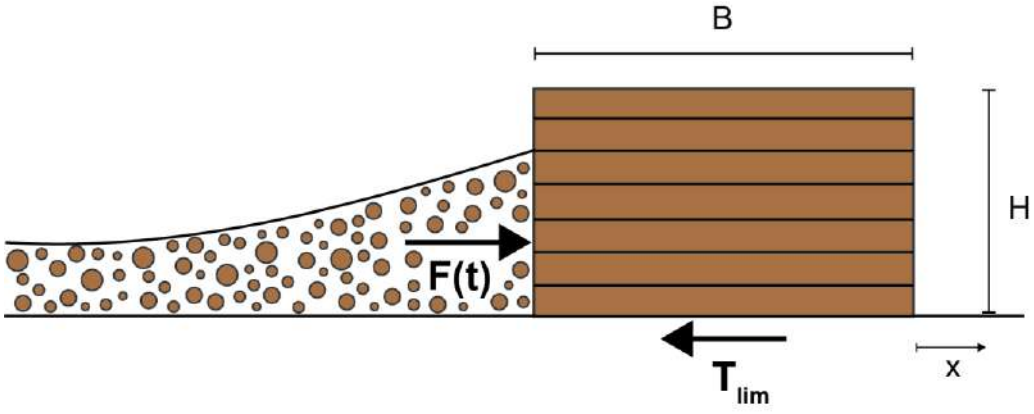


Figura 2 Schema dell'equilibrio alla traslazione orizzontale del rilevato

Il moto della struttura si attiva non appena viene verificata la condizione:

$$F(t) > T_{lim} \tag{6}$$

a partire dalla quale è necessario considerare le forze d'inerzia per garantire l'equilibrio dinamico del corpo.
Successivamente per ogni istante temporale t, vengono calcolati l'accelerazione della massa $\ddot{x}$

$$\ddot{x}(t) = \frac{F(t) - T_{lim}}{m} \tag{7}$$

e attraverso integrazione numerica anche la velocità $\dot{x}$ e lo spostamento x della massa, impiegando il metodo dell'accelerazione media di Newmark (incondizionatamente stabile).
Durante l'integrazione quando si ritorna alla condizione $F(t) < T_{lim}$, si osserva una progressiva decelerazione dell'opera fino all'arresto. In caso di ulteriore superamento della T_{lim} si ripete il processo di integrazione. L'integrazione è condotta considerando al tempo $t = 0$ spostamento e velocità nulli.

Si osserva che (i) se $F(t) < T_{lim}$ per ogni istante temporale, allora l'opera non subisce alcuno spostamento, (ii) se la forza residua $F_{res} < T_{lim}$ allora il modello prevede una configurazione stabile per l'opera al termine dell'impatto e (iii) se $F_{res} > T_{lim}$ allora il modello prevede una risposta instabile del sistema, con continuo accumulo di spostamenti ad accelerazione costante. Si sottolinea che quest'ultimo comportamento, non realistico, è una conseguenza del fatto che la forza d'impatto è valutata in modo disaccoppiato rispetto alla risposta strutturale.
Le proprietà del rilevato sono riportate in Tabella 1. Per il calcolo della forza d'impatto $F(t)$ si è considerato un materiale di riferimento le cui proprietà sono riportate in Tabella 2. È stata quindi condotta un'analisi di sensitività, variando i parametri di impatto h_0 e u_0 mentre α_0 è stato mantenuto costante (Tabella 3).

Tabella 1 Proprietà del rilevato

$H\ [m]$	$B\ [m]$	$\rho\ [kg/m^3]$
3	5	2000

Tabella 2 Proprietà del materiale di riferimento per il calcolo della forza d'impatto

$d_p\ [m]$	$\rho_p\ [kg/m^3]$	$\phi'\ [°]$	$n_{cr}\ [-]$
0.002	2600	36	0.416

Tabella 3 Parametri di impatto considerati nell'analisi di sensitività

$\alpha_0\ [°]$	$h_0\ [m]$	$u_0\ [m/s]$
60	$0.5 - 1.25$	$1 - 6$

3. Risultati

In questa sezione sono illustrati i risultati ottenuti nell'analisi parametrica in cui sono stati variati l'altezza h_0 e la velocità u_0 della massa in frana all'istante dell'impatto mentre è stata mantenuta fissata l'inclinazione del fronte della massa α_0.
In Figura 3 sono riportati gli spostamenti residui dell'opera. Risulta evidente che (i) al crescere di u_0 e h_0, lo spostamento residuo dell'opera aumenta e (ii) per $h_0 \leq 0.75m$ gli spostamenti residui risultano trascurabili, nel range di u_0 considerato. Fissato uno spostamento limite pari a $10cm$ e un'altezza della frana h_0 è possibile individuare in Figura la massima velocità all'istante dell'impatto u_0 ammissibile.
È stata eseguita anche la verifica dell'opera con un approccio pseudostatico tradizionale andando a definire il Fattore di Sicurezza FS come rapporto tra la resistenza allo scorrimento disponibile T_{lim} e la forza di picco $F_{peak} = max|F(t)|$

$$FS = T_{lim}/F_{peak} \tag{8}$$

I risultati della verifica secondo l'approccio pseudostatico sono riportati in Figura 4.
Per confrontare i due approcci (dinamico e pseudostatico) in Figura 5 è stato riportato lo spostamento residuo dell'opera x in funzione del corrispondente Fattore di Sicurezza FS. È interessante osservare che anche per valori di FS significativamente minori di 1 (condizione che implicherebbe il collasso dell'opera secondo l'approccio pseudostatico), lo spostamento residuo dell'opera si mantiene al di sotto della soglia di spostamento massimo ammissibile (fissata in questo caso in $10cm$). Ne consegue che l'approccio pseudostatico, in questo caso, risulta eccessivamente cautelativo rispetto a quello dinamico.

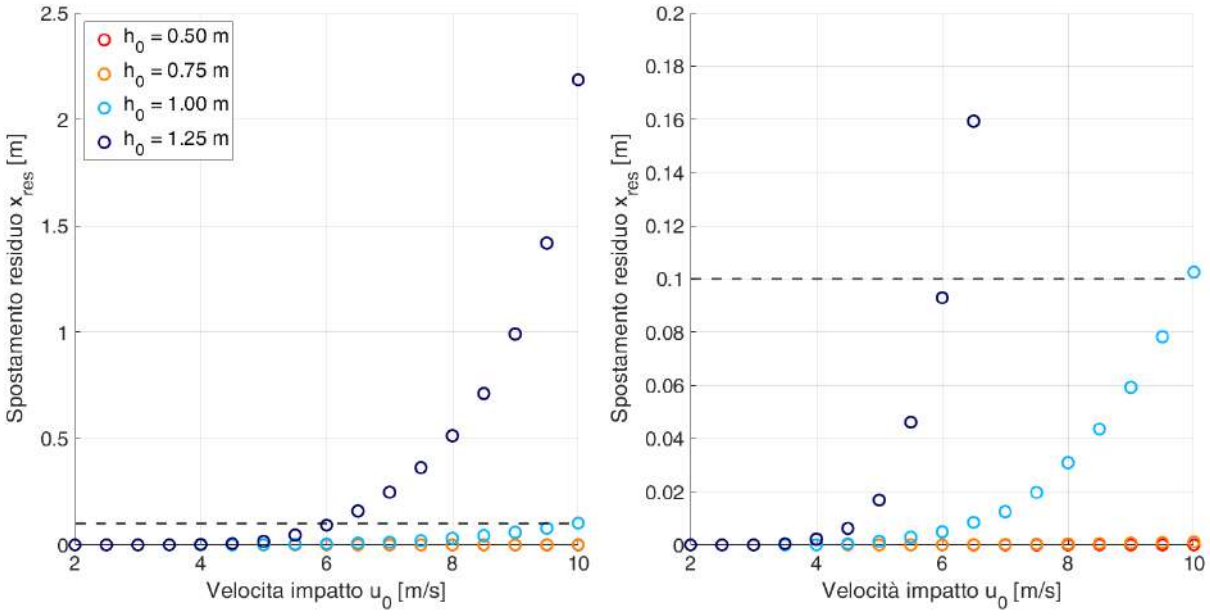


Figura 3 Spostamento residuo del rilevato al variare della velocità d'impatto per diverse altezze della massa in frana

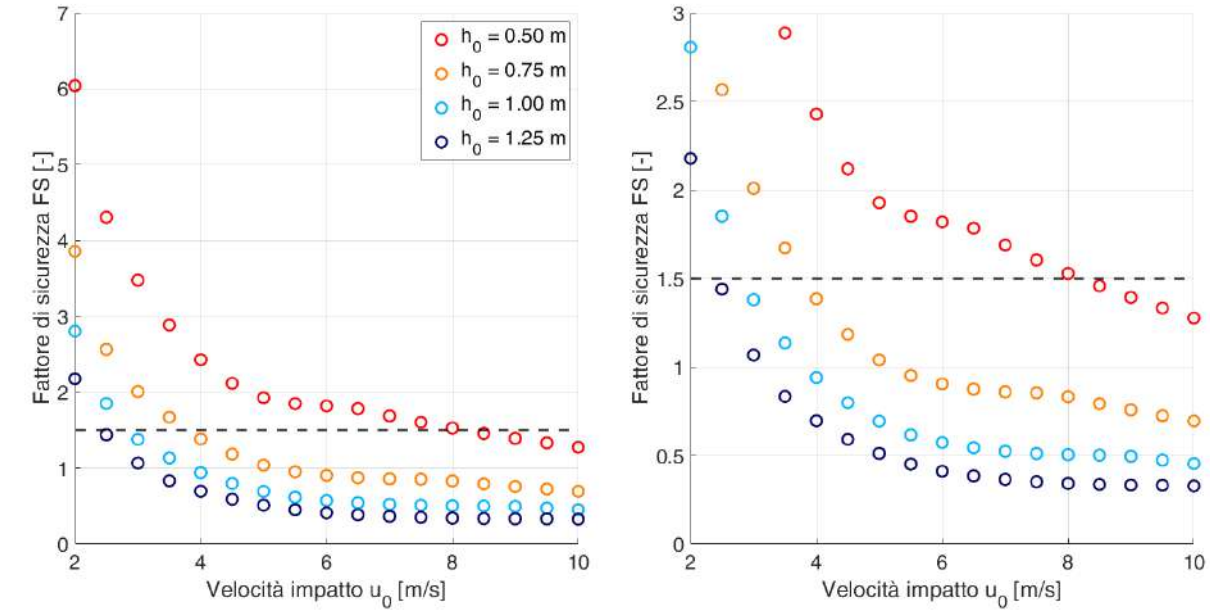


Figura 4 Fattore di sicurezza allo scivolamento al variare della velocità d'impatto per diverse altezze della massa in frana

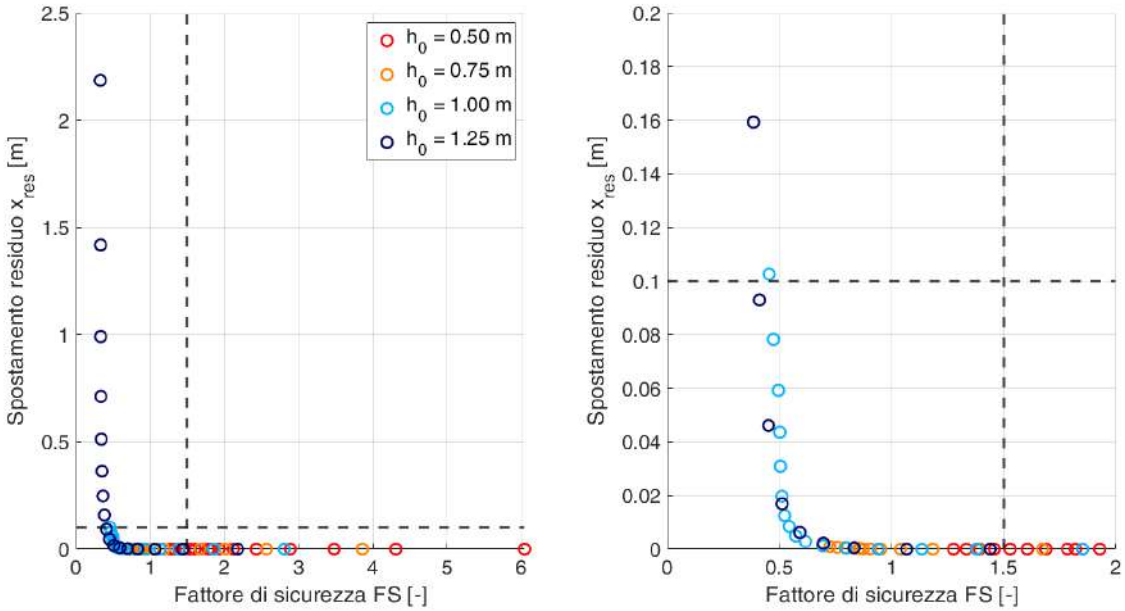


Figura 5 Spostamento residuo del rilevato in funzione del corrispondente fattore di sicurezza allo scivolamento

4. Conclusioni

In questa nota, il progetto di un rilevato di difesa contro flussi granulari secchi è stato studiato utilizzando un approccio pseudostatico tradizionale e un approccio dinamico innovativo in grado di considerare la natura impulsiva dell'impatto del flusso sull'opera.

Quest'ultimo si basa su (i) la schematizzazione dell'opera di difesa come corpo rigido, (ii) la valutazione dell'evoluzione temporale della forza d'impatto valutata in funzione della velocità, altezza e inclinazione del fronte, secondo una formula recentemente proposta in letteratura e (iii) l'integrazione temporale dell'equazione del moto per il corpo rigido per la valutazione dello spostamento nel tempo dell'opera.

I risultati ottenuti mostrano chiaramente che l'approccio dinamico consente una valutazione più razionale e meno conservativa rispetto al metodo pseudostatico tradizionale. In particolare, si è osservato che anche in condizioni in cui il Fattore di Sicurezza risulta inferiore a 1, lo spostamento residuo dell'opera può rimanere entro limiti accettabili, evidenziando come il superamento temporaneo della resistenza allo scorrimento non implichi necessariamente il collasso dell'opera.

L'approccio proposto permette dunque di superare la visione statica e conservativa del problema, introducendo un criterio progettuale più aderente alla reale risposta dinamica dell'opera. Ciò si traduce in una maggiore efficienza del dimensionamento e favorisce una progettazione più sostenibile delle opere di protezione.

Bibliografia

Rusconi, M. Progettazione di opere provvisionali di difesa da colate rapide. Tesi di Laurea Magistrale, Politecnico di Milano (2021)

Redaelli, I., di Prisco, C. & Calvetti, F. Dry granular masses impacting on rigid obstacles: numerical analysis and theoretical modelling. *Acta Geotech.* **16**, 3923–3946 (2021). https://doi.org/10.1007/s11440-021-01337-z

Zerbi, M., Marveggio, P., di Prisco, C. (2023). Impact of Granular Masses on Sheltering Structures: Definition of the Initial Conditions for the Assessment of Impact Forces. In: Ferrari, A., Rosone, M., Ziccarelli, M., Gottardi, G. (eds) Geotechnical Engineering in the Digital and Technological Innovation Era. CNRIG 2023. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-34761-0_91

PRIMI RISULTATI E CONSIDERAZIONI SU UN DATABASE A PIÙ VARIABILI RELATIVE AL RINFORZO DEI TERRENI DOVUTO ALLA PRESENZA DI APPARATI RADICALI

Andrea Geppetti
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze
andrea.geppetti@unifi.it

Andrea Dani
Dipartimento di
Scienze e Tecnologie Agrarie, Alimentari, Ambientali e Forestali, Università di Firenze
andrea.dani@unifi.it

Federico Preti
Dipartimento di
Scienze e Tecnologie Agrarie, Alimentari, Ambientali e Forestali, Università di Firenze
federico.preti@unifi.it

Marco Uzielli
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze
marco.uzielli@unifi.it

Sommario

La presenza di vegetazione viva e sviluppata in un terreno apporta numerosi vantaggi, tra cui l'incremento di resistenza meccanica e la riduzione dell'umidità media a causa dell'attività fisiologica. In questo lavoro vengono esposte le prime considerazioni su una raccolta di dati derivati dall'analisi di pubblicazioni scientifiche che trattano la resistenza di terreni radicati. Il lavoro è ancora in uno stato preliminare ma, già in questa fase possono essere evinte alcune informazioni sulle specie indagate, sulle tecniche utilizzate per determinare le caratteristiche meccaniche e geometriche delle radici, su come viene modellato il contributo in resistenza e sulle profondità medie indagate. Tuttavia, tutte queste informazioni devono essere estesamente implementate.

1. Introduzione

Numerosi studi, tramite considerazioni teoriche prove sperimentali e analisi numeriche, hanno dimostrato che la presenza di apparati radicali può contribuire positivamente alle caratteristiche di resistenza dei terreni. Sempre più frequente è lo sfruttamento del contributo alla resistenza di strati superficiali di terreno radicati per incrementare la stabilità di pendii soprattutto in ambito di interventi di Ingegneria Naturalistica (IN) o Soil Water Bioengineering (SWBe). Nel caso in cui la resistenza del terreno venga espressa tramite il criterio di rottura di Mohr-Coulomb il contributo dovuto alla presenza delle radici viene modellata come una coesione apparente che si somma a quella (se presente) del terreno. La quantificazione di questa coesione è piuttosto complessa e ad esclusione dei rari casi in cui viene misurata tramite prove di taglio diretto in sito e in vera grandezza richiede la conoscenza di

numerose quantità come: l'andamento del diametro delle radici con la profondità, la resistenza a trazione di sezioni di radici di diverse dimensioni, conoscenze sul terreno in cui cresce la pianta le condizioni climatiche del luogo e la quantità e tipologia di piante sull'area d'indagine. Inoltre, le piante crescendo cambiano le condizioni di resistenza apportate al terreno in tempi relativamente brevi quindi per una schematizzazione che comprenda la variabilità spaziale delle singole piante, si fa riferimento all'età della pianta e il diametro del fusto al colletto. Sono stati pubblicati numerosi lavori scientifici in cui viene valutato il contributo alla resistenza del terreno fornito dalle radici; tuttavia, per quanto a conoscenza degli autori, questi contributi si riferiscono quasi sempre a casi studio specifici con determinate caratteristiche geometriche, fisiche, meccaniche, pedo-climatiche e ambientali. Nel presente lavoro viene presentato un database che raccoglie in maniera organizzata e ordinata numerose informazioni ricavate da articoli scientifici che trattano il rinforzo di terreni radicati. Sebbene in una fase preliminare questo strumento può essere di interesse per coloro che studiano questi argomenti per avere un rapido confronto con i propri risultati, inoltre, la valutazione statistica dei parametri estratti potrà fornire importanti informazioni sulla dispersione dei dati sulle incertezze di vario tipo (sperimentali, di modello ecc..) e infine essere un utile riferimento per i progettisti di opere di Ingegneria Geotecnica Naturalistica. Il database è in una fase preliminare e ancora altro lavoro è necessario per implementare altri dati e lavori.

2. Cenni su metodi per la misura o la stima del contributo alla resistenza fornita dalle radici ai terreni

Sono stati proposti numerosi metodi per determinare o stimare il contributo alla resistenza fornito dagli apparati radicali ai terreni. Gli articoli esaminati nel presente lavoro modellano il contributo alla resistenza apportato dalle radici come una coesione apparente che va ad aggiungersi a quella (se presente) del terreno. Esprimendo la resistenza a taglio del terreno secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb si ottiene:

$$\tau = c_t + c_r + \sigma \tan \varphi \quad (1)$$

Dove c_t è la coesione del terreno, c_r è la coesione apparente offerta dalle radici, σ è la tensione normale al piano di taglio e φ è l'angolo di resistenza al taglio del terreno. La coesione radicale viene generalmente determinata attraverso prove sperimentali, oppure stimata tramite correlazioni che si basano su teorie che partono da misure di prove a trazione su radici di diversi diametri e da valutazioni sulla distribuzione del sistema radicale con la profondità, oppure tramite analisi di stabilità a ritroso di frane avvenute. Nel presente database non sono stati considerati lavori che hanno determinato la coesione apparente radicale tramite back analysis. In particolare, le prove sperimentali per misurare la coesione apparente radicale sono prove di taglio diretto in vera grandezza in cui viene scavata una trincea intorno al volume di terreno da indagare e, successivamente, viene montata una scatola di taglio di dimensioni notevoli con cui viene realizzata la prova. Alternativamente vengono fatte crescere delle piante direttamente nella scatola di taglio in cui viene eseguita la prova. Alcuni ricercatori invece hanno inserito piccole parti di apparato radicale e terreno in apparecchiature di taglio diretto o triassiali standard. In generale le prove vengono ripetute senza gli apparati radicali ma solo con terreno in modo da poter ottenere il contributo alla coesione offerto esclusivamente dalle radici. Wu (1976) propose un metodo di stima della coesione radicale ipotizzando che tutte le radici si rompessero simultaneamente e che lo sfilamento non potesse avvenire. Secondo questo modello le radici (che sono dotate di una ridotta resistenza a flessione e a taglio) contribuiscono ad aumentare la resistenza a taglio del terreno tramite la componente tangenziale e per effetto del confinamento sulla banda di taglio esercitato dalla componente normale della resistenza a trazione della fibra.

$$c_r = (\sin \theta + \cos \theta \tan \varphi) t_r \quad (2)$$

Dove θ è l'angolo della radice rispetto al piano di scorrimento e t_r è la resistenza a trazione della radice per unità di area del terreno. L'angolo θ è di difficile determinazione, quindi è stato proposto di sostituire il termine tra parentesi con un coefficiente correttivo k' che viene solitamente posto pari a 1.2. La resistenza a trazione della radice per unità di area del terreno può essere espressa come:

$$t_r = T_r RAR \quad (3)$$

Dove T_r è resistenza a trazione media rispetto alla sezione trasversale media delle radici e RAR è il rapporto tra A_r l'area totale della sezione trasversale delle radici e A l'area di terreno rispetto al campionamento. Le grandezze T_r e RAR dipendono dall'area (e quindi dal dimetro) delle radici. Un'espressione piuttosto comune tra la resistenza a trazione e diametro è:

$$T_r(d) = ad^{-b} \quad (4)$$

Dove d è il diametro della radice e a e b sono costanti di adattamento del modello. Nella pratica o si considera una tensione di trazione media rispetto ad una classe di diametri oppure si fa riferimento all'Eq. 4. Queste quantità vengono moltiplicate per una RAR_n media riferita alla stessa classe di diametri che in genere si riferiscono ad una certa profondità.

$$\left(T_r(d), \sum_{n=1}^{N} t_{r,n}\right) \sum_{n=1}^{N} RAR_n \quad (5)$$

Combinando le Eq. 2, 3 e 4 è possibile ricavare la coesione radicale come:

$$c_r = k' \left(T_r(d), \sum_{n=1}^{N} t_{r,n}\right) \sum_{n=1}^{N} RAR_n \quad (6)$$

Questa formulazione è comunemente nota come modello W&W (Wu 1976, Waldron 1977). Numerose modifiche sono state proposte al modello W&W da diversi ricercatori e quelle presenti nel datatbase sono di seguito brevemente descritte. Preti (2006) ha introdotto un coefficiente k'=0.4 moltiplicativo per ridurre le sovrastime ottenute con il modello W&W. Contrariamente a quanto ipotizzato nel modello di Wu (1976) sono stati proposti dei modelli denominati Fiber Bundle Model (FBM) in cui non è prevista la rottura simultanea delle radici. In questi modelli la forza di trazione (o un incremento di deformazione) sul fascio di radici viene incrementata gradualmente finché una o più radici non raggiunge la rottura. In seguito, la forza viene ridistribuita sulle radici rimanenti e se non viene raggiunta la rottura la forza (o la deformazione) applicata viene ulteriormente incrementata. Il processo viene ripetuto fino alla completa rottura del fascio. Daniels (1945) ipotizzò che una forza applicata a un fascio di n radici si distribuisse in maniera omogenea su tutte le fibre a prescindere dal diametro invece Pollen and Simon (2005) propongono di ridistribuire la forza secondo il rapporto del diametro della singola radice rispetto alla somma dei diametri del fascio, il modello proposto da Hidalgo et al., (2001) sottopone ogni radice alla stessa tensione a trazione e infine il modello proposto da Schwarz et al. (2010), impone successive deformazioni ad un gruppo di n radici parallele anziché imporre tensioni.

3. Primi risultati e considerazioni sulle informazioni raccolte nel database

Il database è in uno stato preliminare e quindi non ancora rappresentativo della letteratura

sull'argomento. Sono stati analizzati 20 articoli scientifici che trattano il contributo alla resistenza dei terreni fornito da apparati radicali. Le informazioni estrapolate e riportate (ove presenti) in Tab. 1 sono: ubicazione dell'aera di studio, specie vegetale indagata, tipologia di prova sperimentale eseguita, età delle piante, profondità indagate, numero di prove sperimentali eseguite, resistenza a taglio media in kPa (ottenuta da prove di taglio diretto), coesione apparente radicale in kPa, resistenza a trazione radicale in MPa, i modelli di stima della coesione radicale utilizzati dall'autore e i parametri a e b di adattamento al modello riportati in Eq. 4.

Tab 1. Informazioni ricavate dai lavori riguardanti il contributo alla resistenza dei terreni fornito dalle radici

Autori	Località	Specie vgetale	Tipologia di prova	Età [anni]	Prof. [cm]	N. P. [-]	R.t [kPa]	C. [kPa]	Tr [MPa]	Modello	a	b
Endo & Tsuruta (1969)	Giappone	*BJ & AJ*	Taglio diretto	3	25÷30	37	11					
Abe & Iwamoto (1986)	Giappone	*CJ*	Taglio diretto	6	50	3	21	5				
Abernethy & Rutherfurd (2001)	Rosedale Victoria, Australia	*Ec* *Me*	Trazione		0÷200 0÷140	190			1÷214 0÷105	Wu79	49.391	0.773
Simon & Collison (2002)	Mississipi, USA	*Po* *Bn* *Ls* *Sn* *Pv* *Td*	Trazione	7 7 10 5 5 5	74 56 38 32 67 17	50		7 8 4 2 18 6	23 16 12 12 19 28	Wu79		
Bischetti et al. (2005)	Lombardia Italia	*Fs* *Sp* *Sc* *Fe* *Av* *Ca* *Pa* *Ld*	Trazione			676			2 ÷731 2÷522 6÷409 5÷297 3÷92 12÷257 6÷650 6÷428		41.65 26.33 34.5 35.73 34.76 60.15 28.1 33.45	0.97 0.95 1.02 1.11 0.69 0.75 0.72 0.75
De Baets et al. (2008)	Murcia Spagna	*Dv* *Rs* *Th* *Ft* *Tc* *Dp* *Ot* *Ac* *Ah* *Tz* *Ro* *Ab* *Sg* *No* *Tc* *Ja* *Pa* *Ls* *Pla* *Lsp* *Hf* *Abr* *St* *Pm* *Br*	Trazione		6÷45 6÷36 6÷45 6÷15 6÷36 6÷45 6÷55 6÷45 6÷45 6÷15 6÷36 6÷36 6÷45 6÷15 6÷85 6÷36 6÷26 6÷15 6÷26 6÷26 6÷15 6÷15 6÷36 6÷26 6÷15	1250		4÷39 46÷134 4÷34 25 2÷21 4÷17 4÷19 18÷158 5÷60 6÷17 2÷15 1÷82 6÷33 23 9÷53 6÷302 33÷65 9÷24 3÷53 3÷98 52÷167 52÷187 12÷29 17÷72 29÷239		Wu79	18.94 16.36 33.31 15.71 18.72 16.32 9.59 8.43 45.59 19.31 12.89 30.12 44.23 4.41 31.74 23.23 34.29 33.82 16.75 19.28 14.51 4.77 24.34 11.49 45.05	0.45 0.64 0.66 0.45 0.62 0.56 0.73 0.77 0.61 0.51 1.75 0.89 0.89 0.78 0.85 0.52 0.68 1.08 1.52 0.61 1.77 0.61
Abdi et al. (2010)	Iran	*Pp*	Trazione		5÷65	121		2÷46	12÷57		26.84 33.05	0.37
Comino & Marengo (2010)	Asti Italia	*Cd* *Rc* *Jh*	Trazione	2	10÷40 10÷40 10÷40	298		0.6÷2 0.3÷2 0.5÷2	6÷202 3÷60 5÷61		37.77 19.9 14.79	1.28 0.83 0.89
Burylo etal. (2011)	Provenza Francia	*Pn* *Qp* *Gc* *Ts* *Aca* *Am*	Trazione		5÷25 5÷35 10÷60 5÷20 5÷55 5÷40	158		0.2÷0.9 0.2÷1 0.2÷8 0.2÷6 0.2÷4 0.2÷7		Wa Wu79	12.41 17.37 14.67 16.57 17.59	0.69 0.63 0.76 1.02 1.22
	Loess	*Rp*	Trazione	17	5÷45	120		26÷62			50.197	0.284

Autori	Località	Specie vgetale	Tipologia di prova	Età [anni]	Prof. [cm]	N. P. [-]	R.t [kPa]	C. [kPa]	Tr [MPa]	Modello	a	b
Ji et al. (2012)	Cina	*Plo*			5÷46			4÷17		Da Wu76 Wa Wu79 Hi PoS Pr TPB Sc	21.936	0.478
Bassanelli et al. (2013)	Valcuvia Italia	*Cs*	Trazione	40	10÷90	144		5÷25	13	PoS		
Naghdi et al. (2013)	Iran	*As*	Trazione		0÷100	39		6÷111	16	Wu	11.36	0.75
Abdi (2014)	Iran	*Fo*	Trazione		5÷65			0.3÷2	38	Wa	41.12	0.26
Ghestem et al. (2014)	Provenza Francia	*RcL.* *JcL.* *RcM*	Taglio diretto	0.8	60	23	9 2 1			Wu		
Leung et al. (2015)	Hong Kong	*Rt* *Ms* *Sh* *Rth*	Trazione		5÷40 5÷40 5÷90 5÷90	350		0.04÷1 0.02÷1 0.04÷1 0.03÷0.8	22 345 19 32	Wu	49.54 36.39 69.82 63.1	0.82 0.51 0.83 0.83
Chiaradia et al. (2016)	Lombardia Italia	*Pa* *Fs* *Cs*	Trazione		100	73		0.3÷9 2÷31 1÷9		PoS	8.31 19.66 10.8	1.85 1.7 1.61
Federica et al. (2017)	Botticino Italy	*Avu* *Be* *Sr*	Trazione			421		0.2÷0.4 0.08÷2 0.4÷2	55 81 31	PoS	11.88 33.3 15.27	0.81 0.61 0.71
Ettbeb et al. (2020)	Banji Malaysia	*Ppo* *Ppe*	Trazione Taglio diretto	0.2/0.5		64 2	7 2	3 2	2÷18 2÷16			
Meng & Yang (2020)	Pechino Cina	*Lx*	Ttriassiale			14		2÷14				
Draebing et al. (2022)	Baviera Germani	*Pa* *Ps* Fs	Trazione		0÷50 0÷50 0÷40	27		2÷12 2÷6 13÷24		Wa Wu84 Sch	14.22	1.13

*N. P.= numero di prove, R.t= Resistenza a taglio, C.= coesione apparente radicale, a e b parametri di modello Eq. 4, Bj=Betula japonica, AJ=Alnus japonica, Cj=Cryptomeria japonica, Ec=Eucalyptus camaldulensis, Me=Melaleuca ericifolia, Po=Platanus occidentalis, Bn=Betula nigra, Sn=Salix nigra Ls=Liquidambar styroflora, Pv=Panicum virgatum, Td=Tripsacum dactyloides, Fs=Fagus sylvatica, Sp=Salix purpurea, Sc=Salix caprea, Fe=Fraxinus excelsa, Av=Alnus viridis, Ca=Corylus avellana, Pa=Picea abies, Ld=Larix decidua, Dv=Dittrichia viscosa, Rs=Retama sphaerocarpa, Th=Thymelaea hirsuta, Ft=Fumana thymifolia, Dp=Dorycnium pentaphyllum, Ot=Ononis tridentata, Ac=Anthyllis cytisoides, Ah=Atriplex halimus, Tz=Thymus zygis, Ro=Rosmarinus officinalis, Ab=Artemisia barrelieri, Sg=Salsola genistoides, No=Nerium oleander, Tc=Tamarix canariensis, Ja=Juncus acutus, Pa=Phragmites australis, Ls=Limonium supinum, Pla=Plantago albicans, Lsp=Lygeum spartum, Hf=Helictotrichon filifolium, Abr=Avenula bromoides, St=Stipa tenacissima, Pm=Piptatherum miliaceum, Br=Brachypodium retusum, Pp=Parrotia persica, Cd=Cotoneaster dammeri, Rc=Rosa canina, Jh=Juniperus horizontalis, Pn=Pinus nigra, Qp=Quercus pubescens, Gc=Genista cinerea,Ts=Thymus serpyllum, Aca=Achnatherum calamagrostis, Am=Aphyllantes monspeliensis, Rp=Robinia pseudoacacia, Plo=Platycladus orientalis, Cs=Castanea sativa, As=Alnus subcordata, Fo=Fagus orientalis, RcL.=Ricinus communis L., JcL.=Jatropha curcas L., RcM=Rhus chinensis Mill, Rt=Rhodomyrtus tomentosa, Ms=Melastoma sanguineum, Sh=Schefflera heptaphylla, Rth=Reevesia thyrsoidea, Avu=Anthyllis vulneraria, Be=Bromus erectus, Sr=Stachys recta , Ppo=P. polystachion, Ppe=P. pedicellatum, Lx=Ligustrum x vicaryi, Ps=Pinus sylvestris, Da=Daniels (1945), Wu79=Wu et al. (1976), Wu79=Wu et al. (1979), Wa=Waldron (1977), Wu84=Wu et al. (1984),Hi=Hidalgo et al., (2001), Sch=Schmidt et al. (2001), PoS=Pollen & Simon (2005), Pr=Preti (2006), TPB= Thomas and Pollen-Bankhead (2010), Sc=Schwarz et al. (2010).

Dall'osservazione di Tab. 1 è possibile evincere che i siti di indagine si distribuiscono più o meno in tutto il pianeta. Le specie vegetali esaminate sono 70 di cui le più indagate sono: Picea abies presente in 4 lavori (≈6%), Fagus sylvatica in 3 (≈4%) e Tamarix canariensis e Castanea sativa in 2. Un totale di 4060 prove sperimentali sono riportate di cui la maggioranza (3981 ovvero ≈98% del totale) è rappresentata da prove di trazione su radici seguite da prove di taglio diretto (65 cioè quasi il 2% del totale) e infine prove triassiali (14 in tutto riportate nel lavoro di Meng & Yang 2020). Questo risultato è piuttosto prevedibile in quanto le prove di trazione sono in generale più semplici da realizzare e inoltre richiedono di testare un numero rilevante di fibre di diametri diversi per ottenere un adeguata rilevanza statistica. L'età della pianta, che è un'informazione (insieme ad altre come stgionalità di sviluppo) molto importante per valutare le proprietà meccaniche delle sue radici, non è riportata in molti lavori e varia da un minimo di 2 mesi (*P. polystachion P. pedicellatum,* Ettbeb et al. 2020) ad un massimo di 40 anni (*Castanea sativa* Bassanelli et al. 2013). Un'altra informazione fondamentale è sapere a che profondità rispetto al piano campagna una certa caratteristica meccanica della radice è stata determinata. In numerosi lavori informazioni sulle radici sono riportati con la profondità per le diverse specie vegetali. Per motivi di spazio non è stato possibile riportare tutti i valori delle grandezze analizzate (Resistenza a taglio, coesione radicale, Resistenza a trazione) con la profondità ma, solo gli estremi. Le profondità massime indagate si attestano attorno ai 50 cm con due estremi di 140 e 200 cm (Abernethy & Rutherfurd 2001). La resistenza a taglio determinata riportate in Tab. 1 sono state ottenute decurtando alla resistenza a rottura determinata con la prova di taglio diretto condotte in campioni composti di terreno e radici quella ottenuta da campioni composti da solo terreno per Abe & Iwamoto (1986), Ghestem et al. (2014) e Ettbeb et al. (2020) mentre non è stato possibile per Endo & Tsuruta (1969). La resistenza a taglio maggiore di 21 kPa è stata registrata da Abe & Iwamoto (1986) (*Cryptomeria*

japonica) mentre la minore risulta pari a 1 kPa (Ghestem et al. 2014 *Rhus chinensis*). I valori di coesione apparente delle radici sono assai dispersi con valori massimi che raggiungono i 239 302 kPa (*Brachypodium retusum Juncus acutus* rispettivamente De Baets et al. 2008) e minimi quasi nulli. Anche i valori misurati di resistenza a trazione risultano molto variabili con valori massimi che raggiungono i 650 731 kPa (*Phragmites australis Fagus sylvatica* Bischetti et al. 2005) e minori sempre prossimi a zero. Per quanta riguarda i modelli utilizzati dagli autori per stimare la coesione radicale il più largamente utilizzato è quello di Wu (1976) probabilente per la sua semplicità. Per quanto riguarda le costanti a e b dell'Eq. 4 il valore di a oscilla da un massimo di 69.82 (b=0.82 *Schefflera heptaphylla* Leung et al. 2015) e un minimo di 4.41 (b=1,75 *Nerium oleander* De Baets et al. 2008).

4. Conclusioni

Il presente lavoro trae delle considerazioni e ricava dei risultati preliminari su dati raccolti da lavori scientifici che trattano il rinforzo fornito ai terreni dalle radici. Sono stati considerati articoli che considerano il contributo alla resistenza come una coesione apparente radicale da aggiungere a quella (ove presente) del terreno. Inoltre, sono stati selezionati solamente lavori che ricavano i valori di coesione oltre che da prove di taglio diretto o triassiali anche da stime che si basano su la resistenza a trazione e la geometria del sistema radice. Altre informazioni raccolte sono la specie vegetale indagata l'età delle piante la resistenza a trazione delle radici il tipo di modello applicato per stimare la coesione e le costanti di adattamento ai dati sperimentali che correlano la resistenza a trazione con il diametro della radice. Lo studio ha riguardato 20 articoli e quindi non può essere considerato rappresentativo della letteratura dell'argomento. Inoltre, è necessario implementare il database con altre informazioni come l'andamento della RAR con la profondità le informazioni pedoclimatiche dell'area in studio raggruppare le diverse specie vegetali per categoria (es. alberi, arbusti, erbe e altro) ecc. per cui e necessario sviluppare il lavoro. Tuttavia sebbene preliminare questo contributo può fornire alcune indicazioni su valori estremi delle grandezze in gioco sulle profondità maggiormente indagate sulle specie vegetali analizzate utili per coloro che progettano opere di ingegneria naturalistica o che studiano l'argomento.

5. Ringraziamenti

Si ringraziano Saverio Piragino, Giulia Sacchini e Caterina Terziani che stanno contribuendo al presente lavoro con il loro nell'ambito del loro lavoro di Tesi.

Bibliografia

Wu TH (1976) Investigation of landslides on Prince of Wales Island, Alaska. Columbus, OH: Department of Civil Engineering, Ohio State University; Geotechnical Engineering Rep. 5. 94 p.

Endo T, Tsuruta T (1969) Effects of tree root upon the shearing strengths of soils. Annual Report of the Hokkaido Branch, Tokyo Forest Experiment Station.

Abe, K., & Iwamoto, M. (1986). Preliminary experiment on shear in soil layers with a large-direct-shear apparatus. Journal of the Japanese Forestry society, 68(2), 61-65.

Abernethy, B., & Rutherfurd, I. D. (2001). The distribution and strength of riparian tree roots in relation to riverbank reinforcement. Hydrological processes, 15(1), 63-79.

Wu, T. H., McKinnell III, W. P., & Swanston, D. N. (1979). Strength of tree roots and landslides on Prince of Wales Island, Alaska. Canadian Geotechnical Journal, 16(1), 19-33.

Schmidt, K. M., Roering, J. J., Stock, J. D., Dietrich, W. E., Montgomery, D. R., & Schaub, A. T. (2001). The variability of root cohesion as an influence on shallow landslide susceptibility in the Oregon Coast Range. Canadian Geotechnical Journal, 38(5), 995-1024.

Simon, A., & Collison, A. J. (2002). Quantifying the mechanical and hydrologic effects of riparian vegetation on streambank stability. Earth surface processes and landforms, 27(5),

Bassanelli, C., Bischetti, G. B., Chiaradia, E. A., Rossi, L., & Vergani, C. (2013). The contribution of chestnut coppice forests on slope stability in abandoned territory: a case study. Journal of Agricultural Engineering, 44(s2).

Chiaradia, E. A., Vergani, C., & Bischetti, G. B. (2016). Evaluation of the effects of three European forest types on slope stability by field and probabilistic analyses and their implications for forest management. Forest Ecology

and Management, 370, 114-129.
Draebing, D., Gebhard, T., & Pheiffer, M. (2022). Geology and vegetation control landsliding on forest-managed slopes in scarplands. Earth Surface Dynamics Discussions, 2022, 1-29.
De Baets, S., Poesen, J., Reubens, B., Wemans, K., De Baerdemaeker, J., & Muys, B. (2008). Root tensile strength and root distribution of typical Mediterranean plant species and their contribution to soil shear strength. Plant and soil, 305, 207-226.
Federica, G., Chiara, V., Rodolfo, G., Anne, B., Pierre, C., Sandra, C., & Chiaradia, E. A. (2017). Root characteristics of herbaceous species for topsoil stabilization in restoration projects. Land Degradation & Development, 28(7), 2074-2085.
Leung, F. T., Yan, W. M., Hau, B. C., & Tham, L. G. (2015). Root systems of native shrubs and trees in Hong Kong and their effects on enhancing slope stability. Catena, 125, 102-110.
Abdi, E. (2014). Effect of Oriental beech root reinforcement on slope stability (Hyrcanian Forest, Iran).
Naghdi, R., Maleki, S., Abdi, E., Mousavi, R., & Nikooy, M. (2013). Assessing the effect of Alnus roots on hillslope stability in order to use in soil bioengineering. Journal of forest science, 59(11), 417-423.
Ji, J., Kokutse, N., Genet, M., Fourcaud, T., & Zhang, Z. (2012). Effect of spatial variation of tree root characteristics on slope stability. A case study on Black Locust (Robinia pseudoacacia) and Arborvitae (Platycladus orientalis) stands on the Loess Plateau, China. Catena, 92, 139-154.
Burylo, M., Hudek, C., & Rey, F. (2011). Soil reinforcement by the roots of six dominant species on eroded mountainous marly slopes (Southern Alps, France). Catena, 84(1-2), 70-78.
Comino, E., & Marengo, P. (2010). Root tensile strength of three shrub species: Rosa canina, Cotoneaster dammeri and Juniperus horizontalis: Soil reinforcement estimation by laboratory tests. Catena, 82(3), 227-235.
Abdi, E., Majnounian, B., Genet, M., & Rahimi, H. (2010). Quantifying the effects of root reinforcement of Persian Ironwood (Parrotia persica) on slope stability; a case study: Hillslope of Hyrcanian forests, northern Iran. Ecological Engineering, 36(10), 1409-1416.
Ghestem, M., Veylon, G., Bernard, A., Vanel, Q., & Stokes, A. (2014). Influence of plant root system morphology and architectural traits on soil shear resistance. Plant and soil, 377(1), 43-61.
Bischetti et al., 2005. Root strength and root area ratio of forest species in Lombardy (Northern Italy). Plant and Soil, 278:11–22.
Ettbeb, A. E., Rahman, Z. A., Razi Idris, W. M., Adam, J., Rahim, S. A., Ahmad Tarmidzi, S. N., & Lihan, T. (2020). Root tensile resistance of selected Pennisetum species and shear strength of root-permeated soil. Applied and Environmental Soil Science, 2020(1), 3484718.
Loades, K. W., Bengough, A. G., Bransby, M. F., & Hallett, P. D. (2010). Planting density influence on fibrous root reinforcement of soils. Ecological engineering, 36(3), 276-284.
Meng, S., Zhao, G., & Yang, Y. (2020). Impact of Plant Root Morphology on Rooted-Soil Shear Resistance Using Triaxial Testing. Advances in Civil Engineering, 2020(1), 8825828.
Waldron, L. J. (1977). The shear resistance of root-permeated homogeneous and stratified soil. Soil Science Society of America Journal, 41(5), 843-849.
Preti, F., (2006). On root reinforcement modeling. European Geosciences Union 2006. Geophysical Research Abstracts 8, 04555.
Daniels, H. E. (1945). The statistical theory of the strength of bundles of threads. I. Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences, 183(995), 405-435.
Pollen, N., & Simon, A. (2005). Estimating the mechanical effects of riparian vegetation on stream bank stability using a fiber bundle model. Water Resources Research, 41(7).
Hidalgo, R. C., Kun, F., & Herrmann, H. J. (2001). Bursts in a fiber bundle model with continuous damage. Physical Review E, 64(6), 066122.
Schwarz, M., Lehmann, P., & Or, D. (2010). Quantifying lateral root reinforcement in steep slopes–from a bundle of roots to tree stands. Earth Surface Processes and Landforms: The Journal of the British Geomorphological Research Group, 35(3), 354-367.

NUMERICAL MODELLING AND ANALYSIS OF SLOPE STABILITY: A CASE STUDY ALONG THE E40 BABARCOTE–CAÑAR ROAD

Valentina Lentini
Universita degli studi di Enna "Kore"
valentina.lentini@unikore.it

Karol Pinargote
Universita degli studi di Enna "Kore"
pinargotemendiburo@unikorestudent.it

Abstract

This study presents the geotechnical investigation and remediation of a slope failure at Critical Point 2 along the E40 Babarcote–Cañar road corridor in the Ecuadorian highlands. The site exhibited signs of differential settlement and lateral displacement due to ground saturation from surface runoff, which compromised the structural integrity of the roadway. A comprehensive subsurface characterization was conducted, including geophysical testing through electrical resistivity tomography (ERT), Standard Penetration Tests (SPT), and laboratory analyses. These investigations revealed interbedded sandy clays and silty layers overlying a former riverbed fill composed of low-bearing-capacity soils and highly plastic materials, contributing to the observed instability. To address this issue, an accessible and cost-effective stabilization system was implemented. The remediation strategy included: (1) installation of surface drainage to control water infiltration in the hydraulic part; (2) excavation and removal of organic and unsuitable fill materials; and (3) installation of three rows of timber piles, spaced at 1-meter intervals and connected with wooden planks to function as a retaining and stabilizing structure. The system was completed with engineered fill and thorough compaction. Slope stability was evaluated through numerical modeling using PLAXIS 2D, a finite element software specialized in geotechnical analysis. The model incorporated soil properties obtained from field and laboratory testing. Since the slope was already in a failure state and urgent remediation was required to restore road functionality, the analysis was conducted with the proposed stabilization solution in place. The results showed a very satisfactory factor of safety, exceeding the minimum required by current standards. These results confirm the technical reliability and economic feasibility of the adopted measures. The use of locally available materials and simple construction techniques offers a practical and replicable approach for stabilizing road infrastructure in geotechnically vulnerable regions; ensuring the stability of the road and the continuity of vehicular traffic along this critical transportation link between the Ecuadorian highlands and coastal regions.

Keywords
Slope stabilization, road infrastructure, timber piles, static and seismic slope analysis, numerical modelling, low-cost geotechnical solution.

1. Introduction

The Republic of Ecuador is located on the western coast of South America, bordered by Colombia to the north and Peru to the south, and is geographically divided by the Andes mountain range into three distinct natural regions: the Coastal region (Costa), the Andean region (Sierra), and the Amazonian lowlands (Oriente). Each of these regions presents unique geomorphological and geological characteristics. The Oriente, part of the Upper Amazon Basin, gradually ascends in altitude and transitions into the Sub-Andean zone. The Sierra includes two mountain ranges—the Eastern (Real) and Western Cordilleras—separated by the Inter-Andean Valley. Elevations in this region reach over 6,000 meters with active stratovolcanoes. The coastal area features small mountain ranges and the expansive Guayas Basin. Offshore, the Carnegie Ridge connects to the Cocos Ridge, forming the Galápagos Platform, considered a fourth geographic region of Ecuador. The Real Cordillera mainly consists of Paleozoic metamorphic rocks partially overlain by Cenozoic volcanics, while the Western Cordillera is composed primarily of Mesozoic volcanic and sedimentary rocks. The tectonic evolution of the Andes in Ecuador is attributed to at least two major orogenic events, one Paleozoic and the other from the Late Mesozoic to the Cenozoic, with strong structural correlations to similar formations in Colombia and Peru (Baldock, 1980).

1.1 Geological Context of the Cuenca Basin

Among the intermontane depressions of the Ecuadorian Sierra, several major sedimentary basins have developed, shaped by the region's complex tectonic and volcanic history. In this paper, the focus is placed on the Cuenca Basin, based on the classification proposed by Baldock (1980), specifically, attention will be given to the most representative geological units of this basin, such as the Azogues and Turi Groups.

- *Azogues Group* (Middle to Upper Miocene): Composed of the Loyola, Azogues, and Guapán Formations within the Cuenca Basin. The Loyola Formation, sometimes gradational and sometimes with a fossil-rich basal conglomerate, indicates a Middle Miocene age. The Azogues Formation features tuffaceous sandstones, shales, clays, and conglomerates, transitioning into the Guapán Formation with similar lithology to Loyola. The group's thickness reaches up to 700 meters and is overlain by the Ayancay Group (Fig. 1).
- *Turi Group* (Plio-Pleistocene): This unit consists of well-layered conglomerates, fluvial sands, clays, tuffs, and volcanic breccias, extending across the Cuenca Basin and southern Ecuador. It exceeds 1,200 meters in thickness and lies concordantly over the Ayancay Group, occasionally covering the Macuchi and Yunguilla Formations. Its age corresponds to the Plio-Pleistocene (Fig. 1).

2. Case Study of Cañar (Ecuador)

The E40 Highway Maintenance by Results project focused on the repair of the roadway and its drainage system along a 192.79 km stretch connecting the Andean province of Cañar with Guayas on the coast. Eleven critical points had been found in past inspections, Critical Point 2 was identified due to recurring instability issues.

At this site (Fig. 1), prolonged rainfall combined with inadequate drainage led to water infiltration, triggering settlement and lateral displacement of the pavement. The original low-strength fill, placed over an old riverbed, further reduced shear resistance, resulting in deformation and road failure. Field observations showed visible cracking, shoulder collapse, and restricted traffic. During early 2022, amid severe rains and national blockades, the E40 became the only functional route between the highlands and coast—emphasizing the urgency of stabilizing Critical Point 2 to maintain regional connectivity.

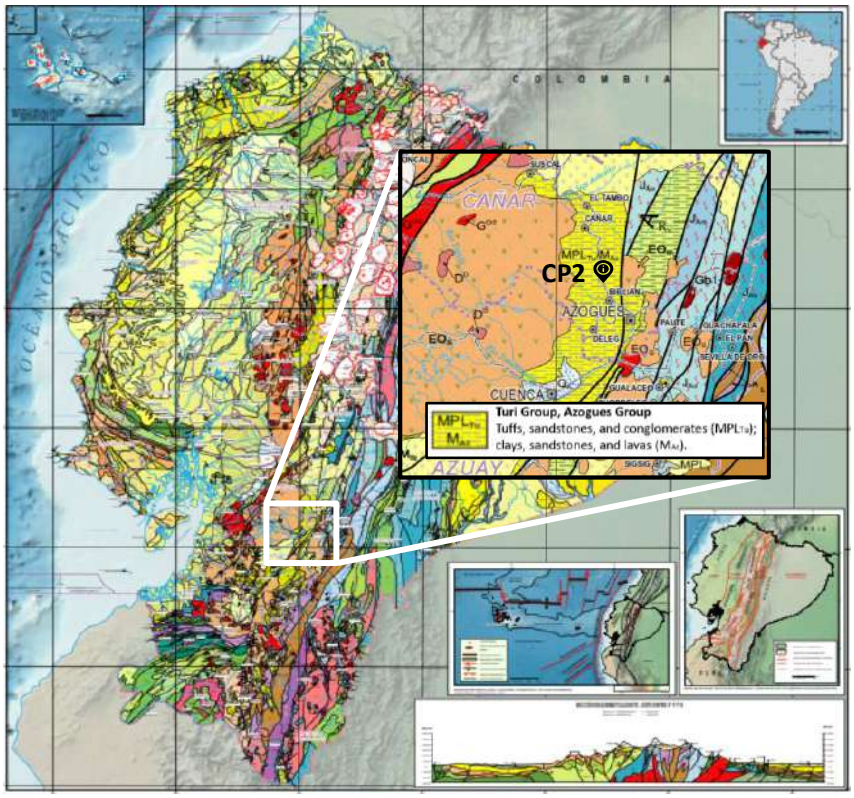


Fig 1. General geology of Ecuador, location of Critical Point 2 and approach to the geology of the area (Turi and Azoguez Group).

2.1 Rainfall Data

The 2022 rainy season in southern Ecuador was exceptionally severe. Meteorological records from INAMHI reported monthly precipitation exceeding historical averages by 30–50 %, with peaks of over 90 mm in some stations surrounding Cañar. These rainfall intensities were among the highest in the last decade as can be seen in Figure 2, directly contributing to ground saturation and slope failures during the first half of the year. While national blockades further hampered road access, the intense rainfall was a primary geohazard triggering landslides across the region. This hydrologic context highlights the need for effective drainage tactics and slope reinforcement in geotechnically sensitive zones.

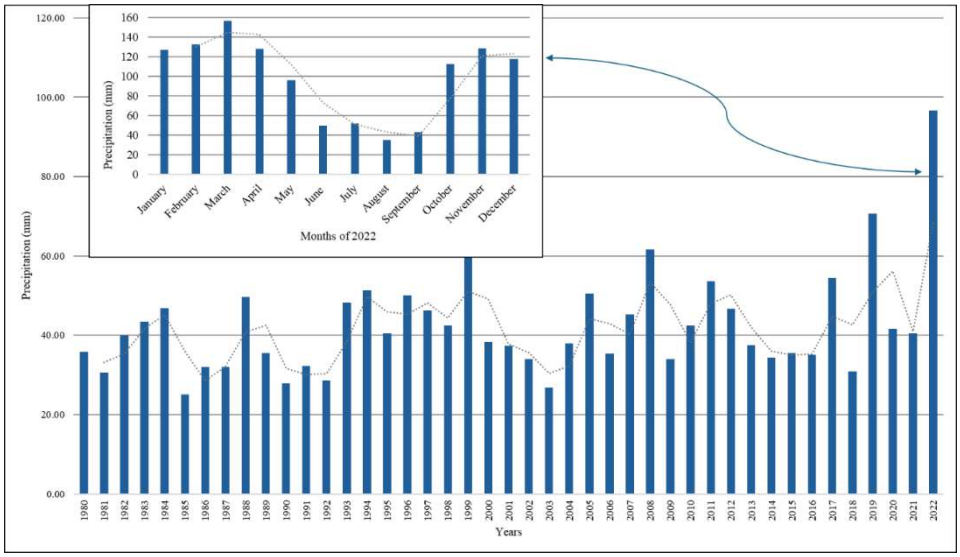


Fig 2. Historical data on rainfall intensity at the Cañar Meteorological Station (Ecuador) code M0031 from 1980 to 2022. Monthly rainfall intensity data for the year 2022. Source: INAMHI.

2.2 Geotechnical Characterization

Two boreholes (SPT1 and SPT2) were executed using Standard Penetration Tests (ASTM D1586), complemented by laboratory testing of soil samples and Electrical Resistivity Tomography (ERT) for geophysical imaging. Stratigraphy identified (Fig. 3):

- Layer 1 (0–3 m): a 3-meter-thick fill layer composed of clayey sand (SC), with the uppermost meter showing the presence of gravel (GP).
- Layer 2 (3–6 m): a 3-meter-thick layer of clayey sand (CH) and high-plasticity silty sand (MH), with thickness varying depending on the borehole. This layer exhibits a soft consistency, with a Standard Penetration Test (SPT) blow count around 9.
- Layer 3 (6–10 m): A layer of clayey sand (CH) and silty sand (MH), interbedded with clayey sand (SC) and gravel, approximately 4.5 to 5 meters thick. The material shows a medium to very stiff consistency, with SPT blow counts ranging from 30 to 35.
- Base layer: Due to SPT refusal, the presence of the Turi Group is inferred. To corroborate its presence, electrical resistivity tomography (ERT) was conducted, confirming the stratigraphic characteristics associated with this unit. The Turi Group outcrops as a continuous band approximately 1.5 km wide and 4 km long in the central-northern part of the Cañar area. The Turi Group consists of thick sequences of fine- to medium-grained sandstones, poorly sorted conglomeratic sandstones, interbedded with siltstones and fine conglomerates, all with a significant volcanic component. The Turí Group, with strong mechanical properties ($\phi = 45°$, c = 250 kPa, $\gamma = 22.8$ kN/m³), acting as a competent foundation layer.

The groundwater table was recorded at approximately 3215 m.a.s.l. during field work. And loads considered in the analysis was the traffic loading modeled using the HL-93 AASHTO truck with an equivalent surcharge of 284.6 kN.

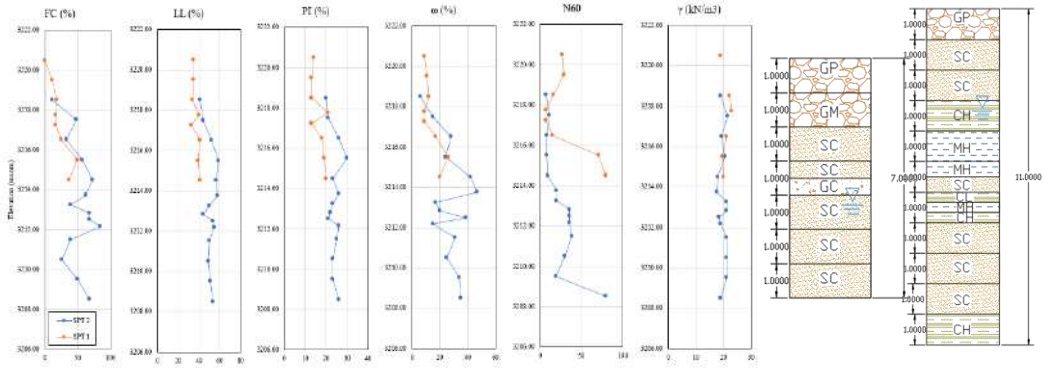


Fig 3. Results of in-situ tests (SPT) and laboratory tests: fines content (FC), liquid limit (LL), plasticity index (PI), moisture content (ω), standard penetration resistance (N_{60}), and unit weight (γ). Additionally, the stratigraphy identified in SPT boreholes 1 and 2 is presented.

3. Numerical Modelling and Results

The information obtained was used to prepare the stability analyses necessary for assessing the safety conditions of the structure. For this purpose, the software Plaxis 2D was used, a finite element method (FEM) software widely used for the numerical modeling of geotechnical problems. This approach allowed for a more realistic simulation of soil behavior and deformation, taking into account the complex interaction between soil layers and the proposed stabilization measures.

In this case, a stability analysis was chosen, aimed at the Factor of Safety (FS), given that the slope was already in a failure state and considering the urgent need for remediation to ensure the operational continuity and safety of the roadway, the numerical analysis was carried out incorporating the proposed mitigation solution scenario. The reduction of strength parameters is controlled by the total multiplier ΣMsf. This parameter is increased in a step-by-step procedure until failure occurs. The safety factor is then defined as the value of ΣMsf at failure, provided that a more or less constant value is obtained over

a number of subsequent load steps.
The best way to assess the safety factor is to plot a curve where ΣMsf is shown against the displacements of a specific node. Although the displacements themselves are not critical, they indicate whether or not a failure mechanism has developed.

3.1 Proposed solution and Execution

The implementation of wooden micropiles, sourced from local materials, proved to be an innovative and cost-effective solution for slope stabilization in geotechnically vulnerable road segments. Inspired by the original concept of micropiles—small-diameter, drilled and grouted elements first developed in Italy for underpinning historical structures—this approach substitutes steel and grout with treated local timber, significantly reducing material, logistics, and labor costs. Numerical modeling results confirmed a highly satisfactory factor of safety, exceeding the minimum threshold established by current design standards, thus validating the technical reliability and economic feasibility of the intervention.

Furthermore, the solution demonstrated particular effectiveness in soft soil conditions, which are predominant at the intervention site. As highlighted by Mollaali et al. (2014), micropile-based ground improvement tends to be more effective in weaker soils compared to stiffer layers, and the influence of grid spacing variations is relatively minor. This makes the method especially attractive for emergency stabilizations, where time, cost, and access are constrained. The use of locally available timber not only supports sustainability but also promotes resilience in rural infrastructure. Its ease of installation with minimal equipment requirements reinforces its potential as a scalable and replicable technique for maintaining slope stability and securing critical transport links between the Ecuadorian highlands and coastal regions.
To mitigate the slope instability and preserve the operational integrity of the roadway, a technically sound and context-sensitive stabilization scheme was designed. The intervention integrated hydrological control, soil improvement, and structural support measures tailored to the site's geotechnical conditions with the phases that can be seen in Figure 4. The main components of the solution included:

- Implementation of a subsurface drainage system (French drains) to effectively intercept and redirect surface and subsurface runoff away from the slope.
- Excavation of unsuitable organic material and construction of compacted engineered fill terraces, aimed at enhancing load distribution, increasing stability, and reducing the risk of localized failure.
- Installation of three rows of timber micropiles (modeled as linear elastic supports with E = 25 MPa, γ = 6.3 kN/m³, L=7 m and ϕ=0.4 m), spaced at 1-meter intervals and interconnected with horizontal timber planks, forming a low-cost retaining structure that provides both passive resistance and erosion control.

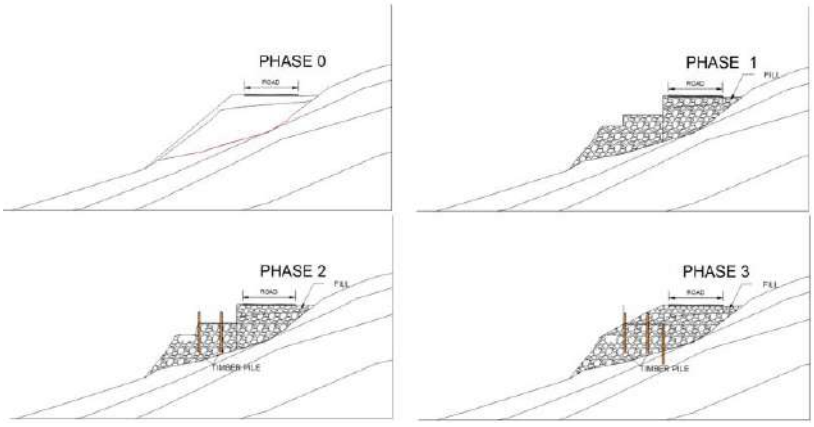


Fig 4. Construction phases for the proposed remeasurement as well as the phases modeled in Plaxis for numerical analysis.

The numerical model implemented in PLAXIS 2D simulated the proposed timber micropile solution in sequential construction phases. The resulting safety factor curve stabilised around 3.0—well above accepted thresholds—and the maximum total lateral displacement recorded in the final phase was approximately 5 cm, which comfortably meets typical roadway deformation limits (Fig.5).

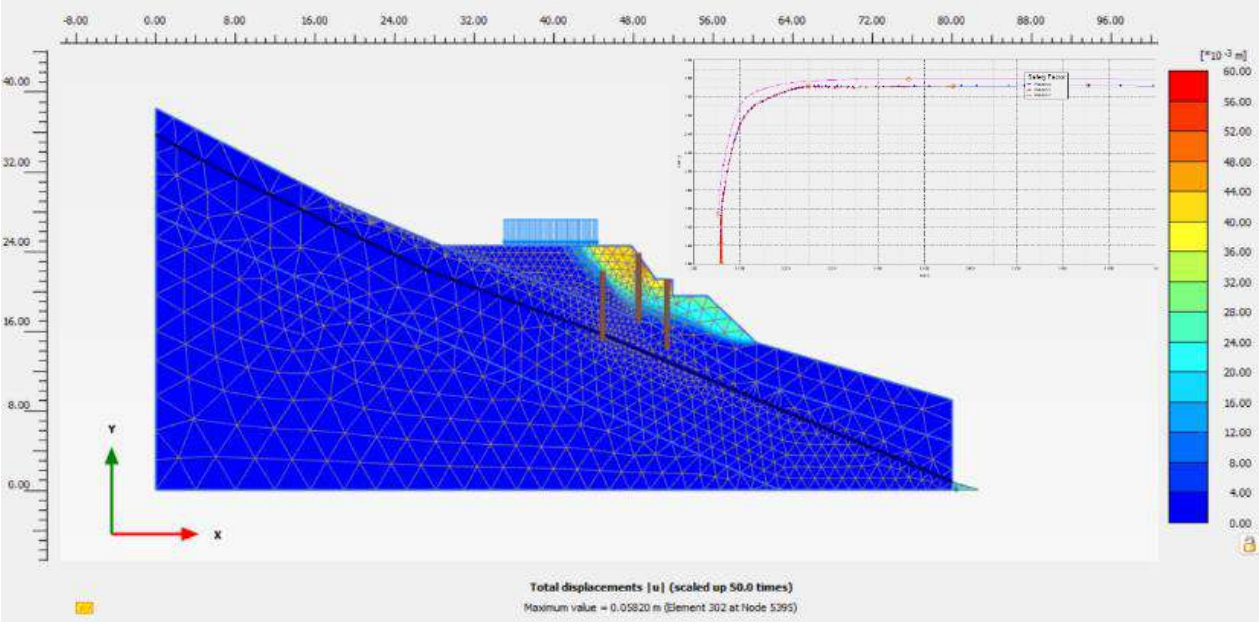


Fig 5. Numerical Results of Slope Stability Analysis: Safety Factor and Total Displacement (PLAXIS 2D).

4. Conclusions

This study demonstrates the effectiveness of combining geotechnical field data, numerical modeling, and simple stabilization techniques to remediate road failures in landslide-prone areas. The use of timber micropile-type structures, drainage control, and compacted fill proved technically and economically viable. The methodology is replicable in similar geologic and hydrologic contexts, offering a sustainable alternative for infrastructure resilience in mountainous regions.

References

ASTM D1586, D2216, D4318, D6913 – Standard Testing Methods.

Baldock, J. W. (1980). *Geología del Ecuador*. Instituto Geográfico Militar (IGM) – Instituto Geológico y Minero (IGS), Quito.

D.E. Mora & P. Willems, "Decadal Oscillations in Rainfall and Air Temperature in the Paute River Basin—Southern Andes of Ecuador," Theoretical and Applied Climatology, 2012.

El Mercurio Cuenca (2022). "Cañar queda como única vía habilitada ante colapsos viales." Published June 4, 2022.

Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI). "Precipitation records – Cañar, May–June 2022."

J.E Herbozo et al., "Non-Stationary Hydrological Regimes Due to Climate Change… Subé y Baja Dam, Ecuador," Atmosphere, 2022—discusses INAMHI data stations

Mollaali, Mostafa & Alitalesh, Mahtab & Yazdani, Mahmoud & Shafie, Mohammad. (2014). Soil Improvement Using Micropiles. 10.1201/b17017-96.

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI FIRENZE
Da un secolo, oltre.

IARG 2025 FIRENZE

gni g

SESSIONE V

GEOTECNICA SISMICA

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI FIRENZE
Da un secolo, oltre.

IARG 2025 FIRENZE

gni g

SESSIONE V

GEOTECNICA SISMICA

ASPETTI INERZIALI E CINEMATICI DELL'INTERAZIONE TRA FONDAZIONI

Enza Zeolla
Università degli Studi del Sannio, Benevento
ezeolla@unisannio.it

Filomena de Silva
Università degli Studi di Napoli Federico II, Napoli
filomena.desilva@unina.it

Stefania Sica
Università degli Studi del Sannio, Benevento
stefsica@unsannio.it

Sommario

Il processo di urbanizzazione ha comportato una progressiva riduzione delle distanze tra le diverse tipologie di costruzioni (edificio-edificio, edificio-infrastrutture, ecc.). Nell'ambito del metodo delle sottostrutture, l'interazione tra fondazioni ravvicinate (FSFI) può essere scomposta nei due contributi principali, inerziale e cinematico, secondo l'approccio comunemente adottato nei problemi di interazione terreno-struttura (SSI) in campo lineare. La nota analizza entrambi gli aspetti, con l'obiettivo di proporre strumenti efficaci e applicabili nella pratica professionale. Per quanto concerne l'aspetto inerziale, viene proposto l'uso di modificatori dell'impedenza terreno-fondazione, che permettono di variare le rigidezze dinamiche di una fondazione in funzione della sua configurazione all'interno di un gruppo di fondazioni. I modificatori dell'impedenza sono stati implementati anche in un'applicazione *web* che ne consente una rapida quantificazione. L'aspetto cinematico è stato contestualizzato al caso di una fondazione superficiale in prossimità di una profonda (cassone). I risultati mostrano una non trascurabile variazione del moto della fondazione superficiale in presenza del cassone. A tal fine, sono stati introdotti coefficienti dinamici di tipo cinematico, che quantificano la modifica (amplificazione o attenuazione) del moto traslazionale e rotazionale della fondazione superficiale in funzione delle distanza rispetto alla fondazione profonda, delle caratteristiche geometriche e stratigrafiche del sottosuolo. Tali coefficienti rappresentano un primo passo verso una valutazione semplificata dell'interazione cinematica che si manifesta tra fondazioni di diversa tipologia (superficiali o profonde) poste a distanza ridotta. La nota evidenzia l'importanza di tenere conto di tali effetti nella progettazione sismica e propone strumenti di calcolo agevoli per colmare il divario tra ricerca e pratica ingegneristica.

1. Introduzione

L'interazione tra fondazioni rappresenta un fenomeno spesso trascurato nella risposta dinamica delle strutture, malgrado in contesti densamente urbanizzati la distanza tra gli edifici possa essere anche molto ridotta. In tali condizioni, le vibrazioni trasmesse da una fondazione attraverso il terreno possono

influenzare il comportamento di quelle adiacenti, dando luogo a fenomeni di interazione mutua fondazione-terreno-fondazione (FSFI). Sebbene nella pratica progettuale gli edifici sconnessi strutturalmente si considerano sempre non interagenti tra loro, numerosi studi evidenziano fenomeni di interazione tra fondazioni vicine, specialmente nel caso di sottosuoli molto deformabili (Qian and Beskos, 1996; Betti, 1997; Knappett et al., 2015; Tsogka and Wirgin, 2003; Padron et al., 2009; Vicencio and Alexander, 2021; Hwang et al., 2021).

Rinviando alla letteratura per gli aspetti teorici inerenti l'interazione terreno-struttura, il metodo delle sottostrutture, malgrado le sue intrinseche limitazioni connesse all'ipotesi di linearità, rappresenta ancora oggi il metodo più diffuso per risolvere problemi applicativi di SSI, in quanto consente di semplificare il problema, garantendo una buona accuratezza e tempi di calcolo ridotti. Il processo di analisi viene articolato in due fasi distinte: (i) calcolo delle funzioni di impedenza del sistema terreno-fondazione e (ii) analisi dinamica della struttura su base deformabile.

La presente nota sintetizza i risultati di un ampio studio numerico condotto da Zeolla et al. (2023, 2024, 2025) sugli aspetti inerziali e cinematici dell'interazione tra fondazioni vicine, evidenziandone le possibili implicazioni pre-normative nella progettazione degli edifici in zona sismica.

2. Metodo e modelli di analisi

Sono state condotte analisi alle differenze finite utilizzando i modelli tridimensionali schematizzati in Figura 1 con una, due o tre (Figura 1a, 1b e 1c, rispettivamente) fondazioni di tipo superficiale, sottoposte ad un'oscillazione armonica. Le fondazioni sono state assunte infinitamente rigide, di larghezza *2B* e lunghezza *2L*, con lato lungo parallelo all'asse orizzontale *x*, e poste su un sottosuolo stratificato (strato di spessore *H* su semispazio) ad una distanza, *S*, l'una dall'altra. Nello studio parametrico, sono stati variati lo spessore dello strato, *H*, e la distanza fondazione-fondazione, *S*. Normalizzando tali valori alla semi larghezza, B, della fondazione, lo studio ha contemplato rapporti adimensionali di H/B variabili tra 3 ÷ 50 e di S/B variabili tra 0.5 ÷ 4. Le analisi sono state condotte nel dominio del tempo, calcolando le funzioni di impedenza come rapporto tra gli spostamenti (o rotazioni) imposti e le forze (o i momenti) di reazione ottenute all'interfaccia fondazione-terreno.

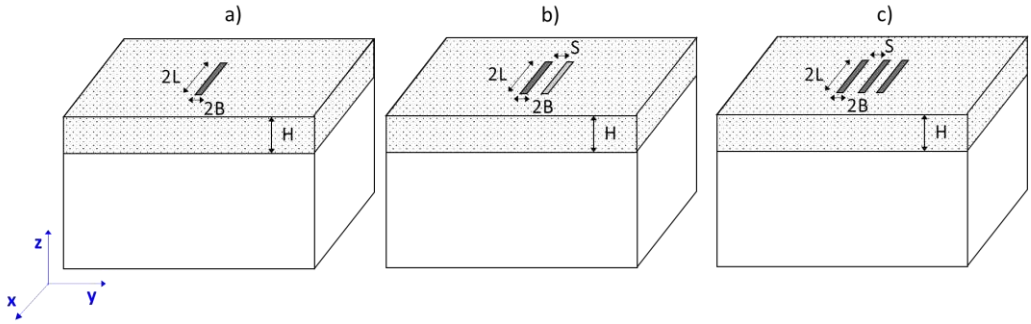


Fig 1. Schemi di riferimento nello studio numerico relativo a una fondazione superficiale (a) una, (b) due e (c) tre fondazioni vicine.

Se *N* sono le fondazioni interagenti attraverso il terreno, la matrice di impedenza del gruppo mantiene una struttura quadrata con dimensioni $6N \times 6N$ (6 sono i gradi di libertà di ogni fondazione), che può essere suddivisa in sottomatrici. Nel caso $N=2$ (coppia di fondazioni), ad esempio, si ha:

$$\begin{bmatrix} [\overline{K}_{11}] & [\overline{K}_{12}] \\ [\overline{K}_{21}] & [\overline{K}_{22}] \end{bmatrix} \quad (1)$$

in cui i termini diagonali ($\overline{K}ii$) rappresentano la risposta di ciascuna fondazione quando è caricata direttamente, mentre i termini fuori diagonale $\overline{K}ij$ descrivono la risposta della stessa per effetto del carico agente sulle fondazioni vicine. La quantificazione diretta del contributo dell'interazione incrociata richiede la costruzione dell'intera matrice di impedenza, composta da termini $\overline{K}_{ii}$ e $\overline{K}_{ij}$. Questo approccio

è poco pratico nelle applicazioni reali perché i metodi semplificati e i software commerciali di analisi strutturale non consentono di considerare i termini di accoppiamento. Per superare questa limitazione, è necessario analizzare tutte le fondazioni caricate simultaneamente dallo stesso campo armonico di spostamento. Sotto tale ipotesi, le fondazioni possono ancora essere modellate come "singole", ma dotate di rigidezze modificate alla base ($\bar{K}ij_{,\text{gruppo}}$) che tengono conto della presenza delle fondazioni vicine. Per semplificare il problema, sono stati proposti modificatori della rigidezza statica del sistema terreno-fondazione, in funzione della distanza normalizzata *S/B* e della posizione della fondazione (centrale o laterale) all'interno del gruppo. I coefficienti sono stati calibrati mediante regressione e correlati a funzioni esponenziali del tipo:

$$\alpha_i = a_i \exp(b_i\, S/B) \qquad \text{with S/B}\geq 0.5 \qquad (2)$$

In campo dinamico, i coefficienti di rigidezza delle fondazioni in gruppo sono stati normalizzati rispetto a quelli della fondazione singola e interpolati mediante polinomi di sesto grado, in funzione di $a_0 = \omega B/V_s$ per sottosuolo omogeneo oppure $b_0 = \omega H/V_s$ nel caso di sottosuolo stratificato. Tali modificatori sono stati resi disponibili tramite un'applicazione *web* dedicata ("Cross-in").

Per quanto riguarda l'interazione cinematica, sono state eseguite analisi parametriche su modelli numerici bidimensionali, soggetti a input dinamici a frequenza crescente. La Figura 2 mostra lo schema di riferimento per la simulazione: una fondazione superficiale (larghezza *B*), posta a distanza *S* da una fondazione profonda (e.g., un cassone) di altezza *H* e base *B*. Nelle analisi sono stati variati sia *H* sia *S*, considerando tre configurazioni differenti: i) fondazioni senza massa, (rapporto tra densità di massa fondazione-terreno, $\rho_F/\rho_S = 0$) su sottosuolo omogeneo ($V_S = cost$); ii) fondazioni massive ($\rho_F/\rho_S = 1.3$) su sottosuolo omogeneo; iii) fondazioni massive su sottosuolo eterogeneo, con velocità delle onde di taglio crescenti linearmente con la profondità secondo la relazione:

$$V_s = V_0 + mz \qquad (3)$$

dove z è la profondità ed $m = 4$.

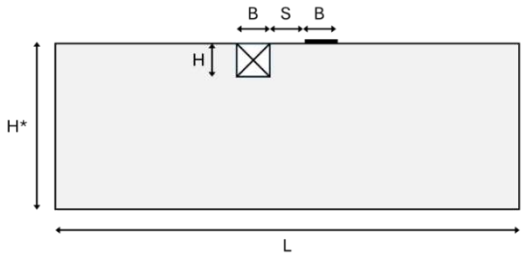


Fig 2.Schema di riferimento considerato nello studio numerico di interazione cinematica.

Durante le analisi, sono state registrate le storie temporali di spostamento orizzontale e verticale delle due fondazioni. Le storie temporali sono state trasformate nel dominio della frequenza e le funzioni complesse di interazione cinematica sono state ottenute utilizzando le seguenti relazioni:

$$I_u = u_{FIM}/u_{FF0} \qquad (4)$$

$$I_\theta = \theta_{FIM} \cdot H/u_{FF0} \qquad (5)$$

dove u_{FF0} è la trasformata di Fourier dello spostamento orizzontale alla superficie del terreno, u_{FIM} è la trasformata di Fourier dello spostamento alla base delle fondazioni e θ_{FIM} è la trasformata di Fourier della rotazione, ottenuta come $(u_{v1} - u_{v2})/B$.

3. Risultati

3.1 Aspetti inerziali: soluzioni semplificate e strumenti applicativi

Le funzioni di impedenza calcolate con la procedura numerica sviluppata mostrano che l'effetto dell'interazione tra fondazioni induce una variazione significativa della rigidezza statica rispetto alla

condizione di fondazione singola. L'effetto è maggiore per la fondazione centrale di un gruppo di tre fondazioni su sottosuolo omogeneo (*H/B*=∞), come illustrato in Figura 3. Qui oltre alla risposta della fondazione centrale (a) e laterale (b) del trio, per confronto sono riportati anche gli andamenti della fondazione in coppia (grigio).

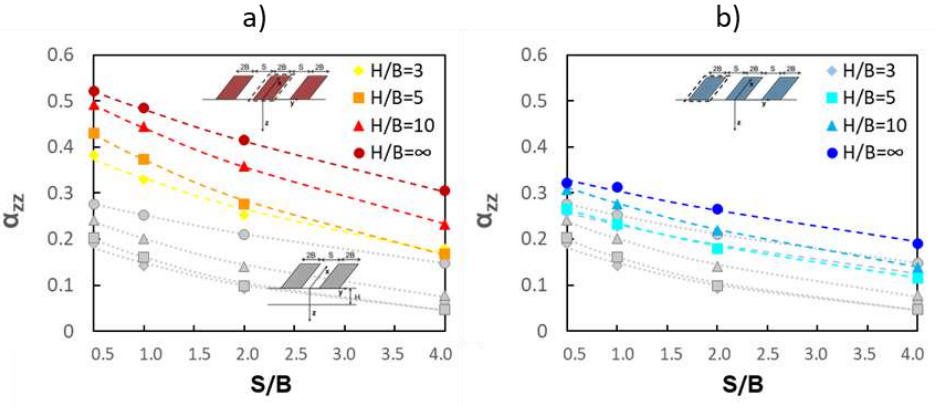


Fig. 3. Coefficienti di rigidezza statica per traslazione verticale, al variare della distanza normalizzata, S/B, per diverse profondità dello strato, H/B: fondazione centrale (a) e di bordo (b) del gruppo di tre fondazioni. Gli andamenti in grigio rappresentano i coefficienti per la fondazione in coppia.

L'analisi delle rigidezze dinamiche mostra che, nel caso di sottosuolo omogeneo, l'interazione tra fondazioni può essere trascurata per valori di frequenza normalizzata, a_0, inferiori a 0.6 per quasi tutti i modi di oscillazione, con soglie leggermente superiori per la traslazione orizzontale e la rotazione. Per il deposito stratificato, i valori di soglia della frequenza b_0 dipendono dallo spessore dello strato deformabile e dalla direzione di oscillazione.

I modificatori sono stati successivamente implementati in un'applicazione *web,* chiamata "*Cross-In*", per valutare, in modo speditivo, l'effetto di FSFI su edifici schematizzati tramite modelli a oscillatore equivalente. L'interfaccia *web* calcola le funzioni di impedenza considerando la FSFI in funzione delle (i) caratteristiche geometriche e (ii) proprietà meccaniche del sistema terreno-fondazione. L'aggiornamento in tempo reale dei parametri geometrici e meccanici insieme alla possibilità di eseguire un gran numero di analisi parametriche in tempi ridotti consentono l'individuazione dei casi in cui l'FSFSI va effettivamente portata in conto. Infine, *Cross-In* consente di scaricare i risultati in termini di figure o file csv, facilitando la gestione dei dati, l'interoperabilità con altri software o applicazioni e la condivisione dei risultati.

L'applicazione è stata sviluppata secondo tre principi fondamentali: semplicità d'uso, adattabilità ai diversi dispositivi e rapidità di esecuzione. L'interfaccia è strutturata in una singola pagina suddivisa in 5 sezioni (Fig. 4), ciascuna corrispondente a una fase del processo di calcolo, per guidare l'utente in modo chiaro e progressivo.

Il risultato finale consente il confronto tra rigidezze della fondazione singola e in gruppo. Inoltre, le impedenze così calcolate consentono una stima efficace della variazione di periodo e smorzamento tramite l'applicazione *web* "0D-In" sviluppata da de Silva e Silvestri (2025), senza ricorrere a modelli numerici completi.

A titolo esemplificativo, è stato applicato l'approccio proposto per analizzare l'influenza dell'interazione tra fondazioni di una casa a schiera in muratura di due piani, tipica dell'edilizia residenziale italiana, composta da tre fondazioni di base *2B*=1m, *2L*= 13m con distanza *S*=3 m e distanza rispetto agli edifici vicini S_b=0.25 m.

La configurazione strutturale considerata prevede pareti portanti principali da 0.7 m di spessore, affiancate da divisori secondari più sottili, con un'estensione aggiuntiva di 0.15 m per lato al di sotto del piano campagna.

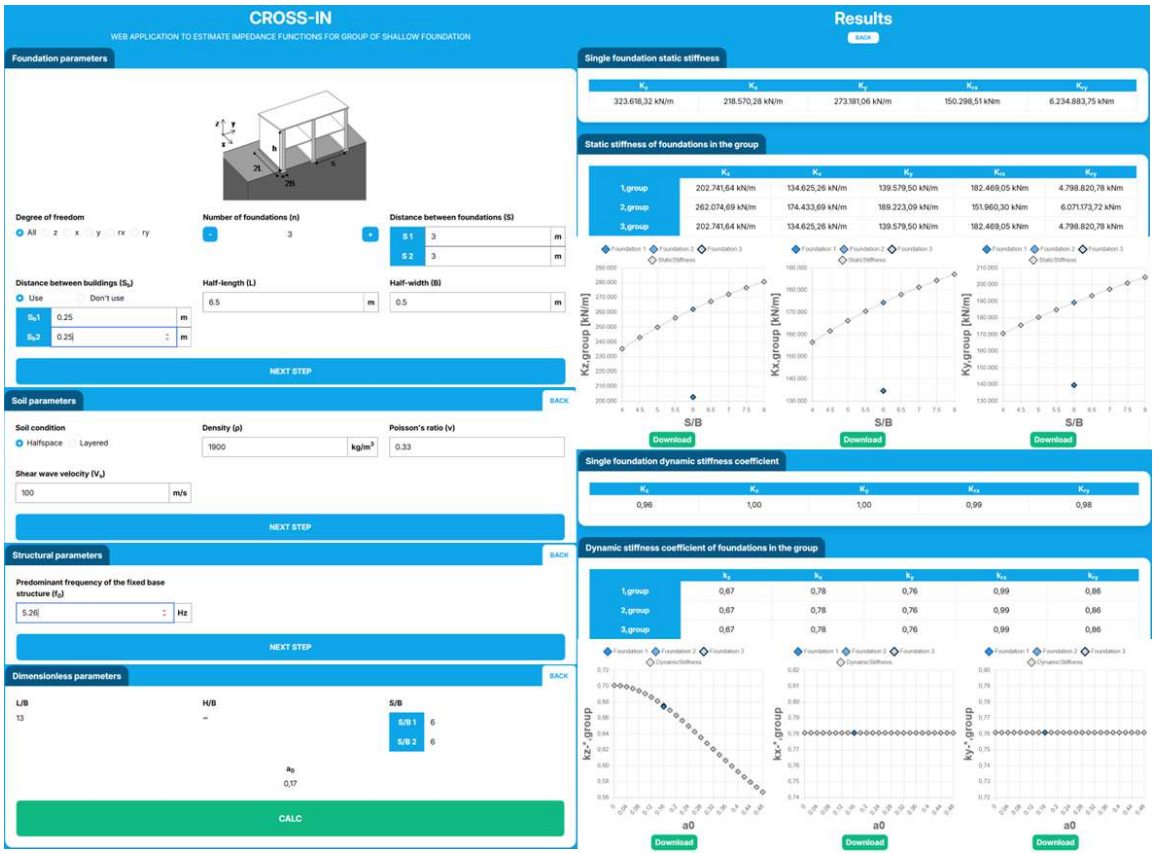


Fig. 4. Fasi di calcolo dell'applicazione web "Cross-In".

Ipotizzando le fondazioni non collegate, sono state calcolate le impedenze dinamiche tramite *Cross-In* (i valori sono riportati in Figura 4). I risultati hanno evidenziato una riduzione della rigidezza traslazionale delle fondazioni centrali e un'influenza significativa della presenza di edifici vicini sulle fondazioni di estremità. Le impedenze così ottenute sono state utilizzate in *0D-In* (de Silva e Silvestri, 2025), per valutare l'allungamento del periodo fondamentale dell'edificio. L'altezza dell'edificio e il numero di piani sono stati scelti in base a edifici reali in aree urbane densamente costruite. Assumendo un peso unitario della muratura pari a 15 kN/m³ e un carico di piano di 10 kN/m², la massa strutturale è stata ottenuta considerando sia il peso proprio delle pareti che i carichi gravitazionali dei solai. È stato stimato l'allungamento del periodo fondamentale dovuto sia all'SSI che all'FSFI. I risultati evidenziano che il passaggio da base fissa a base deformabile comporta un significativo incremento del periodo e che l'interazione trasversale tra fondazioni introduce un ulteriore contributo, come illustrato nei risultati in Tabella 1. Questo effetto è particolarmente rilevante per edifici rigidi e bassi, per i quali anche piccole variazioni del periodo possono determinare incrementi significativi della domanda sismica.

Tabella 1. Caratteristiche geometriche dell'edificio di riferimento insieme ai parametri fisici e meccanici adottati per la muratura e il terreno, e al periodo fondamentale calcolato con e senza interazione trasversale.

Numero di piani	altezza	Massa strutturale	Periodo a base fissa	Velocità delle onde di taglio	Periodo su base deformabile		Periodo su base deformabile	
	h	m	T_{fix}	V_s	T_{SSI}	T_{SSI}/T_{fix}	T_{FSFI}	T_{FSF}/T_{fix}
/	m	Mg	s	m/s	s	/	s	/
2	6	1023	0.19	100	0,42	2.20	0.46	2.42

3.2 Aspetti cinematici: evidenze numeriche e interpretazione

Per quantificare gli effetti di interazione cinematica, sono stati definiti i coefficienti, I_u e I_θ,

generalmente utilizzati per valutare la modifica del moto alla base di fondazioni profonde, rispetto a quello di campo libero. In questo caso, essi rappresentano il rapporto tra l'ampiezza del moto registrato alla base della fondazione superficiale in presenza dell'elemento profondo vicino, rispetto al moto di campo libero. Dai risultati mostrati in Figura 5, si nota che il moto di input della fondazione superficiale è fortemente influenzato dalle dimensioni del cassone adiacente, dalla distanza a cui è situato, dal rapporto di massa fondazione/terreno, dalla tipologia di sottosuolo e dalla frequenza di input.
È stata proposta una diversa normalizzazione per legare le proprietà geometriche dell'elemento profondo, alle lunghezze d'onda coinvolte, $\lambda = Vs/f$. La Figura 5 mostra l'andamento dei coefficienti cinematici in funzione della sezione trasversale del cassone rapportata al quadrato della lunghezza d'onda, BH/λ^2, per diversi valori di distanza fondazione-fondazione, *S/H*, e snellezza del cassone, *H/B*.

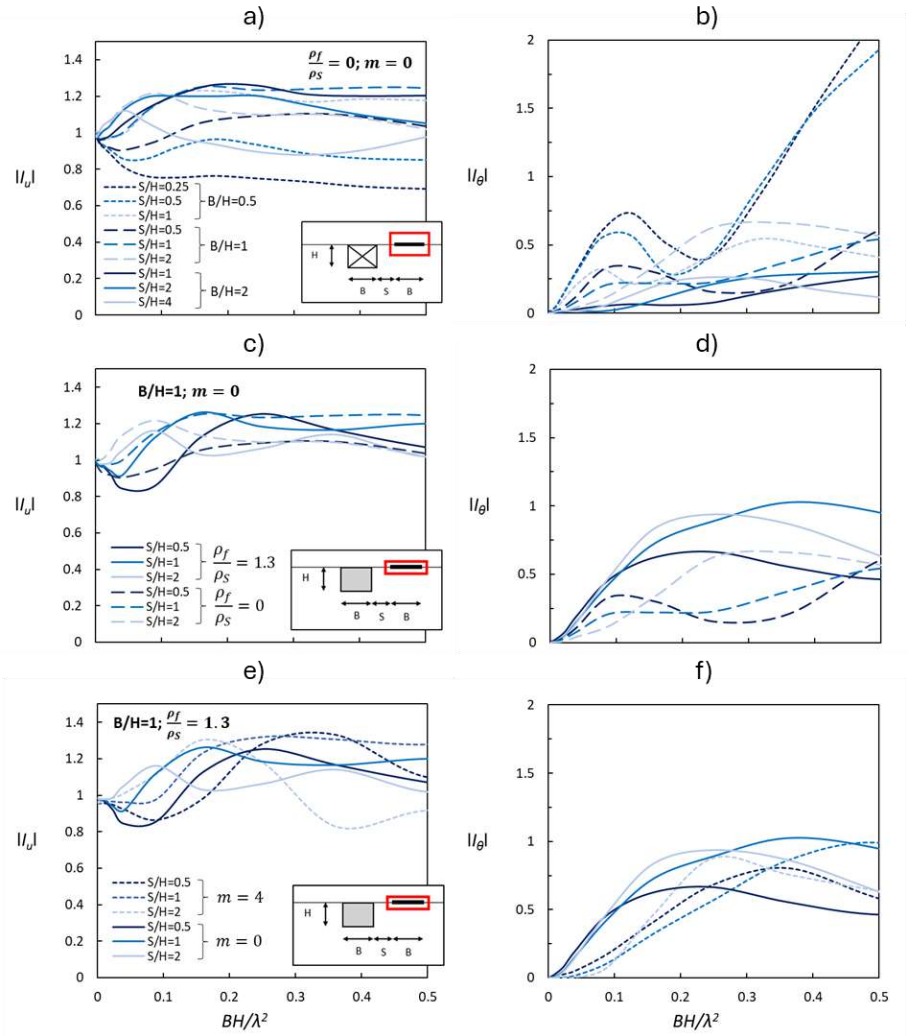


Fig. 5. Coefficienti cinematici della fondazione superficiale su sottosuolo omogeneo (m=0 in eq.3) al variare di B/H e S/H, nel caso di fondazioni senza massa (a-b) e con massa (c-d). In (e-f) è evidenziato l'effetto dell'eterogeneità del sottosuolo (m=4 in eq.3) per il caso di fondazioni con massa.

In questo modo si valuta l'effetto che la sezione della fondazione profonda ha sul moto della fondazione superficiale. L'effetto può essere di filtraggio ($I_u < 1$, $I_\theta \to 0$) o di amplificazione ($I_u > 1$, $I_\theta > 0$) a seconda della distanza normalizzata *S/H* e del rapporto di snellezza, *B/H*.
Il moto di traslazione della fondazione superficiale è mediamente filtrato rispetto al moto in campo libero, quando la fondazione profonda è snella ($B/H < 0.5$), le due fondazioni sono molto vicine ($S \leq H/2$) e le frequenze sono medio-basse. Quando il cassone diventa più largo che profondo ($B/H \geq 1$), il moto è amplificato rispetto al moto in campo libero e tende a quest'ultimo all'aumentare della frequenza e della distanza normalizzata. In generale, più profondo è il cassone, maggiore è

l'amplificazione e l'oscillazione della funzione. Il moto rotazionale della fondazione superficiale è fortemente influenzato dalla profondità della fondazione profonda (a parità di sezione trasversale) con ampiezze che dipendono dalla distanza relativa e dalla frequenza. In generale, il moto rotazionale tende a diminuire quando la fondazione profonda diventa più larga.

4. Conclusioni e prospettive future

La nota ha evidenziato gli effetti di interazione tra fondazioni ravvicinate nella risposta dinamica delle strutture, fenomeno trascurato nella pratica corrente, ma cruciale in contesti molto densamente urbanizzati, sia storici sia moderni. L'analisi degli aspetti inerziali ha portato allo sviluppo di un approccio semplificato basato su modificatori di impedenza, implementati in un'applicazione *web*, ideata per agevolare la risoluzione di casi reali in presenza di FSFI. Le simulazioni numeriche hanno anche mostrato come la presenza di una fondazione profonda possa modificare il moto alla base di una fondazione superficiale vicina, con effetti di filtraggio e/o amplificazione. I nuovi coefficienti cinematici, I_u e I_θ, saranno presto inclusi nell'applicativo web, così da proporre un quadro metodologico integrato che, pur apparendo all'utente semplice, risulta fisicamente basato e utile nel colmare un divario tra ricerca e applicazioni nella valutazione della risposta sismica di strutture in ambiti ad alta densità edilizia.

Bibliografia

Betti, R. (1997). Effects of the dynamic cross-interaction in the seismic analysis of multiple embedded foundations. Earthquake engineering & structural dynamics, 26(10), 1005-1019.

de Silva, F., & Silvestri, F. (2025). Derivation, validation, and web application of dimensionless analytical solutions for equivalent period and damping ratio of soil-foundation-structure systems. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 151(6), 04025049.

Hwang, Y. W., Ramirez, J., Dashti, S., Kirkwood, P., Liel, A., Camata, G., & Petracca, M. (2021). Seismic interaction of adjacent structures on liquefiable soils: Insight from centrifuge and numerical modeling. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 147(8), 04021063.

Knappett, JA, Madden P, Caucis K. (2015) Seismic structure–soil–structure interaction between pairs of adjacent building structures. Geotechnique, 65(5):429-441.

Padron, L. A., Aznarez, J. J., & Maeso, O. (2009). Dynamic structure–soil–structure interaction between nearby piled buildings under seismic excitation by BEM–FEM model. Soil dynamics and earthquake engineering, 29(6), 1084-1096.

Qian, J., & Beskos, D. E. (1996). Harmonic wave response of two 3-D rigid surface foundations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 15, 95-110.

Tsogka, C., & Wirgin, A. (2003). Simulation of seismic response in an idealized city. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23(5), 391-402.

Vicencio, F., & Alexander, N. A. (2021). Method to evaluate the dynamic structure-soil-structure interaction of 3-D buildings arrangement due to seismic excitation. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 141, 106494.

Zeolla, E., de Silva, F., & Sica, S. (2023). A simplified approach to account for through-soil interaction between two adjacent shallow foundations. Bulletin of Earthquake Engineering, 21(5), 2503-2532.

Zeolla, E., de Silva, F., & Sica, S. (2024). Towards a practice-oriented procedure to account for static and dynamic interaction among three adjacent shallow foundations. Computers and Geotechnics, 170, 106242.

Zeolla, E., Brunelli, A., de Silva, F., Cattari, S., & Sica, S. (2025). Fragility curves of URM buildings in aggregate considering the interaction with soil and among nearby footings. Bulletin of Earthquake Engineering, 1-34.

Zeolla, E., de Silva, F., & Sica, S. (2025). Cross-In: a Web application for computing the impedance functions of nearby shallow foundations. (in preparation).

VALUTAZIONE SEMPLIFICATA DELL'IMPEDENZA DINAMICA DI PLATEE SU PALI

Riccardo Ronci
Università degli Studi di Roma Tor Vergata
riccardo.ronci@uniroma2.it

Riccardo Conti
Università degli Studi di Roma Tor Vergata
riccardo.conti@uniroma2.it

Sommario

La risposta sismica di strutture alte o con elevati carichi in fondazione è fortemente influenzata dall'interazione dinamica terreno-struttura. La modifica della deformabilità e delle capacità dissipative del sistema può essere studiata, sotto l'ipotesi di linearità, con il metodo delle sottostrutture, che richiede la conoscenza della matrice di impedenza del sistema di fondazione. Se la fondazione è una platea su pali, in genere, l'impedenza viene calcolata in riferimento al solo gruppo di pali, trascurando il contatto platea-terreno e l'eventuale affondamento della platea di collegamento. Nel presente lavoro, è stato utilizzato un modello numerico 3D FEM per calcolare l'impedenza verticale di una platea su un gruppo di pali 2×2, al variare dell'interasse tra i pali e dell'affondamento della platea. Le analisi numeriche sono state condotte nel dominio delle frequenze. I risultati mostrano che la presenza della platea è rilevante solo in prossimità della frequenza di risonanza della fondazione, dove l'impedenza del gruppo di pali raggiunge un massimo locale.

1. Introduzione

Il comportamento dinamico di strutture alte o con elevati carichi in fondazione è fortemente influenzato dall'interazione terreno-struttura, che causa una modifica del segnale sismico rispetto alla condizione di free-field (interazione cinematica) e una modifica della deformabilità e delle capacità dissipative del sistema (interazione inerziale). Solitamente, questo fenomeno è studiato attraverso il metodo delle sottostrutture che, sotto l'ipotesi di linearità, disaccoppia i due meccanismi di interazione (Wolf, 1985). In particolare, l'interazione inerziale è valutata modellando il sistema fondazione-struttura come un oscillatore discreto a uno o più gradi di libertà, collegato a terra attraverso molle e smorzatori viscosi, che definiscono le impedenze della fondazione.
Per queste strutture, in genere, la fondazione è costituita da un gruppo di pali collegati tra loro da una platea rigida a contatto con il terreno. Mentre per il gruppo di pali è possibile calcolare l'impedenza sia attraverso modelli numerici agli elementi finiti (FEM) o agli elementi di contorno (BEM), sia attraverso modelli analitici semplificati alla Winkler (Novak, 1991), l'impedenza di una platea su pali può essere calcolata solo attraverso modelli numerici di elevato onere computazionale. Inoltre, in letteratura sono

presenti solo pochi contributi sulla valutazione dell'impedenza di platee su pali e dell'effetto associato alla geometria della fondazione. In particolare, Emani & Maheshwari (2009) mostrano, attraverso analisi numeriche eseguite su una platea su un gruppo di pali 2×2, che l'affondamento non ha un effetto rilevante sull'impedenza verticale del sistema, almeno per basse frequenze di carico. Inoltre, Liu & Ai (2017), attraverso analisi numeriche su una platea su un gruppo di pali 3×3, ottengono che, per basse frequenze, il contatto platea-terreno non modifica la parte reale dell'impedenza verticale, rispetto al caso del solo gruppo di pali.

Sulla base di tali osservazioni, il contributo associato al contatto platea-terreno non è solitamente tenuto in conto nel calcolo delle impedenze di fondazioni su pali. L'errore così introdotto nel calcolo del periodo proprio della struttura su base cedevole può portare a una sottostima o a una sovrastima delle azioni, a seconda delle caratteristiche del sisma di progetto (Conti *et al*., 2020)

In questo lavoro sono presentati parte dei risultati di uno studio parametrico sull'impedenza verticale di platee su pali, valutate attraverso modelli 3D agli elementi finiti con il codice di calcolo ABAQUS (ABAQUS, 2017), con l'obiettivo di quantificare l'effetto del contatto platea-terreno e dell'affondamento del piano di posa della platea.

2. Modellazione

Il modello analizzato è quello di una platea rigida su un gruppo di pali 2×2, con snellezza $L/D = 15$ (dove D = diametro dei pali e L = lunghezza dei pali) e interasse $s/D = 3 – 5$, immersa in un banco di terreno omogeneo. La platea è caratterizzata da affondamento $E/D = 0 – 2 – 3$ e lato $2B/D = s/D + 2$. La distanza tra i bordi verticali del dominio e il bordo della platea è pari a $15B$, mentre la distanza tra la punta dei pali e il bordo inferiore è pari a $30D$. Il dominio è stato discretizzato con elementi prismatici a 8 nodi a integrazione ridotta (C3D8R). Intorno alla platea è definita una zona dove il lato degli elementi varia linearmente tra $0.25D$ e $2D$, mentre, al di fuori di questa zona la larghezza degli elementi è costante. L'altezza degli elementi è pari a $0.5D$ fino a una profondità $2.5B$, mentre oltre vale D. Le dimensioni della mesh, mostrate nella Fig. 1, sono state scelte a valle di uno studio parametrico per minimizzare gli effetti dei bordi sui risultati.

Per coerenza con le ipotesi del metodo delle sottostrutture, al terreno e ai pali è stato assegnato un legame costitutivo visco-elastico lineare. Il modulo di Young dei pali vale $E_p = 1000E_s$ (con E_s = modulo di Young del terreno); il modulo di Poisson vale $\nu_p = 0.1$ per i pali e $\nu_s = 0.4$ per il terreno, mentre il rapporto di smorzamento vale $\xi_p = 0$ e $\xi_s = 0.05$, rispettivamente. Questo, oltre all'assenza di non-linearità geometriche e alla perfetta aderenza imposta tra palo e terreno, permette di eseguire l'analisi nel dominio delle frequenze.

Sfruttando la simmetria del sistema, è stato modellato solo un quarto del dominio. Sulle superfici che costituiscono piani di simmetria, sono stati applicati vincoli cinematici nella direzione ortogonale al piano stesso, indicati con carrelli nella Fig. 1. Invece, per gli altri bordi verticali e per il bordo inferiore del modello sono stati utilizzati elementi a 8 nodi e integrazione ridotta CIN3D8R, indicati con smorzatori nella Fig. 1, che, per un carico statico (pulsazione $\omega = 0$) si comportano come gli elementi infiniti proposti da Zienckiewicz *et al*. (1983), mentre per carichi dinamici ($\omega > 0$) si comportano come smorzatori viscosi, in grado di assorbire le onde di volume che si propagano dalla fondazione (Lysmer & Kuhlemeyer, 1969). La platea è stata modellata come uno scavo vuoto, i cui bordi sono vincolati a una traslazione rigida.

Il carico è dato da una forza verticale di intensità $F = 10$ kN diretta verso il basso e applicata nel nodo centrale del fondo della platea. La pulsazione adimensionale di applicazione del carico vale $a_0 = 0 – 0.57$, con $a_0 = \omega D/V_S$ (dove V_S = velocità di propagazione delle onde S)

Per ogni frequenza di carico, è stato calcolato lo spostamento verticale della platea u_z, ottenendo l'impedenza K_z* come:

$$K_z^* = F/u_z \tag{1}$$

Per confronto e validazione, sono stati analizzati anche i casi di palo singolo e gruppo di pali 2×2, per il

quale la platea di collegamento non è a contatto con il terreno. In questo caso, i bordi verticali del dominio distano 30*D* dall'asse del palo e la variazione nell'altezza degli elementi avviene a una profondità di 5*D* dal piano campagna. Il carico è applicato al nodo centrale di una superficie rigida che contiene le teste dei pali.

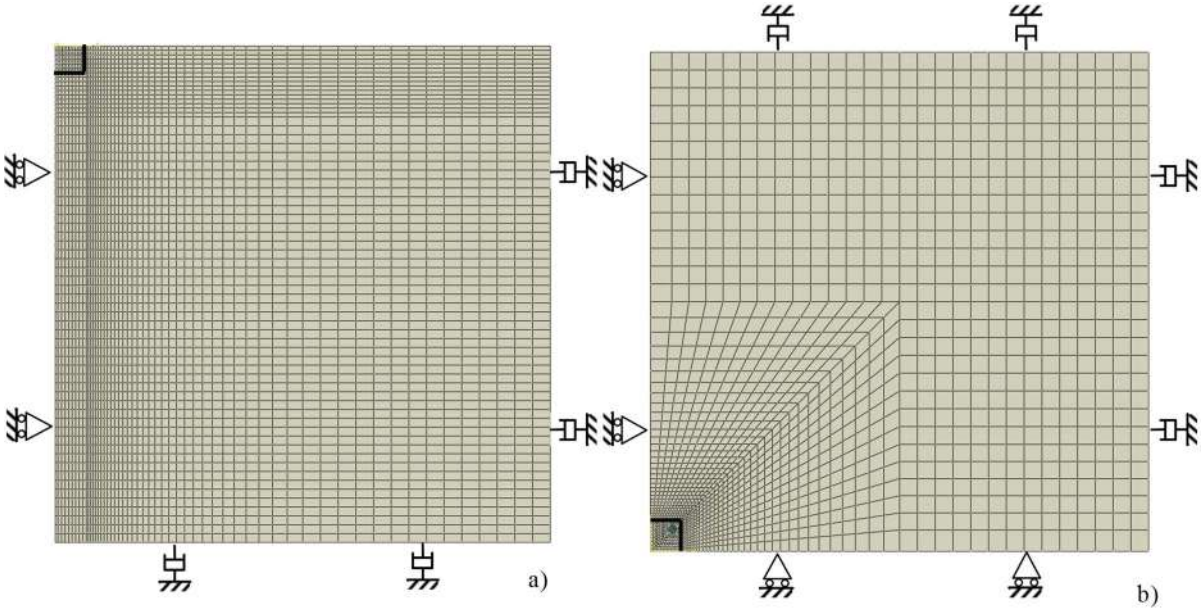


Fig 1. Mesh utilizzata nel modello FEM e condizioni al contorno adottate: a) vista sul piano verticale b) vista in pianta. Le linee spesse indicano il bordo della platea.

3. Risultati

3.1 Validazione

Il modello è stato validato confrontando i risultati relativi al gruppo 2×2 con interasse $s/D = 5$ con quelli presentati da Kaynia (1982), normalizzati rispetto alla rigidezza statica del palo singolo K_{z0}, ricavata dal modello di palo singolo, e al numero di pali N. I valori riportati da Kaynia (1982) sono ottenuti attraverso analisi numeriche nel dominio delle frequenze con il metodo agli elementi di contorno (BEM).
I risultati, riportati nella Fig. 2, mostrano un accordo soddisfacente tra il modello numerico e i valori di letteratura in tutto l'intervallo di frequenze analizzato. Si riscontrano alcune differenze solo intorno ai valori massimi di impedenza, dovuti al differente metodo di calcolo e alla differente discretizzazione del dominio.

3.2 Studio parametrico

La Fig. 3 mostra i risultati numerici di questo studio, in termini di impedenza verticale normalizzata, $K_z^*/(NK_{z0})$, per i casi con $s/D = 3$ e 5, al variare dell'affondamento della platea, E/D.
Per il caso con $s/D = 3$, si nota come la parte reale di impedenza del modello di platea su pali senza affondamento sia pressoché uguale a quella del gruppo di pali. Anche l'aumento della parte reale di impedenza causato dall'affondamento è minimo. Per la parte immaginaria, l'affondamento causa un lieve aumento di impedenza, mentre il contatto platea-terreno continua a non avere effetto.
Considerazioni analoghe possono essere fatte per il caso con $s/D = 5$ fino ad $a_0 = 0.4$ per la parte reale e $a_0 = 0.3$ per la parte immaginaria. Oltre questa soglia, l'effetto dell'affondamento rimane trascurabile, in particolare per la parte reale, mentre diventa rilevante l'effetto del contatto platea-terreno, che causa lo spostamento verso frequenze più alte del punto di massimo dell'impedenza e, quindi una riduzione

di impedenza rispetto al gruppo di pali per $0.4 < a_0 < 0.6$. Un simile effetto non è riscontrato nel caso con $s/D = 3$ perché, in questo caso, il punto di massimo dell'impedenza si trova al di fuori dell'intervallo di frequenze considerato nell'analisi.

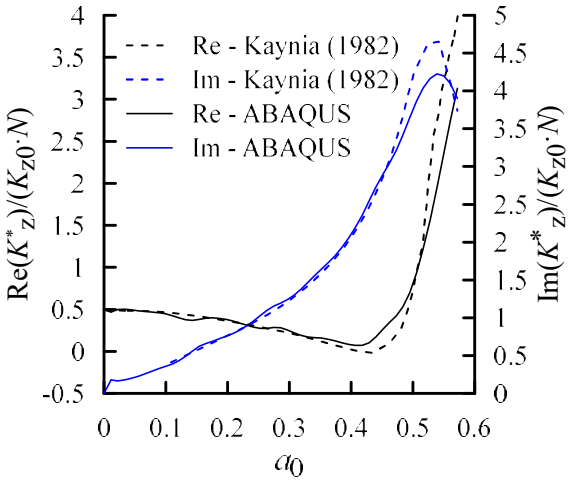


Fig 2. Confronto tra le impedenze verticali previste dal modello FEM (ABAQUS) e quelle riportate da Kaynia (1982) per un gruppo di pali

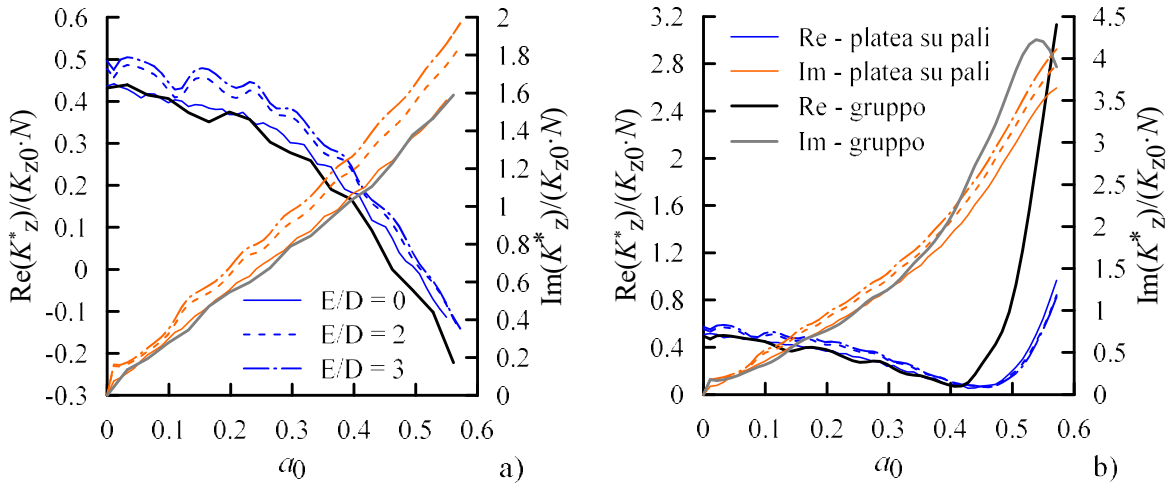


Fig 3. Impedenze verticali normalizzate per un gruppo di pali e per una platea su pali al variare dell'affondamento e dell'interasse per a) s/D = 3 e b) s/D = 0.5

4. Conclusioni

In questo lavoro è stato condotto uno studio parametrico per determinare la variazione dell'impedenza verticale di una platea su pali immersa in un banco di terreno omogeneo al variare dell'interasse tra i pali e dell'affondamento della platea. L'analisi è stata condotta con il metodo agli elementi finiti nel dominio delle frequenze, sfruttando la linearità materiale e geometrica, coerentemente con le ipotesi alla base del metodo delle sottostrutture. La corretta definizione del modello è stata verificata confrontando i risultati ottenuti in assenza di platea con quelli riportati da Kaynia (1982) in riferimento a un gruppo di pali.

I risultati mostrano che il contatto tra la platea e il terreno e l'affondamento della platea hanno un effetto trascurabile per frequenze di carico sufficientemente lontane dal punto di massimo dell'impedenza verticale. Infatti, per piccoli interassi ($s/D = 3$), questo fenomeno non è rilevabile all'interno dell'intervallo di frequenze indagato. Al contrario, per interassi maggiori ($s/D = 5$), l'impedenza della

platea su pali è pressoché identica a quella del gruppo di pali solo per pulsazioni adimensionali $a_0 < 0.3$.
I risultati esposti sono parte di un più ampio studio, volto a indagare l'effetto sull'impedenza verticale del contatto platea-terreno e dell'affondamento, al variare della geometria della platea su pali. Lo scopo è quello di fornire dati a sostegno di metodi semplificati affidabili per l'analisi di interazione dinamica terreno-struttura per strutture fondate su platee su pali.
Ulteriori analisi sono necessarie per verificare l'applicabilità del metodo, basato su una modellazione visco-elastica lineare del terreno, anche nei casi in cui le deformazioni sono tali da rendere il comportamento del sistema marcatamente non lineare.

Bibliografia

Wolf J. P. (1985), Dynamic soil-structure interaction. Prentice-Hall, Englewood Cliffs.

Novak M., "Piles under dynamic loadings". Proc. 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Rolla.

Emani P. K., Maheshwari B. K. (2009). "Dynamic impedances of pile groups with embedded caps in homogeneous elastic soils using CIFECM", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 963-973.

Liu C. L., Ai Z. Y. (2017), "Vertical harmonic vibration of piled raft foundation in layered soils", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 41, 1711-1723.

Conti R. et al. (2020). "Seismic performance of bridge piers: caissons vs pile foundation". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 130, 105985.

ABAQUS Inc. (2017). ABAQUS2017 User's Manual. Dassault Systemés Simulia Corp., Providence.

Zienckiewicz O. et al (1983). "A novel boundary infinite element", *International Journal for Numerical Methods in Engineering,* 19, 393-404.

Lysmer J., Kuhlemeyer R. L. (1969). "Finite dynamic model for infinite media", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 95, 859-877.

Kaynia A. M. (1982). Dynamic stiffness and seismic response of pile groups. PhD Thesis, Massachussets Institute of Technology, Cambridge.

OSSERVAZIONE SPERIMENTALE E SIMULAZIONE NUMERICA DI EFFETTI NON LINEARI SULL'INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Teresa Lusi, Filomena de Silva, Francesco Silvestri
Università degli studi di Napoli 'Federico II'
teresa.lusi@unina.it, filomena.desilva@unina.it, francesco.silvestri@unina.it

Sommario
Questo studio si propone di riprodurre tramite un modello numerico bidimensionale la risposta dinamica del prototipo di struttura intelaiata EuroProteas sottoposto a prove di oscillazione forzata, considerando gli effetti dell'interazione terreno-fondazione-struttura in campo non lineare. A tal fine, i risultati sperimentali ottenuti nel progetto SISIFO sono stati confrontati con quelli numerici in termini di cicli momento-rotazione in fondazione, da cui sono stati ricavati la rigidezza rotazionale e il fattore di smorzamento della fondazione. Il confronto ha evidenziato un buon accordo, consentendo di affermare che il modello numerico bidimensionale è in grado di quantificare il comportamento dissipativo della fondazione portando in conto sia lo smorzamento radiativo sia il comportamento isteretico del terreno.

1 Introduzione

Negli ultimi trent'anni, la ricerca sull'*interazione terreno-fondazione-struttura* (SFSI) ha evidenziato come i modelli convenzionali di struttura a base fissa siano inadeguati a riprodurre la prestazione sismica di struttura e fondazione quando il sottosuolo è particolarmente deformabile. Gli effetti principali della SFSI sono l'allungamento del periodo naturale di oscillazione e l'incremento della capacità dissipativa del sistema, quest'ultimo causato dallo smorzamento radiativo della fondazione e da quello isteretico mobilitato nel terreno. Tale aspetto è stato recentemente riconosciuto come benefico in termini di riduzione della domanda sismica in elevazione e, di riflesso, in fondazione (Gazetas, 2019). La sperimentazione su prototipi in scala ridotta o reale (cfr. la raccolta di casi di studio riportata da Gavras *et al.*, 2020) permette di ridurre l'incertezza sulla quantificazione dei suddetti effetti e, in particolare, sulla risposta non lineare della fondazione. In tale spirito, questo studio mira a riprodurre attraverso simulazioni numeriche i dati di esperimenti eseguiti su un prototipo in vera grandezza che hanno evidenziato effetti di non linearità della risposta della fondazione anche per sollecitazioni dinamiche relativamente basse. Lo scopo è indagare la capacità del modello numerico di riprodurre i parametri che controllano la risposta della fondazione, al fine di calibrare strumenti semplici che consentano di portare in conto gli effetti non lineari nella pratica progettuale.

2 Setup sperimentale

Il progetto di ricerca SISIFO (*Seismic Impedance for Soil-structure Interaction From On-site tests*), finanziato dal programma SERA (*Seismology and Earthquake Engineering Research Infrastructure Alliance for Europe*), ha avuto come obiettivo la determinazione sperimentale delle funzioni di

impedenza tramite prove cicliche condotte sul prototipo *EuroProteas* (Figura 1a), presso il campo sperimentale *Euroseistest*, situato nella valle di Mygdonia (Nord della Grecia).

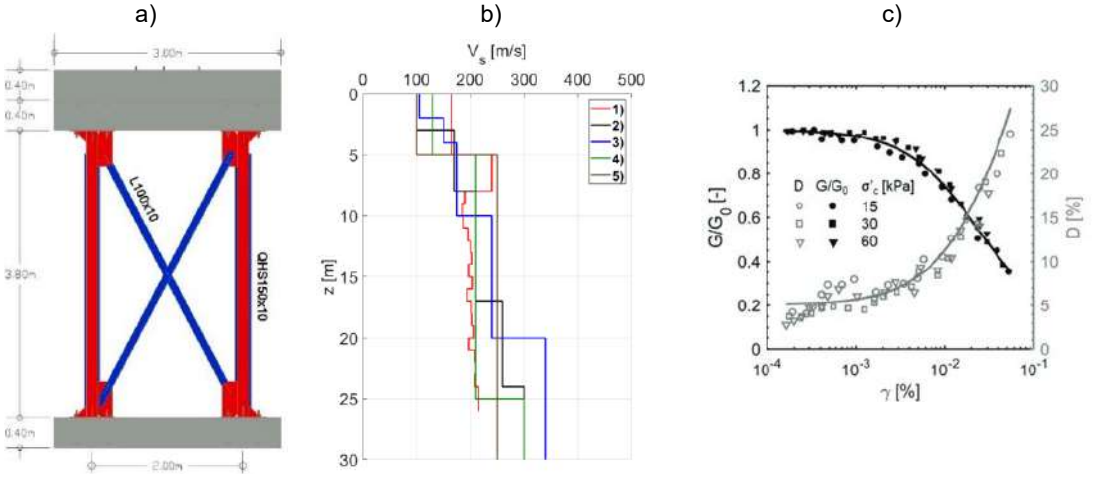


Figura 1 - a) Prototipo EuroProteas; b) profilo di velocità (5) adottato nella modellazione, derivato da: 1) prova Down-hole effettuata al di sotto della fondazione 2) un sito distante circa 50 m dal prototipo, 3) modello di riferimento per tutta la valle, 4) profilo ottenuto da indagini geotecniche e geofisiche, c) curve di variazione di rigidezza e smorzamento con la deformazione da prove di colonna risonante su un campione prelevato tra i 3.5 m e 4 m (Pitilakis et al.*, 2018).*

EuroProteas è un prototipo di struttura intelaiata simmetrico e riconfigurabile, costituito da due solette portatili in calcestruzzo armato sorrette da quattro colonne in acciaio, collegate da controventi a croce e poggianti su una soletta di fondazione identica a ciascuna di quelle superiori, in assenza di interramento. La frequenza naturale a base fissa, stimata mediante modellazione numerica tridimensionale con il software agli elementi finiti SAP2000, è pari a 9.13 Hz. Il sottosuolo è stato ampiamente caratterizzato mediante prove geofisiche in sito (Figura 1b), e di laboratorio (Figura 1c), i cui risultati sono estesamente riportati da Pitilakis *et al.* (2018). La campagna sperimentale condotta nel 2018 nell'ambito di SISIFO ha incluso la registrazione della risposta dinamica al rumore ambientale, in oscillazioni libere e in oscillazione forzata con forzante sinusoidale (Amendola *et al.*, 2021). Il presente studio è stato orientato alle simulazioni di quattro serie di prove in oscillazione forzata, eseguite collocando uno *shaker* a masse rotanti sul tetto del prototipo. La forza applicata dallo shaker, F_s, è governata dalla seguente equazione:

$$F_s = E \cdot (2\pi f)^2 \sin(2\pi f) \tag{1}$$

dove E è l'eccentricità totale prodotta dallo shaker, pari a 1.85, 3.93, 6.93 e 11.31 kg m rispettivamente per le prove indicate con Forced A, B, C, D, mentre f è la frequenza di sollecitazione, variata nell'intervallo tipico di interesse per l'ingegneria sismica, ovvero tra 1 Hz e 10 Hz. Il moto delle piastre superiori della struttura e della fondazione è stato registrato attraverso numerosi accelerometri tridimensionali. Le registrazioni sono state successivamente integrate per quantificare lo spostamento e la rotazione in fondazione, nonché lo spostamento flessionale della struttura.

3 Risultati sperimentali

Note le variabili cinematiche e le masse coinvolte, dall'equilibrio dinamico del sistema terreno-fondazione-struttura sono stati ricavati i momenti in fondazione (Amendola *et al.*, 2021). Dai cicli momento-rotazione, $M - \theta$, sono stati quindi calcolati il rapporto di smorzamento, β, e la rigidezza rotazionale, k_{yy}, attraverso le seguenti equazioni (de Silva *et al.*, 2023):

$$\beta = \frac{A_w}{4\pi \cdot A_e} \frac{f_n}{f} \tag{2}$$

$$k_{yy} = \frac{M_{\max}(\theta_{max}) - M_{min}(\theta_{min})}{\theta_{max} - \theta_{min}} \tag{3}$$

Nell'Equazione (2), A_w è l'energia dissipata in un ciclo completo e A_e è l'energia elastica equivalente immagazzinata da un sistema elastico lineare soggetto alla stessa rotazione massima, mentre f_n è la frequenza naturale e f quella della forzante sinusoidale applicata. Nell'Equazione (3), M_{max} (θ_{max}), e M_{min} (θ_{min}), sono i momenti associati, rispettivamente, alla rotazione massima, θ_{max}, e minima, θ_{min}, della fondazione, utilizzati per identificare il ciclo i-esimo. I risultati sono riportati con barre vuote, di colore diverso per ogni prova, negli istogrammi in Figura 1 in termini di massima rotazione, θ_{max} (a), rigidezza rotazionale, k_{yy} (b), e fattore di smorzamento, β (c), al variare della frequenza di prova.

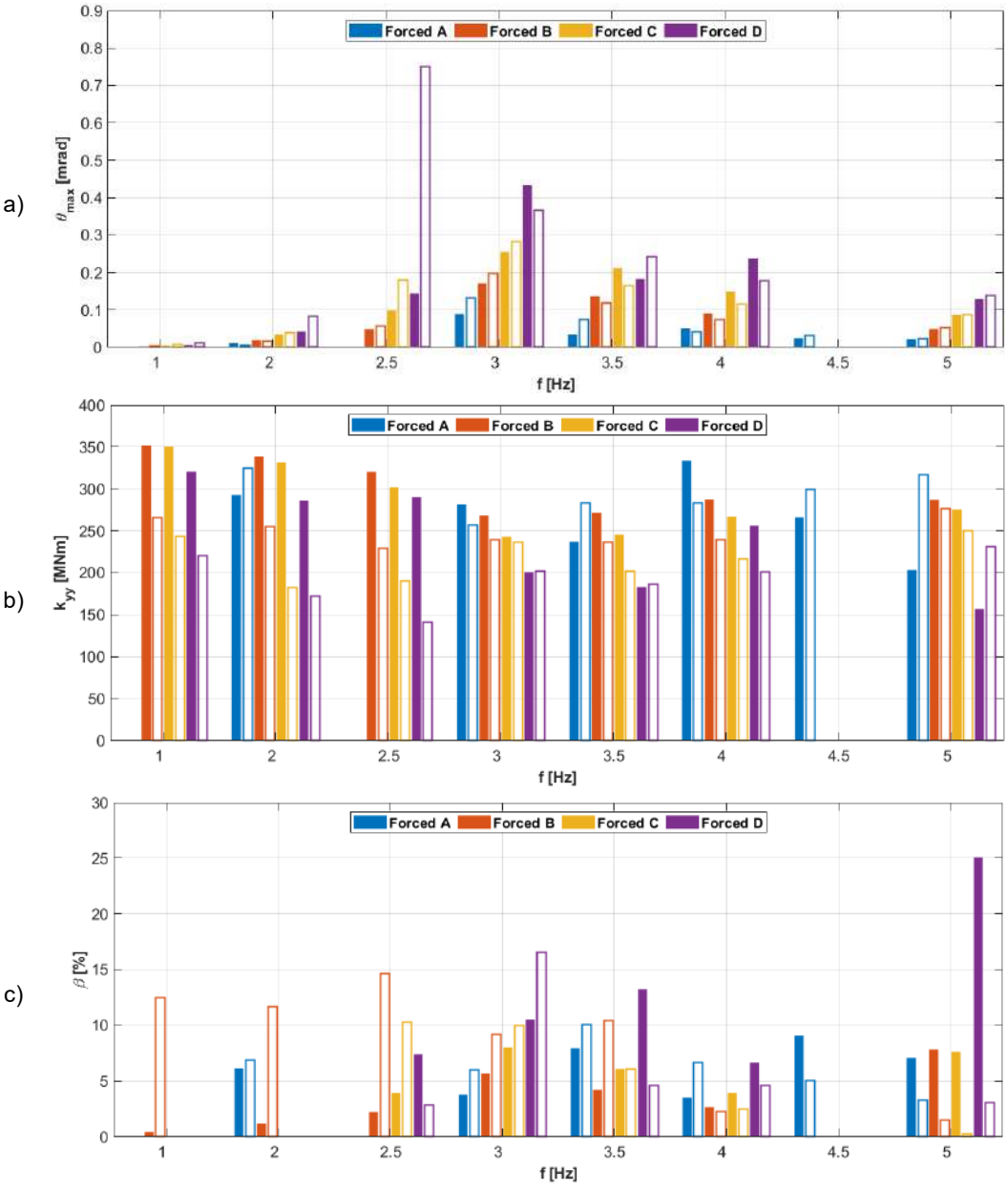


Figura 2 – Valori sperimentali (barre vuote) e numerici (barre piene) di rotazione massima (a), rigidezza rotazionale (b) e fattore di smorzamento (c) in funzione della frequenza di prova e per ognuna delle forzanti applicate.

Dai risultati sperimentali in termini di rotazione massima attinta (Figura 2a) è possibile identificare la frequenza di risonanza naturale a base deformabile nell'intorno di 3 Hz per gli esperimenti Forced A, B e C. Per l'esperimento Forced D, caratterizzato da una maggiore ampiezza della forzante, si osserva

invece una diminuzione della frequenza di risonanza verso 2.5 Hz. Tale effetto è attribuibile all'incremento del livello di non-linearità nel terreno, rispetto agli altri esperimenti, che comporta un degrado della rigidezza a taglio mobilitata, *G*. Dai risultati sperimentali è evidente che, a parità di frequenza di sollecitazione, l'incremento dell'eccentricità della forzante comporta una diminuzione della rigidezza rotazionale, attribuibile all'aumento del comportamento isteretico con l'eccentricità.

4 Modellazione numerica

Al fine di riprodurre i risultati sperimentali descritti nel § 3, è stato sviluppato un modello alle differenze finite mediante il software FLAC 2D. Il dominio modellato presenta una larghezza pari a 60 m e profondità pari a 30 m, come mostrato in Figura 3a, con frontiere assorbenti alla base che simulano il semispazio e condizioni *free-field* laterali.

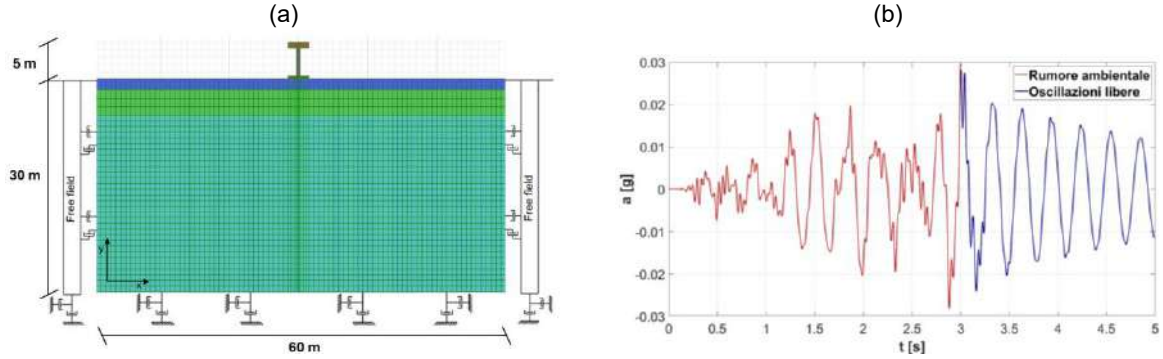


Figura 3 - Modello numerico del prototipo alle differenze finite (FLAC 2D): (a) dominio d'analisi e condizioni al contorno adottate in fase dinamica; (b) accelerazione in sommità della struttura (in rosso la fase di rumore ambientale e in blu quella di oscillazione libera).

Il modello geotecnico di sottosuolo, descritto in Tabella 1, è stato calibrato sulla base dei risultati delle indagini menzionate nel § 2. I parametri meccanici includono il modulo di rigidezza volumetrica, *K*, il modulo di rigidezza a taglio, *G*, desunto dalla velocità delle onde di taglio, V_S, e l'angolo di resistenza a taglio delle sabbie limose, φ. Le analisi sono state condotte in termini di tensioni totali, adottando per gli strati di terreno fine superiori il criterio di Tresca, caratterizzato dalla resistenza non drenata riportata in Tabella 1, mentre per la formazione sabbiosa sottostante è stato assunto il criterio di Mohr-Coulomb. Il pelo libero della falda è stato assunto a piano campagna.

Tabella 1 - Modello geotecnico di sottosuolo adottato

Litologia [-]	*Spessore* [m]	γ [kN/m^3]	*K* [MPa]	*G* [MPa]	V_s [m/s]	c_u [kPa]	φ [°]
argilla limosa	1.5	18	39	18	100	30	0
limo con sabbia	3.5	18	39	18	100	30	0
sabbia limosa con argilla	25	18	243.7	112.5	250	0	37

Il comportamento non lineare del terreno è stato modellato mediante una funzione sigmoide, calibrata sui risultati delle prove di colonna risonante (Figura 1c), a cui è stato associato un fattore di smorzamento iniziale pari al 2%. La struttura, invece, è stata modellata come visco-elastica, assumendo un fattore di smorzamento pari al 5%.

I parametri meccanici del calcestruzzo della piastra di fondazione e delle masse superiori sono stati posti pari ai valori tipici di un calcestruzzo di classe C20/25, coerentemente con la progettazione del prototipo. Le quattro colonne del prototipo sono state modellate mediante un'unica colonna, la cui rigidezza a taglio è stata assegnata in modo da riprodurre la frequenza sperimentale pari a 3.2 Hz, secondo quanto discusso nel § 2. L'identificazione dinamica del modello numerico SFSI è stata effettuata applicando al bedrock un segnale di rumore bianco ambientale, Figura 3b in blu, e successivamente interpretandone la fase di oscillazione libera, Figura 3b in rosso. La frequenza naturale di oscillazione è stata ottenuta

dal picco dello spettro di Fourier dello spostamento orizzontale in sommità alla struttura della sola fase di oscillazione libera.

5 Oscillazione forzata con forzante armonica

Al fine di riprodurre numericamente le prove di oscillazione forzata, la forzante armonica è stata applicata lungo i nodi sommitali della piastra superiore. Per tenere conto della bidimensionalità del modello e della sua discretizzazione, la forza risultante applicata dallo shaker è stata divisa per la dimensione della fondazione normale al piano d'analisi.

Le Figure 4b e 5b mostrano i contorni di deformazione tangenziale a risonanza per le prove Forced A e Forced D, rispettivamente. La griglia in verde mostra la deformata del prototipo, evidentemente più marcata al crescere della forzante. Il prototipo mostra un moto di rotazione puramente rigido, in quanto non sono evidenti deformazioni nella struttura.

Per ciascun esperimento (Forced A, B, C e D) e per ogni frequenza indagata, sono state registrate le tensioni normali sotto la fondazione e gli spostamenti verticali agli spigoli della stessa. Le tensioni sono state opportunamente integrate per calcolare il momento, mentre la rotazione è stata ottenuta come differenza tra gli spostamenti verticali rapportata alla larghezza della fondazione. In questo modo sono stati ottenuti i cicli momento-rotazione alla base, $M - \theta$, riprodotti, a titolo di esempio, in Figura 4b e in Figura 5b per la frequenza di risonanza, i.e. 3 Hz, delle prove Forced A e D, rispettivamente.

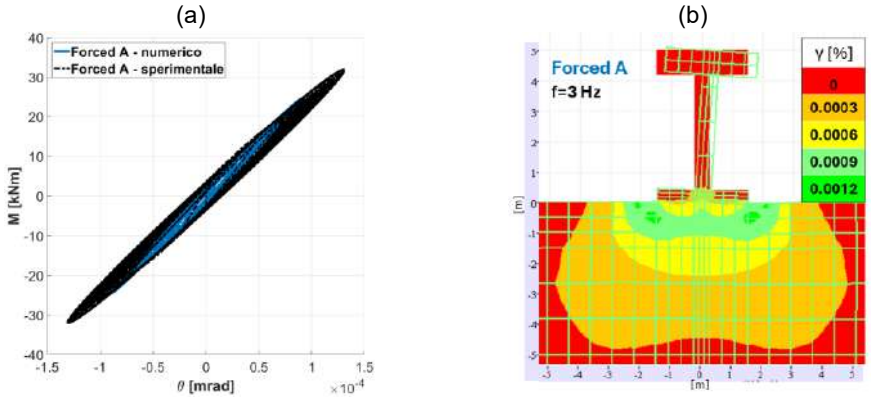


Figura 4 – (a) Ciclo momento-rotazione sperimentale (in nero tratteggiato) e numerico (in blu) per Forced A alla frequenza di risonanza; (b) contorni di deformazione tangenziale per Forced A alla frequenza di risonanza.

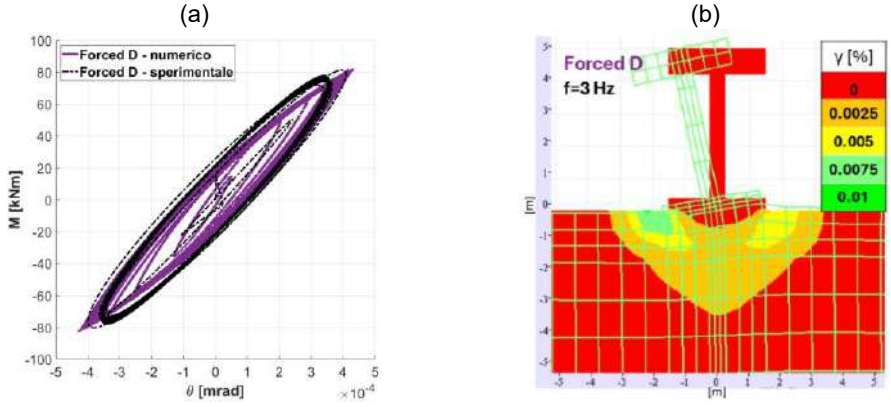


Figura 5 – (a) Ciclo momento-rotazione sperimentale (in nero tratteggiato) e numerico (in viola) per Forced D alla frequenza di risonanza; (b) contorni di deformazione tangenziale per Forced D alla frequenza di risonanza.

In Figura 4b e in Figura 5b sono riportati i contorni di deformazioni tangenziali, γ, per Forced A e Forced D, rispettivamente. Si nota che il livello deformativo massimo attinto dalla prova Forced D risulta di due ordini di grandezza maggiore rispetto alla Forced A, il che giustifica gli effetti non lineari maggiori mostrati in quest'ultima storia di sollecitazioni.

Per ciascun ciclo, caratterizzato da un valore massimo di rotazione, θ_{max}, compiuto dalla fondazione sono stati determinati il rapporto di smorzamento, β, e la rigidezza rotazionale, k_{yy}, attraverso le Equazioni (2) e (3). Per ciascuno dei tre parametri considerati è stato calcolato il valor medio ottenuto per il numero di cicli eseguiti a parità di frequenza e confrontato con il valore medio corrispondente ottenuto sperimentalmente. La Figura 2 riporta con barre piene i risultati numerici confrontati con quelli sperimentali, in termini di rotazione massima θ_{max} (a), rigidezza rotazionale k_{yy} (b) e rapporto di smorzamento β (c).
Il modello risulta in grado di simulare l'evoluzione della rigidezza rotazionale e dello smorzamento al crescere della forzante, evidenziando la capacità di riprodurre il comportamento isteretico del terreno. Tale aspetto è particolarmente evidente in corrispondenza della frequenza di risonanza. Anche la riduzione di rigidezza all'aumentare della forzante è evidente dai risultati numerici. Tuttavia, il modello numerico non è in grado di riprodurre la variazione della frequenza naturale da 3 Hz a 2.5 Hz osservata nella prova Forced D.

6 **Conclusioni**

Il presente studio ha dimostrato la capacità del modello numerico alle differenze finite, sviluppato in FLAC 2D, di riprodurre gli effetti non-lineari indotti dall'interazione terreno-fondazione-struttura osservati nelle prove sperimentali sul prototipo EuroProteas. La calibrazione basata sulla frequenza naturale a base deformabile e l'adozione di un modello non lineare per il terreno hanno permesso di ottenere risultati coerenti con la rigidezza rotazionale e lo smorzamento sperimentale. Tuttavia, le analisi appaiono sottostimare rotazione e smorzamento sperimentali per frequenze inferiori alla condizione di risonanza.

Bibliografia

Amendola, C. *et al.* (2021) 'Foundation impedance functions from full-scale soil-structure interaction tests', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 141, p. 106523. Available at: https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106523.

Amendola, C. *et al.* (2021) 'On the effectiveness of experimentally-derived foundation impedance functions', in. *8th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Athens, Greece, pp. 3617–3632. Available at: https://doi.org/10.7712/120121.8734.18958.

de Silva, F. *et al.* (2023) 'A Comparative Study on the Interpretation Procedure of Field Tests for Measuring the Dynamic Impedance of a Surface Footing', *Journal of Earthquake Engineering*, 27(11), pp. 2970–2993. Available at: https://doi.org/10.1080/13632469.2022.2121334.

Gavras, A.G. *et al.* (2020) 'Database of rocking shallow foundation performance: Dynamic shaking', *Earthquake Spectra*, 36(2), pp. 960–982. Available at: https://doi.org/10.1177/8755293019891727.

Gazetas, G. (2019) 'Benefits of Unconventional Seismic Foundation Design: the 59th Rankine Lecture'. Unpublished draft.

Pitilakis, D. *et al.* (2018) 'Field evidence of SSI from full-scale structure testing', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 112, pp. 89–106. Available at: https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.04.024.

CURVE DI FRAGILITÀ DI OPERE GEOTECNICHE NELLE INFRASTRUTTURE STRADALI

Filomena de Silva, Francesco Dionisio, Valeria Abbatiello
Università degli Studi di Napoli "Federico II", Napoli, Italia.

filomena.desilva@unina.it, francesco.dionisio@unina.it, valeria.abbatiello@unina.it

Chiara Amendola
Università di Aristotele, Salonicco, Grecia

chiaamen@civil.auth.gr

Riccardo Conti
Università degli Studi di Roma "Tor Vergata", Roma, Italia

riccardo.conti@uniroma2.it

Sommario

I muri di sostegno e i rilevati sono spesso utilizzati per sostenere le infrastrutture stradali e ferroviarie. Una valutazione adeguata delle prestazioni sismiche di queste opere è di fondamentale importanza sia per valutare la perdita di funzionalità della rete dopo un evento sismico, sia per pianificare gli interventi di manutenzione sulle infrastrutture. Le prestazioni sismiche possono essere valutate seguendo un approccio probabilistico, basato sulla costruzione di curve di fragilità, che forniscono la probabilità che la domanda sismica superi la capacità del sistema, per un dato scuotimento sismico. Questo lavoro descrive l'approccio adottato per calcolare le curve di fragilità di muri di sostegno e rilevati stradali nell'ambito del PRIN PNRR 2022 "*Framework to Assess Infrastructure Resilience and Management Operations In Roads After Earthquake*". Sono state effettuate migliaia di analisi dinamiche lineari, variando gli input sismici, le configurazioni geometriche delle opere e i valori di accelerazione critica. I risultati, validati attraverso il confronto con quattro casi studio, sono stati utilizzati per definire curve di fragilità generalizzate per le diverse caratteristiche delle opere.

1. Introduzione

Uno studio pubblicato dal World Bank Group nel 2019 ha evidenziato che circa il 27% delle infrastrutture stradali mondiali è esposto a eventi naturali potenzialmente catastrofici, tra cui i terremoti. L'improvvisa perdita di funzionalità di tali infrastrutture a seguito di un terremoto può compromettere gravemente le operazioni di risposta alle emergenze, aumentando così sia il numero delle vittime che le perdite economiche associate e amplificando, in ultima analisi, il rischio sismico complessivo. L'efficienza operativa della rete stradale nell'immediato post-sisma dipende in modo critico dalle prestazioni dei suoi componenti strutturali e geotecnici. È quindi essenziale disporre di strumenti di valutazione del rischio a livello territoriale, utili sia per pianificare interventi di mitigazione pre-evento

che per definire le priorità di ripristino post-evento. Uno degli strumenti più comunemente utilizzati a questo scopo è la curva di fragilità, che fornisce una stima della probabilità di superare vari stati di danno in funzione di una misura di intensità sismica. Questa stima si basa sul confronto tra il parametro di domanda e soglie rappresentative dei diversi livelli di danno. Nel prosieguo questo approccio è applicato ai muri di sostegno sottoscarpa e ai rilevati presenti sulla rete autostradale italiana.

2. Metodo di analisi

Lo scopo di questo studio è quello di ottenere strumenti analitici per quantificare la perdita di funzionalità delle infrastrutture stradali italiane, a causa di danni sismici ai muri di sostegno e rilevati. Poiché è la presenza di discontinuità sul manto stradale a ridurne la fruizione in sicurezza, il parametro di danno più efficace è lo spostamento verticale permanente, v_{res}, classificato in base alla scala di danneggiamento di Kaynia et al. (2011), cioè attingimento di DS_1 se v_{res} = 0.05 m ± 0.03 m, DS_2 se v_{res} = 0.15 m ± 0.07 m e DS_3 se v_{res} = 0.44 m ± 0.18 m. Gli spostamenti verticali permanenti sisma-indotti sono conseguenza del raggiungimento dello scorrimento orizzontale o della rotazione del muro, ovvero di meccanismi di instabilità dei rilevati. In particolare, le analisi numeriche di Cosentini e Bozzoni (2022) hanno dimostrato che i meccanismi di scorrimento massimizzano la fragilità dei muri. Inoltre, le buone proprietà meccaniche richieste ai terreni di posa e le condizioni drenate, tipiche dei rilevati ben posti in opera, fanno sì che il meccanismo di collasso più verosimile per i rilevati stradali sia lo scivolamento lungo una superficie a forma di arco di spirale logaritmica. Quindi, la stima del danno atteso a un muro o a un rilevato è di fatto un'analisi della sua risposta allo scorrimento.
La necessità di ottenere risultati generalizzabili richiede l'esecuzione di numerose analisi su diversi prototipi. Pertanto, un modo efficiente per quantificare lo spostamento è l'analisi dinamica lineare, in cui lo spostamento orizzontale residuo, u_{res}, è calcolato come integrale doppio dell'accelerazione relativa del muro / rilevato, quando l'accelerogramma applicato supera una soglia di accelerazione. In questo studio tale soglia cresce con lo spostamento secondo la cosiddetta curva di capacità, fino ad un *plateau* corrispondente al valore della ben nota accelerazione critica, a_c. In questo studio sono stati considerati 177 segnali registrati, durante eventi reali, in stazioni collocate su sottosuoli di classe A, B, C e D della normativa tecnica per le costruzioni. Questo approccio, noto come *Cloud method*, basato sull'adozione di input sismici non scalati, evita modifiche irrealistiche tipiche dei segnali scalati (Jalayer et al., 2015). Gli spostamenti orizzontali residui calcolati sono stati diagrammati in un piano bi-logaritmico al variare dell'accelerazione massima del segnale normalizzata rispetto all'accelerazione critica della parete, a_{max}/a_c. I dati sono stati interpolati con una regressione lineare per derivare la seguente equazione:

$$\ln(u_{res}) = \ln(a) + b\ln(a_{\max}/a_c) \qquad (1)$$

caratterizzata da una deviazione standard:

$$\beta_{EDP} = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^{n} residuo_i^2}}{\sqrt{n-2}} \qquad (2)$$

dove *ln(a)* e *b* sono i parametri della regressione, *n* è il numero di analisi.
Assumendo lo spostamento orizzontale residuo distribuito secondo una lognormale con un valore medio, μ_{EDP}, e una deviazione standard, β_{EDP}, la probabilità di collasso associata all'i-esimo stato di danneggiamento, DS_i, può essere stimata come segue:

$$P(DS_i) = \Phi\left(-\frac{DS_i - \mu_{EDP}}{\sqrt{\beta_{EDP}^2 + \beta_C^2}}\right) \qquad (3)$$

dove
- DS_i è la soglia media di danno di Kaynia et al (2011) convertita in spostamento orizzontale residuo, cioè 0.05 m, 0.15 m e 0.4 m;

-β_C rappresenta l'incertezza del modello di capacità, assunta pari a 0.3*b* (NIBS, 1999);
-μ_{EDP} è coincidente con *ln(u)* ottenuto dall'equazione (1) e β_{EDP} risulta dall'equazione (2).
Si noti che il raggiungimento di ogni DS_i può essere infine associato ad un livello di perdita di funzionalità FL_i, codificando un'azione volta a tutelare gli utenti della strada.

3. Rilevati e muri di sostegno delle autostrade italiane

Da un'analisi statistica dei dati forniti da Autostrade per l'Italia S.p.A., sono emerse le caratteristiche geometriche più ricorrenti di rilevati e muri di sostegno sottoscarpa riportate in Figura 1 (a) e (b). Per i rilevati sono stati considerati solo i casi in cui era disponibile la caratterizzazione geotecnica del corpo. In particolare, le altezze dei muri sono praticamente comprese tra 2 m e 8 m, mentre quelle dei rilevati raggiungono 18 m con pendenza massima delle scarpate crescente con l'altezza.

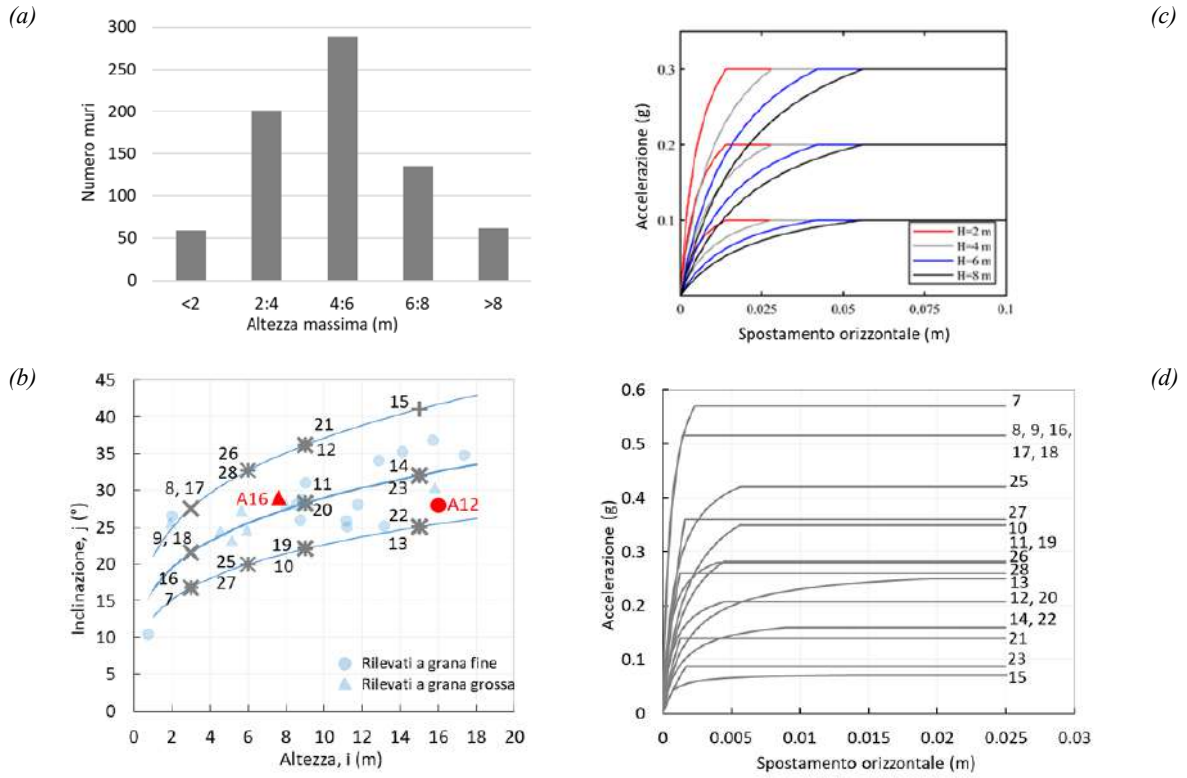


Figura 1. Caratteristiche geometriche dei muri di sostegno(a) e dei rilevati (b) dell'autostrada italiana, curve di capacità adottate nelle analisi dei muri (c) e dei rilevati (d).

In base a tali evidenze, le analisi dinamiche lineari sono state condotte considerando muri di altezza pari a 2, 4, 6 e 8 m, combinati con i tipici valori di a_c pari a 0.05, 0.1, 0.2, 0.3 g. Per ciascuna configurazione sono state costruite le curve di capacità sul modello proposto da Callisto (2019), considerando uno spostamento allo snervamento pari a 0.7% dell'altezza del muro e rapporto tra accelerazione critica e asintoto reale della funzione iperbolica pari a 0.7. Le curve risultanti sono riportate in Figura 1(c).
Dal fuso dei rilevati in Figura 1(b) sono state scelte le configurazioni contrassegnate da indicatori a forma di croce e di *x*. Ad esse sono state assegnate le proprietà meccaniche in Tabella 1, ricorrenti nei rilevati analizzati, rappresentative dei terreni a grana grossa e dei terreni a grana fine. In Tabella 1, γ è il peso per unità di volume, *c* è la coesione, φ è l'angolo di attrito, V_s è la velocità delle onde di taglio, *G* e il modulo di taglio e *K* è il modulo di compressibilità volumetrica. Per ognuna delle 21 configurazioni sono stati realizzati modelli alle differenze finite con il codice di calcolo FLAC2D e ottenute le curve di capacità, calcolando lo spostamento in testa al rilevato per valori crescenti dell'accelerazione orizzontale, applicata uniformemente al modello. I risultati sono stati interpretati con un modello iperbolico per ottenere le curve in Figura 1 (d). Le curve associate a più di un rilevato risultano dall'interpolazione di tutti i risultati quando questi erano molto prossimi tra loro.

Tabella 1. Proprietà meccaniche dei rilevati.

	γ KN/m³	c KPa	φ °	V_s m/s	G MPa	K MPa
Grana grossa (Rilevati 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 25, 26)	18	5	35	250	114.68	248.47
Grana fina (Rilevati 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 27, 28)	20	10	25	250	127.42	594.6

4. Risultati

Gli spostamenti risultanti per i rilevati mostrano una scarsa dipendenza da altezza e pendenza in prossimità delle soglie di danno. Ciò accade perché queste ultime ricadono nel *plateau* delle curve di capacità che dipende esclusivamente dall'accelerazione critica del rilevato, che è stata utilizzata come parametro di normalizzazione dello scuotimento sismico. Resta invece una forte dipendenza dalla categoria di sottosuolo dell'input. Analogo risultato si ottiene per i muri. Per questo motivo, le curve di fragilità sono state differenziate in funzione del sottosuolo dell'input, come mostrato in Figura 2. In alternativa, i risultati possono essere interpretati tutti insieme attraverso il cosiddetto approccio vettoriale, in cui si considerano più di un'intensità di misura dello scuotimento sismico. Tale approccio è stato applicato ai muri di sostegno da Amendola et al. (2025).

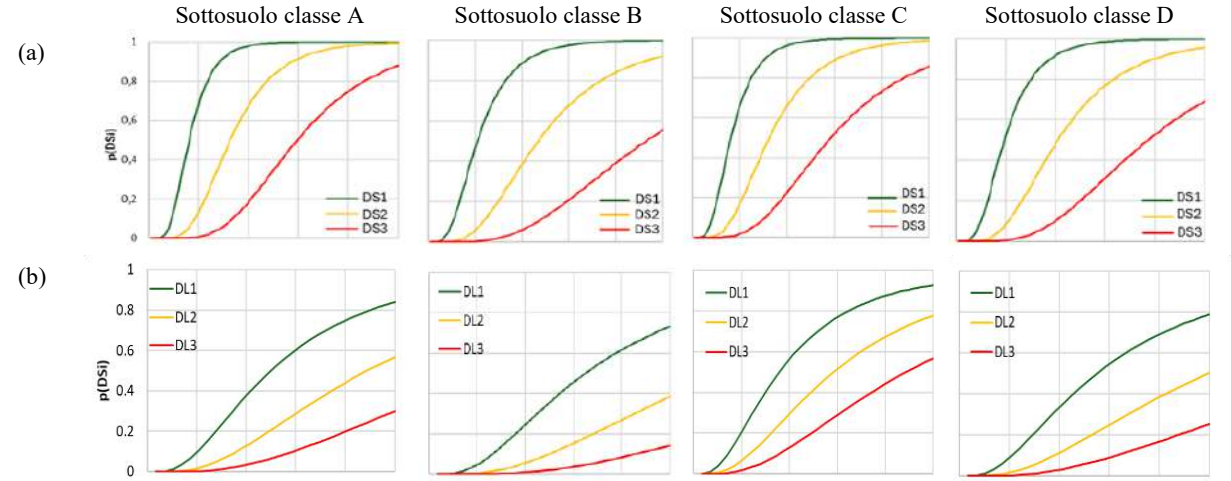


Figura 2. Confronto di fragilità dei muri di sostegno (a) e dei rilevati (b).

5. Validazione attraverso casi studio

L'affidabilità delle curve in Figura 2 è stata valutata, attraverso l'applicazione a due casi di studio di rilevati e due casi studio di muri di sostegno.

Il primo rilevato, collocato sull'autostrada A16 Napoli-Canosa, ha un'altezza di 7.60 m e una pendenza di 29° (cfr. Figura 1b). Il rilevato è costituito da ghiaia, mentre nel sottosuolo si distinguono tre strati: il primo (8-12 m) e il secondo (12-18 m) costituiti da terreni di natura limosa aventi parametri di resistenza e rigidezza confrontabili, mentre il terzo strato (18-30 m) è costituito da terreni di natura argillosa. La Figura 3 (a) riporta i parametri fisici e meccanici utilizzati in questo studio. In mancanza di informazioni, il *bedrock* è stato assunto a 30 m di profondità, conducendo ad una V_S equivalente pari a 347 m/s e quindi a classe di sottosuolo C. Maggiori dettagli sono riportati in Dionisio et al. (2025).

Il secondo rilevato è collocato lungo l'autostrada A12 Roma-Civitavecchia-Tarquinia. In corrispondenza della sezione più critica, è caratterizzato da un'altezza di 22 m e una pendenza di 28° per la carreggiata sinistra. Fondato su una formazione di calcare, è prevalentemente costituito da terreni a grana fine, motivo per il quale ha manifestato continui cedimenti nel tempo. Dalle indagini eseguite è emerso che il rilevato è piuttosto omogeneo. La Figura 3b riassume i valori dei parametri utilizzati in questo studio. Ulteriori dettagli sono riportati in Dionisio et al. (2025). Le accelerazioni critiche di ciascun rilevato sono state calcolate dai modelli numerici e risultano pari a 0.34g per il rilevato in A.16

e 0.024g per quello in A.12, a conferma della sua precaria stabilità già in condizioni statiche. In entrambi i casi, il meccanismo critico è lo scorrimento lungo una superficie a forma di arco di spirale logaritmica. Gli spostamenti sono stati calcolati mediante analisi dinamiche non lineari eseguite su modelli numerici bidimensionali, attraverso il codice alle Differenze Finite FLAC. Per la rappresentazione del comportamento meccanico dei terreni è stato utilizzato un modello costitutivo non lineare e isteretico, con criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb e curve di decadimento di Stokoe et al. (2001) per le ghiaie e Vucetic e Dobry (1991) per i terreni a grana fine.

I due muri di sostegno considerati, sono alti rispettivamente 8 m e 4 m. Entrambi i muri sono fondati su uno strato omogeneo di argilla di 40 m di spessore con V_S che aumenta con la profondità secondo la correlazione proposta da d'Onofrio e Silvestri (2001), in modo che la velocità equivalente fino al substrato roccioso sia pari a 200 m/s. Il profilo del sottosuolo scelto rientra nella classe C. Il peso dell'unità di volume del terreno è stato fissato pari a 20 kN/m^3, mentre la resistenza a taglio non drenata, s_u, pari a 80 kPa, coerentemente con la V_S dei primi 5 m di profondità secondo la correlazione proposta da Mayne e Rix (1995). Le caratteristiche geometriche delle due pareti sono state determinate simulandone il progetto in conformità alle norme tecniche per le costruzioni (DM, 2001), data la loro altezza, le proprietà meccaniche del terreno di fondazione e l'angolo di attrito del riempimento, $\varphi=35°$. L'accelerazione critica del muro più alto è di 0.15 g e corrisponde alla rottura per scorrimento, mentre il meccanismo più critico è la capacità portante per il muro più basso con a_c=0.26 g.

Le curve di fragilità per i due muri di sostegno sono state calcolate utilizzando la stessa procedura descritta nella Sezione **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**1, ma gli accelerogrammi applicati ai muri sono il risultato di analisi lineari equivalenti di risposta sismica locale. Queste sono state eseguite attraverso il codice STRATA, considerando un set di 320 accelerogrammi registrati su affioramento rigido piatto (vedi Brunelli et al. (2025)). La risposta non lineare e dissipativa dell'argilla è stata simulata attraverso il modello calibrato da Ciancimino et al. (2020) su dati di prove di colonna risonante dei terreni del centro Italia.

(a) *(b)*

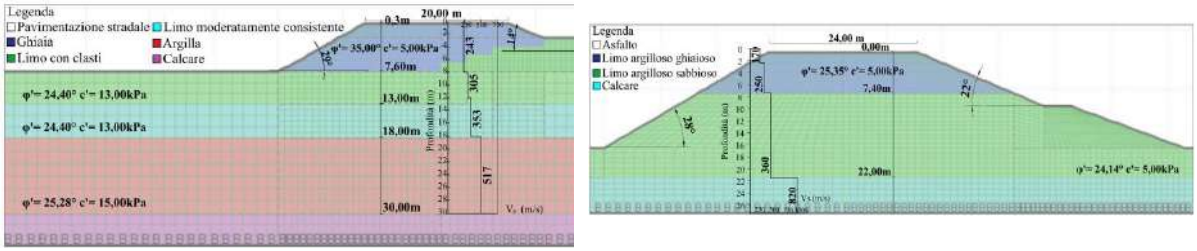


Figura 3. Rilevato in A.16 (a) e A.12 (b) con indicazione delle proprietà fisiche e meccaniche.

La Figura 4 confronta il danno medio per muri (a) e rilevati (b), definito attraverso l'equazione:

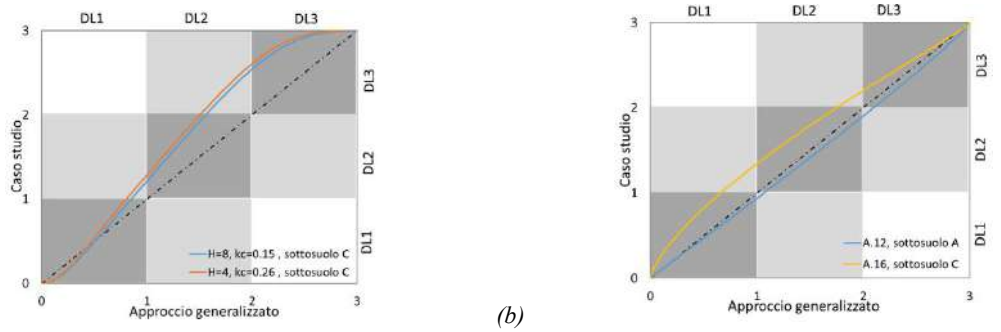
$$\mu = \sum_{i=1}^{3} ip(DS_i) \qquad (4)$$

che rappresenta una media pesata attraverso l'indice *i* della probabilità di collasso *p(DSi)*. Quest'ultima è ottenuta dalle curve di fragilità dell'approccio generalizzato per calcolare i valori di μ in ascissa in Figura 4 e dalle curve di fragilità specifiche del caso studio per i valori in ordinata, a parità di a_{max}/a_c e categoria di sottosuolo. Le previsioni di danno da approccio generalizzato sono in ottimo accordo con quelle ottenute dai casi studio soprattutto per i rilevati, dimostrando l'efficacia dell'approccio proposto.

6. Conclusioni

La nota discute il calcolo di curve di fragilità per le classi di rilevati e muri di sostegno presenti sull'autostrada italiana. Nonostante l'estrema variabilità dei parametri considerati, in termini di categoria del sottosuolo dell'input sismico, altezza e accelerazione, nonché pendenza per i soli rilevati, l'andamento degli spostamenti al variare del rapporto a_{max}/a_c appare condizionato in modo decisivo solo dalla classe di sottosuolo dell'input sismico. Ciò accade perché le soglie di spostamento considerate nella definizione del danno ricadono sul *plateau* delle curve di capacità e pertanto sono condizionate

solo dall'accelerazione critica. Questo aspetto consente di costruire curve di fragilità applicabili a tutti i muri / rilevati collocati su sottosuoli della stessa categoria. L'applicazione a quattro casi studio ha dimostrato l'efficacia dell'approccio proposto.



(a) *(b)*

Figura 4. Confronto tra le curve di danno medio ottenute con le curve di fragilità da approccio generalizzato e dal singolo caso studio per i muri (a) e i rilevati (b).

Ringraziamenti

Le attività di ricerca discusse nell'articolo sono state finanziate dall'Unione Europea - Next Generation EU, componente M4C2 del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza, investimento 1.1-, attraverso il progetto di ricerca di interesse nazionale *Framework to Assess the Infrastructure Resilience and Management Operations In Roads After Earthquake*, *FAIR MOIRAE* (Codice progetto: P202224T7S).

Bibliografia

Amendola C., Conti R., de Silva F. (2025). "Curve di fragilità e perdita di funzionalità di opere di sostegno in sistemi infrastrutturali di trasporto". 28° Convegno Nazionale di Geotecnica, Venezia, Italia, 11-13 giugno 2025.

Callisto L. (2019). "On the seismic design of displacing earth retaining systems". EarthProc. 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, pp. 239–255.

Ciancimino A., Lanzo G., Alleanza G. A., et al. (2020). "Dynamic characterization of fine-grained soils in Central Italy by laboratory testing". *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18, 5503–5531.

Cosentini R. M., Bozzoni F. (2022). "Fragility curves for rapid assessment of earthquake-induced damage to earth-retaining walls starting from optimal seismic intensity measures". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 152, 107017.

Dionisio F., Caiafa F., de Silva F., Conti R. (2025). "Validazione degli approcci semplificati per la costruzione delle curve di fragilità di rilevati stradali attraverso due casi studio". 28° Convegno Nazionale di Geotecnica, Venezia, Italia, 11-13 giugno 2025.

d'Onofrio A., Silvestri F. (2001). "Influenza della microstruttura sulla rigidità a piccola deformazione e sullo smorzamento del suolo a grana fine ed effetti sulla risposta locale del sito". Conferenze internazionali sui recenti progressi nell'ingegneria sismica geotecnica e nella dinamica del suolo.

Jalayer F., De Risi R., Manfredi G. (2015): "Bayesian Cloud Analysis: efficient structural fragility assessment using linear regression". *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 1183-1203.

Kaynia MA, Argyroudis S, Mayoral JM, Johansson J, Pitilakis K, Anastasiadis A. D3.7: fragility functions for roadway system elements. Report for the European Project SYNER-G: Systemic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain (FP7-ENV- 2009-1-244061), 2011.

Mayne Paul W., Rix Glenn J. (1995). Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays. *Soils and foundations* Vol. 35, No. 2, 107-110,

National Institute of Building Science (NIBS). (1999). *HAZUS99 technical manual*, developed by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Stokoe, K. H., II; Darendeli, M. B.; Rathje, E. M.; Roblee, C. J. (2001). *Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 119(11), 1805–1822.

Vucetic M, Dobry R (1991) Effect of soil plasticity on cyclic response. *J Geotech Eng.* 117:1(89)

Zeolla E., Brunelli A., de Silva F., Cattari S., Sica S. (2025). "Fragility curves of URM buildings in aggregate considering the interaction with soil and among nearby footings". *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1-34.

TERREMOTI NEAR-FAULT:
CASE-HISTORIES E SPERIMENTAZIONE SU MODELLI

Armando L. Simonelli — alsimone@unisannio.it
Elena Marotti — elena.marotti89@gmail.com
Augusto Penna — apenna@unisannio.it

Università del Sannio (I)

Raffaele De Risi* — raffaele.derisi@bristol.ac.uk
Matthew Dietz* — M.Dietz@bristol.ac.uk
George Mylonakis *+ — G.Mylonakis@bristol.ac.uk

University of Bristol(UK), Khalifa University (Abu Dhabi, UAE)+*

Sommario

Tutti gli eventi sismici, nell'affiorare in superficie, interessano inizialmente aree prossime alla sorgente sismica (aree Near-Fault), per poi propagarsi rapidamente verso aree più lontane (aree Far-Fault), con una progressiva perdita di energia ed accelerazioni via via decrescenti. Nell'affiorare in superficie, peraltro, il moto sismico può subire localmente variazioni significative in termini di ampiezza delle accelerazioni, contenuto in frequenza e durata, per effetto della interazione tra le onde ed i terreni più superficiali (risposta sismica locale). Pertanto tutti gli eventi sismici producono terremoti con caratteristiche sia Near-Fault, sia Far-Fault, in funzione della ubicazione dell'area in cui vengono registrati. Tale distinzione è rilevante, in quanto generalmente le caratteristiche del moto sismico sono molto diverse, e differenti sono i meccanismi e gli scenari di danno che si osservano sulle opere della ingegneria civile. L'ingegneria sismica, sin dalle origini, si è focalizzata sui terremoti tipo Far-Fault, caratterizzati essenzialmente da un intenso moto ondulatorio (trascurando pertanto il moto sussultorio e le relative accelerazioni verticali). In Italia, importanti terremoti del nuovo millennio (L'Aquila 2009 ed i terremoti dell'Italia Centrale, 2016 e 2017) hanno mostrato invece scenari di danno tipici di terremoti Near-Fault, in cui il moto sussultorio si è combinato con quello ondulatorio, con un ruolo significativo delle accelerazioni verticali. Tali evidenze sperimentali hanno indotto allo studio specifico di questi terremoti, attualmente molto lacunoso, ma di importanza rilevante in molti Paesi ad elevato rischio sismico. L'Italia, in particolare, è ricca di paesi e centri storici disseminati lungo la catena appenninica, fortemente sismogenetica, e ricadenti pertanto in aree potenzialmente Near-Fault.

1. Introduzione

I più recenti terremoti verificatisi lungo la catena Appenninica (L'Aquila 2009, Italia Centrale 2016 e 2017) hanno colpito centri urbani molto prossimi alle faglie sismogenetiche. Le città ed i paesi colpiti si sono trovati pertanto nelle cosiddette condizioni Near-Fault, caratterizzate da un significativo moto

sussultorio praticamente contemporaneo al moto ondulatorio, con accelerazioni verticali importanti, paragonabili se non superiori a quelle orizzontali, così come evidenziato dalle numerose registrazioni accelerometriche disponibili. Congruentemente, lo scenario di danno indotto dalle azioni sismiche Near-Fault, con accelerazioni verticali "accoppiate" a quelle orizzontali, si è rivelato tipicamente differente da quello osservato in aree Far-Fault, prodotto essenzialmente dalla componente ondulatoria del moto sismico (Papazoglou and Elnashai, 1996, Di Sarno et al., 2013).
Gli studi di ingegneria sismica sono stati da sempre incentrati sulla componente orizzontale del moto sismico (terremoto ondulatorio), che generalmente rappresenta la componente più significativa del terremoto in aree sufficientemente lontane dalla zona sismogenetica (condizioni Far-Fault). Pertanto sia nel campo della ingegneria geotecnica sia nel settore strutturale, mancano adeguati studi sul ruolo delle accelerazioni verticali, e sugli effetti indotti sia nel sottosuolo (vedi risposta sismica locale) sia sui manufatti. Nel settore della Geotecnica sono stati effettuati alcuni studi numerici sul comportamento dei terreni soggetti ad accelerazioni verticali (Han et al., 2016 and 2018, Simonelli et al., 2019); mancano però studi sperimentali rivolti alla validazione dei risultati numerici. La ricerca di cui si riferisce, che trae origine proprio dagli studi effettuati sul terremoto de L'Aquila, ha previsto una attività sperimentale di avanguardia, consistente nello studio del comportamento di un modello di sottosuolo soggetto ad accelerazioni verticali, mediante idonea apparecchiatura di tavola vibrante. Qui sono illustrati alcuni risultati della ricerca sperimentale, che confermano i primi risultati acquisiti per via teorica, ed evidenziano l'importanza del ruolo delle accelerazioni verticali nella valutazione della risposta sismica locale in condizioni Near-Fault.

2. Obiettivi della ricerca

La ricerca sperimentale è stata finalizzata principalmente alla identificazione del comportamento dinamico di un deposito indefinito di terreno omogeneo, la cui geometria è schematizzata in Fig.1 (a sinistra). A partire da tale prototipo, è stato individuato un modello cilindrico di sottosuolo che, mediante la realizzazione di opportune condizioni al contorno, potesse rappresentare il comportamento del deposito, sollecitato alla sua base da input accelerometrici verticali (Fig.1, al centro). A partire da tale modello è stato realizzato il contenitore reale, sottoposto alle prove su tavola vibrante, nelle diverse configurazioni di contenitore pieno in condizioni free-field, pieno con elemento strutturale palo inserito in superficie, e contenitore vuoto (Fig.1, a destra). Nella prima e più consistente fase sperimentale, il contenitore pieno di sabbia è stato sollecitato alla base con input dinamici e sismici verticali, allo scopo di conseguire sperimentalmente i seguenti obiettivi:

- periodo fondamentale del sottosuolo in direzione verticale T_v,
- velocità delle onde di compressione V_P,
- validazione delle correlazioni teoriche fra T_v, V_P e altezza del deposito di terreno H,
- amplificazione del moto verticale nel sottosuolo.

Le prove effettuate con il contenitore vuoto sono servite per misurare la sua risposta dinamica e verificare che la risposta della colonna di terreno non fosse influenzata significativamente dalla interazione con il contenitore.

3. Sperimentazione su tavola vibrante

La sperimentazione è stata effettuata mediante una tavola vibrante a 6 gradi di libertà, presso il laboratorio Blade (Bristol Laboratory for Advanced Dynamic Engineering) della Università di Bristol, nell'ambito del progetto SHATTENFEE (Shaking Table Testing for Near Fault Effect Evaluation), finanziato dal consorzio di ricerca europeo SERA. Il contenitore, alto 3.2 m, è costituito da elementi di PERSPEX montati uno sull'altro direttamente sulla tavola (vedi Fig.2).

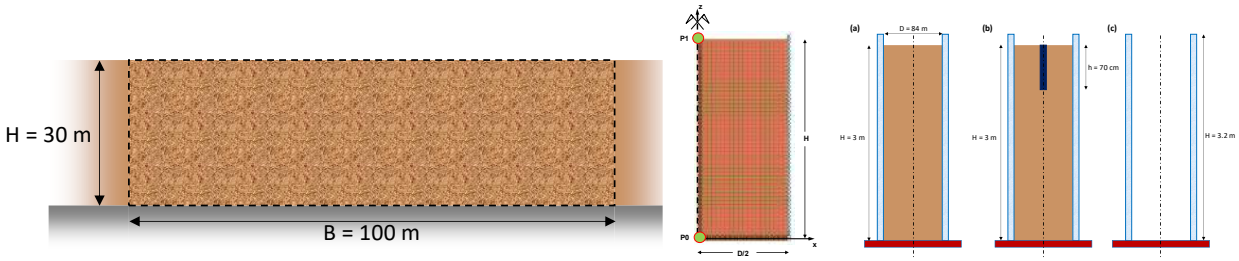


Fig. 1. Caso studio: (a sinistra) prototipo di sottosuolo omogeneo indefinito, poggiante su roccia; (al centro) geometria del sistema analizzato; (a destra) cilindro contenitore del modello: (a) riempito con terreno omogeneo, (b) con un palo di alluminio lungo 70 cm, (c) vuoto.

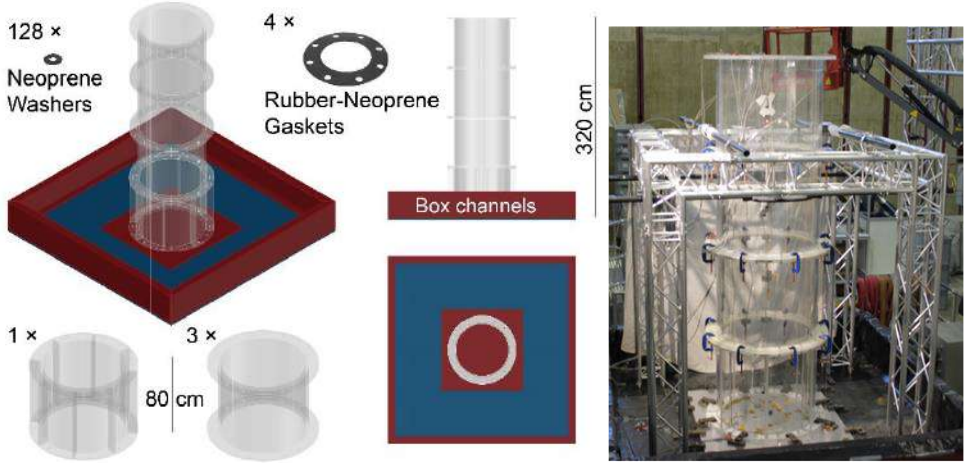


Fig. 2. Rappresentazione dei componenti del cilindro contenitore del modello di sottosuolo (a sinistra) e foto dell'intero contenitore montato sulla tavola vibrante (a destra).

Il terreno utilizzato è la Leighton Buzzard Sand, Fraction B, le cui caratteristiche fisiche e meccaniche sono state ben studiate nel passato (e.g. Penna et al., 2016). Il modello fisico è stato accuratamente strumentato, mediante accelerometri, sensori laser, trasduttori di spostamenti LVDT, sensori di pressione, per cogliere i diversi aspetti del suo comportamento (vedi schema del posizionamento della strumentazione in Fig.3).
Per conseguire i diversi obiettivi, alla base del modello sono stati imposti input dinamici (funzioni noise, funzioni sweep, pulse) e input sismici, sempre in direzione verticale. I terremoti sono stati propriamente modificati, per tenere conto degli effetti di scala. In Fig. 4 è riportato, ad esempio, l'accelerogramma AQK del terremoto de L'Aquila 2009 (componente verticale), scalato a due diversi fattori, per variare opportunamente il suo contenuto in frequenza.

4. Risultati sperimentali

I dettagli della sperimentazione, relativamente alla sua impostazione, alle caratteristiche dei materiali, alla programmazione ed esecuzione delle prove, ai risultati ottenuti, sono trattati in dettaglio in precedenti lavori (Penna et al., 2024, Simonelli et al., 2024). Qui sono sinteticamente illustrati solo alcuni risultati principali, relativi agli obiettivi elencati al par. 2.

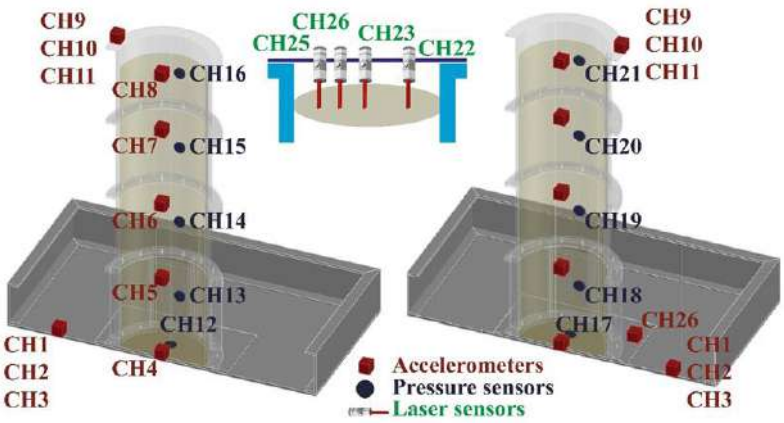


Fig. 3. Posizionamento degli strumenti di misura.

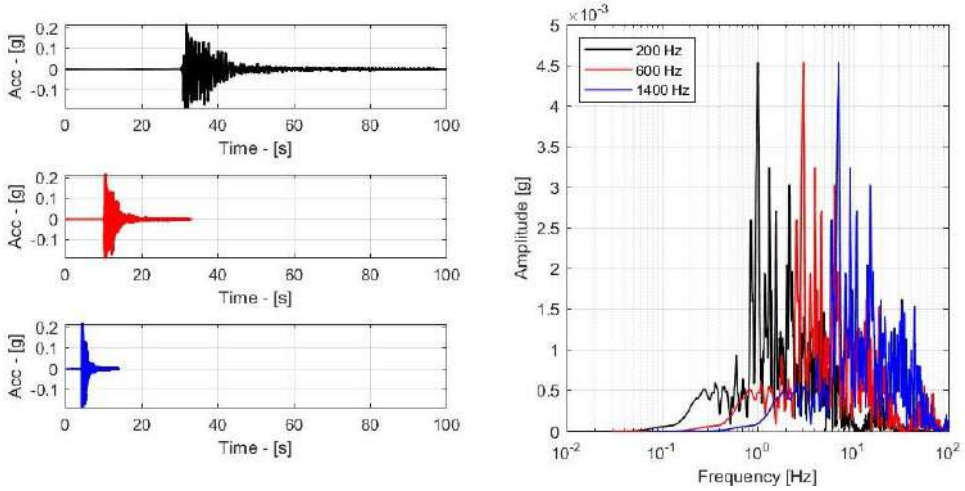


Fig. 4. Accelerogramma AQK (L'Aquila 2009): non scalato (nero), scalato per un fattore 3(rosso) e per un fattore 7 (blu), rappresentato nel dominio del tempo (a sinistra) e nel dominio delle frequenze (a destra).

4.1 Identificazione dinamica del comportamento del modello

Per la identificazione dinamica sono stati utilizzati input dinamici, la cui intensità, inizialmente molto bassa, è stata gradualmente incrementata. Sono stati confrontati i segnali registrati in superficie ed alla base del modello, nel dominio delle frequenze. Dalla funzione di amplificazione che ne è derivata, è stata identificata la frequenza naturale del deposito in direzione verticale, nonché i primi modi superiori di vibrazione. Ad esempio, in Fig. 5 sono mostrati i risultati di una prova in cui è stato utilizzato come input la funzione noise, con una ampiezza di 0.05g e una durata di 120 seconds. Il grafico a destra mostra chiaramente la frequenza fondamentale del deposito pari a 46,5 Hz. Tale valore è stato confermato dai risultati delle altre numerose prove effettuate allo scopo.

4.2 Velocità delle onde di compressione

Nel corso delle prove è stata sistematicamente effettuata la misura della velocità delle onde di compressione, allo scopo di valutare la variazione della rigidezza del terreno. Dal valore della V_P è stata sistematicamente calcolata la frequenza naturale del deposito mediante la formula teorica ($f_v=V_P/4H$); il confronto con le misure sperimentali della frequenza ha confermato la validità della formula teorica.
In Fig. 6 è mostrato un esempio di calcolo della V_P, da una prova con input "pulse": sono confrontati i segnali registrati alla sommità ed alla base, ed è calcolato il tempo di viaggio dell'onda mediante la funzione di Cross-correlazione (sia nel dominio del tempo, sia nel dominio delle frequenze).

4.3 Amplificazione delle accelerazioni verticali

L'amplificazione in direzione verticale è stata valutata analizzando la risposta della colonna di terreno sia nel dominio del tempo, in termini di "fattore di amplificazione", sia nel dominio delle frequenze, mediante la funzione di amplificazione fra i segnali registrati in superficie ed alla base del modello. In Fig. 7 sono illustrati, ad esempio, i risultati di una prova effettuata adottando quale input sismico l'accelerogramma AQK del terremoto de L'Aquila 2009; a destra dono diagrammati i segnali registrati lungo la colonna di terreno, dalla base (CH4) fino alla sommità (CH8), per una finestra temporale di soli 10 secondi, al fine di poter meglio distinguere le diverse forme d'onda registrate: è evidente l'incremento della intensità dei segnali man mano che le onde si propagano verso la superficie. Nel grafico a sinistra sono diagrammati i picchi dei segnali accelerometrici registrati lungo la colonna di terreno: è evidente l'incremento, da circa 0.152g alla base a circa 0.268g in sommità, con un chiaro effetti di amplificazione (fattore di amplificazione pari a 1.76). Nel dominio delle frequenze, la funzione di Amplificazione calcolata per la stessa prova evidenzia a un valore massimo di 12.6 in corrispondenza di circa 49 Hz (frequenza fondamentale del deposito), sebbene l'input sismico utilizzato non abbia grande energia in quel campo di frequenza. In definitiva, la sperimentazione sconfessa chiaramente l'assunzione tradizionale secondo cui i depositi di terreno non amplificano la componente verticale del moto; a tale conclusione, peraltro, si era pervenuti in precedenza per via numerica (Simonelli et al., 2019).

5. Conclusioni

I risultati sperimentali hanno consentito di identificare la risposta dinamica del deposito e di valutare la frequenza fondamentale in direzione verticale. E' stata misurata sistematicamente la velocità delle onde di compressione V_P, il che ha consentito di valutare della rigidezza del terreno e la sua variazione con il livello di intensità dell'input dinamico (non-linearità del terreno in compressione). La misura della V_P ha inoltre consentito la validazione della formula teorica per il calcolo della frequenza fondamentale di un sottosuolo in direzione verticale. E' stata valutata accuratamente la amplificazione delle accelerazioni verticali nel deposito, sia nel dominio del tempo, sia nel dominio delle frequenze: i risultati sperimentali evidenziano che l'amplificazione è significativa, ovviamente nel campo di frequenze prossime alla frequenza fondamentale del banco, confermando i risultati ottenuti precedentemente per via numerica.

Bibliografia

Di Sarno, L., Yenidogan, C. and Erdik, M. (2013). Field evidence and numerical investigation of the Mw = 7.1 October 23 Van, Tabanli and the Mw>5.7 November Earthquakes of 2011. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(1), 313-346.

Han, B., Zdravkovic, L. and Kontoe, S. (2016). Numerical and analytical investigation of compressional wave propagation in saturated soils. *Computer Geotechnics*, 75 (5), 93-102.

Han, B., Zdravkovic, L. and Kontoe, S. (2018): Analytical and numerical investigation of site response due to vertical ground motion. *Géotechnique*, 68 (6), 467-480.

apazoglou, J. and Elnashai, A. S. (1996). Analytical and field evidence of vertical earthquake ground motion. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 25, 1109-1137.

Penna, A., Sorrentino, G., D'Onofrio, A., Silvestri, F. and Simonelli, A.L. (2016). Dynamic behavior of the Leighton Buzzard Sand-B under very low confining stresses. Proc. 1th IMEKO TC4 Int. Workshop on Metrology for Geotechnics, METROGEOTECHNICS 2016, Benevento, Italy.

Penna, A., Marotti, E., De Risi, R., Dietz, M., Mylonakis, G. and Simonelli, A.L. (2024). 1-g experimental equipment for soil response under vertical accelerations. Proc. of the 8th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, 8ICEGE, Osaka, Japan.

Simonelli, A.L., Fredella, M.I., Sorrentino, G., Aliperti, D. and Penna, A. (2019): Site seismic response in near-fault conditions: role of vertical input motion. Proc. of the 7th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, (ICEGE 2019), Rome, Italy.

Simonelli, A.L., Marotti, E., Zotti, F., Penna, A., Dietz, M., De Risi, R., Mylonakis, G. (2024). 1-g shaking table testing for soil response under vertical accelerations. Proc. of the 18th World Conf. on Earthquake Engineering, (WCEE2024), Milano, Italy.

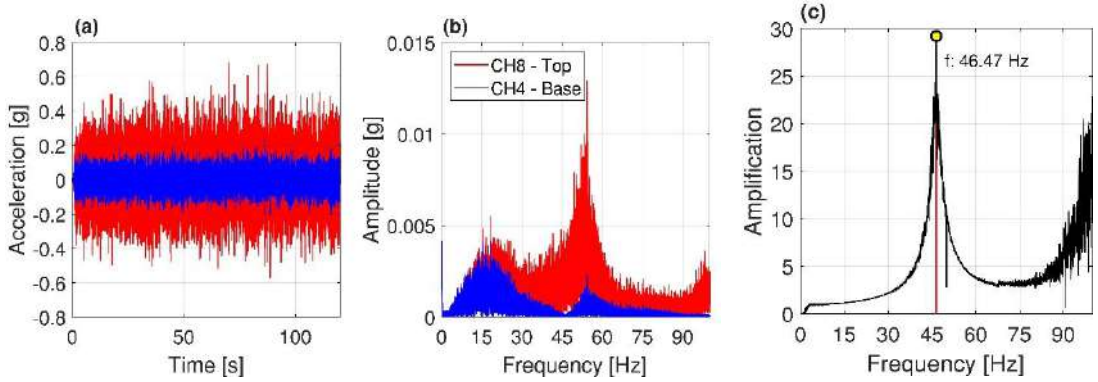


Fig. 5. Determinazione della frequenza fondamentale verticale del banco - TEST 25: noise input motion, ampiezza 0.05 g, durata 120 sec - (a) Accelerogramma alla base (CH4) ed alla sommità (CH8) del modello di sottosuolo; (b) Spettri di Fourier dei due segnali; (c) Funzione di Amplificazione and determinazione della frequenza fondamentale del banco.

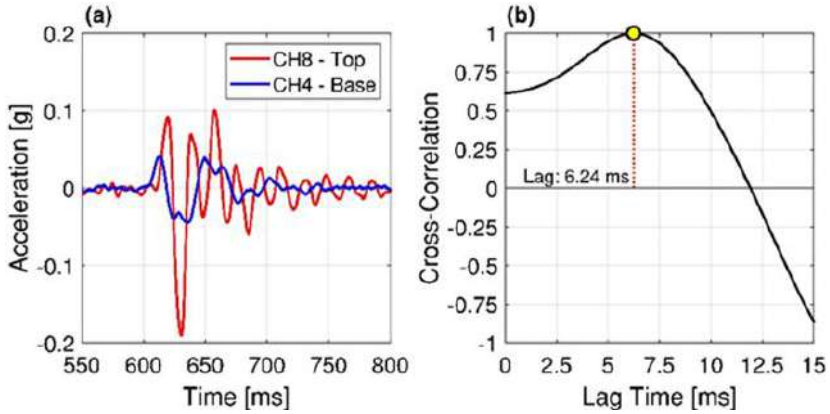


Fig. 6. Esempio di misura della velocità delle onde di compressione (Vp) – TEST 19: pulse input motion, ampiezza 1 mm; durata 100 ms - (a) Accelerogrammi alla the base (CH4) ed alla sommità (CH8) del modello di terreno; (b) funzione di Cross-Correlation e determinazione del tempo di ritardo (tempo di viaggio).

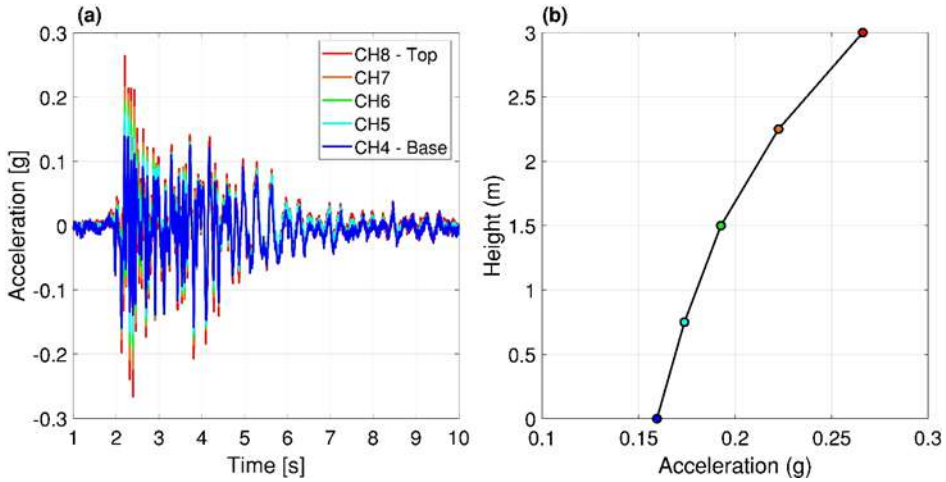


Fig. 7. Esempio di amplificazione delle accelerazioni verticali - TEST 45: Terremoto de L'Aquila 2009 (stazione AQK, componente UP): input accelerometrico scalato ad una durata totale di 20 sec (qui sono rappresentati solo i primi 10 sec del segnale) - (a) Accelerogrammi registrati lungo l'altezza della colonna di terreno: alla base (CH 4), a livelli intermedi (CH. 5, 6 and 7) ed alla sommità del modello di sottosuolo (CH 8); (b) Valori delle accelerazioni massime registrate a ciascun livello, dalla base alla sommità.

VALUTAZIONE DEL RUOLO DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE NELL'ANALISI DI PERICOLOSITÀ SISMICA CON APPROCCIO NON-ERGODICO SU SCALA REGIONALE

Zimmaro P.[1,2*], D'Onofrio A.[3], Amoroso S.[4], Ausilio E.[1], Barbagelata M.[3], Cairo R.[1], Costanzo A.[5], Critelli S.[1], Di Buccio F.[4], Falcone G.[3], Falsetta E.[1], Franco G. [1], Pagliaroli A.[4], Silvestri F.[3], Spavone P.[3], Tripodi V.[6]

[1]*Universita' della Calabria*
[2]*University of California, Los Angeles*
[3]*Universita' degli studi di Napoli "Federico II"*
[4]*Universita' degli studi "G. d'Annunzio" Chieti – Pescara*
[5]*Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia*
[6]*Consiglio Nazionale delle Ricerche CNR - IRPI*
[*]*paolo.zimmaro@unical.it*

Sommario

Gli approcci probabilistici per la definizione della pericolosità sismica (i.e., *probabilistic seismic hazard analysis*, PSHA) sono il punto di partenza per analisi di rischio sismico su scala sito-specifica o regionale. In queste analisi, l'effetto della risposta sismica locale è definito a partire da approcci semplificati di tipo ergodico (e.g., un singolo parametro, la velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m, V_{S30}, descrive gli effetti di risposta sismica locale causati dal terreno). Questi modelli, quando applicati in ambito normativo, prevedono l'uso di coefficienti di amplificazione per modificare l'ampiezza dell'azione sismica stimata usando modelli PSHA. Tali modelli, tuttavia, hanno due principali criticità: (1) la perdita di tutte le informazioni sulle incertezze dei modelli utilizzati a causa della combinazione ibrida tra termini probabilistici e coefficienti deterministici e (2) l'assenza di considerazioni sul comportamento del terreno a vari livelli deformativi, se non in maniera semplificata. Per ovviare a questi problemi, esistono modelli di tipo "non ergodico" che permettono di sfruttare al meglio conoscenze avanzate di ingegneria geotecnica sismica. Tali modelli, infatti, prevedono la definizione, per ogni sito oggetto di analisi, di funzioni di amplificazione ad-hoc. In questo studio sono mostrati alcuni risultati preliminari del progetto PRIN 2022 Next-GenHazards che ha permesso di analizzare le implicazioni dell'uso di modelli non ergodici nell'ambito di analisi PSHA condotte in vari siti ricadenti in Calabria. Tali applicazioni producono risultati variabili in base a: (a) differenti livelli di incertezza inerenti ai dati geotecnici in input e (b) comportamento differente di terreni aventi caratteristiche geotecniche diverse. Migliorando il livello di conoscenza di un determinato sito, la pericolosità del sito diventa più affidabile. Questo effetto rappresenta un chiaro stimolo al miglioramento dei livelli di conoscenza geotecnici in analisi di pericolosità e rischio sismico di strutture critiche, infrastrutture distribuite e in analisi su scala areale. Tali benefici possono essere ulteriormente amplificati se i livelli di conoscenza a livello di caratterizzazione geotecnica aumentano grazie alla disponibilità di dati affidabili su scala territoriale, ad esempio, grazie a studi di microzonazione sismica.

1. Introduzione

Gli approcci probabilistici per la definizione della pericolosità sismica (i.e., *probabilistic seismic hazard analysis*, PSHA) si basano su aspetti sismologici e ingegneristici. Gli elementi essenziali di tali analisi sono: (1) la geometria e i tassi di occorrenza di faglie sismogenetiche, (2) i modelli empirici/semi-empirici di scuotimento al suolo e (3) gli aspetti legati alla risposta sismica locale (amplificazione stratigrafica e topografica). In analisi di routine, come quelle implementate nelle vigenti normative, l'effetto della risposta sismica locale monodimensionale (e.g., che definisce l'amplificazione stratigrafica) è generalmente affidato alla velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m (V_{S30}) o parametri sintetici simili (e.g., V_{Sz} nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, 2018). Questo approccio è definito come "ergodico".

L'ipotesi di ergodicità è applicata a modelli PSHA assumendo che le caratteristiche della sorgente sismica, del percorso delle onde sismiche e le caratteristiche geotecniche del sito (o i siti) d' interesse derivati da un database contenente tante registrazioni accelerometriche (e da cui si costruiscono relazioni di attenuazione, o, più propriamente, modelli dello scuotimento sismico – *ground motion models*, GMMs) siano rappresentativi della risposta al sito di interesse. Questa ipotesi non avrebbe senso di essere usata se si avessero tantissimi dati per un singolo sito o per una regione di interesse. Se queste condizioni si riuscissero ad ottenere, si potrebbero costruire GMMs specifiche per un'area o per un sito. Tuttavia, per poter avere un grande database di terremoti su una singola area (o sito) che permettano di definire modelli così complessi, bisognerebbe aspettare svariati secoli (o millenni) visto che terremoti di elevata magnitudo (e quindi in grado di causare risposte non lineari nel terreno) hanno intervalli di occorrenza che spesso superano i 500 anni. L'ipotesi di ergodicità permette di sostituire la variabile tempo con la variabile spazio. In altre parole, anziché aspettare che tanti terremoti ad alta intensità colpiscano una singola area, si allarga l'orizzonte spaziale per la costruzione del database e si usa la risposta di altri siti "simili" per modellare quella al sito di interesse. Nei modelli GMM in uso nelle applicazioni correnti, questa "similitudine" si definisce usando un singolo parametro sintetico del sito, di solito V_{S30}. Per questo motivo, nell'approccio ergodico, siti con uguale V_{S30} esibiranno una risposta sismica locale (e quindi un fattore di amplificazione) uguale.

Alternativamente, è possibile definire l'azione sismica di base da risultati di una analisi PSHA come quella su roccia affiorante, moltiplicata per un coefficiente di amplificazione stratigrafico funzione di V_{S30}. In questo caso, l'approccio prende il nome di "ibrido" in quanto combina una azione che scaturisce da una analisi probabilistica con un coefficiente deterministico. Il problema principale dell'approccio ibrido è la perdita delle informazioni relative alle incertezze del risultato ottenuto a causa della combinazione ibrida tra termini probabilistici (i risultati dell'integrale doppio dell'analisi PSHA) e coefficienti deterministici (il coefficiente di amplificazione stratigrafica, S_S per le NTC2018, o, più in generale, il fattore di amplificazione monodimensionale, FA). Una ulteriore criticità nell'uso dell'approccio ibrido/normativo è l'assenza di considerazioni sul comportamento del terreno a vari livelli deformativi, se non in maniera semplificata attraverso V_{S30} e/o V_{Sz}. Recentemente, tuttavia, sono stati formulati nuovi approcci che permettono di risolvere i problemi legati all'utilizzo dell'approccio ibrido nelle analisi PSHA. Tali metodi permettono di tener conto delle incertezze insite nell'analisi di risposta sismica locale e preservare la robustezza in termini di trattamento delle incertezze delle analisi PSHA. Se nel metodo ibrido, la risposta sismica locale è una approssimazione ergodica che viene modellata solo attraverso l'uso di un parametro sintetico (V_{S30} e/o V_{Sz}), nell'approccio non ergodico, al posto di questo parametro si usa una funzione di amplificazione sito-specifica. Questa funzione è poi interpolata con un modello non lineare compatibile con quello usato nella GMM da utilizzare nell'analisi. A questo punto, si applica l'integrale doppio della PSHA utilizzando la GMM non ergodica che non sarà più funzione di V_{S30}, bensì della funzione di amplificazione sito-specifica di cui sopra. Questo metodo, detto non ergodico (o parzialmente non ergodico, in quanto solo la porzione della risposta sismica locale è non ergodica, quella relativa alla sorgente e al percorso delle onde sismiche rimane ergodica) è stato delineato nella formulazione usata in questo studio da Stewart et al. (2017). In questo studio, l'approccio non ergodico è applicato, per la prima volta, ad una selezione di siti di interesse ingegneristico in Calabria. Le analisi mostrate in questo studio sono parte integrante del progetto di ricerca PRIN 2022 Next-GenHazards.

2. Scelta dei siti oggetto dell'analisi e metodologia non ergodica

2.1 Selezione di siti di interesse ingegneristico in Calabria

Per poter analizzare le potenzialità della metodologia non ergodica oggetto del presente studio sono stati selezionati 29 siti (Figura 1): distribuiti prevalentemente in Calabria, con alcuni siti ricadenti in Basilicata e in Sicilia. L'area di studio ricade, dal punto di vista geologico, tra il settore meridionale dell'Appennino, a nord della Linea di Sangineto, e l'intero arco calabro, fino alla Linea di Taormina (Figura 1). Tale contesto comprende un'elevata eterogeneità geolitologica, dovuta sia alla differenza tra le unità tettoniche appenniniche e quelle dell'Arco Calabro, sia alla complessità strutturale che caratterizza quest'ultimo. I siti scelti per l'analisi sono tutti dotati di dati da caratterizzazione geotecnica e/o geofisica e dalla presenza di almeno una stazione accelerometrica censita sull'Engineering Strong Motion database (ESM; Luzi et al., 2020).

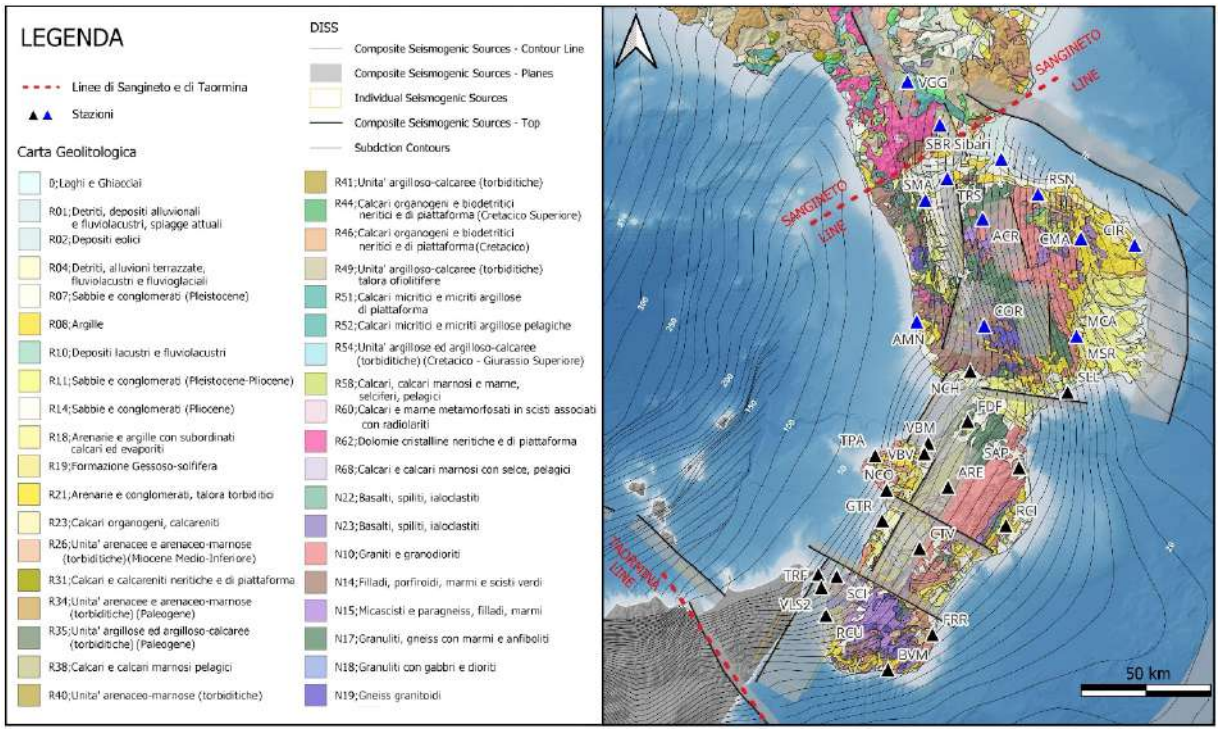


Fig 1. Siti analizzati nel presente studio, faglie sismogenetiche e mappa geolitologica dell'area.

2.2 Metodologia utilizzata per la definizione delle funzioni di amplificazione

Le funzioni di amplificazione da utilizzare in un approccio non ergodico possono essere derivate dall'interpolazione di dati accelerometrici registrati e/o simulazioni numeriche monodimensionali in campo lineare e/o non lineare. Idealmente, tale funzione andrebbe definita da registrazioni accelerometriche al sito. Tuttavia, molto spesso, per un dato sito, solo registrazioni a bassa ampiezza sono disponibili (e.g., da terremoti vicini a bassa magnitudo o lontani a magnitudo più elevata). Per questo motivo, in questo studio, la funzione di amplificazione per i siti analizzati consta di due componenti: (1) una componente a bassi livelli dell'accelerazione di picco al suolo (*peak ground acceleration*, PGA) derivata da dati empirici (e.g., registrazioni accelerometriche) e (2) una componente a livelli più elevati di PGA derivata da simulazioni numeriche in campo non lineare utilizzando il software agli elementi finiti DeepSoil (2024). La porzione della funzione di amplificazione da registrazioni accelerometriche è stata definita usando il metodo *single-station* proposto da Wang (2020). Maggiori dettagli sulla componente derivate da simulazioni numeriche sono forniti da d'Onofrio et al. (2025). L'approccio utilizzato per definire le funzioni di amplificazione usate in questo studio è esemplificato graficamente in Figura 2. La forma funzionale della funzione di amplificazione (FA) usata in questo studio è quella definita dal modello di Boore et al. (2014):

$$FA = f_1 + f_2 \ln\left(\frac{PGA + f_3}{f_3}\right) \quad (1)$$

Con f_1 intercetta di FA a bassi valori di PGA, f_2 pendenza di FA a valori elevati di PGA, mentre f_3 (fissato pari a 0.1 nel presente studio) è il valore di PGA al quale FA converge al caso lineare a basse deformazioni (Figura 3b).

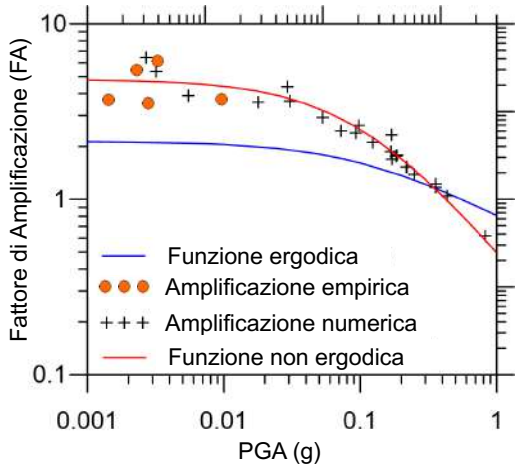


Fig 2. Rappresentazione grafica di una funzione di amplificazione ergodica (linea blu) ed una non ergodica (linea rossa), insieme a dati di amplificazione da dati accelerometrici registrati (pallini arancioni) e da simulazioni numeriche monodimensionali in campo non lineare (croci nere).

2.3 Effetto delle incertezze sulla pericolosità del sito

Il vantaggio principale offerto da una analisi PSHA non ergodica è quello di ottenere un risultato più robusto dal punto di vista dell'affidabilità del risultato e conseguentemente caratterizzato da incertezze più basse rispetto ad una applicazione ergodica. Chiaramente il livello di incertezza da usare nel modello sarà anche funzione del livello qualitativo dei dati da caratterizzazione geotecnica. In questa applicazione, le incertezze totali del modello possono essere descritte da σ_{lnZ}:

$$\sigma_{lnZ} = \sqrt{\tau^2 + {\phi_{P2P}}^2 + {\phi_{S2S}}^2 + {\phi_{lnY}}^2} \quad (2)$$

Dove τ^2 è l'incertezza dipendente dalla sorgente (indipendente dal sito e quindi non modificabile in applicazioni non ergodiche). I tre termini rimanenti possono essere così definiti:

$$\phi_{lnZ} = \sqrt{{\phi_{P2P}}^2 + {\phi_{S2S}}^2 + {\phi_{lnY}}^2} \quad (3)$$

Dove ϕ_{lnZ} è la deviazione standard cosiddetta "*within-event*", ϕ_{P2P} quella "*path-to-path*" (e.g., caratterizzante le incertezze relative al percorso sorgente-sito delle onde sismiche), ϕ_{S2S} quella "*site-to-site*" (e.g., caratterizzante le incertezze relative alla risposta sismica locale da sito a sito) e ϕ_{lnY} le incertezze rimanenti (poste in questo studio pari a 0.3; Stewart et al., 2017). L'Equazione 3 può essere approssimata utilizzando i termini ottenuti dall'analisi della risposta sismica locale secondo la forma funzionale riportata nell'Equazione 1:

$$\phi_{lnZ} \approx \sqrt{\left(\frac{f_2 \cdot PGA}{PGA + f_3} + 1\right)^2 {\phi_{lnX}}^2 + {\phi_{lnY}}^2} \quad (4)$$

Dove ϕ_{lnX} può essere scomposto a sua volta in:

$$\phi_{lnX}{}^2 = \phi_{lnXm}{}^2 - F \cdot \phi_{S2S}{}^2 \quad (5)$$

Dove ϕ_{lnXm} può essere assunto costante e pari a 0.55 (da Boore et al., 2014), mentre F dipende dal livello di incertezze relativo alla caratterizzazione geotecnica e, quindi, dall'affidabilità dell'analisi di risposta sismica locale utilizzata. Secondo Stewart et al. (2017), F può essere assunto pari a 1 se f_1 è determinabile da registrazioni accelerometriche e minore di 1, con limite inferiore pari a 0, per livelli di incertezza elevati nella definizione di FA.

3. Risultati

Una volta definite le funzioni di amplificazione empiriche e/o numeriche per ogni sito, è possibile valutare l'effetto delle stesse e delle incertezze relative alla qualità dei dati geotecnici di modellazione sulle curve di pericolosità dei siti analizzati. Per evidenziare questo effetto, tre valori ipotetici del parametro F sono stati considerati in questo studio: 1 (caratterizzazione ottimale e componente lineare da registrazioni), 0 (rappresentativo di caratterizzazione scadente e assenza di registrazioni accelerometriche al sito) e 0.5 considerato come ipotetico caso intermedio. Inoltre, in Figura 3b sono riportate tre funzioni FA al variare PGA per tre terreni differenti caratterizzati da valori di non linearità variabili e valori di f_2 differenti (-0.01, -0.1, -0.5 e -1). Gli effetti delle incertezze del modello non ergodico, combinati con quelli della non linearità del terreno, sono riportati in Figura 3a. Come è possibile vedere, per valori molto negativi di f_2 (curva di FA molto non lineare), l'effetto delle incertezze è trascurabile. Per valori elevati di f_2 (FA praticamente costante indipendentemente dal valore di PGA), l'effetto delle incertezze è molto rilevante. Inoltre, indipendentemente dal livello di incertezza modellato, valori elevati di f_2 (amplificazione sempre elevata, per qualsiasi valore di PGA) producono curve di pericolosità più elevate. Come atteso, in presenza di forti de-amplificazioni, invece, le curve di pericolosità sono sempre più basse.

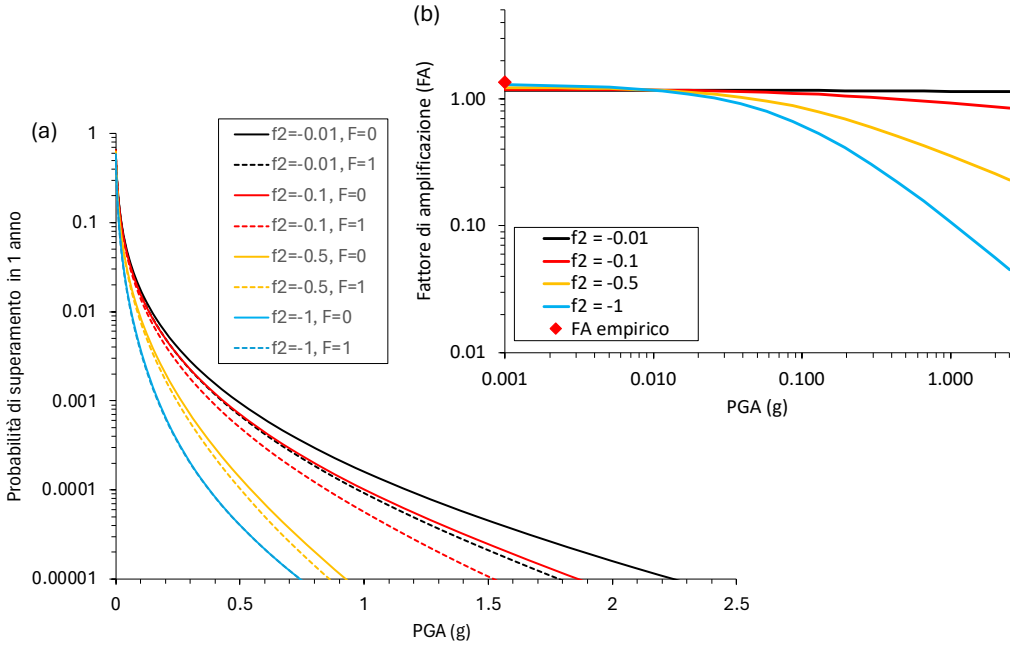


Fig 3. (a) curve di pericolosità per differenti valori di F ed f2; (b) funzioni di amplificazione al variare di PGA per vari livelli di non linearità.

Per poter meglio visualizzare l'effetto dell'approccio non ergodico presentato in questo studio, in Figura 4 sono mostrati i risultati in termini di curve di pericolosità di due siti caratterizzati da livelli di non linearità della curva di FA rispetto a PGA molto elevati (f_2 molto piccolo) e moderati (f_2 intermedio) al variare del parametro di incertezza F. Nel primo caso (f_2 piccolo), come mostrato precedentemente, tutte le curve di pericolosità sono essenzialmente coincidenti per qualsiasi valore di F. Nel secondo caso,

invece, caratterizzato da valori di f_2 intermedi, all'aumentare della qualità della caratterizzazione geotecnica (F crescente), la curva di pericolosità diminuisce. In entrambi i casi, le curve relative ai modelli non ergodici sono sensibilmente più basse di quelle per la loro controparte ergodica. Questi risultati suggeriscono l'importanza di una caratterizzazione geotecnica di qualità, di modellazioni robuste e mostrano quantitativamente il vantaggio nell'usare modelli di pericolosità non ergodici.

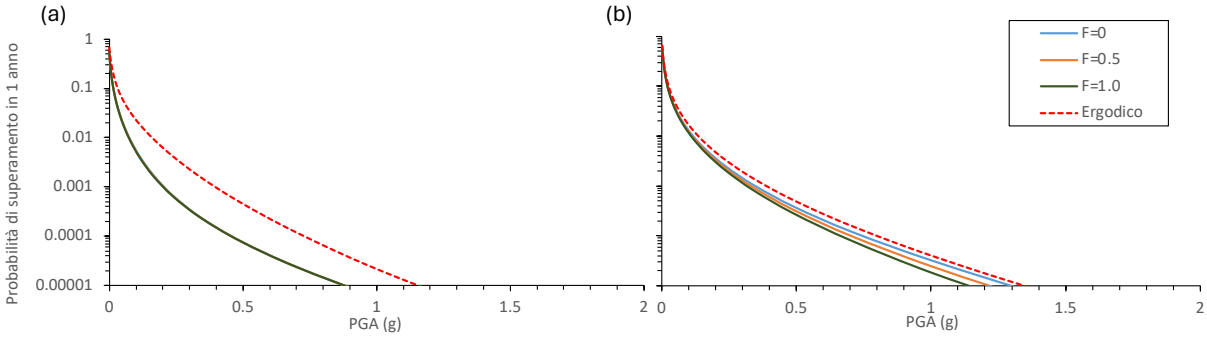


Fig 4. Confronto tra curve di pericolosità per siti caratterizzati da f_2 molto basso (a) e mediamente elevato (b).

4. Conclusioni

In questa nota alcuni primi risultati del progetto PRIN 2022 Next-GenHazards sono stati mostrati e commentati. Il progetto ha come obbiettivo principale l'analisi dell'effetto delle incertezze relative alla risposta sismica locale sulla pericolosità e sul rischio sismico. Le analisi presentate sono relative ad alcuni siti di interesse ingegneristico che si trovano in Calabria. I risultati mostrati indicano che l'approccio PSHA non ergodico ha il potenziale di trattare le incertezze relative a caratterizzazione geotecnica e modellazione della risposta sismica locale in maniera esplicita e robusta. I risultati presentati in questa nota, seppure preliminari, mostrano chiaramente come sia necessario migliorare il livello di conoscenza geotecnica di un sito al fine di ridurre le incertezze e ottenere risultati in termini di pericolosità più affidabili. La riduzione delle incertezze provoca spesso (tranne che per siti con livelli di smorzamento molto elevati) una contestuale riduzione della pericolosità. Tale risultato può servire ad incoraggiare una cultura ingegneristica nella quale la promozione della caratterizzazione geotecnica di qualità non è solo utile, ma anche necessaria. Tali implicazioni possono essere applicate ad analisi sito-specifiche, ma anche e soprattutto per analisi di area vasta come gli studi di microzonazione sismica.

5. Ringraziamenti

Questo studio è stato finanziato dall'Unione europea - Next Generation EU, Missione 4 Componente 1, Bando PRIN 2022 D.D. 104 del 02-02-2022 – (Next-Generation Multi-Hazard Maps Accounting for Non-Ergodic Site-Effects – Next-GenHazard) CUP H53D23001440006.

Bibliografia

Boore D.M., Stewart J.P., Seyhan E., Atkinson G.M. (2014). NGA-West2 equations for predicting PGA, PGV, and 5% damped PSA for shallow crustal earthquakes. Earthquake Spectra, 30, 1057–1085.

DEEPSOIL (2024, V7.1), A nonlinear and Equivalent Linear Seismic Site Response of 1-D Soil Columns, User Manual. Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.

d'Onofrio A., Di Buccio F., Pagliaroli A., Spavone P., Barbagelata M., Zimmaro P., Amoroso S., Ausilio E., Cairo R., Costanzo A., Critelli S., Falcone G., Falsetta E., Silvestri F., Tripodi V. (2025). Fattori di amplificazione da modellazione numerica monodimensionale per applicazioni probabilistiche non ergodiche. Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica (IARG), Firenze, Italia.

Luzi L., Lanzano G., Felicetta C., D'Amico M. C., Russo E., Sgobba S., Pacor, F., & ORFEUS Working Group 5 (2020). Engineering Strong Motion Database (ESM) (Version 2.0). INGV, https://doi.org/10.13127/ESM.2.

Stewart J.P., Afshari K., Goulet C.A. (2017). Non-ergodic site response in seismic hazard analysis. Earthquake Spectra, 33, 1385–1414.

Wang P. (2020). Predictability and repeatability of non-ergodic site response for diverse geological conditions. PhD Dissertation. University of California, Los Angeles, USA.

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE DA MODELLAZIONE NUMERICA MONODIMENSIONALE PER APPLICAZIONI PROBABILISTICHE NON ERGODICHE

d'Onofrio A.[1*] Di Buccio F.[2], Pagliaroli A.[2], Spavone P.[1], Barbagelata J.M.[1], Zimmaro P.[3,4], Amoroso S.[2], Ausilio E.[3], Cairo R.[3], Costanzo A.[5], Critelli S.[3], Falcone G.[1], Falsetta E.[3], Silvestri F.[1], Tripodi V.[6]

[1]*Universita' degli studi di Napoli "Federico II"*

[2]*Universita' degli studi "G. d'Annunzio" Chieti – Pescara*

[3]*Universita' della Calabria*

[4]*University of California, Los Angeles*

[5]*Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia*

[6]*Consiglio Nazionale delle Ricerche CNR - IRPI*

[*] *donofrio@unina.it*

Sommario

L'obiettivo principale delle analisi probabilistiche della pericolosità sismica (PSHA) è quello di definire le azioni cui saranno sottoposte strutture critiche e infrastrutture distribuite sul territorio. Tali analisi sono generalmente eseguite trattando gli aspetti relativi alla risposta sismica locale in maniera semplificata attraverso l'uso di coefficienti di amplificazione basati su parametri sintetici calcolati a partire da profili della velocità di propagazione delle onde di taglio. Questi approcci, detti ergodici, tuttavia, hanno il limite di non preservare le incertezze intrinseche nel modello e di non utilizzare strumenti avanzati di ingegneria geotecnica sismica. Per poter ovviare a questi problemi, nell'ambito del progetto PRIN 2022 Next-GenHazard è in fase di definizione una nuova metodologia basata su un approccio, comunemente detto non ergodico, che permette la completa interoperabilità tra analisi PSHA e analisi di risposta sismica locale. In particolare, la presente nota descrive l'approccio adottato per la determinazione delle funzioni di amplificazione sito-specifiche, espresse in termini di fattori di amplificazione dell'accelerazione di picco al suolo (PGA) ottenuti da analisi numeriche di risposta locale eseguite in corrispondenza di una serie di stazioni sismiche localizzate nella regione Calabria, da implementare nelle analisi PSHA non ergodiche sito-specifiche. Le stazioni sismiche sono state selezionate sulla base della qualità e della completezza dei dati disponibili; il modello geotecnico definito per ciascun sito analizzato è stato caratterizzato da livelli di affidabilità variabili in funzione della qualità dei dati quantificata in base ad una classificazione definita *ad hoc* in questo studio. In corrispondenza di ciascun sito sono quindi state condotte analisi di risposta sismica locale con il codice DEEPSOIL adoperando 25 segnali di input opportunamente selezionati e caratterizzati da PGA variabili tra 0.004 e circa 1 g. I risultati delle analisi sono quindi stati sintetizzati in termini di fattori di amplificazione delle PGA espressi in funzione della PGA di input e interpretati adottando il modello di Boore et al. (2014). Infine, le stesse funzioni di amplificazione sono state raggruppate in funzione della classe di sottosuolo e gli andamenti medi sono stati confrontati con altre relazioni presenti in letteratura.

1. Introduzione

Gli approcci probabilistici per la definizione della pericolosità sismica (i.e., *probabilistic seismic hazard analysis*, PSHA) sono alla base di analisi di rischio sismico per infrastrutture critiche e/o distribuite sul territorio. In queste analisi, gli aspetti legati alla risposta sismica locale (amplificazione stratigrafica e topografica) sono di fondamentale importanza. L'effetto dell'amplificazione stratigrafica è generalmente affidato alla velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m (V_{S30}) o parametri sintetici simili (e.g., velocità di propagazione delle onde di taglio equivalente, V_{sz}, nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, 2018). Questo approccio è definito come "ergodico". I modelli di tipo "non ergodico" permettono invece di sfruttare al meglio conoscenze avanzate di ingegneria geotecnica sismica prevedendo la definizione, per ogni sito oggetto di analisi, di funzioni di amplificazione ad-hoc sito-specifiche. Queste funzioni sono espresse da un modello non lineare compatibile con quello usato nel Ground Motion Model (GMM) impiegato nell'analisi PSHA.
Nell'ambito del progetto di ricerca PRIN 2022 Next-GenHazards l'approccio non ergodico è applicato, per la prima volta, ad una selezione di siti di interesse ingegneristico in Calabria (Zimmaro et al., 2005). Questo articolo mostra in dettaglio le analisi numeriche non lineari eseguite con il codice DEEPSOIL per la definizione della funzione di amplificazione a vari livelli di PGA medio-alti da utilizzare nell'approccio non ergodico. La porzione a basse deformazioni della funzione di amplificazione è stata derivata da dati empirici (e.g., registrazioni accelerometriche) come mostrato in Zimmaro et al. (2025).

2. Modelli di sottosuolo: definizione, calibrazione e classi di qualità

Con riferimento al territorio calabrese sono state selezionate tutte le stazioni sismiche contenute nell'Engineering Strong Motion database (EMS, Luzi et al., 2020). Si tratta di 120 stazioni appartenenti per la gran parte alla rete accelerometrica Nazionale ma anche a una serie di reti locali alcune delle quali di installazione temporanea. Per ciascuna di esse sono sempre disponibili i dati necessari alla localizzazione (latitudine, longitudine e altitudine) e una sintetica classificazione del sito in base alle categorie EC8 in termini sia stratigrafici sia topografici. Tuttavia, solo per 29 di queste è disponibile nello stesso database un report contenente dati di caratterizzazione del sottosuolo su cui poggia la stazione, necessari al fine di eseguire analisi di risposta sismica locale. Il report di stazione contiene in genere dati relativi alla geologia del sito, sintetizzati attraverso una mappa e una sezione geologica in scala (1:5000) e le corrispondenti mappe geologico-tecniche dell'area circostante la stazione sismica e relativa sezione trasversale. Queste ultime sono generalmente realizzate secondo gli standard di rappresentazione tecnica degli elaborati prescritti dal Dipartimento della Protezione Civile ("Linee guida per l'elaborazione della carta e delle sezioni geologico-tecniche per la microzonazione sismica CGT_MS", giugno 2014). Nello stesso report sono raccolti i risultati di una serie di misure geofisiche generalmente consistenti in misure di microtremore a stazione singola elaborate in termini di rapporti spettrali H/V, e indagini attive tipo MASW e passive ARRAY-2D con inversione delle curve di dispersione; per le misure MASW generalmente l'inversione è congiunta con i microtremori. L'insieme di questi dati, se coerenti e di buona qualità, consentirebbe di definire il modello del sottosuolo della stazione in esame in termini di profilo stratigrafico e di velocità delle onde-S fino alla profondità del bedrock sismico, utile per la definizione del modello geotecnico da adottare nelle analisi numeriche. Nella Figura 1 è riportato un esempio di definizione del modello di sottosuolo a partire dai dati contenuti in un report di buona qualità. Tuttavia, un'analisi critica dei dati disponibili ha evidenziato una serie di ricorrenti incongruenze nei contenuti dei report, che ha richiesto una fase preliminare di validazione degli stessi. Sulla base di tale disamina sono stati identificati sei criteri per la definizione della classe di qualità del modello di sottosuolo costruito sulla base dei dati a disposizione: 1) corrispondenza tra la misura sperimentale della frequenza fondamentale, f_0 da H/V e quella ottenuta a partire da un'analisi numerica di risposta sismica locale viscoelastica lineare condotta a partire dal profilo di velocità fornito come risultato dell'inversione delle curve di dispersione, 2) completezza ed esaustività della descrizione

litologica dei terreni presenti, 3) completezza del profilo di velocità V_S fino al basamento sismico, 4) corrispondenza tra profilo V_S e profilo stratigrafico, quest'ultimo in genere desunto dalle sezioni geologiche alla scala 1:5000, 5) completezza del report sulle indagini geofisiche, 6) univocità della determinazione della frequenza fondamentale del sito quando sono presenti diverse misure H/V. A ciascuno dei sei criteri è stato attribuito un valore 0 o 1 tranne che nel caso del primo criterio, ritenuto più determinante degli altri, cui è stato attribuito un peso maggiore (3).

In base ai valori attribuiti ai diversi criteri sono state definite due classi di qualità: Q1 (se la somma dei pesi attribuiti ai diversi criteri è > 3) e Q2 se la somma risulta minore o uguale 3. Complessivamente delle 29 stazioni sottoposte ad analisi numerica, 14 ricadono in classe Q1 e le restanti 15 in classe Q2.

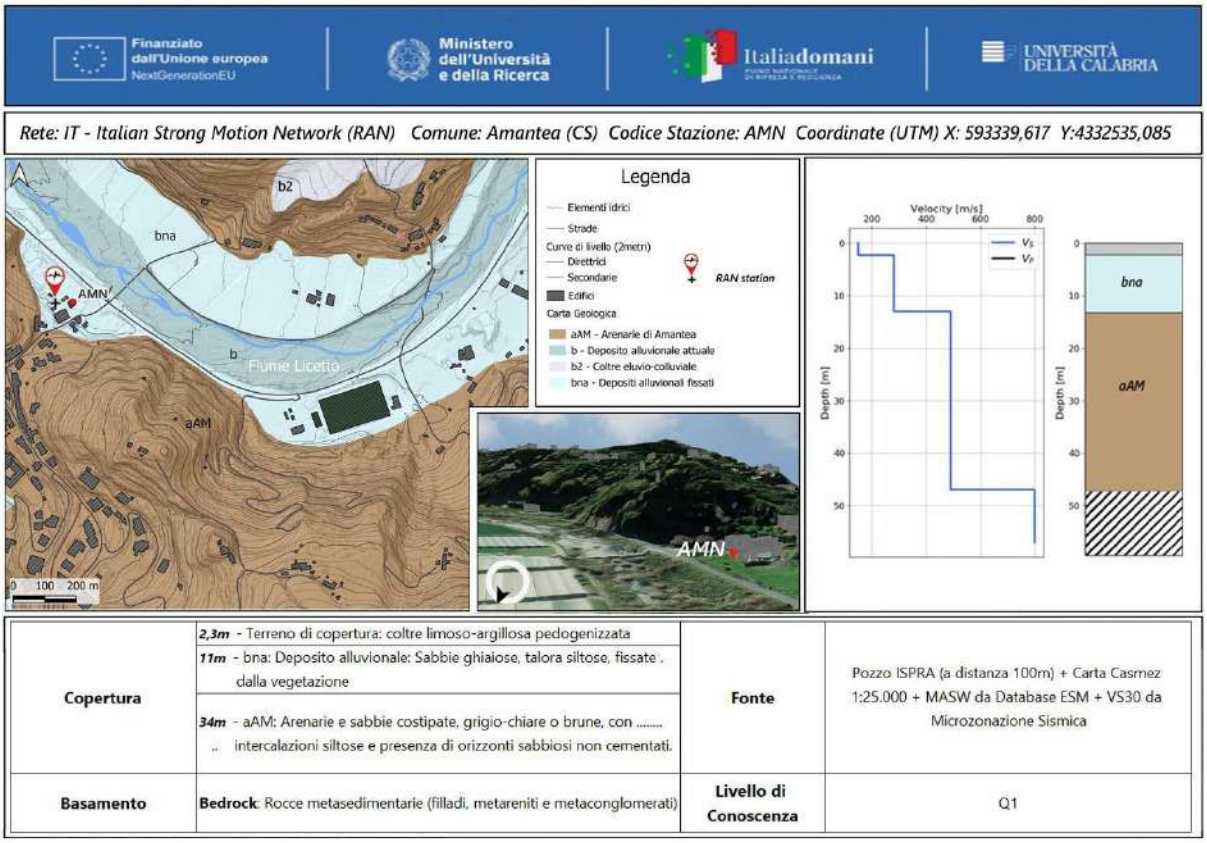


Fig 1. Esempio di modello per stazione di classe Q1.

Uno degli obiettivi principali del presente lavoro è stato quello di quantificare gli effetti del comportamento non lineare e dissipativo dei terreni sul fattore di amplificazione, in modo da ottenere dai risultati delle analisi numeriche di risposta sismica locale funzioni di amplificazione che portino in conto tali effetti e che questi ultimi possano quindi essere opportunamente considerati nelle analisi di pericolosità sito-specifiche con approccio non ergodico.

Per questo motivo è stato necessario caratterizzare la risposta non lineare dei terreni rinvenuti in corrispondenza delle 29 stazioni analizzate. Data l'indisponibilità di dati di laboratorio ad hoc la caratterizzazione delle proprietà di non linearità e dissipazione dei terreni presenti è stata eseguita sulla base della descrizione geo-litologica delle formazioni, rinvenuta nei report di stazione. Sulla base di tale descrizione e del supporto della carta geologico-tecnica che fornisce una sommaria classificazione granulometrica dei terreni presenti, è stato possibile attribuire una curva di decadimento del modulo di taglio e di andamento del fattore di smorzamento con il livello di deformazione desunta da dati di letteratura. L'expertise dei geologi della compagine PRIN è spesso stata invocata per colmare le numerose lacune e inesattezze delle informazioni sulla geologia delle formazioni presenti nei diversi siti data anche l'estrema complessità della geologia della Calabria, soprattutto nella zona a Sud della Linea di Sangineto, appartenente al complesso settore dell'Arco Calabro.

3. Modellazione numerica non lineare

3.1 Scelta degli input sismici

Nel presente studio, i segnali sismici selezionati comprendono 25 componenti orizzontali, di cui 16 provenienti da eventi di faglia normale e 9 da eventi di strike-slip, coerenti con le sorgenti sismogenetiche presenti nella regione oggetto di studio. I criteri adottati per la scelta includono valori elevati di V_{S30} (> 600 m/s) delle stazioni di registrazione, un ampio range di distanze per eventi con M tra 5.5-7.5, la priorità a terremoti italiani se disponibili, e una distribuzione equilibrata della PGA nell'intervallo 0.004-1.0 g. Inoltre, sono stati integrati dati dalla sequenza sismica del Centro Italia del 2016, riducendo al minimo il numero di aftershocks considerati e introducendo una soglia sulla *lowest usable frequency* (i.e., la frequenza minima sopra la quale le operazioni effettuate con il segnale filtrato non vengono influenzate dall'applicazione del filtro passa alto usato nel processamento del segnale stesso) per evitare problematiche nelle analisi numeriche. Un aspetto fondamentale nel trattamento dei segnali sismici è il fattore di scala, ovvero la loro modifica per renderli compatibili con le condizioni di sito e con le specifiche esigenze delle simulazioni. Tuttavia, un'eccessiva modifica dei segnali può introdurre distorsioni nella loro rappresentazione fisica, per cui nel presente studio si è imposto un limite massimo al fattore di scala pari a 2.5. Questo approccio garantisce che le caratteristiche cinematiche originali del segnale vengano preservate il più possibile, evitando alterazioni che potrebbero compromettere l'affidabilità delle analisi. I segnali selezionati e opportunamente scalati sono caratterizzati da valori di magnitudo, distanza alla sorgente e PGA variabile in un ampio intervallo, come si osserva dai dati riportati in Figura 2.

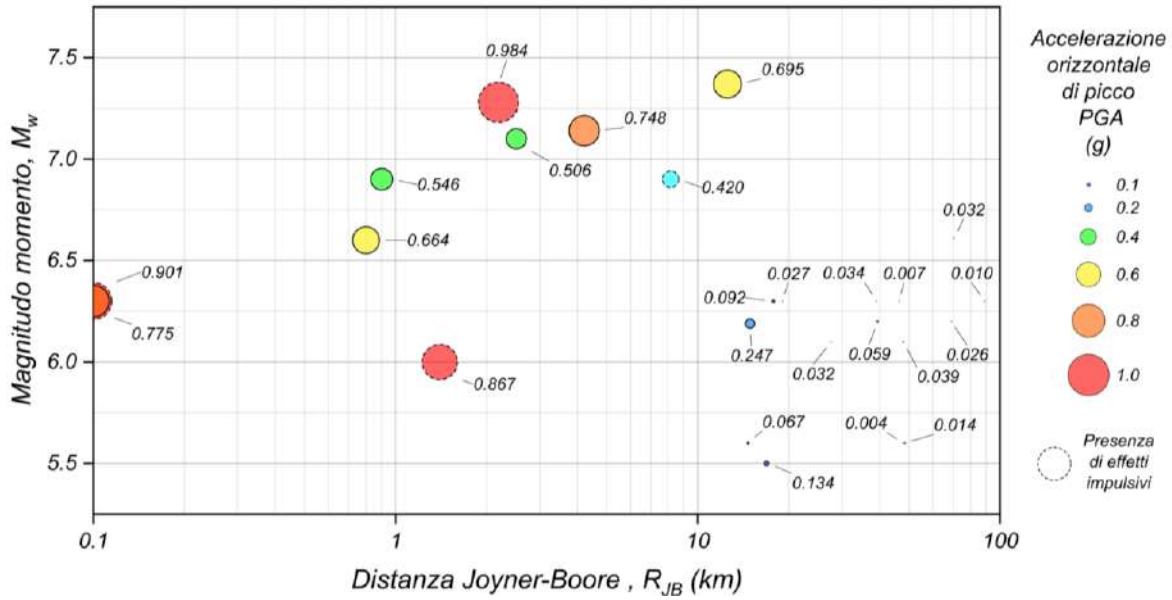


Fig 2. Valori di magnitudo, distanza alla sorgente e accelerazione di picco degli input selezionati per le analisi. Essendo il grafico in scala semi-logaritmica, gli eventi con R_{JB} = 0 km sono mostrati in corrispondenza del valore minimo in ascissa (R_{JB} = 0.1 km). Sono anche evidenziati i segnali che presentano effetti impulsivi.

3.2 Codice di calcolo utilizzato

Per questo lavoro è stato utilizzato il codice di calcolo DEEPSOIL (2024, V7.1), un software per analisi monodimensionali di risposta sismica locale, che opera sia nel dominio del tempo sia in quello delle frequenze. Sono state eseguite inizialmente analisi viscoelastiche lineari nel dominio delle frequenze per calibrare il modello sulla base delle misurazioni H/V e, successivamente, analisi non lineari nel dominio del tempo, adottando il modello MKZ (Modified Kondner-Zelasko) proposto da Matasovic (1993), un modello iperbolico semplificato che descrive il decadimento della rigidezza e l'aumento dello smorzamento del terreno con la deformazione. Poiché nelle analisi di questo studio sono stati utilizzati

input accelerometrici con PGA fino a 1 g, per rappresentare in modo più realistico l'isteresi del terreno durante i cicli di scarico/ricarico, sono state utilizzate le non-Masing rules (Phillips e Hashash, 2009), che consentono una migliore stima dello smorzamento a grandi deformazioni rispetto alle classiche regole di Masing che generalmente conducono ad una sovrastima della capacità dissipativa.

4. Risultati

I risultati delle analisi numeriche eseguite su tutte le 29 stazioni sono riportati in Figura 3a in termini di fattori di amplificazione FA in funzione della PGA di input. I simboli chiusi e aperti indicano la classe di qualità del modello di sottosuolo (rispettivamente classe Q1 e Q2) mentre il colore identifica la classe di sottosuolo in accordo alle norme tecniche (B o C). Grafici distinti per classe di sottosuolo sono riportati nella parte bassa del grafico (Figure 3b e c).

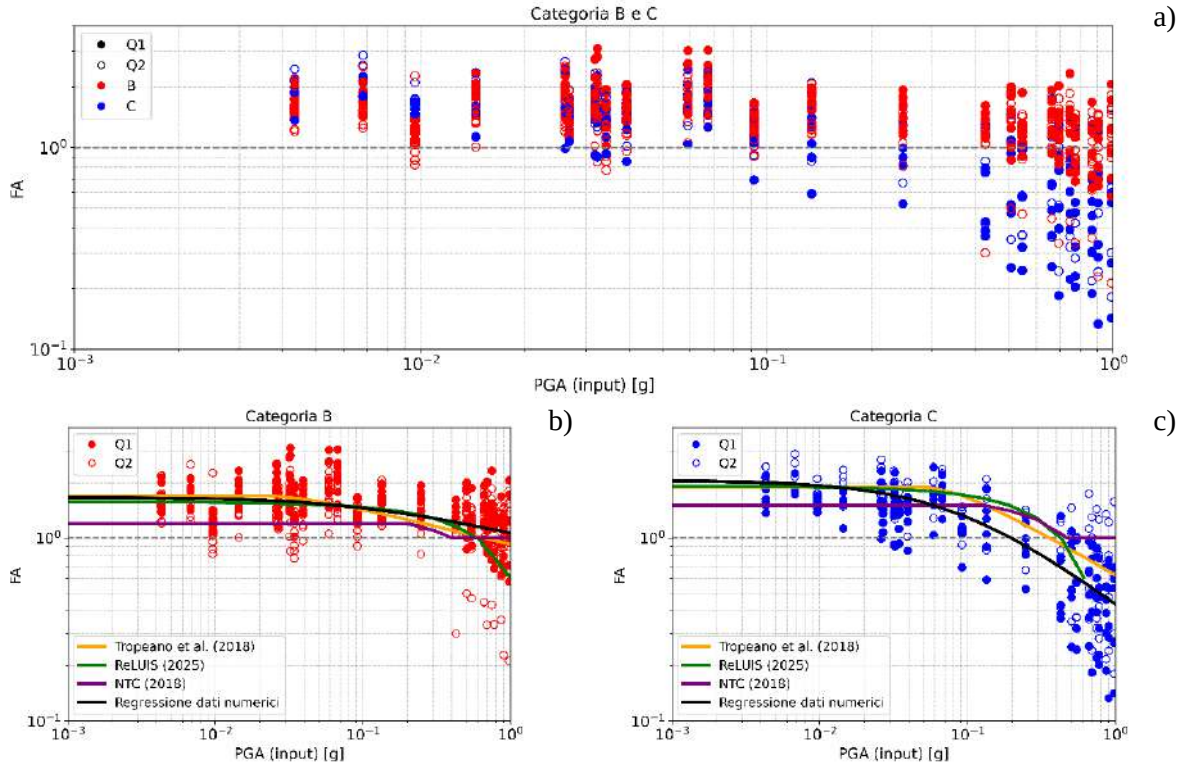


Fig 3. Fattori di amplificazioni calcolati da analisi numeriche su tutte le stazioni (a) e raggruppati per classe di sottosuolo B (b) e C (c); per confronto sono riportate altre relazioni di letteratura e l'andamento dei fattori di amplificazione stratigrafica Ss delle Norme Tecniche.

Per i dati numerici è stata fatta una regressione con la forma funzionale (Boore et al., 2014):

$$FA = f_1 + f_2 \, ln\left(\frac{PGA + f_3}{f_3}\right) \quad (1)$$

dove f_1 è l'intercetta di FA a bassi valori di PGA, f_2 la pendenza di FA a valori elevati di PGA, mentre f_3 (fissato pari a 0.1 nel presente studio) è il valore di PGA in corrispondenza del quale FA converge al caso lineare a basse deformazioni. La regressione con la precedente forma funzionale è riportata con tratto nero mentre per confronto sono riportate due correlazioni di letteratura e l'andamento dei fattori di amplificazione stratigrafica S_S previsti dalle NTC2018. Dal grafico è evidente, come atteso, la maggiore non linearità delle stazioni di categoria C che mostrano anche una maggiore amplificazione in campo lineare. Le stazioni di classe B mostrano fattori di amplificazione sistematicamente maggiori di quelli di normativa mentre per la classe C i valori numerici mostrano, a causa della forte non linearità, amplificazioni ridotte rispetto alle NTC a partire da PGA di input dell'ordine di 0.05 g con deamplificazioni al di sopra di 0.2 g. La regressione ottenuta nel presente studio mostra un discreto

accordo con le relazioni di letteratura per la categoria B mentre per la classe C a fronte di un accordo sul livello di amplificazione predetto in campo lineare, il presente studio mostra una non linearità decisamente più pronunciata.

5. Conclusioni

Il presente studio si è focalizzato sull'analisi della risposta sismica locale di 29 siti in Calabria di interesse ingegneristico. Tali risultati sono funzionali alla calibrazione di funzioni di amplificazione in campo non lineare da utilizzare nell'ambito di analisi probabilistiche della pericolosità sismica con approccio non ergodico nell'ambito del progetto PRIN 2022 Next-GenHazards. Le analisi mostrate in questo studio sono frutto di modellazione numerica monodimensionale con il codice di calcolo DEEPSOIL. Gli input sismici utilizzati sono stati selezionati da database internazionali per poter assicurare ampi campi di variazione dell'ampiezza del moto sismico, della durata e del contenuto in frequenza. Queste analisi tengono conto in maniera esplicita del livello di incertezza dei dati di caratterizzazione geotecnica dei siti analizzati mediante l'introduzione di 2 classi di qualità del modello di sottosuolo. I risultati più rappresentativi di questo studio mostrano che le stazioni di classe B sono generalmente caratterizzate da fattori di amplificazione maggiori di quelli di normativa. Le stazioni di classe C, invece, mostrano amplificazioni ridotte rispetto alle NTC a partire da PGA di input dell'ordine di 0.05 g con deamplificazioni del moto sismico al di sopra di 0.2 g. I risultati ottenuti nel presente studio mostrano un sostanziale accordo con precedenti funzioni di amplificazione di letteratura per la categoria B. Per i siti di classe C, invece, a fronte di un accordo sul livello di amplificazione predetto in campo lineare, il presente studio mostra una non linearità decisamente più pronunciata rispetto a studi su scala nazionale. Tali discrepanze mostrano l'utilità di studi specifici per il complesso distretto geologico/geo-litologico dell'Arco Calabro e la necessità di approfondimenti rispetto ad analisi PSHA con approccio non ergodico.

6. Ringraziamenti

Questo studio è stato finanziato dall'Unione europea - Next Generation EU, Missione 4 Componente 1, Bando PRIN 2022 D.D. 104 del 02-02-2022 – (Next-Generation Multi-Hazard Maps Accounting for Non-Ergodic Site-Effects – Next-GenHazard) CUP H53D23001440006.

Bibliografia

Boore D.M., Stewart J.P., Seyhan E., Atkinson G.M. (2014). NGA-West2 equations for predicting PGA, PGV, and 5% damped PSA for shallow crustal earthquakes. Earthquake Spectra, 30, 1057–1085.

DEEPSOIL. (2024, V7.1). A nonlinear and Equivalent Linear Seismic Site Response of 1-D Soil Columns, User Manual. Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.

Luzi L., Lanzano G., Felicetta C., D'Amico M. C., Russo E., Sgobba S., Pacor, F., & ORFEUS Working Group 5 (2020). Engineering Strong Motion Database (ESM) (Version 2.0). INGV, https://doi.org/10.13127/ESM.2.

Matasovic N. (1993). Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits. University of California, Los Angeles.

Phillips C., Hashash Y. (2009). "Damping formulation for non-linear 1D site response analyses", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29, 1143–1158.

ReLuis AA.VV. (2025) Contributi ReLUIS per una revisione della normativa tecnica italiana Esiti delle attività svolte nell'ambito dei progetti DPC-ReLUIS a cura di Raffaele Landolfo Maria Antonietta Aiello Mauro Dolce ISBN 979-12-80212-26-9 Doppiavoce https://doi.org/10.57580/RELUIS.REVNTI.

Tropeano G., Soccodato F.M., Silvestri F. (2018). "Re-evaluation of code-specified stratigraphic amplification factors based on Italian experimental records and numerical seismic response analyses", Soil Dyn. Earth. Eng., 110, 262–275.

Zimmaro P., D'Onofrio A., Amoroso S., Ausilio E., Barbagelata J.M., Cairo R., Costanzo A., Critelli S., Di Buccio F., Falcone G., Falsetta E., Franco G., Pagliaroli A., Silvestri F., Spavone P., Tripodi V. (2025). Valutazione del ruolo della risposta sismica locale nell'analisi di pericolosità sismica con approccio non-ergodico su scala regionale. Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica (IARG), Firenze, Italia.

STUDIO PARAMETRICO DI UN MODELLO COSTITUTIVO PER LE ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE DI SAN GIULIANO DI PUGLIA

Tony Fierro
Università degli Studi del Molise
tony.fierro@unimol.it

Filippo Santucci de Magistris
Università degli Studi del Molise
filippo.santucci@unimol.it

Pedro Arduino
University of Washington
parduino@uw.edu

Sommario

L'evento sismico che ha colpito il Molise nel 2002 ha rappresentato un punto di svolta per l'Ingegneria Sismica italiana, dando il via allo sviluppo e all'applicazione dei vigenti codici normativi per le costruzioni. Il sisma provocò, nel comune di San Giuliano di Puglia, il collasso di una scuola elementare che portò alla morte di 27 bambini e della loro maestra; a ciò, contribuirono in maniera determinante gli effetti di sito. Dopo l'evento, furono condotte due differenti campagne di indagini geotecniche: la prima come ricognizione post-sisma, la seconda per l'installazione di un sistema di monitoraggio sismico permanente dell'area. Recentemente, tramite back-analysis di risposta sismica locale, sono stati effettuati studi che hanno rivelato una migliore performance dei modelli geotecnici ottenuti utilizzando i dati della seconda campagna di indagini ed hanno valutato la risposta dell'intera valle ad eventi strong-motion. Tuttavia, nei modelli numerici si è sempre utilizzato l'approccio lineare equivalente. Per tale ragione, il presente contributo rappresenta una fase preliminare di calibrazione e studio parametrico del modello costitutivo sviluppato da Borja e Amies (1994), al fine di condurre analisi di risposta sismica locale non-lineari per la propagazione delle onde dell'intera valle.

1. Introduzione

Il 31 Ottobre 2002, alle 10:33 locali, un terremoto di magnitudo momento M_w=5.74 ha colpito il Molise. L'epicentro, secondo l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, è stato individuato 1 km a SW del paese di Bonefro (CB), 200 km ad est di Roma, con una profondità ipocentrale di 10 km. Nonostante il terremoto possa essere considerato moderato per la geodinamica dell'area, l'evento assunse rilevanza a causa del collasso della scuola elementare "Francesco Jovine", localizzata in prossimità dell'epicentro, nel comune di San Giuliano di Puglia (CB). Questo avvenimento ha portato alla morte di 27 bambini e della loro maestra. L'evento principale fu seguito da un ulteriore evento di magnitudo M_w = 5.72, il cui

epicentro è stato localizzato a 6 km dal precedente. Tale accadimento ha rappresentato un punto cruciale per l'Ingegneria Sismica italiana, in quanto ha avviato lo sviluppo, tra gli altri, delle Linee Guida Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica (AGI, 2005), nonché dei nuovi codici per le costruzioni (NTC, 2008; NTC, 2018).
I due scuotimenti principali sono stati percepiti in tutto il Sud Italia, ma la maggior concentrazione del danno è stata osservata in corrispondenza dell'abitato di San Giuliano di Puglia (I_{MCS}=8-9). A ciò, hanno contribuito la vulnerabilità delle strutture presenti e le peculiari caratteristiche del sottosuolo. Di conseguenza, il caso è diventato di particolare importanza per lo studio degli effetti di sito in Italia e sono stati condotti diversi studi di analisi di risposta sismica locale (Puglia et al., 2007; Lanzo e Pagliaroli, 2009; Santucci de Magistris et al., 2014; Fierro et al., 2020). Tuttavia, questi studi hanno sfruttato tutti l'approccio lineare equivalente, il quale pone una serie limitazioni nell'affidabilità, ad esempio, dei profili di deformazione, specialmente per terremoti di tipo "strong motion". Per tale ragione, il presente lavoro illustra la fase preliminare alla realizzazione di analisi di risposta sismica locale più dettagliate dell'area di San Giuliano di Puglia, sfruttando approcci non-lineari per lo studio della propagazione delle onde. Più nel dettaglio, si presenta uno studio volto alla calibrazione del modello costitutivo di Borja e Amies (1994) per i terreni presenti nel sito in esame.

2. Caratteristiche del sito di San Giuliano di Puglia

Immediatamente dopo l'evento del 2002, è stata avviata una prima fase di investigazione per valutare gli effetti di sito nell'area (Silvestri et al., 2006; d'Onofrio et al., 2009). Durante questa fase, sono stati effettuati 129 sondaggi, 10 prove down-hole, 10 prove cross-hole, 35 prove penetrometriche e innumerevoli prove di laboratorio, al fine di caratterizzare adeguatamente le unità geotecniche presenti. Da ciò è emerso che nell'area si possono individuare due principali unità geotecniche: l'unita calcareo-marnosa e quella marnosa-argillosa. La prima è costituita da una successione di calcari e calcari marnosi fratturati e fessurati, con intercalazioni di marne e marne argillose. Questa unità prende il nome di Flysch di Faeto del Miocene ed è sovrastata dall'unità marnoso-argillosa, costituita da marne argillose con intercalazioni sabbiose, che prende il nome di formazione Marnoso-argillosa di Toppo Capuana. Quest'ultima consiste in uno strato di argilla avana che oscilla tra 2 e 10 m, e uno strato profondo di argilla grigia (d'Onofrio et al., 2009). Superficialmente, si può individuare uno strato di coltre detritica di riempimento con spessore variabile da decimetri a qualche metro. Nonostante l'abbondanza di prove, però, non sono riuscite a reperirsi informazioni dirette sulla morfologia sepolta e sul contatto tra le argille marnose di Toppo Capuana e il Flysch di Faeto. Di conseguenza, sono stati sviluppati tre modelli bidimensionali della sezione principale dell'abitato di San Giuliano di Puglia: un modello "a conca", proposto da Baranello et al. (2003); un modello "ad incudine" sviluppato da Giaccio et al. (2004) ed un modello "a fiore" implementato da Puglia (2008). Le principali proprietà geotecniche delle unità sono riportate in Tabella 1.

Tabella 1. Principali proprietà geotecniche delle unità di San Giuliano di Puglia (d'Onofrio et al., 2009).

Unità	γ (kN/m^3)	V_s (m/s)	ν (-)	V_P (-)	D_0 (%)	$\bar{G}=G(\gamma)/G_0$ (-)	$D(\gamma)$ (-)
Coltre detritica	19.60	122	0.493	1010	3.0	d'Onofrio et al. (2009)	
Argilla avana	21.10	$162(17+9.8z)^{0.104}$	0.489	$f(V_s,\nu)$	2.3	d'Onofrio et al. (2009)	
Argilla grigia	21.20	$202(17+9.8z)^{0.108}$	0.477-0.485	$f(V_s,\nu)$	2.5	d'Onofrio et al. (2009)	
Flysch di Faeto	22.00	400-1350	0.392-0.456	1400-3200	0.5	Elastico Lineare	

Tuttavia, tra il 2011 e il 2012, è stato installato un sistema di monitoraggio permanente, parte della Rete Accelerometrica Nazionale (RAN), gestita dal Dipartimento di Protezione Civile (DPC). Questo sistema consiste, tra gli altri, in un sensore profondo, installato a 10 m di profondità nel centro storico del paese (SGMA) ed un array verticale (SGPA), costituito quest'ultimo da un sensore superficiale ed uno installato a 53 m dal piano campagna. Contestualmente all'installazione del sistema di monitoraggio permanente, sono state condotte prove down-hole, che hanno rivelato un profilo di velocità di propagazione delle onde di taglio sensibilmente diverso per la verticale SGPA, rispetto a quello della prima fase di indagine. Questo secondo profilo di rigidezza si è rivelato il più affidabile a seguito di back-analysis di risposta sismica locale (Fierro et al., 2020). Queste ultime analisi verranno parzialmente riviste, utilizzando il modello costitutivo di Borja e Amies (1994).

3. Il modello costitutivo di Borja e Amies (1994)

Il modello costitutivo di Borja e Amies (1994) è un modello multi-assiale sviluppato in tensioni totali, che ha l'obiettivo di adattare la teoria della plasticità a bounding surface di Dafalias e Popov (1977) in modo tale da includere la risposta a carichi ciclici per terreni argillosi. La superficie di snervamento è rappresentata come un cilindro di tipo von Mises nello spazio delle tensioni principali e la bounding surface, che la contiene, è omotetica ad essa. È utilizzata la legge di traslazione di Präger per l'incrudimento cinematico, mentre il raggio della bounding surface R può essere espresso in funzione della coesione non drenata c_u. Si include nel modello anche un approccio che sfrutta il concetto di *vanishing elastic region*. La Figura 1 riporta una rappresentazione schematica del modello sul piano deviatorico, considerando sia il punto relativo all'ultima inversione del carico, $\boldsymbol{\sigma}'_0$, sia il punto immagine sulla bounding surface, $\boldsymbol{\sigma}'_b$, riferito allo stato tensionale corrente, $\boldsymbol{\sigma}'$. Secondo la filosofia della bounding surface, è utilizzata una legge di mappatura che tiene in conto della distanza tra lo stato tensionale corrente e il suo punto immagine sulla bounding surface ($\boldsymbol{\sigma}'_b$ - $\boldsymbol{\sigma}'$). Il punto immagine dello stato tensionale corrente sulla bounding surface è espresso come $\boldsymbol{\sigma}'_b = \boldsymbol{\sigma}' + \kappa(\boldsymbol{\sigma}' - \boldsymbol{\sigma}'_0)$. In tale contesto, si utilizza il parametro $\kappa > 0$ – lo stato tensionale corrente non può andare oltre la bounding surface - che è uno scalare che soddisfa la condizione $\| \boldsymbol{\sigma}' + \kappa(\boldsymbol{\sigma}' - \boldsymbol{\sigma}'_0) \| = R$.
Infine, per il modulo plastico è utilizzata una legge esponenziale del tipo $H' = h\kappa^m$, con h ed m costanti del materiale che sono oggetto di analisi parametrica in questo studio.

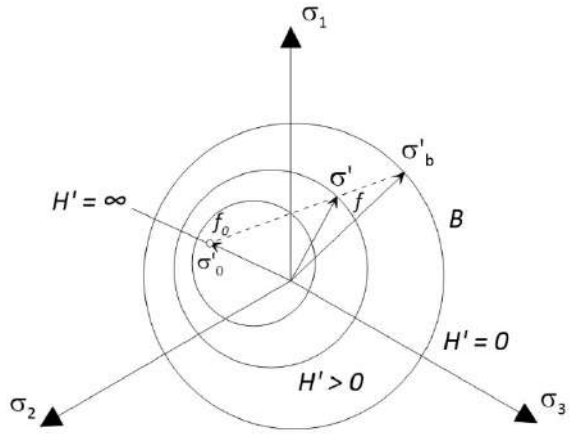


Figura 1. Punto di inversione del carico, $\boldsymbol{\sigma}'_0$, stato tensionale attuale, $\boldsymbol{\sigma}'$, e punto immagine, $\boldsymbol{\sigma}'_b$ sul piano deviatorico (da Borja e Amies, 1994)

4. Calibrazione e studio parametrico

Lo studio parametrico del modello costitutivo di Borja e Amies (1994) è stato condotto partendo dalle proprietà dei terreni argillosi presenti a San Giuliano di Puglia ottenute da prove in laboratorio: Coltre Detritica, Argilla Avana e Argilla Grigia. Più nel dettaglio, si è fatto riferimento alle prove di colonna

risonante riportate in d'Onofrio et al. (2009), le cui curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e di smorzamento (MRD) risultanti sono rappresentate in Figura 2.

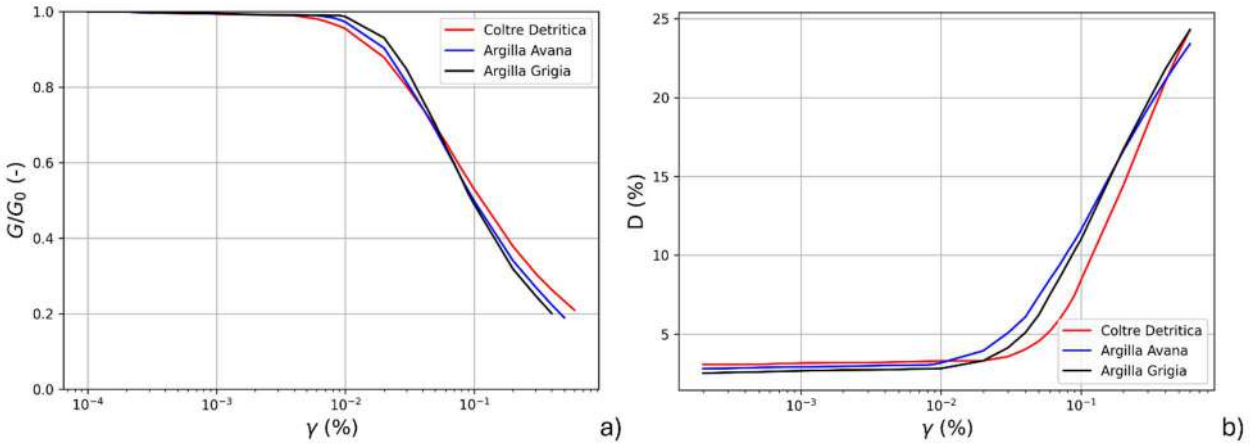


Figura 2. Curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e di smorzamento per le unità di San Giuliano di Puglia (modificato da d'Onofrio et al., 2009).

I parametri del modello che necessitano di calibrazione sono il modulo di rigidezza a taglio per basse deformazioni G_o, il coefficiente di Poisson ν, la coesione non drenata c_u (collegata al raggio della bounding surface R), ed i parametri del materiale h ed m. Sebbene i primi parametri siano stati ottenuti dalle prove riportate in d'Onofrio et al. (2009), gli ultimi due parametri - h ed m - esercitano una influenza decisiva sulle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e di smorzamento. Lo studio parametrico è stato condotto proprio su questi parametri per valutare quanto adeguatamente il modello possa riprodurre le curve MRD delle tre unità geotecniche, oltre che sul parametro R. Le simulazioni sono state realizzate con il framework OpenSees (McKenna et al., 2010), considerando prove di taglio semplice ciclico a controllo di deformazione e un elemento plane-strain a 9 nodi. Per simulare adeguatamente le prove di colonna risonante, è stato realizzato un test differente per ogni ampiezza di deformazione fino ad arrivare al 3% di deformazione di taglio.

Per lo studio parametrico, atto ad osservare gli effetti della variazione dei parametri h ed m sulle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e del rapporto di smorzamento per i terreni presenti in sito, si sono considerati differenti range di variazione per i diversi materiali. Più nel dettaglio, per quel che concerne la coltre detritica, si è fatto variare il parametro m tra 1.5 e 5.0, mentre il parametro h è stato fatto variare da $0.01G_o$ a $0.07G_o$. Lo stesso range si è preso in considerazione per quanto riguarda l'argilla avana.

Nel caso della coltre detritica, come si può osservare dalla Figura 4a, nella quale sono riportate tutte le curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio ottenute nell'analisi parametrica, la miglior corrispondenza con i dati sperimentali si è ottenuta per $h=0.05G_o$, $m=2.0$ e $R=100kPa$. Tuttavia, osservando la curva dello smorzamento (Figura 4b), appare chiaro come con i parametri appena citati, la curva simulata tenda a sovrastimare i dati sperimentali per deformazioni di taglio superiori a $\gamma \approx 0.01\%$, quando il materiale inizia a mostrare un comportamento non lineare; di converso, il rapporto di smorzamento tende ad essere sottostimato per $\gamma > 0.4\%$. Tuttavia, il target della calibrazione è la curva di decadimento del modulo di rigidezza a taglio, per cui tali parametri sono considerati accettabili e saranno utilizzati per le analisi di risposta sismica locale.

Stesso discorso vale per l'argilla avana (Figura 3), dove la corrispondenza con la curva di decadimento del modulo di rigidezza a taglio ottenuta da dati sperimentali è ottima (Figura 3a) per $h=0.07G_o$, $m=3.0$ e $R=200kPa$, mentre la sovrastima dello smorzamento si osserva, analogamente a quanto osservato per la coltre detritica, per $\gamma > 0.01\%$ (Figura 3b); in quest'ultimo caso, però, c'è solo sovrastima dello smorzamento.

Infine, con riferimento all'argilla grigia, i cui risultati delle analisi non sono riportati per brevità, si è deciso di selezionare un range più ampio per ottenere una migliore corrispondenza tra i dati simulati e i dati sperimentali. Infatti, il parametro h si è fatto variare tra $0.01G_o$ e $0.15G_o$, il parametro R tra 50 kPa

e 400 kPa, mentre il range di variazione del parametro *m* si è mantenuto invariato.
I parametri calibrati sono riportati in Tabella 2.

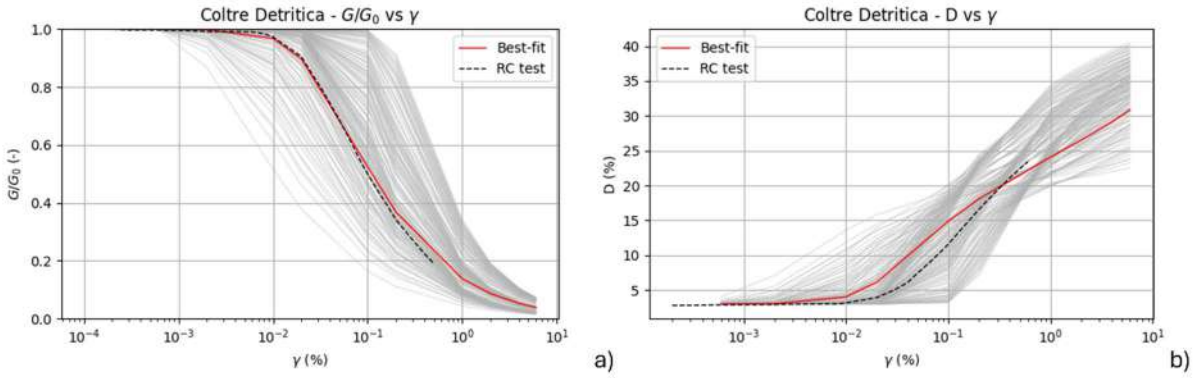


Figura 4.Confronto tra curve (a) di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e (b) del rapporto di smorzamento sperimentali e simulate per la Coltre Detritica utilizzando il modello di Borja e Amies (1994).

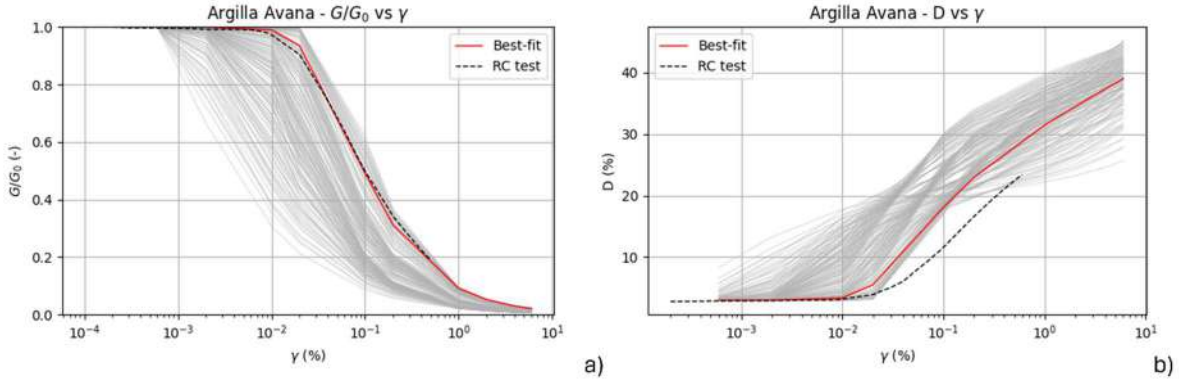


Figura 3. Confronto tra curve (a) di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e (b) del rapporto di smorzamento sperimentali e simulate per l'Argilla Avana utilizzando il modello di Borja e Amies (1994).

Tabella 2. Parametri calibrati del modello di Borja e Amies (1994) per i terreni di San Giuliano di Puglia

Parametri	Coltre Detritica	Argilla Avana	Argilla Grigia
G_o (MPa)	29.74	135.44	298.94
ν (-)	0.493	0.489	0.485
c_u (kPa)	61.24	122.47	244.95
ρ (t/m^3)	2.00	2.15	2.16
h/G_o (-)	0.05	0.07	0.1
m (-)	2.0	3.0	3.0
R (kPa)	100.0	200.0	400.0

5. Conclusioni

La memoria ha l'obiettivo di mostrare la calibrazione e lo studio parametrico del modello costitutivo di Borja e Amies (1994), sviluppato in tensioni totali, per i terreni di San Giuliano di Puglia, al fine di effettuare analisi di risposta sismica locale mono- e bi-dimensionali. Più nel dettaglio, il modello permette di effettuare analisi non lineari per lo studio della propagazione delle onde in maniera relativamente semplice.
La calibrazione si è effettuata utilizzando test a livello di elemento con il codice OpenSees e si è

osservata un'ottima corrispondenza tra simulazioni e dati sperimentali per quel che concerne le curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio, riuscendo a simulare in maniera ottima i dati di laboratorio, mentre tendono ad esserci delle discrepanze appena si innesca la non linearità nelle simulazioni, per quel che concerne lo smorzamento.
Dall'analisi parametrica è inoltre emerso come il modello costitutivo richieda relativamente pochi parametri da calibrare e sia di facile utilizzo. Tali parametri, inoltre, sono spesso disponibili nella comune pratica ingegneristica.
La calibrazione - previo studio parametrico - che è stata discussa, rappresenta il primo passo per effettuare analisi di risposta sismica locale non lineari nello studio della propagazione delle onde per il sito di San Giuliano di Puglia, con l'obiettivo di riprodurre più fedelmente - e con relativa semplicità - alcuni aspetti peculiari del comportamento dinamico dell'intera sezione bidimensionale dell'abitato.

Bibliografia

Baranello, S., Bernabini, M., Dolce, M., Pappone, G., Rosskopf, C., Sanò, T., Cara, P. L., De Nardis, R., Di Pasquale, G., Goretti, A., Gorini, A., Lembo, P., Marcucci, S., Marsan, P., Martini, M. G. & Naso, G. (2003). Rapporto finale sulla Microzonazione Sismica del centro abitato di San Giuliano di Puglia. Dipartimento di Protezione Civile, Roma.

Borja, R. I., & Amies, A. P. (1994). Multiaxial cyclic plasticity model for clays. Journal of geotechnical engineering, 120(6), 1051-1070.

d'Onofrio, A., Vitone, C., Cotecchia, F., Puglia, R., Santucci de Magistris, F., Silvestri, F. (2009). Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo di San Giuliano di Puglia. Rivista Italiana di Geotecnica, n. 3, pp. 43-61.

Dafalias, Y. F., & Popov, E. P. (1977). Cyclic loading for materials with a vanishing elastic region. Nuclear Engrg. and Des., 41, North-Holland, Amsterdam, The Netherlands, 293-302.

Fierro, T., Mignelli, L., Scasserra, G., Pagliaroli, A. & Santucci de Magistris, F. (2020). Updating the site response analyses at San Giuliano di Puglia (CB), Italy. Rivista Italiana di Geotecnica, 54(4), 5-40.

Giaccio, B., Ciancia, S., Messina, P., Pizzi, A., Saroli, M., Sposato, A., Cittadini, A., Di Donato, V., Esposito, P. & Galadini, F. (2004). Caratteristiche geologico-geomorfologiche ed effetti di sito a San Giuliano di Puglia (CB) e in altri abitati colpiti dalla sequenza sismica dell'ottobre-novembre 2002. Il Quaternario, Ed. Antiqua, 17, n. 1, pp. 83-99.

Lanzo, G. & Pagliaroli, A. (2009). Numerical Modeling of Site Effects at San Giuliano di Puglia (Southern Italy) during the 2002 Molise Seismic Sequence. J. of Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE.

McKenna, F., Scott, M.H., & Fenves, G.L. (2010). OpenSees, Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition. J. Comput. Civil Eng. 24(1), 95–107.

Puglia, R., Lanzo, G., Pagliaroli, A., Sica, S. & Silvestri, F. (2007). Ground motion amplification in San Giuliano di Puglia (Southern Italy) during the 2002 Molise earthquake. In IV International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece, paper no. 1611.

Santucci de Magistris, F., d'Onofrio, A., Penna, A., Puglia, R. & Silvestri, F. (2014). Lessons learned from two case histories of seismic microzonation in Italy. Nat. Hazards, 74, 2005–2035.

Silvestri F., Vitone C., d'Onofrio A., Cotecchia F., Puglia R. & Santucci de Magistris F. (2006). The influence of meso-structure on the mechanical behaviour of a marly clay from low to high strains. In Symposium to celebrate Prof. Tatsuoka's 60th birthday, Roma, Italy.

SCENARI DI SCUOTIMENTO SU SCALA GEOSPAZIALE COMPATIBILI CON LA PERICOLOSITÀSISMICA ITALIANA

Giacomo Franco
Università della Calabria, Arcavacata di Rende (CS)
giacomo.franco@unical.it

Paolo Zimmaro
Università della Calabria, Arcavacata di Rende (CS)
paolo.zimmaro@unical.it

Sommario

L'analisi delle prestazioni sismiche di infrastrutture distribuite sul territorio, come ad esempio condotte interrate, sistemi di trasporto e argini fluviali, va condotta tenendo in conto la distribuzione dell'ampiezza del moto sismico (attraverso parametri sintetici di scuotimento, o *intensity measures*, IMs) su scala geospaziale. Una possibile distribuzione di IM (e.g., l'accelerazione o la velocità di picco al suolo, *peak ground acceleration* o *velocity,* PGA e PGV, rispettivamente) è quella derivante da analisi probabilistiche della pericolosità sismica (*probabilistic seismic hazard analysis,* PSHA) come ad esempio quella implementata nelle mappe di pericolosità delle norme tecniche per le costruzioni. Tuttavia, le distribuzioni di IM derivanti da PSHA rappresentano il risultato (pesato in base a caratteristiche di ricorrenza delle faglie sismogenetiche presenti sul territorio) di tantissimi scenari sismici caratterizzati da magnitudo e dimensioni delle rotture di faglia variabili. Tali mappe di scuotimento, quindi, non sono riconducibili ad un singolo scenario sismico. Un approccio diametralmente opposto vorrebbe l'utilizzo di un numero elevato di scenari, tante quanto sono le rotture di faglia possibili nell'area di interesse. Questo approccio sarebbe computazionalmente molto oneroso. Una soluzione intermedia è quella di valutare la performance di infrastrutture distribuite sul territorio utilizzando un numero limitato di scenari sismici che però siano rappresentativi della pericolosità sismica dell'area. In questo studio l'approccio proposto da Wang et al. (2023), facente parte di quest'ultima categoria di metodi, sviluppato per applicazioni in California, è stato applicato per la prima volta al territorio italiano. La presente nota affronta l'implementazione del metodo al territorio italiano, sviscerando il tema con indicazioni su: (1) modelli di scuotimento al suolo adatti ad applicazioni sul territorio italiano, (2) aspetti legati alla risposta sismica locale in Italia e al reperimento di dati in input su scala territoriale, (3) modelli di faglie sismogenetiche da utilizzare sul territorio italiano.

1. Introduzione

L'intero territorio nazionale italiano è da sempre soggetto a terremoti e a conseguenti scuotimenti al suolo di elevata intensità. Per tale motivo è importante svolgere studi che permettano di determinare le conseguenze di questi fenomeni. Molte analisi nell'ambito dell'ingegneria sismica si concentrano sull'assicurare che una struttura possa sopportare un certo livello di scuotimento, mantenendo il livello di prestazioni previsto. La difficoltà principale risiede nella scelta del livello di scuotimento da considerare per tali analisi, poiché esiste una notevole incertezza riguardo alla posizione, alla magnitudo e all'intensità dei terremoti futuri. L'analisi probabilistica della pericolosità sismica (*probabilistic seismic hazard analysis,* PSHA) è un metodo che permette di quantificare queste incertezze, combinandole per descrivere in modo dettagliato la distribuzione degli scuotimenti futuri attesi ad un determinato sito. Per valutare il rischio sismico cui è sottoposta una struttura spazialmente distribuita o effettuare analisi su aree vaste bisogna valutare il livello di scuotimento su tutta l'area analizzata. Usando i risultati di una PSHA, è possibile calcolare la probabilità annuale (o il tasso) di superamento di un dato livello di scuotimento del terreno per un intervallo di intensità. Questo approccio

permette di generare mappe di pericolosità per un dato periodo di ritorno dell'azione sismica. Tuttavia, tali mappe sono rappresentative di un livello di scuotimento risultato di un numero elevato di scenari sismici pesati in base alla loro probabilità di occorrenza. In realtà però, un singolo terremoto produce un solo campo di scuotimento. Per analisi di infrastrutture distribuite e/o di aree vaste, l'uso di mappe derivanti da analisi PSHA non è rappresentativo della realtà di campo, in quanto, ogni elemento del sistema sarebbe sottoposto a un livello di scuotimento potenzialmente derivante da scenari diversi. Per queste strutture, quindi, sono molto più utili altre tipologie di analisi come, ad esempio, la generazione di mappe di scuotimento al suolo da scenari (e.g., mappe di scuotimento determinate dalla rottura di una singola faglia). Questo è stato l'obiettivo del lavoro svolto in questo studio, dove sono state generate mappe di scuotimento al suolo in termini di accelerazione e velocità di picco al suolo, *Peak Ground Acceleration* (PGA) e *Peak Ground Velocity* (PGV) per l'area dell'Appennino centro-meridionale. Tali scenari di scuotimenti sono il primo step per la definizione della resilienza sismica di infrastrutture di trasporto italiane, nell'ambito del progetto PRIN PNRR 2022 "Framework to Assess the Infrastructure Resilience and Management Operations In Roads After Earthquake" FAIR MOIRAE.

2. Metodi per la selezione di scenari sismici

Le analisi PSHA vengono di norma effettuate per stimare la probabilità annuale che una certa misura di intensità dello scuotimento al suolo venga superata. Questo avviene utilizzando distribuzioni statistiche basate su numerosi eventi sismici che potrebbero interessare il sito (o i siti) in esame. L'intensità dello scuotimento sismico, nell'ambito di una analisi PSHA è descritta attraverso funzioni probabilistiche, dipendenti dalla magnitudo dell'evento, dalla distanza tra la sorgente e il sito e dalle caratteristiche locali del terreno. I tassi di superamento del livello di scuotimento vengono calcolati sommando il contributo di tutti gli eventi considerati, generando così una curva di pericolosità (McGuire, 2005). Le mappe di pericolosità vengono prodotte ripetendo l'analisi PSHA su più siti e combinando i valori delle curve di pericolosità per ottenere un livello uniforme di superamento tra i diversi siti oggetto di analisi. Queste mappe, utili per rappresentare graficamente la domanda sismica su elementi infrastrutturali isolati come edifici singoli, non sono però adatte per valutare il rischio di sistemi infrastrutturali distribuiti, per i quali è necessario rappresentare in modo realistico le variazioni del moto del terreno all'interno del sistema prodotte da un singolo scenario sismico. Per poter definire scenari di scuotimento compatibili con la pericolosità di una intera area, Wang et al. (2023) hanno proposto una soluzione che permette di selezionare un sottoinsieme di eventi che siano coerenti con la probabilità di occorrenza di tutti gli eventi considerati con l'approccio PSHA nell'area. La scelta più importante del metodo consiste nella definizione di un numero ristretto di eventi, che sia comunque rappresentativo, in ensemble, della pericolosità di tutti i siti oggetto di analisi. Tale procedura, permette quindi di sfruttare la robustezza di una analisi PSHA, ma in un contesto nel quale è possibile estrarre un numero ristretto (e quindi ingegneristicamente compatibile con analisi su area vasta) di scenari sismici. Gli autori hanno proposto come strumento per la selezione del sottoinsieme di eventi L'Operatore di Restringimento e Selezione Minimo Assoluto (LASSO). La regressione LASSO è stata scelta rispetto ad altri algoritmi di selezione delle variabili perché è molto più efficiente e perché fornisce una relazione tra la regressione e il corrispondente numero di eventi nel sottoinsieme; quest'ultimo è utile per selezionare il numero ottimale di eventi. Il metodo LASSO richiede una riduzione del rango dei tensori ed è un metodo di regressione regolarizzato in grado di effettuare una selezione delle variabili. A differenza della regressione lineare, che mira a trovare i coefficienti che minimizzano la somma dei residui quadratici, LASSO minimizza la somma dei residui al quadrato più la somma penalizzata dei coefficienti del modello. La formula di regressione LASSO e la sua funzione obiettivo possono essere espresse dalle equazioni seguenti:

$$y = X\beta + \varepsilon \tag{1}$$

$$\arg min_{\beta}(y - X\beta)^T (y - X\beta) + \gamma \left|\left|\beta\right|\right|_1 \tag{2}$$

Dove y è il vettore della risposta (cioè una colonna di valori), X è la matrice dei predittori, β è il vettore dei

coefficienti, ε è la variabile di errore (segue la distribuzione normale multivariata), $\gamma\|\beta\|_1$ è la norma L1 (somma dei valori assoluti), $(y\text{-}X\beta)^T(y\text{-}X\beta)$ è il valore dell'errore, che viene calcolato come prodotto interno di $(y\text{-}X\beta)$ (o somma degli errori al quadrato), e γ è un parametro di calibrazione del modello. In pratica, il modello permette di ottimizzare la scelta degli input rappresentativi della pericolosità dell'intera area, modificando artificiosamente i tassi di occorrenza di un sottoinsieme di scenari sismici estratti da tutti i possibili scenari implementati nel modello PSHA target.

Wang et al. (2023) applicano il metodo proposto ad una porzione della California meridionale che contiene un'ampia rete di infrastrutture di stoccaggio del gas naturale e gasdotti. Questa tipologia infrastrutturale rappresenta un ottimo esempio per l'applicazione della metodologia proposta data la sua distribuzione su un'ampia parte di territorio e, perciò, l'interazione con più categorie di sottosuolo e opere di messa in sicurezza per la stessa. Nel modello PSHA utilizzato dagli autori, figurano più di 400.000 eventi sismici e più di 2500 sorgenti puntiformi di griglia per la sismicità di fondo. Da questi numeri, Wang et al. (2023) hanno scremato l'analisi, dedicandosi alla ricerca di un numero di scenari da estrarre tra 5.650 candidati. La selezione degli eventi con il metodo sopra sintetizzato ha ridotto il numero degli stessi a 172 di cui 43 provenienti da faglie e 129 da sorgenti puntiformi.

Sulla stessa area di studio è stato utilizzato anche un'ottimizzazione lineare a numeri interi misti (MILO). Sia il metodo LASSO che MILO sono riusciti a rappresentare al meglio la curva di pericolosità derivante dall'analisi-PSHA prendendo come riferimento un numero relativamente esiguo di fonti sismiche (sia faglie che sorgenti puntiformi) dimostrando la validità e l'efficienza del metodo dimostrato che quindi può essere utilizzato con una buona affidabilità per eseguire studi sul rischio sismico di infrastrutture distribuite sul territorio. Inoltre, il metodo di ottimizzazione di Wang et al. (2023) permette di estrarre le metriche di errore così da poter monitorare l'andamento del processo. Tra le metriche di errore disponibili, due sono di notevole interesse ovvero il *mean squared log error* e il *mean absolute log relative difference* e cioè l'errore quadratico medio del logaritmo e differenza logaritmica relativa assoluta media, rispettivamente..

3. Applicazione all'Appennino centro-meridionale

In questo studio, per la prima volta, il metodo di Wang et al. (2023) è stato implementato in analisi aventi come area d'interesse l'Italia. Questa implementazione ha offerto una serie di sfide in quanto il modello PSHA utilizzato per questa applicazione e le relative relazioni di attenuazione, sono profondamente differenti da quelli utilizzati in California. Inoltre, il metodo di Wang et al. (2023) è stato ottimizzato per un software diverso da quello in cui il modello PSHA italiano è implementato. Per poter descrivere in maniera più ampia possibile i fenomeni analizzati e includere varie situazioni territoriali (con vari tipi di terreno e, perciò, caratteristiche degli stessi), in questo studio, è stata considerata un'ampia porzione della penisola italiana corrispondente all'Appennino centro-meridionale. Per diminuire l'onere computazionale e avere un maggiore grado di accuratezza, l'area analizzata è stata poi suddivisa in tre aree più piccole. Per poter eseguire la selezione degli scenari, è stato necessario l'utilizzo di un modello esistente per la determinazione delle faglie ricadenti nelle aree analizzate. Tali faglie sono state mappate nell'ambito di un ampio progetto europeo e riassunte nel modello di pericolosità sismica "The 2020 European Seismic Hazard Model" (ESHM20), recentemente proposto da Danciu et al. (2024). Vista la complessità delle varie sorgenti, causata dalla varietà di modelli presenti nell'albero logico, si è proceduto alla sola analisi delle faglie attive superficiali, non considerando sorgenti areali e la subduzione dell'arco calabro. Pur essendo una semplificazione rispetto al modello ESHM20, tale approssimazione è stata ritenuta accettabile, in quanto la maggior parte dei terremoti nel territorio italiano proviene da faglie superficiali. La scelta delle faglie da prendere in considerazione è stata fatta selezionando tutte le faglie attive nell'intorno delle aree analizzate fino ad una distanza massima di 200 km. Nella Figura 1 è mostrata la distribuzione delle faglie selezionate e le tre le aree analizzate.

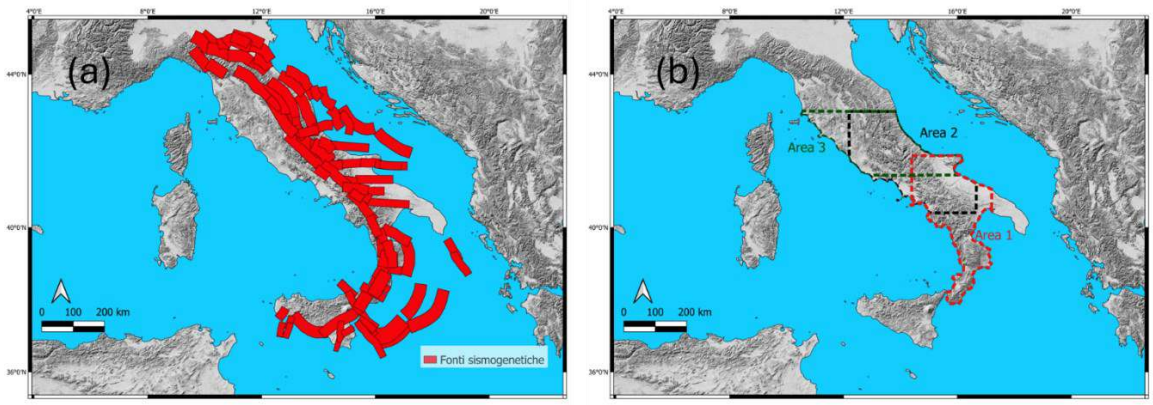


Fig 1. (a) rappresentazione delle fonti sismogenetiche prese in esame in questo studio; (b) aree analizzate in questo studio.

Per ogni faglia analizzata, sono stati utilizzati i parametri principali della legge di ricorrenza di Gutenberg-Richter "a" e "b" riportati da Danciu et al. (2024). Tali parametri sono costanti per ogni faglia (i.e., ogni faglia è dotata di una sola legge di ricorrenza storica alla Gutenberg-Richter). Tali valori sono stati determinati attraverso l'analisi statistica di dati storici e strumentali, integrati con ulteriori informazioni provenienti da evidenze geologiche e morfologiche. Una volta scelte le sorgenti sismogenetiche per ogni area, il passo successivo è stato quello di svolgere analisi PSHA utilizzando il motore di calcolo OpenQuake, un software open-source sviluppato dalla Global Earthquake Model (GEM) Foundation per la valutazione della pericolosità e del rischio sismico (Pagani et al., 2014). Per poter utilizzare OpenQuake in questo studio, è stato necessario fornire al software dei file (in formato .xml e .ini) attraverso i quali sono stati descritti tutti gli input relativi alle faglie sismogenetiche utilizzate e, la forma dell'albero logico per poter trattare le incertezze epistemiche presenti nei modelli utilizzati. L'obiettivo della selezione operata in questo studio, come specificato precedentemente, è quello di ottenere, in tutta l'area analizzata, una completa sovrapponibilità tra le curve di pericolosità prodotte dal sottoinsieme di eventi con probabilità modificate e le curve di pericolosità prodotte dall'intera gamma di terremoti per i siti analizzati. L'implementazione presentata in questa nota è stata generata modificando l'approccio di Wang et al. (2023) (disponibile online gratuitamente in linguaggio di R, Wang, 2023) per poter utilizzare come input delle caratteristiche sismogenetiche dell'area il modello PSHA di Danciu et al. (2024). In questo studio, per ogni area identificata, sono stati selezionati cinque scenari. Tali scenari sono stati estratti considerando un numero totale di siti target pari a 6585, identificati attraverso una maglia rettangolare 5.5 km X 4.2 km. La scelta di questo numero di scenari è stata effettuata tenendo in considerazione la necessità di avere un numero limitato di scenari (per poter ridurre l'onere computazionale nelle fasi successive del progetto) pur preservando un errore minimo tra curve di pericolosità target e curve di pericolosità generate dal sottoinsieme di scenari identificati. Le curve di pericolosità mostrate nella Figura 2 sono un modesto sottoinsieme delle circa 6585 curve di pericolosità analizzate nel modello qui presentato. Tuttavia, tale confronto è rappresentativo della discrepanza (minima e quasi invisibile ad occhio nudo) tra le curve target e quelle generate con gli scenari selezionati.

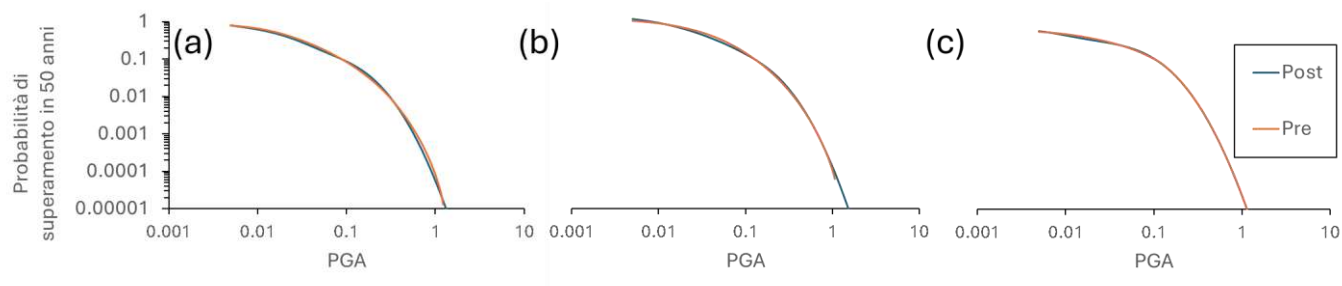


Fig 2. Confronto tra le curve di pericolosità pre- (curva arancione) e post- (curva blu) selezione degli scenari in tre punti dell'analisi (longitudine, latitudine): (a) 16.15, 39; (b) 15.95, 40.75; (c) 15.6, 41.1.

L'ultimo step dell'analisi è stato quello del calcolo dei valori di PGA e PGV da utilizzare per la generazione delle mappe finali per ogni scenario selezionato. Per fare ciò è stato implementato un codice in Jupyter notebook ad hoc. Per poterlo fare funzionare correttamente è stato necessario importare diverse librerie dal software di calcolo OpenQuake (oltre ad alcune librerie molto utilizzate in ambiente Python per applicazioni ingegneristiche come numpy e pandas). Una volta importate le librerie, è stata inserita la geometria dello scenario analizzato come insieme di punti in termini di longitudine e latitudine. Successivamente è stato fornito un file con le coordinate dei punti della griglia di calcolo insieme ai valori delle V_{S30} associati ad essi. Questi valori sono stati estrapolati dalla mappa su scala nazionale di Mori et al. (2020). Questa mappa è detta proxy-based vale a dire una mappa in cui i valori di una variabile di interesse (in questo caso V_{S30}) vengono stimati indirettamente attraverso proxy. In questo caso la velocità delle onde di taglio non è misurata direttamente ovunque, ma viene stimata sulla base di variabili geologiche, geomorfologiche e/o topografiche. Una volta definiti tutti i parametri di input, l'analisi è stata dedicata al calcolo dei valori di PGA e PGV per ognuno degli scenari identificati. Per fare ciò, sono stati utilizzati tre modelli di scuotimento al suolo: (1) Boore et al. (2014) per aree geografiche caratterizzate da basso valore del "quality factor" (etichettate nel modello come Low Q); (2) Campbell-Bozorgnia (2014) per aree geografiche caratterizzate da basso valore del "quality factor" (etichettate nel modello come Low Q); (3) Chiou and Youngs (2014). Tali modelli sono calibrati per caratteristiche di attenuazione tipiche dell'Italia e sono da considerarsi quindi ideali per applicazioni di questo tipo (Zimmaro et al., 2018; Regina et al., 2023).
Una volta calcolati i valori di PGA e PGV con i tre singoli modelli, sono stati calcolati i valori finali come risultato della media aritmetica dei tre. Il calcolo appena descritto è stato effettuato per tutti i punti della griglia. Causa la discretizzazione del dominio, è stato necessario svolgere un ultimo step prima di poter generare le mappe di interesse. Per fare ciò è stato sfruttato il metodo del Kriging che è una tecnica di interpolazione geostatistica che permette di stimare valori sconosciuti di una variabile spaziale basandosi su dati campionati. Per poter definire la correlazione spaziale tra i punti noti si possono usare varie funzioni per descrivere il variogramma come quella lineare, esponenziale, gaussiana ecc. In questo caso è stata utilizzata la funzione gaussiana in quanto è quella che riesce a rappresentare al meglio i punti per cui si vogliono valutare parametri sismici. Il variogramma di riferimento, per PGA e PGV utilizzato in questo studio è quello di Jayaram e Baker (2009). Operativamente è stata utilizzata un'implementazione in R che crea in output una distribuzione random dei valori della funzione gaussiana. In questo caso è utile sottolineare che questo approccio può generare tantissime distribuzioni dei valori, non ce n'è una univoca. Perciò ne è stata estratta in maniera randomizzata soltanto una. Una volta estratti i valori della funzione gaussiana, questi sono moltiplicati per la deviazione standard dei modelli di attenuazione e, successivamente, moltiplicando questo valore per quello della PGA (o PGV) è stata ottenuta la distribuzione stocastica che è stata poi utilizzata per creare le mappe finali. L'ultimo passo è stato, appunto, la creazione delle mappe attraverso l'uso del software QGIS; queste sono mostrate nella Figura 3 in cui sono riportate alcune delle mappe di scuotimento riferite a PGA per l'area più a sud (area 1) delle tre analizzate.

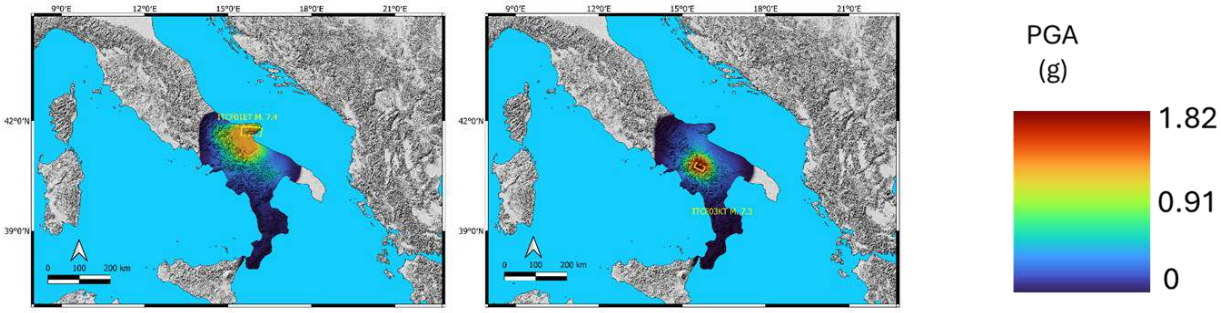


Fig 3. Esempio di mappe di scuotimento al suolo (per PGA) riferite all'area 1.

4. Conclusioni

La storia del territorio nazionale italiano è legata da sempre agli eventi sismici; infatti, non sono stati rari eventi

di elevata intensità che hanno causato molti danni alle attività umane. Il lavoro presentato in questo studio si è focalizzato sull'analisi e sulla generazione di mappe di scuotimento derivate da scenari sismici, con l'obiettivo di valutare in maniera più realistica l'impatto di eventi sismici potenziali sul territorio. Tale applicazione è stata effettuata implementando, per la prima volta, il metodo di Wang et al. (2023) al territorio italiano. L'area analizzata è quella dell'appennino centro meridionale (da sempre interessato a eventi sismici di una certa entità). L'area è stata poi suddivisa in tre zone. Per ognuna delle aree sono stati selezionati cinque scenari sismici rappresentativi della pericolosità sismica dell'intera area analizzata. Sono poi state generate mappe di scuotimento al suolo in termini di PGA e PGV. Le analisi hanno permesso di determinare i valori massimi per queste grandezze, valori che sono molto elevati data la magnitudo degli scenari selezionati; infatti, si è ottenuto un valore massimo di PGA pari a 1.82 g e un valore massimo di PGV di 182 cm/s. Le mappe generate permettono anche di apprezzare la variabilità spaziale del moto sismico dato uno scenario. I risultati di questo studio sono il primo passo verso la valutazione della resilienza sismica di infrastrutture di trasporto distribuite sul territorio, nell'ambito del progetto PRIN FAIR MOIRAE.

5. Ringraziamenti

Questo studio è stato finanziato dall'Unione Europea – Next-GenerationEU - Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR) – MISSIONE 4 COMPONENTE 2, INVESTIMENTO N. 1.1, BANDO PRIN 2022 PNRR D.D. 1409 del 14-09-2022 - (Framework to Assess the Infrastructure Resilience and Management Operations In Roads After Earthquake - FAIR MOIRAE) CUP N. H53D23008490001.

Bibliografia

Boore, D. M., Stewart, J. P., Seyhan, E., & Atkinson, G. M. (2014). "NGA-West2 equations for predicting PGA, PGV, and 5% damped PSA for shallow crustal earthquakes." Earthquake Spectra, 30(3), 1057-1085.

Campbell K. W., Bozorgnia Y. (2014). "NGA-West2 Ground Motion Model for the Average Horizontal Components of PGA, PGV, and 5% Damped Linear Acceleration Response Spectra." Earthquake Spectra, 30(3), 1087-1115.

Chiou, B. S. J., & Youngs, R. R. (2014). "Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra." Earthquake Spectra, 30(3), 1117-1153.

Danciu L., Giardini D., Weatherill G., Basili R., Nandan S., Rovida A., Beauval C., Bard P. Y., Pagani M., Reyes C. G., Sesetyan K., Vilanova S., Cottono F., Wiemer S. (2024). "The 2020 European Seismic Hazard Model: overview and results." Natural Hazards and Earth System Sciences, 24, 3049–3073.

Jayaram, N., & Baker, J. W. (2009). "Correlation model for spatially distributed ground-motion intensities." Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 38(15), 1687-1708.

McGuire, R. K., Cornell, C. A., & Toro, G. R. (2005). "The case for using mean seismic hazard." Earthquake Spectra, 21(3), 879-886.

Mori F., Mendicelli A., Moscatelli M., Romagnoli G., Peronace E., Naso G. (2020). "A new Vs30 map for Italy based on the seismic microzonation dataset." Engineering Geology, 275, 105745.

Pagani, M., Monelli, D., Weatherill, G., Danciu, L., Crowley, H., Silva, V., ... & Vigano, D. (2014). "OpenQuake engine: An open hazard (and risk) software for the global earthquake model." Seismological Research Letters, 85(3), 692-702.

Regina G., Zimmaro P., Taroni M., Akinci A. (2023). "Peculiar characteristics of ground motions in Southern Italy: insights from global and regional ground motion models." Earthquake Spectra, 39, 577-595.

Wang, P., Liu, Z., Brandenberg, S. J., Zimmaro, P., & Stewart, J. P. (2023). "Regression-based scenario earthquake selection for regional hazard-consistent risk assessments." Earthquake Spectra, 39(4), 2236-2262.

Wang P. (2023). wltcwpf/RPSHA: Regression-based scenario earthquake selection paper version. DOI: 10.5281/zenodo.8080273.

Zimmaro P., Scasserra G., Stewart J.P., Kishida T., Tropeano G., Castiglia M., Pelekis P. (2018). "Strong ground motion characteristics from 2016 Central Italy earthquake sequence." Earthquake Spectra, 34, 1611-1637.

RELAZIONI EMPIRICHE PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA RESIDUA DI TERRENI LIQUEFACIBILI

Enrico Conte
Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, Rende (CS)
enrico.conte@unical.it

Greta De Marco
Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, Rende (CS)
greta.demarco@unical.it

Toan Minh Le
Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, Rende (CS)
toan.le@unical.it

Andrea Parise
Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, Rende (CS)
andrea.parise@unical.it

Saverio Porzio
Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, Rende (CS)
saverio.porzio@unical.it

Luigi Pugliese
Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, Rende (CS)
luigi.pugliese@unical.it

Antonello Troncone
Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, Rende (CS)
antonello.troncone@unical.it

Sommario

La liquefazione indotta da carichi monotoni o ciclici può generare elevate deformazioni nei pendii, che sono già soggetti a significative tensioni tangenziali. Gli effetti più drammatici si manifestano quando, a seguito dell'insorgere di sovrappressioni interstiziali, la resistenza del terreno si riduce a valori tali da non poter essere più garantita la stabilità del pendio in condizioni statiche, con la conseguente generazione di una frana tipo flusso. In tale contesto, la resistenza residua non drenata del terreno assume un ruolo cruciale. Il suo valore viene comunemente determinato attraverso relazioni empiriche con i risultati di prove SPT o CPT, ottenute applicando approcci semplificati quali l'equilibrio limite o metodi basati sul modello del blocco rigido. Più razionalmente, nel presente studio la resistenza non drenata del terreno liquefatto è valutata mediante l'analisi a ritroso della fase post-rottura di frane reali tipo flusso, condotta con il Metodo del Punto Materiale (MPM).

1. Introduzione

I fenomeni di liquefazione causano generalmente deformazioni molto elevate nei pendii naturali o artificiali, che sono già soggetti a significative tensioni tangenziali dovute al peso proprio. Siffatte deformazioni si manifestano generalmente durante un terremoto o nella fase post-sisma, ma possono essere indotte anche da carichi monotoni capaci di generare notevoli incrementi delle pressioni interstiziali con conseguente riduzione della resistenza del terreno fino al suo valore residuo. A questo proposito, la Figura 1 illustra schematicamente il decadimento della resistenza di un provino di sabbia sciolta satura sottoposta a carichi monotoni o ciclici in condizioni non drenate (Poulos et al., 1985). In tale schema, τ_d indica la tensione tangenziale iniziale agente nel terreno, S_{up} rappresenta la resistenza di picco non drenata dello stesso terreno e S_{ur} quella residua (Seed, 1987). Quando la resistenza del materiale si riduce a valori inferiori a τ_d si verifica un fenomeno di rottura tipo flusso a seguito della liquefazione del terreno. Di conseguenza, per determinare la suscettibilità di un dato pendio nei confronti di siffatti fenomeni di instabilità è necessario calcolare τ_d, inteso come valore medio delle tensioni tangenziali agenti lungo la potenziale superficie di scorrimento, e confrontarlo con la resistenza residua non drenata in sito S_{ur}. Nello specifico, se $\tau_d < S_{ur}$, il pendio sarà soggetto unicamente a deformazioni permanenti di entità relativamente contenuta. Al contrario, quando $\tau_d > S_{ur}$, ovvero quando la resistenza del terreno liquefatto non è sufficiente a garantire la stabilità del pendio in condizioni statiche, un'eccitazione sismica o un differente processo di carico può causare una frana tipo flusso (Poulos et al., 1985). La resistenza residua non drenata S_{ur} viene comunemente valutata mediante relazioni empiriche con i risultati delle prove penetrometriche (SPT o CPT). Tali relazioni sono state ottenute applicando approcci semplificati (quali l'equilibrio limite o metodi basati sul modello del blocco rigido) all'analisi a ritroso di frane provocate dalla liquefazione. Nel presente studio, S_{ur} viene invece determinata mediante l'analisi della fase post-rottura di un certo numero di frane tipo flusso documentate in letteratura, utilizzando il Metodo del Punto Materiale (MPM).

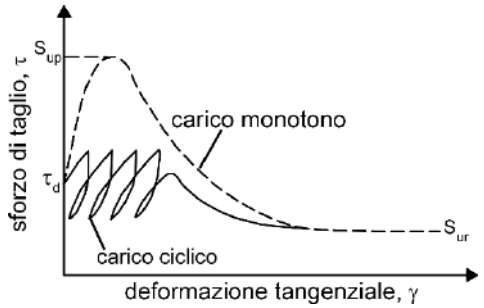


Fig 1. Decadimento della resistenza di una sabbia sciolta satura a seguito dell'applicazione di un carico monotono o ciclico in condizioni non drenate (modificata da Poulos et al., 1985).

2. Valutazione in sito di S_{ur} mediante relazioni empiriche

La determinazione della resistenza residua non drenata, S_{ur}, è di cruciale importanza nella previsione della suscettibilità alla liquefazione dei pendii. A tale riguardo, numerose relazioni empiriche che correlano la resistenza S_{ur} ai risultati di prove in sito, quali la SPT e la CPT, sono disponibili in letteratura (Seed & Harder, 1990; Idriss, 1998; Stark & Mesri, 1992; Ishihara, 1993; Wride et al., 1999; Olson & Stark, 2002; Idriss & Boulanger, 2008; Kramer & Wang, 2015; Weber, 2015). La derivazione di queste relazioni è avvenuta attraverso analisi di stabilità a ritroso di pendii che avevano subito fenomeni di liquefazione mediante approcci semplificati, come i metodi dell'equilibrio limite o metodi cinematici basati sul modello di blocco rigido. A titolo di esempio, la Fig. 2 mostra la relazione empirica proposta da Idriss & Boulanger (2008), nella quale i valori di S_{ur} sono normalizzati rispetto alla tensione efficace verticale media σ'_{vo} lungo la potenziale superficie di rottura. In particolare, questi autori hanno distinto due possibili scenari: quello in cui il verificarsi del fenomeno della ridistribuzione dei vuoti è altamente probabile (curva B) e quello in cui gli effetti di tale fenomeno sono considerati poco significativi (curva A). Per approfondimenti su tali aspetti si rimanda al lavoro di Idriss & Boulanger (2008).

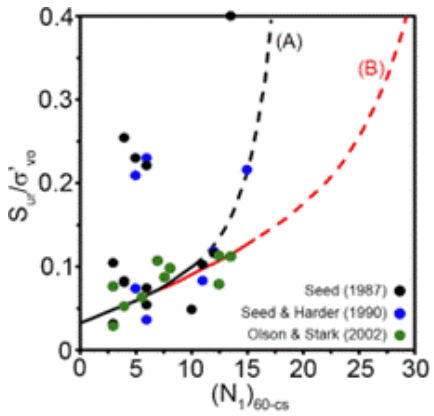


Fig 2. Relazione empirica tra il rapporto S_{ur}/σ'_{vo} e $(N_1)_{60\text{-}CS}$ proposta da Idriss & Boulanger (2008). A: curva raccomandata per le condizioni in cui gli effetti della ridistribuzione dei vuoti sono ritenuti trascurabili. B: curva raccomandata per le condizioni in cui gli effetti della ridistribuzione dei vuoti sono ritenuti significativi.

Tuttavia, le relazioni disponibili in letteratura non tengono conto in modo realistico di alcuni fattori importanti, come gli effetti inerziali e l'evoluzione della geometria del corpo di frana durante l'intero processo di run-out. Per superare tali limitazioni, il presente studio adotta un approccio differente: la resistenza residua, S_{ur}, viene valutata tramite analisi a ritroso della fase post-rottura di frane di tipo flusso, effettuate mediante il Metodo del Punto Materiale (Fern et al., 2019) utilizzando il codice di calcolo Anura3D (www.anura3d.com). Le simulazioni sono effettuate in condizioni bidimensionali, partendo dalla condizione iniziale, definita dal volume di terreno instabile, e proseguendo fino al momento in cui il movimento cessa e il corpo di frana raggiunge la sua configurazione finale. Lo stato tensionale iniziale è generato mediante la ben nota procedura *gravity loading*, assumendo un modello costitutivo elastico lineare per tutti i terreni coinvolti, incluso il materiale instabile. Successivamente, la fase post-rottura della frana viene simulata modificando il comportamento del materiale instabile da elastico a elasto-plastico. Nello specifico, per modellare il comportamento del corpo di frana in questa fase, viene impiegato un modello costitutivo elasto-plastico perfetto con criterio di rottura alla Tresca per i terreni liquefatti, mentre per i terreni non liquefatti si adotta un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Il comportamento dei terreni al di fuori del corpo di frana, al contrario, continua ad essere simulato mediante il modello elastico lineare. Il valore residuo della resistenza non drenata del terreno liquefatto, S_{ur}, viene calibrato in modo da ottenere una configurazione finale del corpo di frana che sia più vicina possibile a quella osservata in sito. I valori di S_{ur} così determinati sono poi confrontati con la relazione proposta da Idriss & Boulanger (2008).

3. Analisi MPM di casi di studio

I casi di studio considerati riguardano un numero significativo di manufatti di terra (dighe, rilevati) collassati a seguito di un fenomeno di liquefazione. Tali opere sono elencate nella Tabella 1. Per ciascun caso di studio sono disponibili: la configurazione del pendio nelle condizioni pre- e post-frana, la situazione stratigrafica, la posizione della superficie di scorrimento e la porzione di pendio formata dal terreno liquefatto, nonché i parametri di resistenza degli altri terreni coinvolti. Tutti questi dati sono documentati negli articoli originali e successivamente raccolti nella tesi di dottorato di Weber (2015). Per ragioni di spazio, il presente lavoro illustra più in dettaglio i risultati della back-analisi relativa alla fase post-rottura della frana che ha interessato un rilevato sito a Shibecha-Cho (Giappone), a seguito del terremoto di magnitudo 7.8 del 15 gennaio 1993 (Miura et al., 1995, 1998). Il rilevato era stato costruito nel 1982, utilizzando come materiale di riempimento una sabbia limosa di origine vulcanica. Una sezione rappresentativa del manufatto è mostrata in Fig. 3, con riferimento alla configurazione iniziale e a quella post-frana. La stessa figura indica anche la posizione della superficie di scorrimento, ricostruita da Miura et al. (1995, 1998), e quella della falda. Secondo quanto documentato da questi autori, nella porzione di sabbia in falda (Fig. 3) si sarebbe verificato un fenomeno di liquefazione con

conseguente collasso del pendio.

Tabella 1. Casi di studio considerati nel presente lavoro, con indicazione dei valori di S_{ur} determinati nel presente studio.

Casi di studio	Riferimenti	$(N_1)_{60\text{-}CS}$	σ'_{vo} (kPa)	S_{ur} (kPa)
Wachussett Dam (USA)	Haley & Aldrich (1984)	7	151	14
Fort Peck Dam (USA)	Casagrande (1965)	8.5	352	16
Nigata (Giappone)	Yamada (1966)	3	61	1
Lower San Fernando Dam (USA)	Seed et al. (1975)	11.5	166	40
Hachiro-Gata Embankment (Giappone)	Ohya et al. (1985)	4.4	32	3
La Marquesa Dam – U/S Slope (Chile)	De Alba et al. (1988)	4.5	46	6
La Marquesa Dam – D/S Slope (Chile)	De Alba et al. (1988)	9	50	8
La Palma Dam (Chile)	De Alba et al. (1988)	3.5	38	8
Lake Ackerman Embankment (USA)	Hryciw et al. (1990)	3	52	5
Chiba (Giappone)	Ishihara et al. (1990a)	5.20	53.6	5
Soviet Tajik (Tajikistan)	Ishihara et al. (1990b)	7.60	103.9	12
Shibecha-Cho (Giappone)	Miura et al. (1995)	6.30	64.7	7
Higashiarekinai (Giappone)	Sasaki et al. (1994)	6.30	49.3	3.2

Il rilevato era stato costruito in parte su uno strato di torba e in parte su una formazione rocciosa del Paleogene. I parametri geotecnici del riempimento sabbioso sono riportati in Tabella 2, in cui γ indica il peso dell'unità di volume, γ_{sat} il peso dell'unità di volume saturo, E' rappresenta il modulo di Young e φ' è l'angolo di resistenza al taglio.

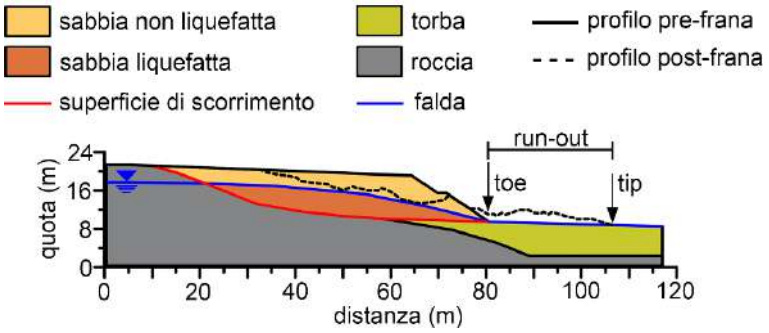


Fig 3. Sezione trasversale del rilevato di Shibecha-Cho (Giappone), con indicazione dei profili misurati prima e dopo la frana. (Modificata da Miura et al. (1995, 1998) e Weber (2015)).

Tabella 2. Parametri geotecnici del caso di studio di Shibecha-Cho (Giappone).

Materiale	γ (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	E' (MPa)	φ' (°)
Sabbia limosa	14	15	30	35

Per quanto riguarda il rapporto di Poisson, è stato assunto uguale a 0.3 per i terreni non liquefatti, e 0.45 per la sabbia liquefatta. Le analisi sono state condotte impiegando una mesh computazionale caratterizzata da una dimensione media degli elementi di 0.5 m. All'inizio della simulazione, per ogni elemento attivo sono stati considerati tre punti materiali. Come precedentemente menzionato, le analisi sono state eseguite attraverso un processo iterativo assegnando, alla porzione di terreno liquefatto, diversi valori di S_{ur} fino ad identificare quello che dà luogo al miglior accordo tra la configurazione post-frana realmente rilevata e quella restituita dalla simulazione numerica. Per il caso in esame, il valore ottimale di S_{ur} è risultato pari a 7 kPa. In Fig. 4 vengono riportati gli spostamenti calcolati a vari istanti della simulazione. Questi risultati documentano l'evoluzione del fenomeno franoso (Fig. 4a-4c) fino alla configurazione finale del corpo di frana (Fig. 4d).

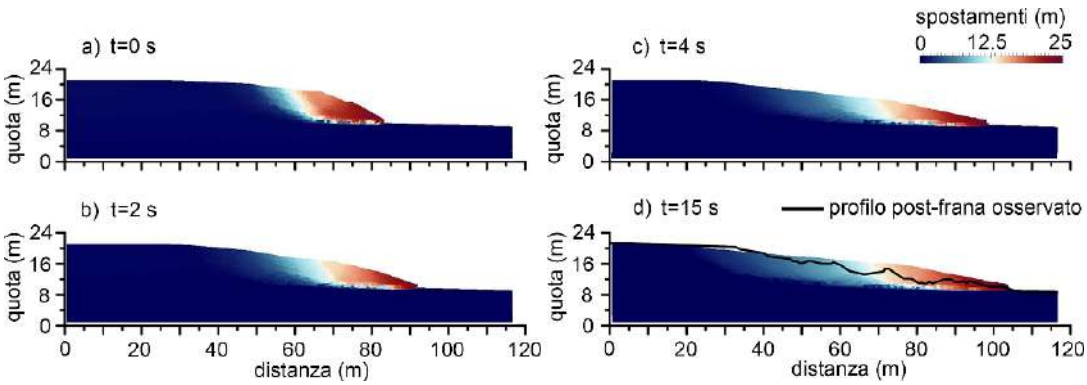


Fig 4. Campo degli spostamenti calcolati a diversi istanti di tempo dell'analisi MPM, assumendo S_{ur} = 7 kPa. Per confronto, nella figura d) è anche riportato il profilo reale osservato dopo la frana.

Per confronto, in Fig. 4d è anche riportato il profilo reale del pendio rilevato dopo l'evento franoso. L'accordo può essere considerato soddisfacente. Tuttavia, alcune discrepanze tra il profilo osservato e quello calcolato sono evidenti soprattutto nella zona centrale del corpo di frana. Tali differenze potrebbero essere attribuite, almeno in parte, alla natura tridimensionale del problema, mentre nel presente studio le analisi numeriche sono state condotte in condizioni bidimensionali. I valori di S_{ur}, ottenuti applicando la medesima procedura agli altri casi di studio considerati, sono presentati in Tabella 1 insieme ai rispettivi valori di σ'_{vo} e $(N_1)_{60-CS}$ tratti da Olson & Stark (2002). Infine, i risultati delle simulazioni numeriche espressi in termini del rapporto S_{ur}/σ'_{vo} sono presentati in Fig. 5 in funzione di $(N_1)_{60-CS}$. Nella stessa figura è anche diagrammata la relazione empirica proposta da Idriss & Boulanger (2008). Come si può osservare, i valori di S_{ur}/σ'_{vo} ottenuti mediante l'analisi a ritroso della fase post-rottura delle frane considerate, sembrano confermare la validità della suddetta relazione.

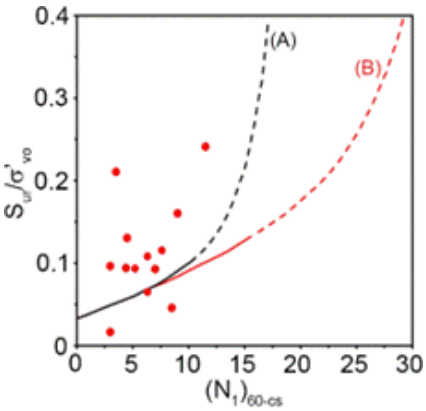


Fig 5. Confronto tra i valori di S_{ur}/σ'_{vo}, restituiti dall'analisi a ritroso dei casi di studio considerati nel presente studio, e la relazione empirica proposta da Idriss & Boulanger (2008).

4. Conclusioni

Nel presente studio è stato adottato un approccio numerico per la determinazione della resistenza residua non drenata dei terreni liquefatti, S_{ur}. Tale approccio si basa sull'analisi a ritroso della fase post-rottura di frane tipo flusso condotta mediante il Metodo del Punto Materiale. Nello specifico, il valore di S_{ur} è stato ricavato confrontando la geometria post-frana del pendio ottenuta dalla simulazione numerica con quella realmente rilevata in sito. Sono stati esaminati una decina di casi di studio relativi a manufatti di terra collassati a causa di un fenomeno di liquefazione. I risultati ottenuti sembrano confermare la validità della relazione empirica proposta da Idriss & Boulanger (2008) per una valutazione speditiva del valore di S_{ur} da utilizzare nelle applicazioni correnti. Ulteriori analisi sono attualmente in corso per confermare questa conclusione.

Ringraziamenti

Il presente lavoro rientra nell'ambito del progetto PRIN 2022 "Seismic failure and post-failure response of slopes" (Codice 2022ZABJHX), finanziato dall'Unione europea – Next Generation EU, Missione 4 Componente 1, CUP: H53D23001400006.

Bibliografia

Casagrande, A. (1965). Second Terzaghi Lecture: the role of "calculated risk" in earthwork and foundation engineering. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 91(SM4), 1-40.

De Alba, P.A., Seed, H.B., Retamal, E., and Seed, R.B. (1988). Analyses of dam failures in 1985 Chilean earthquake. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114(12), 1414-1434.

Fern, J., Rohe, A., Soga, K. & Alonso, E. 2019. *The Material Point Method for Geotechnical Engineering. A Practical Guide, 1st ed*. CRC Press.

Haley & Aldrich, Inc. (1984). Report on Phase II Investigation, Wachusett Reservoir Dam, Clinton, Massachusetts. Prepared for the Commonwealth of Massachusetts, Metropolitan District Commission, Boston, Massachusetts, February.

Hryciw, R.D., Vitton, S., and Thomann, T.G. (1990). Liquefaction and flow failure during seismic exploration. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 116(12), 1881-1899.

Idriss, I.M. (1998). Evaluation of liquefaction potential, consequences and mitigation—An update. *Presentation Notes, Vancouver Geotechnical Society Meeting, Vancouver, Canada.*

Idriss, I.M. & Boulanger, R.W. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. EERI Monograph 12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, 262 p.

Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique* 45(3): 351-415.

Ishihara, K., Yasuda, S., and Yoshida, Y. (1990a). Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands. *Soils and Foundations*, 30(3), 69-80.

Ishihara, K., Okusa, S., Oyagi, N., and Ischuk, A. (1990b). Liquefaction-induced flow slide in the collapsible loess deposit in Soviet Tajik. *Soils and Foundations*, 30(4), 73-89.

Kramer, S.L., & Wang, C.H. (2015). Empirical Model for Estimation of the Residual Strength of Liquefied Soil. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 141(9): 04015038(15).

Miura, K., Yoshida, N., and Wakamatsu, K. (1995). Damage to fill embankment during the 1993 Kushiro-oki earthquake. Proc., 1st International Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Nov. 14-16, Tokyo, Japan, Vol. 2, 1057-1062.

Miura, K., Yoshida, N., Nishimura, M., and Wakamatsu, K. (1998). Stability analysis of the fill embankment damaged by recent two major earthquakes in Hokkaido, Japan. Proc., 1998 Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Specialty Conference, ASCE Geo-Institute Geotechnical Special Publication No. 75, Vol. 2, August 3-6, Seattle, Washington, 926-937.

Ohya, S., Iwasaki, T., and Wakamatsu, M. (1985). Comparative study of various penetration tests in ground that underwent liquefaction during the 1983 Nihon-Kai-Chubu and 1964 Niigata earthquakes. Proc., Workshop on In-Situ Testing Methods for Evaluation of Soil Liquefaction Susceptibility, San Francisco, California, Vol. 1, 56-88.

Olson, S.M. & Stark, T.D. (2002). Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. *Canadian Geotechnical Journal* 39(5): 629-647.

Poulos, S.J., Castro, G. & France, J.W. (1985). Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE* 111(6): 772-792.

Sasaki, Y., Oshiki, H., and Nishikawa, J. (1994). Embankment failure caused by the Kushiro-Oki earthquake of January 15, 1993. Proc., 13th International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, Vol. 1, 61-68.

Seed, H.B. (1987). Design problems in soil liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE* 113(8): 827-845.

Seed, R.B. & Harder, L.F. (1990). SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength. In Duncan, J.M. (ed.), *Proceedings of the H.B. Seed Memorial Symposium, Vol. 2, BiTech Publishers, Richmond, 351-376.*

Seed, H.B., Lee, K.L., Idriss, I.M., and Makdisi, F. (1975). Dynamic analysis of the slide in the Lower San Fernando Dam during the earthquake of February 9, 1971. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101(GT9), 889-911.

Stark, T.D. & Mesri, G. (1992). Undrained shear strength of liquefied sands for stability analysis. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 118(11): 1727-1747.

Weber, J.P. (2015). *Engineering Evaluation of Post-Liquefaction Strength*. PhD Thesis, UC Berkeley.

Wride, C.E., McRoberts, E.C. & Robertson, P.K. (1999). Reconsideration of case histories for estimating undrained shear strength in sandy soils. *Canadian Geotechnical Journal* 36: 907-933.

Yamada, G. (1966). Damage to earth structures and foundations by the Niigata earthquake June 16, 1964, in JNR. *Soils and Foundations*, 6(1), 1-13.

UN METODO SEMPLIFICATO PER LA STIMA DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI IN PRESENZA DI SOVRAPRESSIONI INTERSTIZIALI SISMO-INDOTTE

Stefania Elia
Università degli Studi di Napoli Federico II
stefania.elia2@unina.it

Federico Valtucci
Università degli Studi di Napoli Federico II
federico.valtucci@unina.it

Alessandro Flora
Università degli Studi di Napoli Federico II
flora@unina.it

Stefania Lirer
Università degli Sudi Guglielmo Marconi
s.lirer@unimarconi.it

Sommario

Il presente contributo riguarda la stima degli effetti indotti sulle strutture dall'incremento sismo-indotto delle sovrapressioni interstiziali. Le evidenze raccolte in numerosi eventi sismici mostrano come, nei casi in cui queste sovrapressioni sono significative e i terreni sono liquefacibili, i danni alle opere siano rilevanti, con meccanismi diversi da quelli tipicamente attribuibili alle azioni sismiche inerziali. In particolare, si osservano cedimenti e rotazioni rilevanti, e in alcuni casi chiare evidenze di rottura per carico limite. Attualmente, esistono alcuni metodi di natura semi-empirica per la previsione dei cedimenti sismo-indotti su edifici con fondazioni superficiali, che però molto spesso non colgono neanche l'ordine di grandezza dei cedimenti reali. In questa nota si presenta un possibile metodo alternativo, fisicamente basato, che ha il merito di distinguere chiaramente l'aliquota di cedimento co-sismica da quella di consolidazione post-sismica. Il modello è stato validato su risultati di prove in centrifuga, e coglie bene il fatto che l'aliquota post-sismica, spesso presa a riferimento in letteratura, è molto più piccola di quella co-sismica.

1 Il fenomeno della liquefazione

La liquefazione indotta da sisma è un fenomeno associato a una rapida e temporanea riduzione della resistenza a taglio e della rigidezza dei terreni granulari saturi sciolti o mediamente addensati, conseguenza della riduzione temporanea delle tensioni efficaci (σ'_v) dovuta all'accumulo di

sovrapressioni interstiziali (Δu). La brusca perdita di resistenza e rigidezza corrisponde alla transizione dal comportamento di un terreno granulare a quello di un fluido visco-plastico (Lirer and Mele, 2019), che è stato osservato sperimentalmente verificarsi quando la pressione interstiziale raggiunge circa il 90% della tensione verticale efficace iniziale ($r_u = \Delta u/\sigma'_{v0} \approx 0.9$). Tuttavia, anche prima che la completa liquefazione si verifichi, e quindi che si raggiungano livelli deformativi elevati, gli effetti indotti dalle sovrapressioni interstiziali non sono trascurabili, considerato che possono generarsi importanti cedimenti verticali (per riduzione della rigidezza) o collassi per perdita di capacità portante.

2 Metodo semplificato

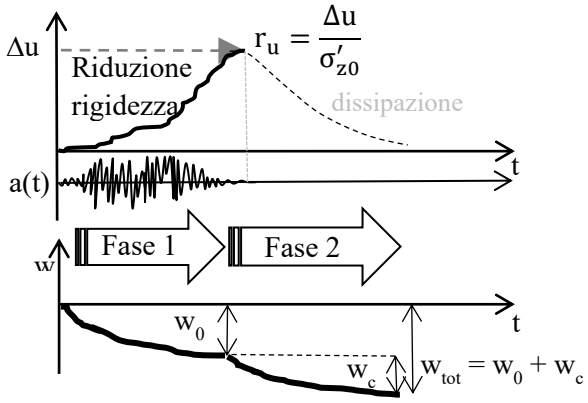


Figura 1 - Schema semplificato dell'accumulo delle sovrapressioni interstiziali Δu e del cedimento w nel tempo durante la fase co-sismica e post-sismica.

Per una corretta previsione dei cedimenti, è utile distinguere tra gli effetti co-sismici (fase 1) e quelli post-sismici che si verificano al termine dello scuotimento sismico (fase 2), come illustrato in Figura 1:

- fase 1: in un'ipotesi semplificata, si assume un comportamento non drenato, in cui l'accumulo di sovrapressioni interstiziali sottofondazione (Δu_{uf}, *under foundation*) determina una progressiva riduzione della rigidezza del terreno a volume costante, favorendo deformazioni distorsionali. In questo schema, fenomeni quali il drenaggio parziale e l'espulsione di sabbia sono implicitamente trascurati, sebbene possano influenzare la risposta globale del sito. Inoltre, si ipotizza anche che non si verifichino cedimenti in condizioni di campo libero (*free field*), mentre strutture e infrastrutture possono subire cedimenti di natura non drenata w_0;
- fase 2 (post-sismica): terminato lo scuotimento sismico, e in assenza di equilibrio tra pressioni neutre e condizioni idrauliche al contorno, si attiva il processo di consolidazione con conseguenti cedimenti w_c, sia in campo libero sia sottofondazioni di strutture e infrastrutture.

Il cedimento totale w_{tot} indotto dal sisma per una fondazione superficiale è quindi dato dalla somma delle componenti co-sismica w_0 e post-sismica w_c:

$$w_{tot} = w_0 + w_c \qquad (1)$$

Entrambe le componenti possono essere utilmente espresse in termini di tensioni efficaci, se si è in grado di stimare le sovrapressioni interstiziali sismo-indotte sotto l'edificio Δu_{uf} (per esempio attraverso la stima del rapporto $r_{u,uf}(z) = \Delta u_{uf}/\sigma'_0$). Nel modello teorico di riferimento (Figura 2), lo stato tensionale efficace iniziale è noto, essendo pari alla somma delle componenti di tensione litostatica $\sigma'_{z,0}$ e degli incrementi $\Delta\sigma'_{z,uf}$ indotti dai carichi applicati (Newmark, 1942), e la componente w_0 può essere calcolata in termini di tensioni efficaci secondo la relazione (Flora et al., 2025):

$$w_0 = \int_0^H \varepsilon_{z,sismica} dz = \int_0^H \left(\frac{\sigma'_{z,0} + \Delta\sigma'_{z,uf} - \Delta u_{uf}}{E'}\right) dz - \int_0^H \varepsilon_{z,statica}\, dz \qquad (2)$$

dove H è lo spessore di integrazione, E' il modulo di Young equivalente e $\varepsilon_{statica}$ rappresenta la deformazione dovuta ai carichi statici preesistenti.

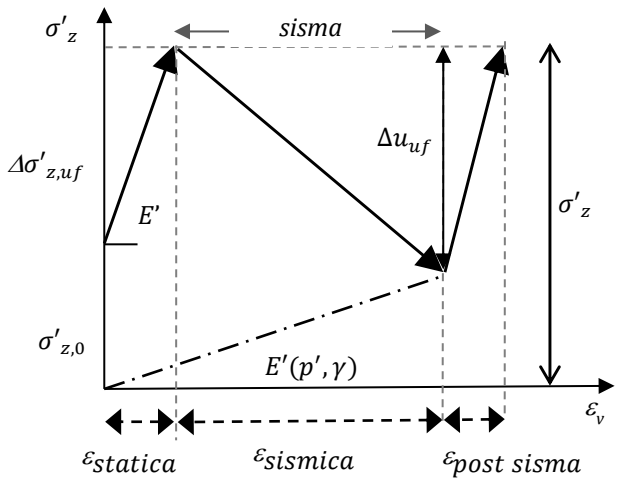


Figura 2 - Indicazione schematica della storia tensione-deformazione vissuta da un elemento di volume di terreno al di sotto di una fondazione superficiale, dalla sua costruzione fino agli effetti sismici e post-sismici nella direzione verticale (z)

La componente w_c dell'Equazione (1) è espressa come:

$$w_c = \int_0^{Hlim} \varepsilon_{z,post-seismic} dz \quad (3)$$

Dove H_{lim} rappresenta la profondità di massimo interesse per la valutazione del cedimento da consolidazione, posta in questo studio pari a 20 m. L'applicazione di questo approccio semplificiato richiede la valutazione dell'accumulo di sovrapressioni sotto la fondazione, il degrado del modulo di rigidezza del terreno e la componente del cedimento post sisma.

2.1 Stima di $r_{u,uf}(z)$ e $\Delta u_{uf}(z)$

Il rapporto di pressioni interstiziali sottofondazione $r_{u,uf}$ può essere quantificato a partire dal valore in condizioni di free field $r_{u,ff}$. Nel presente lavoro, quest'ultimo è stimato mediante la relazione proposta da Chiaradonna e Flora (2020). Tale modello correla il rapporto $r_{u,ff}$ al fattore di sicurezza a liquefazione FS , il quale può essere a sua volta calcolato con il classico approccio semplificato (Seed and Idriss, 1971; Boulanger and Idriss, 2015) come il rapporto tra la resistenza ciclica $CRR(z)$ e la sollecitazione sismica di taglio equivalente $CSR(z)$. Conoscendo il valore del rapporto $r_{u,ff}$ in campo libero, è quindi possibile calcolare il corrispondente sottofondazione $r_{u,uf}$, introducendo un fattore di scala α (Flora et al., 2025; Lirer *et al*., 2024), tale che:

$$r_{u,uf}(z) = \alpha \cdot r_{u,uf}(z) \quad (4)$$

da cui segue:

$$\Delta u_{uf}(z) = \alpha \cdot r_{u,ff}\left(\sigma'_{z,0}(z) + \Delta\sigma'_{z,0}(z)\right) \quad (5)$$

In linea con quanto previsto, si è osservato che α dipende in maniera non lineare da fattori relativi alle caratteristiche della fondazione, alla profondità, allo stato del terreno, e alla domanda sismica. Per una sintesi efficace dell'influenza dei molteplici fattori coinvolti, è stato introdotto il parametro ψ, il quale aggrega le variabili influenti al fine di rappresentare il rapporto capacità-domanda del sistema.

$$\psi = 3.48 \frac{\left(\frac{\Delta\sigma'_z}{\sigma'_z}\right)^{0.8}\left(\frac{z}{B}\right)^{0.5}(D_r)^{1.5}}{(a_{eq}N_{cyc})^{0.3}} \quad (6)$$

Nell'Equazione (6), z è la profondità di riferimento, B la larghezza della fondazione, D_r è la densità relativa, a_{eq} l'accelerazione sismica e N_{cyc} è il numero di cicli equivalenti.

La legge che lega i due parametri è di tipo esponenziale, condizionata al valore $\alpha = 1$ per $\psi = 0$:

$$\alpha = e^{-\psi} \quad (7)$$

2.2 Stima della rigidezza

Per la risoluzione dell'Equazione (2) è necessario conoscere il valore del modulo di Young equivalente E', stimato a partire dalle curve di decadimento della rigidezza a taglio G in funzione della deformazione γ come:

$$E'(p', \gamma) = G(p', \gamma) \cdot 2(1 + \nu') \quad (8)$$

dove ν' è il coefficiente di Poisson e p' rappresenta la tensione efficace media.
Le curva di decadimento della rigidezza a taglio utilizzate sono quelle proposte da Matasović and Vucetic (1993), espresse dalla seguente formulazione:

$$G = \frac{G_0}{\left(1+\beta\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^S\right)} \quad (9)$$

dove G_0 è il modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni, γ è la corrispondente deformazione a taglio, γ_r il valore di riferimento delle deformazioni a taglio (dipendente dalla tensione efficace, indice di plasticità e dall'OCR) e β e S sono dei fattori adimensionali. Per poter stimare la deformazione a taglio γ può essere utilizzato l'approccio empirico proposto da Khoshnevisan *et al.*(2015), che fornisce relazioni empiriche basate sul fattore di sicurezza e sulla resistenza alla punta normalizzata q_{c1Ncs}. Questo metodo si fonda sui dati sperimentali raccolti da Ishihara and Yoshimine (1992).
Le evidenze sperimentali disponibili indicano che il modulo di rigidezza a taglio a piccoli livelli di deformazione, G_0, è influenzato dalla modifica delle tensioni efficaci durante i cicli di sollecitazione non drenata indotti dal sisma in modo che dipende dalla granulometria, e comunque certamente meno marcato di quanto indicherebbe la relazione originale proposta da Hardin and Black (1966). Per tenere conto di questo effetto in modo semplice, si è modificata tale relazione come segue:

$$\frac{G_0}{p_a} = A \cdot f(e) \cdot \left(\frac{p'_0}{p_a}\right)^{0,5} \cdot \left[(\omega - 1) \cdot r_{u,uf} + 1\right] \quad (10)$$

dove p_a è la pressione atmosferica, A e ω sono parametri adimensionali funzioni della natura del terreno, e $f(e)$ è una funzione dell'indice dei vuoti. Se la riduzione di G_0 durante i cicli è modesta o nulla, si potrà per semplicità porre $\omega = 1$.
La tensione efficace media, nell'Equazione (10), è espressa come:

$$p'_0 = \left(\frac{1+2k_0}{3}\right) \cdot \sigma'_{v,0} + \Delta p'_0 - \Delta u_{uf} \quad (11)$$

dove Δu_{uf} è calcolato in Equazione (5), k_0 è il coefficiente di spinta a riposo, e $\Delta p'_0$ è il valore medio dell'incremento di tensioni efficaci indotto dalla fondazione.

2.3 Stima del cedimento di consolidazione

La componente di cedimento da consolidazione post-sismica può essere valutata a partire dalla variazione delle tensioni efficaci causata dall'incremento di pressione interstiziali sismo indotte. Solitamente, il calcolo viene effettuato assumendo una deformazione unidimensionale, utilizzando il metodo di Zhang *et al* (2002). Questo approccio consente di stimare la deformazione volumetrica tramite relazioni empiriche di Ishihara and Yoshimine (1992) sviluppate per sabbie pulite, ma ritenute valide anche per terreni sabbiosi con contenuto di fini $FC \leq 30\%$ (Mele *et al.*, 2022). In alternativa, può essere utilizzato il modello proposto da Chiaradonna *et al.* (2020), basato su considerazioni meccaniche, che esprime w_c come funzione del rapporto di sovrapressione interstiziale sotto la fondazione e di un parametro χ legato all'indice dei vuoti iniziale e_0.

3 Risultati delle prove in centrifuga

Al fine di validare la metodologia proposta, sono stati simulate due diverse prove in centrifuga, riportate rispettivamente in Dashti *et al.* (2010) e in Mehrzad *et al*. (2018). Nel modello T3-30 studiato da Dashti *et al.*, (2010), è stato ricreato un profilo stratigrafico con uno strato liquefacibile sottile (2 m) di sabbia sciolta del Nevada ($D_r = 30\%$) posto a partire da 2 m di profondità. La falda era situata a 1 m dal piano campagna. Il resto del sottosuolo era costituito da sabbia densa non liquefacibile. Nel modello sono state testate tre strutture distinte, identificate come A, B e C, differenti tra loro per dimensioni di fondazione e carichi applicati. Il modello è stato sottoposto a due sequenze di scuotimento orizzontale (*moderate* e *large event*), corrispondenti al terremoto di Kobe (Port Island, 1995). Nel modello 1-E1 di Mehrzad *et al.* (2018), le strutture (fondazioni H e L) poggiavano direttamente al piano campagna su uno strato uniforme di sabbia liquefacibile (spessore 24 m, $D_r = 55\ \%$). Le due fondazioni avevano uguale area di contatto ma diverso carico applicato. I risultati evidenziano come il cedimento co-sismico, associato al comportamento non drenato durante la liquefazione, rappresenti la componente dominante del cedimento totale rispetto al cedimento post-sismico drenato. In Figura 3 è riportato il confronto tra le pressioni interstiziali in eccesso misurate durante le prove Δu_{test} e quelle calcolate utilizzando il modello semplificato Δu_{mod}. Per i test eseguiti da Dashti et al. (2010) (Figura 3.a), i dati sperimentali si riferiscono a una sola profondità ($z = 3.5\ m$), mentre nei test condotti da Mehrzad *et al.* (2018) (Figura 3.b) sono state considerate diverse profondità. Infine, in Figura 4 è riportato il confronto tra i cedimenti totali w_{mod} della fondazione stimati tramite il modello proposto e quelli misurati w_{test} negli esperimenti. Nel complesso, l'analisi comparativa tra i risultati numerici e i dati sperimentali mostra una buona coerenza, confermando l'affidabilità generale del metodo semplificato impiegato.

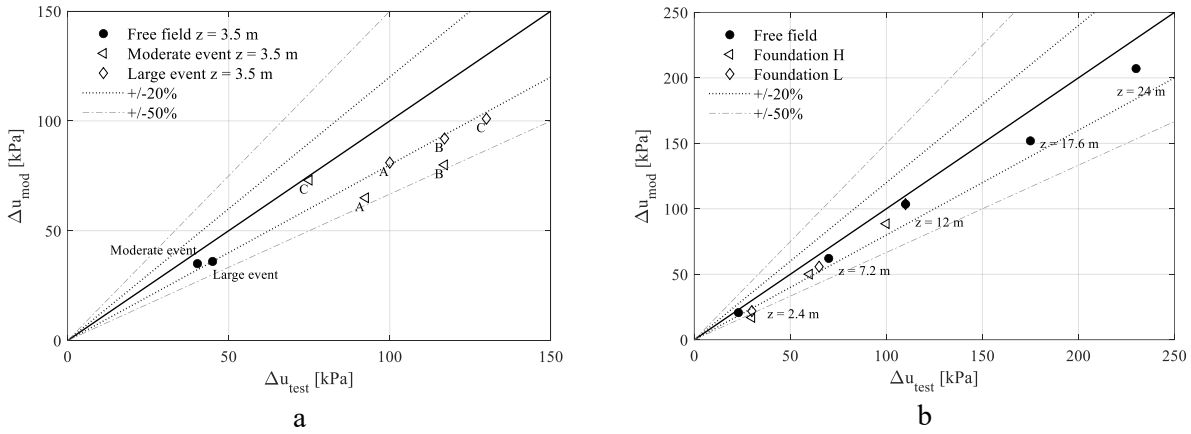


Figura 3 – Confronto tra i valori di sovrapressioni interstiziali misurate e i valori stimati dal modello semplificato per i test in centrifuga di Dashti et al. (2010) (a) Mehrzad et al. (2018) (b).

Tuttavia, è stata osservata una divergenza significativa, pari a circa ilo 40 %, per le fondazioni A e B nella simulazione della prova in centrifuga T3-30. In questo caso specifico, la significativa sottostima del cedimento potrebbe essere ricondotta alla natura del meccanismo, che potrebbe essere di carico limite, certamente non simulabile con un approccio elastico lineare equivalente.

4 Conclusioni

L'approccio proposto mira a stimare, in modo semplice ma fisicamente basato, l'ordine di grandezza dei cedimenti causati dall'accumulo di sovrapressioni interstiziali, in presenza di completa o anche solo parziale liquefazione. Il modello trascura alcuni effetti locali come l'espulsione di sabbia (*sand ejecta*), o effetti specifici come la redistribuzione delle pressioni interstiziali tra strati granulari adiacenti (Cubrinovski et al., 2019) e la riduzione della massima accelerazione al suolo dovuta alla diminuzione della rigidezza (Cubrinovski and Ntritsos, 2024). Inoltre, come tutti gli altri metodi, ipotizza nullo il

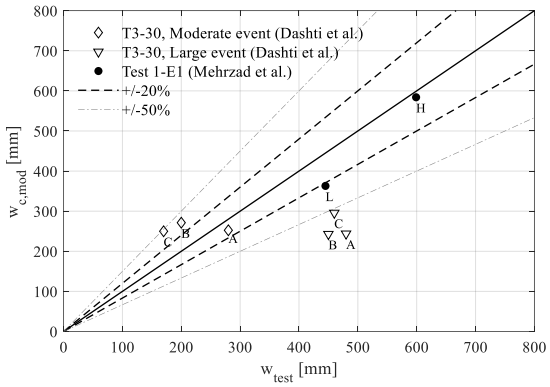


Figura 4 – Confronto tra cedimenti totali della fondazione stimati con modello semplificato w_{mod} e quelli misurati in centrifuga w_{test}.

contributo degli strati non liquefacibili. La ricerca è attualmente volta all'estensione del metodo per tenere conto di questi aspetti.

Bibliografia

Boulanger, R.W., Idriss, I.M., n.d. CPT AND SPT BASED LIQUEFACTION TRIGGERING PROCEDURES.

Chiaradonna, A., Flora, A., 2020. On the estimate of seismically induced pore-water pressure increments before liquefaction. Géotechnique Lett. 10, 128–134. https://doi.org/10.1680/jgele.19.00032

Cubrinovski, M., Ntritsos, N., 2024. Incorporating dynamic interactions and system effects in simplified liquefaction assessment. Jpn. Geotech. Soc. Spec. Publ. 10, 54–63. https://doi.org/10.3208/jgssp.v10.kl-1-01

Cubrinovski, M., Rhodes, A., Ntritsos, N., Van Ballegooy, S., 2019. System response of liquefiable deposits. Soil Dyn. Earthq. Eng. 124, 212–229. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.05.013

Dashti, S., Bray, J.D., Pestana, J.M., Riemer, M., Wilson, D., 2010. Centrifuge Testing to Evaluate and Mitigate Liquefaction-Induced Building Settlement Mechanisms. J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 136, 918–929. https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000306

Flora A, Elia S, Valtucci F, Lirer S, 2025. Simplified prediction of settlements of shallow foundations caused by earthquake-induced excess pore water pressures. Soil Dyn. Earthq. Eng. 194, 109383. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2025.109383

Hardin, B.O., Black, W.L., 1966. Sand Stiffness Under Various Triaxial Stresses. J. Soil Mech. Found. Div. 92, 27–42. https://doi.org/10.1061/jsfeaq.0000865

Ishihara, K., Yoshimine, M., 1992. Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes. Soils Found. 32, 173–188. https://doi.org/10.3208/sandf1972.32.173

Khoshnevisan, S., Juang, H., Zhou, Y.-G., Gong, W., 2015. Probabilistic assessment of liquefaction-induced lateral spreads using CPT — Focusing on the 2010–2011 Canterbury earthquake sequence. Eng. Geol. 192, 113–128. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.04.001

Lirer, S., Mele, L., 2019. On the apparent viscosity of granular soils during liquefaction tests. Bull. Earthq. Eng. 17, 5809–5824. https://doi.org/10.1007/s10518-019-00706-0

Matasović, N., Vucetic, M., 1993. Cyclic Characterization of Liquefiable Sands. J. Geotech. Eng. 119, 1805–1822. https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9410(1993)119:11(1805)

Mehrzad, B., Jafarian, Y., Lee, C.J., Haddad, A.H., 2018. Centrifuge study into the effect of liquefaction extent on permanent settlement and seismic response of shallow foundations. Soils Found. 58, 228–240. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2017.12.006

Mele, L., Lirer, S., Flora, A., 2022. Evaluation of Cyclic Resistance and Postliquefaction Volumetric Strains of Intermediate Soils. J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 148. https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002897

Newmark, N.M., n.d. Influence charts for computation of stresses in elastic foundations /.

On the liquefaction induced pore water pressure ratio underneath existing buildings, 2024. , in: Geotechnical Engineering Challenges to Meet Current and Emerging Needs of Society. CRC Press, London, pp. 1199–1204. https://doi.org/10.1201/9781003431749-215

Seed, H.B., Idriss, I.M., 1971. Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. J. Soil Mech. Found. Div. 97, 1249–1273. https://doi.org/10.1061/jsfeaq.0001662

Zhang, G., Robertson, P.K., Brachman, R.W.I., 2002. Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. Can. Geotech. J. 39, 1168–1180. https://doi.org/10.1139/t02-047

CEDIMENTI SISMO-INDOTTI A GÖLBAŞI (TURCHIA): EVIDENZE SPERIMENTALI

Federico Valtucci
Università degli Studi di Napoli Federico II
Federico.Valtucci@unina.it

Alessandro Flora
Università degli Studi di Napoli Federico II
Flora@unina.it

Sommario

Il sisma del 6 febbraio 2023 nel sud-est della Turchia ha causato decine di migliaia di vittime ed enormi danni a infrastrutture e edifici. La liquefazione del terreno è emersa come una delle principali cause di danneggiamento al patrimonio costruito. Questo studio si concentra sulla città di Gölbaşı, gravemente colpita da liquefazione (cedimenti, inclinazioni, lateral spreading e, in alcuni casi, ribaltamento completo degli edifici). Verranno analizzati due casi di studio specifici attraverso i risultati di indagini CPTu eseguiti in sito, rilievi in campagna, acquisizione dati sugli edifici e sondaggi con prelievo di campioni. Dopo aver caratterizzato la stratigrafia locale e il quadro sismico, i dati delle CPTu sono stati utilizzati per calcolare indici integrali di rischio da liquefazione (quali LPI e LSN). Tali parametri vengono poi confrontati con i modelli di danno osservati nei due casi, al fine di valutare la correlazione e l'efficacia nel descrivere l'entità dei dissesti. Questo contributo mira a fornire approfondimenti sull'interazione tra proprietà geotecniche e danni da liquefazione, evidenziando la necessità di superare i limiti delle procedure standard per la previsione del rischio.

1. Introduzione

Il 6 febbraio 2023, un terremoto di magnitudo MW = 7.8 ha colpito il sud-est della Turchia e le confinanti regioni della Siria. L'evento principale è stato seguito da numerose scosse di assestamento, la più forte delle quali circa 9 ore più tardi di magnitudo MW = 7.5. Il sisma ha rappresentato la catastrofe naturale più grave della storia contemporanea del Paese, sono stati distrutti interi villaggi e città (Demir et al 2023). Inoltre, sono stati rilevati fenomeni diffusi di liquefazione del terreno, con conseguenti fenomeni di lateral spreading, cedimenti elevati e rotazione rigida delle strutture con conseguente perdita totale di funzionalità lungo tutte le aree colpite dal sisma (Çetin et al. 2023). La città di Gölbaşı, situata ad 85km dal primo epicentro, è stata interessata da fenomeni estesi di liquefazione, con gravi danni alle strutture e infrastrutture: alcune settimane dopo l'evento, è stata condotta un'indagine sul campo da parte degli Autori, nell'ambito di un'attività di ricerca congiunta con l'Università di Istanbul Cerrahpaşa sui meccanismi e gli effetti della liquefazione (Flora et al. 2024). Nel Febbraio 2024 è stata condotta una seconda campagna di indagini a Gölbaşı al fine di ottenere una caratterizzazione geotecnica del sito tramite sondaggi, prove penetrometriche e geofisiche, oltre ad ampliare dove possibile il database degli

edifici censiti. L'elaborazione dei risultati delle prove in sito ha consentito la valutazione degli indici integrali di rischio lungo le verticali esaminate ed il confronto con i danni osservati nelle vicinanze.

2. Inquadramento geologico e sismico

2.1 Caratteristiche geologiche e stratigrafiche

L'area urbana di Gölbaşı poggia su depositi alluvionali quaternari sovrapposti al complesso Cretaceo di Karadut (marne, argilliti e calcari) (Akıl et al., 2008), la piana alluvionale è alimentata da tre bacini idrografici provenienti da Est e Sud-Ovest. Il livello della falda freatica è stato mappato attraverso analisi geostatistiche su dati di uno studio di microzonazione, esso è molto superficiale nell'area residenziale (circa 2 m dal piano campagna), il che rende la zona particolarmente vulnerabile alla liquefazione.

2.2 Inquadramento sismico di Gölbaşı:

Le shakemaps USGS e Binici et al. (2023) indicano per Gölbaşı PGA ~0.2g per l'evento Mw 7.8. In Flora et al. 2024 utilizzando dati da più di 300 stazioni e la tecnica IDW su QGIS, sono stati ottenuti valori coerenti di PGA per Gölbaşı (0.23g).
Per le analisi successive è stato assunto a_g = 0.25g per l'evento principale, valore che risulta coerente anche con i risultati di Tonyalı et al. (2024) e da recenti studi sulla ricostruzione di un moto sismico e di risposta sismica locale in fase di sottomissione.

3. Campagna di indagini

Ad aprile 2023, gli autori hanno condotto una campagna di rilevamento a Gölbaşı, focalizzandosi sulle aree con evidenti effetti di liquefazione. Sono stati ispezionati e geolocalizzati tramite GIS 121 edifici,

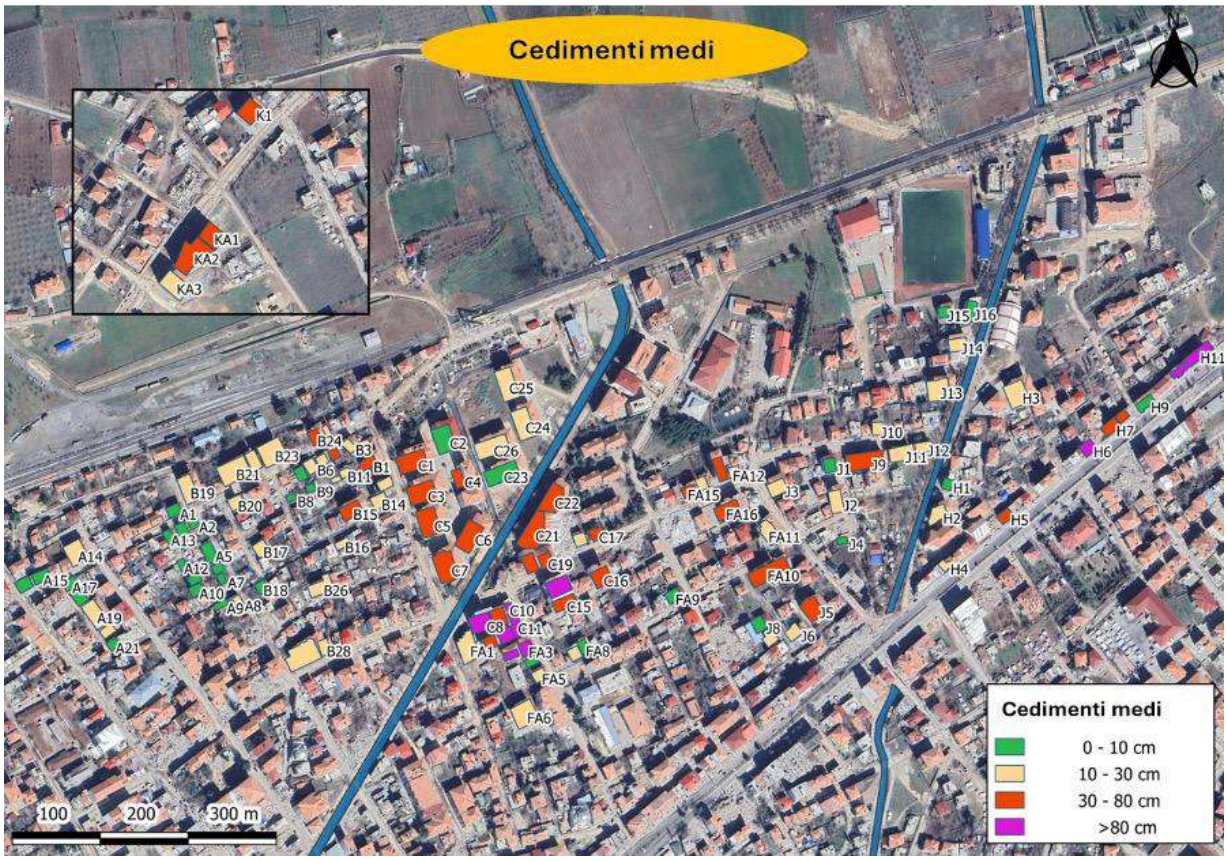


Fig 1 Mappa dell'area indagata con indicazione del cedimento medio degli edifici rilevati

nella quasi totalità composte da strutture recenti in cemento armato con fondazioni a platea (spessore

compreso tra 0.6-0.8 m). Per ciascun edificio sono stati raccolti dati geometrici, cedimenti medi (calcolati al piano stradale) e rotazioni misurate con inclinometri digitali, nonché la tipologia di danno strutturale. L'elaborazione dei dati in ambiente GIS, georeferenziando gli edifici e digitalizzando le informazioni raccolte, ha permesso la creazione di un geo-database che permette una visualizzazione spaziale dei danni (Figura 1) ed una base quantitativa per correlare danni osservati ai parametri geotecnici.

3.1 Indagini in sito

Nell'ambito della cooperazione con l'Università di Istanbul, è stata condotta una seconda campagna di indagini a Gölbaşı nel febbraio 2024 al fine di ottenere una caratterizzazione geotecnica del sito tramite sondaggi, prove penetrometriche e geofisiche, oltre ad ampliare dove possibile il database degli edifici censiti.

Tuttavia, i dati raccolti, durante questa seconda campagna ad un anno di distanza, presentano limiti intrinseci di affidabilità dovuti al deterioramento delle tracce dei dissesti, all'alterazione dei siti e alla rimozione di alcuni elementi diagnostici, laddove altri invece permanevano come i contatori del gas esterni agli edifici che fungevano da rilevatori del piano campagna originario. Pertanto, per le analisi comparative con gli indici integrali di rischio si mantiene come riferimento il campione originario di 121 edifici, che sono nelle immediate vicinanze dei punti d'indagine, oltretutto durante la seconda ricognizione molti edifici danneggiati risultavano abbattuti. Nonostante ciò, sono stati censiti 200+ casi aggiuntivi che sono inclusi nel database a scopo conoscitivo, per estendere la mappa delle aree interessate da fenomeni di liquefazione.

Sono state eseguite 16 prove del tipo CPTu lungo tutta l'area oggetto della prima ricognizione, e 9 sondaggi a carotaggio continuo da cui sono stati prelevati campioni più o meno rimaneggiati. Le carote di terreno sono oggetto di un'ampia campagna di test di laboratorio. Si stanno eseguendo prove granulometriche, prove di determinazione dei limiti plastici, test edometrici su provini ricostituiti, sperimentazione in Colonna Risonante e taglio torsionale e prove di taglio ciclico.

L'elaborazione dei risultati delle prove in sito, oltre a confermare la forte variabilità, sia orizzontale sia lungo le verticali della stratigrafia di Gölbaşı, ha consentito la valutazione degli indici integrali di rischio lungo le verticali esaminate ed il confronto con i danni osservati nelle vicinanze.

4. Indicatori integrali del rischio

Gli indici integrali di rischio come LPI (Liquefaction Potential Index) e LSN (Liquefaction Severity Number) mirano a tradurre i dati geotecnici puntuali, come la verifica del fattore di sicurezza a liquefazione semi-empirica, in indicatori globali degli effetti al piano campagna, i quali rappresentano l'aspetto prioritario da un punto di vista ingegneristico. L'LPI (Iwasaki et al., 1978) integra i fattori di sicurezza nei primi 20 m, escludendo gli strati con FS>1 e ponderando il contributo in funzione della profondità. Tuttavia, questa esclusione presenta un limite significativo: strati con FS prossimi all'unità possono comunque sviluppare sovrappressioni interstiziali rilevanti, innescando deformazioni non trascurabili, sulla base di ciò quest'indice, storicamente il primo, ha subito modifiche e migliorie in letteratura (ad esempio Sonmez&Gozceglu 2005).

L'LSN (Van Ballegooy et al., 2014), adottato nell'EC8 in fase di approvazione, supera tale critica basandosi sull'integrale delle deformazioni volumetriche attese (ε_v), parametro più sensibile a fenomeni parziali. Derivato da un'analisi statistica su 7.500 CPT post-sisma di Christchurch, l'LSN quantifica direttamente la severità dei danni superficiali, includendo implicitamente gli effetti di transizione tra stati liquefacibili e non liquefacibili.

5. Casi studio a Gölbaşı

5.1. Caso 1

Gli edifici presenti in quest'area, tipicamente strutture in cemento armato con fondazioni a platea, hanno

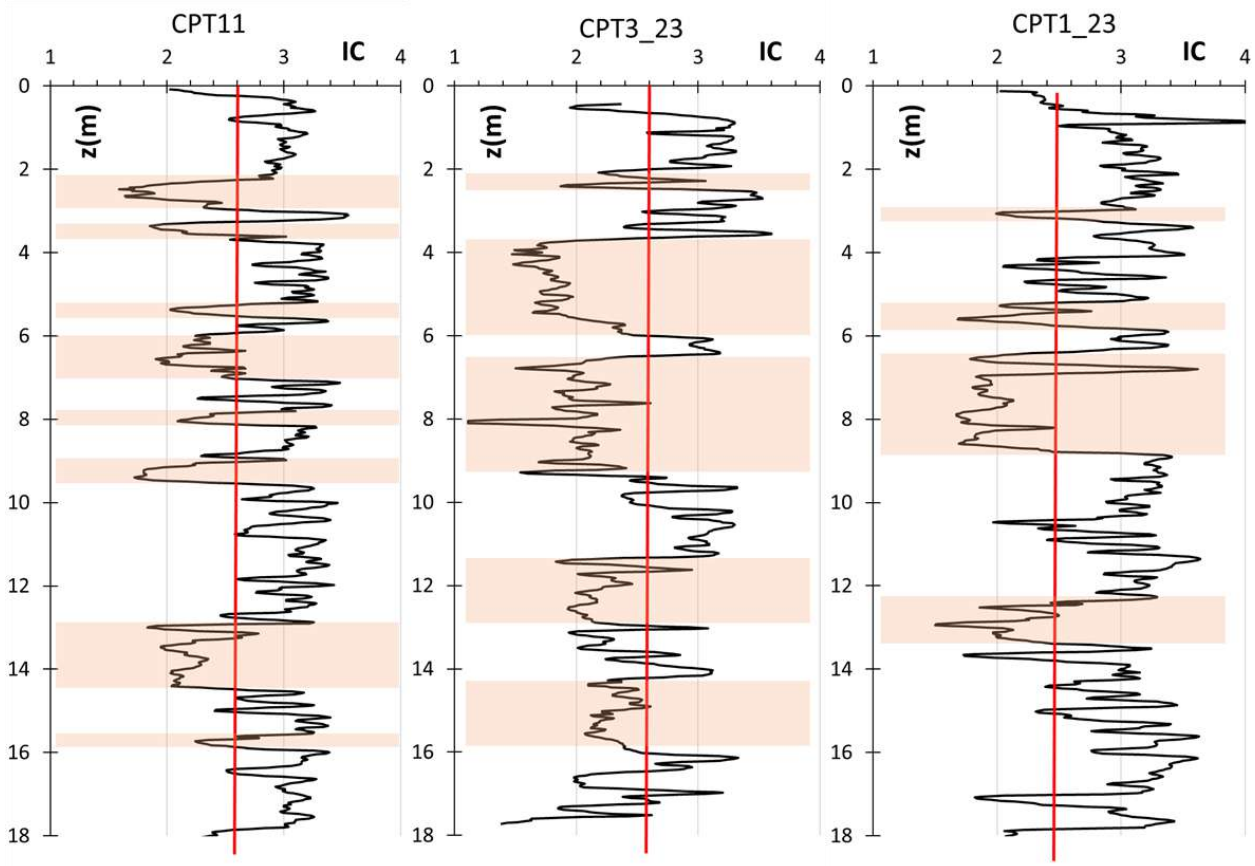


Fig 2. Soil behavior type index per tre delle CPT del Caso-1, sono evidenziati gli strati IC < 2.6

	LPI	Rischio	LSN	Danno
CPT-11	7.5	Elevato	15	Moderato
CPT-12	9.1	Elevato	20.1	Importante
CPT23-1	9.5	Elevato	22	Importante
CPT23-2	10.7	Elevato	19	Moderato
CPT23-3	13.9	Elevato	41	Grave

manifestato cedimenti dell'ordine del metro, alcuni si sono completamente ribaltati per carico limite ed hanno subito rotazioni più o meno importanti. L'assenza di danni strutturali e il collasso per ribaltamento "a corpo rigido" suggeriscono un meccanismo di perdita di capacità portante legato alla liquefazione.
I danni si dimostrano collegati al carico trasmesso dall'edificio, correlato al numero di piani e alle dimensioni dell'impronta, difatti gli edifici più alti ed a parità di piano con dimensioni in pianta maggiori hanno subito più danni. Le indagini CPTu hanno confermato la presenza di strati sabbiosi saturi a bassa densità, a partire da circa 2.5m e 3.5m dal piano campagna, con spessori da considerare liquefacibili (Soil behaviour type < 2.6, Robertson et al. 2009) pari a circa il 40 % del totale delle verticali indagate. Tali condizioni hanno determinato indici LPI elevati (> 5) e valori di LSN che indicano un danno da moderato (> 10) a grave (> 20).

5.2 Caso-2:

Gli edifici Caso-2 hanno subito cedimenti importanti tra i 50cm e 1m, non si sono viste forti rotazioni

né edifici ribaltati come nella zona del Caso-1, tuttavia queste manifestazioni risultano "anomale" in presenza di strati liquefacibili modesti ed alla luce di indici di rischio non significativi. I danni anche in questo caso risulterebbero essere causati da movimenti di corpo rigido, data l'assenza del minimo danneggiamento strutturale.

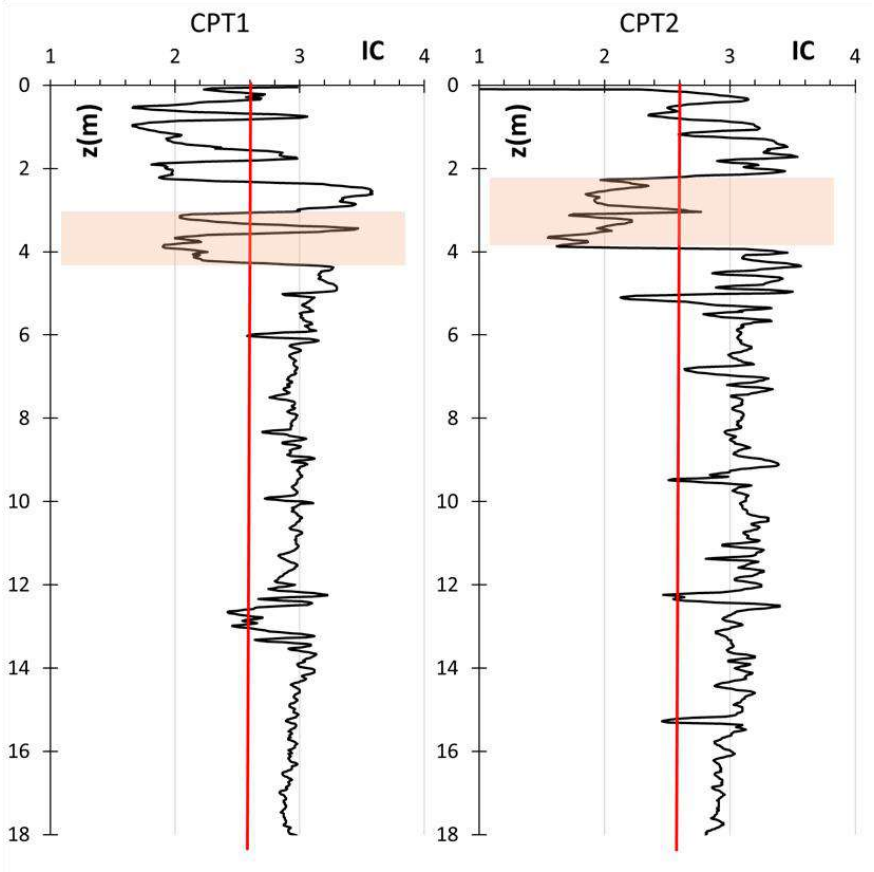


Fig 3. Soil behavior type index per le due CPT del Caso-2, sono evidenziati gli strati con IC < 2.6

	LPI	Rischio	LSN	Danno
CPT-1	2.8	Nullo	9	Nullo
CPT-2	3.4	Nullo	13	Ridotto

Nonostante valori di LPI dal rischio atteso nullo ed LSN che indicava un danno da nullo a ridotto, si osservano cedimenti rilevanti in edifici con fondazioni superficiali.
Questo apparente paradosso si può spiegare con il ruolo determinante di terreni a grana fine (limi argillosi) intercalati. Tali terreni, sebbene non classificabili come liquefacibili secondo i criteri convenzionali, a causa dell'accumulo delle sovrappressioni subiscono una significativa riduzione di rigidezza sotto carico ciclico.

6. Osservazioni e conclusioni

Riguardo al Caso-1, sebbene gli indici LPI ed LSN abbiano dimostrato una correlazione complessivamente buona con i fenomeni osservati, emergono limiti sostanziali nella capacità di prevedere sulla base di questi indici il danno dell'edificio. Si registrano infatti casi dove ribaltamenti completi si sono manifestati vicino verticali dove i valori di LSN prevedevano danni moderati, mentre in altri casi edifici bassi hanno mostrato assenza di dissesti nonostante valori di LSN indicanti un rischio teoricamente grave.

Questa discrepanza è da ricondurre a due fattori non incorporati negli indici convenzionali: l'effetto sulle tensioni indotte dai carichi delle fondazioni, e l'interazione tra la geometria del volume significativo e la distribuzione stratigrafica degli strati liquefacibili. In particolare, la severità del danno appare legata alla percentuale del bulbo delle tensioni che interseca strati liquefacibili. I cedimenti significativi osservati nel Caso-2, seppur privi delle rotazioni catastrofiche del Caso-1, rappresentano un'anomalia alla luce degli indici LPI nullo ed LSN trascurabile evidenziando una cecità metodologica verso meccanismi che coinvolgono terreni di transizione. Gli indici forniscono una preliminare indicazione di suscettibilità, ma la stima del danno effettivo richiede modelli che portino in conto questi fattori.
Il metodo semplificato proposto da Flora et al., 2025 si dimostra promettente per la stima dei cedimenti, calibrato su risultati di test in centrifuga tiene conto di come cambia la risposta in termini di sovrappressioni in asse alla fondazione, cercando di stimare la caduta di rigidezza dovuta alle deformazioni ed alla modifica dello stato di confinamento.

Bibliografia

Akıl, B., Akpınar, K., Üçkardeşler, C., Araz, H., Sağlam, M., Ecemiş, B. & Uran, Ş.B. (2008). Evaluation of settlement suitability of Gölbaşı (Adıyaman) town, located on the East Anatolian Fault Zone. Geological Bulletin of Turkey, 51, 43–57.

Çetin, K.Ö, Bray, J.D., Frost, J.D., Hortacsu, A., Miranda, E., Moss, R.E.S., Stewart, J.P. (2023). Türkiye Earthquakes: Report on Geoscience and Engineering Impacts. https://doi.org/10.18118/G6PM34

Demir, A., et al. (2024). Destructive impact of successive high magnitude earthquakes occurred in Türkiye's Kahramanmaras on February 6, 2023. Bulletin of Earthquake Engineering. https://doi.org/10.1007/s10518-024-01865-5

Flora, A., Bilotta, E., Valtucci, F., Fierro et al. (2024). Liquefaction effects in the city of Gölbaşı: from the analysis of predisposing factors to damage survey. Engineering Geology, 338, 107633. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2024.107633

Flora, A., Elia, S., Valtucci, F., & Lirer, S. (2025). Simplified prediction of settlements of shallow foundations caused by earthquake-induced excess pore water pressures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 194, 109383

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K. & Yasuda, S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. In: Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation, San Francisco, 885–896.

Robertson, P.K. (2009). Interpretation of cone penetration tests — a unified approach. Canadian Geotechnical Journal, 46(11), 1337–1355.

Tonyalı, İ., Akbas, S.O., Beyaz, T., Kayabalı, K., Gokceoglu C. (2024). Case study of a foundation failure induced by cyclic softening of clay during the 2023 Kahramanmaras¸ earthquakes. Engineering Geology, 332, 107477. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2024.107477

Van Ballegooy, S., Malan, P., Lacrosse, V., Jacka, M.E., Cubrinovski, M., Bray, J.D., O'Rourke, T.D., Crawford, S.A. & Cowan, H. (2014). Assessment of liquefaction-induced land damage for residential Christchurch. Earthquake Spectra, 30(1), 31–55.

INNALZAMENTO DEL LIVELLO DEL MARE DOVUTO AI CAMBIAMENTI CLIMATICI E SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE SISMICA: UN CASO DI STUDIO NELL'AREA COSTIERA CALABRESE

Giuseppe Tomasello, Daniela Dominica Porcino
Università degli Studi Mediterranea di Reggio Calabria
giuseppe.tomasello@unirc.it, daniela.porcino@unirc.it

Sommario

L'innalzamento del livello medio del mare ("sea level rise") (*SLR*), conseguente ai cambiamenti climatici, comporta un potenziale incremento del rischio di liquefazione sismica per le strutture e le infrastrutture realizzate in prossimità delle aree costiere. Il presente studio svolto nell'ambito di un progetto PNRR Tech4You si propone di valutare il rischio di liquefazione di un sito pilota in area costiera localizzato nel comune di Palizzi (Calabria, Italia) considerando diversi scenari sismici e climatici fino al 2100. A seguito di un'ampia campagna di indagini geotecniche in sito e in laboratorio, sono stati individuati strati superficiali di sabbie limose, potenzialmente liquefacibili. Il potenziale di liquefazione è stato valutato mediante l'indice del potenziale di liquefazione (*LPI*). I risultati mostrano che l'attuale rischio di liquefazione sismica sia basso, ma aumenterebbe significativamente in conseguenza di futuri *SLR*, con valori di *LPI* pari a 14.6 (alto rischio) nello scenario sismico e climatico più severo. Una tecnica di miglioramento dei terreni ecosostenibile, basata sull'impiego di colonne granulari compattate nella versione di "Rammed Aggregate Piers" (*RAPs*), è stata proposta per mitigare il rischio di liquefazione sismica in diversi scenari di *SLR*. A supporto della progettazione dei *RAPs*, sia in campo statico che sismico, nell'ambito del presente progetto è stato sviluppato il software *GranularColumns* per il dimensionamento dell'intervento. I risultati ottenuti hanno mostrato che l'impiego dei *RAPs* consente di ridurre il rischio di liquefazione (*LPI*<5) in tutte le condizioni sismiche e climatiche considerate.

1. Introduzione

I cambiamenti climatici stanno modificando l'attuale regime meteorologico, determinando un aumento della frequenza e dell'intensità degli eventi piovosi, nonché un progressivo innalzamento del livello medio del mare ("sea level rise") (*SLR*) (Dong et al. 2022). Nel Mediterraneo, ad esempio, il livello medio del mare è aumentato di circa 1.4 mm/anno nel XX secolo, con un'accelerazione fino a circa 2.8 mm/anno negli ultimi trent'anni (MedECC 2024). Tale innalzamento del mare influenza la posizione della falda di acqua dolce sulla terra ferma anche a notevoli distanze dalla linea di costa ed è possibile stimare variazioni del livello di falda a distanze anche superiori al centinaio di metri, a seconda delle caratteristiche idrogeologiche del sottosuolo (Quilter et al. 2015).
Il fenomeno dell'innalzamento del livello del mare comporta l'insorgere o l'aggravio di rischi di diversa natura nelle aree costiere, quali l'intrusione salina nella falda di acqua dolce dell'entroterra, l'arretramento delle linee di costa, l'erosione costiera, la liquefazione indotta da eventi sismici. Quest'ultima rappresenta il rischio più rilevante per la gravità dei danni che essa può arrecare alla stabilità delle costruzioni civili, infrastrutturali, turistiche e portuali presenti nell'area, oltreché a modifiche dei profili topografici delle coste dovute a frane sottomarine. L'adozione di soluzioni

progettuali ecosostenibili per la mitigazione di tale georischio è un aspetto centrale nella pianificazione urbanistica delle aree costiere e richiede l'integrazione di misure ingegneristiche e strategie di "adattamento" multidisciplinari. Tra le soluzioni tecniche più promettenti si possono annoverare le colonne granulari compattate nella versione più recente dei "Rammed Aggregate Piers" (*RAPs*), i quali permettono di ridurre i cedimenti ed incrementare la stabilità delle fondazioni superficiali sia in condizioni di sollecitazione statica che sismica, attraverso tre meccanismi principali, ossia l'azione drenante delle colonne, l'effetto della loro maggiore rigidezza e l'addensamento del terreno circostante (Wissmann et al. 2015, Rollins et al. 2021). La combinazione di questi meccanismi rende questa tecnica più vantaggiosa dei soli dreni verticali perché consente una più efficace riduzione dei cedimenti di natura sismica anche in assenza di liquefazione. La tecnica basata sui *RAPs* si configura inoltre come in linea con i principi della sostenibilità ambientale, grazie ad un processo costruttivo caratterizzato da basse emissioni di CO_2 ed al potenziale impiego di aggregati derivanti da materiale di recupero.
Questo studio, condotto nell'ambito di un progetto PNRR Tech4You (Spoke 4 – Obiettivo 4.7, PP 4.7.1) portato avanti presso l'Università Mediterranea, si è proposto di valutare l'incremento atteso del rischio di liquefazione in scenari futuri di cambiamento climatico per il sito costiero di Palizzi Marina (Calabria, Italia). Sulla base delle condizioni geotecniche individuate e dei diversi scenari sismici considerati, è stata verificata l'efficacia dell'applicazione dei *RAPs* come tecnica di miglioramento del terreno per ridurre la vulnerabilità sismica legata alla liquefazione dei terreni presenti.

2. Descrizione del caso di studio

Palizzi Marina costituisce l'area costiera del comune di Palizzi, situato sulla costa sud-orientale della Calabria. L'analisi delle relazioni tecniche fornite dall'amministrazione comunale locale ha evidenziato la presenza di diverse formazioni geologiche che caratterizzano il sottosuolo dell'area. Tra queste, di particolare interesse, sono i depositi quaternari quali sedimenti alluvionali antichi e recenti (*as*, *ar*), che nelle aree costiere sono costituiti da sabbie e ghiaie con frazioni limose, potenzialmente suscettibili a fenomeni di liquefazione sismica. Il rischio di liquefazione presso il sito di Palizzi Marina è anche provato dalle evidenze di piccoli vulcanelli di sabbie e limi osservati in un'area denominata "Cascina", in occasione del terremoto del 1978 (Guerricchio 1988).

3. Caratterizzazione geotecnica del sito

Nella parte centro-meridionale di Palizzi Marina, dove è prevista la realizzazione di un parco naturalistico e culturale, è stata condotta, per conto del Comune di Palizzi, una serie di indagini in situ, che sono consistite in sondaggi a carotaggio continuo (*B*), installazione di piezometri, prove penetrometriche dinamiche standard (*SPT*), analisi multi-canale di onde di superficie (MASW) e prelievo di campioni indisturbati di terreno, come mostrato nella Figura 1.



Fig. 1. Localizzazione delle indagini nel sito pilota di Palizzi Marina (immagine modificata da Google Earth).

I campioni prelevati dai sondaggi sono stati successivamente analizzati in laboratorio per determinarne le proprietà fisiche, tra cui il peso unitario di volume (γ), il contenuto di fine (f_c), il contenuto naturale

d'acqua (*w*), il limite liquido (*LL*) e l'indice di plasticità (*PI*) (Figura 2). Sulla base di tali prove, sono state identificate due principali unità geotecniche: l'Unità A, costituita da una sabbia limosa ($f_c \approx 9\%$), estesa fino a profondità variabili tra 2.7 e 7.1 m e l'Unità B, rinvenuta a profondità maggiori, caratterizzata da una argilla limosa sabbiosa con una elevata percentuale di fine (f_c=78–96%).

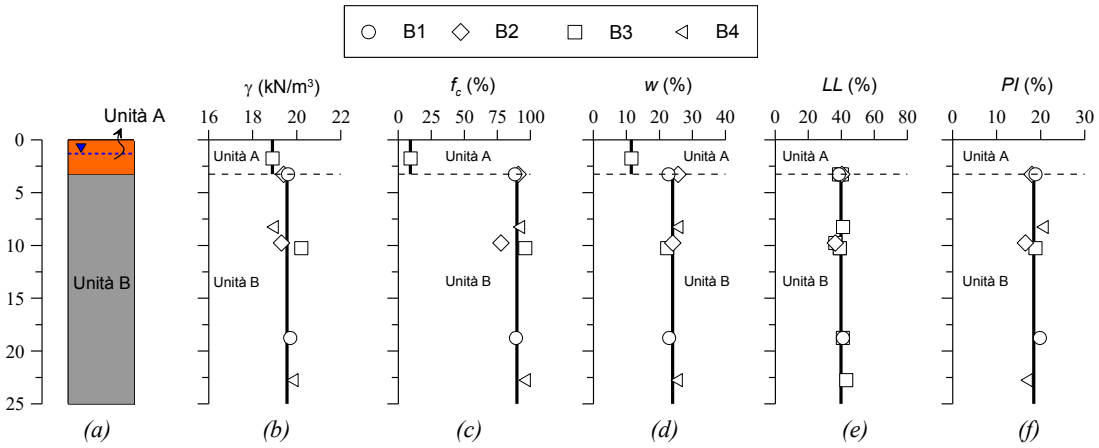


Fig. 2. Profilo stratigrafico e proprietà fisiche dei terreni nell'area di interesse di Palizzi Marina.

Il profilo stratigrafico riportato nella Figura 2a si basa sull'interpretazione dei sondaggi *B1* e *B2*, che rappresentano le condizioni stratigrafiche più critiche nei confronti del fenomeno della liquefazione sismica per l'area in esame. In particolare, le misure del livello piezometrico effettuate nel sondaggio *B2* hanno rilevato la presenza della falda a circa 1.3 m dal piano campagna. L'analisi delle proprietà fisiche, riportate nella Figura 2 indica che l'Unità B, in accordo ai criteri proposti da Seed et al. (2003), può essere considerata non suscettibile a liquefazione sismica mentre l'Unità A, che è caratterizzata da un elevato contenuto di sabbia (~87%), risulta essere potenzialmente suscettibile. Il potenziale di liquefazione del deposito è stato valutato mediante l'utilizzo congiunto delle prove *SPT* e *MASW* (Figura 3).

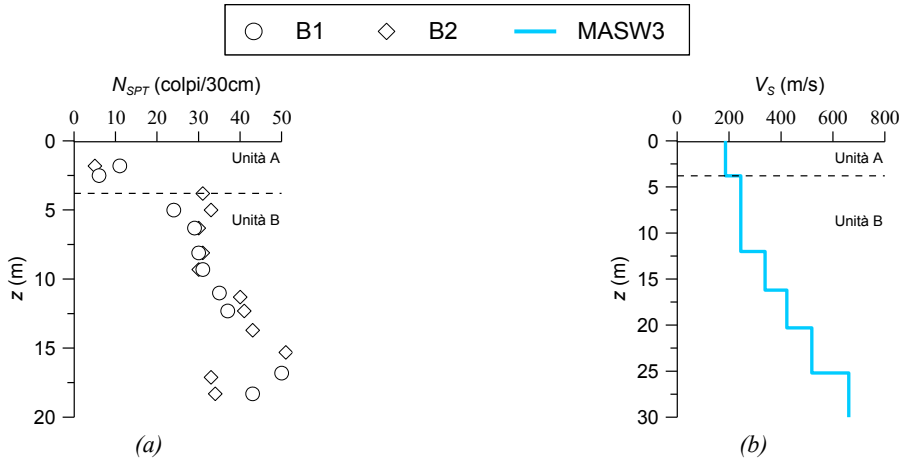


Fig. 3. Variazione con la profondità: (a) del numero di colpi N_{SPT} e (b) della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_S) nel sito pilota di Palizzi Marina.

4. Valutazione del rischio di liquefazione sismica causato dall'innalzamento del livello medio del mare nel sito pilota

La valutazione del rischio di liquefazione ha richiesto la stima dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito in superficie (a_{max}) e della magnitudo (M) rappresentative della sismicità del sito. Sono stati considerati tre scenari sismici, al fine di analizzare differenti tipologie strutturali: 1) un edificio residenziale [periodo di ritorno (T_R)=475 anni], 2) una scuola (T_R=712 anni) e 3) un ospedale (T_R=1898 anni). Tali valori di T_R possono essere considerati rappresentativi delle opere analizzate e fanno riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), che costituisce la condizione di riferimento per la valutazione del rischio di liquefazione secondo le norme tecniche nazionali (NTC 2018). Sulla

base dei risultati della prova MASW (Figura 3b) è stato possibile risalire alla categoria del sottosuolo del sito, ovvero categoria C. La Tabella 1 riporta i parametri di pericolosità sismica relativi ai tre scenari considerati. I risultati sono stati ottenuti utilizzando il software "Spettri-NTC ver.1.0.3" e la piattaforma online dell'INGV. I valori di *M* rappresentano i valori modali e sono stati determinati tenendo in conto dei rispettivi T_R e della localizzazione geografica dei sondaggi *B1* e *B2*.

Tab. 1. Parametri di pericolosità sismica considerati nell'analisi del rischio di liquefazione

Scenario	T_R (anni)	a_g (g)	*M*	S_S	a_{max} (g)
1	475	0.171	6.00	1.452	0.248
2	712	0.202	6.50	1.407	0.284
3	1898	0.294	6.50	1.267	0.373

Nota: a_g=accelerazione orizzontale massima al sito di riferimento, S_S=coefficiente di amplificazione stratigrafica.

Le analisi di liquefazione sono state condotte considerando diversi scenari di *SLR* fino all'anno 2100. Utilizzando i software Rhinoceros 3D e Grasshopper e considerando lo scenario di emissione di CO_2 RCP8.5 associato alla probabilità di accadimento "bad-luck", i valori attesi di *SLR* (Figura 4) sono risultati pari a 0.8 m, 1 m e 1.5 m, rispettivamente in corrispondenza del 2050, 2080 e 2100.

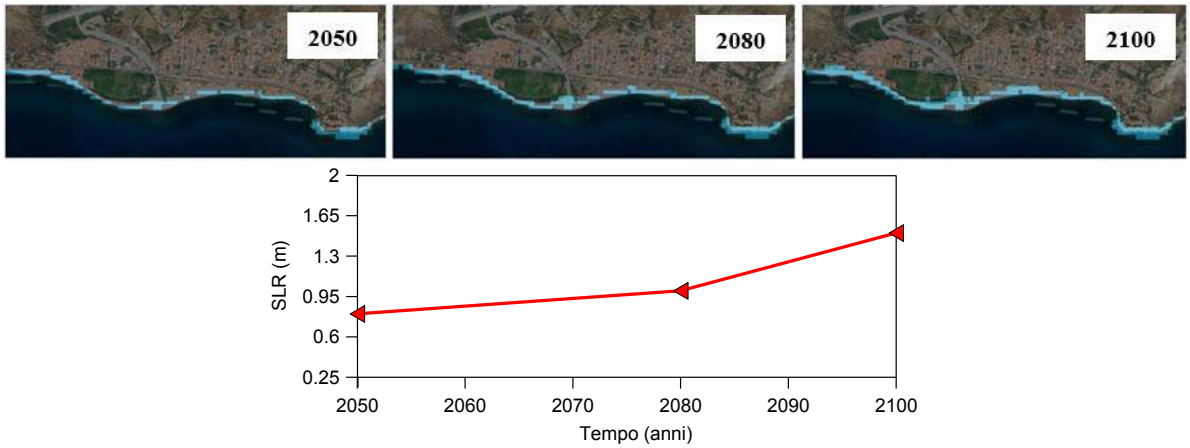


Fig. 4. Futuri scenari e proiezioni di innalzamento del mare nel sito di Palizzi Marina (Tomasello et al. 2024).

L'indice del potenziale di liquefazione (*LPI*) è un parametro ampiamente utilizzato per stimare l'impatto globale e le conseguenze del fenomeno della liquefazione in un determinato sito (Toprak e Holzer 2003). L'indice *LPI*, proposto da Iwasaki et al. (1978), è espresso dalla seguente relazione:

$$LPI = \int_0^{20} F \cdot w(z) \cdot dz \qquad (1)$$

dove F=(1−FS) per $FS \leq 1$, F=0 per $FS>1$, e $w(z)$=10−0.5·z (con z profondità espressa in metri).
Il coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione (*FS*), necessario per il calcolo del parametro *LPI*, è stato determinato secondo la procedura proposta da Seed e Idriss (1971), seguendo la metodologia adottata da Idriss e Boulanger (2008) per la valutazione della resistenza alla liquefazione basata sui risultati di prove *SPT*. In particolare, in accordo a Iwasaki et al. (1984), $LPI = 0$ indica un rischio molto basso mentre valori compresi tra 0 e 5 un rischio basso. Se $5 < LPI < 15$ il rischio è elevato, mentre se $LPI > 15$ il rischio risulta molto elevato.
Il calcolo del potenziale di liquefazione sismica è stato implementato nel software *GranularColumns* descritto nel paragrafo 5 ed i risultati delle analisi sono riportati nella Figura 5. La Figura 5a mostra che, nelle condizioni attuali, il rischio di liquefazione è basso per tutti i T_R dell'azione sismica considerati. Tuttavia, un aumento della vulnerabilità alla liquefazione, dovuto alla saturazione degli strati superficiali indotta dall'innalzamento del livello del mare, è atteso in tutti gli scenari sismici (Figura 5b). In particolare, la Figura 5b evidenzia che il rischio di liquefazione diventerebbe elevato entro i prossimi 25 anni nell'area di studio per eventi sismici con $T_R > 712$ anni. Al contrario, per eventi con periodi di ritorno più brevi (T_R=475 anni), un rischio elevato di liquefazione sismica sarebbe previsto solo in corrispondenza del 2100.

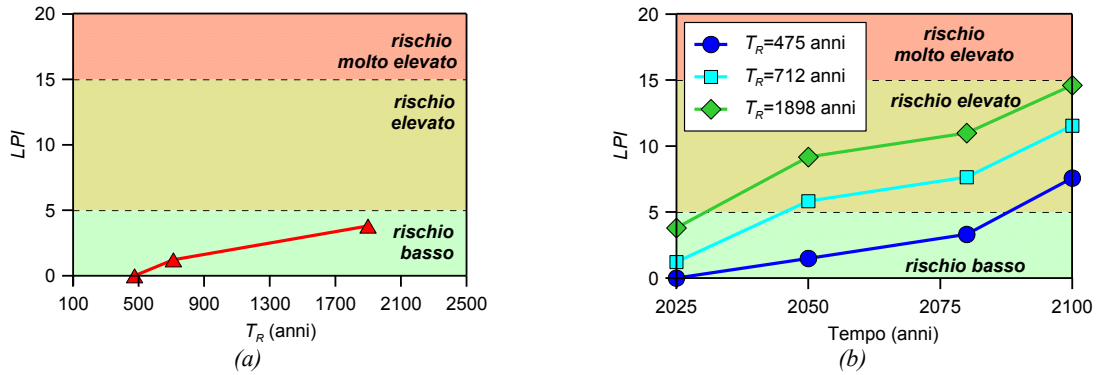


Fig. 5. Indice del potenziale di liquefazione nel sito pilota di Palizzi Marina: (a) situazione attuale e (b) futuri scenari climatici (2050, 2080, 2100).

5. Mitigazione del rischio di liquefazione mediante la tecnica di miglioramento dei terreni basata sui Rammed Aggregate Piers (*RAPs*)

La tecnica di miglioramento dei terreni basata sull'impiego dei *RAPs* (Figura 6a) proposta nel presente studio come soluzione per mitigare il rischio di liquefazione sismica associato ai futuri scenari climatici riduce tale rischio attraverso tre principali meccanismi:

i) l'azione drenante: il materiale altamente permeabile delle colonne favorisce la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma;

ii) la maggiore rigidezza delle colonne: in analogia con quanto si verifica nel caso dei carichi statici per le tensioni verticali, la maggiore rigidezza delle colonne rispetto al terreno circostante determina una concentrazione delle tensioni di taglio sismiche sulle colonne riducendo nello stesso tempo quelle applicate al terreno. L'effetto può essere assimilato ad una riduzione del rapporto tensionale *CSR* del terreno trattato rispetto a quello non trattato con una conseguente riduzione del rischio di liquefazione e dei cedimenti di natura sismica;

iii) l'addensamento del terreno circostante: il processo di installazione dei *RAPs* induce una compattazione del terreno che circonda le colonne, migliorandone le proprietà meccaniche. Tale effetto può essere quantificato attraverso l'esecuzione di prove in sito prima e dopo l'installazione dei *RAPs*.

Nel presente studio, la riduzione del rischio di liquefazione nel sito di interesse in presenza dei *RAPs* è stata condotta sulla base della valutazione dell'indice *LPI* [Eq. (1)]. I calcoli sono stati eseguiti attraverso il software *GranularColumns* specificatamente sviluppato nell'ambito di questo progetto di ricerca per la valutazione del rischio di liquefazione del terreno migliorato e non. Il software consente la progettazione di colonne granulari compattate (nelle due versioni di colonne di ghiaia e *RAPs*) in condizioni di sollecitazione statica e sismica, utilizzando i metodi teorici più accreditati presenti in letteratura che fanno riferimento al concetto di "cella unitaria". Nel presente studio in accordo con le indicazioni fornite da Wissmann et al. (2015), Smith e Wissmann (2018), per il calcolo di *FS* nei confronti della liquefazione, si è privilegiato l'effetto dovuto alla "maggiore rigidezza delle colonne" poiché considerato, rispetto agli altri, meno soggetto alle incertezze esecutive. I risultati ottenuti sono da considerare pertanto in qualche misura cautelativi. L'approccio prevede l'introduzione di un fattore di riduzione equivalente, indicato con K_G, da applicare al rapporto tensionale ciclico (*CSR*) del terremoto. Il fattore K_G è stato calcolato utilizzando la formulazione proposta da Baez e Martin (1993), la quale richiede la conoscenza dei moduli di deformazione al taglio dei *RAPs* (G_{sc}) e del terreno (G_s), nonchè dell'"area replacement ratio" A_r pari al rapporto tra l'area della colonna e l'area totale della "cella unitaria". Tale parametro è funzione del diametro, dell'interasse e della disposizione in pianta dei *RAPs*. Per la valutazione di G_{sc} sono disponibili numerosi dati derivanti da prove di carico su piastra eseguite in sito (Wissmann et al. 2002), mentre G_s può essere stimato a partire dai valori di N_{SPT} mediante correlazioni empiriche, come quella proposta da Burland e Burbridge (1985).

Le Figure 6b, 6c e 6d illustrano le variazioni dei valori di *LPI* considerando la presenza dei *RAPs*. In particolare, i *RAPs* sono stati progettati utilizzando una maglia triangolare, con un diametro di 0.6 m e una lunghezza pari allo spessore dello strato liquefacibile. Sulla base delle condizioni geotecniche del sito (Figura 3) e degli scenari sismici analizzati (Tabella 1), risultano necessari interassi pari a 2.8 m,

2.2 m e 1.6 m, rispettivamente per tempi di ritorno dell'azione sismica (T_R) di 475, 715 e 1898 anni, al fine di mantenere basso il rischio di liquefazione sino fino al 2100.

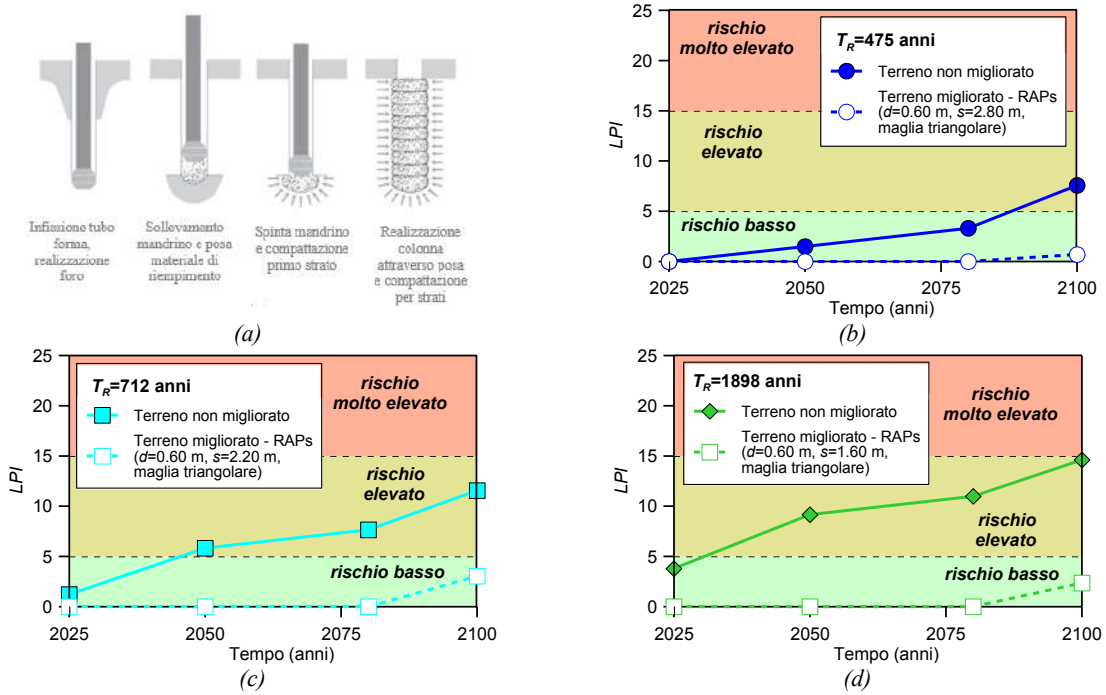


Fig. 6. (a) Sequenza di installazione dei RAPs, (b,c,d) valori di LPI per terreni non migliorati e migliorati mediante RAPs per diversi scenari climatici e sismici.

6. Conclusioni

Il presente studio si è proposto di valutare l'impatto dei futuri scenari di innalzamento del livello del mare (*SLR*), associati ai cambiamenti climatici, sul rischio di liquefazione sismica nell'area costiera di Palizzi Marina (Calabria, Italia) nell'ambito di un progetto PNRR Tech4You. Il rischio di liquefazione è stato quantificato tramite l'indice del potenziale di liquefazione (*LPI*), considerando diversi scenari sismici rappresentativi di diverse tipologie strutturali e quindi diversi periodi di ritorno dell'azione sismica (T_R). I principali risultati sono:

- Il livello medio del mare nel sito di Palizzi Marina, nelle ipotesi geoclimatiche peggiori, è previsto in aumentare da 0.8 m nel 2050 a 1.5 m nel 2100.
- Nelle condizioni attuali di livello medio del mare, i valori di *LPI* variano tra 0 e 4, denotando un rischio di liquefazione da molto basso a basso. Tuttavia, considerando le previsioni di *SLR* fino al 2100, i valori di *LPI* possono raggiungere valori compresi tra 7.6 e 14.6 a seconda dello scenario sismico considerato, indicando un potenziale rischio di liquefazione elevato e la necessità di interventi di mitigazione.
- Una tecnica di miglioramento dei terreni efficace ed al tempo stesso ecostostenibile, basata sui "Rammed Aggregate Piers" (*RAPs*), è stata proposta per mitigare il potenziale rischio di liquefazione negli scenari futuri. Il progetto dei *RAPs* in campo sismico è stato condotto mediante il software *GranularColumns* specificatamente sviluppato nell'ambito del progetto sopra menzionato per il loro dimensionamento in condizioni di carico statico (cedimenti e stabilità delle fondazioni) e sismico (liquefazione) e basato sul concetto di "cella unitaria".

Principali riferimenti bibliografici

Baez JI, Martin GR. (1993). "Advances in the design of vibro systems for improvement of liquefaction resistance". Proc. of the Symposium on Ground Improvement, Vancouver, 1-16.

Guerricchio A. (1988). "Aspetti geologici sull'erosione dei litorali e la loro influenza nel campo applicativo", *Geologia Applicata e Idrogeologia*, 23, 29-78.

Quilter P W, van Ballegooy S, Russ M. (2015). "The Effect of Sea Level Rise on Liquefaction Vulnerability". Proc. 6th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, 1-9.

Rollins KM, Amoroso S, Tonni L, Wissmann K. (2021). "Liquefaction Mitigation of Silty Sands Using Rammed Aggregate Piers Based on Blast-Induced Liquefaction Testing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 147(9), 04021085.

Tomasello G, Porcino DD, Lucanto D, Mangano G. (2024). "The impact of sea-level rise on seismic liquefaction susceptibility of coastal areas and risk mitigation". Proc. 1st Int. Conf. on Landscapes Across Mediterranean, Reggio Calabria, 1-12.

VALORIZZAZIONE SOSTENIBILE DEI SEDIMENTI MARINI: STABILIZZAZIONE CHEMO-MECCANICA CON MATERIALI DI SCARTO

Rossella Petti
Politecnico di Bari
rossella.petti@poliba.it

Michael Plötze
ETH-Zurich
michael.ploetze@igt.baug.ethz.ch

Alexander Puzrin
ETH-Zurich
alexander.puzrin@igt.baug.ethz.ch

Claudia Vitone
Politecnico di Bari
claudia.vitone@poliba.it

Sommario

Il presente studio sperimentale indaga l'efficacia di un trattamento chemo-meccanico innovativo e sostenibile applicato a sedimenti marini dragati, con particolare attenzione al loro potenziale riutilizzo in un'ottica di economia circolare. La ricerca si concentra sull'impiego di polvere di conchiglie marine e biochar come additivi alternativi o complementari al cemento, per il miglioramento di sedimenti fini artificialmente contaminati con cherosene. Il programma sperimentale ha incluso prove di compressione non confinata, analisi chimiche e osservazioni tramite microscopia elettronica a scansione (SEM). I risultati mostrano che l'utilizzo parziale di polvere di conchiglia in sostituzione del cemento consente di ottenere prestazioni meccaniche comparabili a quelle di miscele trattate esclusivamente con cemento. Inoltre, anche in condizioni di contaminazione da composti organici, tali miscele mantengono buone proprietà meccaniche e capacità di immobilizzazione degli inquinanti. L'impiego del biochar si è rivelato particolarmente efficace quando combinato con il cemento, contribuendo al miglioramento delle prestazioni chemo-meccaniche complessive. I risultati confermano il potenziale di conchiglie marine e biochar come materiali sostenibili per il trattamento e la valorizzazione di sedimenti dragati.

1. Introduzione

La valorizzazione dei sedimenti dragati come materiali secondari rappresenta una strategia promettente per ridurre la dipendenza da risorse vergini, contribuendo al contempo alla transizione verso un'economia più circolare. Ogni anno, in Europa vengono dragati circa 200 Mm^3 di sedimenti (Sednet et al., 2011), ma solo una quota limitata (circa il 5%) trova attualmente applicazione in ambito ingegneristico (Wang et al., 2013; Lofrano et al., 2017), evidenziando l'urgenza di soluzioni più sostenibili ed efficienti per il loro recupero. Il trattamento con cemento Portland (P) è una tecnica consolidata per il miglioramento delle proprietà geotecniche dei sedimenti e per la stabilizzazione dei

contaminanti (Wang et al., 2019). Tuttavia, la produzione di cemento è altamente energivora e responsabile di circa il 5–8% delle emissioni globali di CO_2 (Adarkwa et al., 2020), sollevando crescenti preoccupazioni ambientali e la necessità di individuare alternative a minore impatto. In questo contesto, il presente studio esplora l'efficacia di additivi alternativi e sostenibili, quali la polvere di conchiglia di mitilo (ottenuta senza processi di calcinazione) e il biochar, nel trattamento chemo-meccanico di sedimenti fini contaminati da cherosene. Precedenti studi hanno già evidenziato il potenziale della polvere di conchiglia come sostituto parziale del cemento nel miglioramento meccanico dei sedimenti (Petti et al., 2023a-b; Roque et al., 2022); il suo riutilizzo rappresenta inoltre una strategia sostenibile per la gestione dei residui generati dalla lavorazione dei mitili (Singh et al., 2022). Sebbene le proprietà adsorbenti delle conchiglie calcinate e del biochar siano ben documentate (Wang et al., 2022), il loro impiego combinato per il miglioramento chemo-meccanico dei sedimenti contaminati risulta ancora poco esplorato. A tal fine, il lavoro propone una campagna sperimentale che include prove di compressione non confinata (UCT), limiti di Atterberg, test di lisciviazione e pH e analisi microstrutturali mediante microscopia elettronica a scansione (SEM) su miscele di sedimento trattato con diverse combinazioni di leganti. L'efficacia dei trattamenti è valutata confrontando i risultati con miscele di controllo a base di solo cemento, sia in condizioni di sedimento contaminato da cherosene sia in sedimenti naturali non contaminati.

2. Materiali e metodi

I sedimenti analizzati (NS) sono stati prelevati dal porto di Taranto. Il materiale, classificato come limo argilloso con indice di consistenza negativo (CI = -0,39), rientra nella categoria delle argille ad alta plasticità (CH), secondo il sistema di classificazione USCS (ASTM 2017-D2487) (Tabella 1). Come suggerito in letteratura (Sollecito et al., 2022), il contenuto d'acqua naturale (w_0) e i limiti di Atterberg sono stati corretti per tener conto della salinità del fluido nei pori. I sedimenti presentano un contenuto organico piuttosto basso, costituito prevalentemente da resti di alghe e fanerogame marine. La contaminazione artificiale con l'8% in peso di cherosene (campione KS) ha comportato una lieve riduzione del contenuto d'acqua e un incremento moderato del limite liquido rispetto al sedimento naturale (NS). Tali variazioni sono coerenti con quanto riportato da Karkush et al. (2013), secondo cui la contaminazione da composti organici può modificare i limiti di plasticità, influenzando la capacità di scambio cationico e favorendo reazioni chimiche tra contaminante e minerali argillosi. Infine, come atteso per contaminanti di natura organica, il campione KS mostra il valore più elevato di carbonio organico totale (TOC) rispetto al sedimento non contaminato.

Tabella 1. Proprietà fisiche dei sedimenti nel loro stato naturale, NS, e dopo la fase di contaminazione artificiale con cherosene, KS. w_0: contenuto d'acqua; SF: frazione sabbiosa; MF: frazione limosa; CF: frazione argillosa; TOC: carbonio organico totale.

Materiale	**w_0 [%]**	**w_L [%]**	**SF [%]**	**MF [%]**	**CF [%]**	**TOC [%]**
	ASTM D2216-4542	ASTM D4318	ASTM D422			DIN EN 15936
NS	78	64.90	5.8	63.8	30.4	0.70
KS	72	66.46		-		1.27

Sulla base dei risultati promettenti ottenuti migliorando meccanicamente il sedimento naturale (NS) con miscele alternative a base di cemento e polvere non calcinata di conchiglie di mitilo (Petti et al., 2024), lo stesso approccio è stato applicato al trattamento chemo-meccanico di sedimenti artificialmente contaminati con l'8% in peso di cherosene puro (fornito da Carlo Erba), corrispondente a 15,3 mg/L di carbonio organico disciolto (DOC) nell'eluato del campione contaminato. Per ridurre la contaminazione

organica, è stata inoltre valutata l'efficacia dell'additivo biochar, prodotto da Nerabiochar s.r.l. a partire da cippato di legno. Il legante impiegato (8% in peso) è cemento Portland tipo I 52.5 R (P). Il trattamento chemo-meccanico del sedimento contaminato (KS) ha previsto l'uso di due bio-additivi: i) polvere di conchiglie di mitilo (MS), utilizzata in sostituzione parziale del 2% in peso del cemento P, e ii) biochar (B), 8% in peso, aggiunto singolarmente al cemento o in combinazione con polvere di conchiglie per formare una miscela ibrida. A scopo comparativo, sono stati trattati anche sedimenti naturali non contaminati (NS) con 8% di cemento P e con una miscela di 6% di cemento P e 2% di polvere di conchiglie (MS). Tutte le percentuali riportate sono riferite al peso secco del sedimento e le conchiglie di mitilo sono state trattate termicamente a bassa temperatura (105 °C) per ottenere una polvere fine non calcinata, con una dimensione media delle particelle (D_{50}) pari a 6,32 µm (Petti et al., 2024). Per ogni miscela sono stati eseguiti test sui limiti di Atterberg e tre prove di compressione non confinata (UCT) su provini cilindrici di 38 mm di diametro e 76 mm di altezza, dopo 28 giorni di maturazione. L'analisi microstrutturale è stata condotta tramite microscopia elettronica a scansione (SEM) con un apparecchio Zeiss Sigma 300 VP, utilizzando la tecnica di liofilizzazione per la preparazione dei campioni. Questi ultimi sono stati rivestiti con oro e tungsteno per garantire la conducibilità necessaria all'analisi. Infine, sono stati eseguiti test di lisciviazione secondo la norma UNI EN 12457-2 e misurazioni del pH sull'eluato dei campioni KDS, anche dopo il trattamento chemo-meccanico, per valutare il rilascio di inquinanti organici.

3. Risultati

3.1 Risposta chemo-meccanica

La Figura 1a mostra i risultati delle prove di compressione non confinata (UCT) e le variazioni dell'indice di consistenza (DCI) su provini di sedimento naturale (NS) e contaminato (KS), trattati con diverse miscele e stagionati per 28 giorni in acqua di mare, con e senza aggiunta di biochar. Il DCI rappresenta l'incremento di consistenza ottenuto con il trattamento rispetto al sedimento non trattato. In accordo con quanto già osservato da Petti et al. 2024, la sostituzione del 25% del cemento con polvere di conchiglie (MS) nelle miscele NS non compromette la resistenza meccanica: i valori di resistenza a compressione (Qu) e di DCI risultano pari o persino superiori a quelli ottenuti con solo cemento. Un comportamento simile è stato rilevato anche nei campioni contaminati: la miscela KS6P2MS (contenente polvere di conchiglie) mostra valori medi di Qu solo leggermente inferiori rispetto alla miscela KS8P (cemento puro), mantenendo lo stesso incremento di consistenza (DCI). La contaminazione con cherosene determina, come atteso, una riduzione generale della resistenza meccanica, in linea con quanto riportato in letteratura sull'effetto negativo degli inquinanti organici sulle proprietà dei terreni (Estabragh et al., 2015). Tuttavia, tra le miscele contenenti biochar, la KS8P8B registra i valori più elevati sia di Qu che di DCI, evidenziando un effetto sinergico positivo dell'additivo (Figura 1a). La Figura 1b riporta i risultati dei test di lisciviazione e delle misurazioni di pH eseguiti sugli eluati delle miscele KS contenenti cemento, dopo 28 giorni in acqua di mare. In tutti i campioni, le concentrazioni di carbonio organico disciolto (DOC) risultano inferiori al limite normativo di 50 mg/L (Directive 2013/39/CE). L'aggiunta di biochar risulta particolarmente efficace nel ridurre il DOC nelle miscele prive di polvere di conchiglie. Inoltre, non è emersa una correlazione diretta tra i valori di pH dell'eluato e le concentrazioni di DOC misurati nelle miscele di KS. Tuttavia, come previsto a seguito delle reazioni di idratazione del cemento, è stato osservato un aumento del pH nei campioni trattati di KS.

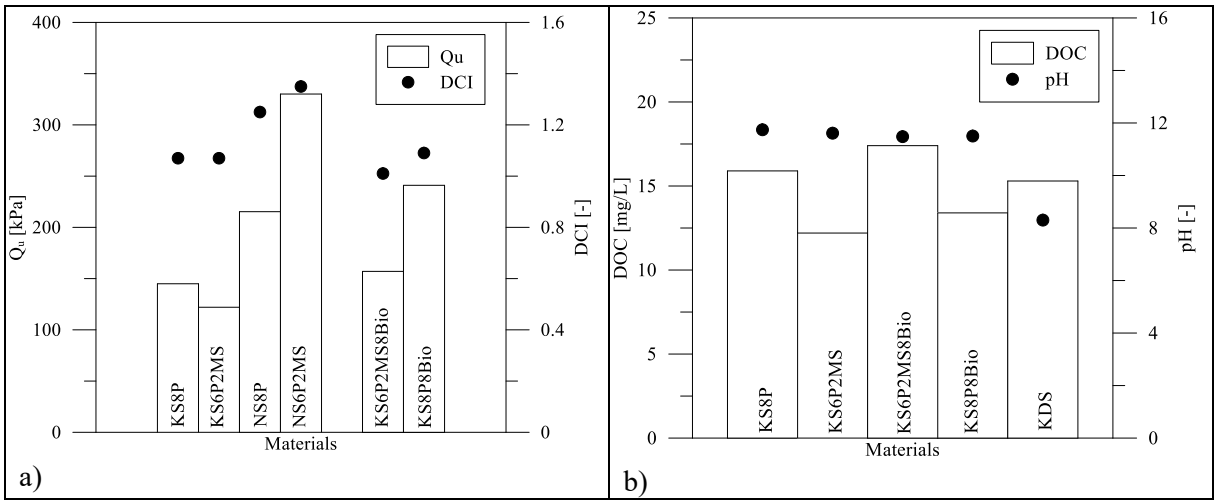


Fig 1. a) Risultati di prove UCT e variazioni di indici di consistenza, DCI, delle miscele NS e KS; b) risultati di test chimici sulle miscele di KS.

3.2 Caratteristiche microstrutturali

Le Figure 2a-b mostrano le micrografie SEM dei campioni NS e KS trattati con una miscela composta da 6% di cemento Portland (P) e 2% di polvere di conchiglie. In entrambi i casi si osserva la tessitura disordinata tipica dei sedimenti marini. Nella miscela NS6P2MS (Fig. 2a) è chiaramente riconoscibile la morfologia di un frammento fossile. In entrambe le micrografie è ben visibile la presenza dei prodotti di idratazione del cemento, a conferma dell'avvenuta reazione chimica. Tuttavia, nella miscela KS6P2MS (Fig. 2b), contaminata con cherosene, la tessitura appare più aperta e flocculata rispetto a quella del campione NS. Questo comportamento è probabilmente attribuibile all'interazione tra il contaminante organico e le particelle fini del sedimento: il cherosene, infatti, può penetrare nei pori o rivestire le superfici argillose, ostacolando parzialmente la reazione di idratazione tra le fasi minerali del sedimento e il cemento.

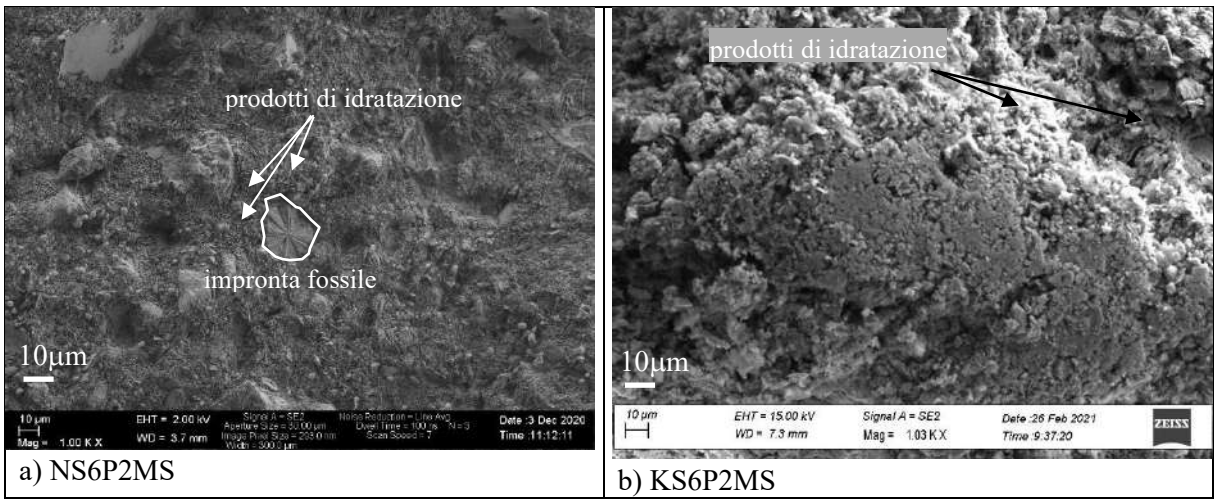


Fig. 2. Immagini SEM di miscele 6P2MS di a) NS e b) KS.

4. Conclusioni

Il presente studio ha valutato l'efficacia di due additivi, polvere di conchiglie di mitilo e biochar, nel miglioramento chemo-meccanico di sedimenti dragati artificialmente contaminati con cherosene. I risultati preliminari evidenziano che la contaminazione con cherosene determina lievi variazioni delle proprietà fisiche e plastiche del sedimento naturale, tra cui una riduzione moderata del contenuto d'acqua e un lieve aumento del limite liquido, accompagnata da un aumento del contenuto di carbonio

organico totale, dovuto alla presenza del contaminante. Inoltre, i dati sperimentali consentono di evidenziare i seguenti punti chiave:
i) La polvere di conchiglie, pur non essendo calcinata, si conferma un valido sostituto parziale del cemento, mantenendo un'efficacia meccanica almeno equivalente quando impiegata fino a un quarto del legante cementizio nelle miscele di sedimento non contaminato;
ii) Le immagini SEM rivelano una microstruttura più aperta e flocculata nel sedimento contaminato rispetto a quello naturale, probabilmente a causa dell'azione del cherosene che ostacola parzialmente l'idratazione del cemento, spiegando così la riduzione generale delle prestazioni meccaniche;
iii) Nonostante la contaminazione, l'uso della polvere di conchiglie non altera significativamente le proprietà meccaniche e migliora le prestazioni chimiche rispetto al trattamento con solo cemento;
iv) L'efficacia del biochar come adsorbente chimico risulta più marcata quando il miglioramento meccanico è realizzato con l'utilizzo esclusivo di cemento, piuttosto che in combinazione con la polvere di conchiglie. Questi risultati confermano il potenziale di questi materiali sostenibili per il recupero e il trattamento di sedimenti contaminati, offrendo un'alternativa efficace e più ecologica all'uso esclusivo di cemento.

Ringraziamenti: Co-funded by the European Union. Project 101114177 — LIFE22-ENV-IT-LIFE GREENLIFE4SEAS. Views and opinions expressed are however those of the author(s) only and do not necessarily reflect those of the European Union or CINEA. Neither the European Union nor the granting authority can be held responsible for them.

Bibliografia

Adarkwa, J. et al. (2020). "Forecasting CO2 emissions of China's cement industry using a hybrid Verhulst-GM (1,N) model and emissions' technical conversion", *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 130:109945.
ASTM (2017). D2487: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).
Directive 2013/39/CE of the European Parliament and of the Council of 12 August 2013 amending Directives 2000/60/EC and 2008/105/EC as regards priority substances in the field of water policy Text with EEA relevance.
Estabragh, A. R. et al. (2015). "Effect of Cement on Treatment of a Clay Soil Contaminated with Glycerol" *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28:4, 1-10.
Lofrano, G. et al. (2017). "In situ remediation of contaminated marine sediment: an overview", *Environmental Science and Pollution Research,* 24:5189–5206.
Karkush, M.O, Zaboon, A.T., Hussien, H.M. (2013). "Studying the effects of contamination on the geotechnical properties of clayey soil" Coupled Phenomena in Environmental Geotechnics – Manassero et al (Eds) 2013 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978 1 138 00060 5.
Petti R., et al. (2023b). "On the use of mussel shells as green solution to mechanically stabilise dredged sediments" Proceedings of the 8th IS-Porto 2023. Porto, 3rd - 6th September.
Petti R., et al. (2023a). "Characterisation tests for mechanical stabilisation of dredged sediments using shell powder", Proceedings of the 9ICEG. Greece, 260-269.
Petti R., et al. (2024). "Use of shells for the mechanical stabilisation of sediments: a valuable geomechanical perspective?", *Géotechnique,* Published online. DOI: 10.1680/jgeot.22.00383
Roque, A.J., et al. (2022). "Sustainable Environmental Geotechnics Practices for a Green Economy", *Environmental Geotechnics* 9:2, 68-84.
SedNet et al. (2011). "Dredging and Sediment Management European Sea Port, Proc. of the 7th International SedNet Conference", Italy, April 6th-9th, Venice.
Singh S., et al. (2022). "Sustainable processes for treatment and management of seafood solid waste", *Science of The Total Environment* Article152951.
Sollecito, F. et al. (2022). "Effects of bio-chemo-mechanical processes on the properties of contaminated marine sediments", *Géotechnique* 73:6, 506–520.
Wang, H. Y., et al. (2013). "Study of the material properties of fly ash added to oyster cement mortar", *Construction and Building Materials,* 41:532–537.
Wang, L., et al. (2019). "Green remediation of As and Pb contaminated soil using cement-free clay-based stabilization/solidification". *Environment International*, 126:336-345.
Wang Y., et al. (2022). "Remediation of heavy-metal-contaminated soils by biochar: a review", *Environmental Geotechnics* 9:3, 135-148.

EFFECTS OF GEOMETRIC CHANGES ON THE DISPLACEMENT OF NATURAL SLOPES

Di Filippo Giuseppe*, Biondi Giovanni**, Cascone Ernesto***, Nardo Andrea****
Università degli studi di Messina
*gdifilippo@unime.it, **gbiondi@unime.it, ***ecascone@unime.it, ****andrea.nardo@unime.it

Casablanca Orazio
Università Telematica Pegaso
orazio.casablanca@unipegaso.it

Abstract

This work proposes an improved Newmark-type approach for assessing seismic-induced displacements in slopes. The method refines the multi-block model by Sarma and Chlimintzas (2001) by adopting the General Limit Equilibrium (*GLE*) method and incorporating the geometric changes of the sliding mass during motion. Displacement is computed by solving block-specific motion equations with updated geometry and mass transfer. Results demonstrate that accounting for geometry evolution leads to increased critical acceleration and safety factors, significantly reducing predicted displacements. A comparison with the traditional rigid-block model confirms the importance of considering slope deformation to avoid overestimations. The proposed method enhances the reliability of performance-based seismic slope stability analyses in engineering practice.

1. Introduction

Assessing displacements in natural and artificial slopes is a key aspect of civil and environmental engineering, mainly for evaluating structural vulnerability. Slope movements, either slow and progressive or sudden, can seriously impact the stability of nearby buildings, infrastructures and critical lifelines, particularly in urban or environmentally sensitive areas.

The traditional Newmark (1965) approach based on the sliding block method is a widely adopted approach for estimating the permanent displacement of a slope subjected to dynamic loading, such as during seismic events, assuming small displacements and, thus, neglecting the change in the critical acceleration coefficient due to the change in system geometry. The method models the potentially unstable mass as a rigid block sliding on a slip surface (planar or circular) when the driving acceleration exceeds a critical threshold. The critical acceleration of the slope is defined as the lowest value of the ground acceleration that will bring the slope to a condition of limiting equilibrium (pseudo-static safety factor equal to unity).

The traditional Newmark's approach is based on the rigid body assumption, whereby the entire landslide mass moves as a single unit and motion is described by the displacement of its centre of gravity; in realistic scenarios, the complex geometric and stratigraphic characteristics of natural slopes can lead to failure mechanisms involving sliding surfaces of general shape. In this case the landslide movements can exhibit a combination of translational and rotational behaviour; in this vein the Newmark's method

can be modified to account for sliding along the slip surfaces of multi-block systems; the systems consist of several blocks sliding along different segments of the surface. Several methods based on multi-block approaches have also been proposed in the literature (e.g. Andrighetto and Faccioli, 1992; Ambraseys and Srbulov, 1995; Stamatopoulos, 1996; Sarma and Chlimintzas, 2001; Bandini et al., 2015), in which the sliding surface is linearised and the displacement of each block is assumed to be parallel to its respective surface segment.

Based on the considerations outlined above, this study revises the procedure proposed by Sarma and Chlimintzas (2001) with two objectives: (i) adopting the rigorous General Limit Equilibrium (*GLE*) method developed by Fredlund and Krahn (1977) instead of Sarma's (1979) approximate approach for computing the critical seismic coefficient, and (ii) incorporating the potential effects of shear strength reduction in the soil due to excess pore water pressure into the displacement analysis. The multi-block model employs a mass redistribution scheme similar to that proposed by Sarma and Chlimintzas (2001) and updates the initial ground surface configuration during movement.

Displacement analyses carried out using the proposed multi-block model account for the combined effects of geometric rearrangement during motion and reduction in shear strength due to seismic loading. However, the present work focuses specifically on the influence of geometric rearrangement on the permanent displacements. The results highlight the stabilising role of geometric changes, which lead to higher safety factors and critical accelerations, resulting in reduced displacements.

2. Proposed approach

According to the Newmark's approach, earthquake-induced displacements occur whenever the seismic acceleration, $a(t)$, exceeds the critical acceleration, a_c. Displacements develop during time intervals in which the relative velocity of the sliding mass is positive. When significant variations occur, such as reductions in soil shear strength or changes in slope geometry, the critical acceleration a_c becomes time dependent. Typically, a_c decreases due to material weakening and increases because of geometry-induced stabilisation.

The proposed method adopts a two-stage analytical framework. In the first stage, a pseudo-static stability analysis is performed to define the current value of the horizontal component of the critical acceleration coefficient ($k_{h,c} = a_{h,c}/g$, $a_{h,c}$ and g being the horizontal seismic acceleration and the gravity acceleration) and the corresponding safety factor F_{ps}. The second stage involves a dynamic displacement analysis, which is achieved by solving the differential equations that describe the relative motion of the multi-block system. The pseudo-static analysis involves the General Limit Equilibrium (*GLE*) method of slices, where the sliding mass is divided into N vertical slices. For the subsequent displacement analysis, the slices are assumed as blocks, each of which is related to a straight-line segment of the slip surface.

2.1 Pseudo-static analysis

The pseudo static safety factor of a slope is typically assessed using limit equilibrium methods involving slice discretisation, in which seismic loading is introduced as an equivalent horizontal force. The *GLE* method is considered the most rigorous because it satisfies both force and moment equilibrium conditions. Within the *GLE* framework, the distribution of inter-slice forces within the sliding mass is governed by a function, $f(x_i)$, and a scalar parameter, λ. Specifically, x_i denotes the abscissa of the i^{th} slice, $f(x_i)$ describes the variation in inter-slice shear (X_i) and normal (E_i) forces across the slip surface, and λ scales their contribution to the equilibrium equations:

$$X_i = E_i \cdot \lambda \cdot f(x_i) \tag{1}$$

Figure 1 depicts the notation employed in this study. Enforcing horizontal force and moment equilibrium on the entire sliding mass under pseudo static conditions leads to the following two governing equations for the corresponding two safety factors:

$$F_f = \frac{\sum_{i=1}^{N}\left(N_i' \tan\varphi_i' + c_i' l_i\right)\cos\alpha_i}{\sum_{i=1}^{N}\left(N_i' + U_{b,i}\right)\sin\alpha_i + \sum_{i=1}^{N} k_h W_i} \tag{2}$$

$$F_m = \frac{\sum_{i=1}^{N}\left(N_i' \tan\varphi_i' + c_i' l_i\right) r_i}{\sum_{i=1}^{N} W_i\left(1-k_v\right)h_i - \sum_{i=1}^{N}\left(N_i' + U_i\right)e_i + \sum_{i=1}^{N} k_h W_i v_i} \tag{3}$$

In this context, c'_i and φ'_i represent the effective cohesion and angle of shear resistance at the base of the i^{th} slice, respectively; W_i denotes the weight of the i^{th} slice and U_i corresponds to the resultant of pore water pressure acting on its base. k_h and k_v are the horizontal and vertical seismic coefficients, with k_v considered positive in the downward direction. The geometric parameters α_i, l_i, r_i, h_i, e_i, x_i and v_i are defined in Figure 1. According to Fredlund and Krahn (1977), the normal effective force N'_i at the base of the i^{th} slice and the inter-slice horizontal force E_i between adjacent slices can be obtained by solving the local equilibrium equations in the vertical (eq. 4) and horizontal directions (eq. 5).

$$N_i' = \frac{W_i\left(1-k_v\right) + \left(X_i - X_{i-1}\right) - U_i\cos\alpha_i - \frac{1}{F_{ps}} c_i' l_i \sin\alpha_i}{\cos\alpha_i + \frac{1}{F_{ps}}\sin\alpha_i \tan\varphi_i'} \tag{4}$$

$$\left(E_{i-i} - E_i\right) + \left(N_i' + U_i\right)\sin\alpha_i = \frac{1}{F_{ps}}\left(c_i' l_i + N_i' \tan\varphi_i'\right)\cos\alpha_i - k_h W_i \tag{5}$$

In equations (4) and (5), F_{ps} denotes the pseudo-static safety factor of the slope. Within the *GLE* framework, the solution satisfies the condition $F_f = F_m = F_{ps}$, as outlined in equations (2) and (3), for a specific value of λ_{ps}. In the proposed approach, the *GLE* method is applied to estimate the horizontal component of the critical acceleration coefficient k_c, by imposing $F_f = F_m = 1$, the expressions giving the corresponding values of $k_{h,cf}$ and $k_{h,cm}$ may be derived from eqs. (2) and (3), respectively:

$$k_{h,cf} = \frac{\sum_{i=1}^{N}\left(N_i' \tan\varphi_i' + c_i' l_i\right)\cos\alpha_i - \sum_{i=1}^{N}\left(N_i' + U_i\right)\sin\alpha_i}{\sum_{i=1}^{N} W_i} \tag{6}$$

$$k_{h,cm} = \frac{\sum_{i=1}^{N}\left(N_i' \tan\varphi_i' + c_i' l_i\right) r_i + \sum_{i=1}^{N}\left(N_i' + U_i\right)e_i - \sum_{i=1}^{N} W_i\left(1-k_v\right)h_i}{\sum_{i=1}^{N} W_i v_i} \tag{7}$$

For each time step of the input motion selected for the displacement analysis, the current value of critical seismic coefficient $k_{h,c}(t)$ is found detecting the scalar coefficient λ_c (Eq. 1) that satisfies both force (Eqs. 6) and moment (Eqs. 7) equilibrium, i.e.: $k_{h,c} = k_{h,cf} = k_{h,cm}$ for $\lambda = \lambda_c$. The proposed *GLE* algorithm was implemented in a MATLAB code; it was validated against the results obtained using the SLOPE/W software with reference to a dry slope of finite height with horizontal ground surfaces upstream and downstream, which are affected by a circular sliding surface (Fig. 2a). This validation is presented in terms of the static safety factor (Fig. 2b); it is worth noting that the curve related to horizontal translation (green curve - Fig. 2b) shows a perfect match between the two codes; in contrast, a discrepancy is observed in the rotational behaviour (black curve - Fig. 2b), which arises due to the use of different rotation poles for the evaluation of moments. Despite this difference, the intersection point of the two

curves is the same in both cases, yielding identical values for the safety factor and for the dimensionless parameter λ_{PS}. This confirms that the solution must be independent of the choice of the rotation pole used in the moment equilibrium analysis.

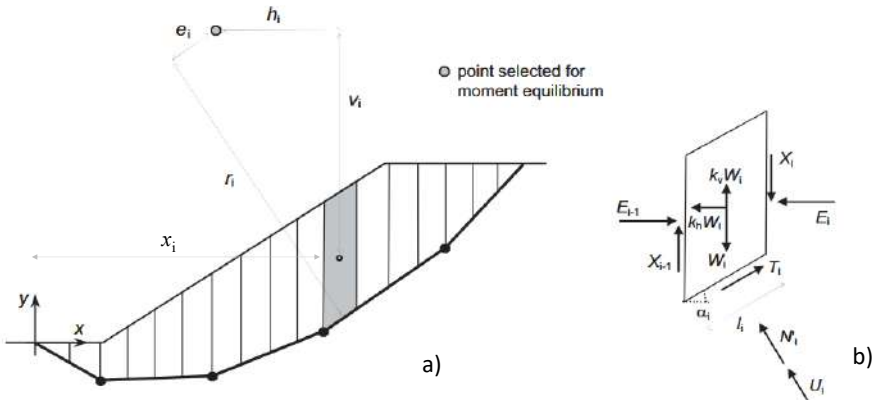


Fig 1. Slope scheme and notations

2.2 Displacement analysis and mass transfer

When the sliding soil mass undergoes displacements, both the pseudo-static factor of safety and the critical acceleration can be continuously updated to reflect the progressive changes in the system's geometric configuration. This dynamic updating process allows for a more accurate assessment of stability conditions throughout seismic loading. To ensure kinematic compatibility of block displacements along the slip surface, the model imposes that each block transfers a portion of its mass to the adjacent downstream blocks.

The proposed approach is based on the method developed by Sarma and Chlimintzas (2001), introducing a key modification: the adoption of vertical interfaces between adjacent blocks. Under this assumption, kinematic compatibility requires that the horizontal component of displacement across inter-block surfaces remains invariant. The governing equation of relative motion of the i^{th} block along the slope is formulated by equating the unbalanced forces, acting parallel to the block base, to the inertial forces induced in the block during the seismic excitation:

$$T_i - T_{i,lim} = \frac{W_i}{g}\ddot{d}_i \tag{8}$$

In Equation (8), T_i and $T_{i,lim}$ denote the driving and resisting shear forces, respectively, acting at the base of the i^{th} block, $\ddot{d}_i$ is the relative acceleration of the block with respect to the underlying rigid soil. Furthermore, by applying the principle of conservation of the normal component across the inter-block surfaces, the final form of the equation can be expressed in terms of horizontal displacement:

$$\ddot{d}_h = \left(\frac{R_1}{M_o} - k_v\frac{R_2}{M_o} + k_h\frac{T}{M_o}\right)g \tag{9}$$

where:

$$\begin{aligned}
T &= \sum_{i=1}^{N}\left\{\left(\prod_{j=1}^{i-1}A_j\right)W_i D_i\left(\prod_{j=i+1}^{N}B_j\right)\right\}\\
R_1 &= \sum_{i=1}^{N}\left\{\left(\prod_{j=1}^{i-1}A_j\right)\left(W_i C_i + U_i\tan\varphi_i' - c_i' l_i\right)\left(\prod_{j=i+1}^{N}B_j\right)\right\}\\
R_2 &= \sum_{i=1}^{N}\left\{\left(\prod_{j=1}^{i-1}A_j\right)W_i C_i\left(\prod_{j=i+1}^{N}B_j\right)\right\}\\
M_o &= \sum_{i=1}^{N}\left\{\left(\prod_{j=1}^{i-1}A_j\right)\frac{W_i}{\cos\alpha_i}\left(\prod_{j=i+1}^{N}B_j\right)\right\}
\end{aligned} \tag{10}$$

and

$$\begin{aligned} A_j &= \lambda_{PS} f\left(x_j\right) C_j + D_j \\ B_j &= \lambda_{PS} f\left(x_{j-1}\right) C_j + D_j \\ C_j &= \sin\alpha_j - \cos\alpha_j \tan\varphi_i' \\ D_j &= \cos\alpha_j + \sin\alpha_j \tan\varphi_i' \end{aligned} \tag{11}$$

Based on the above considerations, it is possible to instantaneously update both the pseudo-static safety factor and the critical acceleration of the slope during the numerical integration of the equation of motion (Equation 9); the coefficients of Equation 9 are implicit functions of the horizontal seismic coefficient k_h through the scalar λ_{PS} and are also dependent on the geometric configuration of the system. This modelling framework allows for the simulation of large-displacement landslide behaviour while maintaining kinematic compatibility throughout the progression of slope failure.

Figure 2 presents the results obtained using the proposed procedure. The figure shows two different Newmark-type analyses, both referring to the same slope and the same seismic input. The first analysis (Figures 2a–e) neglects the variation of the critical acceleration (Figure 2c) and the pseudostatic safety factor (Figure 2d) and therefore disregards the effect of mass transfer. In this case, the coefficients in Equation (9) remain constant throughout the displacement process, meaning that the geometric parameters are assumed not to change and remain associated with the initial slope configuration, characterized by a critical acceleration equal to $k_{h,co}$=0.076 and a static safety factor of 1.151.

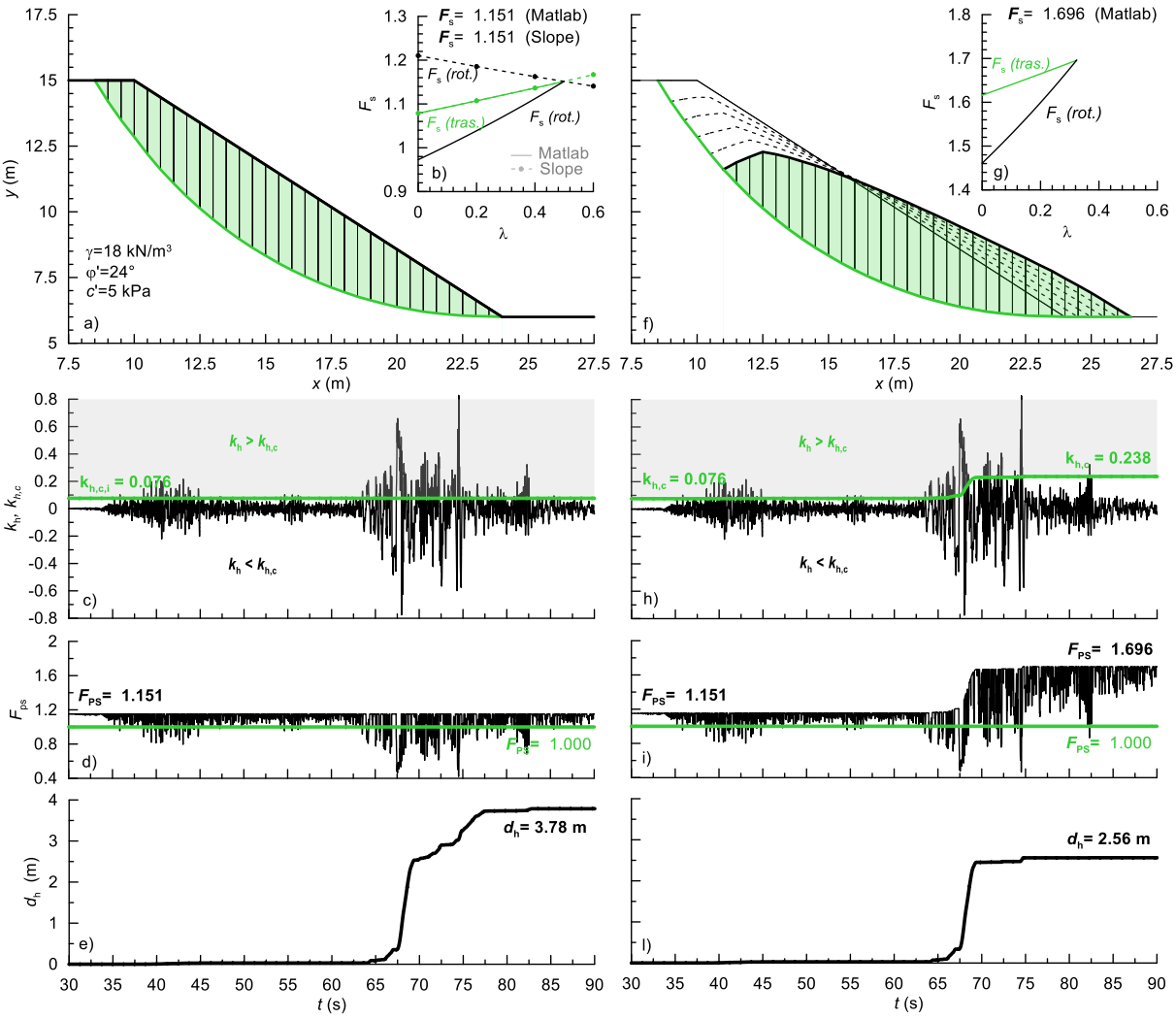


Fig 2. Effect of geometry changes on the seismic displacements of a finite-height slope

Displacements are accumulated whenever the seismic acceleration exceeds the critical value, and consequently, each time the pseudostatic safety factor falls below unity. Within this framework, the final displacement of the slope reaches 3.78m (Figure 2e).
The second analysis (Figures 2f–l) refers to the case in which the coefficients of Equation (9) are updated based on the displacement experienced by the sliding mass. Figure 2f shows the evolution of the slope geometry and the final configuration reached at the end of the seismic loading. In this scenario, both the critical acceleration (Figure 2h) and the corresponding safety factor (Figure 2i) tend to increase with the displacement. This progressive improvement in stability conditions results in a final critical acceleration of $k_{h,cf} = 0.238$, a final static safety factor of 1.696, and a smaller displacement compared to the previous case, reaching a final value of 2.56m (Figure 2l).

3. Conclusion and remarks

The comparison between the two Newmark-type analyses highlights the significant influence of geometry changes and mass transfer on the seismic response of finite-height slopes. When the slope geometry is assumed to remain unchanged throughout the seismic event, the analysis results in a higher cumulative displacement, as neither the critical acceleration nor the pseudostatic safety factor are updated during the sliding process. Conversely, incorporating the evolution of the slope geometry into the analysis leads to a progressive improvement in stability conditions. This is reflected in increasing values of the critical acceleration and safety factor. The adaptation of geometrical parameters based on the actual deformation of the sliding mass proves to be essential for a more realistic performance-based seismic slope stability and displacements analysis. These findings emphasize the importance of accounting for geometry evolution in seismic slope analyses to avoid overestimating displacements and improve the reliability of the results in large-displacements Newmark type analyses.

References

Newmark N.M. (1965). "Effect of earthquakes on dam and embankment. Geotèchnique, Vol. 15, No. 2.
Andrighetto R., Faccioli E. (1992). "Modelling of the seismic response of slopes by rigid blocks connected with elastic joint. Proc. of French Italian Conference on Slope Stability in Seismic Areas, Bordighera, Italy.
Ambraseys N., Srbulov M. (1995). "Earthquakes induced displacement of slopes". Soil Dynamics and Earthquakes Engineering, Vol. 14.
Sarma K., Chlimintaz G.O. (2001). "Co-seismié e Post-seismié displaéements of slopes". Proc. XV ICSMGE TC4 Satellite Conference on "Lesson learned from Recent Strong Earthquakes", Istanbul, Turkey.
Stamatopoulos C. (1996). "Sliding system predicting large permanent co-seismic movements of slopes". Earthq. Eng. Struct. Dyn. 25(10), pp. 1075-1093.
Sarma S.K. (1979). "Stability analysis of embankment and slopes". Geotech. Eng. Div., Vol. 105, No. 12.
Fredlund D.G., Krahn J. (1977). "Comparison of slope stability methods of analysis". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, pp. 429-439.
Bandini V., Biondi G., Cascone E., Rampello S. 2015. A GLE-based model for seismic displacement analysis of scope including strength degradation and geometry rearrangement. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, (71): pp. 128–142.

Acknowledgments

This work is part of the research carried out in the framework of the following research projects:

- *Seismic failure and post-failure response of slopes* - PRIN_2022ZABJHX_002 funded by the European Union - *Next Generation EU, Mission 4 Component 1,* CUP J53D23002550006

UN MODELLO SURROGATO PER LA STABILITÀ DEI PENDII IN CONDIZIONI SISMICHE

Roberta Travaglione Augusto Penna Armando Lucio Simonelli
Università degli Studi del Sannio
r.travaglione1@studenti.unisannio.it aupenna@me.com alsimone@unisannio.it

Raffaele De Risi
University of Bristol
raffaele.derisi@bristol.ac.uk

Sommario

La previsione degli spostamenti permanenti dei pendii, indotti da azioni sismiche, costituisce un elemento chiave per la valutazione del rischio sismico e la pianificazione degli interventi di mitigazione. Il presente studio propone una rassegna dei principali metodi tradizionali per la valutazione degli spostamenti, con particolare attenzione al modello di Newmark e alle sue evoluzioni, e analizza l'efficacia dei più recenti approcci basati su tecniche di *machine learning*.
Dopo un inquadramento teorico dei modelli semplificati, viene presentato lo sviluppo di un modello surrogato in ambiente MATLAB, basato su un ampio database di accelerogrammi (ESD), che calcola gli spostamenti in funzione dell'accelerazione critica e di numerosi altri parametri sismici. Il modello surrogato risulterà utile per l'addestramento di una rete neurale artificiale (ANN), con l'obiettivo di accelerare i tempi di calcolo e ridurre l'errore nella previsione degli spostamenti.
Attualmente la letteratura specifica sembra indicare che l'integrazione tra metodi fisici e modelli data-driven migliori la capacità predittiva, offrendo una soluzione pratica per analisi rapide in contesti complessi. Qui vengono discussi i possibili sviluppi futuri, tra cui l'applicazione in sistemi di early-warning, l'uso di reti neurali profonde e l'applicazione in analisi probabilistiche su scala regionale.

1. Introduzione

Le frane indotte da sisma rappresentano una delle principali calamità che affliggono le aree montane e collinari durante eventi sismici. Conseguenze tipiche di tali eventi sono perdite economiche e, ancora peggio, perdita di vite umane. Tra gli effetti indiretti, il più grave consiste certamente nell'interruzione delle infrastrutture viarie e nel conseguente ritardo nelle operazioni di soccorso dopo i terremoti (*Khalaj et al., 2020; He et al., 2022*). Nell'ambito del presente studio, si prendono in esame le frane il cui innesco è contestuale al terremoto, in quanto dovuto alle forze di inerzia indotte dalle accelerazione sismiche. Facendo riferimento alla classificazione di *Varnes* (1978), le tipologie di frana più sensibili all'innesco sismico sono: i crolli ed i ribaltamenti in roccia, in cui il corpo di frana perde il contatto col pendio, quindi avanza per caduta libera, salti, rimbalzi o rotolamento; gli scorrimenti traslativi e rotazionali, per i quali, a causa delle forze d'inerzia indotte dalle accelerazioni sismiche, viene attinta la resistenza a

taglio lungo la superficie di scivolamento, e si innesca il movimento relativo. Nel secondo caso, tali scivolamenti possono essere efficacemente rappresentati dal modello di blocco rigido che scorre su un piano, proposto da *Newmark* nel 1965.
Valutare la pericolosità sismica dei versanti è essenziale per la mitigazione del rischio e la pianificazione territoriale.

2. Studi precedenti

La metodologia impiegata nell'analisi del comportamento dei pendii in condizioni sismiche ha conosciuto una significativa evoluzione, parallelamente ai progressi tecnologici e allo sviluppo dell'ingegneria geotecnica. Si è passati da approcci semplificati, come l'analisi pseudo-statica, caratterizzati da severe limitazioni, a metodi più avanzati e rigorosi, quali l'analisi dinamica, che richiedono una quantità maggiore di dati ed informazioni per una rappresentazione più realistica e dettagliata del comportamento del terreno durante un evento sismico. Più recentemente, l'introduzione di tecniche di analisi guidate dai dati (*data-driven*), supportate da metodi di apprendimento automatico (*machine learning*), ha aperto nuove prospettive per la valutazione della stabilità dei pendii, permettendo di individuare schemi ricorrenti nei dati geotecnici e sismici e migliorando la capacità predittiva dei modelli.

2.1. Approcci tradizionali

La valutazione di spostamenti permanenti indotti da sisma rappresenta un parametro chiave nella progettazione sismica dei pendii. La previsione di tali spostamenti può essere effettuata secondo diversi approcci. Una sintesi efficace dei metodi semplificati presenti in letteratura è fornita da *Rojas et al.* (2023) e riportata in *figura 1.*

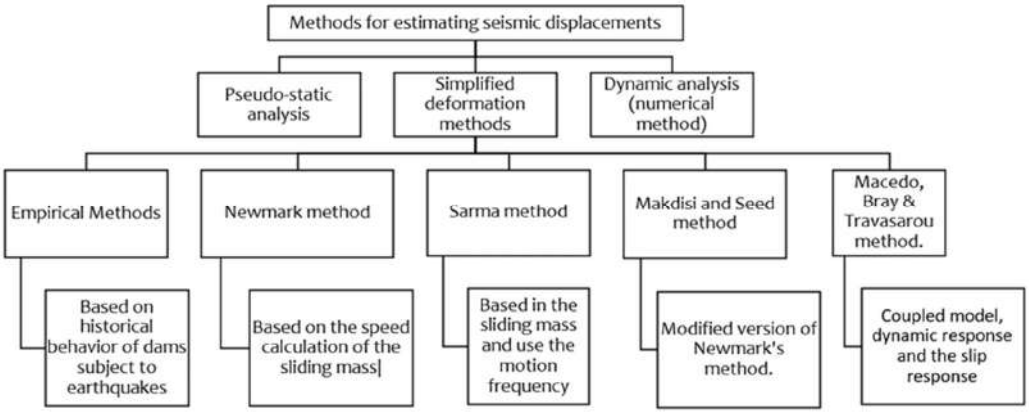


Figura 1 – Diagramma rappresentativo delle metodologie semplificate per la stima degli spostamenti dei pendii in condizioni sismiche. Da Rojas et al. (2023).

Newmark (*1965*) semplifica il fenomeno di scivolamento di un corpo di frana equiparandolo a quello di un blocco infinitamente rigido che scivola su una superficie inclinata. Lo scorrimento del blocco inizia quando la sua accelerazione attinge un valore di soglia ($K_c \cdot g$), mentre la base di appoggio supera tale valore. Lo scorrimento si arresta quando, riducendosi via via l'accelerazione della base, la sua velocità si riduce fino ad eguagliare nuovamente quella del blocco: blocco e base ritornano a muoversi insieme. Durante ciascun intervallo di movimento del blocco, gli spostamenti possono essere calcolati mediante un processo di doppia integrazione.
Il metodo di *Sarma (1975)* perfeziona il modello di Newmark tenendo conto delle pressioni interstiziali: consente di calcolare il fattore di sicurezza dinamico in funzione delle forze d'inerzia e delle pressioni interstiziali, tramite i coefficienti di Skempton A e B, e di determinare gli spostamenti che ne derivano. *Makdisi e Seed (1978)* presentano un metodo semplificato, basato ancora una volta sul concetto di

deformazioni permanenti illustrato da Newmark, ma che tiene conto della risposta dinamica del terreno. *Bray e Travasarou (2007)* introducono un modello a blocco deformabile "*coupled-stick–slip*", che considera l'interazione dinamica tra massa mobile e terreno circostante, utilizzano l'accelerazione spettrale a un periodo "degradato" del blocco per stimare lo spostamento e considerano la probabilità che gli spostamenti siano trascurabili, oltre a calcolare la probabilità che uno spostamento sia uguale o inferiore ad un certo valore. L'evoluzione del modello precedente, di *Bray, Macedo e Travasarou (2018),* è applicata specificamente ai terremoti in zone di subduzione. La procedura è sviluppata per lavorare con un approccio probabilistico, tuttavia, può essere utilizzata come una semplice relazione predittiva che quantifica le incertezze dovute alle variabili di input.

2.2. Approcci con Machine Learning

Negli ultimi anni, ai metodi tradizionali si sono affiancati approcci basati su tecniche di *machine learning* (ML). Lo studio di *Kong et al.* (2020) fornisce delle indicazioni tra la moltitudine di applicazioni che questa tecnica può avere; essi suggeriscono come il ML possa essere utilizzato per trasformare grandi quantità di dati sismici in nuove conoscenze, affiancando e potenziando i metodi fisici tradizionali: algoritmi di *deep learning*, come reti neurali convoluzionali (CNN), migliorano il rilevamento degli eventi sismici e la precisione nel determinare le fasi primaria e secondaria; o, ancora, equazioni di previsione (GMPE) possono essere sostituite da modelli ML (*e.g.* NN, random forest) per migliorare l'accuratezza nella stima del movimento del suolo durante un sisma. In sostanza, l'approccio ibrido, che combina i modelli fisici tradizionali con il ML, potrebbe rivelarsi il più efficace.
Lo studio di *Cheng et al.* (2023) sviluppa un modello di previsione basato su deep neural network (DNN) e un modello di previsione ibrido con IMs (*Intensity Mesurements*) per gli spostamenti valutati adottando il modello di Newmark, considerando un intero database di accelerogrammi ed un numero cospicuo di valori di accelerazione critica. Si evidenzia, anche in questo studio, che il modello ibrido migliora notevolmente le previsioni di spostamento. Altre correnti di ricerca puntano a sviluppare modelli interamente basati su ML, come lo studio di *Wang et al.* (2020), che propone un framework di apprendimento automatico per prevedere gli spostamenti alla Newmark utilizzando il modello di potenziamento del gradiente estremo (XGBoost) e il database Next Generation Attenuation (NGA)-West2, dove la "*subset simulation*" (SS) è accoppiata per la prima volta con la tecnica di "*cross validation*" K-fold (CV) per sintonizzare gli iperparametri del modello XGBoost. Il framework raggiunge un'eccellente capacità di generalizzazione nella previsione degli spostamenti e previene l'overfitting dei dati utilizzando iperparametri ottimizzati. Uno dei primi tentativi strutturati di applicare modelli interamente basati su ANN (Artificial Neural Network) per prevedere gli spostamenti secondo il metodo di Newmark è presentato da *Nayek & Gade* (2022). Gli autori utilizzano un dataset molto esteso (oltre 13.000 terremoti) ottenuto dal database NGA-WEST2, simulando gli spostamenti con il metodo di Newmark per vari livelli di accelerazione critica. Come input delle reti neurali, vengono impiegate diverse combinazioni di parametri sismici tra cui la PGA, la PGV, l'intensità di Arias (Ia) e il periodo medio (Tm). La struttura della rete è a singolo "*hidden layer*", con funzione di attivazione sigmoidale nei nodi nascosti e lineare in uscita. L'analisi dei risultati mostra chiaramente che le ANN, specialmente quelle con input multipli (i cosiddetti modelli vettoriali) ottengono prestazioni superiori rispetto ai modelli tradizionali. Per *Sotiriadis et al.* (2024) l'uso delle ANN è integrato in una strategia più ampia di valutazione del rischio sismico a scala regionale, con lo scopo di aggiornare i modelli predittivi per la Grecia. Gli autori partono da una base dati costituita da oltre 2700 registrazioni del database accelerometrico greco (HNAN) e calcolano gli spostamenti secondo Newmark per diverse accelerazioni critiche. Da questi, derivano una serie di modelli empirici di regressione non lineare ai quali affiancano due modelli ANN "shallow", con una singola hidden layer contenente 10 neuroni. Il confronto tra modelli di regressione e ANN ha dimostrato che queste ultime, avendo prestazioni simili o leggermente migliori rispetto ai modelli tradizionali, risultano efficaci anche in versioni semplificate e costituiscono uno strumento pratico utilizzabile nelle analisi del rischio da frana su scala regionale.

3. Il modello surrogato

Questo studio esplora lo sviluppo di un modello surrogato che valuti gli spostamenti di un corpo di frana secondo il metodo di Newmark. Una volta messo a punto il modello, rimuovendo ipotesi semplificative rispetto allo studio di letteratura originale, è stata calibrata una prima, semplice *Neural Network*. Il proposito è quello di produrre uno strumento che migliori la generalizzazione, che riduca l'errore relativo nella predizione degli spostamenti e permetta di risparmiare tempo per l'esecuzione dei calcoli in configurazioni di terreno più complesse. Le informazioni di input sono: le equazioni del moto, le espressioni del Kc, il range entro cui si vogliono far variare i parametri del terreno (limitatamente a questa applicazione, si considerano l'inclinazione del pendio β e l'angolo d'attrito efficace del terreno ϕ') e si predispone il database di input sismici.

3.1. Formulazione matematica del modello

Il fenomeno di scivolamento del corpo di frana ha luogo ogni volta che l'accelerazione del blocco attinge il valore di soglia $K_c \cdot g$ (accelerazione critica) e si arresta nel momento in cui la velocità relativa lungo la superficie di scivolamento torna a zero. Dunque, lo spostamento relativo finale dipende sia dal valore dell'accelerazione critica sia dalla forma accelerometrica (*Simonelli et al., 1996*). L'equazione differenziale del moto che descrive il fenomeno è la seguente:

$$\ddot{U}(t) = \frac{\cos(\varphi' - \beta)}{\cos \varphi'} g \cdot [K(t) - K_c]$$

dove $\ddot{U}(t)$ è l'accelerazione relativa lungo la superficie di scivolamento, $g \cdot K(t)$ rappresenta la componente orizzontale del moto sismico e β indica l'inclinazione del piano. Il coefficiente K_c, che si ricava imponendo l'equilibrio pseudostatico (coefficiente di sicurezza pseudostatico PSF=1), nel caso in esame può essere definito, in funzione del coefficiente di sicurezza statico SF:

$$K_c = (SF - 1) \frac{\tan \beta}{1 + \tan \varphi' \cdot \tan \beta}$$

dove φ' indica l'angolo di attrito efficace del terreno. Si identificano due configurazioni del terreno per cui i valori di K_c vengono semplificati nel modo seguente:

CASO A *Pendio indefinito e terreno asciutto non coesivo* $K_c = \tan(\varphi' - \beta)$

CASO B *Pendio indefinito e terreno saturo non coesivo* $K_c = \left[\frac{\gamma'}{\gamma_{SAT}} \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} - 1\right] \frac{\tan \beta}{1 + \tan \varphi' \cdot \tan \beta}$

3.2. Il database di accelerogrammi

Per un modello predittivo robusto, è essenziale un cospicuo insieme di dati sugli eventi sismici, poiché la variabilità nei valori calcolati dello spostamento del pendio è fortemente dipendente dalla variabilità dei parametri del moto sismico. Le registrazioni accelerometriche usate sono quelle dell'European Strong Motion Database (ESD), 1383 in tutto. Per ognuna, vengono fornite le registrazioni accelerometriche delle tre componenti del moto e le informazioni che identificano l'evento sismico e la stazione accelerometrica; vengono inoltre assegnati parametri relativi alla sorgente sismica (M_w, Meccanismo di faglia), posizionamento della strumentazione ($V_{s,30}$, distanza epicentrale) ed IMs (PGA and PGV). Per evitare rumore spurio a bassa frequenza, gli accelerogrammi sono stati filtrati secondo il metodo proposto da *D. M. Boore*, *2005*.

3.3. Implementazione del modello in MatLAB

Il codice attualmente messo a punto in MatLAB permette di caricare i dati degli accelerogrammi dal database ESD e consente di filtrare i segnali accelerometrici per rimuovere rumore e componenti a bassa e alta frequenza. In secondo luogo, calcola l'accelerazione critica (Kc) e determina l'inclinazione della

forza d'inerzia (θ) nel tempo, basandosi sul rapporto tra le componenti di accelerazione verticale e orizzontale. Infine, si calcolano la velocità e lo spostamento del blocco.
Nell'ambito dello studio presentato, sono stati calcolati gli spostamenti seguendo la procedura appena illustrata, per tutte le registrazioni del database ESD acquisite su sottosuolo di tipo A per una configurazione di pendio prefissata. Ci si propone, come passaggio immediatamente successivo, di considerare configurazioni di pendio differenti, facendo variare i parametri di inclinazione del pendio (β) e di angolo d'attrito efficace del terreno (ϕ') entro un intervallo rappresentativo dei valori comunemente riscontrati in situazioni reali. In questa fase, è stata condotta un'attenta selezione delle

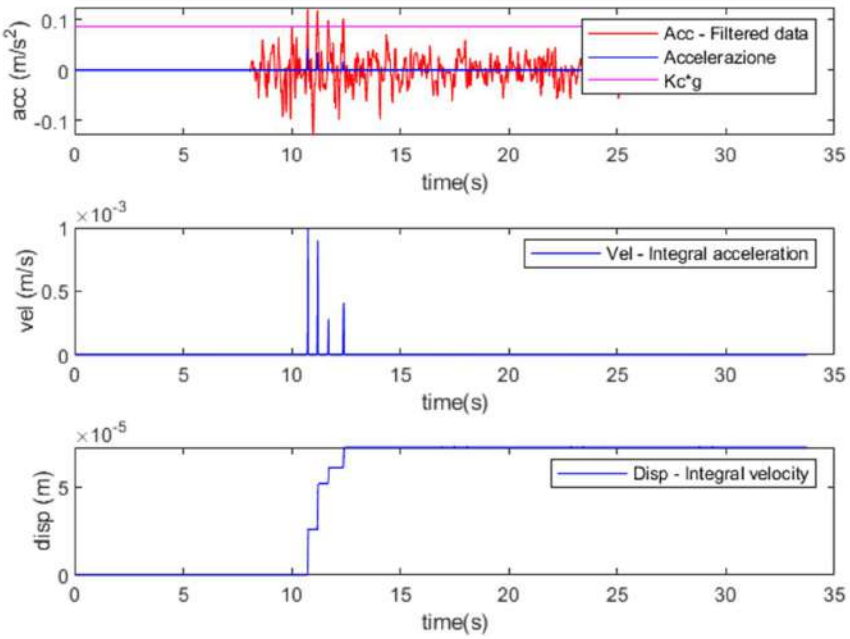


Figura 2 - Esempio di plot dell'accelerogramma, dell'accelerazione efficace del blocco, della velocità relativa del blocco e degli spostamenti cumulati.

variabili da utilizzare come input per l'addestramento di un modello di rete neurale, cercando di ridurre il numero di variabili per ridurre l'onere computazionale e tenendo conto di quanto è stato osservato in studi simili precedenti. Sono stati presi in considerazione sia parametri sismici, nel caso in esame l'accelerazione massima al suolo (PGA), e la velocità massima al suolo (PGV) sia caratteristiche geotecniche e geometriche del pendio, in questo caso l'angolo di attrito efficace e l'inclinazione del pendio. Infine, la rete neurale è stata addestrata, con l'obiettivo di stimare gli spostamenti attesi in modo rapido ed efficiente, mantenendo un buon livello di accuratezza.

3.4 Confronto tra i risultati

Al fine di dimostrare l'efficacia dell'oggetto rete neurale per la previsione degli spostamenti di pendii, verranno di seguito confrontati i valori di spostamento, per una configurazione di pendio prefissata, ottenuti implementando il modello di Newmark con le stime previste dalla rete neurale.
Il valore di correlazione globale R=0.78 suggerisce una prestazione complessivamente soddisfacente, con una leggera dispersione nei dati complessivi. La rete mostra un buon potenziale predittivo, tuttavia, il suo principale limite risiede nel numero modesto di dati utilizzati per la calibrazione e nella struttura semplice, essendo costituita da un solo layer nascosto. Potrà essere ulteriormente migliorata con più dati o un'architettura diversa. Per il confronto tra le due procedure, è stato ipotizzato un pendio inclinato di 30° costituito da un terreno asciutto non coesivo (w=0, c'=0, ϕ'=29,5°) sollecitato dal terremoto Campano-Lucano del 23 novembre 1980 (Nel database ESD, WaveformID=294). Il modello surrogato restituisce uno spostamento del pendio circa 0.6 cm mentre la rete neurale prevede uno spostamento di

0.5 cm. Questi risultati indicano una buona corrispondenza tra le due metodologie che, però, non si perpetua nel momento in cui gli spostamenti raggiungono valori maggiori.

4 Conclusioni e sviluppi futuri

Il presente lavoro fornisce una visione sintetica sia dei metodi tradizionali di letteratura che hanno lo scopo di predire gli spostamenti di pendii sotto azioni sismiche, sia dei metodi basati su *machine learning,* sempre basati sul metodo di Newmark. Sebbene le ben note ipotesi semplificative, questa semplicità operativa rende tale metodo adatto per analisi di larga scala e per scopi di pianificazione del territorio. In particolare, il metodo che si sta sviluppando potrebbe essere efficacemente inserito in sistemi di automazione di early-warning, basati su modelli predittivi calibrati in tempo reale su eventi in corso. In quest'ottica, è stato sviluppato un modello surrogato del metodo di Newmark, affiancato da una prima rete neurale artificiale in grado di riprodurre le stime di spostamento a partire da parametri sismici e geotecnici essenziali. Questo primo approccio ha mostrato risultati incoraggianti e costituisce la base per futuri affinamenti, orientati a migliorare l'accuratezza predittiva e la capacità di generalizzazione del modello. In definitiva, l'evoluzione delle metodologie di stima degli spostamenti dei pendii in condizioni sismiche si sta muovendo verso approcci sempre più integrati, e capaci di adattarsi a contesti geotecnici complessi, aprendo la strada a una valutazione più efficace della pericolosità e del rischio da frana indotto da sisma.

Bibliografia

Khalaj, S., BahooToroody, F., Abaei, M.M., Bahoo Toroody, A., De Carlo, F., Abbassi, R (2020). A methodology for uncertainty analysis of landslides triggered by an earthquake. Comput. Geotech. 117, 103262

He, Y., Yu, J.Y., Yuan, R., Wang, W.F., Nikitas, N. (2022). Stability and failure mechanisms in three-dimensional cracked slope: Static and dynamic analysis. Comput. Geotech. 144, 104626

Varnes, D.J., (1978). Slope movement types and processes, in Schuster, R.L., and Krizek, R.J., eds., Landslides—Analy sis and control: National Research Council, Washington, D.C., Transporta tion Research Board, Special Report 176, p. 11–33.

Newmark, N. (1965). "Effects of earthquakes on dams and embankments." *Geotechnique*, 15(2), 139–160.

L. Rojas, L. Ortiz, J. Cabrera (2023) On seismic slope displacement estimation methods, procedures, comparison, and application. *Tecnia* Vol.33 N°1 Enero-Junio 2023.

S. K. Sarma (1975). "Seismic Stability of Earth Dams and Embankments" *Géotechnique*, vol. 25, pp. 743-761.

F. Makdisi, and H. Seed (1977). "A simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 104, pp. 849-867.

J. D. Bray, J. Macedo (2007). "Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements", *Geological Society of America Bulletin,* Eng., 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:4(381), 381–392.

J. D. Bray, J. Macedo, and T. Travasarou (2018). "Simplified Procedure for Estimating Seismic Slope Displacements for Subduction Zone Earthquakes," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 144, no. 3.

Qingkai Kong, Daniel T. Trugman, Zachary E. Ross, Michael J. Bianco, Brendan J. Meade, Peter Gerstoft; Machine Learning in Seismology: Turning Data into Insights. Seismological Research Letters 2018; 90 (1): 3–14.

Yin Cheng, Jianfeng Wang, Yi He (2023). "Prediction Models of Newmark Sliding Displacement of Slopes Using Deep Neural Network and Mixed-effect Regression", *Computers and Geotechnics*, Volume 156, 105264.

Wang, Mao-Xin & Huang, Duruo & Wang, Gang & Li, Dianqing. (2020). SS-XGBoost: A Machine Learning Framework for Predicting Newmark Sliding Displacements of Slopes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 146.

Nayek, P.S., Gade, M. (2022). "Artificial neural network-based fully data-driven models for prediction of Newmark sliding displacement of slopes". *Neural Comput & Applic* 34, 9191–9203

Sotiriadis, D., Klimis, N., & Dokas, I. M. (2024). Updated Predictive Models for Permanent Seismic Displacement of Slopes for Greece and Their Effect on Probabilistic Landslide Hazard Assessment. *Sustainability*, *16*(6), 2240.

Boore D. M. (2005). On Pads and Filters: Processing Strong-Motion Data. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 95, No. 2, pp. 745–750.

Simonelli, A.L. and E. Fortunato (1996). Effects of earth slope characteristics on displacement based seismic design. Proc. XI World Conf. on Earthq. Engrg., Acapulco.

VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI INDOTTI DA SISMA IN UN PENDIO NATURALE MEDIANTE ANALISI FEM ELASTO-PLASTICHE

Annamaria di Lernia
Politecnico di Bari
annamaria.dilernia@poliba.it

Antonio Fratti Scapati
Politecnico di Bari
a.frattiscapati@studenti.poliba.it

Gaetano Elia
Politecnico di Bari
gaetano.elia@poliba.it

Sommario

La nota illustra i risultati della modellazione numerica 2D agli elementi finiti eseguita per investigare la risposta tenso-deformativa di un pendio naturale soggetto ad azioni sismiche. Lo studio è stato condotto mediante analisi dinamiche avanzate adottando un modello costitutivo elasto-plastico non lineare, i cui parametri sono stati scelti in modo da includere o meno l'effetto della plasticità sul comportamento sismico del pendio. I risultati sono illustrati in termini di profili delle accelerazioni massime previste in superficie e di spostamenti permanenti indotti dall'evento sismico. Le simulazioni elasto-plastiche prevedono una concentrazione degli spostamenti al piede del pendio, ma che coinvolgono il deposito anche ad elevate profondità e fino in cresta. Esse, inoltre, mostrano una generale tendenza a ridurre significativamente le ampiezze delle accelerazioni lungo la sua superficie rispetto al caso elastico, per effetto della dissipazione di energia associata alla plasticità dei materiali coinvolti nel processo di propagazione sismica.

1. Introduzione

Lo studio del comportamento di pendii naturali in condizioni sismiche per la valutazione degli spostamenti permanenti indotti dai terremoti può essere condotto adottando diversi metodi di analisi di complessità crescente, che vanno dalle più semplici analisi pseudo-statiche alle analisi dinamiche avanzate. Queste ultime, eseguite adottando schemi di calcolo 2D o 3D, consentono di modellare il comportamento elasto-plastico non lineare dei terreni e le condizioni geologiche, stratigrafiche e topografiche del sito, valutandone con sufficiente accuratezza la risposta dinamica e gli spostamenti permanenti indotti dal terremoto (Ausilio *et al.*, 2009; Rathje and Bray, 1999). Nella nota è illustrato uno studio numerico volto ad indagare la risposta sismica di un pendio naturale mediante analisi dinamiche avanzate agli elementi finiti (FEM) che adottano un modello costitutivo elasto-plastico non lineare per descrivere la risposta ciclica del terreno. Lo studio è condotto con riferimento al versante occidentale del comune di Chieuti (Foggia), interessato da un meccanismo franoso lento, profondo e molto antico, e per cui è stata svolta un'ampia campagna di indagini di sito e di laboratorio (Santaloia *et al.*, 2025; di Lernia *et al.*, 2023). La risposta sismica del versante di Chieuti è stata già indagata in

precedenza attraverso analisi elastiche non lineari (che escludono la plasticità) per valutare gli effetti di sito e la distribuzione delle accelerazioni massime in superficie (di Lernia *et al.*, 2024; di Lernia *et al.*, 2025). L'obiettivo delle analisi elasto-plastiche qui presentate è di valutare l'effetto della plasticità sull'amplificazione sismica e di stimare gli eventuali spostamenti permanenti indotti dal sisma nel pendio, trascurando però la presenza di corpi di frana preesistenti.

2. Il versante occidentale del comune di Chieuti

Chieuti è un piccolo paese a Nord della Puglia situato a 221 m s.l.m. Il versante occidentale del paese è interessato da un meccanismo franoso molto antico di natura gravitativa, che provoca importanti danni alle strutture ed infrastrutture costruite lungo la sua cresta (Stragapede *et al.*, 2024; Sonnessa *et al.*, 2023; Tagarelli *et al.*, 2025). Il pendio è stato oggetto di una intensa campagna geotecnica e geomatica, finalizzata alla diagnosi ed al monitoraggio del meccanismo franoso e allo studio del suo comportamento dinamico (Santaloia *et al.*, 2025). L'integrazione dei dati desunti da indagini di sito e prove di laboratorio ha permesso di identificare quattro unità litologiche, distribuite sul pendio come rappresentato in Fig. 1: Unità 1, afferente ai Conglomerati di Campomarino; Unità 2 appartenente alle Sabbie di Serracapriola, che si suddivide in una porzione sabbiosa denominata Sub-unità 2a ed in una porzione limo-sabbiosa detta Sub-unità 2b; Unità 3 rappresentativa delle argille marine grigio-azzurre afferenti alle Argille di Montesecco (Santaloia *et al.*, 2025). Lungo la sezione longitudinale C (Fig. 1), il pendio è caratterizzato da una successione di uno strato di Unità 1 dello spessore tra 5 e 7 m, sovrastante uno strato di Sub-unità 2a che si estende fino alla profondità di 20-25 m, dove si incontra uno strato spesso 8-10 m della Sub-unità 2b, a sua volta sovrastante l'Unità 3 di argille grigio-azzurre.

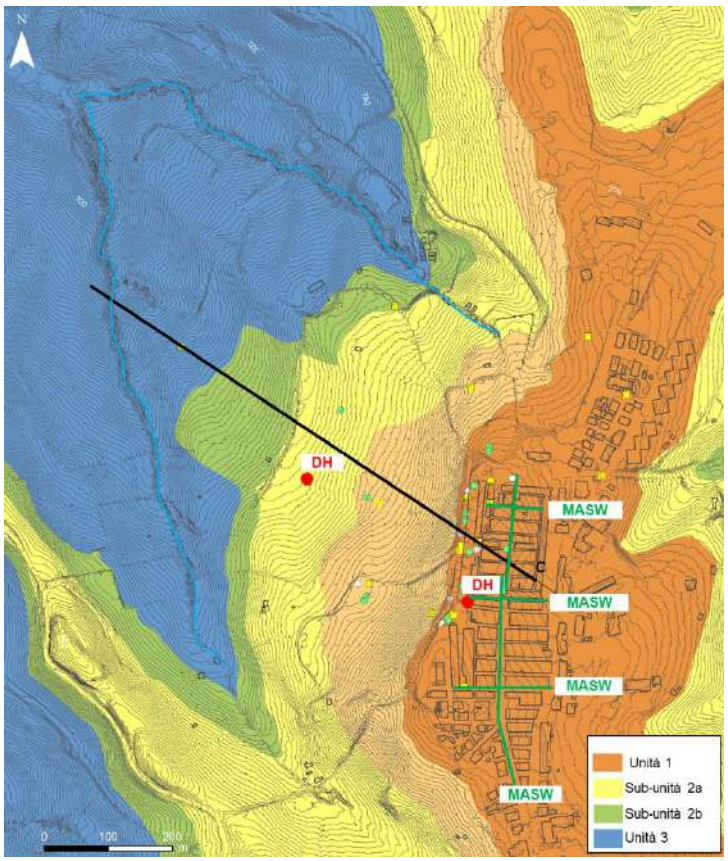


Fig. 1 Mappa geo-litologica del versante occidentale di Chieuti con posizione delle indagini eseguite in sito.

Le caratteristiche fisico-meccaniche delle unità litologiche sono state desunte da prove di laboratorio

(prove di taglio diretto e triassiale) eseguite su circa 40 campioni indisturbati, mentre le caratteristiche dinamiche sono state determinate mediante prove di sito Down-Hole (lungo 2 verticali di indagine - Fig. 1) e MASW (lungo 4 stendimenti sismici nel paese - Fig. 1) e prove di laboratorio in colonna risonante (RC) eseguite su 10 campioni indisturbati prelevati da 8 diversi sondaggi. Le prove geofisiche, dalle quali è stato possibile ricavare il profilo delle velocità delle onde di taglio V_S, hanno consentito di individuare un importante aumento di rigidezza a taglio alla profondità di 50 m nell'Unità 3, definendo la posizione del *bedrock* sismico di seguito denominato "Unità 3 rigida" (di Lernia *et al.*, 2023). Una sintesi delle caratteristiche meccaniche e dinamiche delle varie unità litologiche è riportata in Tabella 1.

Tabella 1 Caratteristiche meccaniche e dinamiche delle unità litologiche e relativi parametri del modello HSsmall

	γ (kN/m^3)	V_s (m/s)	φ' (°)	G_0^{ref} (MPa)	$\gamma_{0.7}$(%)	E_{50}^{ref} (MPa)	ν'	α_R	β_R
Riporto	19	200	-	-	-	-	0.25	0.8378	1.06E-3
Unità 1	19	317	30	195.2	0.011	117.1	0.25	0.8378	1.06E-3
Sub-unità 2a	19	491	34	467.9	0.04	280.7	0.25	0.2394	3.03E-4
Sub-unità 2b	19	627	29	761.9	0.011	571.4	0.25	0.5386	6.82E-4
Unità 3	19	871	29	1469.7	0.025	1102.3	0.25	0.5386	6.82E-4
Unità 3 rigida	19	1250	-	-	-	-	0.25	0.5386	6.82E-4

Le curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e dello smorzamento desunte dalle prove RC sono illustrate in Fig. 2 per le diverse unità. In assenza di prove sperimentali dirette, la risposta ciclica della Sub-unità 2a è stata desunta dalle curve proposte da Vucetic and Dobry (1991) per terreni con indice di plasticità nullo (Fig. 2b).

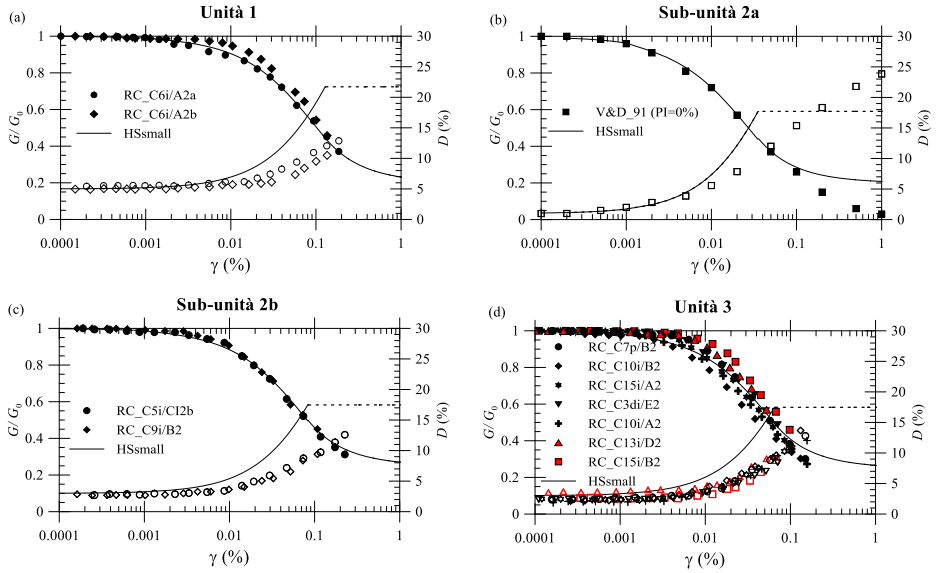


Fig. 2 Curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e dello smorzamento delle varie unità litologiche e corrispondente previsione del modello HSsmall.

3. Modellazione 2D della risposta sismica del pendio

Le analisi dinamiche sono state condotte con il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D (Brinkgreve *et al.*, 2022), con riferimento alla sezione C che taglia longitudinalmente il versante (Fig. 1). Poiché l'obiettivo è quello di indagare la risposta sismica del pendio e valutare gli spostamenti permanenti indotti dal sisma nella condizione di prima rottura, il modello numerico include la successione stratigrafica individuata, ma non le bande di taglio preesistenti che delimitano il corpo di frana in sito (Fig. 3a). La risposta dei terreni delle Unità 1, 2 e 3 è stata descritta mediante il modello elasto-plastico isteretico ad incrudimento isotropo HSsmall (Benz *et al*., 2009; Schanz *et al*., 1999), i

cui parametri sono stati determinati sulla base dei profili di velocità delle onde di taglio V_S e delle curve di decadimento G/G_0-γ e D-γ riportate in Fig. 2. Per il terreno di riporto e per l'Unità 3 rigida è stata, invece, fatta l'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare. Per tutti i materiali è stata aggiunta una aliquota di smorzamento viscoso alla Rayleigh. I parametri del modello HSsmall adottati per le diverse unità litologiche sono sintetizzati in Tabella 1.

Dopo una prima fase di inizializzazione dello stato tensionale nel pendio, è stata eseguita una fase dinamica applicando alla base del modello numerico l'accelerogramma registrato durante l'evento sismico occorso a South Island (Fig. 3b e 3c) il 21 giugno 2000 (M_w = 6.4), selezionato tra i 7 segnali spettro-compatibili con la pericolosità sismica di base e scalato alla PGA del sito in esame (di Lernia *et al.*, 2025). Durante questa fase, le condizioni al contorno adottate sono quelle di *free-field* ai bordi verticali, disposti ad una distanza pari a circa 8 volte l'altezza del bordo del modello, e di *compliant base* alla base del modello (Fig. 3a).

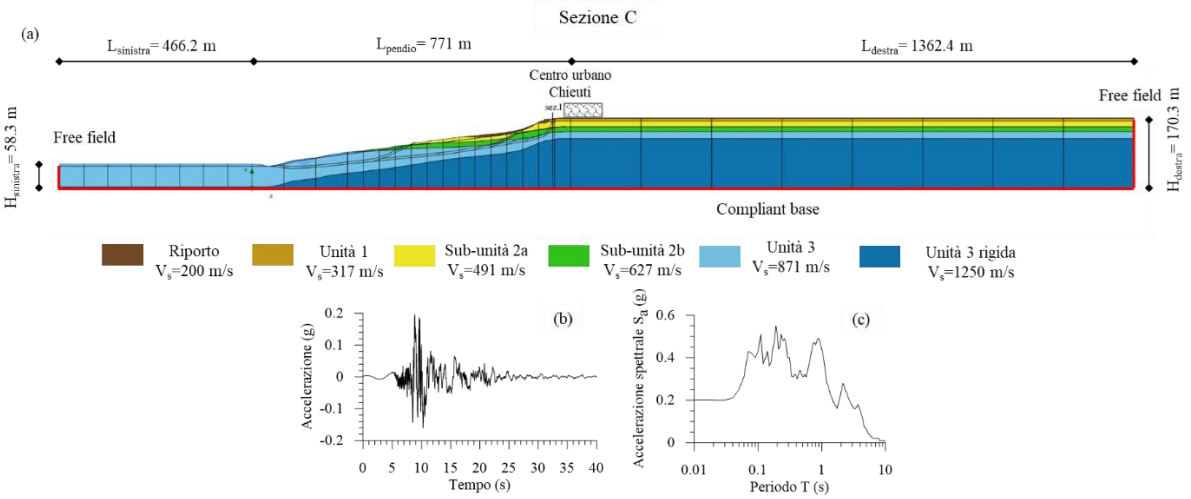


Fig. 3 (a) Modello numerico FEM; (b) accelerogramma e (c) spettro di risposta dell'input sismico.

Allo scopo di valutare l'effetto della plasticità sulla amplificazione sismica del segnale e sulla risposta del pendio in termini di spostamenti indotti, sono state eseguite due simulazioni: una prima elastica non lineare (ENL) che include la non linearità del comportamento meccanico del terreno, ma non la plasticità. Questa analisi è stata realizzata allargando significativamente il dominio di snervamento del modello, ossia assegnando parametri di resistenza c′ e φ′fittizi, pari, rispettivamente, a 10^6 kPa e 89° (di Lernia *et al.*, 2025). La seconda simulazione è elasto-plastica non lineare (EPNL) ed è stata realizzata considerando i reali parametri di resistenza a taglio dei materiali desunti dalle prove di laboratorio e sintetizzati in Tabella 1.

4. Risposta sismica del pendio e stima degli spostamenti permanenti indotti

I risultati delle due analisi sono illustrati in termini di profili delle accelerazioni massime (PGA) previste in superficie (Fig. 4a), diagrammi delle accelerazioni orizzontali nel tempo in tre punti disposti sulla superficie del pendio (Fig. 4b), diagrammi degli spostamenti relativi nel tempo per gli stessi tre punti (Fig. 4c) e distribuzione degli spostamenti permanenti indotti al termine dell'evento sismico per l'analisi EPNL (Fig. 4d).

Il profilo delle PGA in superficie desunto dall'analisi ENL esibisce il tipico andamento atteso durante un processo di amplificazione sismica, mostrando una riduzione delle ampiezze delle accelerazioni rispetto a quella del segnale di input nella zona di impluvio ed un incremento delle stesse in cresta, principalmente a causa di effetti topografici. Inoltre, si osserva un incremento seguito da un decremento delle PGA tra le progressive 400 m e 650 m, ascrivibile alla particolare condizione stratigrafica del pendio che vede i contatti tra i vari strati dislocati per effetto del meccanismo franoso (di Lernia *et al.*,

2023). L'analisi EPNL mostra una sostanziale diminuzione delle ampiezze del segnale in superficie rispetto al caso ENL per la maggior parte del pendio. Il profilo delle accelerazioni massime tende ad assumere un andamento pressoché costante e prossimo alla PGA dell'input fino alla progressiva 450 m, per poi iniziare a crescere verso la cresta del pendio, dove le accelerazioni tendono ad assumere valori anche maggiori di quelli previsti dall'analisi ENL (Fig. 4a). Questo comportamento è chiaramente legato all'effetto della plasticità, che tende a smorzare significativamente le ampiezze del moto sismico nella direzione opposta a quella di natural declivio del versante, particolarmente amplificate in assenza di plasticità, e ad amplificare quelle nella stessa direzione di inclinazione del pendio (Fig. 4b). I diagrammi degli spostamenti orizzontali relativi nel tempo, ottenuti sottraendo allo spostamento totale nel punto considerato lo spostamento previsto all'interfaccia tra deposito deformabile e *bedrock*, mostrano, come atteso, un accumulo di spostamenti durante l'evento sismico per la sola analisi EPNL, con valori massimi dell'ordine dei 20 cm (Fig. 4c). Gli spostamenti maggiori si ottengono in corrispondenza del piede del versante (18 cm nel punto A) e tendono a ridursi spostandosi verso la cresta (14 cm nel punto C). Questo comportamento è chiaramente illustrato dai *contours* degli spostamenti orizzontali alla fine dell'evento sismico, che mettono in evidenza la formazione di un corpo ben definito, delimitato in profondità dal contatto stratigrafico con l'Unità 3 rigida, avente testa in corrispondenza della cresta e piede in corrispondenza dell'impluvio (Fig. 4d).

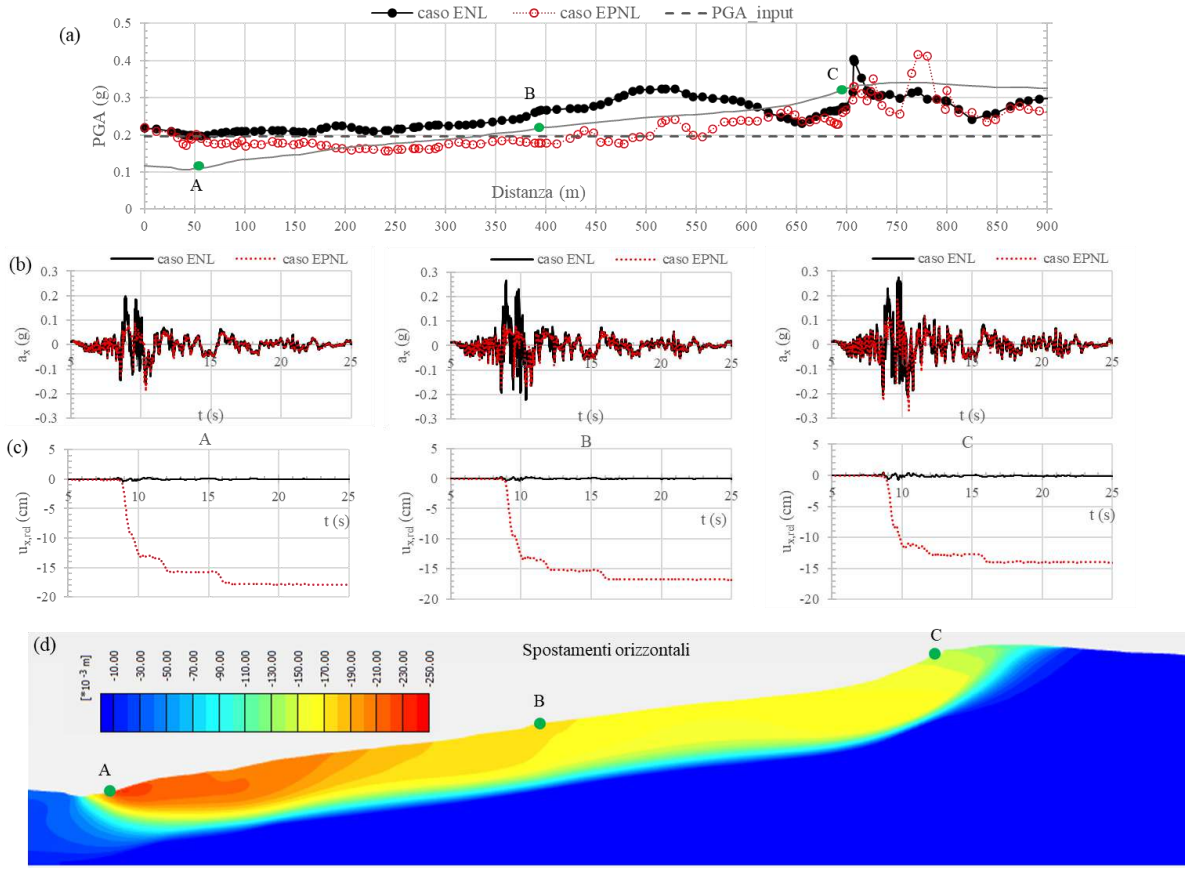


Fig. 4 (a) Confronto dei profili delle accelerazioni massime previste in superficie; diagrammi delle (b) accelerazioni orizzontali e degli (c) spostamenti orizzontali relativi per tre punti lungo il pendio ottenuti dalle analisi ENL e EPNL; (d) distribuzione degli spostamenti permanenti alla fine dell'evento sismico relativa all'analisi EPNL.

5. Considerazioni conclusive

Nella nota è presentato lo studio della risposta dinamica di un pendio naturale finalizzato alla valutazione dell'effetto della plasticità sull'amplificazione sismica e sulla stima degli spostamenti permanenti indotti dal sisma. La simulazione elasto-plastica non lineare mostra come la plasticità tenda a smorzare

significativamente le ampiezze del moto sismico previsto in superficie rispetto al caso in cui la plasticità è assente. D'altro canto, l'analisi più avanzata prevede una concentrazione degli spostamenti al piede del pendio, che coinvolgono il deposito anche ad elevate profondità e raggiungono la cresta. Non è, infatti, sufficiente descrivere il comportamento sismico del pendio guardando al solo fenomeno di propagazione sismica del segnale, ma è necessario valutare gli spostamenti permanenti indotti dal terremoto, cosa che un'analisi elastica, seppur non lineare, non può prevedere.

Ringraziamenti

L'attività di ricerca è parte del progetto PRIN 2022 PNRR "S.I.S.M.A." (CUP D53D23018050001). Il lavoro è anche parte dell'attività di ricerca condotta dal terzo autore nell'ambito del "National Centre for HPC, big data and quantum computing – Spoke 5: Disastri naturali e ambientali" (CN_00000013) finanziato dall'Unione Europea – Next Generation EU con fondi PNRR.

Bibliografia

Ausilio E., Costanzo A., Silvestri F., Tropeano G. (2009). "Evaluation of seismic displacements of a natural slope by simplified methods and dynamic analyses", Proc. 1st International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering: From Case History to Practice, Tokyo, Japan.

Benz T., Vermeer P. A., Schwab R. (2009). "A small-strain overlay model", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,* 33, 25–44.

Brinkgreve R., Kumarswamy S., Swolfs W. (2022). PLAXIS 2D Connect Edition V22.1, Reference manual.

di Lernia A., Buono C., Elia G. (2023) "Evaluation of seismic site effects in a real slope through 2D FE numerical analyses". Proc. 9th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering - COMPDYN 2023, Athens, 4110–4124.

di Lernia A., Elia G., Buono C., Papadimitriou A. G. (2024). "Decoupling of site effects for a real slope through an approximate approach". IARG2024- Incontro Annuale Ricercatori Geotecnica, Gaeta, Italia.

di Lernia A., Reina A., Papadimitriou A.G., Elia G. (2025). "Nonlinear FE study of the seismic response of an urbanised slope with complex geo-lithological and topographic conditions for seismic hazard assessment purposes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, (submitted for review).

Newmark N.M. (1965). "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", *Géotechnique*, 15, 139–160.

Rathje E. M., Bray J. D. (1999). "An examination of simplified earthquake-induced displacement procedures for earth structures", *Canadian Geotechnical Journal*. 36, 72–87.

Santaloia F., di Lernia A., Tagarelli V., Sonnessa A., Guglielmi S., Bottiglieri O., Pisano L., Stragapede M., Tarantino E., Elia G., Cotecchia F. (2025). "Challenges in the diagnosis of a very slow paleo-landslide for mitigation purposes", *Engineering Geology*, (submitted for review).

Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. (1999). "The hardening soil model: Formulation and verification", *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, 281–296.

Sonnessa A., di Lernia A., Oscar Nitti D., Nutricato R., Tarantino E., Cotecchia F. (2023). "Integration of multi-sensor MTInSAR and ground-based geomatic data for the analysis of non-linear displacements affecting the urban area of Chieuti, Italy", *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 117, 103194.

Stragapede M., Santaloia F., di Lernia A., Tagarelli V., Guglielmi S., Sonnessa A., Elia G., Cotecchia F. (2024). "Caratterizzazione delle fenomenologie evolutive del versante occidentale dell'abitato di Chieuti (FG)". IARG2024- Incontro Annuale Ricercatori Geotecnica, Gaeta, Italia.

Tagarelli V., Santaloia F., Elia G., Cotecchia F. (2025). "Numerical modelling of geological processes as means for the diagnosis of ancient landslide mechanisms", *Computers and Geotechnics*, 184, 107238.

Vucetic M., Dobry R. (1991). "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response", *Journal of Geotechnical Engineering*, 117, 89–107.

ANALISI 3D PER LO STUDIO DEGLI EFFETTI DI SITO IN UN PENDIO ATTRAVERSATO DA UNA GALLERIA: IL CASO DI COSTA DEL CANNETO

Annamaria di Lernia
Politecnico di Bari
annamaria.dilernia@poliba.it

Gaetano Falcone
Università di Napoli Federico II
gaetano.falcone@unina.it

Gaetano Elia
Politecnico di Bari
gaetano.elia@poliba.it

Sommario

La nota illustra uno studio numerico del fenomeno di amplificazione sismica in un pendio naturale interagente con una galleria stradale superficiale, eseguito mediante analisi non lineari agli elementi finiti 3D. Il sito di riferimento è il pendio di Costa del Canneto, in Basilicata, selezionato in quanto rappresentativo di aree caratterizzate da complesse condizioni topografiche, presenza di terreni soffici sino alla profondità di circa 200 m e interagente con infrastrutture sotterranee, che possono influenzare lo scuotimento sismico in superficie. Il modello 3D, che include la presenza della galleria ed è soggetto ad entrambe le componenti orizzontali di un evento sismico reale opportunamente scalato, contempla due diverse condizioni di sottosuolo, assumendo un profilo della velocità delle onde di taglio, V_S, costante o variabile con la profondità. I risultati, illustrati in termini di mappe dei fattori di amplificazione sismica, indicano una maggiore amplificazione nella zona di valle nell'intervallo di periodi 0.1-0.5 s, mentre agli alti periodi (i.e., 0.7-1.1 s) la massima amplificazione è prevista lungo la cresta. Inoltre, la variazione della velocità Vs con la profondità induce una maggiore amplificazione del moto in superficie rispetto al caso caratterizzato da V_S costante. Lo studio evidenzia l'importanza di un'adeguata caratterizzazione geotecnica del sottosuolo e della rilevanza di un modello digitale che rappresenti in maniera realistica la topografia dell'area di interesse al fine di cogliere importanti variazioni locali dell'amplificazione sismica.

1. Introduzione

Uno degli aspetti più importanti nella valutazione del rischio sismico e della gestione dell'emergenza è la previsione degli effetti di sito, ossia quelle modifiche del moto sismico dovute all'assetto stratigrafico e alle irregolarità topografiche. La stima di tali effetti può essere condotta attraverso approcci numerici che adottano schemi geometrici monodimensionali (1D), bidimensionali (2D) o tridimensionali (3D), in funzione della complessità delle condizioni topografiche e stratigrafiche del sito in esame (di Lernia et al., 2024; Falcone et al., 2018; Régnier et al., 2018). I modelli 2D e 3D per le analisi di risposta sismica locale sono necessari nel caso di condizioni topografiche irregolari e di assetti stratigrafici complessi, compresa la presenza di morfologie sepolte (di Lernia et al., 2023; Falcone et al., 2023, 2025a), ed in particolare nello studio della risposta dinamica di quei siti che interagiscono con strutture ed

infrastrutture per le quali possono verificarsi fenomeni di interazione dinamica terreno-struttura (Amorosi et al., 2014; Callisto et al., 2013).

Nel lavoro di Falcone et al. (2022) sono stati illustrati i risultati di analisi numeriche di risposta sismica locale dell'area di Costa del Canneto (Ferrandina, Basilicata), eseguite adottando uno schema 3D semplificato, in cui il deposito omogeneo sovrastante il *bedrock* sismico è stato assunto visco-elastico lineare e caratterizzato da un valore della velocità delle onde di taglio costante con la profondità. Gli autori hanno mostrato come la distribuzione del fattore di amplificazione sismica in superficie dipenda sia dal livello di dettaglio con il quale lo schema 3D riproduce la reale topografia del sito sia dal valore assunto di V_S. Con riferimento allo stesso caso di studio, nella presente nota è illustrata l'analisi della risposta sismica locale dello stesso versante mediante analisi non lineari 3D, assumendo due diverse condizioni di sottosuolo in termini di profili di V_S con la profondità. I risultati delle simulazioni numeriche sono elaborati in termini di mappe di amplificazione sismica, allo scopo di evidenziare gli effetti delle diverse condizioni di sottosuolo sulla distribuzione dei fattori di amplificazione.

2. Descrizione del caso di studio: il versante di Costa del Canneto

Il versante di Costa del Canneto è situato in Basilicata, in prossimità del comune di Ferrandina in provincia di Matera (Fig. 1a). L'area è caratterizzata da una complessa condizione topografica (Fig. 1b), che la predispone ad importanti fenomeni di amplificazione sismica. Infatti, seppure il versante principale sia caratterizzato da una pendenza media di circa 11°, numerose aree hanno pendenze che variano tra 10° e 30°. Il piede del versante è attraversato dalla galleria Alvaro, una galleria superficiale stradale a due canne costruita nel 1969-70. Dal punto di vista geologico, l'area è situata nel settore dell'Avanfossa Bradanica dell'Appennino Meridionale (Cotecchia, 1985; Melidoro et al., 1996), dove la successione litologica affiorante è costituita da Argille Subappenniniche grigio-azzurre, di spessori pari a circa 500 m, e da depositi sabbioso conglomeratici.

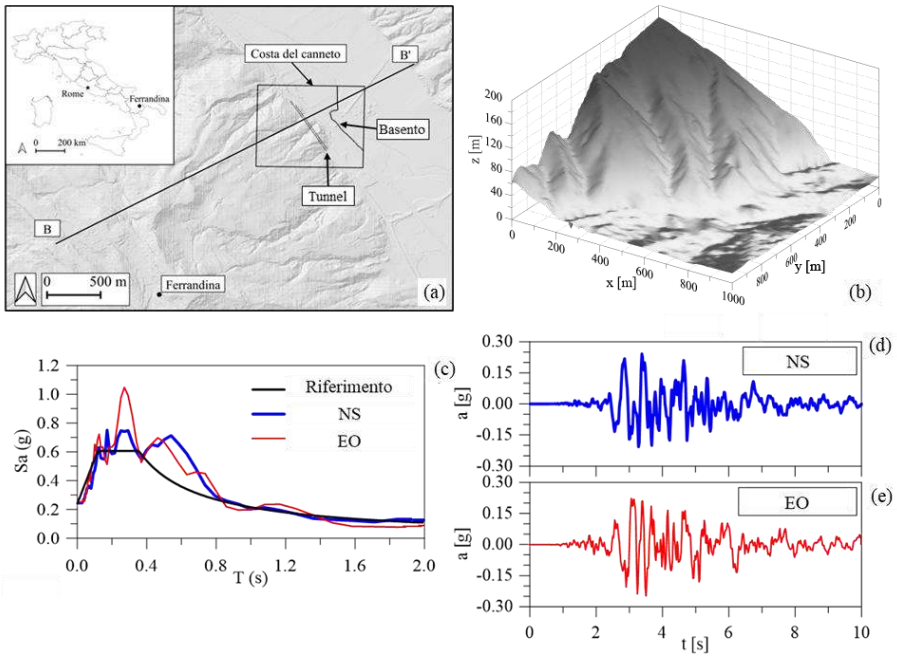


Fig. 1 (a) Area di Costa del Canneto; (b) rappresentazione spaziale dell'assetto topografico dell'area; (c) selezione degli accelerogrammi sulla base dello spettro di risposta elastico in pseudo-accelerazione per un periodo di ritorno T_R = 1898 anni; (d-e) storie temporali degli accelerogrammi selezionati.

La pericolosità sismica di riferimento dell'area è caratterizzata da una accelerazione di picco (PGA) di 0.24g per un periodo di ritorno di 1898 anni, che corrisponde ad una probabilità di superamento del 10% in 200 anni per la classe d'uso e lo stato limite di salvaguardia della vita delle gallerie. Sulla base della

pericolosità sismica di riferimento, espressa in termini di spettro di risposta elastico in pseudo-accelerazione (Fig. 1c), sono state selezionate le due componenti orizzontali Nord-Sud e Est-Ovest (NS e EO, rispettivamente in Fig. 1d e 1e) del terremoto di magnitudo 5.6 registrato a Cascia (PG, Italia) il 14 ottobre 1997.

3. Modellazione 3D della risposta sismica locale

La risposta sismica locale del versante di Costa del Canneto è stata studiata attraverso modellazione numerica agli elementi finiti eseguita con il codice PLAXIS 3D (Brinkgreve et al., 2022). Il modello 3D (Fig. 2a) è stato generato a partire dal DTM dell'area di dimensioni 1 km x 1 km e include la presenza delle due canne della galleria Alvaro, come descritto in di Lernia et al. (2025) e Falcone et al. (2025b). La *mesh* di calcolo è stata discretizzata con circa 230,000 elementi tetraedrici a 10 nodi; la dimensione degli elementi è tale da garantire che la distanza tra due nodi sia minore di un ottavo della lunghezza d'onda del segnale sismico $\lambda_S=V_S/f_{max}$, dove V_S è la velocità di propagazione delle onde di taglio del sottosuolo e f_{max} è la massima frequenza del segnale di input pari a 15 Hz. Il deposito di terreno è stato assunto omogeneo e sovrastante uno strato di *bedrock* sismico. Nelle simulazioni sono state considerate due condizioni di sottosuolo omogeneo: la prima è caratterizzata da un valore di V_S costante con la profondità e pari a 400 m/s (HSsmall_1 in Fig. 2b); la seconda, denominata HSsmall_2 in Fig. 2b, implementa un profilo di V_S variabile con la profondità e compatibile con la formulazione di Viggiani and Atkinson (1995) per un indice di plasticità, *IP*, pari al 15%. In entrambi i casi, la non linearità del terreno è stata descritta attraverso le curve G/G_0-γ e D-γ proposte da Darendeli (2001) per *IP*=15% (Fig. 2c).

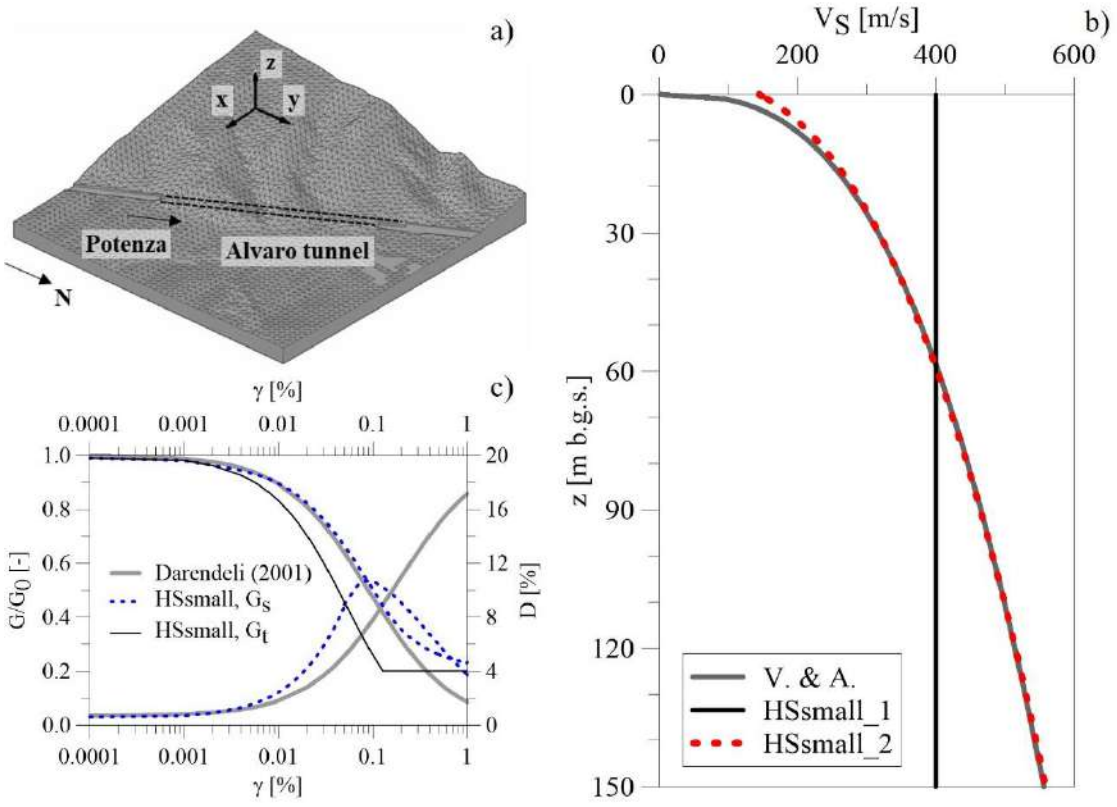


Fig. 2 (a) Modello numerico 3D dell'area oggetto di studio che include la galleria Alvaro; (b) profili di V_S con la profondità; (c) curve G/G_0-γ e D-γ implementate nel modello 3D. In figura, V. & A. è riferito a Viggiani e Atkinson (1995).

Il comportamento del terreno è stato descritto mediante il modello elasto-plastico ad incrudimento isotropo HSsmall (Benz et al., 2009), capace di riprodurre la non linearità della risposta ciclica e la variazione della rigidezza con la profondità. Il modello è stato calibrato sulla base delle curve G/G_0-γ e

D-γ e dei profili di velocità delle onde di taglio con la profondità mostrati in Fig. 2. La lista completa dei parametri del modello per le due condizioni di sottosuolo è riportata in Tabella 1. Per fornire capacità dissipativa al materiale anche nel campo delle piccolissime deformazioni è stato introdotto uno smorzamento viscoso alla Rayleigh dello 0.5% in corrispondenza delle frequenze di controllo f_m e f_n pari, rispettivamente, a 1 Hz e 10 Hz. Il *bedrock* sismico è stato, invece, modellato come materiale visco-elastico lineare, con peso dell'unità di volume di 20 kN/m^3, V_S pari a 800 m/s, coefficiente di Poisson uguale a 0.25 e smorzamento target dello 0.01% in corrispondenza delle stesse frequenze di controllo assunte per il terreno sovrastante.

Tabella 1 Parametri del modello HSsmall assunti per le due condizioni di sottosuolo

	γ	c'	φ'	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	υ_{ur}	G_0^{ref}	m	$\gamma_{0.7}$	p'_{ref}
	[kN/m^3]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]	[%]	[kPa]
HSsmall_1	20	22	25	52000	52000	157000	0.25	326000	0.00	0.0004	100
HSsmall_2	20	22	25	16450	16450	49340	0.25	98680	0.75	0.0004	100

L'inizializzazione del modello numerico ha previsto una prima fase plastica di generazione dello stato tensionale iniziale secondo la procedura *gravity loading*, seguita da una serie di fasi plastiche che simulano la costruzione della galleria secondo il metodo tradizionale (Falcone et al., 2025b). Una volta terminata la costruzione della galleria, alla base del modello sono state applicate simultaneamente entrambe le componenti orizzontali del moto sismico selezionato. Durante le fasi statiche sono stati impediti gli spostamenti della base del modello in tutte le direzioni e consentiti solo quelli verticali lungo i bordi laterali. Durante la fase dinamica, invece, è stata applicata una condizione di *free-field* sui bordi verticali ed una condizione di *compliant base* alla base del modello.

4. Mappe dei fattori di amplificazione

I risultati delle simulazioni numeriche sono presentati nel seguito in termini di mappe dei fattori di amplificazione $AF_{0.1\text{-}0.5}$ e $AF_{0.7\text{-}1.1}$, definiti come segue:

$$AF_{0.1-0.5} = \frac{\int_{0.1}^{0.5} Sa_o(T)dT}{\int_{0.1}^{0.5} Sa_r(T)dT} \quad (1) \qquad AF_{0.7-1.1} = \frac{\int_{0.7}^{1.1} Sa_o(T)dT}{\int_{0.7}^{1.1} Sa_r(T)dT} \quad (2)$$

dove Sa è l'accelerazione pseudo-spettrale, T è il periodo, i pedici r ed o si riferiscono, rispettivamente, al moto sismico di riferimento e all'output ottenuto in corrispondenza della superficie topografica.
Le mappe dei fattori di amplificazione, ottenute elaborando la risposta sismica nella sola direzione x di applicazione del moto, sono riportate in Fig. 3a e 3b nel caso di V_S costante con la profondità e in Fig. 3c e 3d per il caso di V_S variabile con la profondità. Le mappe mostrano una differente distribuzione dei fattori di amplificazione in funzione delle caratteristiche dinamiche del sottosuolo e dell'intervallo di periodo considerato. Infatti, a parità di condizione di sottosuolo, il fattore $AF_{0.1\text{-}0.5}$ (Fig. 3a e 3c) presenta valori anche inferiori ad 1 dove le quote del versante sono maggiori, mentre il moto sismico risulta amplificato di un fattore significativamente maggiore di 1 nella zona di valle. Al contrario, si osservano valori del fattore di amplificazione agli alti periodi $AF_{0.7\text{-}1.1}$ maggiori dell'unità in cresta (Fig. 3b e 3d) e deamplificazioni del segnale in corrispondenza della valle del Basento. Ciò è ascrivibile al fatto che, propagandosi in una porzione di terreno più spessa in cresta, il segnale sismico subisce una maggiore attenuazione delle ampiezze ai bassi periodi, a causa di un'importante dissipazione di energia fornita dal terreno.
Con particolare riferimento all'area nell'intorno della galleria, si osserva che i valori più alti dei fattori di amplificazione $AF_{0.7\text{-}1.1}$ si concentrano in corrispondenza delle creste, mentre tendono a decrescere in corrispondenza degli impluvi topografici. Al contrario, una maggiore amplificazione del fattore $AF_{0.1\text{-}0.5}$ è atteso in corrispondenza degli impluvi topografici. A parità di fattore di amplificazione, l'effetto della eterogeneità in termini di variazione di V_S (Fig. 3c e 3d) è di incrementare l'ampiezza dei fattori di

amplificazione, conservando la stessa distribuzione ottenuta per il caso omogeneo (Fig. 3a e 3b).

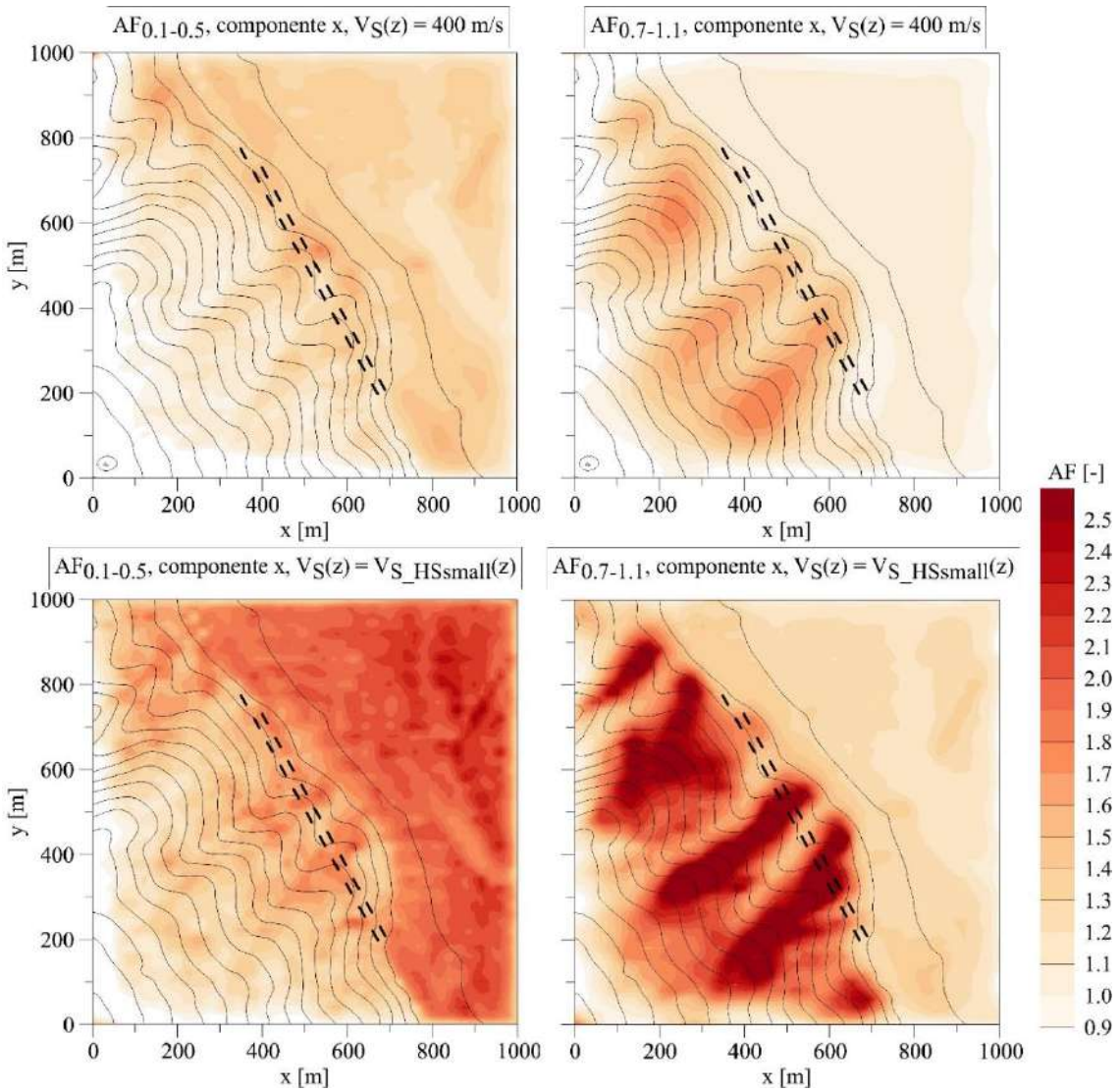


Fig. 3 Mappe dei fattori di amplificazione $AF_{0.1\text{-}0.5}$ e $AF_{0.7\text{-}1.1}$ nel caso di profilo di V_S costante con la profondità (a, b) e di profilo di V_S variabile con la profondità (c, d).

5. Considerazioni conclusive

Il lavoro presenta i risultati di uno studio della risposta sismica locale di un'area topograficamente complessa interagente con una galleria stradale, condotto mediante simulazioni agli elementi finiti 3D avanzate. Le mappe dei fattori di amplificazione mostrano che ai bassi periodi è attesa maggiore amplificazione nella zona di valle del pendio, mentre agli alti periodi la massima amplificazione è prevista in corrispondenza della cresta. Inoltre, la variazione di *Vs* con la profondità induce una maggiore amplificazione del moto in superficie rispetto al caso di velocità delle onde di taglio costante.

Ringraziamenti

L'attività di ricerca è parte del progetto MITIGO (ARS01_00964), finanziato con i fondi del Programma MIUR PON R&I 2014-2020). Il secondo autore ringrazia il supporto finanziario fornito dall'Unione Europea – Next Generation EU con fondi PNRR, nell'ambito del progetto GRINS- Growing Resilient, INclusive and Sustainable (GRINS PE00000018 – CUP E63C22002140007). Il lavoro è anche parte dell'attività di ricerca condotta dal terzo autore nell'ambito del progetto MOST – Sustainable Mobility

National Research Center – Spoke 7 (CN_00000023) finanziato dall'Unione Europea – Next Generation EU con fondi PNRR.

Bibliografia

Amorosi A., Boldini D., Falcone G. (2014). "Numerical prediction of tunnel performance during centrifuge dynamic tests", *Acta Geotechnica*, 9, 581–596.

Benz T., Vermeer P.A., Schwab R. (2009). "A small-strain overlay model", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33, 25–44.

Brinkgreve R., Kumarswamy S., Swolfs W. (2022). PLAXIS 3D Connect Edition V22, Reference manual.

Callisto L., Rampello S., Viggiani G.M.B. (2013). "Soil-structure interaction for the seismic design of the Messina Strait Bridge", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 52, 103–115.

Cotecchia V. (1985). Relazione geologica e geotecnica per la costruzione di un tratto di linea ferroviaria tra Matera e Ferrandina in funzione di collegamento diretto della Città di Matera alla rete F.S. Progetto Esecutivo: Stazione Ferrandina - Stazione di Matera la Martella.

Darendeli M.B. (2001). Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves. University of Texas, Austin.

di Lernia A., Buono C., Elia, G. (2023). "Evaluation of seismic site effects in a real slope through 2D FE numerical analyses". Proc. 9th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering- COMPDYN 2023, Atene, Grecia, 4110–4124.

di Lernia A., Falcone G., Todisco L., Elia G. (2025). "3D numerical investigation of the seismic response of a shallow tunnel crossing a topographically complex area". Proc. 10th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering- COMPDYN 2025. Rhodes Island, Grecia.

di Lernia A., Papadimitriou A.G., Elia G. (2024). "Approximate decoupling of topographic, stratigraphic and valley effects on the peak seismic acceleration", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* 183, 108758.

Falcone G., Boldini D., Amorosi A. (2018). "Site response analysis of an urban area: A multi-dimensional and non-linear approach", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering.* 109, 33–45.

Falcone G., di Lernia A., Calamita G., Gallipoli M.R., Perrone A., Piscitelli S., Bellanova J., Cafaro F., Elia G. (2025a). "Geotechnical subsoil modelling of a slope from the interpretation of ambient noise measurements and 2D site response analyses", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* 195, 109431.

Falcone G., di Lernia A., Elia G. (2025b). "3D modelling of construction sequences and subsoil heterogeneity effects on the seismic response of shallow tunnels in complex topographical settings", *Computers and Geotechnics*, 180, 107077.

Falcone G., Elia G., Cafaro F. (2022). "Accoppiamento degli effetti topografici e stratigrafici sulla risposta sismica attraverso schemi 3D: analisi preliminari". Proc. IARG2022- Incontro Annuale Ricercatori Geotecnica. Caserta, 4-6 Settembre 2022.

Falcone G., Elia G., di Lernia A. (2023). "Investigating the Influence of a Pre-Existing Shear Band on the Seismic Response of Ideal Step-like Slopes Subjected to Weak Motions: Preliminary Results", *Geosciences*, 13, 148.

Melidoro G., Guerricchio S., Melidoro N.L. (1996). "Comportamento di una galleria stradale al piede di un grande corpo di frana antica", *Geologia Applicata e Idrogeologia*, 31, 365–371.

Régnier J., Bonilla L., Bard P., Bertrand E., *et al*. (2018). "PRENOLIN: International Benchmark on 1D Nonlinear Site-Response Analysis—Validation Phase Exercise", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108, 876–900.

Viggiani G.M.B., Atkinson J.H. (1995). "Stiffness of fine-grained soil at very small strains", *Géotechnique*, 45, 249–265.

EFFETTI SISMICI DOVUTI ALLA TOPOGRAFIA E RISCHIO VALANGHE: IL CASO STUDIO DEL MONTE SIELLA (APPENNINO CENTRALE)

Ferdinando Totani, Angelo Aloisio, Dag Pasquale Pasca
Università degli Studi dell'Aquila
ferdinando.totani@univaq.it

Sommario

Questo articolo affronta gli effetti della amplificazione stratigrafica dovuta alle azioni sismiche in contesti montani. In linea teorica le amplificazioni sismiche attivano fenomeni gravitativi come le valanghe. Gli autori hanno condotto uno studio numerico e sperimentale su un segmento a scala chilometrica di un settore della catena del Gran Sasso (Italia). Un modello tridimensionale agli elementi finiti è stato creato usando un modello digitale di terreno della montagna. Questo modello è stato usato per predire i parametri modali della massa rocciosa, convalidati rispetto a quelli sperimentali predetti utilizzando l'analisi modale operativa, con una versione migliorata dell'identificazione stocastica del sottospazio per caratterizzare le incertezze modali. I risultati dell' analisi modale sono stati usati per calibrare dei modelli 2D e 1D equivalente utilizzati per eseguire una analisi di risposta sismica locale. Il modello geotecnico superficiale è stato assunto sulla base di misure di micro-tremore. Lo studio aiuta a chiarire la vera misura della amplificazione topografica per il caso di studi noto in letteratura nel contesto dell'attivazione sismica delle valanghe. I risultati rivelano la presenza di una combinazione degli effetti topografici alla macro, alla meso e alla microscala.

1. Introduction

Geomorphological settings and corresponding landforms can affect seismic ground motion due to the focusing/defocusing of seismic waves, diffraction of body and surface waves, and seismic resonance of topographic features (Panizza 1991; Bard 2000; Massa et al. 2010). Most research focused on building effects and modest (small) topographic irregularities typically with urban centres such as the Italian historical urban landscape (Pignalosa et al. 2022). The literature extensively documents observed amplification and de-amplification phenomena affecting seismic ground motion due to geomorphological heterogeneities (Paolucci 2002). There are a complex issues that still make this topic the subject of open scientific debate (Géli 1988, Spudich 1996, Bouchon and Barker 1996, Le Brun 1998, Paolucci 1999, Gatmiri 2002; Pagliaroli 2007; Burjanek 2014, Massa 2014; Asimaki and Mohammadi 2018, Ding 2020, Fang et al. 2024)

This study uses a different approach to address the problem of topographic amplification. It focuses on topographic irregularity on a large scale. The authors have focused on the Gran Sasso mountain range, which was involved in the recent Rigopiano avalanche (Braun et al. 2020; Frigo et al. 2017; Bocchiola et al. 2018) that caused many deaths shortly after a seismic event in the 2017 Central Italy earthquake sequence. The research has focused on topographic amplification effects in high mountain ranges (Luo et al. 2020), generally far from inhabited centres, with a possible risk of triggering avalanches. Topographic amplification, in fact, might represent a serious problem not only for buildings but also for

avalanches, which could be triggered by seismic events (Puzrin et al. 2019; Piacentini et al. 2020). However, the role of topographic amplification in avalanche triggering remains debated.

2. Problem formulation and site description

The methodology can be itemized as follows: 1) perform a modal analysis of a 3D finite element global model based on the digital elevation model, using a coarser mesh size to estimate the global modes; 2)validate the numerical global modes obtained from the 3D FE model against experimental modal parameters estimated from Operational Modal Analysis OMA (Rainieri 2014); 3) calibrate a reduced-order model, specifically a two-dimensional model corresponding to the section of interest of the terrain mountain; 4) perform time history analyses with selected seismic inputs on the reduced-order models to quantify the effects of topographic amplification.
The Gran Sasso Mountain range is located in the Abruzzo region of Central Italy, affected by historical and recent strong seismicity associated with Apennine chain extensional tectonics. After L'Aquila earthquake on 6 April 2009 (max. Mw 6.1) and the Central Italy seismic sequence of 2016 – 2017, a short sequence of four seismic events with *Mw* larger than 5 struck 25 km northwest of L'Aquila (Abruzzo) on 2017-01-18. This short sequence was just before the avalanche that destroyed the Rigopiano resort.

3. Tridimensional numerical model of the terrain mountain

The authors developed a solid Finite Element (FE) model of the selected mountain range using a DEM sourced from TINITALY (Version 1.1), a digital elevation model of Italy provided by the Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (Tarquini 2023). The authors exported DEM file decimated at a 100×100 m grid. The surface model was converted to a solid body whit CAD software and then exported into Abaqus, where a tetrahedral mesh was created as shown in Fig. 1.

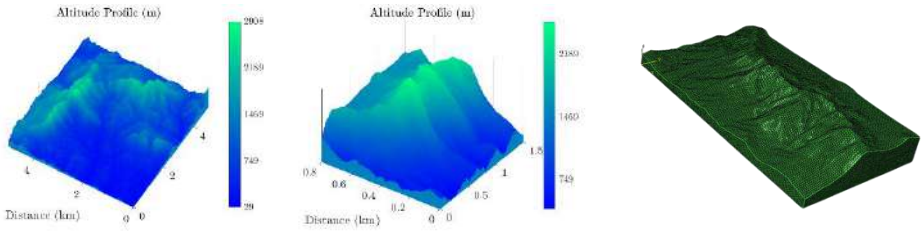


Fig 1.View of a) total surface model, b) the mountain range extracted for Monte Siella and c) solid body

The material properties assigned, correspond to a homogeneous isotropic linear elastic material are: ρ = 2200 Kg/m^3, E = 10500 MPa, ν = 0.25, V_S = 1300 m/s, V_P = 2200 m/s.
Fig. 2 lists the results from the preliminary modal analysis.

Mode No.	Frequency	Mode participation ratio x	y	z
1	0.21	0.71	0.00	0.00
2	0.22	0.00	0.66	0.00
3	0.23	0.00	0.00	0.00
4	0.25	0.00	0.01	0.00
5	0.26	0.00	0.16	0.00
6	0.28	0.00	0.02	0.00
7	0.30	0.04	0.00	0.41
8	0.30	0.07	0.00	0.18
9	0.30	0.00	0.00	0.00
10	0.31	0.02	0.00	0.01
11	0.32	0.00	0.00	0.20
12	0.32	0.01	0.08	0.01
13	0.33	0.00	0.00	0.02
14	0.34	0.00	0.01	0.00
15	0.34	0.00	0.01	0.00
16	0.34	0.00	0.00	0.00
17	0.35	0.00	0.00	0.04
18	0.35	0.02	0.01	0.00
19	0.36	0.05	0.00	0.03
20	0.36	0.04	0.00	0.04
Sum		0.97	0.98	0.93

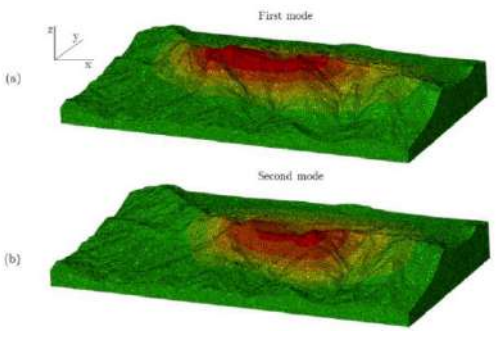


Fig 2. List of the first twenty modes, natural frequency and mode participation ratios in the three Cartesian directions and representation of the first two modes with prevalent deformation direction.

4. Experimental tests

4.1 Operational modal analysis of the terrain

The authors conducted dynamic identification of the selected terrain. Two experimental setups were adopted, each consisting of four sensors arranged in a straight line, as shown in Fig. 3. The sensors were levelled and oriented in the plane so that the x-direction corresponded to Northwest/Southeast and the y-direction to Northeast/Southwest, aligning the y-axis approximately orthogonal to the ridge of the mountainous range. The digital accelerometric measurement chain consists of four Force Balance accelerometers (dynamic range from 0.1 to 20 Hz). The dynamic tests were conducted using ambient excitation. The time series data collected is approximately 40 min long and sampled at 200 Hz. On the day of the test, the environmental conditions were favourable as there was little wind and sparse vegetation as late spring.

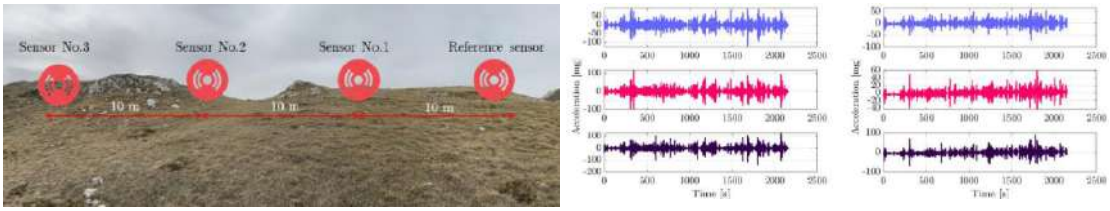


Fig 3. View of the experimental setup and acceleration time histories

The identification of the most recurrent modes having physical is accomplished via Kernel Density Estimation (KDE), shown in Fig. 4.

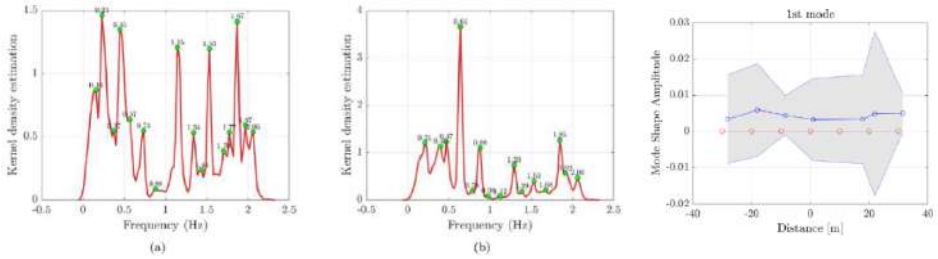


Fig 4. Kernel density estimation corresponding to the two experimental setups a) No.1 and b) No.2 and representation of the first mode shape with confidence interval corresponding to ± standard deviation

The peaks that recur in both setups are at 0.23, 0.46 and 0,60 Hz. The peak at 0.23 corresponds to the first mode of 0.22, estimated from numerical model and associated with the prevalent deformation orthogonal to the ridge line (y). The other modes exhibit both positive and negative deformations. Thus, they cannot be considered global modes but rather modes with deformations on a scale lower than the mesh size of the model. The authors consider this result significant for model validation. It is very challenging for ambient vibrations to excite dynamics at such a low frequency.

4.2 Noise measurement and interpretation of superficial subsoil model

Noise measurements are used to estimate the natural frequency of a superficial deposit using horizontal-to-vertical spectral ratio (HVSR) method (Nakamura 1989). A microtremor test was conducted on the same day as the accelerometric measurements. Microtremors were recorded using a portable seismic station equipped with an Echo Tromo HVSR acquisition system. The most reliable peak is the highest at about 7.5 Hz that may be associated with vibrations produced by surface layer of altered limestone or by disconnected/fractured "cover" blocks. Under the assumption of a homogeneous elastic layer on a deformable substrate a theoretical amplification value of 1.4 was used as calibration factor compared with the amplification function value at 7.5 Hz derived from the 1D seismic response analyses.

5. Estimation of the topographic amplification

5.1 Methodology

Following typical practice in geotechnical engineering, the authors developed reduced-order models, either two-dimensional or one-dimensional, with a mesh size appropriate for time history analyses. Was considered a cross-section of the terrain corresponding to the area of the Rigopiano avalanche in 2018. Specifically, the seismic response of the ridges was evaluated using an equivalent 2D and 1D model, calibrated to a frequency of 0.22 Hz, which corresponds to the first vibration mode.

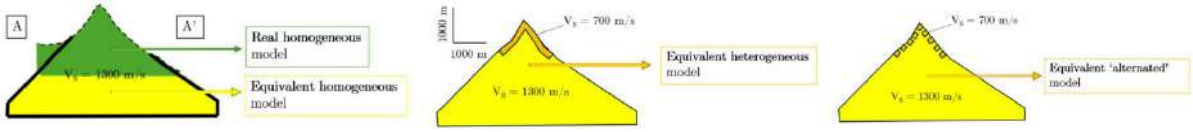


Fig 5. Conceptual framework (not in scale) of equivalent bidimensional models.

The section real was increased to achieve a fundamental frequency (0.22 Hz) and showed in Fig. 5. In addition, two continuous models characterized by different geometries of layer S (20-m-thick) were considered. S layer over an R layer was introduced to characterize the upper portion of the mountain's rock mass. Finally, an "alternate" model was developed to simulate the hypothetical complexity characterizing the geology of the mountain cover. In this last model, the thickness of S remains 20 m, while the linear distribution is 40 m (this geometric assumption is based on field evaluations).

5.2 Reference input motion selection

Seismic hazards at a given site were determined using deterministic approaches (DSHA). The seismicity of these mountainous areas was studied by extracting data from the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes CPTI15 (Rovida et al. 2020) of the National Institute of Geophysics and Volcanology (INGV). Two Scenario Earthquake (SE) were identified: the Gran Sasso normal fault system for the near-field condition, characterized by a minimum source-to-site distance d = 2 km and a maximum historically observed magnitude *Mw*=5.7, and the Marsica fault system for the far-field condition, characterized by d = 50 Km and *Mw*=7.1. The attenuation relationships used were from Sabetta and Pugliese (1996) for the nearfield condition and Ambraseys and K. u. Simpson, J. J. Bommer, (1996) for the far-field condition. The corresponding estimated reference peak ground acceleration on rock outcrop was 0.25g for the near-field and 0.085g for the far-field. Fig. 6 shows the target response spectra and their standard deviations, along with seven accelerograms each for the near-field and far-field conditions.

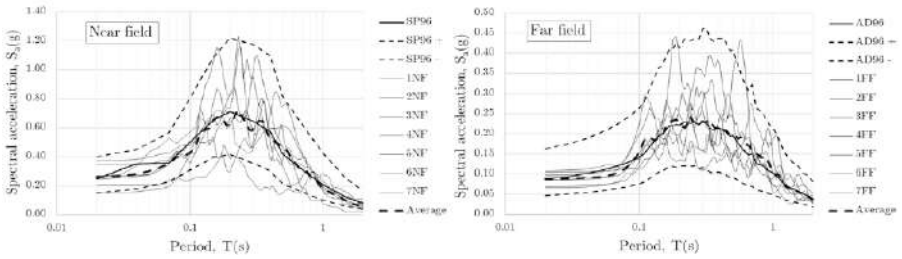


Fig 6. Acceleration response spectra of the real accelerograms selected for near- and far-field conditions

5.3 Numerical analyses for equivalent geotechnical model

The numerical analyses were carried out using the finite element software QUAD4M, which operates in the time domain (Hudson et al. 1994) and employs the equivalent-linear procedure for dynamic soil behaviour. The input motion consisted of vertically incident SV time histories. Only linear visco-elastic

analyses were performed. For the third model, the alternation between R and S was schematized into continuous macrozones characterized by different average mechanical properties (Fig. 6), assuming a constant density of 22 kN/m3.

5.3 Results

The chosen metrics for presenting the effect of topographic amplification are as follows: 1) Horizontal Amplification Function (HAF) computed at the top of the crest and defined as the average ratio between the Fourier spectra at the crest node and the corresponding Fourier input spectra; 2) PGA Amplification Factor (A_{PGA}) calculated along the two sides of the A-A' cross-section: 3) Stratigraphic Amplification Factor (SAF) for 2D conditions (SAF_{2D}) introduced to express the ratio of the heterogeneous and alternate models over the homogeneous smoothed Fourier spectra at the crest top node for both near-field and far-field conditions. Fig.7 shows HAF for the tree equivalent (Eq.) 2D and 1D models at the top of the ridge for near and far field conditions. The equivalent model HFAs show almost the same profile for low frequencies while for high frequencies they differ according to stratigraphic detail. The 1D HFA profiles shows no appreciable amplification at low frequencies while showing isolated amplification peak at high frequencies, in disagreement with the profiles of the 2D Eq. However, the peak value of 1.5 agrees with the theoretical calibration value. The A_{PGA} profiles show different trends in amplitude linked to the complexity degree adopted for the buried morphologies. Fig. 8 shows the *SAF2D* profile, depending by the frequencies for near and far field conditions. The heterogeneous model and the alternating model show the same amplification frequencies but with different amplitudes.

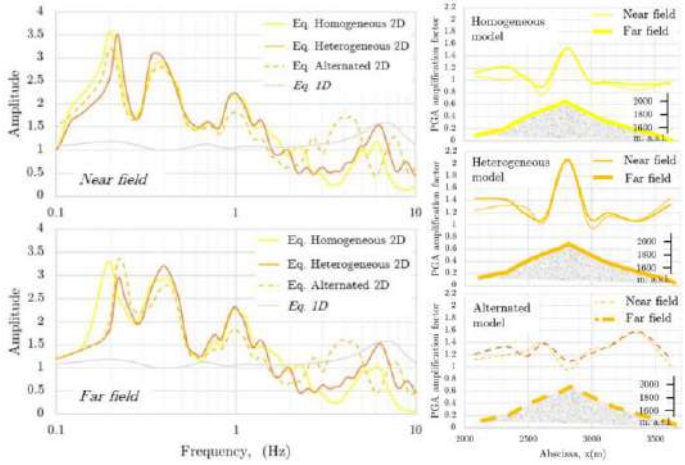


Fig 7. Amplification function for the tree equivalent whit 1D models at the top of the ridge and Profile of PGA amplification factors (showed only for the real portion of the section).

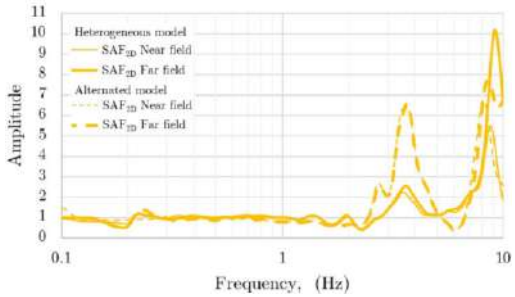


Fig 8. SAF_{2D} for near and far field conditions at the top of the crest

6. Discussion

Based on the obtained results, there are three main contributions to the amplification effects of mountain systems: 1) Macroscale Topographic Effect: Characterized by low frequency (0.2 Hz), this effect is

related to the global modes of the terrain. Such effects could be activated by excitations with low-frequency energy content, typically from far-field conditions with very strong input motion; 2) Mesoscale Topographic Effect: This effect is associated with the mode shapes characterized by higher frequencies (1 Hz) and localized deformation, which can be estimated at the mesoscale with 2D models of the terrain cross-section; 3) Microscale Topographic Effect: The amplitude and frequency profile of PGA amplification strongly depend on the local 2D structure of the subsurface geological and seismic model, which represents the micro-scale.

It should be noted that the effect of small-scale subsurface stratigraphic irregularities may interfere with local topographic effects: Figure 16 of this study shows a clear amplification effect shifted in the range of 3–5 Hz for the alternated model. The local topographic effect is highlighted at 6–7 Hz by the homogeneous model, 'replicated' by the heterogeneous model and confirmed by 1D trend. When the 2D complex geometrical and geological conditions are considered the 2D local effects undergo a shift in the frequency domain.

7. Conclusion

The so-called 'topographical site effect' is associated with the interaction between the terrain geometry and excitation wavelength, generally leading to modification in the excitation level compared to base input conditions, depending on location, whether at the ridge top or along the slope. These effects are further influenced by local conditions dependent on the site's geology. While ridge geometry and soil conditions can contribute to "site amplifications," they do not always account for the full extent of these effects. Opposite effects may be generated by seismic events originating from different positions within the seismotectonic zone due to variations in the rupture process and travel path. Still, the true geometry and local geological conditions alone are insufficient to identify site effects fully, as these phenomena are physically 'non-persistent' (Molchan et al. 2011) but have to be activated.

Further efforts should be directed toward better understanding and identifying the phenomenon of topographic amplification. This study shows that topographic effects are closely dependent on the local subsurface model. Therefore, referring to these, more generally, as morphological effects on site amplification might be more appropriate. Moreover, the complexity of the terrain examined in this study suggests that a combined assessment of earthquake and gravitational processes hazard risks is a worthwhile investment, especially for man-made structures located in vulnerable and fragile areas, such as mountainous regions.

Bibliografia

Asimaki D, Mohammadi K (2018) On the complexity of seismic waves trapped in irregular topographies. Soil Dyn Earthq Eng 114:424–437.

Bard P-Y, Riepl-Thomas J (2000). Wave propagation in complex geological structures and their effects onstrong ground motion. In: Kausel E, Manolis G (eds) Wave motion in earthquake engineering, pp 38–95. WIT Press, Southampton.

Bocchiola D, Galizzi M, Bombelli GM, Soncini A (2018) Mapping snow avalanches hazard in poorly monitored areas. the case of Rigopiano avalanche, Apennines of Italy. Nat Hazards Earth Syst Sci Discuss 2018:1–31.

Bouchon M, Barker J (1996) Seismic response of a hill: the example of Tarzana, California. Bull Seismol Soc Am 86(1):S66–S72.

Burjanek J, Fäh D, Pischiutta M, Rovelli A, Calderoni G (2014) Site effects at sites with pronounced topography: overview & recommendations. Geophys J Int 197(1):608–619.

Braun T, Frigo B, Chiaia B, Bartelt P, Famiani D, Wassermann J (2020) Seismic signature of the deadly snow avalanche of January 18, 2017, at Rigopiano (Italy). Sci Rep 10(1):18563.

Frigo B, Bartelt P, Chiaia B, Chiambretti I, Maggioni M (2021) A reverse dynamical investigation of the catastrophic wood-snow avalanche of 18 January (2017) at Rigopiano, Gran Sasso National Park, Italy. Int J Disaster Risk Sci 12:40–55.

Ding Y, Wang G, Yang F (2020) Parametric investigation on the effect of near-surface soil properties on the topographic amplification of ground motions. Eng Geol 273:105687.

Fang H, Wu Y, Qu C, Lin Y (2024) Investigation of topographic amplification on ground motions considering spatial variability of soil properties. Stoch Environ Res Risk Assess 38(3):901–922

Gatmiri B, Kamalian M (2002) Combination of boundary element and finite element methods for evaluation of dynamic response of saturated porous media. In: 5th European Conference on Numerical Methods in Geomechanical Engineering, pp 947–956.

Geli L, Bard P-Y, Jullien B (1988) The effect of topography on earthquake ground motion: a review and new results. Bull Seismol Soc Am 78(1):42–63.

Le Brun B, Semblat J, Kham M, Bard P (1998) Numerical modeling of nonlinear site effects on seismic motion. Bull Seismol Soc Am 89(2):545–555.

Massa M, Lovati S, D'Alema E, Ferretti G, Bakavoli M (2010) An experimental approach for estimating seismic amplification effects at the top of a ridge, and the implication for ground-motion predictions: The case of Narni, central italy. Bull Seismol Soc Am 100(6):3020–3034.

Massa M, Barani S, Lovati S (2014) Overview of topographic effects based on experimental observations: meaning, causes and possible interpretations. Geophys J Int 197(3):1537–1550.

Pagliaroli A, Lanzo G, D'Elia B, Costanzo A, Silvestri F et al (2007) Topographic amplification factors associated to cliff morphology: numerical results from two case studies in southern italy and comparison with ec8 recommendations. In: Proceedings of the Workshop on Geotechnical Aspects of EC8, 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Spain, vol 25.

Panizza M (1991) Geomorphology and seismic risk. Earth Sci Rev 31(1):11–20.

Paolucci R (1999) Amplification of earthquake ground motion by steep topographic irregularities. Earthq Eng Struct Dyn 28(10):1231–1256.

Paolucci R (2002) Amplification of earthquake ground motion by steep topographic irregularities. Earthq Eng Struct Dyn 31(10):1831–1853.

Piacentini T, Calista M, Crescenti U, Miccadei E, Sciarra N (2020) Seismically induced snow avalanches: The central italy case. Front Earth Sci 8:599611.

Pignalosa A, Forte G, Budetta P, Santo A (2022). Topographic amplification and debris remobilization as a cause for increasing rockfall hazard in seismic areas: a case study in central italy. Geomorphology 403:108160.

Puzrin AM, Faug T, Einav I (2019) The mechanism of delayed release in earthquake-induced avalanches. Proc R Soc A 475(2227):20190092.

Rainieri C, Fabbrocino G (2014) Operational modal analysis of civil engineering structures, vol 142. Springer, New York, p 143.

Rovida A, Locati M, Camassi R, Lolli B, Gasperini P (2020) The italian earthquake catalogue cpti15. Bull Earthq Eng 18(7):2953–2984.

Spudich P, Hellweg M, Lee W (1996) Directional topographic site response at Tarzana observed in aftershocks of the 1994 Northridge, California, earthquake: implications for mainshock motions. Bull Seismol Soc Am 86(1):S193–S208.

Tarquini S, Isola I, Favalli M, Battistini A, Dotta GT (2023) A digital elevation model of italy with a 10 meters cell size (version 1.1), Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV): Roma. Italy 1:1–2.

Edizioni AGI, Roma

