



XV Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici Milano, 25 e 26 giugno 2026

Iniziativa dell'Associazione Geotecnica Italiana

In collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale del Politecnico di Milano



**POLITECNICO
MILANO 1863**

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA
CIVILE E AMBIENTALE**



ATTI DELL'INCONTRO

A cura di Elena Dodaro

© 2026 Associazione Geotecnica Italiana, Roma - Italia

Tutti i diritti sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione o delle informazioni in essa contenute possono essere riprodotte, memorizzate su supporto elettronico, meccanico o di qualsiasi tipo, o trasmesse in qualsiasi forma e con qualsiasi mezzo, senza previa autorizzazione scritta dell'Editore.

Gli Editori e gli Autori non assumono alcuna responsabilità per danni alla proprietà o alla persona a seguito dell'utilizzo della presente pubblicazione e/o delle informazioni in essa contenute.

Pubblicato da
Associazione Geotecnica Italiana
Viale dell'Università n. 11, 00185 Roma (Italia)
e-mail agi@associazionegeotecnica.it
sito web www.associazionegeotecnica.it

ISBN 978-88-97517-25-2

PREMESSA

La quindicesima edizione dell'*Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici* conferma il valore di un'iniziativa ormai consolidata, nata con l'obiettivo di favorire il confronto tra giovani ricercatori e professionisti impegnati nei diversi ambiti dell'Ingegneria Geotecnica.

Il *Comitato Organizzatore* e il *Comitato Scientifico* desiderano esprimere la propria riconoscenza all'*Associazione Geotecnica Italiana*, che continua a sostenere con convinzione questo appuntamento, promuovendo la diffusione della cultura geotecnica e incoraggiando la partecipazione attiva dei giovani professionisti.

Un sentito ringraziamento è rivolto al *Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale del Politecnico di Milano* che ospita questa edizione, offrendo un contesto accademico di particolare rilievo per il confronto e l'approfondimento tecnico-scientifico dei temi trattati.

Un doveroso riconoscimento va al *Comitato Scientifico*, che, in sinergia con il *Comitato Organizzatore*, ha svolto un'accurata attività di selezione dei temi, definizione delle sessioni e revisione dei contributi, assicurando la qualità e coerenza del programma, promuovendo al contempo il dialogo tra i diversi ambiti della disciplina e valorizzando le esperienze dei giovani Autori.

Si ringraziano inoltre gli *Sponsor*, il cui contributo ha reso possibile lo svolgimento dell'iniziativa, rafforzando il legame tra ricerca, professione e realtà produttive.

Un ringraziamento altrettanto significativo è rivolto infine ai *Partecipanti*, ai *Relatori generali* e ai *Moderatori*, il cui intervento ha arricchito le sessioni, offrendo chiavi di lettura innovative sui contenuti presentati e promosso un confronto costruttivo.

Il Comitato Organizzatore

Katia Boschi, Pietro Marveggio, Matteo Corigliano, Davide Gritti, Arthur Halleux, Giacomo Marrazzo, Leen S. Ar. Al-Hijjawi, Chiara Rossignoli, Matteo Zerbi, Valerio Maugeri (Politecnico di Milano), Maria Iovino (Coordinatrice, Università degli Studi di Napoli Parthenope).

Il Comitato Scientifico

Raffaele Cesaro (Università degli Studi della Campania Luigi Vanvitelli), Francesco Di Buccio (Università degli Studi "Gabriele d'Annunzio" Chieti-Pescara), Elena Dodaro (Università di Bologna), Luca Flessati (Delft University of Technology), Domenico Gaudio (Sapienza Università di Roma), Giulia Guida (Università degli Studi di Roma "Tor Vergata"), Viviana Mangraviti (Università degli Studi di Padova), Marco Rosone (Università degli Studi di Palermo), Stefano Stacul (Università di Pisa), Gessica Umili (Università degli Studi di Torino)

L'evento è stato realizzato con il contributo incondizionato dei seguenti Sponsor:

PLATINO



ORO



ARGENTO



BRONZO



INDICE

SESSIONE: OPERE E SISTEMI GEOTECNICI	1
Capacità drenante di soluzioni geocomposite alternative a strati anticapillari granulari <i>Adriana Galli, Alessandro Rinaldi, Gian Marco Duranti, Matteo Panella, Remo Di Lorenzi, Maura Peca</i>	3
Casserature geotessili per applicazioni geotecniche: pali gettati in opera <i>Viktor Poberezhnyi, Filippo Tortul</i>	7
Miglioramento della capacità di trasporto transalpino di merci mediante il trasferimento da gomma a rotaia: il caso del progetto 4mk (Svizzera) <i>Gianluca Bella, Davide Merlini, Filippo Gianelli, Matteo Falanesca, Chiara Lanfranchi</i>	11
Studio comparativo degli standard di progettazione per cassoni a suzione in condizioni non drenate <i>Emanuela Pili, Riccardo Zabatta, Nicola Pontani, Domenico Gioffrè</i>	15
Fondazioni su terreni eterogenei granulari e fini: valutazione della capacità portante e dei cedimenti <i>Enrico Maria Panettieri, Veronica Minardi, Bruno Becci</i>	19
“Osservare” il fronte di scavo di gallerie tramite i dati TBM: una metodologia dinamica per la stima del GSI <i>Daniel Kasal, Paolo Fantini</i>	23
Analisi comparativa tra modelli numerici 2D e 3D per l’interazione tridimensionale pozzi–caverna in ammassi rocciosi deboli a grande profondità <i>Jacopo Notari, Giovanni Canetta, Veronica Minardi</i>	27
Studio numerico del congelamento artificiale dei terreni nella stazione Belfiore di Firenze <i>Davide Lenci, Giulia Guida, Arianna Pucci, Francesca Casini, Luigi Domina</i>	31
Un approccio di modellazione semplificato per l’analisi di strutture di sostegno portuali <i>Federico Montali, Luca Flessati, Cristina Jommi</i>	35
Carico limite di un cordolo nastroforme posto in prossimità del ciglio della scarpata di un rilevato stradale <i>Antonio Vicari, Piero Bongio, Antonella Giammarino, Elisabetta Ferraris</i>	39
Ruolo dell’installazione del rivestimento di prima fase sul fattore di sicurezza per gallerie in condizioni di squeezing <i>Giulio Antonucci, Gennaro Scognamiglio</i>	43
SESSIONE: GEOTECNICA SISMICA	47
Carico limite dei pali nei confronti di azioni trasversali in condizioni sismiche per terreni coesivi <i>Alfonso Maria Cascone, Laura Fantera, Piero Bongio</i>	49
Analisi numeriche per la definizione del dominio di interazione Q_u - M_u di una platea su pali <i>Denise Manna, Raffaele Cesaro, Raffaele Di Laora, Chiara Iodice, Alessandro Mandolini</i>	57
Efficacia di miscele ghiaia–gomma nella mitigazione delle vibrazioni sismiche per strutture storiche <i>Angela Fiamingo</i>	61
Valutazione della frequenza fondamentale di vibrazione di una diga di terra mediante differenti metodologie <i>Rebecca Muti, Giuseppe Lanzo</i>	65
Valutazione della suscettibilità alla liquefazione: un caso studio di confronto tra approccio tradizionale e analisi non lineari di risposta sismica locale <i>Arianna Cipriano, Stefano Malvestio, Davide Spinelli, Marta Senaldi</i>	69

SESSIONE: INDAGINI IN SITO E IN LABORATORIO	73
Determinazione del valore caratteristico dei parametri geotecnici da CPT: confronto tra differenti strategie <i>Luca Simoni, Lorenzo Brezzi, Marco Lenzi, Francesca Ceccato, Paolo Simonini</i>	75
Caratterizzazione geotecnica dei terreni da rilevato in termini di deformabilità <i>Mariateresa Chiapperino, Piero Bongio</i>	79
Simulazione numerica della prova CPT in terreni parzialmente saturi <i>Lluís Monforte</i>	83
Determinazione sperimentale della resistenza al taglio all'interfaccia nell'ambito della progettazione di sistemi di copertura di discariche <i>Mauro Trapanotto, Carmine Terriotti</i>	87
Compressibilità e microstruttura di un terreno sabbioso-limoso trattato con ceneri volanti attivate <i>Luca Calò, Marta Di Sante</i>	91
Stabilità ai raggi UV dei sistemi di controllo dell'erosione enkamat® resistenza a lungo termine dell'enkamat all'esposizione ai raggi UV <i>Paolo Zorzenon</i>	95
 SESSIONE: STABILITÀ DEI PENDII	 99
Il digital twin numerico per lo studio dei fenomeni geotecnici <i>Adalgisa Zirpoli, Matteo Villa</i>	101
Integrazione di metodi analitici e numerici nel calcolo dei cedimenti: il caso della cassa di espansione sul torrente Baganza <i>Sara Bandera, Marco Secondi, Mauro Vecchiotti</i>	105
Interventi geotecnici su materiali complessi in ambito minerario <i>Roberta Colucci, Fortunato Medici</i>	109
Il sollevamento del piede arginale: confronto tra eurocodice 7 di 2° generazione e NTC 2018 <i>Marco Lenzi, Francesca Ceccato, Luca Simoni, Lorenzo Brezzi, Paolo Simonini</i>	113
Modellazione numerica del collasso della parete rocciosa sovrastante l'abbazia di Sant'Eutizio (Umbria) in occasione della sequenza sismica dell'Italia centrale del 2016 <i>Benedetta Cortellesi, Giuseppe Lanzo, Paolo Tommasi</i>	117
Sfide tecniche e logistiche nella gestione post-evento di fenomeni estremi: il caso del ripristino dell'autostrada N13 nel Canton Grigioni (Svizzera) <i>Gianluca Bella, Filippo Gianelli, Matteo Falanesca, Enea Sala, Diego Bettoni</i>	121

SESSIONE:

OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

CAPACITA' DRENANTE DI SOLUZIONI GEOCOMPOSITE ALTERNATIVE A STRATI ANTICAPILLARI GRANULARI

Adriana Galli (a.galli@rfi.it)

Alessandro Rinaldi (a.rinaldi@rfi.it)

Gian Marco Duranti (g.duranti@rfi.it)

Matteo Panella (ma.panella@rfi.it)

Remo Di Lorenzi (r.dilorenzi@rfi.it)

Maura Peca (m.pecca@rfi.it)

Rete Ferroviaria Italiana S.p.A.

ABSTRACT. La risalita capillare nel corpo delle opere in terra viene generalmente affrontata con l'impiego di tradizionali strati granulari anticapillari. Tuttavia, l'offerta commerciale dei materiali sintetici per l'ingegneria civile e i vantaggi offerti sulla rapidità di installazione e sul minor impiego di risorse naturali fanno spesso considerare l'adozione di geocompositi con funzione drenante in alternativa alla soluzione tradizionale. Con l'obiettivo di evitare sottostime della capacità drenante rispetto alle esigenze di progetto, il presente contributo si propone di esaminare il concetto di equivalenza idraulica tra un geocomposito drenante e una soluzione tradizionale e di indagarne gli effetti per alcune configurazioni che potrebbero ricorrere nella pratica progettuale. Si introducono altresì i fenomeni riscontrabili nella letteratura tecnica che possono condurre alla riduzione della capacità drenante del geocomposito e aspetti ricorrenti da tenere in considerazione nella scelta di un geocomposito con caratteristiche idrauliche rispondenti ai requisiti di progetto.

1. INTRODUZIONE

Lo strato anticapillare costituito da materiale granulare opportunamente selezionato rappresenta la soluzione tradizionale per interrompere la risalita capillare dell'acqua dal sottosuolo verso il corpo delle opere in terra. L'evoluzione tecnologica dei materiali sintetici per opere di ingegneria civile ha favorito lo sviluppo e la diffusione di geocompositi drenanti, ovvero di prodotti alternativi alla soluzione anticapillare tradizionale.

La soluzione geocomposita beneficia della riduzione dei tempi di posa in cantiere e consente una riduzione delle emissioni di anidride carbonica grazie ai vantaggi in termini di trasporto, movimentazione dei materiali e ridotto impiego di risorse naturali vergini (Bannour et al., 2025).

I geocompositi drenanti sono tipicamente costituiti dall'accoppiamento di un'anima drenante e uno o due filtri geotessili sulle superfici esterne. Oltre alla funzione di drenaggio, la presenza di filtri geotessili integra le funzioni di filtro e separazione dell'elemento geocomposito rispetto al terreno.

Seppure si riscontri una proposta commerciale molto ampia e diversificata (per struttura dell'anima drenante, presenza di uno o due geotessili, capacità drenante nel piano, resistenza a creep per compressione, etc.), l'individuazione del prodotto con caratteristiche idonee all'applicazione prevista non è immediata ma è frutto di un processo di progettazione che tenga conto dei carichi cui sarà sottoposto l'elemento geocomposito, di superfici di contatto coerenti con l'applicazione prevista e di una capacità drenante adeguata sia nella condizione di breve termine che in quella di lungo termine tenendo conto dei fenomeni che possono instaurarsi e contribuire a ridurla.

Sebbene la letteratura scientifica avesse già analizzato la definizione della capacità drenante di elementi geocompositi in alternativa allo strato anticapillare granulare ed equivalenti nella funzionalità idraulica (J.P. Giroud, 2000), con la recente pubblicazione del technical report PD ISO/TR 18228-4:2022 "Design using geosynthetics – Part 4: Drainage" si è pervenuti a un documento nel quale vengono riassunti gli ulteriori aspetti tecnici da tenere in considerazione per la progettazione e individuazione di prodotti idonei e compatibili con le specifiche esigenze.

In quest'ottica, si ritiene utile approfondire alcuni aspetti chiave che potrebbero ricorrere nella pratica progettuale.

2. EQUIVALENZA IDRAULICA

Un concetto fondamentale di cui tenere conto per determinare la capacità drenante che dovrà garantire un geocomposito drenante alternativo a uno strato anticapillare granulare è quello dell'equivalenza della funzione idraulica. Come riscontrabile nella letteratura scientifica (Giroud et. al., 2000) e riproposto nel technical report PD ISO/TR 18228-4:2022 del British Standard Institute (BSI), un geocomposito drenante e uno strato anticapillare granulare con analoga trasmissività idraulica non risultano direttamente equivalenti dal punto di vista idraulico.

La ricerca scientifica ha infatti dimostrato che nel caso di “flusso non confinato”, il più ricorrente nella pratica, l'equivalenza idraulica di un geocomposito drenante rispetto allo strato anticapillare tradizionale è vera se il primo ha una trasmissività idraulica maggiore del secondo. Per tenere conto di tale aspetto ed evitare una sottostima della capacità drenante del geocomposito, è necessario introdurre un coefficiente di equivalenza “E” che è funzione di caratteristiche geometriche (pendenza “ β ” e lunghezza del percorso di filtrazione “ L_h ”), della permeabilità dello strato anticapillare granulare “ K_{it} ” e della sua portata “ q_h ”, dell'altezza massima del liquido nello strato granulare “ h_{max} ”.

In Figura 1 viene schematizzato uno strato anticapillare tradizionale di spessore “t” e introdotti i parametri che rientrano nelle formulazioni adottate per le rappresentazioni delle seguenti Figure 2 e 3.

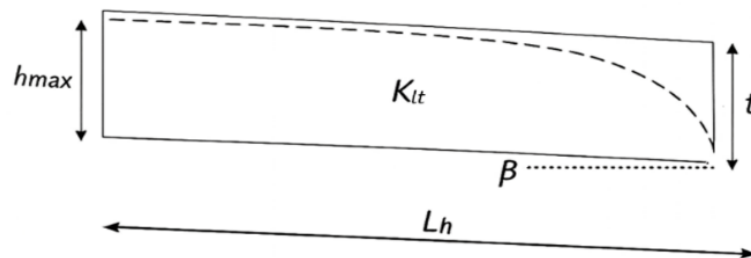


Figura 1. schematizzazione grafica dello strato anticapillare tradizionale e flusso non confinato ($t \geq h_{max}$).

Al fine di analizzare le ricadute del concetto di equivalenza idraulica per situazioni che potrebbero ricorrere nella pratica progettuale, le formulazioni contenute nelle Figure 2 e 3 (Giroud et. al., 2000) sono state applicate al variare dello sviluppo del percorso di filtrazione e indagando differenti spessori e pendenze dello strato granulare anticapillare (rispettivamente 30 cm e 50 cm e 3%, 6% e 9%). Tutte le curve sviluppate sono riferite a un valore di permeabilità dello strato anticapillare granulare fissato in $1 \cdot 10^{-3}$ m/s. Nella legenda delle seguenti figure, la dicitura “t30,3%” si riferisce a uno strato anticapillare granulare di spessore 30 cm e pendenza del 3% rispetto al piano orizzontale.

In particolare, in Figura 2 è rappresentato l'andamento della massima altezza del liquido contenuto nello strato granulare al fine di verificare preliminarmente che risultasse contenuta nello spessore degli strati presi in considerazione e dalla quale emerge che il flusso risulta non confinato in tutte le casistiche analizzate.

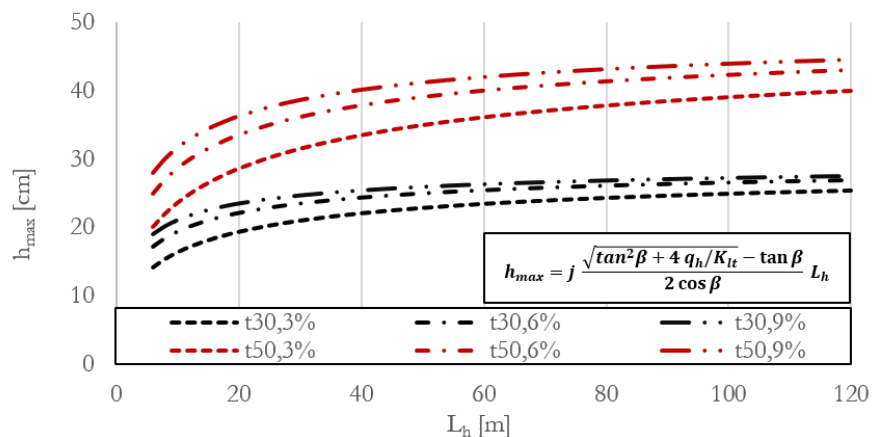


Figura 2. massima altezza del liquido nello strato anticapillare granulare al variare dello sviluppo del percorso di filtrazione.

In Figura 3, invece, è rappresentato l'andamento del coefficiente di equivalenza al variare dello sviluppo del percorso di filtrazione per le casistiche analizzate.

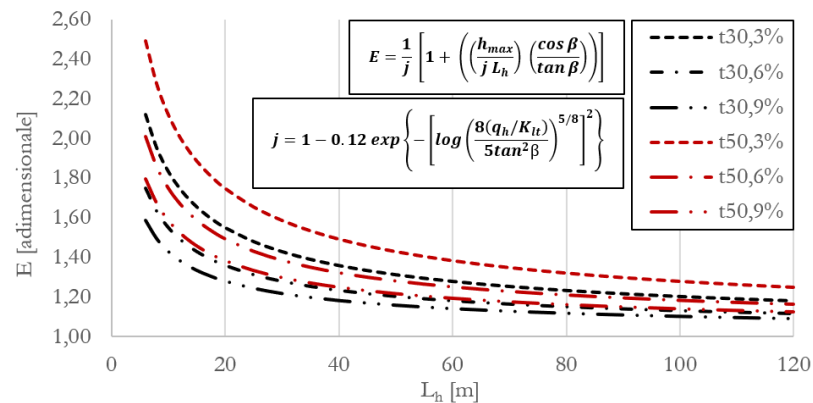


Figura 3. andamento del coefficiente di equivalenza al variare dello sviluppo del percorso di filtrazione.

L'esame della Figura 3 conferma la rilevanza del concetto di equivalenza idraulica. Infatti, in generale e per gli sviluppi del percorso di filtrazione e casistiche indagate, il coefficiente di equivalenza risulta sempre superiore all'unità e, inoltre, a parità di spessore dello strato anticapillare granulare, aumenta al diminuire della pendenza rispetto al piano orizzontale. Risulta altresì evidente come per lunghezze del percorso di filtrazione contenute, ad esempio riscontrabili alla base di un rilevato, il coefficiente di equivalenza assume valori significativi e trascurarlo condurrebbe a una sottostima della capacità drenante ricercata nel prodotto geocomposito.

3. RIDUZIONE DELLA CAPACITA' DRENANTE A LUNGO TERMINE

Per la determinazione della capacità drenante dei prodotti geocompositi si riscontrano vari riferimenti tecnici, a partire dallo Standard Guide GC8 del Geosynthetic Research Institute (GRI), passando per quello statunitense della American Society for Testing and Materials International (ASTM D7931), fino al più recente technical report PD ISO/TR 18228-4:2022 proposto dal British Standard Institute (BSI).

I riferimenti tecnici citati concordano nel ridurre la capacità drenante dei geocompositi drenanti in funzione di coefficienti (R_{Fi}) che consentano di tenere conto dei vari fenomeni che nel tempo possono manifestarsi limitandone la funzionalità idraulica.

A meno di alcune differenze tra i coefficienti indicati dai riferimenti tecnici sopra citati, si riscontra una sostanziale omogeneità tra i fenomeni da tenere in considerazione. Prendendo a riferimento il technical report PD ISO/TR 18228-4:2022, i coefficienti riduttivi da considerare per determinare la capacità drenante a lungo termine risultano: fenomeno di creep per compressione ($R_{F,cr,Q}$), intrusione del geotessile nell'anima drenante ($R_{F,in}$), intasamento biologico ($R_{F,bc}$), intasamento chimico ($R_{F,cc}$), incertezze di laboratorio e di sito ($R_{F,L}$).

Relativamente alla quantificazione di detti coefficienti, il technical report PD ISO/TR 18228-4:2022 propone, in generale, dei range per ciascun effetto senza tuttavia distinguerli per specifica applicazione e che conducono a un incremento della capacità drenante richiesta al geocomposito di circa 35 volte se applicati considerandone l'estremo superiore. Per l'applicazione di un geocomposito drenante in sostituzione della soluzione anticapillare tradizionale, seppure sempre indicativi, in letteratura tecnica si riscontrano range più contenuti rispetto a quelli generali indicati dal technical report PD ISO/TR 18228-4:2022. Lo stesso technical report, relativamente ai soli fattori riduttivi per intasamento biologico e chimico, per applicazione anticapillare richiama i valori indicati nello Standard GC8.

Al fine di chiarire come la prevedibile riduzione di capacità drenante influenzi la scelta di un geocomposito, la Figura 4 mostra come gli effetti di riduzione debbano essere tenuti in conto sin dalla fase progettuale. Trattandosi di una rappresentazione indicativa, a partire dalla portata equivalente Q_{GCD} , è stato considerato il prodotto dei massimi valori indicati nel technical report PD ISO/TR 18228-4:2022 per ciascun effetto.

Nel grafico a barre e sulla base della formulazione (1), per $Q_{F,cr,Q}$ deve intendersi il prodotto tra Q_{GCD} e il fattore riduttivo di creep ($R_{F,cr,Q}$), per $Q_{F,in}$ deve intendersi il prodotto tra $Q_{F,cr,Q}$ e il fattore riduttivo di intrusione del geotessile nell'anima drenante ($R_{F,in}$) e così via fino alla barra $Q_{F,L}$ che deve intendersi come il prodotto tra la portata equivalente Q_{GCD} e tutti i parametri riduttivi sopra richiamati. In definitiva, $Q_{F,L}$ rappresenta il valore di portata definito in progetto e che dovrà essere ricercato nel prodotto geocomposito.

$$Q_{di\ laboratorio, \text{ breve termine}} \geq Q_{GCD} \cdot \prod_1^i R_{F,i} = Q_{GCD} \cdot R_{F,cr,Q} \cdot R_{F,in} \cdot R_{F,bc} \cdot R_{F,cc} \cdot R_{F,L} \quad (1)$$

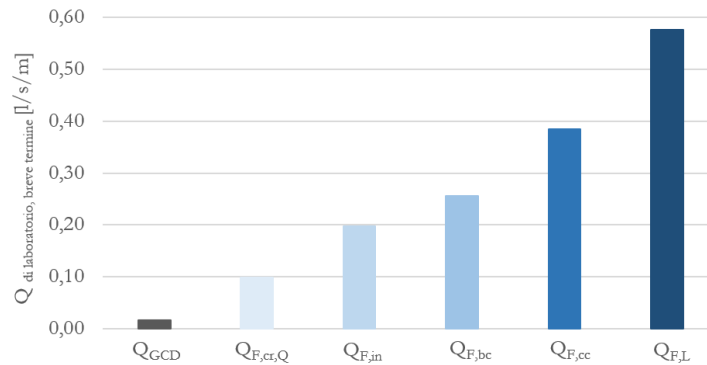


Figura 4. Effetto dei coefficienti $R_{F,i}$ sulla portata equivalente (Q_{GCD}) rispetto a una soluzione granulare (spessore 30 cm, pendenza 3%, permeabilità $1 \cdot 10^{-3}$ m/s, percorso di filtrazione di circa 10 m).

La scelta del geocomposito deve pertanto orientarsi su prodotti che garantiscano un valore di capacità drenante adeguato alle pressioni cui sarà soggetto e opportunamente maggiorato al fine di assicurare che il prodotto individuato risulti idoneo a soddisfare le esigenze di progetto anche al manifestarsi dei fenomeni che ne riducono la funzionalità idraulica nel tempo. Inoltre, l'individuazione del prodotto deve risultare coerente rispetto alle assunzioni progettuali come, ad esempio, il comportamento del geocomposito rispetto al fenomeno di creep per compressione.

Relativamente alle superfici di contatto, occorre tenere in considerazione che queste sono direttamente riconducibili alla potenziale intrusione del geotessile all'interno dell'anima drenante del geocomposito e che, più in generale, la condizione di contatto "Soft/Soft" o "Morbido/Morbido", tipica per applicazioni alla base dei rilevati come chiarito dal technical report PD ISO/TR 18228-4:2022, risulta la più limitante per la capacità drenante.

4. CONCLUSIONI

Nel presente contributo sono stati evidenziati alcuni aspetti fondamentali di cui tenere conto nella progettazione di un prodotto geocomposito drenante alternativo alla soluzione tradizionale granulare. Dalla letteratura tecnica disponibile e dalle casistiche analizzate emerge con chiarezza come, da un lato, sia necessario valutare attentamente l'equivalenza tra due soluzioni drenanti differenti al fine di evitare una sottostima rispetto alle esigenze idrauliche di progetto mentre, dall'altro, il campo di variabilità dei coefficienti rappresentativi dei fenomeni cui potrebbe essere sottoposto il geocomposito può condurre a delle sovrastime particolarmente elevate.

Il contributo ha altresì attenzionato che la soluzione geocomposita scelta tra la vasta proposta commerciale disponibile deve considerare aspetti direttamente riconducibili alla fase di progettazione della soluzione più appropriata come, tra gli altri, le geometrie del drenaggio, la pressione cui sarà sottoposto, le specifiche tipologia e caratteristiche del prodotto.

5. BIBLIOGRAFIA

- Giroud J.P., Bonaparte R., Zhao A. (2000). The myth of hydraulic transmissivity equivalency between geosynthetic and granular liquid collection layers. *Geosynthetics International*, 7: 381-401.
- GRI Standard GC8 (2013). Standard guide for determination of the allowable flow rate of a drainage geocomposite. Geosynthetic Research Institute, USA.
- ASTM D7931/D7931M-2021 (2021). Standard guide for specifying drainage geocomposite. American Society for Testing and Materials International.
- BS PD ISO/TR 18228-4:2022 (2022). Design using geosynthetics. Part 4: Drainage. British Standards Institution BSI, London, UK.
- Bannour H., Beaumier D., Fourmont S. (2025). Environmental design considerations using an equivalency index between granular drainage and geosynthetic alternatives. *Proc.*: 473-483.

CASSERATURE GEOTESSILI PER APPLICAZIONI GEOTECNICHE: PALI GETTATI IN OPERA

Viktor Poberezhnyi (poberezhnyi@huesker.de)
Huesker Synthetic GmbH

Filippo Tortul (f.tortul@huesker.it)
Huesker SRL

ABSTRACT. Il presente articolo analizza l'impiego dei geotessili come casseforme a perdere per pali in calcestruzzo gettato in opera in terreni molto deformabili, in presenza di cavità o flussi di acque sotterranee, condizioni in cui pressione idrostatica, scarso sostegno laterale e dilavamento possono generare difetti geometrici e qualitativi. I rivestimenti geosintetici trasformano la pressione radiale in trazione anulare, creando un sostegno artificiale che consente di colmare cavità e, con adeguate proprietà filtranti, di limitare il dilavamento. Il confronto tra sistemi cuciti e continui a trama circolare evidenzia che le discontinuità delle cuciture possono influenzare la resistenza a trazione anulare e il comportamento all'allungamento.

1. GEOTESSILI COME CASSERATURE PER PALI IN CALCESTRUZZO GETTATO IN OPERA

I pali in calcestruzzo gettato in opera (pali trivellati) necessitano, durante il getto, di una pressione di sostegno laterale sufficiente a garantirne l'integrità geometrica, la cui mancanza, in terreni molto deformabili con resistenze al taglio non drenate inferiori a 15~20 kPa, può causare deformazioni impreviste o geometrie indesiderate.

Durante la posa, il calcestruzzo fresco si comporta in modo quasi idrostatico e la sua pressione laterale dipende soprattutto da viscosità e densità. Se il sostegno laterale è insufficiente, possono comparire difetti tipici del calcestruzzo fresco: il fusto del palo può dilatarsi radialmente quando la pressione idrostatica supera la capacità di contenimento del terreno o restringersi localmente ("necking") quando il calcestruzzo scorre in modo irregolare o fuoriesce in zone deboli. Queste deformazioni generano una geometria irregolare o discontinua del palo, compromettendone la capacità di trasferimento dei carichi e riducendone la resistenza. Queste anomalie sono spesso rilevabili monitorando il consumo di calcestruzzo durante la posa o, post maturazione, mediante procedure di controllo dell'integrità come il *Low-Strain-Sonic-Testing* (Fleming, 2009).

Oltre che in terreni deformabili e coesivi, queste problematiche possono presentarsi anche in condizioni del sottosuolo problematiche quali carsismo o presenza di cavità antropiche. In questi casi, il terreno circostante offre un sostegno radiale localmente nullo, facendo defluire il calcestruzzo negli interstizi adiacenti (FHWA, 2010). La Figura 1 (sx) mostra un danno causato dal deflusso di calcestruzzo in una cavità asciutta (Fleming, 2009).

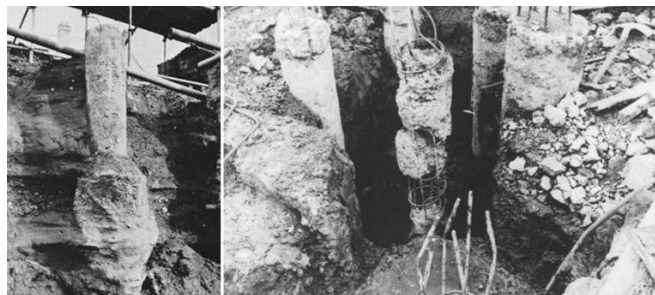


Figura 1. (sx) Danno causato dal deflusso di calcestruzzo in una cavità asciutta (Foto di CIRIA, Londra) (Fleming, 2009); (dx) Difetto dovuto al dilavamento del cemento prima che il calcestruzzo si fosse indurito (Tomlinson, 2015)

Anche i flussi delle acque sotterranee rappresentano un rischio aggiuntivo: i gradienti idraulici possono infatti causare il dilavamento della miscela cementizia nella fase liquida, compromettendone la qualità. La Figura 1 (dx) mostra un difetto dovuto al dilavamento del cemento non ancora maturo (Tomlinson, 2015). Inoltre, le acque sotterranee possono provocare instabilità locali e cedimenti delle pareti del foro di trivellazione (Fleming, 2009).

In tali condizioni, i geosintetici possono essere impiegati come elementi flessibili di cassatura. A seconda dei processi di produzione e delle proprietà meccaniche, i sistemi geosintetici possono svolgere funzioni di sostegno radiale durante la fase di calcestruzzo fresco, di colmata delle cavità e di separazione e filtraggio antidilavamento.

Attraverso l'attivazione di forze di trazione circolari, la pressione radiale del calcestruzzo viene convertita in tensioni di trazione anulari. In questo modo, il rivestimento geosintetico crea un sostegno artificiale corrispondente ai meccanismi d'azione dei pali in sabbia o ghiaia rivestiti di geosintetici, cosiddetti GEC, *Geosynthetic Encapsulated Column* (Alexiew, 2005).

1.1. Meccanismi determinanti durante la gettata di calcestruzzo

A una data profondità z , l'equilibrio orizzontale richiede che la pressione laterale del calcestruzzo fresco, il cui comportamento viene approssimato ad idrostatico, sia assorbita dalla somma della pressione statica del terreno circostante e del sostegno aggiuntivo fornito dal geotessile. Definita γ_{cls} la densità del calcestruzzo fresco, la pressione orizzontale da esso esercitata è considerabile come:

$$\sigma_{h,cls}(z) = \gamma_{cls} z \quad (1)$$

La tensione efficace orizzontale nel terreno circostante in condizioni litostatiche risulta essere:

$$\sigma'_{h,terr}(z) = K_0 \sigma'_{v,terr}(z) = K_0 \gamma'_{terr} z = (1 - \sin \phi') \gamma'_{terr} z \quad (2)$$

Considerando il coefficiente di pressione del terreno a riposo (in condizione di raggiunto equilibrio) secondo la formula di Jaky (1948). Tenendo conto del contributo del rinforzo geotessile $\sigma_{h,geo}(z)$, l'equilibrio orizzontale alla profondità z può quindi essere formulato come segue:

$$\sigma_{h,cls}(z) = \sigma'_{h,terr}(z) + \sigma_{h,geo}(z) \quad (3)$$

Applicando le formule (1) e (2) si ottiene quindi il contributo resistivo necessario dal geotessile:

$$\sigma_{h,geo}(z) = z [\gamma_{cls} - (1 - \sin \phi') \gamma'_{terr}] \quad (4)$$

Questa espressione quantifica il deficit di forza di sostegno laterale derivante dallo squilibrio tra la pressione idrostatica del calcestruzzo fresco e la tensione orizzontale a riposo del terreno soffre circostante. Il geotessile deve mobilitare una forza di trazione anulare sufficiente a generare la reazione $\sigma_{h,geo}(z)$ radiale così da garantire l'equilibrio orizzontale (con deformazioni compatibili). La capacità di sostegno e contenimento del geotessile, quindi, dipendono direttamente dalla sua resistenza e deformabilità circonferenziale.

Questo rapporto di equilibrio dimostra che la resistenza alla trazione e la rigidità in direzione circonferenziale determinano direttamente la capacità di contenimento del geosintetico.

1.2. Colmare cavità e vuoti

In formazioni carsiche, in presenza di condotte fognarie in disuso o in cavità e pozzi antropici, la perforazione può intercettare volumi vuoti, favorendo durante il getto la fuoriuscita incontrollata di calcestruzzo, con un diretto aumento dei consumi, una riduzione locale della sezione del palo causante possibili discontinuità strutturali. In tali condizioni, senza adeguate misure di stabilizzazione, non è possibile garantire l'integrità geometrica del fusto.

Un caso documentato si è verificato nel progetto «La Carrière» a Friburgo (Svizzera), dove durante la perforazione di pali fino a 28 m sono emerse vecchie cavità fognarie ancora accessibili. La sfida era evitare la perdita di calcestruzzo senza lasciare la camicia metallica come cassaforma a perdere. Si è quindi installato un rivestimento geosintetico a trama spiroidale ad alta resistenza (Ringtrac 100/400), calato nel foro prima del getto. Il geotessile ha funzionato perfettamente come cassaforma flessibile: un successivo sopralluogo nelle cavità ha confermato l'assenza di fuoriuscite e deformazioni. Con una resistenza anulare di 400 kN/m, il rivestimento ha sostenuto la pressione idrostatica del calcestruzzo a circa 20 m di profondità senza danni strutturali. La Figura 2 mostra un palo in calcestruzzo nell'area della cavità.

1.3. Effetto di separazione e filtraggio nel flusso delle acque sotterranee

I geotessili possiedono proprietà filtranti intrinseche che possono essere estremamente utili per evitare il dilavamento delle miscele cementizie in terreni con gradienti idraulici o flussi attivi di acque sotterranee. Secondo la teoria della filtrazione (Giroud, 2002), i geotessili possono trattenere le particelle fini e allo stesso tempo

consentire un flusso d'acqua controllato, a condizione che la larghezza caratteristica delle aperture, identificabile ad esempio con il parametro O_{90} (EN ISO 12956:2020), soddisfi i criteri di filtrazione in relazione alla distribuzione granulometrica del terreno circostante. Sebbene i geotessili siano ampiamente utilizzati come filtri nell'ingegneria idraulica, il loro impiego come barriera di filtrazione nella realizzazione di pali ha ricevuto finora un'attenzione limitata. In questo contesto, il rivestimento geosintetico può fungere da barriera antidilavamento, migliorando così la durabilità e l'omogeneità del calcestruzzo in fase di maturazione in presenza di acque sotterranee in movimento

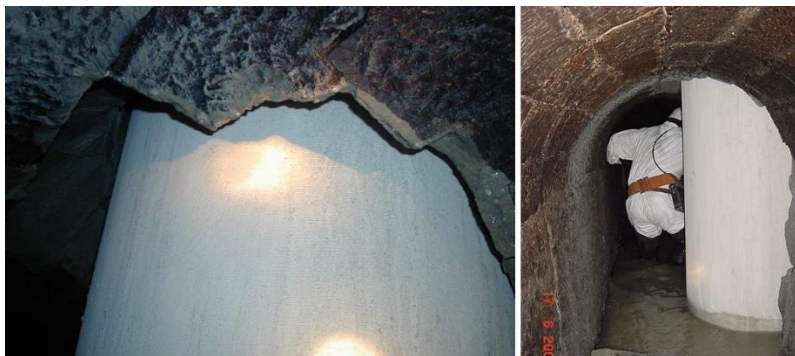


Figura 2. Ringtrac 100/400 come rivestimento geotessile per la realizzazione di pali in calcestruzzo gettato in opera nell'area delle vecchie cavità fognarie a Friburgo, Svizzera .

2. RIVESTIMENTI GEOTESSILI COME CASSAFORMA TEMPORANEA A PERDERE

2.1. Rivestimenti in geotessile cuciti

I teli geotessili planari, tessuti o non tessuti, possono venire cuciti insieme per formare un rivestimento cilindrico. La cucitura crea però una discontinuità longitudinale lungo la circonferenza. Questi sistemi vengono tipicamente utilizzati quando è richiesto un livello moderato di contenimento, il terreno circostante offre un sostegno laterale buono e le pressioni idrostatiche sono limitate.

La figura 3 mostra un esempio di tale rivestimento, installato sulla gabbia di rinforzo durante la posa nel foro di trivellazione. A causa però della minore resistenza alla trazione della cucitura rispetto al materiale di base, i rivestimenti cuciti possiedono un'intrinseca discontinuità locale nella rigidità che ne può ridurre la capacità di carico anulare effettiva e comprometterne il sostegno fornito al palo (Alexiew, et al., 2011).

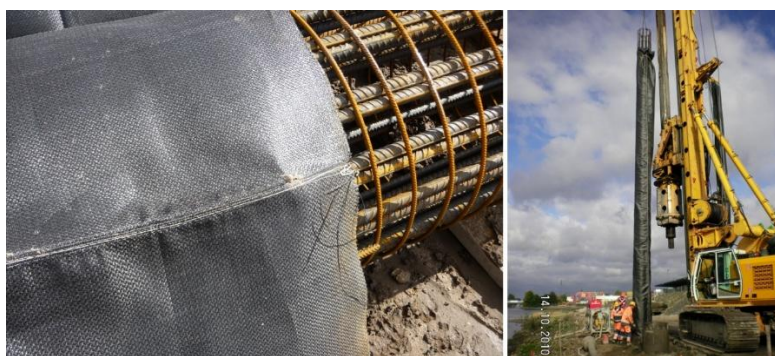


Figura 3. Rivestimento geotessile cucito sulla gabbia di armatura (sx) e durante l'installazione nel foro di trivellazione (dx)

2.2. Effetto delle cuciture sulla resistenza alla trazione

L'efficienza della cucitura ("Seam Efficiency") è il rapporto tra la resistenza alla trazione della cucitura e quella del materiale intatto (ASTM, 2022). Poiché la cucitura costituisce una discontinuità strutturale, la sua resistenza è generalmente inferiore a quella del geotessile integro e diminuisce con l'aumentare della resistenza del materiale, soprattutto nei prodotti ad alta tenacità. Oltre i 50 kN/m, molte cuciture mostrano efficienze inferiori al 75% e nei geotessili ad alta resistenza (200–250 kN/m) anche cuciture ben eseguite raggiungono spesso solo il 50% (Koerner, 2012). In cantiere, condizioni più difficili e controlli limitati possono ridurre ulteriormente tale efficienza.

La cucitura rappresenta quindi una riduzione locale della resistenza anulare e può diventare determinante nel dimensionamento, introducendo anche variazioni di rigidezza che possono causare strappi e deformazioni.

Tali effetti possono essere anche tollerabili in terreni dalle buone capacità resistive, capaci di offrire sostegno laterale almeno parziale, ma diventano sempre più critici in terreni estremamente morbidi o in applicazioni che richiedono elevate resistenze da parte del geosintetico.

2.3. Rivestimenti in geotessile senza cuciture, a tessitura spiroidale

I rivestimenti geotessili senza cuciture, con tessitura anulare spiroidale, sono realizzati tramite una tessitura circolare che produce un tubo continuo privo di cuciture longitudinali. La geometria cilindrica è quindi generata direttamente in produzione, garantendo una disposizione uniforme dei fili e proprietà meccaniche omogenee. Questi prodotti sono diffusi nelle colonne in sabbia rivestite (GEC), dove sono richieste elevate resistenze e rigidzze anulari per l'ancoraggio in terreni molto morbidi. I diametri tipici variano tra 0,6 e 1,0 m, con resistenze alla trazione anulari fino a 600 kN/m.

L'assenza di discontinuità longitudinali elimina le debolezze strutturali lungo la circonferenza e garantisce una resistenza alla trazione e una rigidezza uniformi. Di conseguenza, sotto carico radiale si sviluppano deformazioni anulari uniformi più facilmente prevedibili.

3. CONCLUSIONI

L'analisi dei meccanismi attivi durante il getto mostra come pressione idrostatica, scarso confinamento, flussi sotterranei e cavità rappresentino condizioni critiche nella realizzazione di pali in terreni molto deformabili ed in presenza di cavità. I rivestimenti in geotessile possono stabilizzare il getto grazie alla mobilitazione di forze di trazione anulari, compensando le carenze di sostegno e consentendo l'attraversamento delle cavità. Il loro comportamento dipende tuttavia dal processo produttivo: i sistemi planari cuciti presentano discontinuità longitudinali che, per la limitata efficacia delle cuciture, possono ridurre la resistenza anulare e generare variazioni locali di rigidezza, con conseguenti deformazioni irregolari e rischio di rottura. I geotessili a trama circolare continua eliminano tali discontinuità e garantiscono una resistenza uniforme, assicurando un comportamento più omogeneo e prevedibile.

Oltre alla funzione portante, i rivestimenti geosintetici possono contribuire anche alla separazione e filtrazione in presenza di flussi sotterranei attivi. Come barriera permeabile con apertura controllata, il geotessile riduce il dilavamento del cemento, limita la migrazione delle frazioni fini e migliora l'omogeneità e la durabilità del calcestruzzo indurito. L'effetto filtrante deve essere coerente con la granulometria del terreno e con i gradienti idraulici presenti durante la cementificazione.

Se selezionati con adeguati criteri di resistenza, rigidezza e filtrazione idraulica quindi, le casseforme geotessili possono fornire funzioni di sostegno, rinforzo in fase di maturazione e protezione dall'erosione.

4. BIBLIOGRAFIA

- Alexiew D., Brokemper D., Lothspeich S. (2005). Geotextile encased columns (GEC): load capacity, geotextile selection and pre-design graphs. *Proc. International Symposium on Ground Improvement*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- Alexiew D., Küster V., Assinder P. (2011). *An introduction to ground improvement using geotextile encased columns (GEC)*. HUESKER Synthetic GmbH, Gescher.
- ASTM International (2022). *ASTM D4884/D4884M-22: standard test method for strength of sewn or thermally bonded seams of geotextiles*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- FHWA - Federal Highway Administration (2010). *Drilled shafts: construction procedures and design methods*. FHWA-NHI-10-024, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
- Fleming W.G.K., Weltman A., Randolph M.F., Elson W.K. (2009). *Piling engineering*, 3rd ed. CRC Press, London.
- Giroud J.-P., Luettich S.M., Richardson G.N., Zhao A. (2002). Permeability of geotextile and granular filters. *Proc. 7th International Conference on Geosynthetics (7ICG)*, Lisse: 1039-1044.
- Koerner R.M. (2012). *Designing with geosynthetics*, 6th ed. Xlibris Publishing, Bloomington, IN.
- Tomlinson M.J., Woodward J. (2015). *Pile design and construction practice*, 6th ed. CRC Press, Boca Raton, FL.
- International Organization for Standardization (2019). *Geotextiles and geotextile-related products - Determination of the characteristic opening size*. ISO 12956:2019.

MIGLIORAMENTO DELLA CAPACITÀ DI TRASPORTO TRANSALPINO DI MERCI MEDIANTE IL TRASFERIMENTO DA GOMMA A ROTAIA: IL CASO DEL PROGETTO 4mK (SVIZZERA)

Gianluca Bella (gianluca.bella@arx.ing); Davide Merlini (davide.merlini@arx.ing); Filippo Gianelli (filippo.gianelli@arx.ing); Matteo Falanesca (matteo.falanesca@arx.ing); Chiara Lanfranchi (chiara.lanfranchi@arx.ing)
ARX Group SA, Lugano, Svizzera

ABSTRACT. La rete ferroviaria svizzera comprende oltre 280 gallerie, in gran parte costruite tra il XIX e l'inizio del XX secolo. Questo patrimonio infrastrutturale richiede interventi di adeguamento agli standard funzionali attuali. In tale contesto, il Corridoio 4 metri (4mK) si configura come un intervento strategico volto a favorire il trasferimento del traffico merci transalpino da gomma a rotaia, perseguendo obiettivi di maggiore efficienza del sistema di trasporto, incremento della sicurezza e riduzione dell'impatto ambientale. L'implementazione del progetto 4mK ha comportato sostanziali interventi di adeguamento sulla rete esistente, con particolare riferimento all'ampliamento delle sagome limite nelle gallerie a semplice e a doppio binario. Tali attività hanno richiesto un attento bilanciamento tra esigenze geometriche, vincoli strutturali e continuità dell'esercizio ferroviario. Il presente contributo propone una sintesi delle principali sfide progettuali incontrate e delle strategie di risanamento adottate nell'ammodernamento di oltre dieci gallerie, che costituiscono elementi chiave del Corridoio 4mK.

1. INTRODUZIONE

La Nuova Ferrovia Transalpina (NFTA) mira a potenziare l'asse ferroviario Genova-Basilea-Rotterdam/Anversa, garantendo un collegamento efficiente tra i principali porti europei e la cosiddetta Blue Banana, l'area economicamente più sviluppata del continente, che attraversa sei Paesi: Olanda, Belgio, Germania, Francia, Svizzera e Italia (Fig.1). Lo scheletro del corridoio è costituito da circa 4.000km di rete ferroviaria, che nel tratto meridionale attraversano la Svizzera lungo due assi principali sui quali si trovano tre importanti gallerie di base quali la Galleria di Base del Gottardo (lunghezza 57km), la Galleria di Base del Lötschberg (lunghezza 35km) e la galleria di Base del Ceneri (lunghezza 15km). Con l'apertura del tunnel di Ceneri nel Canton Ticino nel 2020, è stata completata l'ultima sezione del corridoio ferroviario merci, consolidando il ruolo strategico della Svizzera nel trasporto transalpino.

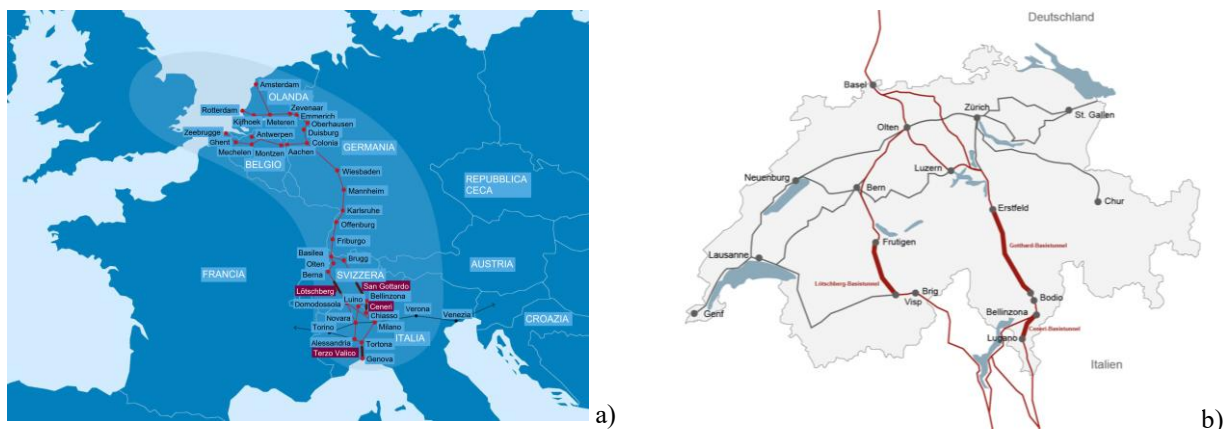


Figura 1. a) Nuovo Collegamento Ferroviario attraverso le Alpi; b) NFTA attraverso la Svizzera (modificato da <https://terzovalico.mit.gov.it/il-terzo-valico/corridoio-reno-alpi/>).

Un ruolo centrale nella strategia della NFTA è giocato dal progetto del Corridoio 4 Metri (4mK). Oggetto del presente articolo, il progetto 4mK è pensato per adeguare tratte e infrastrutture ferroviarie lungo le due principali dorsali svizzere della rete, sia in ingresso sia in uscita dalle tre Gallerie di Base. L'intervento interessa gallerie, ponti, piattaforme ferroviarie e vie di accesso che attraversano la Svizzera da sud a nord, incrementando capacità e sicurezza e rendendo possibili i transiti di vagoni rimorchi moderni, più grandi rispetto a quelli per cui le infrastrutture erano state originariamente progettate.

2. PANORAMICA DEL PROGETTO

Il Progetto Ferroviario del Corridoio a 4 Metri si estende per oltre 270km, attraversando le Alpi meridionali dalla città svizzera di Basilea a Chiasso (Fig.2). Il principale obiettivo è la riqualificazione della linea ferroviaria, con particolare focus su 20 gallerie, per consentire il transito di vagoni merci con altezza fino a 4.0m (altezza standard ca. 3.5m) e larghezza di 2.6m. Gli interventi previsti mirano a due scopi: il rinnovo delle strutture esistenti e l'ampliamento del profilo di ingombro, minimizzando le interruzioni del traffico ferroviario e ottimizzando tempi e costi di costruzione. Lo sviluppo del progetto si basa su un'analisi approfondita dello stato attuale dei tunnel e sulla verifica di eventuali conflitti tra la configurazione esistente e i nuovi requisiti relativi al profilo di spazio libero, in conformità con le normative svizzere SIA 197/1 e I-20036. Arx Group SA, in consorzio con altri studi di progettazione, ha contribuito alla progettazione e supervisione dei lavori relativi al progetto del Corridoio a 4 Metri nel Canton Ticino, che coinvolge 10 tunnel di dimensioni, geometrie, caratteristiche strutturali e stato di conservazione diversificati (Tab.1).

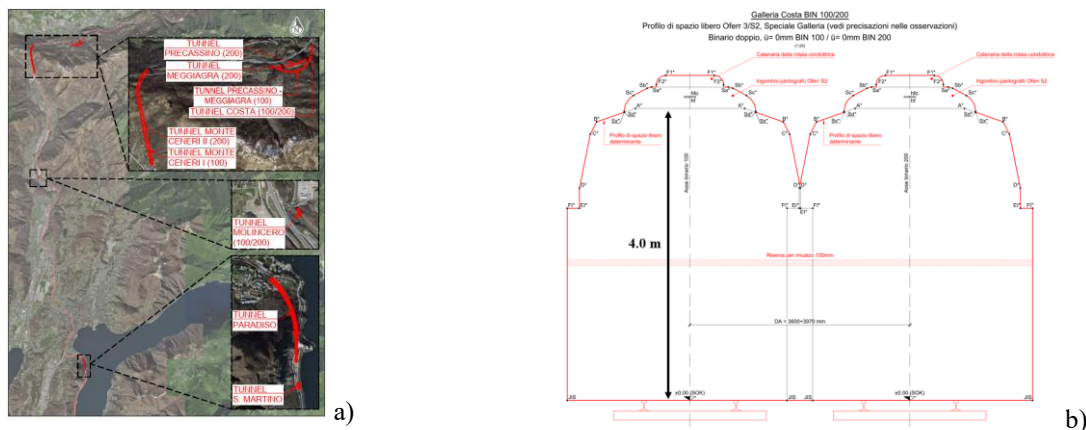


Figura 2. a) Panoramica del Corridoio 4 Metri; b) dettaglio del nuovo profilo di spazio libero (Merlini et al., 2025).

Tabella 1. Dettaglio delle gallerie (Merlini et al., 2025).

Tunnel	Lunghezza (m)	Tipo	Anno di costruzione	Struttura originale
Costa	67	Binario doppio	1882	Volta e paramenti: rivestimento in muratura con blocchi di pietra
Precassino-Meggiagra	713	Binario singolo	1934	Volta: rivestimento in muratura con blocchi di pietra Paramenti: calcestruzzo armato
Precassino	402	Binario singolo	1882	Volta e paramenti: rivestimento in muratura con blocchi di pietra
Meggiagra	102	Binario singolo	1882	Volta e paramenti: rivestimento in muratura con blocchi di pietra
Monte Ceneri I	1675	Binario singolo	1882	Volta e paramenti: rivestimento in muratura con blocchi di pietra
Monte Ceneri II	1692	Binario singolo	1933	Volta: rivestimento in muratura con blocchi di pietra Paramenti: calcestruzzo armato
Molincero	75	Binario singolo	1882	Volta e paramenti: rivestimento in muratura con blocchi di pietra
Paradiso	768	Binario doppio	1874	Tratta in roccia: volta e paramento → rivestimento in muratura con blocchi di pietra Tratta in materiale sciolto: tunnel a cielo aperto → rivestimento in muratura con blocchi di pietra
San Martino	53	Binario doppio	1874	Tunnel a cielo aperto con struttura portante in pietra naturale e riempimento con materiale di scavo
Molino	10	Binario doppio	1874	Tunnel a cielo aperto con struttura portante in pietra naturale e riempimento con materiale di scavo

I dieci tunnel del progetto 4mK si sviluppano nel cuore cristallino delle Alpi meridionali, con coperture che variano da 10m a 220m. Il percorso attraversa due zone geologiche ben distinte: a nord la Zona del Ceneri, dominata da gneiss e da litotipi mafici-ultramafici come anfiboliti e serpentiniti, tutte sottoposte a metamorfismo di alto grado; a sud la Zona Val Colla, caratterizzata in prevalenza da paragneiss e ortogneiss. La Zona del Ceneri è segnata da un'intensa fratturazione, con strati inclinati e pieghe, mentre la Val Colla mostra una struttura più stratificata e

regolare. Sopra il basamento roccioso sono presenti depositi quaternari non consolidati - alluvionali, colluviali e glacio-fluviali.

2.1 Risanamento della struttura esistente

La definizione degli interventi per il risanamento dei tunnel esistenti è stata preceduta dalla verifica dello stato di consistenza delle strutture. La valutazione dei dieci tunnel 4mK si è basata su ispezioni visive complete, con analisi e classificazione degli elementi strutturali e indicazioni per manutenzione o risanamento degli stessi. Sono stati controllati tutti i componenti principali, documentando lo stato della muratura, della piattaforma ferroviaria e del sistema di drenaggio (Fig.3). Ogni zona del tunnel di lunghezza pari a 10m è stata classificata secondo le categorie ZK1 “Buone”, ZK2 “Accettabili”, ZK3 “Scarse”, ZK4 “Degradate”, ZK5 “Allarmanti”. In accordo con il committente, i lavori di risanamento sono stati programmati solo per zone caratterizzate da uno stato di consistenza ZK3 o superiore, definendo le priorità tra interventi immediati, riparazioni a breve termine e monitoraggi continui. La tipologia di intervento è scelta in relazione ai conflitti del profilo esistente con la nuova sagoma limite.



Figura 3. Principali tipologie di danni riscontrate nei Tunnel del 4mK, da sinistra a destra: incrostazioni, venute d'acqua, muratura rotta o sfaldata, vuoti a tergo della muratura (Merlini et al., 2025).

2.2 Ampliamento del profilo del tunnel

Il secondo obiettivo del progetto, ovvero l'ampliamento della sezione tipo per consentire il transito dei vagoni merci moderni, è stato raggiunto mediante l'implementazione di interventi costruttivi mirati. In particolare, il profilo di spazio libero è stato incrementato sia attraverso l'abbassamento della piattaforma ferroviaria, comprendente scavi, nuove fondazioni e adeguamento del binario, sia tramite l'adattamento dei paramenti e della volta, eseguito con rifacimento in calcestruzzo gettato in opera progettato in modo da garantire l'ampliamento del profilo libero e al contempo un'integrazione ottimale con la restante struttura originaria conservata (Fig.4).

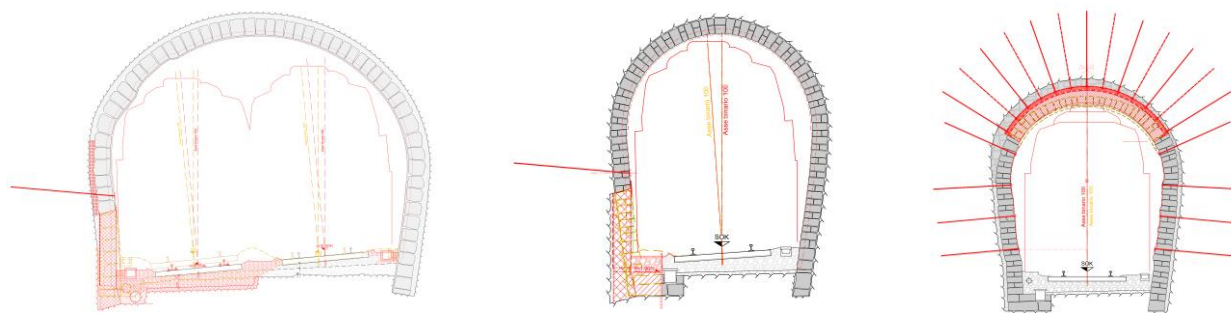


Figura 4. Principali tipologie di intervento per l'ampliamento della sezione dei tunnel esistenti.

3. INDAGINI GEOTECNICHE E ANALISI NUMERICHE

In ciascun tunnel è stata condotta una campagna investigativa comprendente un numero adeguato di carotaggi su volta e paramenti. Sono stati eseguiti test in situ e di laboratorio - tra cui prove di compressione monoassiale e Point Load - per valutare le proprietà geomeccaniche degli ammassi, principalmente costituiti da Paragneiss, Ortogneiss e Basiti/Ultrabasiti (Zubriggen et al., 1997; Schumacher, 1995). La resistenza a compressione dei rivestimenti in muratura è stata ricavata a partire dai campioni disponibili dai carotaggi (spessore=20-85cm) ed

e eseguendo la stima della resistenza equivalente della muratura secondo l'approccio della normativa SIA 266/2 da cui si sono ottenuti valori medi di UCS pari a 6-8MPa e modulo elastico $E=5.8\text{GPa}$. Per analizzare il comportamento strutturale sono state condotte analisi numeriche 2D e 3D (Fig.5). Sono stati eseguiti: i) modelli agli elementi finiti FEM (RS2 v.9.0); ii) modelli ad aste (Statik-07); iii) modelli all'equilibrio limite (UnWedge v.4.0). I carichi blocchi sono stati determinati con UnWedge con discontinuità generate da famiglie le cui giaciture sono state individuate da rilievi in situ ed i cui parametri di resistenza ottenuti da prove di taglio diretto. Le zone plastiche sono derivate da curve caratteristiche o da analisi FEM, queste ultime con terreni / ammassi simulati mediante modello costitutivo Mohr-Coulomb e legge elasto-plastica, rivestimenti come elementi 'standard beam' dotati di spessori e rigidezze, realizzazione di opportuna fasistica di costruzione. Le analisi FEM si sono concentrate su portali e aree con copertura ridotta per valutare cedimenti superficiali e ottimizzare gli interventi di rinforzo, considerando condizioni geologiche, pressione idraulica e carichi di traffico. Nei modelli aste-molle, l'ammasso è rappresentato da vincoli radiali elastici non lineari reagenti a sola compressione, mentre il rivestimento è discretizzato in segmenti a spessore variabile definito sulla base di ispezioni e carotaggi. In funzione della qualità dell'ammasso roccioso sono state analizzate diverse distribuzioni di carico simmetriche e asimmetriche (carico blocchi, allentamento, etc.) per eseguire le verifiche di sicurezza nel breve e lungo termine.

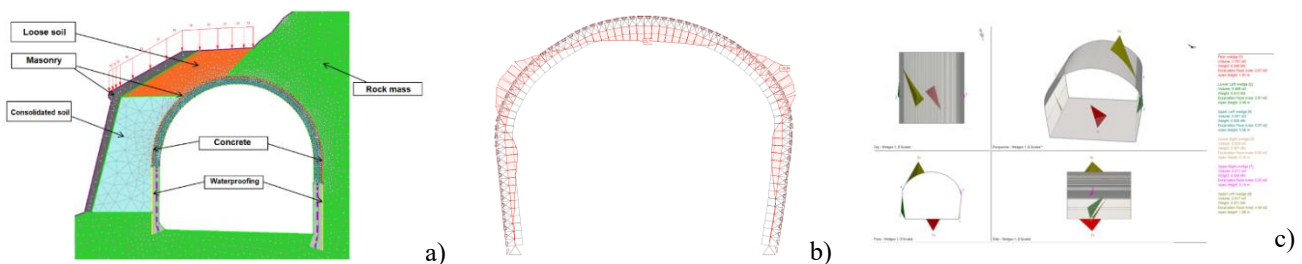


Figura 5. a) Modello agli elementi finiti RS2; b) modello ad aste Statik-07; c) modello all'equilibrio limite UnWedge.

4. CONCLUSIONI

Il Progetto Ferroviario del Corridoio 4 Metri rappresenta un significativo avanzamento per l'infrastruttura ferroviaria svizzera, con molteplici benefici. In primo luogo, migliora l'efficienza del trasporto merci transalpino, consentendo il passaggio di rimorchi più grandi e il trasporto di una gamma più ampia di merci. In secondo luogo, garantisce la stabilità a lungo termine dei tunnel: il risanamento e le modifiche strutturali previsti nell'ambito del progetto garantiscono un incremento della durata di vita utile dell'opera, oltre a adeguarla agli standard attuali. Infine, il progetto offre vantaggi economici e ambientali, riducendo il traffico su strada e le emissioni di gas, grazie a un trasporto merci più sostenibile ed efficiente. Le sfide progettuali, derivanti principalmente dall'esecuzione di interventi su gallerie caratterizzate da notevoli diversità in termini geometrici, strutturali, geologico-geotecnici e di conservazione, sono state affrontate e superate grazie a soluzioni ingegneristiche innovative e a una pianificazione accurata della logistica e del programma dei lavori. Ciò garantisce benefici duraturi per la rete ferroviaria svizzera e per il sistema di trasporto merci europeo.

5. BIBLIOGRAFIA

- Merlini D., Gianelli F., Falanesca M., Lanfranchi C., Dall'Omo E., Bella G. (2025). The 4-meter corridor rail project: shifting transalpine freight traffic from road to rail in Switzerland. *Proc. Rapid Excavation & Tunneling Conference (RETEC)*, Dallas (USA), 1392-1409.
- Zubriggen R., Franz L., Handy M.R. (1997). Pre-Variscan deformation, metamorphism and magmatism in the Strona-Ceneri Zone (southern Alps of north. Italy and south. Switerland). *Schweiz. Mineral Petrogr. Mitt.*, 77: 361-380.
- Schumacher M.E. (1995). Geological interpretation of the seismic profiles through the Southern Alps (lines S1-S7 and C3-south). *Deep Structure of the Swiss Alps*, Heitzmann, P., Lehner, P., Pfiffner O. A., Steck A. Editori, 101-114.
- Norma SIA 197/1 (2019). *Projets de tunnels - Tunnels ferroviaires*.
- Norma SIA 266/2 (2004). *Maçonneries en pierre naturelle*.
- SBB CFF FFS, I-20036 (2012). *Misure di autosalvataggio nelle gallerie*.
- Sito web <https://terzovalico.mit.gov.it/il-terzo-valico/corridoio-reno-alpi/>

STUDIO COMPARATIVO DEGLI STANDARD DI PROGETTAZIONE PER CASSONI A SUZIONE IN CONDIZIONI NON DRENATE

Emanuela Pili (piliemanuela99@gmail.com)

Dipartimento DICAR, Università degli Studi di Pavia

Riccardo Zabatta (rz008@rina.org), Nicola Pontani (np007@rina.org)

Rina Consulting S.p.A.

Domenico Gioffrè (domenico.gioffre@unipv.it)

Dipartimento DICAR, Università degli Studi di Pavia

ABSTRACT. L'ingegneria offshore richiede soluzioni di fondazione efficienti e affidabili per strutture installate in ambiente marino, specialmente in condizioni di grande profondità. Tra queste, i cassoni a suzione sono tra le soluzioni più popolari grazie alla loro versatilità, economicità e ridotto impatto ambientale. Il presente lavoro analizza la capacità portante di tali fondazioni soggette a carichi tridimensionali, con particolare attenzione alle combinazioni verticali e orizzontali. Viene presentata una revisione critica delle principali normative tecniche di riferimento (ISO 19901-4, DNV-RP-E303 e API RP 2SK), evidenziandone differenze metodologiche e livelli di conservatività. L'indagine è completata da un caso studio reale relativo al sistema di ormeggio di un'unità FLNG (Floating Liquefied Natural Gas), per il quale sono stati impiegati sia strumenti analitici sia analisi numeriche agli elementi finiti. Il confronto tra i diversi approcci mostra una buona coerenza qualitativa, pur con differenze nella previsione della capacità ultima.

1. INTRODUZIONE

L'ingegneria offshore richiede soluzioni sempre più ottimizzate per installare strutture in mare, spesso a grandi profondità, sia nel settore Oil & Gas sia nelle rinnovabili. Tra le fondazioni possibili, i cassoni a suzione stanno acquisendo crescente popolarità industriale e scientifica. Si tratta di cilindri d'acciaio chiusi superiormente e aperti alla base, utilizzati come ancoraggi per sistemi galleggianti o come supporti per strutture fisse e sottomarine.

L'installazione avviene creando una depressione interna che facilita la penetrazione nel terreno, tecnica ormai consolidata anche in terreni più permeabili o stratificati. I vantaggi includono logistica semplificata e minore impatto ambientale. Questo lavoro studia la resistenza dei cassoni soggetti a carichi tridimensionali, con particolare attenzione alle combinazioni verticali-orizzontali, tramite strumenti analitici (Caisson_VHM) e modelli numerici (RS3).

2. LA NORMATIVA SU VERIFICA E PROGETTAZIONE DI CASSONI A SUZIONE

Rispetto a soluzioni più tradizionali (pali, rapporto lunghezza/diametro $L/D > 5$) i cassoni a suzione sono progettati con un rapporto lunghezza/diametro più contenuto (generalmente compreso tra 1 e 3), collocandosi come fondazioni intermedie tra le superficiali e le profonde (Figura 1a).

Oltre ai carichi verticali dovuti al peso della struttura, la loro stabilità può essere soggetta a carichi ciclici verticali, orizzontali e di momento, causati da condizioni ambientali (come moto ondoso o vento che investono la struttura fuori dall'acqua) o operative (come il passaggio transitorio di fluidi attraverso un impianto). L'interazione di tali componenti viene rappresentata attraverso degli "involuppi di rottura" nello spazio V-H-M (verticale-orizzontale-di momento), che definiscono i limiti di carico della fondazione e assumono la forma di un ellissoide parabolico (Kay, 2015; Figura 1b).

La letteratura tecnica propone approcci differenti per la valutazione della capacità portante e dei criteri di sicurezza. Questo studio confronta le principali metodologie adottate, analizzando tre normative di riferimento riconosciute a livello internazionale: ISO 19901-4 (2005); DNV-RP-E303 (2005); API RP 2SK (2005).

2.1 Filosofia Progettuale

Le norme ISO 19901-4 e DNV-RP-E303 adottano una metodologia di progettazione a fattori parziali (PFD, *Partial Factor Design*), un metodo deterministico che mira a garantire la sicurezza della fondazione ripartendo le incertezze su ogni componente del calcolo, dai materiali ai carichi applicati.

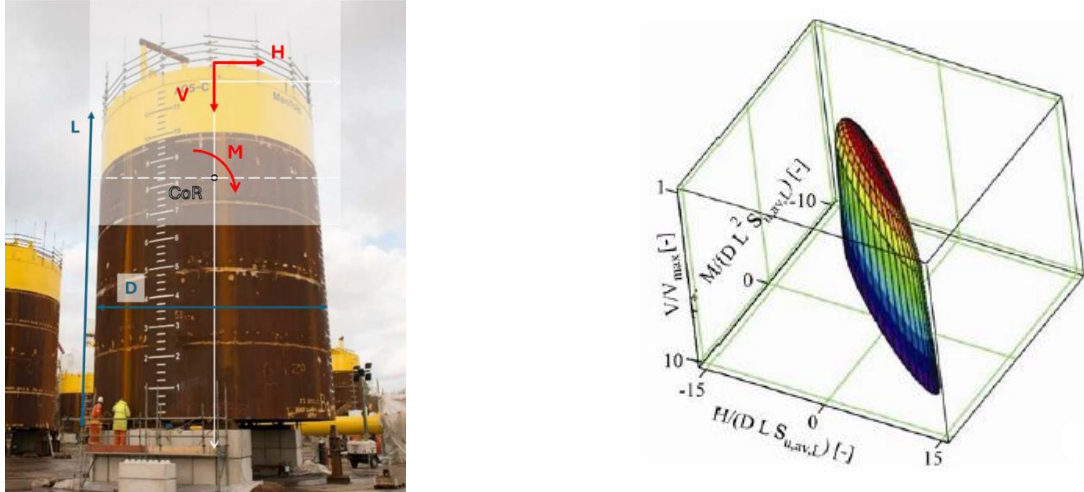


Figura 1. (a): Fotografia di un cassone a suzione sovrapposta alla nomenclatura riguardante le sue dimensioni geometriche e ai carichi applicati (V , H , M). (b): Visualizzazione di un involuppo di rottura VHM (Kay, 2018).

In questo contesto, l'analisi si focalizza sul superamento di uno “Stato Limite”, definito in base allo scenario di progettazione e al tempo di ritorno associato alle azioni di progetto.

Al contrario, il documento di API (American Petroleum Institute) RP 2SK (per l'ormeggio, o *Station Keeping*, di unità galleggianti) si rifà alla filosofia più tradizionale del Work Stress Design (WSD). Questo approccio semplifica la verifica della fondazione confrontando direttamente l'azione di progetto con la resistenza prevista dalla fondazione; un unico fattore globale di sicurezza agisce esclusivamente sulla resistenza del sistema.

3. OSSERVAZIONI SU UN CASO STUDIO

3.1 Interpretazione dei dati disponibili

Per studiare come le diverse raccomandazioni delle normative selezionate influenzano la verifica di un cassone a suzione, è stato selezionato un caso di studio reale relativo alla progettazione del sistema di ormeggio di un'unità FLNG (Floating Liquefied Natural Gas) realizzato attraverso l'installazione di cassoni a suzione. Il sistema di ancoraggi è suddiviso in quattro gruppi distinti disposti radialmente rispetto alla posizione operativa della FLNG. Ciascun *cluster* è composto da cinque cassoni a suzione, ciascuno collegato ad una linea d'ormeggio in corrispondenza di un punto d'ancoraggio (comunemente chiamato *padeye*). Le dimensioni delle singole fondazioni e la profondità del *padeye* (z_{pad}) sono riportate in Tabella 1.

Tabella 1. Dimensioni geometriche del cassone a suzione oggetto d'indagine.

L (m)	D (m)	s (mm)	z_{pad} (m bsb)
17.0	5.0	30	11.3

Dati di prove *in situ* (tre CPTU) e di laboratorio hanno confermato il profilo stratigrafico atteso (Figura 2), riconducibile ad un'argilla (SBTn di Zona 3, Robertson and Cabal, 2022).

Sulla base delle prove di laboratorio realizzate su campioni raccolti in sito, è stato determinato un valore di N_{kt} (che esprime il legame tra la sovrappressione di punta netta e la resistenza non drenata) pari a 11.0, ritenuto rappresentativo delle caratteristiche geotecniche del sito coerentemente con la tendenza dei dati raccolti tramite le

prove di laboratorio. Applicando tale valore al profilo di q_{netta} è stato ottenuto un profilo di resistenza non drenata in funzione della profondità.

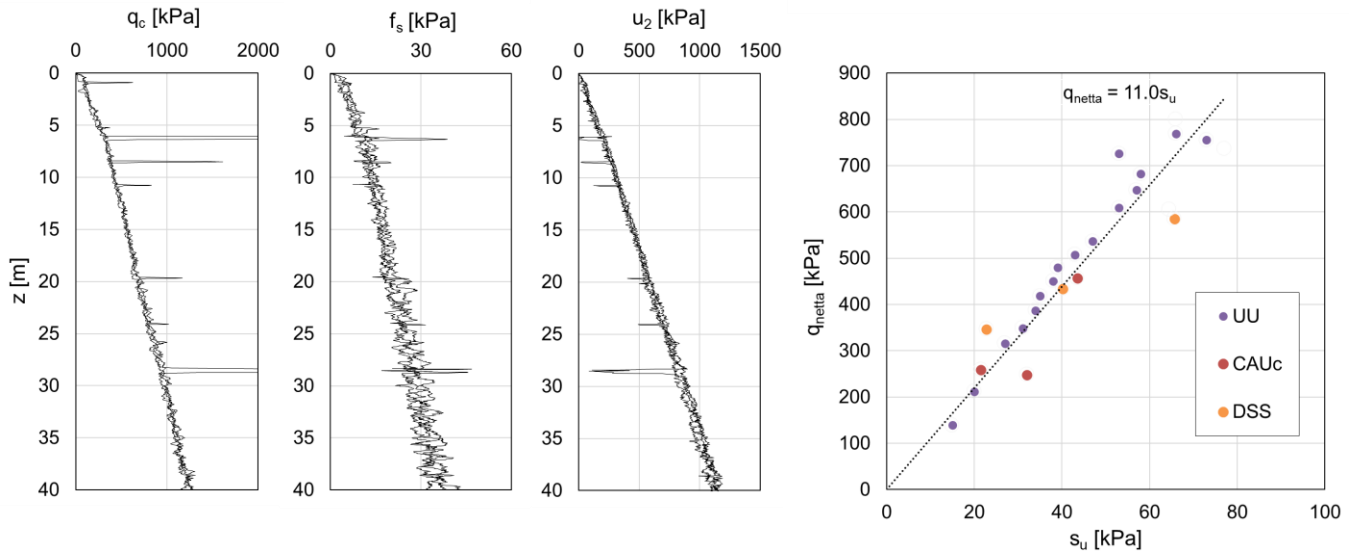


Figura 2.(a): Misure di q_c , f_s , u_2 delle prove CPT eseguite in sito. (b): profilo di progetto di s_u .

3.2 Confronto dei risultati di verifica della fondazione con una formulazione analitica

L'elaborazione di un profilo di resistenza non drenata (s_u) di progetto consente di utilizzare il codice commerciale Caisson_VHM sviluppato da CASK (Kay, 2015), che calcola l'involuppo di rottura caratteristico di un cassone a suzione sulla base della geometria della fondazione e di un modello semplificato delle proprietà fisiche e meccaniche del terreno, in condizioni non drenate nell'interazione terreno-struttura. Questo lavoro si concentra sulla risposta del cassone a combinazioni di carichi verticali e orizzontali. Gli involuipi di rottura calcolati dal codice sono stati scalati in funzione delle prescrizioni sulle resistenze previste dagli standard, mentre i carichi di progetto applicati alla fondazione sono stati fattorizzati per determinare la verifica della fondazione.

Dal confronto tra gli approcci normativi emerge che il livello di conservatività varia secondo la filosofia progettuale adottata. La ISO 19901-4 risulta la più conservativa per questo specifico caso studio, poiché applica coefficienti parziali riduttivi del materiale più elevati rispetto agli altri documenti e prevede fattori amplificativi specifici per ciascuna componente di carico, per gli stati limite e per le condizioni di ormeggio.

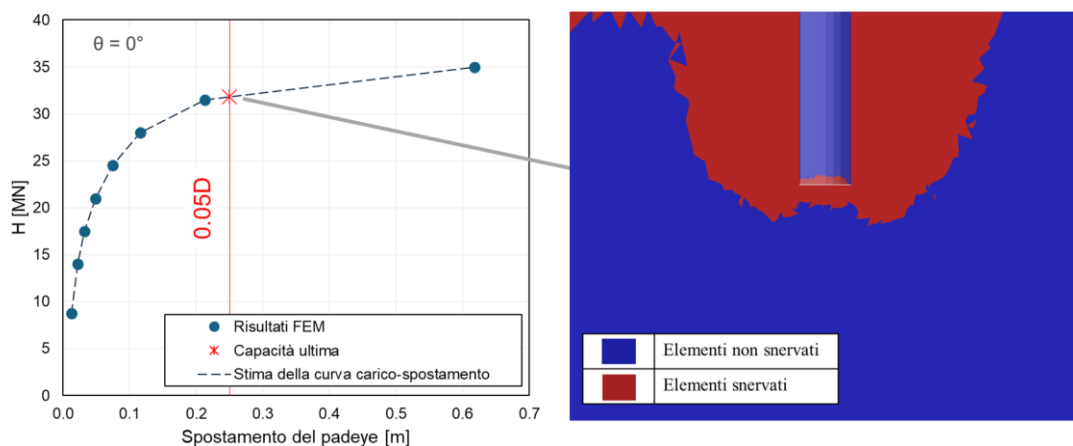


Figura 3. (a): ricostruzione per step di carico crescenti della curva carico-spostamento al padeye per una configurazione di carico orizzontale ($\theta = 0^\circ$). (b): istantanea degli elementi di terreno attorno alla fondazione.

L'approccio DNV-RP-E303 mostra una conservatività intermedia: prescrive un coefficiente globale di riduzione della resistenza pari a 1.2 e un unico fattore di amplificazione dei carichi, senza distinzioni tra verticale e orizzontale né misure aggiuntive per l'ormeggio danneggiato. Infine, la filosofia progettuale delle API RP 2SK

risulta, nel presente studio, la meno conservativa, in quanto non introduce fattori riduttivi del materiale e determina quindi un dominio di resistenza più esteso.

3.3 Risultati preliminari da un modello FE

Il caso reale illustrato in precedenza è stato analizzato anche tramite una modellazione numerica agli Elementi Finiti (FEM), con l'obiettivo di rappresentare l'interazione terreno-struttura in modo più realistico. L'analisi è stata condotta con RS3 (Rocscience, 2025), modellando il terreno come un cilindro concentrico alla fondazione, profondo 40 m—pari all'estensione massima delle indagini in sito—e con raggio 20 m, circa quattro volte il raggio del cassone.

Il terreno è stato rappresentato come un unico strato con criterio di Mohr-Coulomb e comportamento non drenato ($\phi = 0^\circ$, coesione pari alla s_u variabile con la profondità), con peso di volume unitario pari a 16 kN/m^3 . La fondazione è stata assunta infinitamente rigida. L'interfaccia terreno-fondazione è stata modellata con un elemento *joint*, che permette di riprodurre attrito e scorrimento relativo tra due oggetti in contatto; il coefficiente d'attrito α è stato assegnato pari a 0.65, che in mancanza di dati specifici è un valore di riferimento verosimile (Kay, 2015).

I valori estremi di carico — $V_{\max}$ per $\theta = 90^\circ$ e $H_{\max}$ per $\theta = 0^\circ$, ottenuti con Caisson_VHM — sono stati applicati nel modello FEM al punto di attacco della catena. Il carico è stato applicato progressivamente in otto stage incrementali; ad ogni step RS3 risolve l'equilibrio fondazione-terreno e consente di ricostruire la curva carico-spostamento del padeye combinando carico imposto e spostamento calcolato (Figura 3).

Il procedimento è stato ripetuto per diverse inclinazioni di carico ($\theta = 22.5^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 90^\circ$). Per ciascun caso si è determinata la forza corrispondente allo spostamento limite del padeye, assunto pari al 5% del diametro del cassone. L'insieme di tali valori ha permesso di ottenere l'involuppo di rottura $V-H_{\max}$, rappresentativo della capacità portante della fondazione al variare dell'angolo di applicazione del carico.

Il dominio risultante dalle analisi FEM è stato confrontato con quello calcolato tramite Caisson_VHM: l'involuppo FEM risulta più esteso (Figura 4). Questo può essere interpretato come legato al grado di conservatività che Caisson_VHM—essendo un codice commerciale basato su formulazioni semplificate—deve assicurare. I due involuppi mostrano un andamento qualitativamente analogo, indicando buona coerenza tra i diversi approcci.

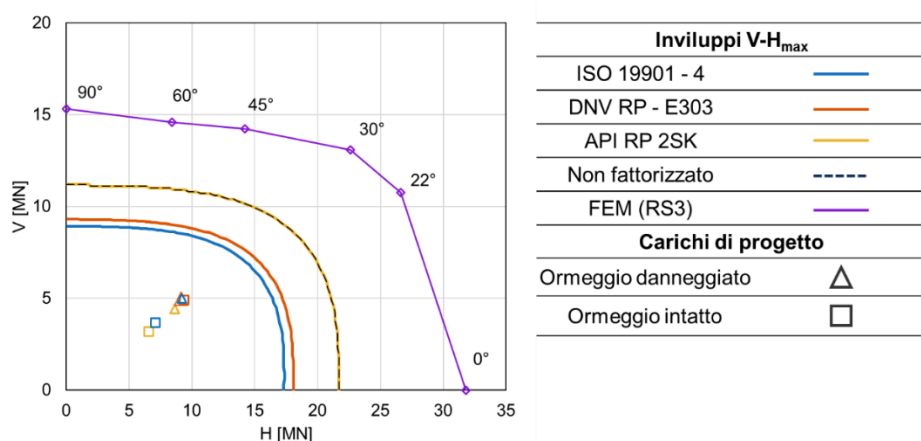


Figura 4. Verifica a carichi VH in condizioni di Stato Limite Ultimo seguendo le raccomandazioni di tre documenti diversi; confronto con l'involuppo di rottura VH calcolato con un modello agli elementi finiti RS3.

4. BIBLIOGRAFIA

- American Petroleum Institute (2005). *API RP 2SK: design and analysis of stationkeeping systems for floating structures*.
Det Norske Veritas (2005). *DNV-RP-E303: geotechnical design and soil mechanics*.
International Organization for Standardization (2005). *ISO 19901-4: petroleum and natural gas industries - specific requirements for offshore structures - Part 4: geotechnical and foundation design considerations*.
Randolph M., Gourvenec S. (2011). *Offshore geotechnical engineering*. Spon Press.
Kay S. (2015). CAISSON_VHM: a program for caisson capacity under VHM load in undrained soils. *Proc. 3rd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG 2015)*, Oslo, Norway: 277-282.
Robertson P.K., Cabal K. (2022). *Guide to cone penetration testing*, 7th ed. Gregg Drilling LLC.
Rocscience Inc. (2025). *RS3 user guide*. Rocscience Inc.

FONDAZIONI SU TERRENI ETEROGENEI GRANULARI E FINI: VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE E DEI CEDIMENTI

Enrico Maria Panettieri (enrico.panettieri@ceas.it)
CEAS s.r.l.

Veronica Minardi (veronica.minardi@ceas.it)
CEAS s.r.l.

Bruno Becci (becci@in-spe.it)
IN.SPE s.r.l.

ABSTRACT. La progettazione delle fondazioni di edifici che insistono su terreni aventi una stratigrafia eterogenea, caratterizzata dall'alternanza di orizzonti fini e granulari, spesso si risolve con semplificazioni cautelative che conducono a costi rilevanti, talvolta insostenibili per le opere in esame. L'impiego di modelli numerici che riproducano fedelmente il comportamento meccanico e deformativo dei terreni nel tempo sono certamente uno strumento determinante per la risoluzione di tali problemi. Si riporta il caso studio di uno studentato fondato su platea e pali riduttori di cedimento, per il quale la valutazione della capacità portante, non riconducibile a schemi semplificati che rappresentino univocamente la risposta meccanica dei terreni a breve e lungo termine, è stata risolta con la modellazione FEM mediante estrapolazione della curva carico - cedimento, in aderenza con le normative vigenti. La valutazione dei cedimenti, invece, eseguita anch'essa numericamente, è stata poi confrontata e validata con un sistema di monitoraggio topografico opportunamente approntato per gli scopi in corso lavori.

1. INTRODUZIONE

Il contesto geotecnico nel quale viene realizzata un'opera condiziona in modo determinante la scelta della tecnologia di fondazione, nonché i tempi e i costi necessari alla sua esecuzione.

Nel caso di stratigrafie granulari, generalmente caratterizzate da una buona portanza, ai fini della sicurezza, della funzionalità e della durabilità dell'opera, è necessario garantire un efficace controllo dei cedimenti assoluti e differenziali. Una possibile scelta progettuale è rappresentata dalle fondazioni miste, dove a supporto della platea intervengono i pali riduttori di cedimento, capaci di limitare gli spostamenti e garantire un comportamento più uniforme dell'opera. In alternativa, è possibile ricorrere a tecniche di miglioramento, finalizzate ad aumentare le caratteristiche di resistenza e deformabilità del volume significativo di sottosuolo interessato dall'intervento.

Nel caso di stratigrafie a prevalente grana fine, la presenza di terreni a bassa permeabilità e caratterizzati da ridotta rigidità e fenomeni deformativi dipendenti dal tempo porta a privilegiare il ricorso a fondazioni profonde. In tali contesti, pali o micropali consentono di trasferire i carichi in profondità, verso livelli di terreno più competenti e di contenere gli effetti dei cedimenti.

Nel caso di stratigrafie eterogenee, caratterizzate dall'alternanza di terreni a diverso comportamento, per edifici multipiano, si ricorre spesso per semplicità di analisi all'utilizzo di fondazioni profonde, a discapito dei costi progettuali. In questi casi si ritiene opportuno utilizzare analisi numeriche che simulino il comportamento meccanico e deformativo nel tempo dei terreni, riproducendo le diverse fasi di costruzione. In questo modo si valuta innanzitutto la capacità portante della fondazione diretta e quindi si approccia il tema deformativo, giungendo così ad una progettazione più oculata. Il caso di studio oggetto del presente lavoro riguarda uno studentato di otto piani fuori terra e uno interrato fondato su una stratigrafia eterogenea, in cui si alternano terreni sabbiosi-ghiaiosi e limi argillosi. Viene innanzitutto valutata la portanza dei terreni nell'ipotesi di platea di fondazione e successivamente è affrontato l'aspetto deformativo.

2. VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE

La stratigrafia messa in luce dalle indagini geognostiche evidenzia un sottosuolo marcatamente eterogeneo, caratterizzato da una continua alternanza di orizzonti fini a comportamento prevalentemente comprimibile (limi sabbiosi e limi argillosi) e orizzonti granulari più rigidi (sabbie e ghiaie) con grado di addensamento crescente con

la profondità. Tale stratigrafia non consente una stima rigorosa della capacità portante tramite la formulazione classica di Brinch Hansen (Hansen, J. B., 1970), in quanto viene meno l'ipotesi fondamentale di mezzo omogeneo alla base del modello teorico. Inoltre, la simulazione della risposta meccanica a breve termine è resa complessa dalla possibile coesistenza di condizioni drenate e non drenate, che non consente una schematizzazione univoca del comportamento del terreno. Pertanto, la valutazione del fattore di sicurezza, ai sensi della normativa vigente, è stata condotta mediante analisi numeriche agli elementi finiti con il software PLAXIS 2D.

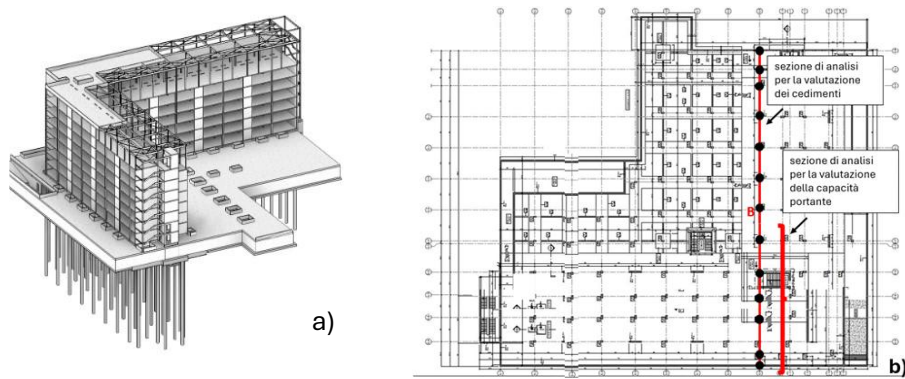


Figura 5. Visualizzazione grafica in 3D dell'edificio (a) e planimetria con indicazione delle sezioni di analisi per la capacità portante e i cedimenti. I pallini neri rappresentano le mire installate (b)

L'edificio, avente forma in pianta a "L", è stato schematizzato – per la valutazione della portanza – con una sezione 2D plane strain che considera il lato corto dell'edificio, comprendendo la porzione maggiormente caricata di esso. La platea è stata rappresentata come elemento *plate*, in grado di cogliere la reale distribuzione degli sforzi e degli spostamenti alla base della struttura. I carichi strutturali sono stati applicati come carichi puntuali concentrati sulla platea. I terreni granulari sono stati descritti tramite modello costitutivo *Hardening Soil*, con rigidzze variabili con la profondità, mentre per gli orizzonti fini comprimibili è stato impiegato il modello *Soft Soil*. Le fasi costruttive sono state simulate rispettando i tempi reali di costruzione di 90 giorni mediante delle analisi di *Consolidation* per simulare il reale comportamento dissipativo del sistema, includendo lo scavo fino alla quota di imposta della platea, il getto della platea e l'applicazione graduale dei carichi derivanti dall'edificio in questione, seguiti dalla fase di dissipazione delle pressioni neutre in eccesso. Riguardo alla determinazione del carico di collasso, che in coerenza con le NTC 2018, deve essere condotto secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), e deve assicurare un coefficiente complessivo γ_R pari a 2.3, si è operato incrementando progressivamente i carichi fino a cercare di raggiungere un coefficiente prossimo a tale valore.

Viceversa, l'analisi SSR (*Shear Strength Reduction*) maggiormente aderente ad un Approccio 1 – Combinazione 2, non è stata ritenuta adatta agli scopi, in quanto la capacità portante è un problema di collasso sotto un dato percorso di carico, che conviene ricostruire con un'analisi di tipo *Plastic* o *Consolidation* al fine di determinare la curva carico cedimento fino al collasso. Nelle analisi FEM, specie se con approcci impliciti, però, è spesso complicato individuare un meccanismo di collasso per semplice incremento del carico. Perciò, per la valutazione del carico ultimo è stato adottato il metodo di Chin (Chin, F. K., 1970), comunemente usato nell'ambito della progettazione dei pali, che consente una stima indiretta della capacità portante mediante l'estrapolazione matematica della curva carico–spostamento. Infatti, al progredire del carico applicato, si accumulano deformazioni plastiche che accentuano il comportamento non lineare del terreno e tale andamento è schematizzabile da un'iperbole.

Nel caso in esame, essendo la fondazione flessibile, sono stati scelti tre punti di controllo in corrispondenza dei punti su cui sono applicati alcuni carichi in platea (Point load) (Figura 2a), per i quali è stata ricostruita la curva carico–spostamento. Il livello di carico per il quale è stato possibile ottenere risultati prima di incorrere in difficoltà numeriche nella convergenza è stato comunque superiore a 2.3 volte il carico SLU ($Q_{max} = 3 Q_{slu}$). Tuttavia, allo scopo di valutare l'effettivo carico ultimo del sistema, tramite il metodo di Chin le curve sono state prolungate fino al raggiungimento del carico ultimo asintotico. Per poter osservare un comportamento univoco della platea, le curve sono state adimensionalizzate rispetto ai valori di carico associati alla combinazione SLU e i relativi spostamenti ottenuti da modello in corrispondenza dei singoli point load (Q_{SLU} e u_{SLU}) (Figura 2b).

Il processo di adimensionalizzazione dei risultati permette, anche in presenza di una fondazione flessibile e di condizioni di carico eterogenee, di estrapolare un risultato che sia indicativo della capacità portante offerta del sistema terreno-fondazione indipendente dal carico e dal cedimento nel singolo punto.

Sovrapponendo le tre curve adimensionali si osserva un'ottima corrispondenza delle curve estrapolate in corrispondenza dei point load e una prossimità dei valori asintotici limite di Q/Q_{SLU} con il metodo di Chin. Tale vicinanza di valori permette di individuare un unico fattore di sicurezza rappresentativo del sistema terreno-fondazione. Il superamento del valore di Q/Q_{SLU} di 2.3 garantisce la portanza della fondazione diretta.

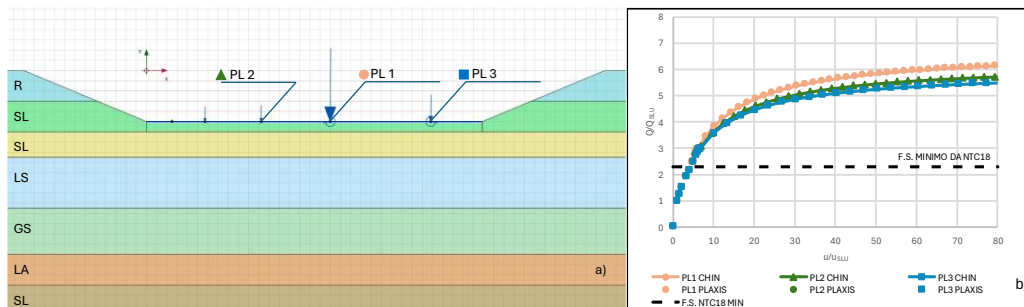


Figura 6. Zoom del modello numerico e della sezione di analisi (a). Curve carico-cedimento in corrispondenza di ciascun point load (b)

3. INTRODUZIONE DEI PALI PER LA RIDUZIONE DEI CEDIMENTI

Tale assetto litostratigrafico, se da un lato consente che la portanza sia garantita per la platea in oggetto, dall'altro rende necessario l'impiego di elementi che possano mitigare le deformazioni. Infatti, come visibile in Figura 3, il cedimento atteso della fondazione diretta è compreso tra i 5 e i 10 cm sotto l'azione delle combinazioni di carico SLE. Tale valore risulta al limite dei cedimenti assoluti generalmente considerati ammissibili in condizioni di esercizio (SLE), pari a circa 5–10 cm, e non compatibile con le distorsioni angolari massime ammissibili, dell'ordine di 1/500, raggiungendo in assenza di pali valori massimi prossimi a 1/300.

In questo caso sono stati impiegati pali riduttori di cedimento, disposti con una maglia 3.5m x 3.5m sotto al core ed una maglia più rada nella restante parte della platea, che segue la maglia dei pilastri. I pali sono lunghi 26 m e raggiungono lo strato di terreno più consistente; la tecnologia scelta è di pali CFA con diametro 800 mm.

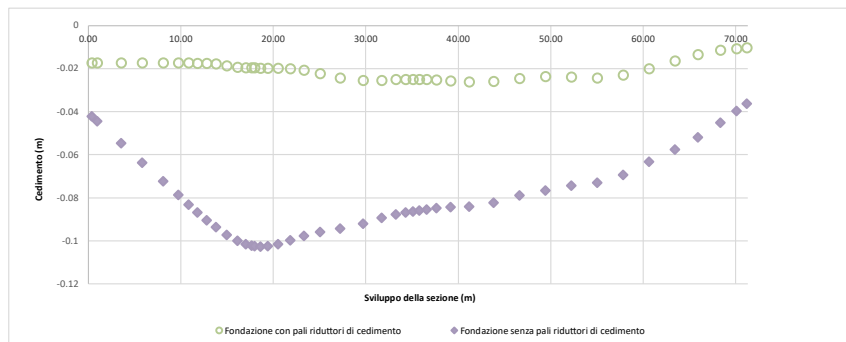


Figura 7 Confronto dei cedimenti attesi a lungo termine tra fondazione con e senza pali a supporto

La stima dei cedimenti attesi è stata condotta mediante modellazione numerica con il software PLAXIS 2D, adottando una schematizzazione in condizioni di deformazione piana su una sezione considerata rappresentativa e successivamente monitorata con mire topografiche. I pali sono stati modellati come elementi *embedded beam row*, a comportamento elastico lineare, a cui è stata assegnata una axial skin resistance variabile linearmente con la profondità da 106 kN/m a 521 kN/m e con F max di base pari a 4793 kN.

Di seguito si riportano i cedimenti attesi della platea a fine costruzione dell'edificio sia in assenza di pali riduttori di cedimento che con la presenza di tali elementi. Il confronto mostra come, per l'edificio in oggetto, l'introduzione dei pali permetta di mitigare le deformazioni di lungo termine, attendendo cedimenti di 2 - 3 cm.

4. ATTIVITÀ DI MONITORAGGIO E CONFRONTO CON LE ATTESE PROGETTUALI

Durante la fase di cantiere, è stato installato un sistema di monitoraggio topografico, costituito da mire ottiche posizionate sulla platea di fondazione, disposti in allineamenti opportunamente scelti per verificare le assunzioni

progettuali, tramite il confronto con le sezioni numeriche di studio. e di controllare il corretto comportamento delle opere di fondazione nel corso del tempo. Le mire sono state collocate sui pilastri del piano terra una volta completata la platea di fondazione, l'interrato e il solaio di tale piano. Tale livello realizzativo è stato assunto come configurazione iniziale (lettura zero) e il profilo dei cedimenti calcolati numericamente (Figura 4) è stato quindi depurato dal contributo delle strutture citate.

Il processo costruttivo del fabbricato è stato suddiviso in macrofasi significative, che raggruppano le lavorazioni strutturali (solai, pilastri, contropareti, setti,) avvenute in un lasso determinato di tempo. Questa suddivisione è funzionale all'analisi del comportamento deformativo della platea, permettendo di individuare la reale risposta del terreno in corrispondenza di ciascuna fase.

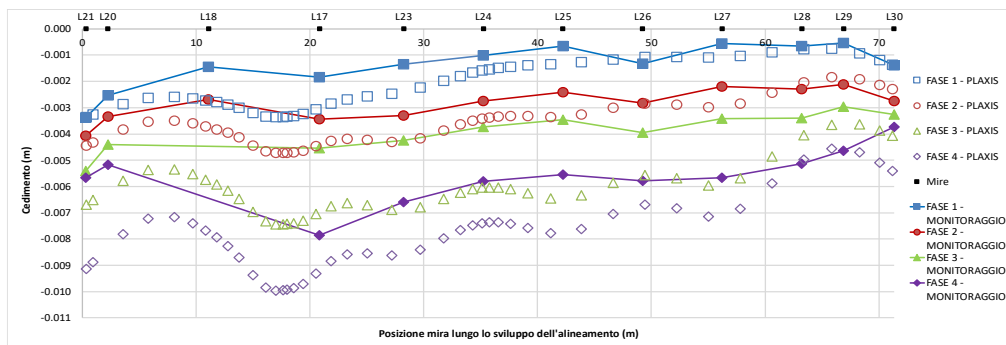


Figura 8 Confronto tra i cedimenti attesi dal modello 2D e i cedimenti da monitoraggio

Il confronto tra i cedimenti previsti in fase di progetto e quelli rilevati dalle mire evidenzia una buona correlazione tra le assunzioni progettuali e il comportamento effettivo dell'opera in fase costruttiva: l'andamento dei cedimenti stimato in fase di progetto risulta coerente con quello osservato in sito sia qualitativamente, osservando la forma delle deformate, che quantitativamente, come ordine di grandezza del cedimento osservato. Osservando l'andamento dei risultati estrapolati da Plaxis si evince come complessivamente si tenda a sottostimare la rigidità globale della platea. Infatti, non si è tenuto conto del contributo irrigidente favorevole fornito dai setti e dai muri, i quali sono stati modellati esclusivamente come carichi nastriformi.

Le stime numeriche sono inoltre state eseguite adottando un modello 2D plane strain, trascurando la distribuzione reale dei pilastri e dei setti dell'edificio e la pianta spiccatamente tridimensionale del fabbricato.

Complessivamente, la discrepanza tra i modelli previsionali e le osservazioni topografiche è di circa 2 mm e si ritiene ampiamente accettabile perché coerente con un'impostazione progettuale cautelativa, che opera a favore di sicurezza tenuto conto delle approssimazioni e delle ipotesi adottate, e conferma il ruolo determinante dei pali riduttori di cedimento nel contenimento delle deformazioni del sistema fondazionale.

5. CONCLUSIONI

L'estrapolazione del carico ultimo con il metodo di Chin (Chin, F. K., 1970) si è rivelato molto utile per la stima della capacità portante di fondazioni dirette su strati di terreno eterogeneo e soggette a carichi non uniformemente distribuiti, consentendo di valutare l'idoneità del sistema terreno-fondazione nei confronti dei requisiti richiesti dalle NTC18, evitando semplificazioni eccessivamente cautelative. Quanto ai cedimenti, i risultati delle analisi numeriche si sono rilevati coerenti con le misure derivanti dal monitoraggio svolto.

6. BIBLIOGRAFIA

Chin F.K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. *Proc. 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, Singapore: 81-90.

Hansen J.B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, 28: 5-11.

“OSSERVARE” IL FRONTE DI SCAVO DI GALLERIE TRAMITE I DATI TBM: UNA METODOLOGIA DINAMICA PER LA STIMA DEL GSI

Daniel Kasal (dkasal@systra.com)
Systra S.p.A., Trento, Italy

Paolo Fantini (pfantini@systra.com)
Systra S.p.A., Trento, Italy

ABSTRACT. Nello scavo di gallerie in roccia, l’uso sempre più esteso di TBM (Tunnel Boring Machine) limita la possibilità di un’osservazione diretta e continua del fronte di scavo, ma al tempo stesso mette a disposizione grandi volumi di dati macchina e in tempo reale. In questo contributo si mostra un possibile approccio per cercare di “osservare” il fronte di scavo attraverso i parametri TBM proponendo una procedura di stima del Geological Strength Index (GSI) a partire da due indici specifici: Field Penetration Index (FPI) e Specific Energy (SE). Tale metodologia è stata sviluppata tramite back-analysis su cinque gallerie in roccia scavate con TBM doppio scudate per le quali erano disponibili estesi database di dati macchina, consentendo un aggiornamento dinamico durante lo scavo di correlazioni empiriche statistiche tra GSI e FPI o SE. L’approccio proposto garantisce così una stima continua del GSI e di conseguenza un supporto alle decisioni operative per la gestione del rischio in galleria e l’ottimizzazione del rivestimento del cavo.

1. INTRODUZIONE

L’adozione dello scavo meccanizzato in roccia, pur con gli evidenti vantaggi in termini di sicurezza e velocità di scavo, riduce però le finestre utili per il rilievo geologico diretto del fronte di scavo, elemento fondamentale per il controllo decisionale in corso d’opera. Al contempo, i sistemi di bordo delle TBM acquisiscono in continuo parametri macchina quali la spinta necessaria per muovere la TBM e la conseguente velocità di avanzamento, la coppia per ruotare la cutterhead e la sua velocità di rotazione, il peso del materiale di scavo estratto, ecc. La mancanza di un rilievo continuo del fronte va affrontata cercando di tradurre la grande mole di dati disponibili in un’approssimata caratterizzazione geotecnica dell’ammasso, considerando la TBM come un macchinario da test in-situ su larga scala. Come già avviene nelle perforazioni di piccolo diametro, si propone quindi un approccio indiretto che interpreta il comportamento della TBM durante lo scavo per ricavare informazioni sull’ammasso. Il compito è complesso, poiché tale comportamento risente delle geometrie delle TBM e delle operazioni umane che permettono la guida delle TBM. Ciononostante, è doveroso cercare metodi per sfruttare il potenziale informativo dei dati macchina, in particolare in contesti in cui i dati di progetto possono essere limitati come nello scavo di gallerie lunghe e profonde.

Il presente lavoro si concentra sulla stima del Geological Strength Index – GSI (Hoek & Brown, 1997) a partire dal Field Penetration Index (FPI) e dalla Specific Energy (SE), con una taratura sulla base dei rilievi al fronte disponibili durante lo scavo. La base dati impiegata comprende i dati di cinque gallerie scavate con TBM in roccia in contesto europeo con oltre 1500 rilievi disponibili e circa 36000 anelli di scavo complessivi.

2. DATI E SCELTA DEGLI INDICI

Tabella 1. Informazioni di base riguardo le gallerie oggetto di studio.

Localizzazione	Codice	Diametro	TBM	Litologie principali
Alpi	A1	~7.5 m	Doppio scudata	Paragneiss, Gneiss, Anfiboliti, Calcescisti, Metabasalti, Quarziti/Marmi
	A2	~11 m		
	A3	~11 m		
Paesi Nordici	S1	~5 m	Doppio scudata	Gabbri, Sieniti, Basalti
	S2	~5 m		

I dati di input per questo studio provengono da due progetti di scavo in roccia in Europa, uno con tre gallerie nella regione Alpina e l'altro con due gallerie nei Paesi nordici. Le cinque gallerie sono scavate con TBM doppio-scudate da roccia, con diametri compresi tra 5 m e 11 m, in varie formazioni metamorfiche o ignee.

In totale si dispone di 1553 rilievi al fronte e dei principali parametri TBM, aggregati sulla lunghezza dell'anello di rivestimento definitivo, per circa 36300 anelli.

Tra i parametri macchina, gli indici ritenuti più idonei alla caratterizzazione dell'ammasso sono il Field Penetration Index (FPI) e la Specific Energy (SE), definiti come:

$$FPI = \frac{F}{n_c \cdot p} \quad (1)$$

$$SE = \frac{F}{A} + \frac{2 \cdot \pi \cdot \omega \cdot T}{A \cdot v} \quad (2)$$

dove F [MN] è la spinta della TBM, n_c [–] il numero di cutter, p [mm/rev] la penetrazione, A [m²] l'area di scavo, ω [rev/min] la velocità di rotazione della cutterhead, T [MNm] la coppia necessaria per la rotazione della cutterhead e v [mm/min] la velocità di avanzamento della macchina. La selezione è supportata da vari testi di letteratura (Hassanpour et al., 2011; Bianchi & Andreis, 2019; Farrokh et al., 2021; Rostami, 2016; Galera et al., 2026) e da analisi statistiche effettuate su diversi parametri macchina per i progetti studiati. Entrambi gli indici sono confrontabili tra diverse gallerie poiché normalizzati rispetto a grandezze geometriche della TBM (numero di cutter o area) e mettono in relazione grandezze che esprimono lo sforzo della macchina (spinta e coppia) con altre che riflettono le performance di scavo (velocità di avanzamento e penetrazione).

Per la stima della qualità dell'ammasso, lo scavo delle TBM risente di più fattori: resistenza della roccia intatta, stato di fratturazione dell'ammasso, qualità e orientazione delle discontinuità. Per rendere l'interpretazione del metodo più immediata, è conveniente riferirsi ad un indice unico. Perciò, l'indice più idoneo sarebbe il Rock Mass Rating – RMR (Bieniawski, 1989), basato proprio sui fattori elencati; tuttavia, per disponibilità di dati, in questo studio si adopera il GSI, che si focalizza sulla struttura dell'ammasso roccioso e sulla qualità delle discontinuità, trascurando però la resistenza del materiale roccioso.

In Figura 1, per le gallerie A1, A2 e A3, si mostra la correlazione presente tra FPI / SE e GSI. Per facilitare la lettura, si è evidenziata per colori la nuvola di distribuzione dei dati suddivisi per classe di GSI.

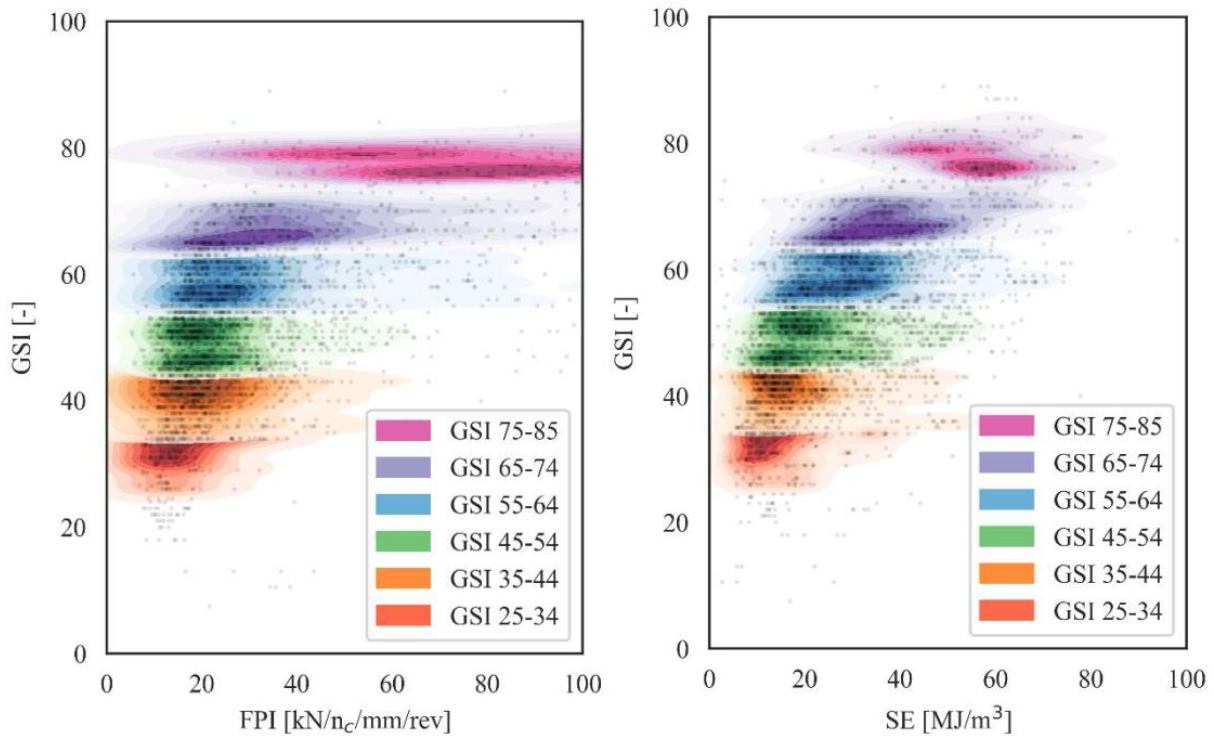


Figura 1. Correlazione tra FPI / SE e GSI per le gallerie A1, A2 e A3.

3. METODOLOGIA PROPOSTA

L'obiettivo è stimare, per ciascun progetto, una correlazione tra GSI e FPI e tra GSI e SE. Si propone una metodologia da applicare galleria per galleria, rinunciando ad una correlazione universale, poiché i parametri macchina, pur normalizzati sulla geometria, risentono di differenze intrinseche tra diversi progetti causati principalmente dallo stile di guida delle TBM.

In una fase iniziale di scavo, in assenza di sufficienti rilievi al fronte eseguiti durante i tempi di fermo della macchina, si può utilizzare una correlazione estrapolata da letteratura (Hassanpour et al., 2011; Bianchi & Andreis, 2019). Raggiunta una base significativa di rilievi al fronte (indicativamente tra 50 e 100), si implementa il metodo di seguito esposto.

Per semplicità di esposizione, si illustra il caso di individuazione della correlazione tra GSI e FPI, ma lo stesso metodo può essere applicato con qualsiasi coppia di GSI o RMR e FPI o SE. Per ogni rilievo al fronte (valore di GSI), si associa il valore di FPI registrato nello stesso tratto. Si escludono le coppie di GSI-FPI con GSI molto elevato (indicativamente, $GSI > 75$). Le coppie residue si suddividono in classi di GSI (ad esempio, la classe GSI 30-40, quella 40-50, ecc.) e, per ciascuna classe, si calcola la media di FPI. Le medie così ottenute vengono interpolate per ottenere la correlazione GSI-FPI. Lo schema del metodo è illustrato in Figura 2.

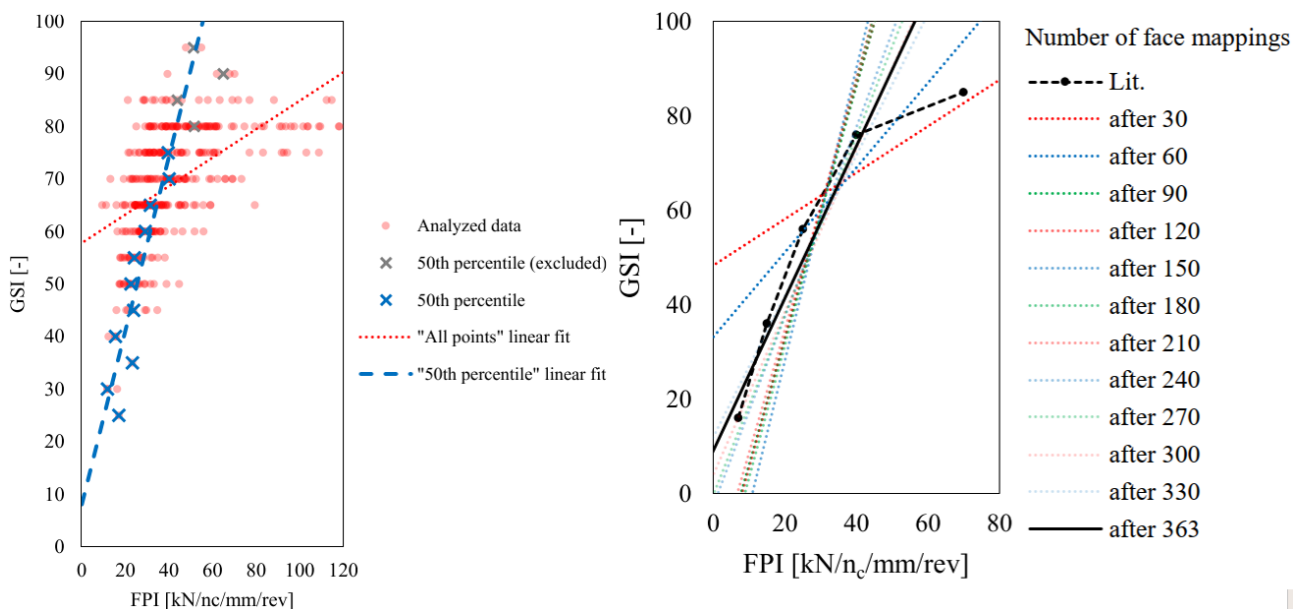


Figura 2. Applicazione della metodologia sulla galleria S2: a sinistra, interpolazione sulla media per classe; a destra, calibrazione dinamica del metodo all'aumentare dei rilievi al fronte disponibili.

Le scelte metodologiche, ovvero l'esclusione di GSI elevati e la media di FPI per classi di GSI, sono motivate da:

- FPI e SE variano in modo pressoché lineare per qualità di ammasso da scarse a buone, mentre in condizioni ottime tendono a crescere più che linearmente.
- La media per classe assegna pari importanza a ciascun intervallo di GSI, evitando che la correlazione sia dominata dalle classi più rappresentate.
- Durante lo scavo è cruciale distinguere ammassi da scarsi a medio buoni per supportare decisioni progettuali (tipo di rivestimento, eventuali consolidamenti), mentre la distinzione tra buono e ottimo è generalmente meno rilevante e quindi più facilmente soggetta a dispersione di valutazione di GSI.

4. RISULTATI E DISCUSSIONE

L'applicazione del metodo proposto ha portato all'identificazione delle correlazioni tra FPI / SE e GSI mostrate, per ciascuna galleria analizzata, in Figura 3. Per il FPI, poiché disponibile in letteratura, è stata riportata anche la curva estrapolabile da Hassanpour et al. (2011). Le linearizzazioni GSI- FPI presentano una buona corrispondenza con la curva da letteratura nell'intervallo di GSI 30 - 70, a conferma della bontà dell'analisi.

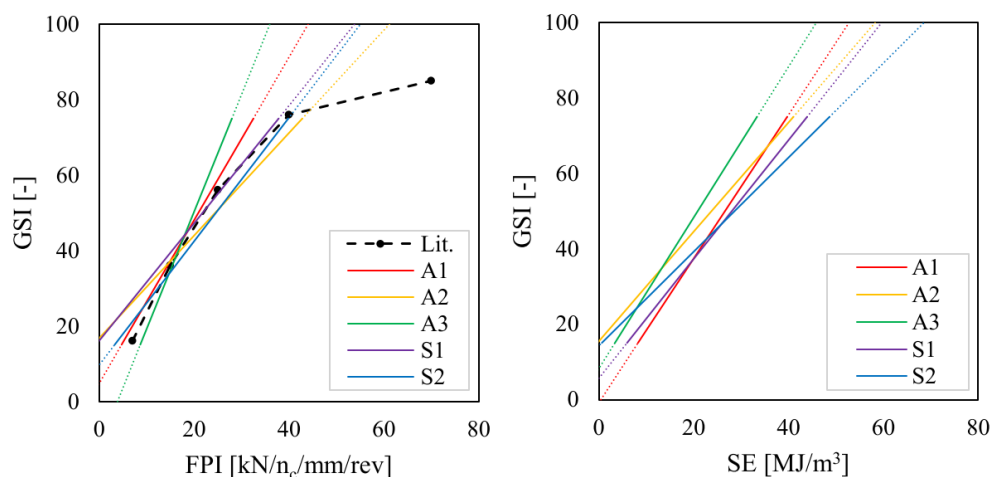


Figura 3. Comparazione tra le correlazioni lineari GSI – FPI e GSI – SE ottenute per ciascuna galleria.

Dai grafici di Figura 3 si nota che le correlazioni, pur simili tra loro, presentano differenze non trascurabili. Ciò suggerisce che, in prima approssimazione, è sensato utilizzare una correlazione universale GSI – FPI e GSI – SE, ma conferma l'importanza di un adattamento galleria-specifico. Differenze rilevabili anche tra gallerie dello stesso progetto, talora contigue, evidenziano l'influenza del fattore umano nella conduzione della TBM.

La Figura 2 coglie ulteriori aspetti:

- la linearizzazione diretta sui punti del dataset (linea rossa del grafico di sinistra) fornisce risultati non accettabili, mentre la linearizzazione per media di classi ben rappresenta le informazioni delle classi meno rappresentate.
- La dispersione aumenta ai valori più alti di GSI (grafico di sinistra).
- La calibrazione è instabile con pochi rilievi, ad esempio 30-60, e tende a stabilizzarsi circa intorno ai 100 rilievi (grafico di destra).

5. CONCLUSIONI

Lo studio conferma l'esistenza di una correlazione FPI / SE e GSI in cinque gallerie europee scavate con TBM da roccia ove erano disponibili estesi set di dati macchina e propone una metodologia per la calibrazione continua in corso d'opera di tale correlazione. La possibilità di stimare la qualità dell'ammasso roccioso durante lo scavo fornisce un quadro aggiornato tra due rilievi consecutivi supportando scelte progettuali e operative, dalla selezione del rivestimento definitivo alla valutazione di eventuali interventi di miglioramento dell'ammasso.

La calibrazione dinamica della metodologia consente di ottenere correlazione stabili nell'intervallo di maggior interesse (GSI circa 30-70), dopo una taratura tipicamente di circa 100 rilievi. L'uso congiunto di FPI e SE migliora la robustezza della stima.

Sviluppi futuri includono l'estensione a nuovi progetti e l'impiego dell'RMR per considerare la resistenza dell'ammasso.

6. BIBLIOGRAFIA

- Bianchi G.W., Andreis I. (2019). Assessing rock mass conditions by means of TBM excavation parameters: two case studies. *Tunnel Boring Machines in Difficult Grounds: Proc. 4th International Conference*, Colorado, USA.
- Bieniawski Z.T. (1989). *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons.
- Farrokh E., Rostami J., Laughton C. (2012). Study of various models for estimation of penetration rate of hard rock TBMs. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 30: 110-123.
- Hassanpour J., Rostami J., Zhao J. (2011). A new hard rock TBM performance prediction model for project planning. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26 (5): 595-603.
- Hoek E., Brown E.T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34 (8): 1165-1186.
- Rostami J. (2016). Performance prediction of hard rock tunnel boring machines (TBMs) in difficult ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 57: 173-182.

ANALISI COMPARATIVA TRA MODELLI NUMERICI 2D E 3D PER L'INTERAZIONE TRIDIMENSIONALE POZZI-CAVERNA IN AMMASSI ROCCIOSI DEBOLI A GRANDE PROFONDITÀ

Jacopo Notari (jacopo.notari@ceas.it)

CEAS s.r.l

Giovanni Canetta (giovanni.canetta@ceas.it)

CEAS s.r.l

Veronica Minardi (veronica.minardi@ceas.it)

CEAS s.r.l

ABSTRACT. L'analisi numerica di problemi geotecnici complessi consente oggi di rappresentare in modo dettagliato la geometria e la reale tridimensionalità dei fenomeni. Tuttavia, nelle fasi preliminari della progettazione, risulta spesso opportuno adottare modelli semplificati che consentano una maggiore controllabilità del problema senza comprometterne la validità. Il presente lavoro analizza la possibilità di rappresentare un problema intrinsecamente tridimensionale, costituito dall'interazione tra una caverna di grande estensione longitudinale e pozzi verticali scavati al suo interno, mediante modelli bidimensionali correlati. In particolare, vengono considerati un modello in deformazione piana di una sezione trasversale della caverna e uno di una sezione orizzontale dei pozzi. I due modelli sono messi in relazione attraverso un parametro, individuato nello spostamento orizzontale medio in corrispondenza del piedritto in prossimità dei pozzi. L'approccio è validato mediante confronto con un modello tridimensionale, al fine di valutare l'accuratezza e i limiti delle semplificazioni adottate.

1. INTRODUZIONE

Le opere sotterranee complesse, caratterizzate da intersezioni tra gallerie, cunicoli e cavità di grande estensione, rappresentano problemi intrinsecamente tridimensionali. Tuttavia, nelle fasi preliminari della progettazione, l'elevato costo computazionale dei modelli 3D porta frequentemente all'adozione di modelli bidimensionali basati su sezioni rappresentative. Tali modelli, se considerati indipendentemente, non consentono però di cogliere le interazioni tra le diverse componenti del sistema e possono condurre sia a sovradimensionamenti degli elementi strutturali di sostegno sia alla considerazione di sovrascavi tali da escludere talvolta la realizzabilità dell'opera. Questo scenario è tanto più frequente quanto le condizioni geomeccaniche dell'ammasso roccioso siano sfavorevoli. Il presente lavoro propone un approccio di correlazione tra modelli 2D, finalizzato a riprodurre il comportamento tridimensionale senza ricorrere a un modello 3D completo. L'approccio è validato mediante confronto con un modello tridimensionale, al fine di valutare l'accuratezza e i limiti delle semplificazioni adottate.

La geometria del problema è costituita da una caverna di altezza 21 m, larghezza 14 m ed estensione longitudinale di 140 m, all'interno della quale sono presenti due pozzi cilindrici di diametro 24 m, profondi 30 m e con interasse pari a 31 m, separati da un diaframma di roccia di spessore minimo pari a 7 m (Figura 1a). La presenza di due grandi pozzi da scavare in arco rovescio impedisce l'adozione di schemi assialsimmetrici e accentua la tridimensionalità del problema.

Al fine di enfatizzare l'interdipendenza tra i modelli bidimensionali e il ruolo delle diverse sezioni rappresentative, l'analisi è condotta in condizioni geomeccaniche sfavorevoli, caratterizzate da ammassi rocciosi di qualità medio-scadente e da elevate coperture (≈ 500 m). Tali condizioni, riconducibili a un regime di *squeezing* moderato (Hoek and Marinos, 2000), accentuano la deformabilità del sistema e rendono più significativa l'influenza reciproca tra i modelli (Tabella 1).

Inoltre, in condizioni geomeccaniche particolarmente sfavorevoli, la progettazione degli elementi strutturali richiede una corretta valutazione della risposta del mezzo, al fine di ottenere una rappresentazione affidabile dell'interazione terreno-struttura (SSI). Per il caso in esame, per i pozzi si prevede l'inserimento di un rivestimento definitivo costituito da pannelli di diaframma in calcestruzzo armato eseguiti con idrofresa, con disposizione circolare. Tali elementi sono progettati secondo lo *yielding principle*, consentendo una convergenza radiale controllata fino a 12 cm prima dell'attivazione del rivestimento. Ciò è reso possibile mediante l'introduzione di

giunti deformabili tra i pannelli del diaframma, i quali permettono una deformazione relativa e una parziale dissipazione delle deformazioni iniziali, ritardando la mobilitazione della rigidità del sistema. In questo modo, il rivestimento entra in carico in modo progressivo, limitando gli stati tensionali nell'anello di calcestruzzo e migliorando la risposta strutturale complessiva.

Tabella 9. Parametri geomeccanici adottati nelle analisi numeriche

Peso volumetrico, γ [kN/m ³]	c' [MPa]	ϕ' [°]	Rigidità ammasso, E_{rm} [GPa]
23.5	1	31.7	2.1

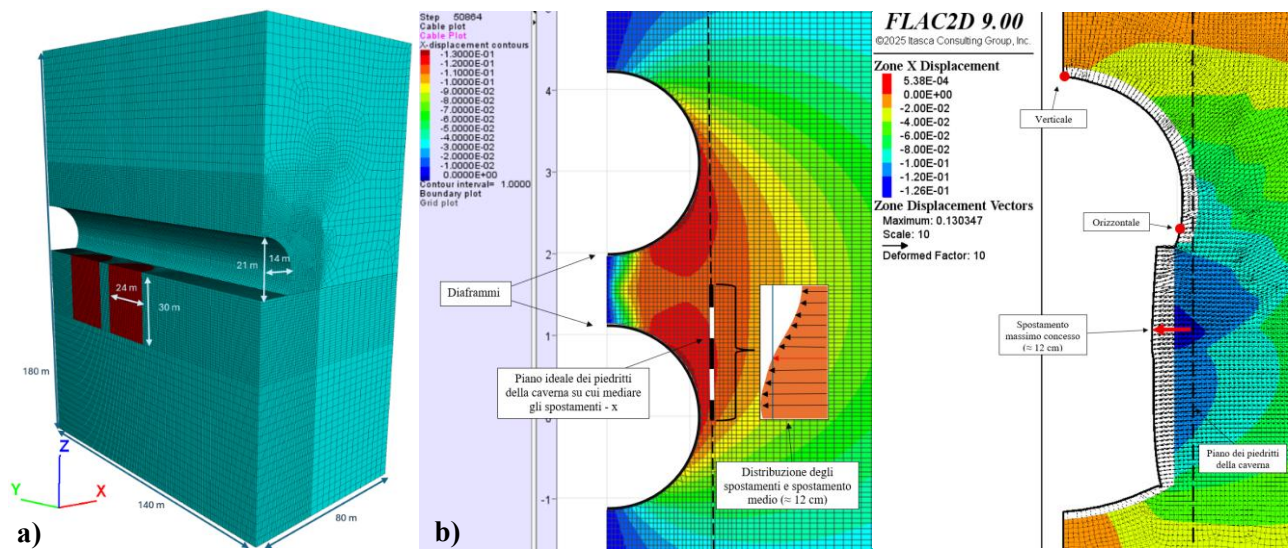


Figura 10. a) Geometria del modello numerico FLAC3D; b) Modelli bidimensionali e schematizzazione del processo di correlazione

2. METODOLOGIA

Vengono allestiti due modelli piani alle deformazioni dei quali uno rappresenta un piano trasversale della caverna sovrastante i pozzi, mentre l'altro rappresenta una sezione orizzontale dei pozzi (Figura 1b). I modelli sono soggetti allo stato litostatico alla profondità di progetto mediante l'applicazione di opportune condizioni al contorno. Il comportamento del mezzo è descritto mediante modello costitutivo di Mohr-Coulomb, assumendo uno stato tensionale iniziale isotropo ($K_0 = 1$). Tutte le analisi partono da una configurazione già stabilizzata a valle dello scavo della caverna superiore, in cui le convergenze del cavo si sono interamente sviluppate e il sistema risulta in condizioni di equilibrio globale. L'attenzione del presente lavoro è rivolta alla correlazione tra i due modelli 2D e alla verifica mediante un modello 3D per quanto riguarda lo scavo dei pozzi, più che alla simulazione dello scavo della caverna sovrastante. Quest'ultima è infatti modellata in un'unica fase, in cui, per evitare plasticizzazioni spurie dovute a uno scarico repentino, lo scavo è simulato mediante il rilassamento progressivo delle pressioni agenti sul contorno interno. Le analisi sono state condotte mediante i codici FDM FLAC2D 8.1, FLAC2D 9.0 e FLAC3D 9.0.

2.1 Modelli 2D

Il processo di correlazione parte dal modello in deformazione piana che rappresenta una sezione orizzontale dei pozzi a quota intermedia fra sommità e fondo, in condizioni iniziali litostatiche. La possibilità dei diaframmi di incassare deformazioni circonferenziali fino al raggiungimento di una convergenza radiale di 12 cm corrisponde, nell'analisi, all'inserimento dei diaframmi una volta raggiunto un fattore di deconfinamento $\lambda = 85\%$. Al termine del completo rilassamento ($\lambda = 100\%$), dal calcolo degli spostamenti nel piano orizzontale, si ricava la distribuzione degli spostamenti in direzione trasversale all'asse caverna in corrispondenza del piano verticale tangente al piedritto di caverna. Questa ha un andamento variabile il cui valore rappresentativo è la media tra l'asse del pozzo e la mezzeria del diaframma roccioso fra i pozzi. Tale spostamento medio è assunto come parametro di correlazione con il secondo modello 2D.

Il modello trasversale della caverna, anch'esso in condizioni di deformazione piana, rappresenta i pozzi come una trincea di lunghezza infinita nel piano al di sotto della caverna stessa. Lo scavo è modellato con altezza pari a 30 m e larghezza pari al raggio dei pozzi (12 m). Lo scavo dei pozzi è simulato, in un'unica fase, mediante la rimozione degli elementi di roccia lungo l'intera profondità e l'applicazione, sul contorno di scavo, delle tensioni equivalenti allo stato iniziale, successivamente ridotte in modo progressivo. Il progressivo rilassamento non termina con il totale scarico ($\lambda = 100\%$), ma con quel valore di pressioni residuo che rappresenta il contributo di rigidità della roccia del setto fra i due pozzi, non effettivamente rimossa, che, per la natura piana del problema, non può essere rappresentata; in coerenza con il modello precedente, il valore di rilassamento delle pressioni che corrisponde a spostamenti nel piano verticale tangente ai piedritti di 12 cm risulta circa $\lambda = 60\%$ (Figura 1b).

2.2 Modello 3D di verifica

Per l'analisi tridimensionale si considera una porzione rappresentativa del dominio, sfruttando i piani di simmetria passanti per gli assi dei pozzi, al fine di ridurre l'onere computazionale. Tale scelta comporta una maggiore deformabilità del modello rispetto alla configurazione reale; tuttavia, essa risulta coerente con l'intervallo spaziale su cui vengono mediati gli spostamenti nel processo di correlazione tra i modelli bidimensionali. Di conseguenza, non viene compromessa la congruenza complessiva tra i diversi approcci modellativi.

Lo scavo dei pozzi è simulato, analogamente ai modelli precedenti, mediante il progressivo rilassamento delle pressioni applicate sulla superficie di scavo. Per modellare l'entrata in carico dei diaframmi dopo una convergenza radiale di 12 cm si adotta la seguente procedura: si esegue inizialmente un'analisi senza supporto, monitorando tramite *history*, in punti di controllo lungo il profilo di scavo (in asse pozzo e in corrispondenza del diaframma di roccia (Figura 2a)), quale punto raggiunga per primo la convergenza prefissata. Successivamente, l'analisi viene ripetuta imponendo il blocco degli spostamenti orizzontali della faccia interna del pozzo nei punti dove viene raggiunta la convergenza di 12 cm, e si prosegue il rilassamento. Tale schematizzazione costituisce una semplificazione, in quanto nella realtà lo scavo all'interno dei pozzi avviene per ribassi progressivi, gli spostamenti non sono uniformi lungo il perimetro e i diaframmi continuano ad accumulare ulteriori deformazioni elastiche, seppur limitate, per effetto della comprimibilità del calcestruzzo. L'introduzione del vincolo rigido modifica, tuttavia, la risposta del sistema anche negli altri punti di controllo; per questo motivo, le analisi vengono reiterate fino a individuare le condizioni di rilassamento tali per cui la convergenza di 12 cm sia soddisfatta lungo l'intero sviluppo del pozzo.

Con l'impiego di routine FISH opportunamente sviluppate, a partire dalle reazioni vincolari sulle facce del pozzo si ricavano le pressioni radiali agenti sul rivestimento interno e la corrispondente sollecitazione circonferenziale nell'anello in calcestruzzo. L'azione assiale così ottenuta risulta dimensionante rispetto a quella flettente indotta dall'ovalizzazione, sia per la natura pressoché isotropa dello stato tensionale sia per le caratteristiche costruttive del diaframma.

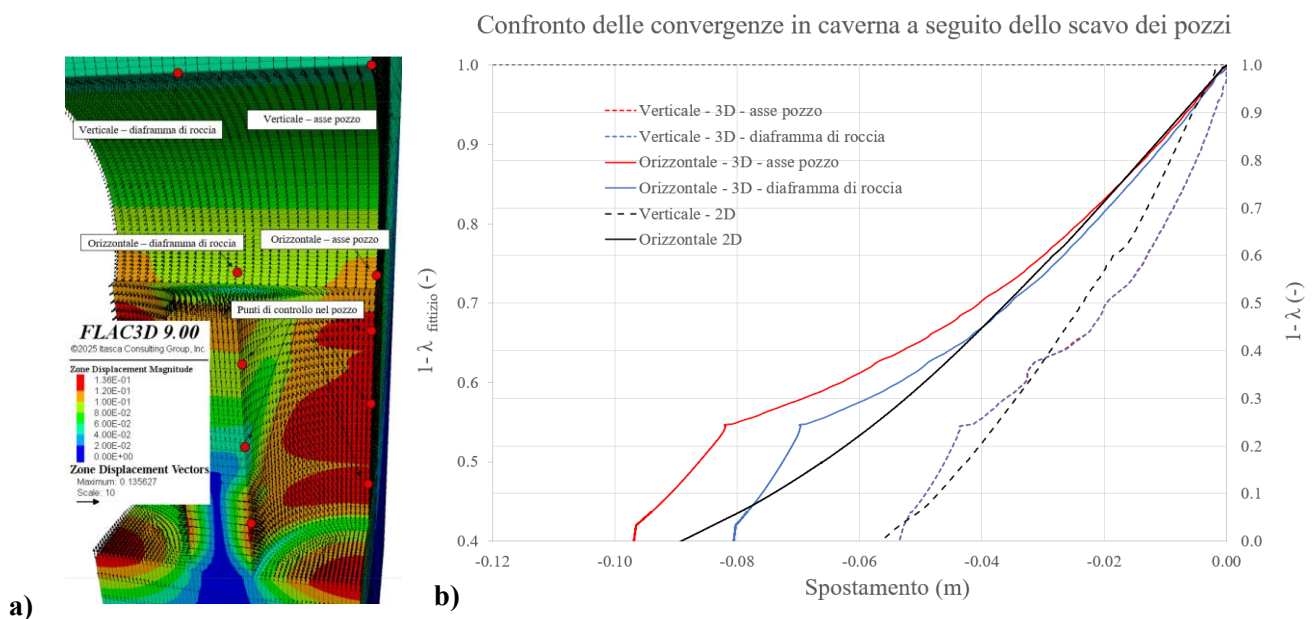


Figura 2. a) Diagramma degli spostamenti e punti di controllo; b) Convergenze registrate in caverna nei modelli 2D e 3D a seguito dello scavo dei pozzi

3. RISULTATI

I risultati di maggiore interesse ai fini comparativi riguardano le convergenze addizionali che si sviluppano nella caverna a seguito dello scavo dei pozzi, nonché l'andamento complessivo degli spostamenti e lo stato tensionale nei diaframmi.

I modelli 2D accoppiati risultano in grado di riprodurre in maniera soddisfacente il comportamento tridimensionale del sistema. Ciò emerge in modo evidente dal confronto delle convergenze indotte nella caverna: con riferimento allo spostamento in chiave calotta e ai piedritti (rispettivamente “Verticale” e “Orizzontale” in Figura 2b) gli spostamenti ottenuti nei modelli bidimensionali si collocano infatti in una condizione intermedia rispetto a quelli osservati nel modello 3D in asse pozzo e in corrispondenza del diaframma roccioso.

L'analisi tridimensionale consente tuttavia di cogliere in modo più completo la distribuzione spaziale degli spostamenti e la complessità dello stato tensio-deformativo. In particolare, essa evidenzia fenomeni non rappresentabili nei modelli bidimensionali, quali lo sviluppo di componenti di spostamento fuori piano e il sollevamento della roccia del setto nella parte sommitale, nonché la disuniformità delle sollecitazioni lungo la profondità. Il setto di roccia interposto tra i pozzi risulta infatti sollecitato in modo significativo solo a partire da una certa profondità, dove il confinamento sovrastante è sufficiente, con una concentrazione degli sforzi nella porzione inferiore dei pozzi (Figura 3a, 3b, 3c). Quest'ultimo aspetto è indubbiamente legato alle semplificazioni attuate durante la modellazione 3D: l'infinita rigidità dei diaframmi, la simulazione di una singola fase di scavo dei pozzi e l'uniformità di comportamento deformativo lungo il perimetro consentono di confermare l'ordine di grandezza della sollecitazione agente sui diaframmi, e ottenuta con il modello 2D (20 -25 MPa su spessori di 1.2 m), ma evidenziano delle zone per le quali potrà essere necessario prevedere l'impiego di elementi di sostegno puntuali, quali barre cementate, che colleghino i due pozzi nelle porzioni maggiormente caricate per fornire confinamento.

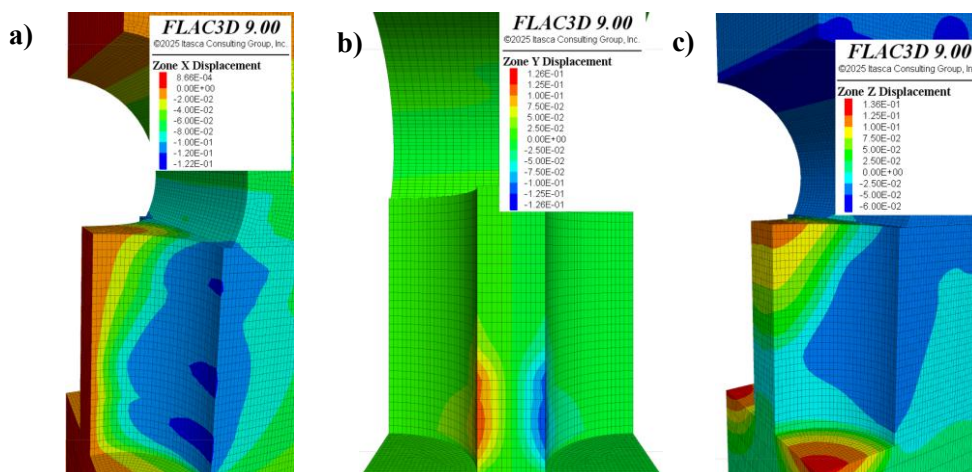


Figura 3. Diagramma degli spostamenti a) trasversali all'asse caverna; b) paralleli all'asse caverna c) verticali

4. CONCLUSIONI

Il confronto tra modelli 2D correlati e modello 3D evidenzia come l'approccio proposto sia in grado di riprodurre in modo soddisfacente il comportamento tridimensionale del sistema, fornendo stime coerenti delle convergenze e delle sollecitazioni. Ciò conferma l'efficacia del metodo nelle fasi preliminari di progettazione, consentendo di cogliere gli effetti tridimensionali con un ridotto onere computazionale. Possibili sviluppi futuri dovrebbero soprattutto orientarsi verso: 1) la più fedele modellazione del processo di scavo e la modellazione accurata dei diaframmi introducendo elementi di deformabilità 2) l'utilizzo di modelli costitutivi più avanzati in grado di descrivere comportamenti differenziati in carico e scarico e fenomeni di fragilità.

5. BIBLIOGRAFIA

- Hoek, E. , Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing. *Tunnels and Tunnelling International*. Part 1 – November 2000, Part 2 – December 2000.
- Itasca Consulting Group (2023). *FLAC2D and FLAC3D — Fast Lagrangian Analysis of Continua. User's Manuals*.

STUDIO NUMERICO DEL CONGELAMENTO ARTIFICIALE DEI TERRENI NELLA STAZIONE BELFIORE DI FIRENZE

Davide Lenci (lencidavide@hotmail.it)

Giulia Guida (giulia.guida@uniroma2.it)

Arianna Pucci (arianna.pucci@uniroma2.it)

Francesca Casini (francesca.casini@uniroma2.it)

Università degli Studi di Roma “Tor Vergata”

Luigi Domina (ldomina@trevispa.com)

TREVI Spa

ABSTRACT. Il congelamento artificiale dei terreni (AGF) è una tecnica di consolidamento che consente di impermeabilizzare e sostenere temporaneamente lo scavo in terreni sciolti sotto falda. Tale tecnica è stata adottata per la realizzazione delle gallerie di collegamento tra la nuova Stazione “Belfiore” di Firenze ed il Pozzo di ventilazione Nord. Nel presente lavoro è stato valutato il tempo necessario per la formazione del muro di ghiaccio delle due gallerie di collegamento in esame secondo le richieste progettuali. Per questo scopo è stato utilizzato il codice di calcolo agli elementi finiti “COMSOL Multiphysics” per effettuare delle simulazioni numeriche di tipo termo-idraulico accoppiato per analizzare l’efficacia del congelamento con diversi regimi di filtrazione dell’acqua di falda.

1. INTRODUZIONE

La Stazione Belfiore di Firenze rientra nel progetto del PASSANTE AV e prevede la realizzazione di due gallerie di collegamento tra il camerone della stazione Belfiore ed il Pozzo di ventilazione Nord, denominate rispettivamente “Binario Pari” e “Binario Dispari”. Tali gallerie devono essere realizzate in un contesto geotecnico complesso. La stratigrafia coinvolta dalle operazioni di scavo presenta un terreno ghiaioso nelle calotte delle gallerie ed un banco di limo argilloso caratterizzante i piedritti e gli archi rovesci delle stesse. In alcune sezioni delle gallerie sono state rinvenute, in corso d’opera, delle lenti di sabbia nello strato del limo che attraversa i piedritti delle gallerie. La posizione della falda si trova a circa 5 metri di profondità dal piano campagna e presenta una cadente piezometrica media dell’1%.

A fronte della presenza di terreni sciolti sotto falda e velocità di filtrazione elevate, la tecnica del congelamento artificiale dei terreni è stata adottata per sostenere ed impermeabilizzare le pareti dello scavo. Questa tecnica consiste nel congelare l’acqua interstiziale dei terreni tramite sonde congelatrici, in grado di scambiare calore con il terreno circostante raffreddandolo fino al punto di congelamento. Il fluido refrigerante utilizzato in questa applicazione è la salamoia, una soluzione di acqua e cloruro di calcio a temperature di esercizio di circa - 30°C. Gli impianti refrigeranti a salamoia sono anche detti a “ciclo chiuso” poiché, dopo la circolazione nelle sonde congelatrici, la salamoia viene raffreddata da un impianto frigorifero e poi ricondotta in circolo. Il congelamento dei terreni avviene in due fasi distinte: la fase di attivazione fin quando il muro congelato non raggiunge le richieste progettuali; la fase di mantenimento dove iniziano le operazioni di scavo, mantenendo le sonde congelatrici attive ad una potenza inferiore. Secondo le richieste progettuali, il muro di ghiaccio deve raggiungere i 2 m di spessore medio considerando una temperatura massima di -2,0 °C durante un tempo di attivazione del congelamento di 49 giorni, al fine di consentire la realizzazione dello scavo mediante metodi tradizionali.

In questo lavoro, uno studio numerico condotto con l’ausilio del programma agli elementi finiti “COMSOL Multiphysics” (Lenci, 2026) ha permesso di simulare le operazioni di congelamento sulle due gallerie di collegamento della stazione di Belfiore, valutando i tempi necessari alla chiusura del muro congelato al variare del regime di filtrazione delle acque di falda.

2. MODELLAZIONE NUMERICA

Le gallerie oggetto di studio (Figura 1) presentano una sezione trasversale di circa 185.00 m^2 ed una lunghezza di 58.30 m . Il modello geotecnico di sottosuolo presenta una stratigrafia con una ghiaia sabbiosa con limo più superficiale nel quale verranno realizzate le calotte ed uno strato di limo argilloso inferiore nel quale verranno realizzati piedritti e archi rovesci. Nell'intorno delle sonde congelatrici, la ghiaia sabbiosa con limo è stata trattata con iniezioni di miscele cementizie per ridurne la permeabilità. Inoltre, in corso d'opera è stata rinvenuta una lente di sabbia all'interno dello strato di limo argilloso, come mostrato in Figura 1. Nell'intorno dell'area da scavare sono disposte 49 sonde congelatrici per il congelamento artificiale per ciascuna galleria disposte a coronella orizzontale come mostrato in Figura 2. Il dominio bi-dimensionale definito per le simulazioni numeriche ha dimensioni di $50 \text{ m} \times 34 \text{ m}$ caratterizzato da elementi di mesh triangolari con dimensioni minime attorno le sonde congelatrici di 0.06 m e dimensioni massime di 2.50 m . Il modello termo-idraulico risolve il campo di temperature e pressioni interstiziali nello spazio e nel tempo come descritto in Guida *et al.* (2025) e Casini *et al.* (2023). Le temperature imposte al modello come condizioni al contorno delle sonde congelatrici sono pari a $T_{cong} = -29.8 \text{ }^\circ\text{C}$ in fase di congelamento e $T_{mant} = -29.0 \text{ }^\circ\text{C}$ in fase di mantenimento. Le temperature iniziali del terreno indisturbato e dell'acqua di falda, utilizzate nelle simulazioni, sono poste pari a $T_{in} = 17.0 \text{ }^\circ\text{C}$ (Arpat TOSCANA). Le condizioni al contorno idrauliche sono state imposte applicando un carico idraulico sul lato sinistro del dominio pari a $H_M = 14.92 \text{ m}$ e sul lato destro $H_V = 14.42 \text{ m}$.

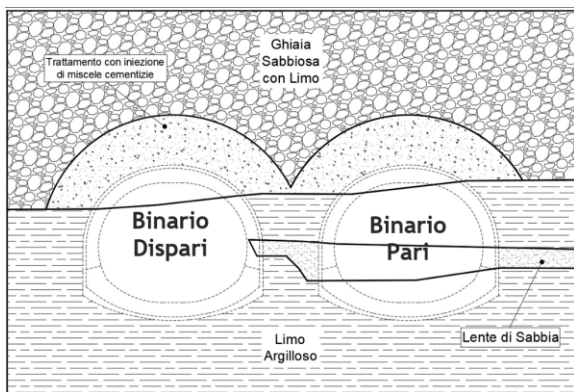


Figura 1. Modello geotecnico del sottosuolo

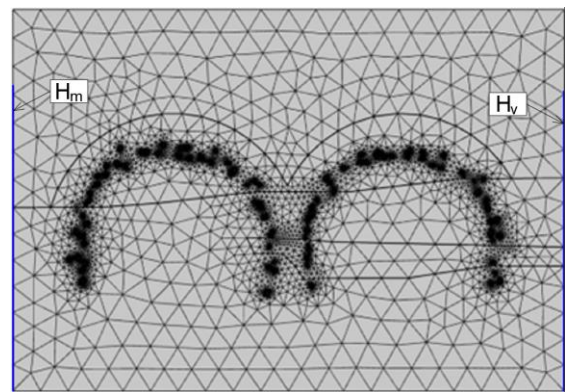


Figura 2. Rappresentazione della Mesh

In Tabella 1 sono riportate le proprietà fisiche, idrauliche e termiche dei diversi litotipi utilizzati nelle simulazioni numeriche. Le proprietà della ghiaia sabbiosa e del limo argilloso sono state dedotte dalle relazioni di caratterizzazione del sito. La lente di sabbia rinvenuta in corso d'opera è stata caratterizzata a posteriori mediante prove di laboratorio su un campione disturbato prelevato in sito. Le proprietà dello strato di ghiaia sabbiosa trattato sono state assunte come le stesse di quello non trattato, ma con permeabilità K minore. I parametri delle curve di ritenzione idrica (Van Genuchten, 1980) dei terreni (m , P , S_{res}) sono stati determinati a partire dalle curve granulometriche con il metodo di Arya e Paris (1981). I parametri termici (C_p , λ_p) dei terreni sono stati valutati da prove di laboratorio di conducibilità termica (Castellanza *et al.*, 2025).

Tabella 1. Proprietà fisiche, idrauliche e termiche dei diversi litotipi

Strato	porosità	permeabilità	Parametri curva di ritenzione			Calore specifico	Conducibilità termica
			m	P	S_{res}		
	n [-]	K [m/s]	m [-]	P [kPa]	S_{res} [-]	C_p [J/(kg·K)]	λ_p [W/(m·K)]
Ghiaia Sabbiosa	0.33	$3.82 \cdot 10^{-3}$	0.247	0.05	0.00	710.00	1.65
Trattamento	0.33	$1.00 \cdot 10^{-4}$	0.247	0.05	0.00	710.00	1.65
Limo Argilloso	0.44	$1.87 \cdot 10^{-7}$	0.325	337.58	0.00	970.00	1.73
Sabbia	0.40	$2.85 \cdot 10^{-5}$	0.350	0.39	0.00	710.00	1.65

3. RISULTATI

Le analisi numeriche sono state utilizzate per simulare le operazioni di congelamento artificiale dei terreni attorno alle due gallerie di collegamento della stazione di Belfiore per 98 giorni: le canne congelatrici del binario pari si attivano al tempo $t=0$ g, mentre quelle del binario dispari al tempo $t=49$ g alle temperature di congelamento T_{cong} ; per entrambe le gallerie la temperatura delle sonde è pari a quella di mantenimento T_{mant} dopo 49 giorni dall'attivazione. Figura 3 mostra i *contour* di temperatura al giorno 98 al variare del dislivello idraulico, in regime stazionario, imposto come condizioni al contorno nel modello, per analizzare l'influenza del moto di filtrazione (da sinistra verso destra) sul processo del congelamento. Si osserva che, la formazione di un muro di ghiaccio continua è sempre garantita anche impostando dei dislivelli idrici più gravosi (es., $\Delta H = 1$ m). Figura 4 mostra l'evoluzione nel tempo dello spessore equivalente di muro congelato delimitato dalla temperatura al suo bordo di $T = -2.00$ °C. I tempi necessari per raggiungere i 2 m di spessore sono pari a 8 giorni dall'inizio del congelamento per entrambe le gallerie e i regimi di filtrazione indagati. Dopo 49 giorni di congelamento, lo spessore del muro di ghiaccio raggiunge circa i 5 m.

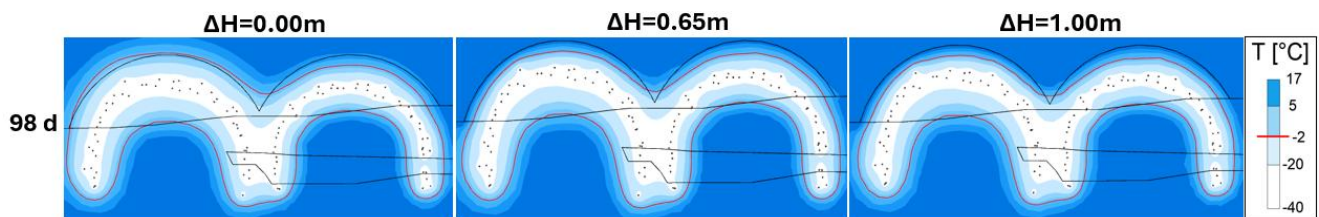


Figura 3. Rappresentazione grafica del muro di ghiaccio a 98 giorni di congelamento a diversi dislivelli idraulici ΔH imposti con una permeabilità del volume di terreno trattato pari a $K_{tratt} = 1.00 \cdot 10^{-4}$ m/s

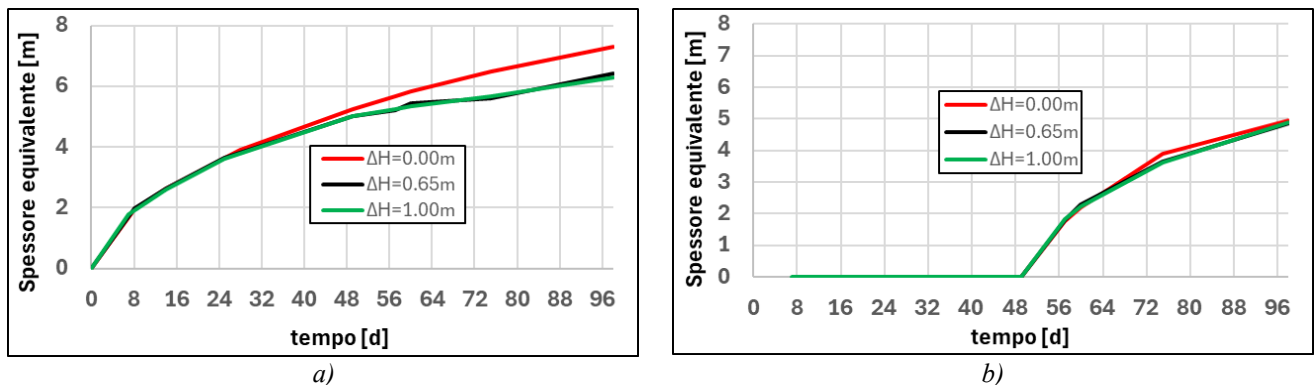


Figura 4. Andamento dello spessore medio equivalente del muro di terreno congelato nel tempo per a) Binario Dispari e b) Binario Pari

L'effetto benefico delle iniezioni di miscele cementizie è stato valutato confrontando i risultati ottenuti nel caso di terreno trattato, caratterizzato da una permeabilità ridotta, con quelli relativi al terreno non trattato. Figura 5 evidenzia che, trascurando l'effetto benefico del trattamento in termini di riduzione della permeabilità, un muro di ghiaccio continuo non si forma attorno al Binario Dispari neanche dopo 98 giorni, a causa delle elevate velocità di filtrazione. Al contrario, le sonde congelatrici installate attorno al Binario Pari risultano più efficaci, grazie all'effetto schermante esercitato dal Binario Dispari, il cui congelamento viene peraltro attivato in una fase precedente.

Figura 6 riporta l'evoluzione delle velocità di filtrazione nei 4 punti caratteristici identificati in Figura 5, (a) in assenza e (b) presenza di trattamento. I punti SX e BD mostrano velocità di filtrazione superiori al 1 m/d in assenza di trattamento, mentre grazie al trattamento le velocità di filtrazione risultano minori di più un ordine di grandezza per poi annullarsi al giorno 57 e 6, rispettivamente, quando presumibilmente sono raggiunti dal fronte congelato. Come anche osservato in Guida *et al.* (2025), velocità di filtrazione superiori al 1 m/d ostacolano significativamente la formazione di un muro congelato continuo in questo intervallo di permeabilità indagate.

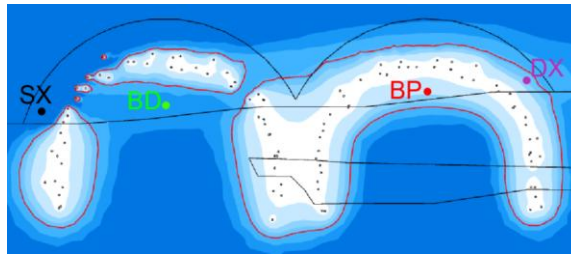


Figura 5. Rappresentazione grafica del muro di ghiaccio a 98 giorni di congelamento con imposti con $\Delta H=0.65\text{m}$ non considerando gli effetti dei trattamenti di miscele cementizie

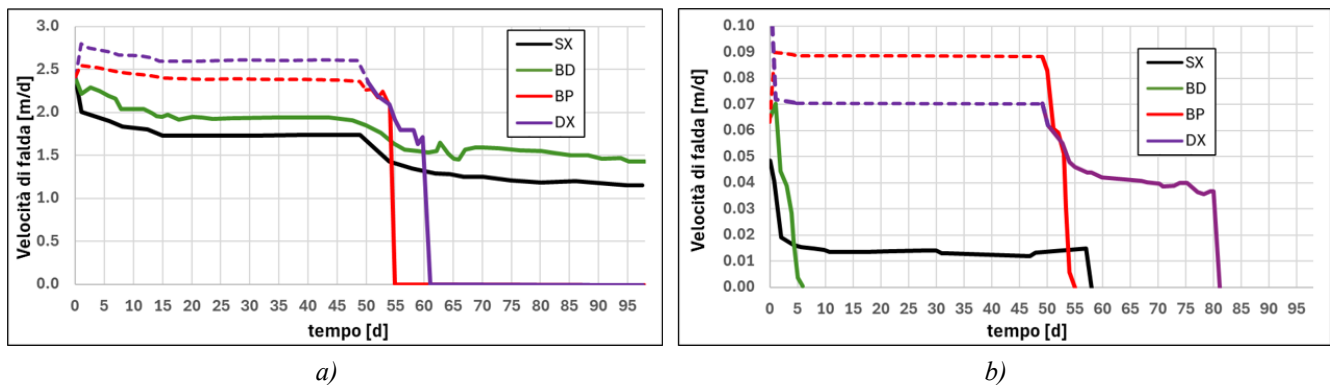


Figura 6. Velocità di filtrazione della falda con $\Delta H=0.65\text{m}$ ed una permeabilità del volume di terreno tratto con iniezioni di miscele cementizie pari ad a) $K_{\text{tratt}} = 3.82 \cdot 10^{-3}\text{m/s}$ e b) $K_{\text{tratt}} = 1.00 \cdot 10^{-4}\text{m/s}$

4. CONCLUSIONI

Il presente studio analizza il processo di congelamento artificiale dei terreni applicato alle gallerie di collegamento tra il Pozzo di ventilazione Nord e la stazione AV Firenze Belfiore, mediante una modellazione termo-idraulica accoppiata eseguita con il software agli elementi finiti COMSOL Multiphysics. Le simulazioni hanno permesso di valutare la formazione del muro congelato attorno le gallerie al variare dei regimi di filtrazione.

I risultati delle analisi numeriche, sebbene affetti da incertezze legate alla definizione dei parametri e del modello, indicano che una fase di attivazione del congelamento di 49 giorni per raggiungere uno spessore medio equivalente del muro di ghiaccio pari a 2 m, con temperatura al contorno di -2°C , risulta molto conservativa, soprattutto considerando l'efficacia del terreno trattato in termini di riduzione di permeabilità. Le simulazioni evidenziano infatti che sono sufficienti circa 8 giorni per entrambe le gallerie per soddisfare i requisiti progettuali relativi alla formazione del muro congelato. Al contrario, trascurando l'efficacia del trattamento con iniezioni di miscele cementizie, le velocità di filtrazioni risultano troppo elevate per consentire il raggiungimento dei requisiti di progetto del muro congelato entro i 49 giorni.

5. BIBLIOGRAFIA

- ARPAT Toscana (s.d.). Dati ambientali e idrogeologici relativi all'area di Firenze Belfiore.
- Arya L.M., Paris J.F. (1981). A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data. *Soil Science Society of America Journal*, 45: 1023-1030.
- Casini F., Guida G., Restaini A., Celot A. (2023). Water retention curve-based design method for the artificial ground freezing: the Isarco River underpass tunnels within the Brenner Base Tunnel project. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 149 (3): 1-15.
- Castellanza R., Sandrini L., Bastianini G., Maffei M., Vitella S. (2025). Esecuzione di prove termiche su campioni di terreno di Firenze.
- Guida G., Pucci A., Romani E., Viggiani G., Casini F. (2025). Interpretation of an artificial ground freezing field trial at Fori Imperiali in Rome. *Underground Space*, 23: 89-112.
- Lenci D. (2026). Studio numerico del congelamento artificiale dei terreni per la realizzazione del Passante AV della stazione Belfiore di Firenze. *Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile*, Università degli Studi di Roma Tor Vergata.
- Van Genuchten M.T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44: 892-898.

APPROCCIO DI MODELLAZIONE SEMPLIFICATO PER L'ANALISI DI STRUTTURE DI SOSTEGNO PORTUALI

Federico Montali (f.montali@tudelft.nl)

Department of Geosciences and Engineering, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

Luca Flessati (l.flessati@tudelft.nl)

Department of Geosciences and Engineering, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

Cristina Jommi (cristina.jommi@polimi.it, c.jommi@tudelft.nl)

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano, Milano, Italy.

Department of Geosciences and Engineering, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

ABSTRACT. In questa memoria viene presentato un approccio di modellazione semplificato per opere di sostegno portuali caratterizzate dalla presenza di una piastra di ripartizione dei carichi verticali. In particolare si mostra come sia possibile riprodurre la risposta di tale sistema mediante una geometria semplificata che comprende solamente la paratia e il sistema di ancoraggio. Questi risultati evidenziano che anche un'opera di sostegno molto complessa può essere riprodotta con approcci semplificati, come ad esempio quelli che schematizzano il problema come una trave che interagisce con molle elastoplastiche.

1. INTRODUZIONE

Le infrastrutture portuali sono un nodo fondamentale per il commercio marittimo. Negli ultimi decenni le dimensioni delle navi mercantili e, di conseguenza, delle infrastrutture portuali sono aumentate considerevolmente. Per tale ragione, è sempre più comune l'impiego di soluzioni progettuali complesse per le opere di sostegno. Una soluzione molto sofisticata è caratterizzata dall'utilizzo di una piastra di ripartizione posta in sommità al muro di sostegno. Tale piastra, sostenuta da un lato dal muro stesso e dall'altro da una palificata, ha lo scopo di ridurre le sollecitazioni trasmesse al terreno provenienti dalle gru, dalla merce stoccata a monte della paratia e dalle navi attraccate.

Data la complessità geometrica di questa struttura, la progettazione richiede l'utilizzo di sofisticati modelli numerici che riproducano il comportamento nonlineare del terreno e la geometria del sistema. Infatti, in linea di principio, per la geometria di tale sistema, non è possibile utilizzare approcci semplificati come quello proposto da Becci e Nova (1987).

In questa memoria si mostra come sia possibile semplificare la modellazione di questi sistemi, riconducendoli a paratie ancorate. Questo in futuro permetterà l'impiego di approcci semplificati per la progettazione di queste opere complesse.

2. DESCRIZIONE DEL SITO E MODELLO NUMERICO

L'opera di sostegno presa in considerazione è rappresentata in Figura 1a. Il muro è composto da una palancola (PU28) collegata a dei pali cavi in acciaio di diametro 1.42 m e spessore 24 mm (Figura 1b).

Prima della realizzazione dell'opera, la caratterizzazione del sito è stata eseguita mediante prove penetrometriche statiche (CPT), i cui risultati sono rappresentati in termini di resistenza alla punta (q_c), attrito laterale e indice di consistenza (Robertson, 1998) in Figura 2a,b e c. I risultati hanno permesso di schematizzare la stratigrafia del sito in cinque strati sabbiosi di diversa densità relativa (Figura 2d).

Dopo la costruzione della struttura, lo scavo è avvenuto in tre fasi successive: la prima fino a 8.5 m sotto il livello del mare, la seconda fino a 16.0 m e la terza fino a 20.5 m. Il processo di costruzione della struttura e le fasi di scavo sono state simulate numericamente mediante il codice a elementi finiti Plaxis 2D.

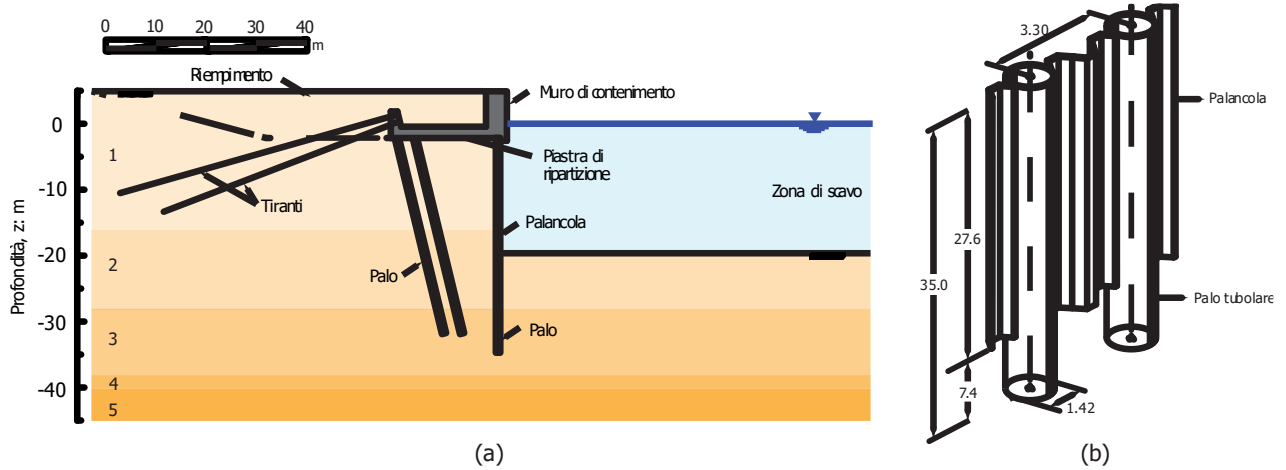


Figura 11. Problema di riferimento: geometria dell'opera di sostegno (a) e geometria della sezione della paratia (b).

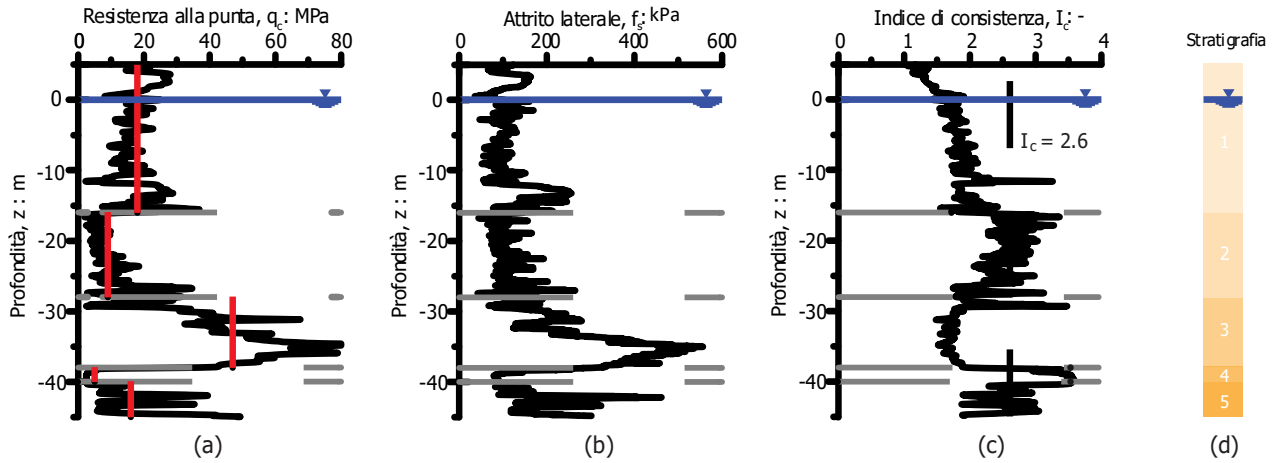


Figura 12. Risultati prove penetrometriche: resistenza alla punta, q_c (a), attrito laterale, f_s (b) e indice di consistenza, I_c (c).

Per ogni strato individuato in Figura 2, è stato considerato un valore di q_c medio. Tale valore è stato utilizzato per stimare i valori dei parametri costitutivi del modello Hardening Soil (Schanz et al., 1999). In particolare la rigidità edometrica alla pressione di riferimento 100 kPa (E_{oed}^{ref}) e l'angolo di resistenza al taglio (ϕ') sono stati calcolati mediante le seguenti equazioni (Kulhawy and Mayne, 1990; Robertson, 1998):

$$E_{oed}^{ref} = 5Q_{tn}p_{atm} \quad \phi' = 17.6^\circ + 11.1^\circ \log(Q_{tn}) \quad (1)$$

ove Q_{tn} è la resistenza alla punta normalizzata (Robertson, 1998) e p_{atm} la pressione atmosferica. La dilatanza è stata calcolata come proposto da Bolton (1986): $\phi' = \phi'_{cs} + 0.8\psi$, ove $\phi'_{cs} = 30^\circ$. La rigidità di riferimento secante e la rigidità di riferimento elastica sono assunte rispettivamente pari a $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ e $E_{ur}^{ref} = 3E_{oed}^{ref}$ (Schmudderich et al. 2020). Il coefficiente di Poisson, il rapporto a rottura e l'esponente che definisce la barotropia della rigidità sono assunti pari a 0.2, 0.9 e 0.5.

Il muro è stato riprodotto con elementi finiti di trave, mentre la piastra di ripartizione e il muro di contenimento in calcestruzzo armato con elementi solidi. L'interfaccia fra il terreno e le strutture è attritiva e non resistente a trazione. L'angolo di attrito di interfaccia (δ) è stato calcolato a partire da quello del terreno ($\tan \delta = 0.8 \tan \phi'$). I pali e i tiranti sono riprodotti come “embedded-beams” (Sadek and Shahrour, 2004). La resistenza di interfaccia dei pali è stata calcolata come in Duffy et al. (2024), mentre quella dei tiranti a partire dai risultati delle prove eseguite in fase di costruzione dell'opera.

Il dominio è stato discretizzato in circa 5000 elementi finiti triangolari a 15 nodi (Figura 3a). Ai lati del dominio sono impediti gli spostamenti orizzontali, mentre alla base sono impediti tutti gli spostamenti. Sono state

eseguite analisi drenate e si è trascurata l'oscillazione del livello dell'acqua indotto dalle maree. Le fasi delle analisi seguono le fasi di costruzione.

Il modello semplificato è rappresentato in Figura 3b. In questo caso la piastra di ripartizione e i pali non sono presenti e i tiranti sono riprodotti per mezzo di una molla in direzione orizzontale con rigidità pari alla rigidità della lunghezza libera dei tiranti. Il muro si estende solo fino al piano di fondazione della piastra di ripartizione. A tale profondità inizialmente è applicato un sovraccarico pari al peso di terreno sovrastante (p_{eq}). Questo sovraccarico è rimosso prima della prima fase di scavo. Tale operazione fa sì che, allo scavo, il terreno nella zona di spinta attiva risulti sovraconsolidato.

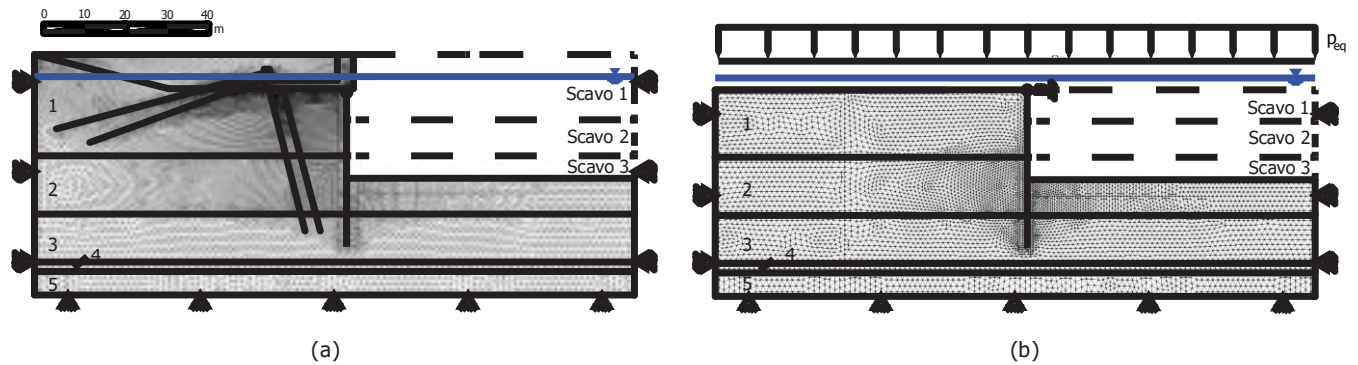


Figura 13. Modelli FEM e condizioni al contorno: paratia con piastra di ripartizione dei carichi verticali – modello completo (a) e modello semplificato (b) con corrispondenti fasi di scavo.

3. RISULTATI

Gli spostamenti orizzontali al termine delle tre fasi di scavo, ottenuti nel modello completo e nel modello semplificato sono riportati in Figura 4. Al termine dell'ultima fase di scavo il modello semplificato sovrastima leggermente gli spostamenti (la massima differenza fra i due modelli è circa pari al 4%). Il sostanziale accordo fra i risultati dei due modelli è attribuibile a: (i) la sufficiente distanza fra i pali e il muro, che limita l'interazione fra i pali e il cuneo di spinta attiva (Figura 5), (ii) il cuneo di spinta attiva che si stacca dalla piastra di ripartizione (Figura 5) e (iii) la completa redistribuzione dei carichi verticali dalla piastra di ripartizione al muro ed ai pali. Di conseguenza le distribuzioni degli sforzi orizzontali sono praticamente coincidenti sia nella zona di spinta attiva che nella zona di spinta passiva (Figura 6). Una leggera discrepanza è presente alla base del muro, in corrispondenza della base dei pali.

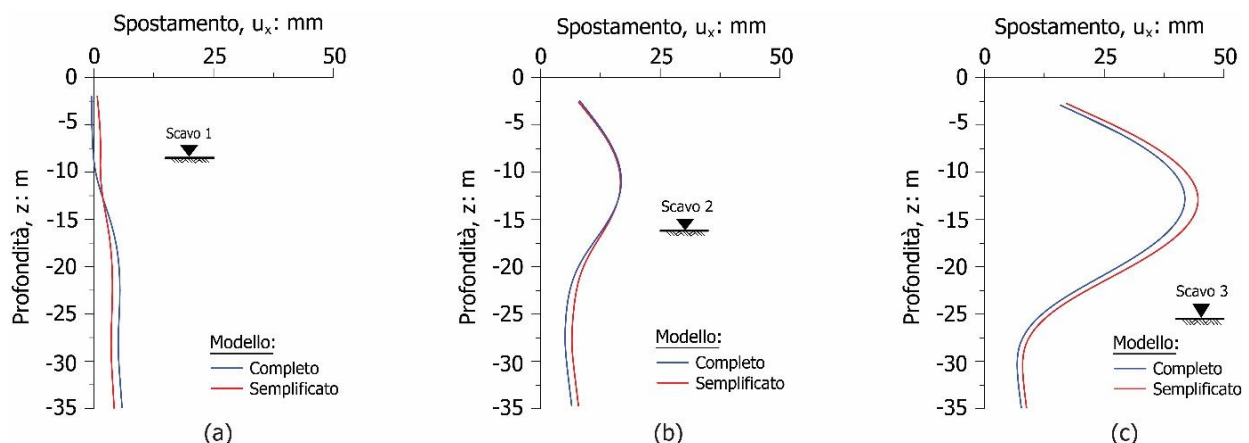


Figura 14. Confronto profili di spostamento orizzontale: prima fase di scavo (a), seconda fase di scavo (b) e terza fase di scavo (c).

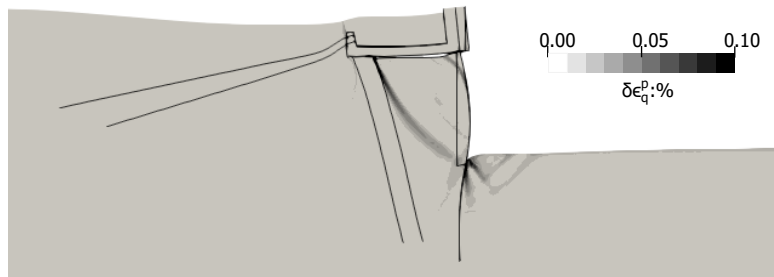


Figura 15. Incremento di deformazione plastica deviatorica alla fine del terzo scavo (deformazione ingrandita di 50 volte).

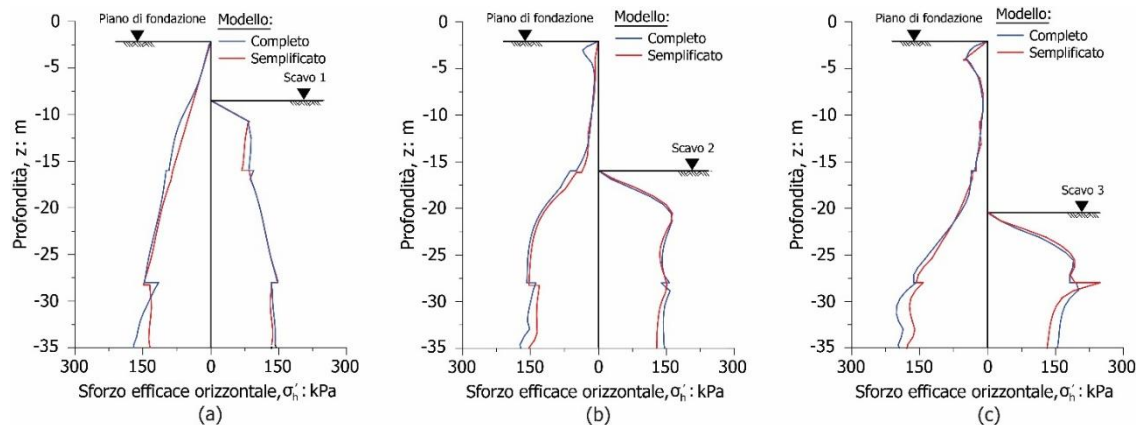


Figura 16. Confronto fra sforzi efficaci orizzontali agenti sulla paratia: primo scavo (a), secondo scavo (b) e terzo scavo (c).

4. CONCLUSIONI

In questa memoria è presentato un approccio di modellazione semplificata per banchine portuale con piastra di ripartizione. In particolare è stato mostrato come la risposta di questo sistema sia assimilabile a quello di una paratia ancorata con un ordine di tiranti. Questo approccio è possibile nel caso in cui (i) i pali che supportano la piastra non interferiscano con il cuneo di rottura, (ii) la larghezza della piastra di ripartizione è maggiore della larghezza del cuneo di spinta attiva e (iii) la piastra di ripartizione, il muro e i pali siano sufficientemente rigidi da permettere il completo distacco del cuneo di spinta attiva. Un aspetto fondamentale che deve essere tenuto in conto nel modello semplificato è la condizione di sforzo iniziale che deve garantire una risposta inizialmente elastica nel terreno a monte dello scavo.

La geometria considerata in questa memoria (opera di sostegno con piastra di ripartizione) non rispetta le ipotesi dei modelli semplificati di paratie con molle elastoplastiche. Tuttavia, i risultati mettono in evidenza che, con un'opportuna semplificazione, è possibile l'impiego di tali modelli semplificati anche per analizzare la risposta di questa classe di strutture di sostegno. Da un punto di vista progettuale, l'utilizzo di tali modelli semplificati ed estremamente efficienti dal punto di vista computazionale, consente l'esecuzione di un elevato numero di analisi e di conseguenza, l'ottimizzazione del progetto e l'utilizzo di approcci probabilistici per la stima dell'affidabilità strutturale.

5. BIBLIOGRAFIA

- Becci B., R. Nova (1987). Un metodo automatico per il progetto di paratie. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 1: 33-47.
- Duffy, K., K. Gavin, M. Korff, D. de Lange and A. Roubos (2024). Influence of installation method on the axial capacity of piles in very dense sand. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 150: 04024043
- Kulhawy, F.H., P.W. Mayne (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design.
- Robertson, P.K., C.E. Wride (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Can. Geotech. J.* 35: 442–459.
- Sadek, M. and Shahrour, I. (2004), A three-dimensional embedded beam element for reinforced geomaterials. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 28: 931-946.
- Schanz, T, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier (1999). The hardening soil model: Formulation and verification, in *Beyond 2000 in Computational Geotechnics* (Routledge, 1999), pp. 281–296.

CARICO LIMITE DI UN CORDOLO NASTRIFORME POSTO IN PROSSIMITÀ DEL CIGLIO DELLA SCARPATA DI UN RILEVATO STRADALE

Antonio Vicari (antonio.vicari@tecneautostrade.it)

Piero Bongio (piero.bongio@tecneautostrade.it)

Antonella Giammarino (antonella.giammarino@tecneautostrade.it)

Elisabetta Ferraris (elisabetta.ferraris@tecneautostrade.it)

Tecne Gruppo Autostrade per l'Italia

ABSTRACT. Il presente lavoro si prefigge l'obiettivo di fornire uno strumento operativo per la verifica SLU di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno nel dimensionamento di cordoli nastriformi posizionati in prossimità del ciglio di rilevati stradali, per il sostegno di barriere di sicurezza e barriere antirumore. In letteratura sono disponibili numerose soluzioni teoriche per definire il carico limite di fondazioni dirette posizionate in corrispondenza di una scarpata di pendenza α , valide per un'ampia gamma di parametri di resistenza al taglio e diversi valori di α . Tali soluzioni sono tipicamente espresse in funzione dei rapporti adimensionali s/B e D/B , dove s indica la distanza del cordolo di larghezza B dal ciglio della scarpata e D la profondità del piano di posa dal piano di rotolamento. Il presente lavoro si focalizza sul caso specifico di rilevati stradali realizzati con terreni attritivi ($\phi' = 35^\circ$) e scarpata con pendenza $\alpha = 29.7^\circ$ (H:7 V:4), fornendo coefficienti riduttivi per stimare il carico limite del cordolo a partire dal corrispondente valore definito in condizioni di piano campagna orizzontale ($\alpha = 0^\circ$).

1. INTRODUZIONE

La verifica SLU di carico limite dell'insieme fondazione-terreno di fondazioni superficiali nastriformi posizionate in prossimità del ciglio di rilevati stradali rappresenta un problema di rilevante interesse pratico nella progettazione geotecnica in ambito infrastrutturale. La presenza della scarpata, come noto, determina una riduzione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno rispetto al carico limite che caratterizza la fondazione inserita in un contesto morfologico pianeggiante ($\alpha=0^\circ$).

Il problema teorico della valutazione della capacità portante di fondazioni superficiali collocate in prossimità di pendii è stato affrontato in letteratura da diversi autori, per esempio Yang (2019) e Zhou (2017). Tali contributi, pur fornendo una solida base teorica, sono riferiti a configurazioni geometriche generalizzate che non rispecchiano direttamente le caratteristiche dei cordoli su rilevati stradali analizzati da Autostrade per l'Italia. Il presente lavoro si pone l'obiettivo, attraverso un'analisi parametrica condotta con il codice agli elementi finiti Plaxis, di fornire al progettista uno strumento pratico definito su tale configurazione geometrica.

2. METODOLOGIA

La pressione limite dell'insieme fondazione-terreno è stata valutata attraverso due modalità, per via analitica utilizzando le formulazioni di Vesic (1973,1975) e per via numerica utilizzando un codice di calcolo agli elementi finiti (PLAXIS 2D 2024.2). La pressione limite di collasso, in accordo alla formula di Vesic, valida per fondazioni nastriformi collocate ad una profondità D da un piano campagna orizzontale, in assenza di falda ed immersa in un contesto stratigrafico che prevede la presenza di un terreno puramente attritivo, risulta essere:

$$q_{lim \text{ Vesic}} = 0.5\gamma B N_\gamma d_\gamma + q N_q d_q \quad (1)$$

in cui q è la pressione geostatica agente a quota piano di posa della fondazione $q=\gamma D$, ed i fattori di capacità portante risultano pari a $N_\gamma=48.02$ e $N_q=33.30$, utilizzando le espressioni dell'Autore per un angolo d'attrito $\phi'=35^\circ$. Le analisi FEM sono state condotte in condizioni di deformazione piana ed in riferimento a condizioni drenate. La presenza della falda non è stata considerata, ipotesi coerente con il contesto applicativo dei rilevati stradali, nei quali il livello piezometrico è eventualmente presente solo in corrispondenza del terreno di fondazione. Il terreno

è stato modellato con legame costitutivo Hardening Soil, scelta coerentemente con l'adozione della legge di flusso associata implicita nella formulazione di Vesic, con i seguenti valori attribuiti ai parametri geotecnici: peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, angolo di attrito $\phi = 35^\circ$, intercetta di coesione $c' = 0$, angolo di dilatanza $\psi = 35^\circ$. La fondazione è stata modellata come piastra rigida con peso nullo (plate element). Il dominio del modello predisposto ha larghezza pari a circa 10 volte la larghezza massima della fondazione, in modo tale da poter considerare influenti le condizioni al contorno introdotte nella modellazione. Il rilevato è stato schematizzato con altezza H pari a 10 m al fine di scongiurare l'eventualità che il cinematismo di collasso interessi il terreno di fondazione. Tenendo conto della modesta larghezza B dei cordoli di fondazione, è possibile considerare applicabili le determinazioni della presente memoria solo se l'altezza del rilevato è non inferiore a 5m, vale a dire nelle condizioni in cui il cinematismo di collasso si sviluppi integralmente in corrispondenza della scarpata del rilevato. Sarà oggetto di studio di prossimi approfondimenti l'influenza del terreno di fondazione e dell'altezza del rilevato nella definizione del carico limite dei cordoli posti sul ciglio di rilevati di modesta altezza. Le scarpate del rilevato presentano una pendenza di $\alpha = 29.7^\circ$ (scarpa H:7 V:4), in conformità alle prescrizioni del Capitolo Speciale di Autostrade per l'Italia. La mesh del modello FEM è di tipo "fine" con infittimento locale nei primi 5 m al di sotto del piano di imposta della fondazione, dove si concentrano le zone di plasticizzazione e i gradienti di cedimento più elevati. La pressione limite $q_{\text{lim FEM}}$ è stata ricavata mediante incremento progressivo della pressione applicata sulla piastra fino al raggiungimento della rottura geotecnica del complesso cordolo-terreno, identificata dalla perdita di convergenza del calcolo.

3. VALIDAZIONE DEL MODELLO

Il modello FEM per la definizione del carico limite $q_{\text{lim FEM}}$ è stato validato confrontando i risultati ottenuti su piano campagna orizzontale con il carico limite $q_{\text{lim Vesic}}$ definito con la formula analitica di Vesic (1973, 1975). Sono stati considerati 12 casi di raffronto, ottenuti combinando 4 valori di larghezza B della fondazione (0.5, 1.0, 1.5, 2.0 m) con 3 valori di profondità D del piano di posa (0, 0.5, 1.0 m). I risultati del raffronto sono riportati nel grafico di Figura 1. La distribuzione dei punti nell'intorno della bisettrice del quadrante cartesiano conferma l'affidabilità del modello FEM. La validazione fornisce quindi una base solida per estendere le analisi FEM al caso di cordolo collocato in prossimità del ciglio della scarpata di un rilevato stradale.

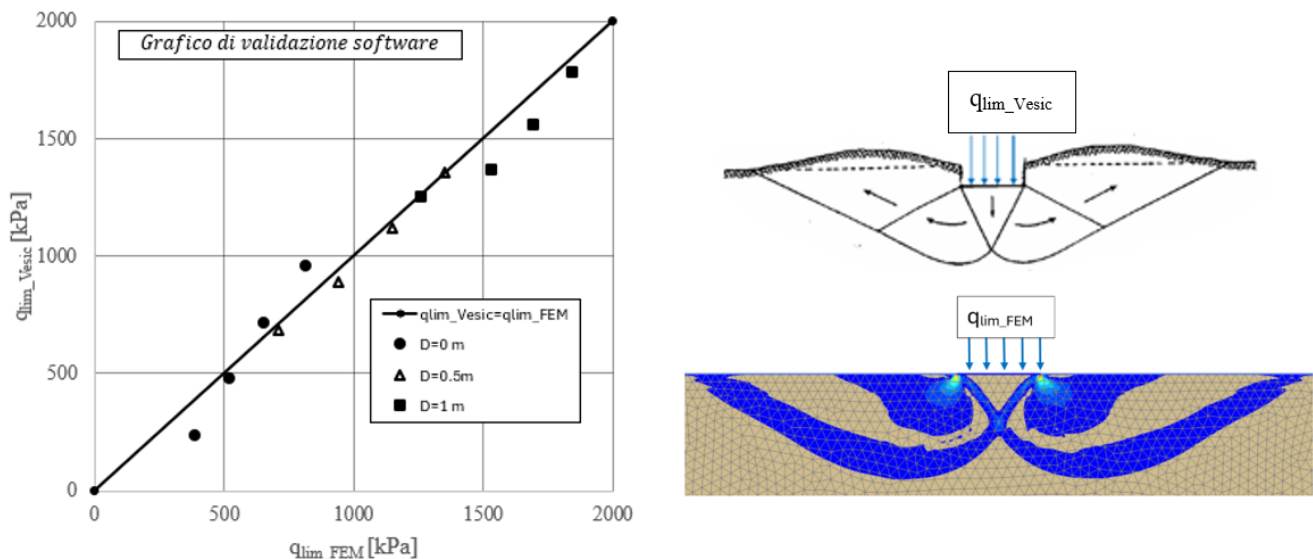


Figura 1. Raffronto tra carico limite e meccanismi di collasso (Viggiani, 2022) stimati analiticamente con la formulazione di Vesic $q_{\text{lim Vesic}}$ ed $q_{\text{lim FEM}}$ valutato con analisi numeriche FEM – fondazione su piano campagna orizzontale

4. ANALISI PARAMETRICA

I risultati delle analisi parametriche condotte in riferimento ad una fondazione nastriforme di larghezza B , posta ad una distanza s dal ciglio della scarpata di su rilevato stradale e ad una profondità D dal piano di rotolamento della viabilità, sono stati elaborati per ricavare due strumenti pratici, per calcolarne il carico limite applicando un

fattore riduttivo al corrispondente carico limite definito per una fondazione identica collocata in un contesto morfologico con piano campagna orizzontale.

Gli strumenti proposti sono validi esclusivamente per rilevati con pendenza della scarpata pari a $\alpha=29.7^\circ$ (scarpa H:7 V:4), altezza maggiore di 5 m e costituiti da materiale puramente attritivo ($\phi'=35^\circ$ e $\gamma=20$ kN/m³).

4.1 Stima del carico limite di un cordolo posto in corrispondenza del ciglio della scarpata

I valori di pressione limite ottenuti dal modello FEM per i cordoli posti in corrispondenza del ciglio della scarpata del rilevato sono stati normalizzati rispetto alla corrispondente q_{lim} calcolata con Plaxis su piano campagna orizzontale, ottenendo il rapporto adimensionale $q_{lim\ ril} / q_{lim\ \alpha=0}$. Tale rapporto è riportato in funzione del rapporto geometrico s/B in Figura 2, per i tre valori di profondità di posa considerati. Le curve $q_{lim\ ril} / q_{lim\ \alpha=0} = f(s/B)$ evidenziano un andamento crescente all'aumentare di s/B , confermando che gli effetti negativi riconducibili alla presenza della scarpata diminuiscono al progressivo allontanamento del cordolo dal ciglio della scarpata stessa.

A parità di s/B , una maggiore profondità di posa D comporta una riduzione del rapporto, riflettendo l'influenza della geometria della scarpata sul meccanismo di rottura, congruentemente con quanto deducibili da altri studi analoghi riportati in Bibliografia.

I punti che rappresentano i risultati delle analisi sono state interpolati con curve polinomie di secondo grado, la cui equazione generale può essere espressa nella forma:

$$\eta = -a \left(\frac{s}{B} \right)^2 + b \left(\frac{s}{B} \right) + c \quad (2)$$

dove $\eta = q_{lim\ ril} / q_{lim\ \alpha=0}$ ed i valori attribuiti ai coefficienti adimensionali a, b e c sono riportati in Tabella 1.

Tabella 1. Valori dei coefficienti a, b, c

	a	b	c
D=0.0m	0.024	0.201	0.182
D=0.5m	0.021	0.177	0.180
D=1.0m	0.018	0.134	0.175

Preso atto che per un piano campagna orizzontale si è constatato $q_{lim\ FEM} \approx q_{lim\ Vesic}$, a partire dal valore della pressione limite calcolata in riferimento ad un piano campagna orizzontale con formulazione analitica (Vesic, 1973,1975), il Progettista, conoscendo le grandezze geometriche s , B e D che definiscono il contesto realizzativo del cordolo, può stimare il rapporto η e quindi è in grado di calcolare la pressione limite dell'insieme cordolo-terreno posto in prossimità del ciglio della scarpata del rilevato, attraverso il seguente prodotto:

$$q_{lim\ ril_FEM} = \eta \cdot q_{lim\ \alpha=0_FEM} \quad (3)$$

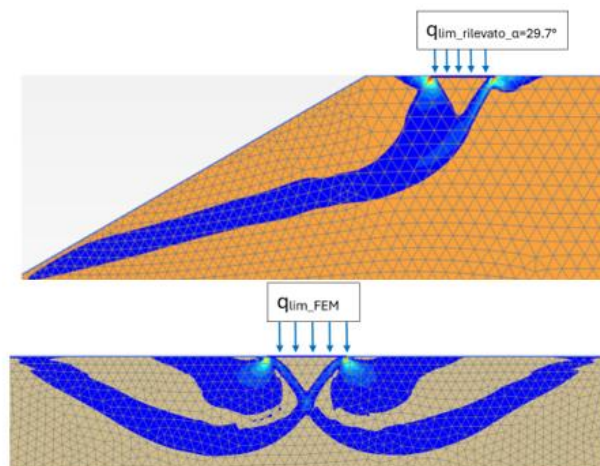
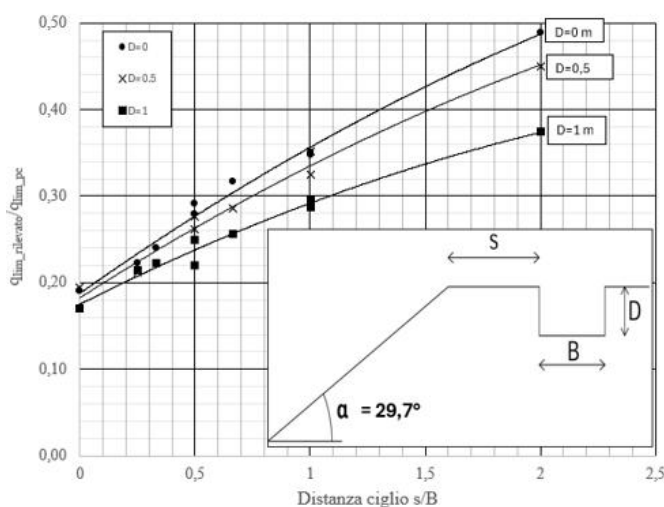


Figura 2. Abaco progettuale – Analisi numeriche FEM - Differenza tra rottura su rilevato e p.c orizzontale

Si propone, inoltre, una formulazione alternativa che prevede la definizione del carico limite $q_{lim\ ril}$ del cordolo posto in prossimità del ciglio della scarpata moltiplicando il corrispondente valore di $q_{lim\ \alpha=0}$ stimato con la formulazione di Vesic per lo stesso cordolo su piano campagna orizzontale per un coefficiente riduttivo ε , funzione dei rapporti geometrici s/B , D/B e della larghezza della fondazione B :

$$q_{lim\ ril} = \varepsilon \cdot q_{lim\ \alpha=0_Vesic} \quad (4)$$

dove

$$\varepsilon = 0.139 + 0.128 \left(\frac{s}{B} \right)^{0.866} - 0.015 \left(\frac{D}{B} \right)^{2.54} + 0.073 B^{-0.62} \quad (5)$$

in cui ε è il rapporto tra il q_{lim} su rilevato nel Plaxis e la q_{lim} calcolata con Vesic.

Lo scostamento tra i valori stimati dalla regressione e quelli numerici risulta contenuto entro $\pm 15\%$, ritenuto accettabile ai fini progettuali.

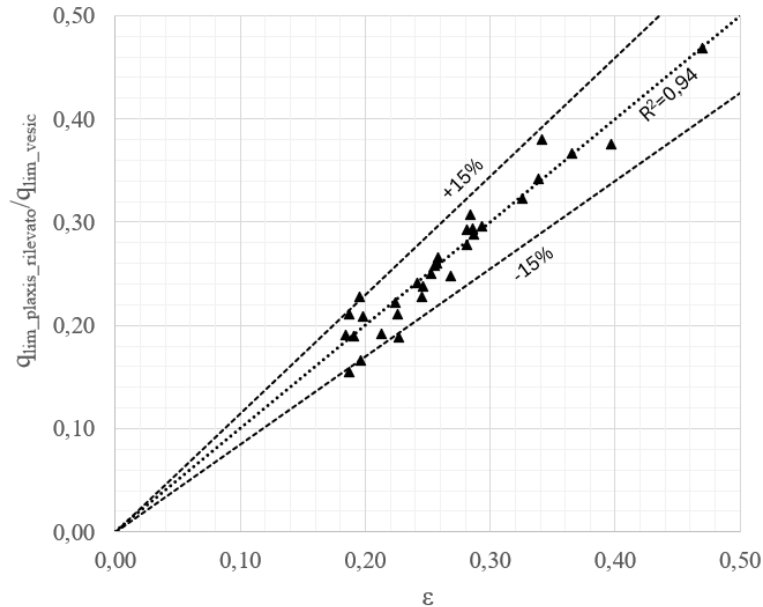


Figura 3. Confronto tra analisi numeriche e formula di regressione proposta

5. CONCLUSIONI

Il presente lavoro fornisce strumenti pratici per il calcolo del carico limite dell'insieme fondazione-terreno per cordoli collocati in prossimità del ciglio di scarpata di un rilevato stradale, introducendo dei coefficienti riduttivi da applicare al carico limite valutato analiticamente con la formulazione di Vesic per il medesimo cordolo immaginato in un contesto morfologico con piano campagna orizzontale.

Le determinazioni del presente lavoro sono applicabili solo per cordoli fondati direttamente sul terreno e realizzati in prossimità del ciglio di rilevati di altezza non inferiore a 5 metri e scarpate con pendenza $\alpha=29.7^\circ$ (scarpa H:7 V:4), costituiti da materiali puramente attritivi ($\phi'=35^\circ$).

Sviluppi futuri e approfondimenti tematici potranno estendere l'analisi a diverse pendenze di scarpata, altezze di rilevato minori di 5m, valutando altresì l'influenza delle proprietà di resistenza al taglio del terreno di fondazione del rilevato riconducibile all'interessamento del cinematisma di rottura a porzioni più profonde della sola scarpata.

6. BIBLIOGRAFIA

- Vesic, A.S. (1973). "Analysis of ultimate loads of shallow foundations." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 99(1), 45–73
- Zhou H., Zheng G., Yin X., Jia R., Yang X. (2018). The bearing capacity and failure mechanism of a vertically loaded strip footing placed on the top of slopes. *Computers and Geotechnics*, 94: 12-21.
- Yang S., Leshchinsky B., Cui K., Zhang F., Gao Y. (2019). Unified approach toward evaluating bearing capacity of shallow foundations near slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 145 (12).
- Viggiani C. (2022). *Fondazioni*, 2a ed. Hevelius Edizioni, Benevento.
- Vesic A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 99 (1): 45-73.

RUOLO DELL'INSTALLAZIONE DEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE SUL FATTORE DI SICUREZZA PER GALLERIE IN CONDIZIONI DI SQUEEZING

Giulio Antonucci (giulio.antonucci@bonificacspuglia.it)
Consorzio di Bonifica Centro Sud Puglia

Gennaro Scognamiglio (ing_scognamiglio@libero.it)
Freelance

ABSTRACT. Il presente articolo descrive una serie di simulazioni numeriche finalizzate alla valutazione della sicurezza del rivestimento di prima fase in gallerie profonde soggette a fenomeni di squeezing. Le analisi, eseguite mediante il metodo degli elementi finiti, sono state condotte assumendo una geometria circolare in condizioni di deformazione piana, stato tensionale isotropo e criterio elastoplastico di Hoek–Brown quale legge costitutiva per l'ammasso roccioso. La modellazione numerica consente di riprodurre un contesto geomeccanico complesso e di valutare il grado di sicurezza di un rivestimento di prima fase di tipo rigido, costituito da centine metalliche HEB 240 e calcestruzzo proiettato. Lo studio si pone l'obiettivo di fornire linee guida operative ai progettisti nel caso in cui si prevedano scavi in ammassi rocciosi caratterizzati da un marcato comportamento deformativo a carattere spingente.

1. INTRODUZIONE

Le condizioni di ammasso roccioso spingente (squeezing) rappresentano una delle principali sfide nello scavo di gallerie in contesti montani, come documentato da oltre un secolo di esperienza. Lo squeezing è generalmente definito come una deformazione significativa e tempo-dipendente dell'ammasso roccioso circostante la cavità, governata prevalentemente da processi viscosi (creep) che si attivano quando la tensione tangenziale supera una soglia critica. Tali deformazioni possono stabilizzarsi durante la fase costruttiva o persistere per periodi prolungati (Barla, 1995). L'entità della convergenza del cavo, il tasso di deformazione e l'estensione della zona plasticizzata dipendono da molteplici fattori, tra cui le condizioni geologiche, il rapporto tra tensioni in situ e resistenza dell'ammasso, la presenza di acqua sotterranea e le pressioni neutre, nonché le proprietà geomeccaniche del mezzo roccioso (Steiner, 1996). Il comportamento spingente è tipicamente associato ad ammassi rocciosi deboli e intensamente fratturati, ed è fortemente influenzato dallo spessore della copertura. Sono diversi i casi storici di gallerie profonde in cui si è manifestato questo tipo di comportamento, come nel caso della galleria di accesso di Saint Martin La Porte e la Galleria di Base del Monte Ceneri. L'evoluzione del fenomeno è strettamente correlata ai metodi di scavo ed alle sequenze di installazione dei sostegni, rendendo la scelta del sistema di supporto un elemento determinante ai fini della sicurezza e dell'ottimizzazione progettuale. Il presente studio si propone di valutare il fattore di sicurezza del rivestimento di prima fase di galleria in condizioni di ammasso roccioso a comportamento spingente, analizzando in particolare l'influenza della distanza di installazione dal fronte di scavo. In tale contesto, assume un ruolo fondamentale il monitoraggio geotecnico e tensionale in corso d'opera, quale strumento indispensabile per la calibrazione dei modelli previsionali, la verifica delle ipotesi progettuali e l'adozione tempestiva di eventuali misure correttive durante l'avanzamento dello scavo.

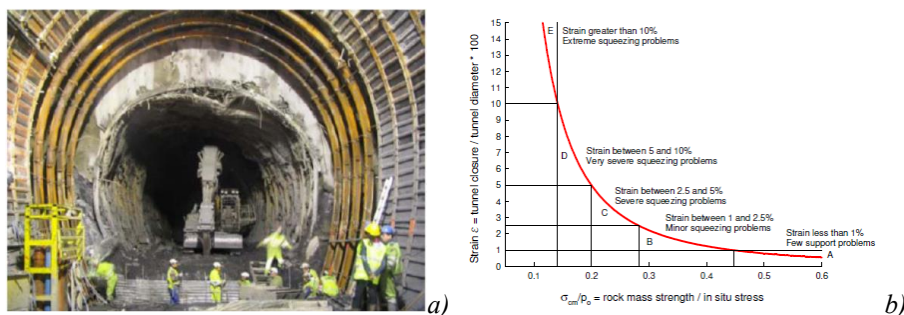


Figura 1. Esempi rilevanti di fenomeni di squeezing: a) S. Martin la Porte (Barla, 1995); b) classificazione del comportamento spingente (Hoek & Marinos, 2000)

2. ANALISI NUMERICHE

Per eseguire l'analisi numerica è stato scelto di modellare una galleria profonda a sezione circolare con raggio $R_T=5,0$ m, copertura $H=600$ m, condizioni di stato tensionale costante e deformazione piana, utilizzando il software agli elementi finiti (FE) RS2 v.9.0 (RocScience). È stata adottata una mesh triangolare di tipo "graded" e condizioni al contorno con vincoli a cerniera lungo tutti i lati. Inoltre, le dimensioni del modello sono state definite in modo da evitare effetti di bordo, come illustrato nella Figura 3. L'ammasso roccioso oggetto dell'analisi è costituito da scisti (valore medio $M_R=550$) ed è caratterizzato da un comportamento elastoplastico perfetto con criterio di rottura di Hoek-Brown generalizzato. La conoscenza della resistenza alla compressione uniassiale (UCS) della roccia intatta e del parametro M_R consente di stimare il modulo elastico della roccia intatta (Eq. (1)) e, conseguentemente, di derivare il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso in funzione del GSI (Geological Strength Index) e del fattore di disturbo D (Eq. (2)).

Tabella 1. Parametri ammasso roccioso ($\gamma=27$ kN/m³, $\nu=0.30$ $p_0=16.2$ MPa, $k_0=1$, $D=0$)

	M_R [-]	UCS [MPa]	GSI [-]	m_i [-]	E_d [MPa]	σ_{cm} [MPa]	σ_{cm}/p_0 [-]
Analisi A-B	550	12	30	20	537	1.17	0.07

Inoltre, la valutazione del comportamento spingente richiede la determinazione della resistenza alla compressione uniassiale dell'ammasso roccioso (σ_{cm}) secondo l'Eq. (3) (Hoek & Marinos, 2000), la quale dipende dal parametro di Hoek-Brown (m_i), dalla resistenza alla compressione uniassiale della roccia intatta (σ_{ci}) e dal GSI. È stato ipotizzato uno stato di sforzo isotropo in condizioni asciutte; i parametri geomeccanici indicati in Tabella 1 sono rappresentativi di fenomeni di squeezing estremo ($\sigma_{cm}/p_0 < 0,10$) (cfr. Figura 1b).

$$E_i = M_R \cdot UCS \quad (1)$$

$$E_d = E_i \left(0.02 + \frac{1-D/2}{1+e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \quad (2)$$

$$\sigma_{cm} = (0.0034 m_i^{0.8}) \sigma_{ci} [1.029 + 0.025 e^{(-0.1m_i)}]^{GSI} \quad (3)$$

Lo scavo della galleria è stato simulato mediante il calcolo del fattore di rilassamento $\lambda(X)$ in conformità con il metodo convergenza-confinamento. Le fasi di calcolo utilizzate per l'esecuzione dell'analisi numerica sono riportate in tabella 2. L'obiettivo delle analisi numeriche condotte (Analisi A e B) è quello di valutare il fattore di sicurezza del rivestimento di prima fase in funzione della distanza di applicazione dal fronte di scavo (X). Nello specifico, ciascuna analisi comprende sei scenari (Caso 1: $X = 0,5$ m $\rightarrow$ Caso 6: $X = 3,0$ m). All'interno del modello numerico, il rivestimento di prima fase è stato schematizzato mediante elementi di tipo "reinforced concrete", composti da uno strato di calcestruzzo proiettato dello spessore di 0,20 m e da cerniere metalliche tipo HEB 240 con interasse pari a 1,0 m. La differenza tra Analisi A e Analisi B consiste nel valore del modulo elastico dello spritzbeton (E_{sh}). Nella prima analisi E_{sh} è pari a 5.000 MPa in quanto simula il comportamento del calcestruzzo fresco, mentre nella seconda E_{sh} è pari a 25.000 MPa poiché rappresenta un calcestruzzo con proprietà meccaniche corrispondenti a un tempo di maturazione di 7 giorni.

Tabella 2. Rapporto $p_i/p_0=(1-\lambda)$ e distanza dal fronte di scavo (X)

N. Stage	Descrizione fase di calcolo
1	Stato di sforzo in situ, $p_i/p_0 = 1,0$
2	Scavo del fronte, $X = 0$ m - $p_i(X)/p_0$
3	Installazione del rivestimento provvisorio, $X = (0,5-3,0)$ m - $p_i(X)/p_0$
4	Avanzamento dello fronte, $X = 5,0$ m - $p_i(X)/p_0$
5	Sezione indisturbata (lontana dal fronte), $p_i/p_0 = 0,0$

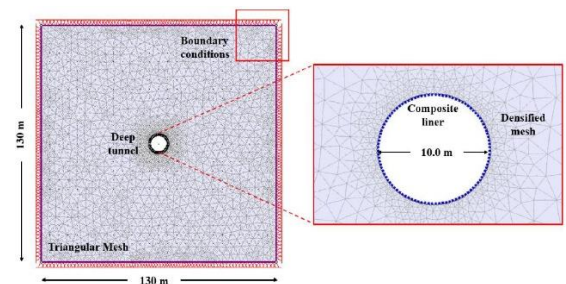


Figura 2. Modello FEM: geometria, mesh e condizioni

3. APPROCCIO PROGETTUALE

La valutazione del livello di sicurezza del rivestimento di prima fase in funzione della distanza dal fronte di scavo è stata condotta attraverso i seguenti passaggi:

1. **Analisi convergenza-confinamento (2D):** eseguita sullo scavo non sostenuto attraverso 10 fasi di calcolo ($p_i/p_0 = 1,0; 0,8; 0,4; 0,2; 0,1; 0,08; 0,04; 0,02; 0,01$ e 0). Dall'ultima fase (stage 10) sono state determinate la convergenza massima (u_{max}) e il raggio plastico (R_p) (Fig. 3b, in alto).
2. **Metodo di Vlachopoulos e Diederichs** (Vlachopoulos & Diederichs, 2009): attraverso il quale è stata determinata la convergenza del tunnel (u_r) alle specifiche distanze dal fronte (X) mediante la conoscenza del rapporto R_p/R_t , come illustrato in Figura 4a.
3. **Valutazione del fattore di rilassamento:** in accordo con il metodo convergenza-confinamento (Panet & Guenot, 1982), gli spostamenti radiali permettono di valutare il rapporto $p_i/p_0 = (1-\lambda)$ sia in corrispondenza del fronte di scavo sia per la sezione di installazione del rivestimento provvisorio, come riportato in Fig. 3b (in basso).
4. **Analisi numeriche FE:** la conoscenza dei fattori di rilassamento $\lambda(X)$ ha permesso di condurre le analisi numeriche agli elementi finiti (FE) e di confrontare i risultati ottenuti per i due modelli considerati (Analisi A e B). Ciascuna analisi è stata sviluppata per distanze X comprese tra 0,5 m e 3,0 m (dal Caso 1 al Caso 6) attraverso 5 fasi di calcolo.

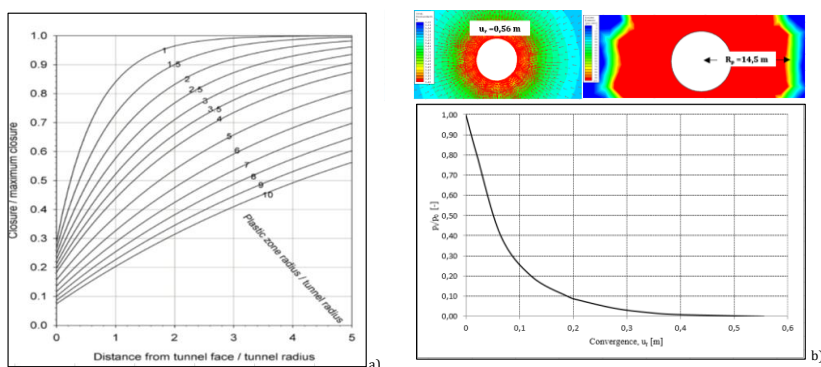


Figura 3. a) Curve parametriche (Vlachopoulos & Diederichs, 2009); b) in alto: u_{max} e R_p con scavo non sostenuto (analisi 2D); b) in basso: curva caratteristica del cavo.

4. RISULTATI

In Tabella 3 sono riportati, rispettivamente per l'Analisi A e l'Analisi B, i risultati in termini di convergenza massima in corrispondenza della messa in opera del rivestimento (u_x), raggio plastico (R_p), sforzo assiale massimo (N_{max}) e momento flettente massimo (M_{max}), nonché il fattore di sicurezza all'atto dell'installazione del rivestimento di prima fase (FS). Per la valutazione del dominio di resistenza, si è scelto di considerare, a favore di sicurezza, esclusivamente il contributo delle centine in acciaio tipo HEB 240 con interasse di 1,0 m, trascurando l'effetto strutturale del calcestruzzo proiettato.

Tabella 3. Risultati Analisi numerica A e B

	X [m]	Analisi A					Analisi B				
		u_r [mm]	R_p [m]	N_{max} [MN]	M_{max} [MNm]	FS [-]	u_r [mm]	R_p [m]	N_{max} [MN]	M_{max} [MNm]	FS [-]
Caso 1	0,5	0,225	7,1	3	0,007	2,00	0,222	7	3,2	0,004	4,00
Case 2	1.0	0,227	7,2	4,7	0,007	1,25	0,224	7,15	5,1	0,005	2,67
Case 3	1.5	0,232	7,4	7,5	0,007	0,80	0,226	7,2	8,1	0,005	1,60
Case 4	2.0	0,235	7,5	9,3	0,007	0,62	0,228	7,2	9,9	0,006	1,33
Case 5	2.5	0,237	7,7	10,4	0,008	0,57	0,227	7,2	11,1	0,006	1,25
Case 6	3.0	0,237	7,7	10,7	0,009	0,57	0,228	7,2	11,5	0,008	1,14

Dai diagrammi in figura 4a e 4b si nota che per l'Analisi A solo il caso 1 e 2 ($X = 0,5$ m e $X = 1,0$ m) soddisfano i criteri di resistenza, mentre, per l'Analisi B, tutti i casi analizzati ricadono all'interno del dominio di resistenza. Tale comportamento è ascrivibile all'incremento della rigidità globale del sistema di sostegno, indotto per l'analisi B dallo spritzbeton ($E_{sh} = 25.000$ MPa rispetto a 5.000 MPa), che determina una sensibile riduzione delle sollecitazioni agenti sulle centine metalliche. Infine, dal grafico di figura 4c si nota una diminuzione del fattore di sicurezza all'aumentare della distanza dal fronte di scavo per entrambe le analisi. Tuttavia, a parità di geometria delle centine e di distanza dal fronte, il contributo di uno calcestruzzo proiettato con caratteristiche migliori risulta decisivo nel garantire fattori di sicurezza superiori all'unità.

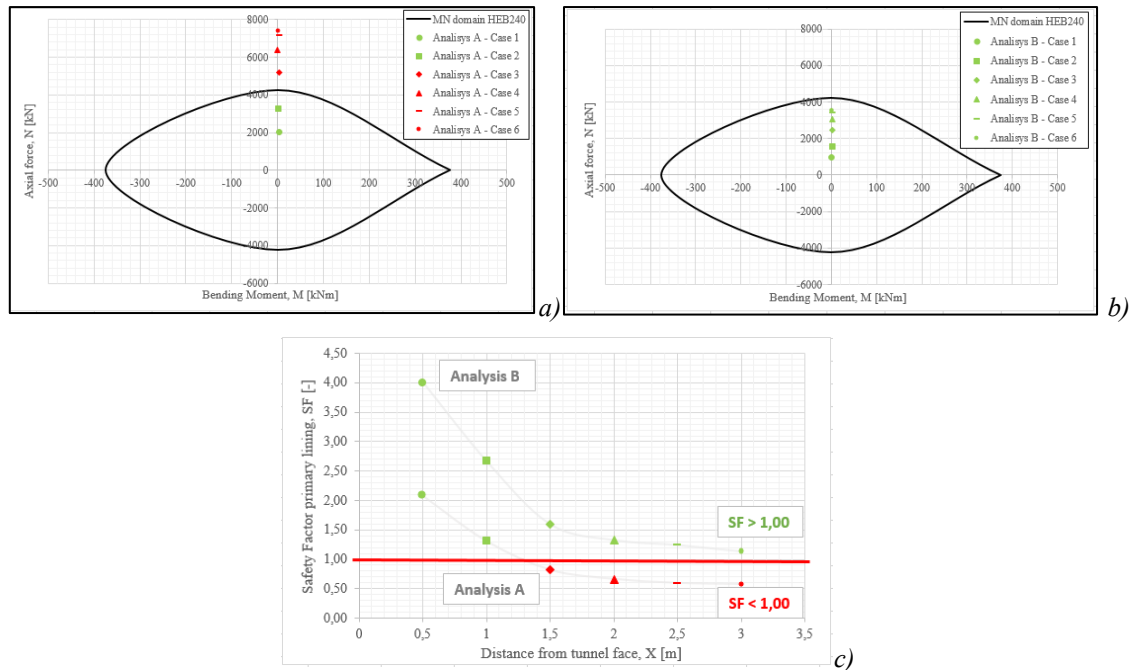


Figura 4. a) Diagramma di interazione per i casi dell'analisi A; b) diagramma di interazione per i casi dell'analisi B; c) FS rivestimento di 1a fase vs distanza dal fronte (risultati Analisi A curva inferiore e risultati analisi B curva superiore).

5. CONCLUSIONI

I ritardi nella messa in opera del rivestimento di prima fase esercitano un'influenza significativa sulla risposta tenso-deformativa della galleria. L'installazione differita delle centine metalliche determina un incremento delle convergenze dovuto al minor effetto di confinamento del cavo; tale condizione, unita a uno spritzbeton con basse caratteristiche meccaniche, comporta una significativa riduzione del fattore di sicurezza del sostegno. In condizioni geomeccaniche difficili e/o spingenti, risulta essenziale l'implementazione di un sistema di monitoraggio integrato, (estrusimetri al fronte, celle di pressione, estensimetri e controllo topografico delle convergenze) che consente di aggiornare in modo dinamico il modello geotecnico di riferimento, garantendo il controllo delle condizioni di stabilità e la prosecuzione in sicurezza delle operazioni di scavo.

6. BIBLIOGRAFIA

- Panet M., Guenot A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel. *Proc. International Symposium Tunnelling (IST'82)*, London: 197-204.
- Barla G. (1995). Squeezing rocks in tunnels. *ISRM News Journal*, 3/4: 44-49.
- Steiner W. (1996). Tunnelling in squeezing rocks: case histories. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 29: 211-246.
- Hoek E., Marinos P. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and Tunnelling International*, 32 (11): 45-51.
- Vlachopoulos N., Diederichs M.S. (2009). Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 42 (2): 131-146.

SESSIONE:

GEOTECNICA SISMICA

CARICO LIMITE DEI PALI NEI CONFRONTI DI AZIONI TRASVERSALI IN CONDIZIONI SISMICHE PER TERRENI COESIVI

Alfonso Maria Cascone (alfonsomaria.cascone@tecneautostrade.it)

Laura Fantera (laura.fantera@tecneautostrade.it)

Piero Bongio (piero.bongio@tecneautostrade.it)
Tecne Gruppo Autostrade per l'Italia S.p.A.

ABSTRACT. La teoria di Broms (1964) fornisce soluzioni semplificate, ampiamente impiegate nella pratica professionale, per la stima del carico limite trasversale H_{stat} di un palo realizzato in un contesto stratigrafico uniforme e omogeneo (monostrato), considerando condizioni statiche e distinguendo la natura del vincolo presente a testa palo (rotazioni libere o impedito). Per quanto attiene le condizioni sismiche, per terreni puramente attritivi gli effetti inerziali possono essere tenuti in conto introducendo nelle analisi il coefficiente di spinta passiva k_p valutato con la trattazione teorica di Mononobe (1929) e Okabe (1924), il quale è espresso in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h . Relativamente al caso di terreni coesivi, il presente lavoro propone uno strumento pratico per il calcolo del carico limite H_{sis} : nel dettaglio, si propone la definizione di fattori riduttivi, funzione di k_h e della coesione non drenata c_u , da applicare al corrispondente valore del carico limite in condizioni statiche H_{stat} valutato in accordo alla teoria di Broms.

1. INTRODUZIONE

Il carico limite trasversale H_{sis} di un palo realizzato in un terreno coesivo in condizioni sismiche può essere ottenuto, secondo l'approccio descritto nel presente lavoro, moltiplicando per un opportuno coefficiente riduttivo $\chi_{kh} = f(k_h, c_u)$ il corrispondente carico limite in condizione statiche H_{stat} .

Per la stima di tale coefficiente, sono stati predisposti una serie di modelli LEM (codice di calcolo SLOPE/W) come quelli riportati in Figura 1. Tali modelli sono costituiti da un volume di terreno delimitato da una superficie orizzontale e una verticale sulla quale è imposta la profondità h da piano campagna da cui si origina la superficie di scivolamento con forma geometrica assimilabile a un arco di circonferenza. In corrispondenza della parete verticale, in condizioni statiche è introdotta una forza orizzontale $F_{kh=0}$, il cui modulo è in grado di portare il volume di terreno isolato dalla superficie di scivolamento nelle condizioni di equilibrio limite ($FS = 1$). L'analisi è ripetuta in condizioni pseudostatiche, introducendo un valore non nullo di k_h e un corrispondente valore del coefficiente sismico verticale k_v pari a $-0.5k_h$. L'effetto instabilizzante dovuto alle azioni inerziali del volume potenzialmente instabile comporta che i valori della forza F_{kh} che destabilizza il cuneo in condizioni sismiche risultino più bassi della forza $F_{kh=0}$ calcolata in condizioni statiche. È quindi possibile definire un coefficiente riduttivo χ_{kh} pari al valore assunto dal rapporto $F_{kh}/F_{kh=0}$, dato il quale il carico limite trasversale di un palo in condizioni sismiche può essere calcolato come:

$$H_{sis} = \chi_{kh} \cdot H_{stat} \quad (1)$$

Nei modelli LEM predisposti per la stima delle azioni $F_{kh=0}$ e F_{kh} , si è scelto un valore di h pari 2 m per il caso di micropali ($d = 240$ mm) e pari a 8 m per pali trivellati di medio/grande diametro ($D = 600 \div 1500$ mm). Con riferimento alla Figura 2, tali valori sono stati calcolati assimilando h alla profondità h_c di formazione

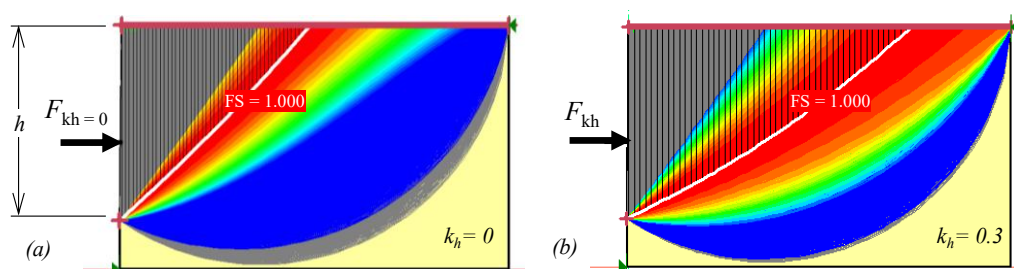


Figura 1. Modelli LEM: individuazione del cuneo plastico in condizioni statiche (a) e pseudostatiche (b) per $k_h = 0.3$.

della cerniera plastica profonda nel meccanismo di “*palo lungo*” (Broms, 1964), calcolata con riferimento a diversi valori di c_u (20 ÷ 200 kPa) e considerando valori di momento plastico della sezione di pali e micropali associati ad armature comunemente impiegate nella pratica professionale. I valori di profondità h_c così determinati sono stati assimilati ai valori campionari di una variabile statistica caratterizzata da una distribuzione LogNormale, risultata idonea a descrivere la variabilità dei dati campionari. La profondità h è definita come quella per cui la probabilità di $h_c > h$ è pari a circa il 5% (cfr. Figura 2b), in grado, dunque, di involuppare in senso conservativo la quasi totalità dei casi esaminati variando, per pali e micropali, la condizione di vincolo di testa, le caratteristiche geometriche e il valore di coesione non drenata c_u del terreno. Infatti, è possibile dimostrare che, fissato il valore del coefficiente sismico k_h , il rapporto χ_{kh} diminuisce all’aumentare dell’altezza h del cuneo, coerentemente con l’aumento degli effetti inerziali delle masse di terreno coinvolte nel cinematisimo di instabilità analizzato.

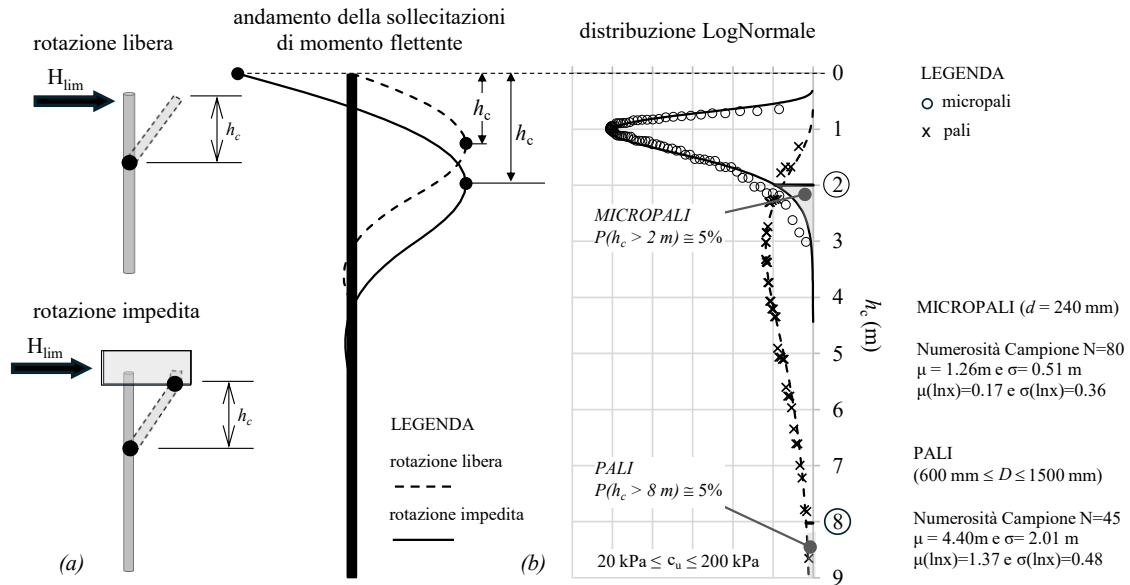


Figura 2. (a) Definizione della profondità h_c in corrispondenza della quale la sezione del palo/micropalo è interessata dalla formazione della cerniera plastica ; (b) approccio probabilistico per l’individuazione della profondità h da impiegare nei modelli LEM per involuppare in senso conservativo il coefficiente riduttivo χ_{kh} .

2. STIMA DEI COEFFICIENTI DI RIDUZIONE

In Figura 3, con riferimento sia al caso di micropali (Figura 3a) sia di pali trivellati (Figura 3b) e per diversi valori della resistenza non drenata del terreno c_u (20÷200 kPa), l’andamento del fattore di riduzione $\chi_{kh} = F_{kh}/F_{kh=0}$ è rappresentato in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h (0.00÷0.30). Si considera $k_v = -0.5k_h$.

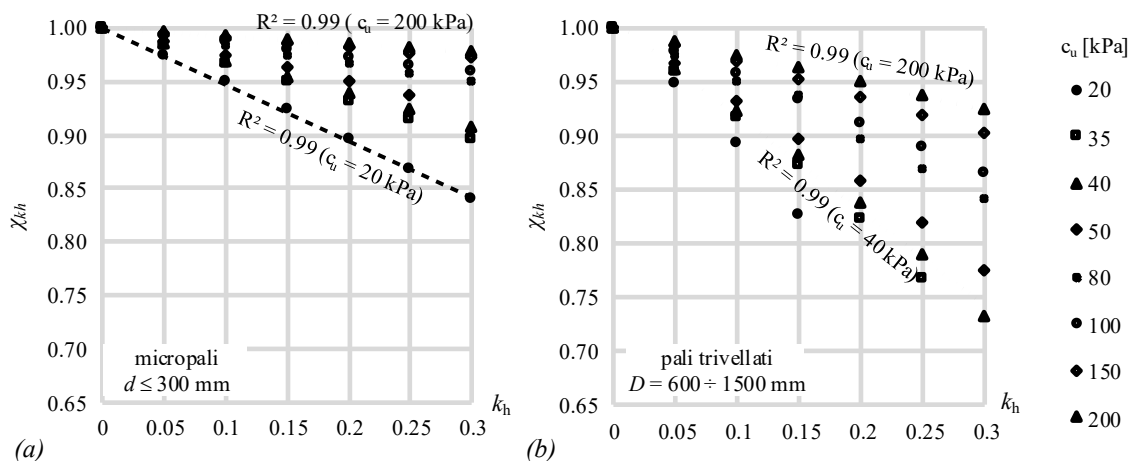


Figura 3. Variazione di χ_{kh} in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h nel caso di micropali (a) e pali trivellati (b).

Dall'analisi dei risultati si osserva come il fattore χ_{kh} si riduca linearmente con l'aumento del coefficiente sismico k_h (fattore R^2 prossimo all'unità), con pendenze crescenti al diminuire delle caratteristiche meccaniche dei terreni. Inoltre, la riduzione di F_{kh} rispetto a $F_{kh=0}$ è maggiore nel caso di pali trivellati (modello con $h = 8$ m), coerentemente con la maggiore influenza degli effetti inerziali con l'aumento dei volumi coinvolti nei meccanismi di rottura. Con riferimento al caso di micropali, in corrispondenza di $k_h = 0.3$ si calcola una riduzione di $F_{kh=0}$ pari a circa il 15% nel caso di argille scadenti ($c_u = 20$ kPa), mentre inferiore al 5% è la riduzione calcolata nel caso di argille consistenti ($c_u = 200$ kPa). Nel caso di pali trivellati, il valore minimo della resistenza non drenata c_u per cui è possibile individuare una soluzione in corrispondenza del valore massimo dell'intensità sismica considerato ($k_h=0.3$) è pari a 40 kPa, con una riduzione di $F_{kh=0}$ superiore al 25%. Pari a circa l'8% è la riduzione calcolata nel caso di argille consistenti. Risulta appropriato definire un parametro adimensionale $\eta_{kh,cu}$ in funzione del quale poter individuare univocamente il valore di χ_{kh} al variare di c_u e k_h e definito dall'espressione seguente:

$$\eta_{kh,cu} = \left(\frac{c_u}{P_a}\right)^\alpha \cdot k_h \quad (2)$$

con $P_a = 100$ kPa e α variabile per micropali e pali trivellati. In Figura 3a l'andamento del fattore di riduzione χ_{kh} è rappresentato in funzione del parametro $\eta_{kh,cu}$: i valori calcolati per il caso di micropali e pali trivellati risultano ben approssimati in senso conservativo da rette di equazione:

$$\chi_{kh} = m \cdot \eta_{kh,cu} + 1 \quad (3)$$

I parametri m e α sono stati determinati tramite l'utilizzo di una procedura di regressione. Coerentemente con quanto osservato in Figura 3, in Figura 4a la retta valida per i pali trivellati fornisce valori di χ_{kh} più bassi rispetto alla retta valida per i micropali. Rianalizzando gli stessi risultati, è altresì possibile definire un fattore di riduzione ψ_{kh} , funzione di c_u e k_h , pari al rapporto tra $c_{u,sis}/c_u$ in cui $c_{u,sis}$ rappresenta il valore equivalente di resistenza non drenata che, in un modello statico ($k_h=0$), richiede una forza $F_{kh=0}$ per raggiungere le condizioni di equilibrio limite (FS=1.0) pari, in modulo, alla forza F_{kh} introdotta in un modello pseudostatico con k_h prefissato. In Figura 4b il fattore ψ_{kh} è rappresentato in funzione del parametro adimensionale $\eta_{kh,cu}$. I risultati dell'analisi sono ancora interpolabili con due rette distinte per pali e micropali.

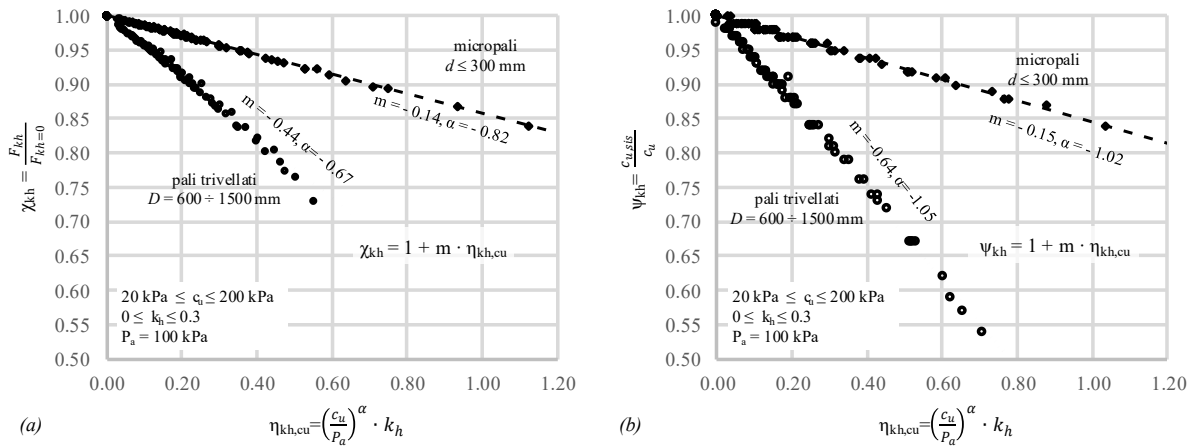


Figura 4. Variazione dei fattori χ_{kh} (a) e ψ_{kh} (b) in funzione del coefficiente adimensionale $\eta_{kh,cu}$.

3. CONFRONTO DEI RISULTATI LEM CON MODELLI D'INTERAZIONE

Sfruttando la definizione della $c_{u,sis}$ equivalente, che permette di considerare nell'ambito di analisi statiche gli effetti inerziali sismici, sono state condotte delle analisi numeriche basate sulla teoria delle curve p-y, vale a dire schematizzando l'interazione palo-terreno attraverso molle non lineari distribuite lungo il fusto del palo che modellano la relazione tra la pressione laterale del terreno (p) e lo spostamento orizzontale del palo (y). Tali analisi sono state eseguite mediante il software LPile (Ensoft), modellando il palo come un elemento elastico perfettamente plastico continuo, con rigidezza flessionale costante (EI) e momento di plasticizzazione pari al momento resistente di progetto (M_{Rd}), calcolato per azione assiale nulla, mentre il comportamento del terreno è descritto mediante

curve p-y in condizioni non drenate. Nel dettaglio, il terreno è modellato come Soft Clay (Reese, 2024) per valori di $c_u \leq 50$ kPa e come Stiff Clay without Free Water (Reese, 2024) per valori di coesione compresi tra 50 kPa a 200 kPa. Considerando valori di momento resistente della sezione di pali e micropali associati ad armature comunemente impiegate (5 diversi tubolari per i micropali e 5 armature tipiche per i pali), attraverso apposite analisi pushover (nelle due condizioni di vincolo di rotazione libera ed impedita) si è calcolato il valore del carico limite trasversale F_{cu} con coesione non drenata pari a c_u ed il carico trasversale limite $F_{cu, sis}$ con coesione non drenata posta pari a $c_{u, sis}$, definita in accordo alle espressioni fornite in Figura 4b. In Figura 5 i punti ($F_{cu, sis}/F_{cu}$, $\eta_{kh, cu}$) sono stati riportati nel grafico cartesiano $\chi_{kh}-\eta_{kh, cu}$ e confrontati con le rette $\chi_{kh}=f(\eta_{kh, cu})$ definite in Figura 4a, valide per pali e micropali. Dai risultati riportati in Figura 5 si osserva come l'equazione della retta χ_{kh} , definita a partire dalle analisi LEM, involupa in senso conservativo tutti i punti rappresentativi delle analisi d'interazione, rendendone cautelativo l'utilizzo per una speditiva valutazione del carico limite trasversale di pali e micropali in condizioni sismiche a partire dal corrispondente valore in campo statico.

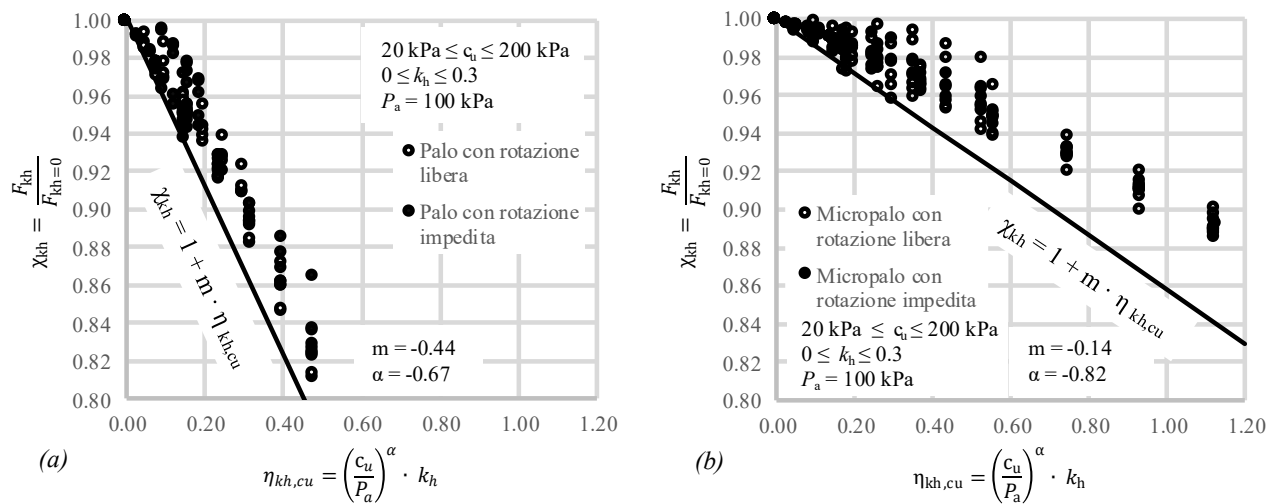


Figura 5. Stima del rapporto χ_{kh} con Software LPile e raffronto con le leggi ricavate da analisi LEM per pali trivellati di medio/grande diametro (a) e micropali (b).

4. CONCLUSIONI

In condizioni sismiche il carico limite trasversale H_{sis} di pali e micropali realizzati in terreni a grana fine e caratterizzati da un comportamento non drenato può essere calcolato applicando al corrispondente valore del carico limite in condizioni statiche H_{stat} , valutato in accordo alla teoria di Broms, il fattore riduttivo χ_{kh} che tiene conto degli effetti inerziali sismici. Il valore di tale fattore, dato il coefficiente sismico orizzontale k_h e la coesione non drenata c_u , è ricavato dall'utilizzo di curve definite sulla base dall'elaborazione dei risultati di più di 200 modelli LEM, rappresentativi sia di verifiche con micropali sia di verifiche di pali e che coprono un ampio spettro di variabilità dei parametri citati (k_h , c_u). In generale, si osserva che il carico limite trasversale di pali trivellati di medio e grande diametro, coinvolgendo volumi maggiori di terreno, risente maggiormente degli effetti legati al sisma, mentre più contenuti sono gli effetti osservati nel caso di micropali. La riduzione di H_{sis} rispetto a H_{stat} è tanto maggiore quanto più scarse sono le caratteristiche meccaniche del terreno coinvolto.

5. BIBLIOGRAFIA

- Broms B.B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 90 (2): 27-63.
- Kramer S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall.
- Mononobe N., Matsuo H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. *Proc. World Engineering Congress*, Tokyo, 9: 177-185.
- Okabe S. (1924). General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam. *Journal of Japan Civil Engineering Society*, 10 (5): 1277-1323.
- Reese L., Wang S., Vasquez L.G., Arrellaga J.A., Isenhower W.M. (2024). A program for the analysis of deep foundations under lateral loading. *LPile Technical Manual*.

EFFETTO DELL'INCLINAZIONE DEL PIANO CAMPAGNA SUL CARICO LIMITE ORIZZONTALE IN CONDIZIONI NON DRENATE

Francesco Gargiulo (francesco.gargiulo@tecneautostrade.it)
Tecne Gruppo Autostrade per l'Italia S.p.A.

Piero Bongio (piero.bongio@tecneautostrade.it)
Tecne Gruppo Autostrade per l'Italia S.p.A.

ABSTRACT. Il carico limite trasversale H_{lim} di un palo può essere determinato mediante la teoria di Broms (1964), applicabile a contesti stratigrafici con piano campagna orizzontale, caratterizzati dalla presenza di terreni sia granulari sia coesivi. Quando il piano campagna è inclinato ($\alpha > 0^\circ$) e il taglio agente sul palo è diretto verso valle, il terreno offre una resistenza inferiore rispetto al caso con superficie orizzontale. In condizioni drenate, tale effetto può essere considerato introducendo l'inclinazione α nella definizione del coefficiente di spinta passiva K_p (Muller-Breslau, 1906). Il presente lavoro si propone di analizzare gli effetti dell'inclinazione del piano campagna sulla riduzione di H_{lim} in condizioni non drenate, nei quali la resistenza al taglio è governata dalla coesione non drenata c_u . A tal fine, viene introdotto un coefficiente riduttivo χ_α , funzione dell'inclinazione α . Tale coefficiente, applicato al carico limite trasversale calcolato secondo la teoria di Broms per $\alpha=0^\circ$ consente di stimare il valore di H_{lim} tenendo conto degli effetti indotti dall'inclinazione del piano campagna.

1. INTRODUZIONE

L'analisi del comportamento dei pali sottoposti ad azioni orizzontali costituisce un tema di grande rilevanza nell'ingegneria geotecnica, in quanto tali sollecitazioni risultano spesso determinanti per il dimensionamento dell'opera e per la sicurezza globale. Coerentemente, la verifica allo stato limite ultimo (SLU) del carico limite trasversale è prescritta dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018).

Il presente lavoro analizza l'influenza dell'inclinazione del piano campagna α sul carico limite trasversale di pali realizzati in condizioni non drenate. Le analisi numeriche hanno permesso di quantificare la riduzione del carico limite rispetto al caso di piano campagna orizzontale e di definire un coefficiente riduttivo in grado di estendere la teoria di Broms a tali condizioni. Sono state condotte 1280 analisi di tipo *pushover* utilizzando il software *LPile* (Ensoft). Dai risultati è stato determinato il rapporto χ_α , definito come il rapporto tra il carico limite del palo $(H_{lim})_\alpha$, realizzato in terreni coesivi con piano campagna inclinato di α , e il carico limite del palo $(H_{lim})_{\alpha=0}$, corrispondente a un piano campagna orizzontale. L'applicazione di χ_α consente di stimare il carico limite trasversale dei pali tenendo conto dell'inclinazione del terreno secondo la relazione:

$$(H_{lim})_\alpha = \chi_\alpha \cdot (H_{lim})_{\alpha=0} \quad (1)$$

2. METODOLOGIA DI ANALISI

Le analisi numeriche sono state condotte utilizzando il metodo delle curve p - y , che simula l'interazione palo-terreno mediante molle non lineari distribuite lungo il fusto del palo, le quali descrivono la relazione tra la pressione laterale del terreno (p) e lo spostamento orizzontale del palo (y). Il palo è stato modellato come un elemento elastico perfettamente plastico continuo, con rigidezza flessionale costante (EI) e momento di plasticizzazione pari al momento resistente di progetto (M_{Rd}), calcolato per azione assiale nulla. Il terreno è stato modellato in condizioni non drenate: per terreni con $c_u \leq 50$ kPa è stato adottato il modello *Soft Clay* (Matlock), mentre per valori di c_u compresi tra 50 kPa a 200 kPa è stato impiegato il modello *Stiff Clay without Free Water* (Reese). Per valutare l'influenza dell'inclinazione del piano campagna, sono state condotte analisi di tipo *pushover*, imponendo uno spostamento orizzontale crescente alla testa del palo e registrando il carico mobilitato fino al raggiungimento della condizione di collasso. Sono stati considerati due diversi vincoli alla testa del palo: rotazione impedita e rotazione libera. In entrambi i casi si verifica un meccanismo di rottura a "palo lungo". Nel caso di rotazione libera, il carico limite H_{lim} è stato assunto corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica a una certa profondità dal piano campagna. Nel caso di testa incastrata, invece, il carico limite H_{lim} coincide con

l'azione tagliante alla testa del palo per la quale si registra la formazione della seconda cerniera plastica: una alla testa del palo e l'altra a una certa profondità dal piano campagna.

Nelle analisi sono stati considerati sia micropali sia pali di fondazione. Le principali caratteristiche geometriche e meccaniche adottate per entrambe le tipologie di elementi, nonché i relativi momenti resistenti, sono riportate in Tabella 1. Per i micropali sono stati assunti calcestruzzo C25/30 e acciaio S355 per i tubolari, con lunghezza pari a 20 m e diametro di perforazione di 0.24 m. Per i pali di fondazione sono stati utilizzati calcestruzzo C28/35 e acciaio per l'armatura longitudinale FeB450C, con lunghezza pari a 30 m e diametri variabili di 0.6 m, 0.8 m, 1.0 m, 1.2 m e 1.5 m. Sono state inoltre considerate diverse inclinazioni del piano campagna ($\alpha = 0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$) e diversi valori di coesione non drenata ($c_u = 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200$ kPa).

Tabella 1. - Caratteristiche geometriche e momento resistente di micropali con tubolari in acciaio S355 (diametro e spessore) e pali in calcestruzzo armato con acciaio FeB450C (diametro e armatura longitudinale).

d [m]	Tubolare (S355)	M _{Rd} [kNm]	d [m]	A _s (FeB450C)	M _{Rd} [kNm]
0.24	φ139.7 sp.10.0 mm	62.9	0.6	12φ20	305.9
	φ139.7 sp.12.5 mm	72.8	0.8	16φ20	588.4
	φ168.3 sp.10.0 mm	91.2	1.0	20φ24	1331.7
	φ168.3 sp.12.5 mm	107.6	1.2	24φ24	1985.6
	φ177.8 sp.12.5 mm	120.6	1.5	28φ30	4517.6

In Figura 1 è riportata la schematizzazione dei modelli di calcolo considerati nei casi di piano campagna orizzontale e inclinato.

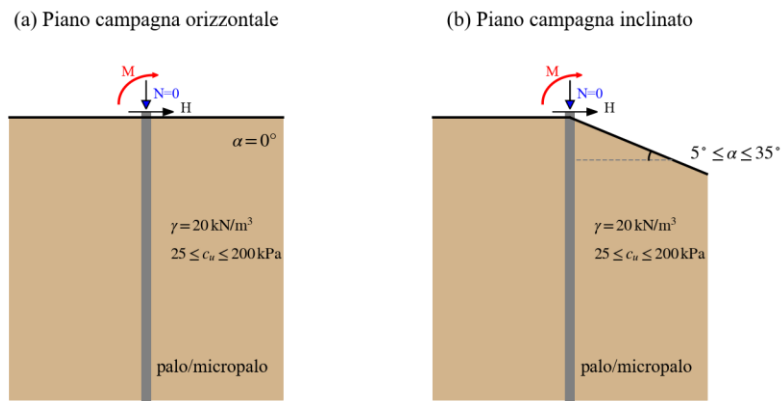


Figura 17. Schemi di calcolo per pali e micropali su piano orizzontale (a) e piano inclinato (b).

In accordo alla teoria delle curve p - y per terreni coesivi, la resistenza massima del terreno $p_{u,\alpha=0}$ in corrispondenza della superficie del terreno, per un palo in argilla satura con superficie del terreno orizzontale è stata proposta da Reese (1958) ed è espressa dalla seguente relazione:

$$p_{u,\alpha=0} = 2c_u d + \gamma d L + 2.83c_u L \quad (2)$$

dove c_u è la coesione non drenata, d è il diametro del palo, L è la lunghezza del palo e γ è il peso dell'unità di volume del terreno, assunto pari a 20 kN/m³. Nel caso in cui la superficie del terreno sia inclinata di un angolo α , come mostrato in Figura 1b, la resistenza del terreno $p_{u,\alpha}$, seguendo l'approccio di Reese, può essere espressa come:

$$p_{u,\alpha} = (2c_u d + \gamma d L + 2.83c_u L) \frac{1}{1 + \tan \alpha} \quad (3)$$

3. RISULTATI

La prima fase dell'analisi ha previsto il confronto tra il carico limite in condizioni di piano campagna orizzontale ($H_{lim})_{\alpha=0}$, stimato mediante la teoria di Broms, con quello ottenuto mediante il metodo delle curve p - y per micropali e pali. Come mostrato in Figura 2, i punti corrispondenti ai risultati delle analisi numeriche eseguite

con *LPile* si dispongono in buona approssimazione lungo le curve teoriche di Broms, indipendentemente dalla tipologia di elemento (palo o micropalo) e dalla condizione di vincolo in testa (rotazione libera o impedita).

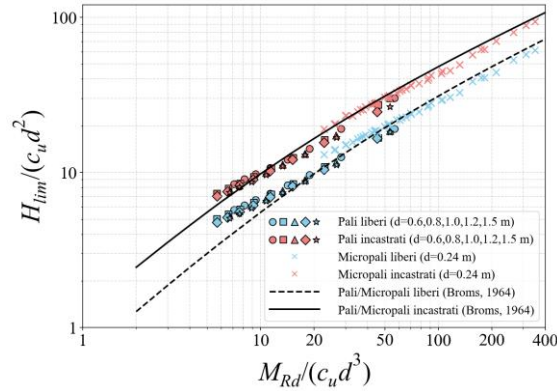


Figura 18. Confronto tra i risultati delle analisi numeriche basate sul metodo delle curve *p-y* e le curve teoriche di Broms (1964) per pali e micropali liberi (blu) e incastrati (rosso) in testa.

Successivamente, per ogni calcolo di H_{lim} con piano campagna inclinato di α è stato calcolato il rapporto χ , così definito:

$$\chi_{\alpha, c_u, M_{Rd}} = \frac{(H_{lim})_{\alpha, c_u, M_{Rd}}}{(H_{lim})_{\alpha=0, c_u, M_{Rd}}} \quad (4)$$

Figura 3 e Figura 4 mostrano l'andamento del rapporto χ in funzione di α , c_u e M_{Rd} per micropali e pali. I punti rappresentano i risultati delle analisi numeriche, mentre la superficie continua corrisponde alla legge di regressione non lineare, riportata nelle stesse figure, con a, b, c, d calibrati sull'intero dataset, $p_a = 98.1$ kPa, $\alpha_{rif} = 1^\circ$ e $M_{rif} = 100$ kNm.

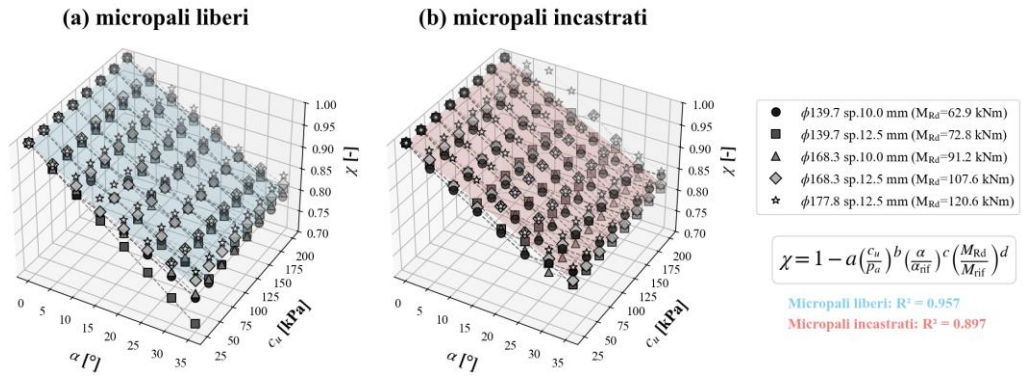


Figura 19. Rapporto χ in funzione di α e c_u per micropali liberi (a) e incastrati (b); risultati numerici e superfici di regressione.

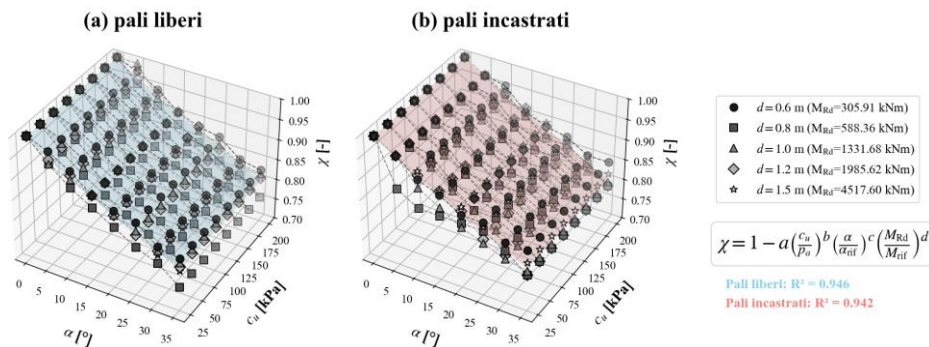


Figura 20. Rapporto χ in funzione di α e c_u per pali liberi (a) e incastrati (b); risultati numerici e superfici di regressione.

Dall'analisi critica dei risultati emerge che le condizioni di vincolo, la coesione non drenata c_u e il momento di plasticizzazione M_{Rd} esercitano un'influenza limitata sul valore di χ . Di conseguenza, gli esponenti b e d risultano prossimi a zero. Al contrario, l'esponente c , associato all'inclinazione α , assume valori prossimi all'unità, evidenziando come l'inclinazione rappresenti il parametro di gran lunga più influente nella definizione di χ . Le regressioni sono state quindi ripetute considerando come unica variabile indipendente α . Tuttavia, nel presente lavoro si propongono relazioni lineari semplificate, definite in modo cautelativo rispetto agli andamenti derivanti dalle regressioni non lineari, poiché consentono di involuppare conservativamente tutti i rapporti χ stimati numericamente. Tali relazioni, che descrivono la variazione del rapporto χ , sono riportate in Figura 5.

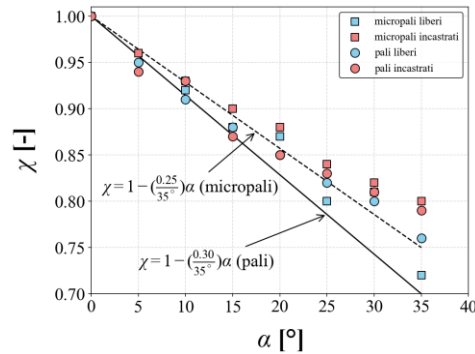


Figura 21. Leggi di variazione di χ in funzione di α proposte in questo studio. Sono inoltre riportati i punti rappresentativi dei risultati delle analisi numeriche. Si osserva che le leggi proposte risultano conservative.

Questo approccio permette di ridurre significativamente la complessità della formulazione, preservando al contempo un'elevata capacità predittiva.

4. CONCLUSIONI

Il presente lavoro fornisce un criterio pratico per il calcolo del carico limite trasversale $H_{lim,\alpha}$ di un palo realizzato in materiali coesivi in contesti morfologici con piano campagna inclinato. Avendo verificato l'affidabilità delle formulazioni teoriche di Broms (1964) per il calcolo del carico limite trasversale di un palo realizzato in piano campagna orizzontale, si ritiene possibile definire $H_{lim,\alpha}$ nel modo seguente:

$$(H_{lim})_{\alpha} = \chi_{\alpha} \cdot (H_{lim})_{\alpha=0} \quad (5)$$

dove il coefficiente riduttivo χ_{α} può essere definito funzione della sola inclinazione del piano campagna α (espressa in gradi) rispetto all'orizzontale, secondo le espressioni riportate di seguito:

$$\begin{aligned} \chi_{\alpha} &= 1 - \left(\frac{0.25}{35^{\circ}}\right) \cdot \alpha && \text{per micropali (6)} \\ \chi_{\alpha} &= 1 - \left(\frac{0.30}{35^{\circ}}\right) \cdot \alpha && \text{per pali} \end{aligned}$$

(7)

5. BIBLIOGRAFIA

- Broms B.B. (1964). The behavior of piles under lateral forces. *Bulletin of the Swedish Geotechnical Institute*, 4: 1-58.
- Muller-Breslau H. (1906). On the theory of earth pressure according to Coulomb. *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*, 6 (1): 61-84.
- Reese L., Wang S., Vasquez L.G., Arrellaga J.A., Isenhowe W.M. (2024). A program for the analysis of deep foundations under lateral loading. *LPile Technical Manual*.
- Reese L. (1958). Discussion of soil modulus for laterally loaded piles. *Transactions, ASCE*, 123: 1071-1074.
- NTC (2018). Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni. *Gazzetta Ufficiale*, 42, Supplemento ordinario 8.

ANALISI NUMERICHE PER LA DEFINIZIONE DEL DOMINIO DI INTERAZIONE Q_u - M_u DI UNA PLATEA SU PALI

Denise Manna (denise.manna@unicampania.it)

Università degli Studi della Campania “Luigi Vanvitelli”

Raffaele Cesaro (raffaele.cesaro@unicampania.it)

Università degli Studi della Campania “Luigi Vanvitelli”

Raffaele Di Laora (raffaele.dilaora@unicampania.it)

Università degli Studi della Campania “Luigi Vanvitelli”

Chiara Iodice (chiara.iodice@unicampania.it)

Università degli Studi della Campania “Luigi Vanvitelli”

Alessandro Mandolini (alessandro.mandolini@unicampania.it)

Università degli Studi della Campania “Luigi Vanvitelli”

ABSTRACT. Nella prassi progettuale corrente l'approccio tradizionale alla progettazione di una fondazione su pali soggetta a carico verticale eccentrico, basato sulla verifica del singolo palo più sollecitato, risulta ormai superato dall'impiego dei domini di interazione Q_u - M_u (Q_u : capacità assiale; M_u : capacità flessionale). Tale metodo consente di sfruttare la duttilità del sistema e operare in termini di ottimizzazione delle dimensioni strutturali, sebbene tali domini trascurino il contributo offerto dalla platea. Come confermato da numerosi studi di letteratura, l'apporto della platea nel sistema misto può offrire notevoli guadagni sia in termini di resistenza che di rigidità. In tale nota sono presentati i risultati di analisi numeriche volte a costruire i domini di interazione del sistema platea su pali e dei singoli componenti che lo costituiscono. I domini di interazione numerici definiti per ogni singolo componente sono stati validati attraverso il confronto con soluzioni analitiche consolidate. Le analisi numeriche estese al sistema completo permetteranno di indagare i meccanismi di trasferimento dei carichi tra i vari elementi, costituendo la base per lo sviluppo di una soluzione analitica attualmente in fase di definizione.

1. INTRODUZIONE

Prima dell'adozione delle NTC 2008 e 2018, il dimensionamento delle fondazioni su pali sotto carichi eccentrici seguiva il DM88, che imponeva la verifica del singolo palo trascurando l'interazione di gruppo e il contatto platea-terreno. Un superamento metodologico si è avuto con i modelli semi-empirici di Meyerhof et al. 1983 e Meyerhof & Yalcin, 1984, volti a definire i domini di interazione Q_u - M_u , sebbene limitati da evidenze sperimentali in piccola scala e difficoltà nella stima del momento ultimo corrispondente al carico assiale nullo.

Con l'obiettivo di colmare tali lacune, Di Laora et al., 2019 hanno proposto una soluzione analitica semplificata per la costruzione del dominio di interazione Q_u - M_u di un gruppo di pali, basata sul metodo dell'equilibrio limite. L'approccio assume che i pali agiscano come elementi uniassiali indipendenti caratterizzati da un comportamento rigido-plastico, con una capacità assiale ultima in compressione (N_u) distinta da quella in trazione (S_u). Il modello ipotizza inoltre che le teste dei pali siano collegate a una platea infinitamente rigida mediante cerniere plastiche. Sulla scia di questo contributo, numerosi autori hanno successivamente proposto soluzioni analoghe finalizzate sia al perfezionamento del metodo originale, sia all'estensione dell'analisi a condizioni di carico generalizzate e allo stato limite 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 concerne il contributo delle tensioni di contatto platea-terreno, l'attuale quadro normativo permette di portarlo in conto a condizione che vengano eseguite specifiche analisi di interazione terreno-struttura, volte a definire l'aliquota di carico trasferita al terreno rispettivamente dalla platea e dai pali. Nel corso degli anni, la letteratura ha proposto diversi approcci metodologici per determinare tale ripartizione, validi sia in condizioni di esercizio (Poulos & Davis, 1980; Randolph, 1994; Poulos, 2000) sia allo stato limite ultimo; tuttavia, per quest'ultimo caso, le soluzioni disponibili risultano limitate a condizioni di carico puramente verticale e centrato (de Sanctis e Mandolini, 2006).

Nonostante il quadro normativo attuale consenta di computare l'apporto della platea tramite analisi di interazione, la letteratura scientifica non dispone ancora di soluzioni analitiche rigorose per la definizione del dominio Q_u - M_u del sistema misto. La presente nota mira a colmare tale lacuna ricostruendo numericamente i domini

di capacità del sistema platea su pali e dei singoli elementi che la compongono, confrontandoli con i modelli esistenti per validare una nuova soluzione teorica attualmente in fase di elaborazione.

2. ANALISI NUMERICHE AGLI ELEMENTI FINITI

La fondazione oggetto dello studio è costituita da una platea quadrata infinitamente rigida caratterizzata da una larghezza $B_R=15\text{m}$ e uno spessore $h=2\text{m}$, la quale poggia su un gruppo di 9 pali di diametro $d=1\text{m}$ e lunghezza $L=20\text{m}$, posizionati con un interasse pari a $3d$. Per la modellazione dei pali in calcestruzzo armato sono stati assunti valori di resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo pari a $f_{c,k}=25\text{MPa}$ in compressione e $f_{t,k}=2.56\text{MPa}$ in trazione, unitamente a un modulo elastico $E=31.5\text{GPa}$ e un'armatura composta da $12\phi 20$ con tensione di snervamento $f_{y,k}=600\text{MPa}$ e rigidezza $E_s=200\text{GPa}$. Il sottosuolo è caratterizzato da un profilo di coesione non drenata $c_u=50\text{kPa}$, modulo di rigidezza iniziale $E_u=30\text{MPa}$ e peso unitario saturo $\gamma_{\text{sat}}=18\text{kN/m}^3$, mantenendo tali parametri costanti con la profondità e impostando uno stato tensionale geostatico iniziale con coefficiente di spinta a riposo $k_0=0.5$. Le analisi numeriche sono state eseguite con il software Plaxis 3D utilizzando elementi finiti tetraedrici a 10 nodi con 4 punti di Gauss e, per ridurre l'onere computazionale, si è scelto di modellare solo metà del dominio sfruttando la simmetria geometrica e di carico del sistema.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno, lungo i piani verticali (compreso quello di simmetria) sono stati inibiti i soli spostamenti normali, mentre alla base del modello è stato impedito ogni grado di libertà. Le dimensioni del dominio di calcolo sono state definite a valle di apposite analisi di sensibilità, risultando pari a $2L$ in altezza e $4L+B_R$ in larghezza (Figura 1a). L'accuratezza dei risultati è stata infine garantita da un opportuno raffinamento della mesh nelle zone soggette alle maggiori concentrazioni di tensione e deformazione.

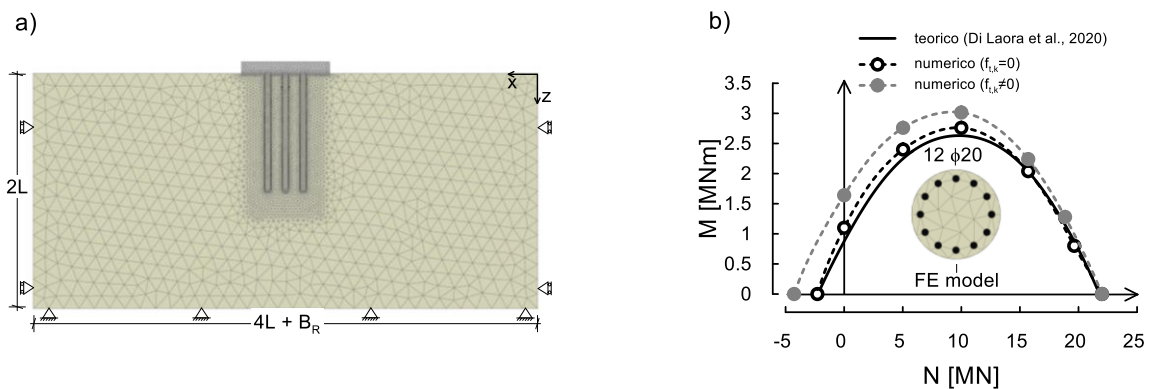


Figura 1. a) Vista frontale del modello numerico 3D; b) Dominio di interazione N-M della sezione in c.a. del palo.

2.1 Costruzione del dominio di interazione N-M della sezione in c.a. del palo

Nella modellazione numerica di gruppi di pali o platee su pali soggetti a carichi combinati N-M (N: carico assiale; M: momento flettente) o anche in presenza di carichi trasversali, i meccanismi di rottura dei singoli elementi strutturali non sempre vengono indagati con il necessario rigore, ricorrendo spesso a rappresentazioni puramente elastiche o ad elementi beam che trascurano la correlazione tra lo sforzo assiale e il momento di plasticizzazione della sezione in cemento armato (Sakellariadis & Anastasopoulos, 2022). Per ovviare a tale limite, sono state eseguite analisi di pushover su un palo schematizzato come mensola incastrata alla base in assenza di interazione con il terreno, applicando in sommità diverse combinazioni di sforzo assiale N e trasversale H spinte fino alla rottura, con la finalità di definire il dominio di interazione N-M della sezione. In tale ambito, il palo è stato modellato mediante elementi di volume ai quali è stato assegnato un legame costitutivo elasto-plastico incompressibile in compressione ed elastico perfettamente plastico in trazione; parallelamente, ogni singola barra di armatura è stata rappresentata con elementi beam caratterizzati da un comportamento elastico perfettamente plastico. Per le barre di armatura, è stata assunta una condizione di aderenza perfetta attraverso un vincolo di compatibilità cinematica tra gli elementi beam e il volume di calcestruzzo. Le curve di interazione carico-spostamento H-u derivate dalle analisi FE hanno permesso di determinare la resistenza trasversale ultima H_u per ogni combinazione H_u-N_u , definendo il momento ultimo M_u come prodotto tra H_u e la lunghezza del palo L . Inizialmente, le simulazioni sono state condotte trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo per consentire un confronto diretto con la soluzione analitica di Di Laora et al., 2020, con la quale è stato riscontrato un eccellente accordo (punti neri in

Figura 1b). Successivamente, lo studio è stato esteso includendo il contributo a trazione del calcestruzzo (punti grigi in Figura 1b), identificando così il dominio di interazione della sezione effettivamente impiegato nelle successive analisi del gruppo di pali e del sistema misto platea-pali.

2.2 Costruzione del dominio di interazione Q_u - M_u della platea isolata e del gruppo di pali

Il modello numerico riportato in Figura 1a si riferisce al sistema completo della platea su pali, sebbene per l'analisi dei singoli contributi siano stati isolati la platea, il palo singolo e il gruppo di pali, quest'ultimo modellato con la piastra non a contatto con il piano di posa. Tutte le simulazioni sono state eseguite in condizioni non drenate in termini di tensioni totali, assegnando al terreno un legame costitutivo elastico perfettamente plastico governato dal criterio di rottura di Tresca. La platea è stata schematizzata come infinitamente rigida e priva di peso proprio. I pali, privi di peso proprio, sono stati modellati secondo quanto riportato nel paragrafo 3.1. Il contatto palo-terreno o platea-terreno è stato definito tramite elementi di interfaccia con $R_{inter}=1$: ciò garantisce la piena congruenza delle proprietà meccaniche con il terreno circostante, pur permettendo il distacco o lo scorrimento relativo all'interfaccia al raggiungimento della resistenza limite. Le analisi sono state condotte a spostamenti controllati w applicati con diverse eccentricità lungo uno degli assi di simmetria rispetto al baricentro geometrico della sezione. Tale approccio ha consentito di ricavare sia le curve carico verticale-spostamento (Q - w) che le relazioni rotazione-momento (θ - M), i cui valori ultimi Q_u ed M_u relativi a ogni configurazione di carico sono stati impiegati per la costruzione punto per punto dei domini di interazione.

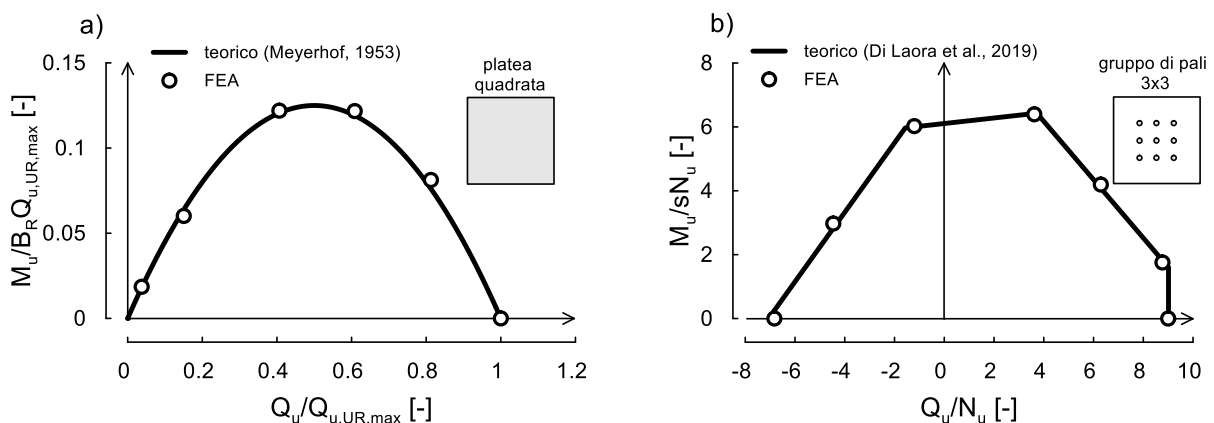


Figura 2. a) Dominio di interazione Q_u - M_u della platea; b) Dominio di interazione Q_u - M_u del gruppo di pali.

Il dominio numerico della platea (adimensionalizzato rispetto al carico limite della platea sotto carico verticale centrato $Q_{u,UR,max}$) è stato confrontato con la soluzione analitica proposta Meyerhof, 1953 (Figura 2a) basata sul concetto di larghezza efficace e valida per terreni coesivi in cui la distribuzione delle pressioni al contatto platea-terreno può assumersi uniformemente distribuita lungo l'area di contatto. Il dominio numerico del gruppo di pali è stato invece comparato con la soluzione proposta da Di Laora et al., 2019 (Figura 2b). Per entrambi i casi si è ottenuto un accordo soddisfacente.

2.3 Costruzione del dominio di interazione Q_u - M_u della platea su pali

Le simulazioni numeriche inerenti alla fondazione mista platea-pali sono state condotte modellando i singoli elementi (platea e pali) come riportato nel paragrafo 3.2, ma ponendo l'elemento platea a diretto contatto con il piano di posa, consentendo così la corretta valutazione del contributo delle pressioni d'interfaccia platea-terreno. L'iter d'analisi ha ricalcato la procedura già adottata per la platea isolata e per il gruppo di pali, basandosi sull'applicazione di spostamenti verticali controllati in corrispondenza di differenti valori di eccentricità prefissati. I risultati di tali modellazioni sono rappresentati in Figura 3 dai punti neri e sono stati confrontati con quelli ricavati per la platea (in blu) e per il gruppo (in verde).

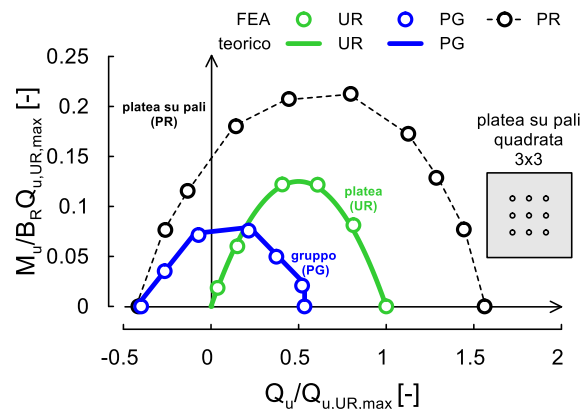


Figura 3. Dominio di interazione Q_u - M_u della platea su pali, del gruppo e della platea isolata.

3. CONCLUSIONI

Le analisi numeriche condotte hanno analizzato i meccanismi di collasso dei singoli elementi che compongono la fondazione mista (sezione in c.a. del palo, platea e gruppo di pali) e del sistema nel suo complesso, sotto carico verticale per differenti valori di eccentricità imposta. Attraverso l'elaborazione delle curve carico-cedimento Q - w e rotazione-momento θ - M per ogni configurazione di carico, è stato possibile ricostruire per punti i domini di interazione Q_u - M_u sia per i singoli elementi che per la fondazione globale. Il confronto tra i domini numerici relativi alla sezione del palo, alla platea e al gruppo di pali con le rispettive soluzioni analitiche ha evidenziato un ottimo accordo tra i risultati. Infine, le analisi numeriche eseguite sul sistema globale costituiranno il supporto fondamentale per lo sviluppo di una soluzione analitica, attualmente in fase di elaborazione, finalizzata alla definizione dei domini di interazione Q_u - M_u delle fondazioni miste platea su pali.

4. BIBLIOGRAFIA

- Cesaro R., Di Laora R., Iodice C., Mandolini A. (2024). Interaction domains for capacity- and performance-based design of pile groups. *Acta Geotechnica*, 19 (1): 4695-4714.
- de Sanctis L., Mandolini A. (2006). Bearing capacity of piled rafts on soft clay soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 132 (12): 1600-1610.
- Di Laora R., de Sanctis L., Aversa S. (2019). Bearing capacity of pile groups under vertical eccentric load. *Acta Geotechnica*, 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. *Structural Concrete*, 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 Geotechnica*, 17: 3633-3646.
- Gorini D.N., Callisto L. (2022). Generalised ultimate loads for pile groups. *Acta Geotechnica*, 17: 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.
- Meyerhof G.G., Yalcin S., Mathur S. (1983). Ultimate pile capacity for eccentric inclined load. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 109 (3): 408-423.
- Meyerhof G.G., Yalcin S. (1984). Pile capacity for eccentric inclined load in clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 21: 389-396.
- Plaxis 3D (2018). *PLAXIS 3D reference manual*.
- 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.
- Poulos H.G., Davis E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. Wiley, New York.
- Poulos H.G. (2000). Practical design procedures for piled raft foundations. *Design Applications of Raft Foundations*, Thomas Telford, London: 425-467.
- Randolph M.F. (1994). Design methods for pile groups and piled rafts. *Proc. 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, 5: 61-82.
- Sakellariadis L., Anastasopoulos I. (2022). On the mechanisms governing the response of pile groups under combined VHM loading. *Géotechnique*.

EFFICACIA DI MISCELE GHIAIA–GOMMA NELLA MITIGAZIONE DELLE VIBRAZIONI SISMICHE PER STRUTTURE STORICHE

Angela Fiamingo (angela.fiamingo@unict.it)
Università di Catania – Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura

ABSTRACT. I centri urbani affrontano sfide sempre più complesse legate al rischio sismico, soprattutto nelle aree storiche densamente edificate, dove le strutture risultano particolarmente vulnerabili. Diventa fondamentale sviluppare sistemi di isolamento sismico efficaci e sostenibili. Questo studio analizza l'impiego di miscele di ghiaia e gomma riciclata da pneumatici fuori uso (PFU) come soluzione innovativa di isolamento sismico geotecnico. Le prove di laboratorio evidenziano come tali materiali combinino elevata elasticità e capacità di smorzamento, rendendoli idonei ad attenuare diverse tipologie di vibrazioni. L'utilizzo di gomma riciclata contribuisce inoltre a promuovere modelli di economia circolare, in linea con gli obiettivi dell'Agenda 2030. Un caso studio relativo a un campanile storico a Bronte ne ha valutato l'applicabilità tramite simulazioni agli elementi finiti (FEM). I risultati dimostrano una significativa riduzione della trasmissione delle vibrazioni, confermando il potenziale di queste miscele come soluzione efficace per la protezione di strutture sensibili, senza comprometterne l'integrità artistica.

1. INTRODUZIONE

La conservazione degli edifici storici in aree sismiche rappresenta una sfida complessa, poiché è necessario conciliare la tutela del valore culturale con la sicurezza strutturale. In Italia, e in particolare nella Sicilia orientale, il problema è particolarmente rilevante a causa dell'elevata sismicità e della presenza diffusa di edifici in muratura non rinforzata, spesso costruiti prima delle moderne normative antisismiche. Inoltre, i terreni di origine vulcanica possono amplificare le onde sismiche (Di Filippo et al., 2023), aumentando il rischio di danni.

In questo contesto si inserisce l'Isolamento Geotecnico Sismico (GSI), un approccio innovativo che, a differenza dei metodi tradizionali, non interviene direttamente sulla struttura ma modifica l'interazione tra terreno e fondazione (Tsang, 2025). Inserendo uno strato di materiale deformabile e ad alta capacità dissipativa sotto le fondazioni, il sistema consente di allungare il periodo naturale dell'edificio e di ridurre le forze sismiche trasmesse, migliorando la risposta complessiva senza alterare in modo invasivo l'aspetto del bene storico. Tra i materiali più promettenti per questa tecnica vi sono le miscele di terreno granulare e gomma riciclata da PFU (Pasha et al., 2019; Fiamingo & Chiaro, 2025). Queste miscele combinano una ridotta rigidità con un'elevata capacità dissipativa, mantenendo al contempo buone caratteristiche di resistenza al taglio. Studi recenti (Fiamingo et al. 2025a, 2025b) evidenziano che miscele costituite da ghiaia ben gradata e granulato di gomma da PFU (denominate di seguito wgGRMs) possono presentare buone prestazioni meccaniche, rendendole adatte all'impiego in ambito geotecnico.

La presente nota approfondisce tali aspetti attraverso analisi dinamiche agli elementi finiti, applicate al caso del campanile cinquecentesco della chiesa di San Giovanni Evangelista a Bronte (Catania). Utilizzando modelli costitutivi non lineari per descrivere il comportamento del terreno e delle wgGRMs, la ricerca analizza l'efficacia delle miscele terreno-gomma nel ridurre la domanda sismica, valutando anche l'influenza della percentuale di gomma e delle diverse tipologie di input sismico.

2. DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO

2.1 La struttura ed il terreno di fondazione

La presente nota analizza il comportamento sismico del campanile di San Giovanni Evangelista, appartenente all'omonima chiesa situata nel comune di Bronte (Catania, Italia), sul versante nord-occidentale dell'Etna (Figura 1a), un'area caratterizzata da un elevato rischio sismico. Il campanile, edificato nel 1614 e realizzato in blocchi di pietra lavica, presenta una pianta quadrangolare con lati di circa 6.00 m e un'altezza complessiva pari a 25.80 m. Le fondazioni sono presumibilmente costituite da plinti continui in muratura, estesi fino a una profondità di circa 1.50 m al di sotto del piano campagna e con uno spessore maggiore di 30–50 cm rispetto alle murature in elevazione. La sezione trasversale (Figura 1b) si riduce progressivamente lungo i diversi livelli fino alla cuspide (Mondello,

2020). Nell'area di studio sono state eseguite prove MASW e indagini geognostiche. La Figura 1c riporta il profilo della velocità delle onde di taglio (V_s) ottenuto dalle prove MASW, unitamente all'interpolazione lineare adottata per stimare la profondità del substrato roccioso, individuato a circa 54 m ($V_s \geq 800$ m/s; Catalano et al., 2013). Nella stessa figura sono inoltre distinti due principali livelli litostratigrafici, con i relativi pesi unitari: una sabbia vulcanica, indicata con "LC", e una lava basaltica fratturata, denominata "SFALS".

In assenza di prove dinamiche dirette, la caratterizzazione del comportamento non lineare del terreno è stata effettuata mediante l'adozione delle curve di modulo di taglio normalizzato ($G(\gamma)/G_0$) e smorzamento ($D(\gamma)$) disponibili in letteratura (Cavallaro et al., 2001), riferite a litotipi assimilabili all'unità "LC" (Figura 1d). Il comportamento dell'unità "SFALS" è stato invece definito sulla base di studi condotti su rocce vulcaniche dell'area etnea (Catalano et al., 2013).

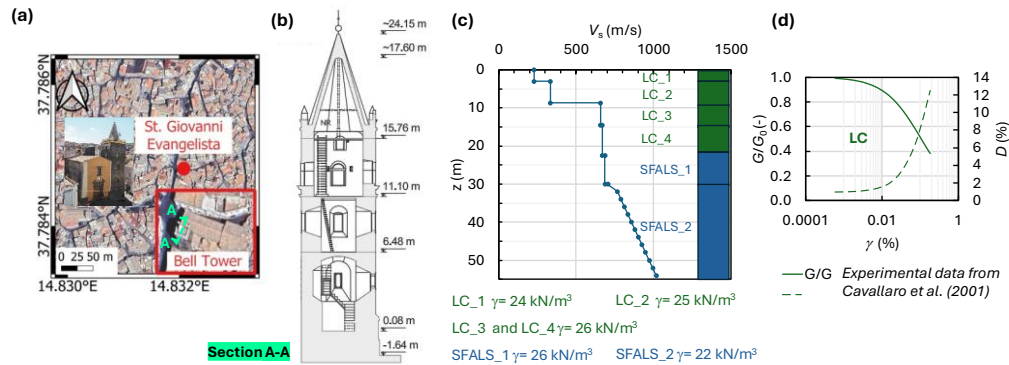


Figura 1. (a) Campanile San Giovanni Evangelista (Bronte, Catania); (b) sezione trasversale del campanile; (c) profilo stratigrafico; (d) curve $G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ per il litotipo "LC"

2.2 Miscele adottate ed input sismici

Il comportamento meccanico delle wgGRM è stato studiato da Fiamingo et al. (2025a, 2025b) mediante prove triassiali drenate (monotone e cicliche) e prove con bender element. Nella presente nota, sono state analizzate miscele con contenuto volumetrico di gomma (VRC) pari al 25% e 40% (denominate di seguito wgGRM 75/25 e 60/40). Le curve $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$ sono mostrate in Figura 2a. I dati sperimentali sono stati interpretati mediante i modelli di Darendeli (2001) e Yokota et al. (1981).

Le analisi FEM dinamiche non lineari sono state condotte utilizzando sette accelerogrammi spettro-compatibili selezionati secondo NTC (2018), coerenti con la pericolosità sismica del sito in funzione della magnitudo momento e distanza epicentrale (M_w : 4.0–7.0; R : 0–30 km) tramite Rexel WEB, Figura 2b. I parametri adottati per garantire la spettro-compatibilità sono: terreno di tipo A, categoria topografica T1, vita nominale 50 anni, classe d'uso III e stato limite di salvaguardia della vita.

3. MODELLI FEM

I modelli FEM 2D sono stati sviluppati con MIDAS FEA NX (2024). Sono stati analizzati due sistemi: terreno–campanile e terreno–wgGRMs–campanile (Figure 3a-3b). Per ridurre gli effetti dei confini laterali, il dominio ha dimensioni pari a 168 m in larghezza e 54 m in profondità, con stratigrafia suddivisa in sei strati, in accordo a quella esistente in sito, e struttura posta centralmente. La geometria della cuspidè è stata linearizzata, mantenendo la massa e la rigidezza equivalenti. Il terreno e lo strato della wgGRMs sono modellati con elementi 2D solidi a deformazione piana, mentre la struttura con elementi 2D solidi a tensione piana. La rigidezza nel piano dei solai è simulata tramite collegamenti rigidi ai vari livelli. La dimensione degli elementi della mesh è inferiore a 1/8 della lunghezza d'onda minima del segnale sismico. Ai lati del modello sono applicate condizioni di campo libero con smorzatori viscosi per simulare un mezzo infinito, mentre la base è vincolata con incastri e soggetta agli input sismici. L'interfaccia terreno–fondazione (o wgGRMs–fondazione) è modellata con elementi di contatto dotati di molle normali e tangenziali, per simulare fenomeni di scorrimento e/o sollevamento. Il campanile è modellato come materiale viscoelastico lineare, mentre il comportamento del terreno e delle wgGRMs è simulato con modelli non lineari: Hardening Soil with small strain stiffness per gli strati LC e le wgGRMs, e Generalized Hook and Brown per gli strati SFALS. Le proprietà e la calibrazione di questi parametri sono descritte e dettagliate

in Fiamingo et al. (2026). Lo smorzamento di Rayleigh è applicato a tutti i materiali: 8% per la struttura, 1% per il terreno e 4–5% rispettivamente per le wgGRM 75/25 e wgGRM 60/40.

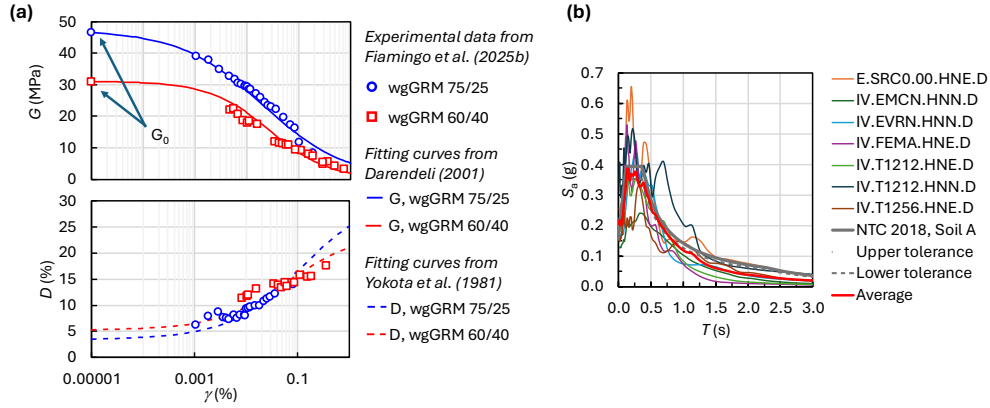


Figura 2. (a) Curve $G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ per le miscele wgGRM 75/25 e wgGRM 60/40; (b) spettri di risposta in accelerazione degli input adottati nelle analisi

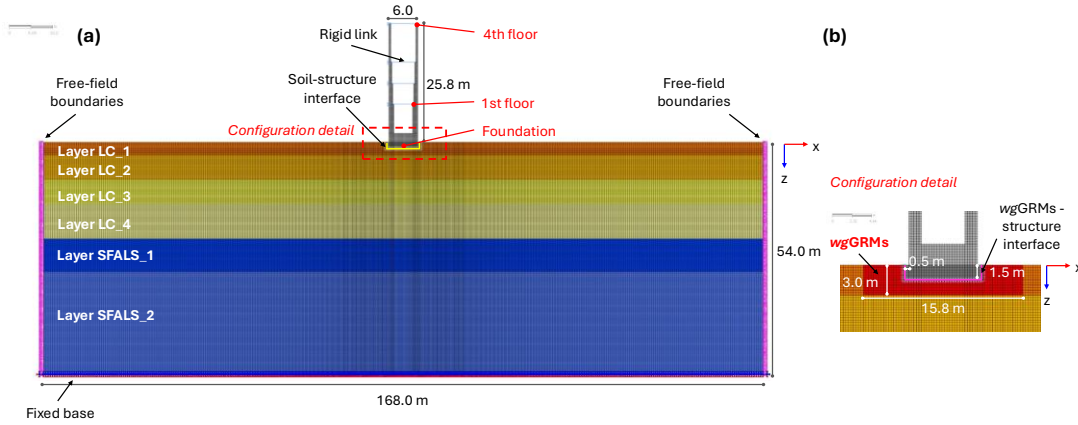


Figura 3. Modelli FEM 2D: (a) sistema terreno-struttura; (b) dettaglio del sistema terreno-wgGRMs-struttura

4. RISULTATI E CONCLUSIONI

Le prestazioni delle wgGRM 75/25 e wgGRM 60/40 sono valutate in termini di efficienza considerando le massime accelerazioni orizzontali (η_a , Figure 4a-b) e i drift di piano (η_d , Figure 4c-d) in corrispondenza della fondazione e ai vari piani. Tali indicatori sono definiti come:

$$\eta_a = 1 - (a_{\max, \text{GSI}} / a_{\max, \text{NO GSI}}) \quad (1)$$

$$\eta_d = 1 - (u_{d, \max, \text{GSI}} / u_{d, \max, \text{NO GSI}}) \quad (2)$$

dove $a_{\max, \text{GSI}}$ e $u_{d, \max, \text{GSI}}$ rappresentano rispettivamente l'accelerazione di picco ed il drift di piano nel modello con GSI (wgGRM 75/25 o wgGRM 60/40), mentre $a_{\max, \text{NO GSI}}$ e $u_{d, \max, \text{NO GSI}}$ si riferiscono al caso di riferimento privo di isolamento.

I risultati mostrano che lo strato di miscela riduce significativamente le accelerazioni sismiche, con valori medi intorno al 60% lungo fondazione, primo e quarto piano per entrambi i casi. Un comportamento analogo si osserva per il drift di piano, con riduzioni medie di circa il 30%. La diminuzione delle accelerazioni è coerente con evidenze sperimentali presenti in letteratura che attribuiscono alle miscele ghiaia-gomma un aumento dello smorzamento e una riduzione della rigidità a taglio, favorendo l'attenuazione delle vibrazioni. Nel complesso, le wgGRMs si dimostrano efficaci nel dissipare l'energia sismica e nell'isolare parzialmente la struttura, senza alterarne l'aspetto architettonico—un aspetto fondamentale per gli edifici storici. L'impiego di GSI consente quindi di migliorare la sicurezza sismica preservando l'integrità architettonica e promuovendo al contempo la sostenibilità grazie all'uso di materiali riciclati. Infine, la Figura 4e riporta il rapporto tra la frequenza fondamentale del sistema,

considerando l'interazione terreno-struttura (SSI), e la frequenza di input alla fondazione ($f_{SSI} / f_{input,found}$). I risultati evidenziano una riduzione sistematica di tale rapporto in presenza delle wgGRMs, il che indica un aumento della deformabilità globale del sistema. Questa minore rigidezza allontana la struttura dalle condizioni di risonanza, migliorando la risposta sismica. Ne emerge quindi il duplice ruolo delle wgGRMs: dissipazione energetica e modifica favorevole delle proprietà dinamiche del sistema terreno-struttura.

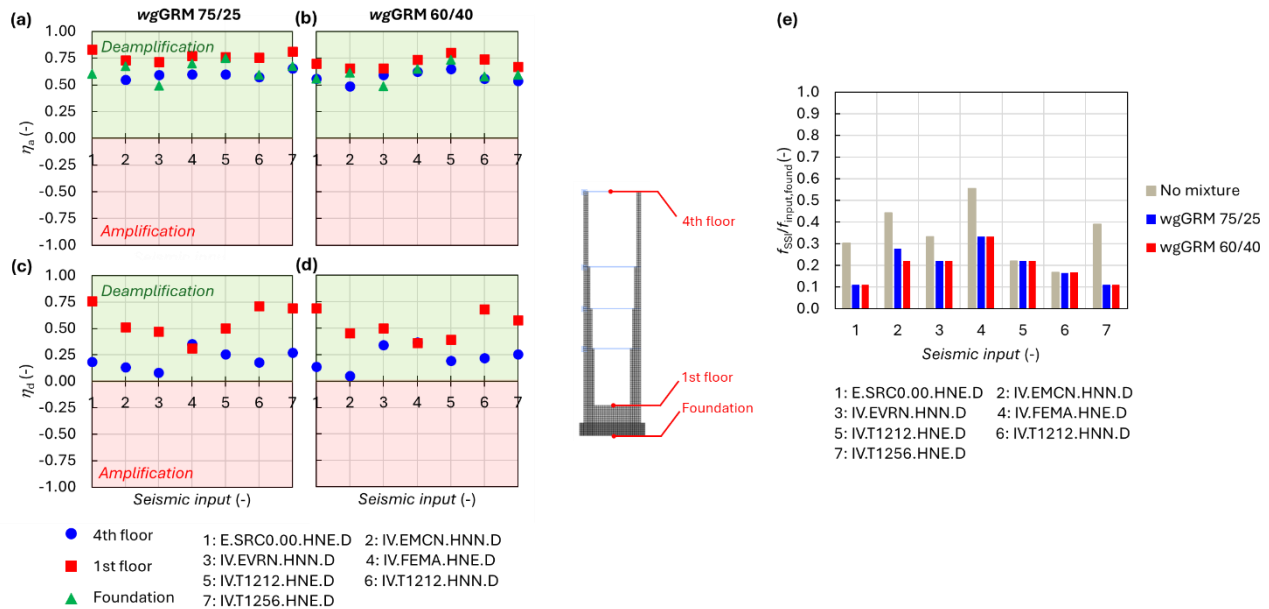


Figura 4. Efficienza in termini di accelerazioni orizzontali massime (η_a): (a) wgGRM 75/25; (b) wgGRM 60/40. Efficienza in termini di drift di piano (η_d): (c) wgGRM 75/25; (d) wgGRM 60/40. (e) Variazione del rapporto di frequenza $f_{SSI}/f_{input,found}$ rilevato con il movimento del terreno per ciascuna miscela

5. BIBLIOGRAFIA

- Catalano, S., Romagnoli, G., Tortorici, G., et al. (2013). La microzonazione sismica di primo livello in aree vulcaniche. L'esperienza delle aree etnee. *Proc. of the XXXII national conference GNGTS*, Trieste, Italia: 202–209.
- Cavallaro, A., Grasso, S., Maugeri, M. (2001). A dynamic geotechnical characterisation of soil at Saint Nicola alla Rena church damaged by the southeastern Sicily earthquake of 13 December 1990. *Proc. of the XV Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul*: 243–248.
- Darendeli, M.B. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. PhD thesis, University of Texas, Austin.
- Di Filippo G., Biondi G., Casablanca O. et al. (2023). Seismic amplification factors for low plasticity medium-stiff soil deposits. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 173, 108094.
- Fiamingo A., Chiaro G. (2025). Response of Well-Graded Gravel–Rubber Mixtures in Triaxial Compression: Application of a Critical State-Based Generalized Plasticity Model. *Geotechnics*, 5(4): 75.
- Fiamingo A., Chiaro G., Murali A. et al. (2025a). Geotechnical characterization of soil-rubber mixtures with well-graded gravel. *Geosynth. Int.*, 32 (6): 818–834
- Fiamingo, A., Abate, G., Chiaro G. et al. (2025b). Small-strain stiffness and dynamic properties of well-graded gravel–rubber mixtures. *Geotech. Lett.*, 15: 52–60.
- Fiamingo A., Abate G., Massimino M.R. (2026). FEM dynamic analyses of soil-structure system with well-graded GRMs as GSI. *Geosynth. Int.*
- MIDAS FEA NX v.1.1 (2024). CSPFEA - Engineering Solutions: Este, Italy.
- Mondello A. (2020). *Torri campanarie tradizionali in areale etneo: forma e tecnologia tra conoscenza e sicurezza*. Aracne editrice, Italia
- NTC 2018. D.M. 17/01/18 - Updating of technical standards for buildings, Official Journal of the Italian Republic
- Pasha S.M.K., Hazarika H., Yoshimoto N. (2019). Physical and mechanical properties of gravel-tire chips mixture (GTCM). *Geosynth. Int.*, 26 (1): 92–110.
- Rexel WEB. Available online: https://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet_40/#/rexel (accessed on 15 August 2025)
- Tsang, H.H. (2025). Geotechnical Seismic Isolation (GSI): State of the art. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 198, 109627.
- Yokota K., Imai T., Konno M. (1981). Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests. *OYO Tec. Rep.* 3: 13–37.

VALUTAZIONE DELLA FREQUENZA FONDAMENTALE DI VIBRAZIONE DI UNA DIGA DI TERRA MEDIANTE DIFFERENTI METODOLOGIE

Rebecca Muti (rebecca.muti@uniroma1.it)
Sapienza Università di Roma

Giuseppe Lanzo (giuseppe.lanzo@uniroma1.it)
Sapienza Università di Roma

ABSTRACT. La frequenza fondamentale di vibrazione rappresenta un parametro chiave per la valutazione della risposta sismica delle dighe di terra. Nel presente lavoro, si confrontano approcci empirici (HVSr, SSR), analitici (modello di trave deformabile a taglio) e numerici (FLAC2D) per indagare tale parametro per la diga di Camastra. I risultati evidenziano come il modello analitico semplificato sia in grado di fornire una stima affidabile della frequenza fondamentale, giustificandone l'uso nelle fasi preliminari di progetto. Tuttavia, per una valutazione accurata della risposta dinamica globale, la modellazione numerica 2D rimane comunque indispensabile al fine di integrare l'influenza dei terreni di fondazione.

1. INTRODUZIONE

La valutazione della risposta dinamica delle dighe di terra a seguito di un evento sismico rappresenta un aspetto cruciale per stabilire la sicurezza strutturale di queste infrastrutture. Tale risposta è un fenomeno complesso, influenzato da una molteplicità di fattori che includono, tra gli altri, la geometria della diga, le proprietà meccaniche dei materiali costituenti la diga e quelle del terreno di fondazione e il livello di non linearità. In questo contesto, uno dei parametri di maggior interesse è la frequenza fondamentale (f_0) di vibrazione della diga. Il motivo principale risiede nel rischio di fenomeni di risonanza: se la frequenza fondamentale della diga è prossima a quella predominante del moto sismico di input, si verifica una significativa amplificazione della risposta dinamica, con conseguente incremento del potenziale di danno. Inoltre, la conoscenza di questa frequenza è fondamentale per la validazione dei modelli di calcolo in campo lineare e per la selezione di storie temporali dell'accelerazione compatibili con lo spettro *target* per lo scenario sismico considerato.

La valutazione del periodo fondamentale di una diga di terra può essere effettuata con diversi metodi: empirici, analitici e numerici. Tuttavia, analisi approfondite che integrano metodi empirici con approcci analitici e numerici risultano ancora estremamente limitate in letteratura (e.g., Santhosh *et al.*, 2025). Nel presente lavoro, il comportamento dinamico della diga di Camastra è indagato attraverso le tre metodologie al fine di migliorare la comprensione del comportamento dinamico di dighe di terra e i limiti dei diversi metodi e, in ultima analisi, migliorare le capacità predittive della frequenza fondamentale.

2. METODOLOGIA

La diga di Camastra è ubicata a circa 20 km a sud della città di Potenza. Si tratta di una diga in terra zonata, di altezza massima pari a 57 m, caratterizzata da un nucleo centrale verticale in sabbia con limo argilloso ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$) e da fianchi costituiti da ghiaia sabbiosa ($\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 24 \text{ kN/m}^3$). Il sottosuolo della diga è caratterizzato dalla presenza di depositi alluvionali recenti, principalmente composti da ghiaie e sabbie ($\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$), che ricoprono la formazione di base costituita da flysch argillo-marnoso.

2.1 Analisi di misure di rumore ambientale

La risposta dinamica dell'opera è stata inizialmente indagata attraverso l'analisi delle misure di rumore ambientale. Di particolare interesse sono due registrazioni a stazione singola effettuate sul coronamento della diga in prossimità della sezione maestra, HVSr-02 e HVSr-03. Per elaborare i dati, è stata impiegata la tecnica HVSr (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*), che consiste nella valutazione del rapporto di ampiezza spettrale tra la componente orizzontale (H, media geometrica delle due componenti orizzontali NS e EW) e la componente verticale (V) delle vibrazioni ambientali registrate in funzione della frequenza di vibrazione. La frequenza alla quale la curva H/V mostra il primo picco corrisponde alla frequenza fondamentale del terreno al di sotto del punto

di misura (Nakamura, 1989) e, nel caso di misure eseguite alla sommità di rilievi o strutture topografiche, come in questo caso, può fornire un'indicazione della frequenza di risonanza del sistema (Pagliaroli *et al.*, 2015). Le misure eseguite alla diga di Camastra hanno fornito una frequenza fondamentale $f_0=2.7-2.8$ Hz.

2.2 Analisi della risposta sismica da dati accelerometrici

Un ulteriore elemento di confronto è rappresentato dai risultati dello studio di Sica *et al.* (2008), in cui è stata analizzata la risposta della diga di Camastra sulla base di 24 eventi sismici reali registrati dalla rete accelerometrica fissa in un arco temporale di cinque anni (2002-2007). Gli autori hanno impiegato la tecnica empirica SSR (*Standard Spectral Ratio*), calcolando il rapporto tra gli spettri di Fourier dei segnali registrati in cresta e sugli affioramenti delle formazioni di base in prossimità delle spalle. Trattandosi di registrazioni di debole intensità al sito, la risposta dell'opera è relativa al campo elastico lineare, rendendo i risultati confrontabili con quelli degli altri approcci della presente nota. La frequenza fondamentale f_0 della diga è circa pari a 3.3 Hz in entrambe le direzioni orizzontali (trasversale e longitudinale). Per questo motivo, nel seguito si farà riferimento alla sola componente trasversale (monte-valle).

2.3 Metodo analitico della trave deformabile a taglio

L'approccio analitico si basa sulla teoria della trave deformabile a taglio non omogenea (*inhomogeneous shear beam model*) (Dakoulas e Gazetas, 1985), che schematizza la diga come una trave monodimensionale simmetrica, avente la forma di un cuneo troncato nella parte sommitale e incastrata alla base (Figura 1). Il rapporto di troncamento λ è definito come il rapporto tra l'altezza della parte troncata della sezione triangolare ideale (cioè la distanza verticale tra la cresta reale e l'apice della sezione triangolare prolungata) e l'altezza totale della diga H . Il modello si fonda sull'ipotesi che la diga sia soggetta esclusivamente a deformazioni di taglio orizzontali e che gli spostamenti e le tensioni tangenziali siano uniformemente distribuiti lungo la larghezza della diga. In generale, il modello assume che il modulo di taglio medio su un piano orizzontale $G(z)$ aumenti con la profondità secondo una legge di potenza del tipo:

$$G(z) = G_b \left(\frac{z}{H} \right)^m \quad (1)$$

dove G_b è il modulo di taglio medio alla base della diga, H è l'altezza della diga e m un esponente che esplicita la dipendenza della rigidezza del terreno dalla pressione efficace di confinamento.

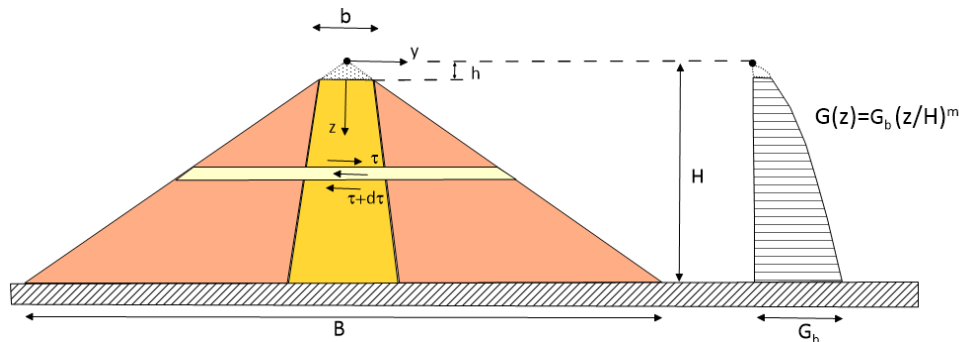


Figura 1. Schematizzazione del modello shear beam non omogeneo (Dakoulas e Gazetas, 1985).

Ai fini del presente studio, per garantire la coerenza con i profili di rigidezza implementati nel modello numerico, si è proceduto a una omogeneizzazione del profilo di velocità delle onde di taglio basata sulle proprietà dei materiali investigate in sito tramite prove geofisiche. A ciascuna profondità è stata calcolata una rigidezza media pesata $G_{eq}(z)$, tenendo conto dell'estensione orizzontale sia del nucleo sia dei contronuclei, da cui è stato derivato il profilo di velocità $V_{s,eq}(z)$. Questo profilo è stato quindi ricondotto ad un modello a velocità costante ($m=0$), imponendo l'eguaglianza dei tempi di attraversamento dell'onda (t_{att}) lungo l'altezza H della diga:

$$t_{att} = \frac{H}{v_{s,eq}} = \int_0^H \frac{dz}{v_{s,eq}(z)} \quad (2)$$

Dall'equazione precedente si è quindi ricavato un valore costante di $V_{s,eq}$ pari a 525 m/s. Assumendo condizioni di vibrazioni libere non smorzate, la risoluzione dell'equazione differenziale del moto attraverso le funzioni di Bessel permette di ricavare, per via analitica, i parametri della risposta dinamica associati al primo modo di vibrare, tra cui la f_0 (Dakoulas e Gazetas, 1985):

$$f_0 = \frac{a_0(2-m)}{4\pi H} V_b \quad (3)$$

dove a_0 è la radice di Bessel relativa al primo modo di vibrare, pari a $a_0 = 2.409$ per $m=0$ e per un rapporto di troncamento $\lambda = h/H = 0.03$, mentre V_b è la velocità media alla base della diga, in questo caso assunta pari a $V_{s,eq}$.

Considerando infine delle oscillazioni forzate smorzate, assumendo uno smorzamento del 5%, è possibile ottenere analiticamente la funzione di trasferimento del sistema, definita come il valore assoluto del rapporto complesso tra lo spostamento al coronamento e quello alla base della diga.

2.4 Modellazione numerica alle differenze finite

La risposta dinamica della diga è stata infine analizzata mediante modellazione numerica bidimensionale con il codice alle differenze finite FLAC2D (Itasca, 2011). La frequenza fondamentale è stata determinata in fase di calibrazione in campo lineare del modello dinamico valutando la risposta della diga ad un segnale di tipo *Ricker wavelet* di durata 4 s, ampiezza massima 0.5 g e frequenza centrale 3 Hz, caratterizzato da un contenuto energetico apprezzabile nel campo 1-6 Hz, contenente la frequenza fondamentale della diga precedentemente stimata da misure di rumore ambientale. Questo approccio permette di calcolare le funzioni di amplificazione tra la base e il coronamento e tra il basamento e il coronamento, tramite cui è possibile valutare la frequenza fondamentale della diga. In Figura 2 è mostrata la sezione trasversale della diga considerata per le analisi numeriche.

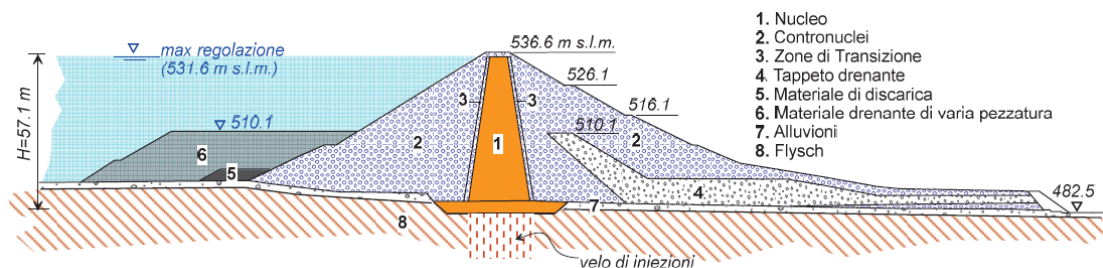


Figura 2. Sezione trasversale di massima altezza della diga considerata nelle analisi numeriche.

Ai fini dell'analisi dinamica, al materiale costituente il nucleo sono stati assegnati valori del modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 variabili con la profondità mentre per il materiale costituente i contronuclei si è imposta una legge di variazione dipendente dallo stato tensionale efficace medio p' (kPa), ottenuto tramite modellazione statica nella condizione di massima regolazione della diga. Entrambe le relazioni sono state calibrate sulla base di prove *down hole*, *cross hole* e *SASW* effettuate in sito. Per quanto riguarda le alluvioni, è stato assunto un valore costante del modulo $G_0 = 500 \text{ MPa}$. Il comportamento dissipativo in campo lineare è stato modellato assumendo uno smorzamento di tipo Rayleigh dello 0.5%, applicato sia ai materiali del corpo diga sia ai terreni di fondazioni.

3. DISCUSSIONE DEI RISULTATI

I risultati ottenuti mediante le metodologie di indagine sono confrontati in termini rapporti spettrali H/V e funzioni di amplificazione in Figura 3. In Tabella 1 sono riassunti i valori della frequenza fondamentale identificati.

I risultati mostrano un ottimo accordo tra il modello analitico e quello numerico cresta/base, entrambi attestati su una frequenza di 3.5 Hz, confermando la capacità del modello analitico di fornire, per il caso in esame, una stima del tutto accettabile della frequenza fondamentale. Al contrario, il modello numerico cresta/*outcrop* mostra una riduzione dell'11% di f_0 rispetto al metodo *shear beam*, differenza presumibilmente dovuta al contributo della deformabilità del terreno di fondazione. In questo senso, i risultati dello studio di Sica *et al.* (2008), basati su tecnica SSR empirica, con un valore di 3.3 Hz si collocano in una posizione intermedia, a supporto di questa tendenza. Infine, i dati sperimentali HVSr (2.7–2.8 Hz) rappresentano il limite inferiore delle frequenze identificate. Lo spostamento progressivo delle frequenze verso valori più bassi sottolinea quindi il passaggio dalla stima della

rigidezza del solo corpo diga (SB e FLAC cresta/base) a una caratterizzazione della risposta dinamica del sistema diga-fondazione (FLAC cresta/outcrop, HVSr e SSR).

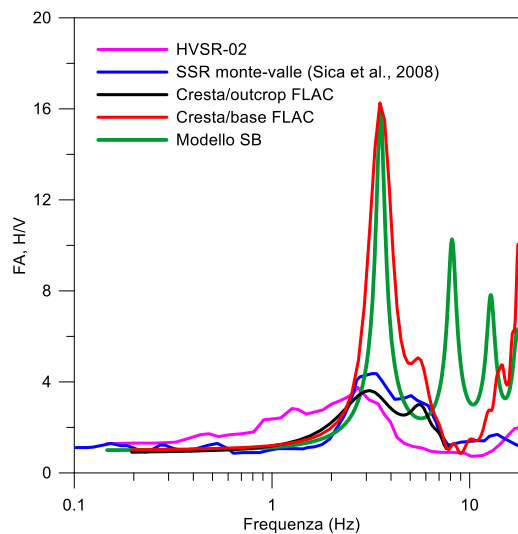


Figura 3. Confronto tra le funzioni di amplificazione e i rapporti spettrali ottenuti tramite i diversi metodi.

Tabella 1. Sintesi delle frequenze fondamentali identificate.

Metodo	HVSr-02	HVSr-03	SSR (Sica et al., 2008)	Numerico cresta/outcrop	Numerico cresta/base	Analitico (shear beam)
f_0 (Hz)	2.7	2.8	3.3	3.1	3.5	3.5

4. CONCLUSIONI

Il presente lavoro ha indagato la risposta dinamica della diga di Camastra integrando approcci empirici, numerici e analitici per determinare la frequenza fondamentale di vibrazione dell'opera. Lo studio ha evidenziato un ottimo accordo tra i diversi metodi: in particolare, il modello analitico della trave deformabile a taglio, se opportunamente calibrato, fornisce una stima affidabile del parametro f_0 per il caso di studio analizzato. La semplicità delle soluzioni in forma chiusa e l'accordo riscontrato con i modelli numerici ne giustificano l'uso nelle fasi iniziali di progetto o verifica sismica. Tuttavia, per una valutazione accurata della risposta sismica, la modellazione numerica 2D rimane indispensabile per integrare correttamente la presenza dei terreni di fondazione. L'obiettivo futuro è quello di estendere questo approccio comparativo a un database più ampio di dighe di terra, al fine di ampliare il confronto e validare le procedure semplificate che permettano una stima affidabile della vulnerabilità sismica di queste importanti infrastrutture idrauliche.

5. BIBLIOGRAFIA

- Dakoulas P., Gazetas G. (1985). A class of inhomogeneous shear models for seismic response of dams and embankments. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 4 (4): 166-182.
- Itasca (2011). *FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua - Version 8.1. User's guide*. Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.
- Nakamura Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimates of subsurface using microtremor on the ground surface. *QR of RTRI*, 30: 25-33.
- Pagliaroli A., Avallè A., Falcucci E., Gori S., Galadini F. (2015). Numerical and experimental evaluation of site effects at ridges characterized by complex geological setting. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13: 2841-2865.
- Santhosh K., Kishida T., Mylonakis G. (2025). Seismic response of embankment dams: shear beam analysis vs field observations. *Soils and Foundations*, 65 (4): 101654.
- Sica S., Pagano L., Vinale F. (2008). Interpretazione dei segnali sismici registrati sulla diga di Camastra. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 4 (8): 97-111.

VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE: UN CASO STUDIO DI CONFRONTO TRA APPROCCIO TRADIZIONALE E ANALISI NON LINEARI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Arianna Cipriano (a.cipriano@soil.it)
SOIL Engineering Srl

Stefano Malvestio (s.malvestio@soil.it)
SOIL Engineering Srl

Davide Spinelli (d.spinelli@soil.it)
SOIL Engineering Srl

Marta Senaldi (m.senaldi@soil.it)
SOIL Engineering Srl

ABSTRACT. Nel presente lavoro viene analizzata la suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione di un impianto industriale situato in Emilia Romagna in fase di progetto, mediante il confronto tra le verifiche condotte secondo l'approccio semplificato NTC 2018 e quelle basate sulla stima degli sforzi ciclici derivati da analisi non lineari di Risposta Sismica Locale (RSL).

Le analisi sono state eseguite con procedura NCEER, utilizzando dati interpretati a partire da 22 CPTU e profili sismostratigrafici ricavati da indagini geofisiche che comprendono una prova sismica in foro del tipo down-hole e una masw. I risultati mostrano come l'impiego diretto dei profili di sollecitazione ciclica ottenuti dalle RSL consenta una stima più realistica delle condizioni di sollecitazione sismica nei terreni di fondazione. Il confronto evidenzia differenze significative nei fattori di sicurezza, con implicazioni rilevanti per la valutazione del rischio di liquefazione e per le scelte progettuali.

1. INTRODUZIONE

I fenomeni di liquefazione indotti da sisma rappresentano uno dei principali rischi per la stabilità delle opere di fondazione in terreni granulari saturi. La corretta valutazione della suscettibilità alla liquefazione richiede una definizione accurata delle sollecitazioni cicliche indotte dal moto sismico, le quali dipendono fortemente dalle condizioni stratigrafiche locali e dai fenomeni di amplificazione sismica.

Nella pratica progettuale corrente, le verifiche di liquefazione sono spesso condotte utilizzando valori di accelerazione di picco al suolo (PGA) derivati direttamente dalla normativa sismica tramite un approccio semplificato. Tuttavia, tale approccio non tiene pienamente conto degli effetti di sito e delle modifiche del segnale sismico indotte dalla risposta dinamica dei depositi superficiali.

Il presente contributo intende mostrare come l'impiego dei risultati delle analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) consenta molto spesso di ottenere una valutazione più coerente delle sollecitazioni cicliche agenti nei terreni di fondazione e, di conseguenza, una stima più affidabile del rischio di liquefazione, garantendo contemporaneamente anche un'ottimizzazione dei costi per possibili interventi di mitigazione e miglioramento dei terreni di fondazione. A tal fine, vengono confrontati i fattori di sicurezza ottenuti con l'approccio semplificato normativo NTC 2018 e quelli derivanti dall'uso diretto dei profili di sforzo di taglio ciclico ricavati dalle RSL non lineari.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMOSTRATIGRAFICO DEL SITO

Il contesto stratigrafico del sito, caratterizzato da depositi sabbiosi saturi intercalati a livelli limoso-argillosi e da una falda superficiale, determina una risposta sismica fortemente condizionata dagli effetti di sito. In tali condizioni, l'impiego di un'unica PGA di progetto risulta una semplificazione significativa, mentre l'uso delle analisi di Risposta Sismica Locale consente di ricostruire in modo più realistico la distribuzione con la profondità delle sollecitazioni cicliche agenti sugli strati potenzialmente liquefacibili.

Il sito in esame è caratterizzato da una copertura superficiale di riporto, al di sotto della quale si rinvencono sedimenti prevalentemente sabbiosi saturi, intercalati a livelli di natura coesiva, con alternanza di sabbie fini limose

e limi argillosi fino a profondità dell'ordine di 30–40 m. La falda freatica è presente a profondità ridotta (circa 1 m dal piano campagna), configurando condizioni favorevoli allo sviluppo di fenomeni di liquefazione sismicamente indotta.

Dal punto di vista sismico, il sito è classificato in categoria C ai sensi delle NTC 2018, con velocità equivalenti comprese tra 180 e 360 m/s e categoria topografica T1. L'azione sismica di riferimento è quella allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), con periodo di ritorno pari a 949 anni e accelerazione di picco su sito rigido pari a circa 0.2 g e una magnitudo di riferimento $M=6$.

Tali condizioni rendono particolarmente rilevante l'impiego delle analisi di Risposta Sismica Locale per una corretta definizione dei profili di sollecitazione ciclica utilizzati nelle verifiche di liquefazione.

3. INQUADRAMENTO METODOLOGICO

La valutazione della suscettibilità alla liquefazione è stata condotta mediante la procedura semplificata NCEER (Youd et al., 2001), basata sul confronto tra il rapporto di sollecitazione ciclica (CSR) e il rapporto di resistenza ciclica (CRR), stimato a partire da prove penetrometriche CPTU. Il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione è stato calcolato come:

$$F_s = CRR / CSR \quad (1)$$

In accordo con la normativa italiana (NTC 2018), l'accelerazione di riferimento per il sisma di progetto è stata inizialmente assunta a partire dai parametri di pericolosità sismica di base, opportunamente corretti mediante i coefficienti stratigrafici e topografici. In parallelo, sono state eseguite analisi di Risposta Sismica Locale con il software DEEPSOIL, che hanno permesso di ricavare direttamente i profili di sforzo di taglio massimo normalizzato (τ_{max}/σ_{v0}') lungo la verticale di indagine.

In accordo con la letteratura tecnica e con le indicazioni normative, il valore dello sforzo di taglio medio è stato ricavato come:

$$\tau_{av} = 0.65 \cdot \tau_{max} \quad (2)$$

consentendo così di definire il CSR in modo direttamente coerente con il comportamento dinamico reale del sito.

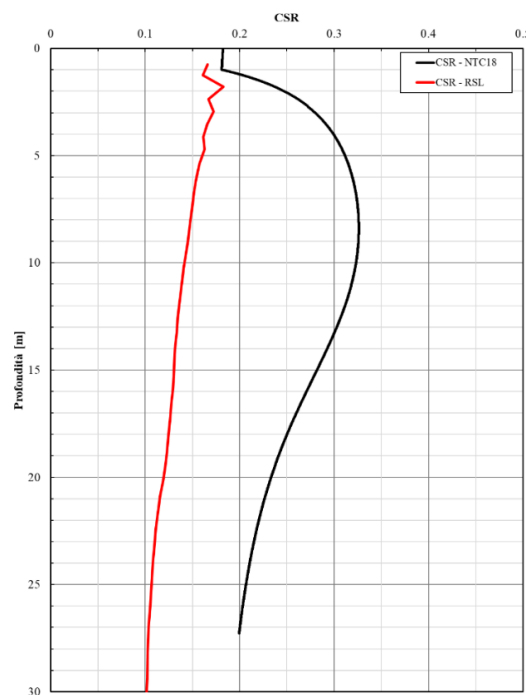


Figura 1. Profili di CSR a confronto secondo approccio NTC18 (curva nera) e RSL (curva rossa).

Il confronto tra i due approcci riportato in Figura 1 evidenzia differenze sistematiche nella stima del rapporto di sollecitazione ciclica (CSR) lungo la verticale, con conseguenti variazioni nei fattori di sicurezza calcolati per gli strati sabbiosi saturi. In particolare, l'impiego delle RSL consente di ricostruire una distribuzione delle sollecitazioni più coerente con la reale risposta dinamica del deposito, evidenziando come l'assunzione di un'unica PGA di progetto stimata seguendo approccio standard di normativa e le classi di terreno possa rappresentare una semplificazione significativa in contesti stratigrafici complessi.

4. RISULTATI E CONFRONTO TRA APPROCCI

L'impiego dei risultati delle RSL consente di superare alcune semplificazioni intrinseche dell'approccio basato esclusivamente su PGA normativo:

- la sollecitazione ciclica con la profondità non è più stimata a partire dalla PGA con delle leggi di correlazione come quelle suggerite dall'approccio NCEER, ma è ricostruita in funzione della risposta dinamica del profilo stratigrafico;
- vengono tenuti in conto gli effetti di amplificazione e di attenuazione del moto sismico indotti dalla stratigrafia locale, anche per effetti non lineari;
- il profilo del CSR risulta direttamente coerente con i livelli di deformazione a taglio effettivamente mobilitati nei terreni, con la possibilità di tenere in conto anche delle prove dinamiche eseguite in laboratorio sui campioni raccolti in sito.

Ne consegue che le verifiche di liquefazione basate sulle RSL risultano maggiormente rappresentative delle condizioni di sollecitazione reale del sito rispetto a quelle condotte con approcci normativi semplificati.

Il confronto mostrato in Figura 2 tra i fattori di sicurezza ottenuti con i due approcci mette in evidenza che:

- i fattori di sicurezza calcolati a partire dai risultati delle RSL risultano sistematicamente differenti e superiori rispetto a quelli stimati utilizzando i parametri sismici normativi e l'approccio semplificato;
- in generale, l'uso delle RSL fornisce una distribuzione con la profondità dei CSR più articolata e coerente con le reali condizioni di amplificazione sismica del sito e con le caratteristiche del terreno.

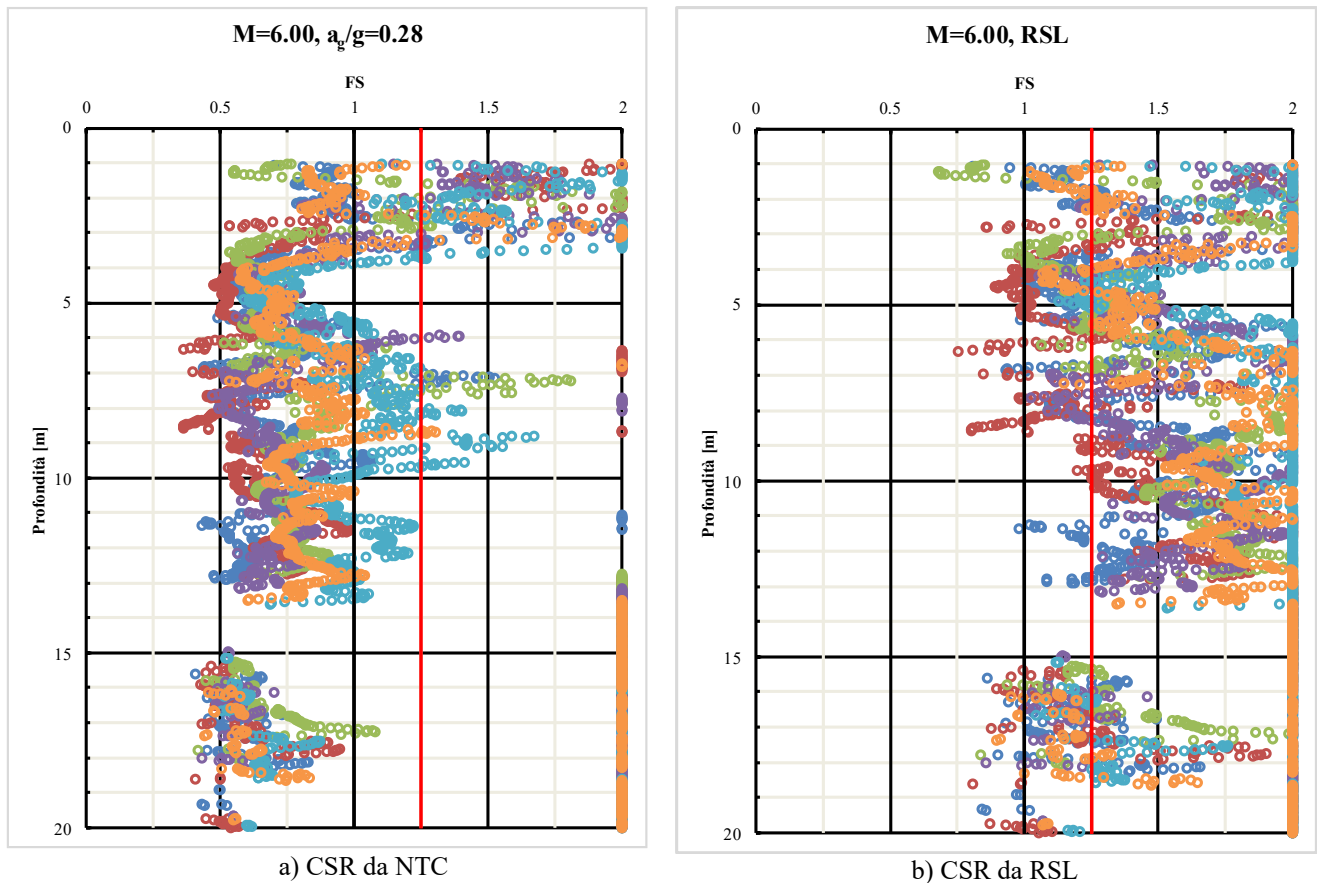


Figura 2. Fattore di Sicurezza a confronto calcolato con: a) CSR da NTC e b) CSR da RSL.

5. CONCLUSIONI

I risultati ottenuti evidenziano come l'adozione delle analisi di Risposta Sismica Locale non rappresenti un semplice affinamento del modello, ma un passaggio metodologico necessario per una corretta valutazione del rischio di liquefazione. In contesti stratigrafici complessi e in presenza di terreni potenzialmente liquefacibili, l'uso delle RSL permette di:

- migliorare la stima delle sollecitazioni sismiche sulle strutture;
- ridurre le incertezze nella stima delle sollecitazioni cicliche;
- migliorare l'affidabilità delle verifiche di sicurezza nei confronti della liquefazione;
- supportare in modo più robusto le decisioni progettuali relative agli interventi di miglioramento del terreno o alle soluzioni di fondazione.

6. BIBLIOGRAFIA

D.M. 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni. *Gazzetta Ufficiale*, 42, 20 febbraio 2018.

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

DEEPSOIL (2024). *A nonlinear and equivalent linear seismic site response of 1-D soil columns. User manual*, v. 7.1. Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.

Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Arango I., Castro G., Christian J.T., Dobry R., Finn W.D.L., Harder L.F., Hynes M.E., Ishihara K., Koester J.P., Liao S.S.C., Marcuson W.F., Martin G.R., Mitchell J.K., Moriwaki Y., Power M.S., Robertson P.K., Seed R.B., Stokoe K.H. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127 (10): 817-833.

SESSIONE:

**INDAGINI IN SITO E
IN LABORATORIO**

DETERMINAZIONE DEL VALORE CARATTERISTICO DEI PARAMETRI GEOTECNICI DA CPT: CONFRONTO TRA DIFFERENTI STRATEGIE

Luca Simoni (luca.simoni.1@studenti.unipd.it)

Lorenzo Brezzi (lorenzo.brezzi@unipd.it)

Marco Lenzi (marco.lenzi.1@studenti.unipd.it)

Francesca Ceccato (francesca.ceccato.1@unipd.it)

Paolo Simonini (paolo.simonini@unipd.it)

Dipartimento ICEA – Università degli Studi di Padova

ABSTRACT. Il prossimo recepimento dei nuovi Eurocodici di seconda generazione porterà una necessaria evoluzione alla normativa italiana, definendo un quadro normativo più esplicitamente fondato su principi di affidabilità (reliability-based), da applicare a tutte le opere dell'ingegneria civile. Le peculiarità dell'ingegneria geotecnica, tuttavia, la rendono fortemente dipendente dal giudizio, dalla sensibilità e dall'esperienza del progettista, specialmente per quanto riguarda la determinazione dei valori rappresentativi a partire dai risultati della campagna d'indagine. Il presente lavoro si propone di analizzare gli approcci per la definizione dei valori caratteristici previsti dalla nuova normativa, interpretando i risultati di alcune prove CPT secondo la prospettiva di un progettista, con l'obiettivo di identificare e confrontare le diverse strategie adottabili.

1. INTRODUZIONE

La prossima evoluzione della normativa europea sulle costruzioni, con l'introduzione degli Eurocodici di seconda generazione, comporterà un aggiornamento anche delle Norme Tecniche delle Costruzioni nazionali, avvicinando l'ingegneria civile italiana a un approccio più esplicitamente reliability-based. Tale aggiornamento rappresenta inoltre un'occasione per introdurre nel quadro normativo nazionale strumenti in grado di guidare il progettista nelle proprie scelte, specialmente in una disciplina che rimane, per molti aspetti, fortemente dipendente dal giudizio, dall'esperienza e dalla sensibilità professionale, come l'ingegneria geotecnica (Bond, 2011).

Uno degli aspetti maggiormente influenzati dalle doti soggettive del progettista è la scelta dei valori rappresentativi, ossia i valori assegnati ai parametri necessari per l'esecuzione delle verifiche, ricavati sulla base della campagna d'indagine condotta. È opportuno sottolineare che, oltre alla scelta di tali valori, anche la definizione della campagna d'indagine stessa dipende in larga misura dalle scelte del progettista, sulla base della sua esperienza, sia in termini di tipologia di prove che di numerosità. La normativa fornisce indicazioni sul numero minimo di punti d'indagine solo per alcune tipologie di opere geotecniche, lasciando discrezionalità al progettista nei casi non normati. Nel presente elaborato, tuttavia, questo aspetto non verrà trattato.

Una volta definito il modello geotecnico e acquisiti i dati della campagna d'indagine, il progettista è tenuto a derivarne i parametri geotecnici necessari ed interpretare le misure raccolte, al fine di ottenere valori utilizzabili nelle analisi richieste dalla normativa. L'EN1997 lascia al progettista la libertà di definire un valore nominale della proprietà del terreno, inteso come stima cautelativa del parametro che governa l'accadimento dello stato limite, oppure di assumere un valore caratteristico, determinato statisticamente sulla base di una probabilità prescritta. Nel seguito verrà analizzato l'approccio alla determinazione del valore caratteristico secondo i metodi previsti dalla normativa, esaminando le diverse interpretazioni che il progettista può adottare.

2. VALORE RAPPRESENTATIVO, NOMINALE O CARATTERISTICO

Come accennato precedentemente, per le verifiche richieste dalle normative europea ed italiana il progettista deve definire un valore rappresentativo che, secondo quanto previsto dai nuovi Eurocodici, può essere di tipo nominale oppure caratteristico. Il valore nominale si basa su una stima cautelativa del parametro, ma rimane fortemente dipendente dal giudizio del progettista, variando in funzione della sua sensibilità, esperienza e accettazione del rischio. Il valore caratteristico, invece, è determinato mediante un approccio statistico, descritto in modo dettagliato dalla normativa, e risulta pertanto replicabile anche da soggetti diversi.

Entrambi gli approcci presentano specifici vantaggi e criticità. L'approccio nominale offre al progettista maggiore flessibilità e immediatezza nella determinazione dei valori; tuttavia, può risultare caratterizzato da un certo grado di incertezza, da una forte dipendenza dalla soggettività del progettista, con la conseguente possibilità di sovrastimare o sottostimare le capacità del terreno, oltre che da una limitata ripetibilità nella scelta dei parametri. L'approccio caratteristico, al contrario, garantisce una procedura più uniformata, ripetibile e basata su un'elaborazione statistica dei dati ottenuti dalla campagna d'indagine. D'altra parte, esso dipende fortemente dalla quantità e dalla qualità dei dati disponibili e non tiene conto in modo esplicito della conoscenza pregressa e dell'esperienza del progettista che, soprattutto nel caso di professionisti con una consolidata esperienza e una buona conoscenza dei terreni oggetto di studio, può rappresentare un elemento rilevante nella corretta definizione delle caratteristiche geotecniche. Nella progettazione geotecnica le campagne d'indagine rivestono un ruolo fondamentale per la caratterizzazione del sottosuolo. Tuttavia, per ragioni pratiche, tecniche, legate alla tipologia delle prove e alla loro estensione verticale e orizzontale, ed economiche, risulta spesso difficile condurre indagini che garantiscano una conoscenza completa del terreno. Di conseguenza, la numerosità dei campioni disponibili è frequentemente insufficiente per effettuare una determinazione statistica pienamente soddisfacente (Schneider, 1997). Per questo motivo, nella pratica progettuale molti progettisti tendono a preferire l'adozione di un valore nominale piuttosto che di un valore caratteristico (Orr, 2017). Ciò nonostante, la normativa consente comunque di adottare l'approccio statistico per la determinazione del valore caratteristico, lasciando al progettista la discrezionalità nella scelta del metodo ritenuto più appropriato.

3. CALCOLO DEL VALORE CARATTERISTICO

Per il calcolo del valore caratteristico, la normativa europea definisce due approcci principali, basati rispettivamente sull'adozione di una distribuzione normale oppure log-normale. L'applicazione delle distribuzioni differisce, poi, in funzione della conoscenza del coefficiente di variazione, che può essere noto, assunto o ignoto.

Il presente lavoro descrive la stima della coesione non drenata caratteristica (c_u) per le verifiche di stabilità a breve termine di un rilevato. Il parametro è stato ricavato da tre prove CPT spinte fino a 18 m di profondità. In conformità alla norma EN 1997-3, per le prove CPTu (CPT1 e CPT2) è stato calcolato il fattore di cono puntuale, mentre per la prova meccanica (CPT3) si è assunto un valore costante pari a 17.

Le analisi fanno riferimento ad un caso reale, con lo scopo di affrontare quindi una problematica concreta e tipica che il professionista si trova a dover gestire in fase di progettazione di un nuovo rilevato in terra.

Le elaborazioni delle tre CPT permettono di individuare, come spesso accade, un primo strato di circa 1,5 m, che risulta riconducibile ad una crosta superficiale molto rigida, che pertanto non verrà considerata per la determinazione della c_u . Per i restanti 16,5 m, invece, il terreno è stato classificato come prevalentemente limo-argilloso, con intercalazioni di materiale granulare che non risultano tuttavia presenti in tutte e tre le prove penetrometriche, indicando eterogeneità locali che pertanto vengono trascurate in fase di definizione del modello geotecnico del terreno. La presenza di tali lenti granulari, tuttavia, non permette la derivazione della resistenza al taglio non drenata a partire dai dati grezzi delle CPT per tutte le profondità investigate, essendo il parametro analizzato ottenibile da prove CPT solamente per materiali coesivi. Tra le tre prove, la CPT1 risulta quella con la maggiore continuità e consistenza delle misure, seguita dalla CPT2; la CPT3, invece, presenta valori di c_u ritenuti meno attendibili e coerenti, in modo particolare in riferimento ai primi 4 m di profondità. Nell'analisi dei dati derivati dalle tre prove in sito si è osservato come la c_u cresca circa linearmente con la profondità in tutti e tre i casi, suggerendo per il terreno uno stato di normal-consolidazione. L'interpretazione dei dati assume un assetto a strati orizzontali: tale ipotesi semplificativa è supportata dal contesto di pianura alluvionale e dalla limitata distanza tra le prove, che suggeriscono una naturale continuità laterale degli orizzonti. In assenza di evidenze di pendenze significative, le discrepanze tra le verticali sono state ricondotte a eterogeneità stocastiche locali piuttosto che a variazioni deterministiche della geometria stratigrafica.

In questo contesto, la prova CPT presenta una peculiarità rilevante che può influenzare in modo significativo il calcolo statistico seguito per la stima dei valori caratteristici. Sebbene, in un primo approccio, possa apparire concettualmente corretto assumere come numerosità del campione statistico il numero delle CPT eseguite, un'interpretazione alternativa, riscontrata anche nella letteratura (Orr et al., 2025), consiste nel considerare la numerosità del campione pari al numero complessivo delle letture della CPT, scelta che cambia in maniera importante la determinazione del valore caratteristico seguendo gli approcci proposti dagli Eurocodici.

Nel presente lavoro si sono seguiti ed analizzati diversi approcci interpretativi:

1. lo strato limo-argilloso è stato suddiviso in quattro sottostrati distinti, ciascuno caratterizzato da un valore medio di c_u , con valori medi crescenti con la profondità. In questo caso, le letture delle CPT vengono

considerate come misure dello stesso valore medio del sottostrato, e la numerosità del campione corrisponde al numero totale di letture disponibili all'interno del singolo sottostrato considerato;

2. lo strato limo-argilloso viene suddiviso in quattro sottostrati, come fatto al punto 1. In questo secondo approccio, però, il valore medio di c_u viene calcolato all'interno dei vari sottostrati per ciascuna CPT e vengono successivamente determinati i valori caratteristici utilizzando i tre valori medi ottenuti. In questo caso, quindi, la numerosità del campione coincide con il numero di CPT eseguite, cioè tre;
3. vengono considerate le letture disponibili a ogni cm di profondità fornite dalle CPT e, assumendo una numerosità del campione pari a $n = 3$, vengono calcolati i valori caratteristici con medesima risoluzione spaziale centimetrica. In questo modo si ottiene un profilo di c_u che risulta continuo per l'intero strato considerato, senza una suddivisione preventiva in sottostrati. Tale profilo può essere poi interpolato linearmente con la profondità;
4. tenendo conto dell'andamento linearmente crescente della c_u con la profondità, viene eseguito un detrend dei dati per poi calcolare il valore caratteristico utilizzando i residui della regressione. In questo caso viene considerata come numerosità del campione sia il numero delle letture disponibili con densità spaziale centimetrica, che il numero delle CPT, cioè tre.

Il valore caratteristico è stato quindi calcolato per ciascuno degli approcci individuati. Per i primi tre metodi è stata adottata una distribuzione log-normale, mentre per l'approccio basato sul detrend è stata utilizzata una distribuzione normale, data la presenza di residui negativi generati dall'operazione di detrending.

Il valore caratteristico è stato determinato come valore medio con livello di confidenza del 95%, seguendo l'approccio con coefficiente di variazione ignoto (V_Y per la distribuzione log-normale e V_X per la normale), applicando l'equazione (1) per il caso log-normale e l'equazione (2) per il caso normale, con il termine k_n definito in funzione della distribuzione t di Student e della numerosità del campione (n) secondo l'equazione (3):

$$X_k = e^{Y_{mean}(1 \pm k_n V_Y)} \quad (1)$$

$$X_k = X_{mean}(1 \pm k_n V_X) \quad (2)$$

$$k_n = t_{95, n-1} \sqrt{1/n} \quad (3)$$

Nell'approccio con detrend, al punto 4 dell'elenco sopra riportato, il valore caratteristico è determinato a partire dai residui dalla retta di regressione. In primo luogo, per lo strato di limo-argilloso compreso tra 1,5 m e 4,3 m dal piano campagna, è stato assunto un valore costante di c_u . Per lo strato oltre i 4,3 m, è stata determinata la retta dei minimi quadrati che descrive l'andamento lineare crescente di c_u , e su questa è stato applicato il detrend. I residui così ottenuti per ciascuna CPT sono stati utilizzati per calcolare una deviazione standard per prova, successivamente combinate tramite una *pooled standard deviation*. Il valore caratteristico è infine ottenuto sottraendo il termine correttivo, calcolato mediante la formula (2), assumendo un adeguato k_n in funzione della numerosità del campione considerata, al valore definito dalla retta di regressione alla profondità considerata.

3. RISULTATI

I risultati del calcolo del valore caratteristico sono stati confrontati con il valore medio pesato sul numero di letture e, per l'approccio basato sul detrending, con la retta dei minimi quadrati. In Figura 1 sono riportati i risultati in forma grafica. In Figura 1a sono mostrati i valori di c_u ottenuti dalle prove CPT, riproposti anche nelle Figure 1b e 1c per un confronto diretto tra gli approcci. In Figura 1b sono illustrati i risultati ottenuti mediante suddivisione del terreno in sottostrati (approcci 1 e 2), che evidenziano come la numerosità del campione influenzi il valore caratteristico: una numerosità elevata (approccio 1), che include tutte le letture della CPT, produce valori prossimi al medio; una numerosità ridotta (approccio 2), pari al numero di CPT, ne aumenta lo scostamento. In Figura 1c sono riportati i risultati ottenuti sfruttando il detrending (approccio 4). Anche in questo caso, una numerosità elevata comporta un avvicinamento al valore medio, mentre una ridotta determina un marcato allontanamento. Dal confronto tra le Figure 1b e 1c si osserva che, per $n = 3$, il valore caratteristico ottenuto usufruendo del detrending risulta più conservativo rispetto a quello derivante dalla suddivisione in sottostrati, evidenziando come, oltre alla numerosità, anche la scelta di uno o dell'altro approccio influenzi il risultato.

Nelle Figure 1b e 1c sono inoltre riportati, in giallo, i valori caratteristici calcolato con risoluzione centimetrica (approccio 3) e, in giallo scuro, una linea di tendenza nominale. Tale approccio risulta il più conservativo, e si avvicina molto al valore ottenuto con detrending e numerosità pari al numero di CPT (linea verde).

4. CONCLUSIONI

La normativa europea propone due distinti approcci per la determinazione dei valori rappresentativi: l'approccio nominale, fortemente influenzato dalla soggettività del progettista, e l'approccio caratteristico, più quantitativo, ripetibile e fondato su determinazioni statistiche.

La CPT, per la sua peculiarità di fornire misurazioni pseudo-continue con un elevato numero di letture, può indurre il progettista a interpretazioni differenti nell'applicazione della norma. Considerare una numerosità del campione pari al numero di letture eseguite porta il valore caratteristico ad avvicinarsi al valore medio. Ciò può essere sfruttato dal progettista che, per conformarsi alla norma, può eseguire un numero minimo di CPT, anche una sola se concesso, ottenendo sostanzialmente il valore medio pur rimanendo pienamente entro quanto prescritto. La scelta di una numerosità pari al numero di CPT, quando queste ultime siano in numero ridotto, come spesso accade per i consueti vincoli economici e temporali, può invece rivelarsi eccessivamente conservativa, con il rischio di sovradimensionamenti derivanti dalla sottostima delle proprietà del terreno.

Di fronte a interpretazioni così diverse e ai corrispondenti valori caratteristici che ne derivano, risulta comprensibile la tendenza del progettista a adottare un valore nominale in luogo di uno caratteristico. Sarebbe auspicabile sviluppare approcci che integrino le due filosofie, orientandosi verso una logica più bayesiana ma di agevole applicazione pratica, in modo che l'analisi quantitativa richiesta per il calcolo del valore caratteristico possa conciliarsi con la conoscenza e l'esperienza del progettista. L'obiettivo sarebbe massimizzare i benefici di entrambi gli approcci, garantendo al contempo un equilibrio ottimale tra affidabilità del risultato e onere applicativo.

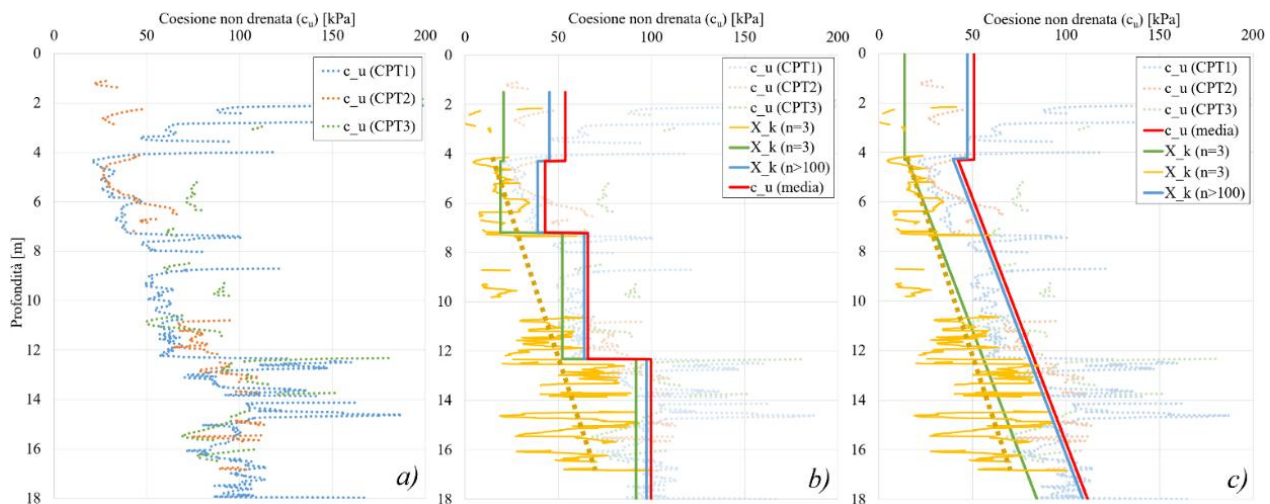


Figura 22. a) valori di c_u dalle CPT; b) valori caratteristici per sottostrati; c) valori caratteristici via detrending.

5. BIBLIOGRAFIA

- European Committee for Standardization (2023). *EN 1990:2023 Eurocode - Basis of structural design*. CEN, Brussels.
- European Committee for Standardization (2023). *EN 1997-1:2023 Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 1: General rules*. CEN, Brussels.
- European Committee for Standardization (2023). *EN 1997-3:2023 Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 3: Geotechnical structures*. CEN, Brussels.
- Schneider H.R. (1997). Definition and determination of characteristic soil properties. *Proc. 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Germany.
- Bond A.J. (2011). A procedure for determining the characteristic value of a geotechnical parameter. *Proc. 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk*, Munich, Germany: 419-426.
- Orr T.L.L. (2017). Defining and selecting characteristic values of geotechnical parameters for designs to Eurocode 7. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 11 (1): 103-115.
- Orr T., Sorgatz J., Estaire J., Prästings A., D'Ignazio M., Andries J., Ene A., Polo Lopez C.S. (2025). Determination of representative values from derived values for verification with limit states with EN 1997. *Publications Office of the European Union*, Luxembourg: 129-139.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DA RILEVATO IN TERMINI DI DEFORMABILITA'

Mariateresa Chiapperino (mariateresa.chiapperino@tecneautostrade.it)
Tecne Gruppo Autostrade per l'Italia S.p.A.

Piero Bongio (piero.bongio@tecneautostrade.it)
Tecne Gruppo Autostrade per l'Italia S.p.A.

ABSTRACT. Per i terreni costituenti i rilevati stradali, il presente lavoro si prefigge l'obiettivo di fornire i valori da attribuire al parametro modulo di Young operativo E_{op} , utilizzato per caratterizzarne la deformabilità, da adottare nelle verifiche e nei dimensionamenti degli interventi e delle opere che interagiscono con i rilevati stessi. La stima dei valori da attribuire al parametro geotecnico E_{op} è avvenuta attraverso una serie di analisi numeriche retrospettive in grado di riprodurre la procedura operativa per la stima del modulo di piastra M_d (Norma UNI 11531-1). Sono state analizzate le risultanze di circa 10,000 prove su piastra eseguite su terreni granulari con distribuzione granulometrica in linea con le prescrizioni del Capitolato di Autostrade per l'Italia o su terreni coesivi stabilizzati a calce. Il modulo operativo E_{op} è stato stimato anche come una opportuna frazione del modulo di Young a piccole deformazioni E_0 , calcolato a partire dalla velocità di propagazione delle onde di taglio V_s ricavate dalle indagini geofisiche disponibili.

1. INTRODUZIONE

Nella realizzazione dei rilevati stradali/autostradali, è opportuno garantire un'adeguata compattazione del terreno al fine di ottenere un'adeguata prestazionalità dell'opera in terra in termini di contenimento delle deformazioni. Il parametro che fornisce una stima della portanza dei rilevati è il modulo di piastra M_d , il quale viene misurato sperimentalmente attraverso la prova di carico su piastra circolare. Il Capitolato Speciale d'Appalto definisce i valori minimi di M_d da garantire, al fine di stabilire i criteri di accettazione per la messa in opera degli strati che costituiscono il rilevato.

Nel mondo della professione ingegneristica, uno dei parametri di più difficile stima, nell'ambito della caratterizzazione geotecnica dei terreni costituenti i rilevati stradali, è il modulo di elasticità (o modulo di Young) operativo E_{op} . Analizzando le risultanze di circa 10,000 prove su piastra e 200 definizioni di velocità di propagazione V_s , il presente lavoro si prefigge l'obiettivo di fornire all'ingegnere geotecnico un set di valori per il parametro geotecnico "modulo di Young operativo" E_{op} da utilizzare nei dimensionamenti degli interventi e delle opere che interagiscono con i rilevati stradali.

2. MODULO DI YOUNG OPERATIVO STIMATO DA PROVE SU PIASTRA

La prova è eseguita per gradini di carico successivi mediante una piastra circolare avente diametro pari a 0.30 m e consente di determinare direttamente il modulo di deformazione M_d . Secondo il Capitolato Speciale d'Appalto di Autostrade per l'Italia al primo ciclo di carico i valori del modulo dinamico M_d devono risultare non inferiori a: 60 MPa nell'intervallo compreso tra $1.5 \div 2.5$ daN/cm² sul piano di posa della sovrastruttura in rilevato, 20 MPa nell'intervallo compreso tra $0.5 \div 1.5$ daN/cm² sul piano di posa del rilevato (piano di scotico) quando posto a 1.00 m da quello della sovrastruttura; 15 MPa nell'intervallo compreso tra $0.5 \div 1.5$ daN/cm² sul piano di posa del rilevato (piano di scotico) quando posto a 2.00 m da quello della sovrastruttura. Sul corpo del rilevato la variazione del modulo M_d deve risultare lineare al variare della quota. La prova su piastra deve essere eseguita su ogni strato di rilevato messo in opera e con una frequenza minima prescritta da Norma a seconda del volume di materiale messo in opera. Per il piano di posa dei rilevati stradali/autostradali (piano di scotico) è necessario eseguire la prova ogni 1500 m² di superficie, per il corpo del rilevato ogni 1000 m³ di terreno steso, infine per l'ultimo strato di spessore pari a 30 cm ogni 800 m³ di materiale posto in opera. La frequenza delle prove sopra specificate è come minima e generalmente viene infittita in ragione della discontinuità granulometrica dei materiali portati a rilevato, della disomogeneità nelle procedure di compattazione e delle differenti condizioni meteorologiche.

Analiticamente il modulo di deformazione M_d è calcolato mediante la seguente formulazione:

$$M_d = \frac{\Delta P}{\Delta s} \cdot D \quad (1)$$

dove ΔP è l'incremento di pressione trasmessa alla piastra circolare, Δs è il corrispondente incremento di cedimento della superficie caricata e D è il diametro della piastra corrispondente a 0.30 m. Si sono presi in considerazione circa 10 mila esiti di prove di carico su piastra eseguite sui rilevati realizzati nell'ambito delle principali iniziative realizzate da Autostrade per l'Italia negli ultimi 20 anni, avendo cura di escludere le prove oggetto di non conformità per mancato rispetto dei criteri di accettazione riportati nel Capitolato, in quanto gli strati di rilevato "non conformi" sono soggetti a rimozione e successiva rimessa in opera. I moduli di piastra, rappresentati in funzione dell'altezza relativa z/H_{ril} (con z altezza del punto di prova rispetto al piano di scotico e H_{ril} uguale all'altezza del rilevato), sono riportati in Figura 1, la quale restituisce 3 leggi di variazione di M_d in funzione di z/H_{ril} : in rosso il criterio di accettazione del Capitolato $M_{dCAP}=f(z/H_{ril})$, in azzurro la legge $M_{d50\%}=f(z/H_{ril})$ tale per cui il 50% dei punti campionari ha moduli di piastra M_d inferiori e in verde la legge $M_{d95\%}=f(z/H_{ril})$ tale per cui il 95% dei punti campionari ha moduli di piastra M_d inferiori.

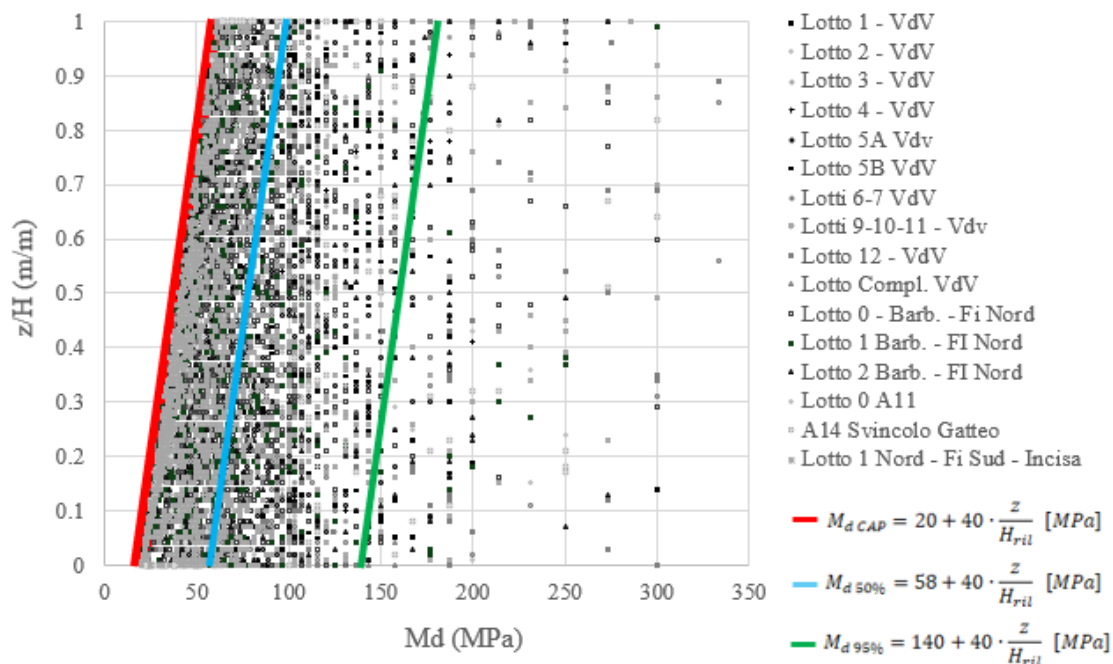


Figura 1. Prove di carico su piastra. Modulo di piastra M_d in funzione della quota di esecuzione della prova, normalizzata rispetto all'altezza del rilevato (z/H_{ril}). Leggi di variazione $M_d=f(z/H_{ril})$

Al fine di definire la legge di variazione del modulo di elasticità del terreno da rilevato a partire dai valori del modulo di piastra M_d , è stato implementato un modello di calcolo agli elementi finiti con il codice Plaxis 3D in grado di simulare gli step operativi della prova di carico su piastra. Il terreno è stato modellato attraverso una legge costitutiva di tipo elastico lineare, mentre per la piastra è stato utilizzato un elemento strutturale bidimensionale, anch'esso con comportamento elastico lineare. Le analisi sono state eseguite su 5 modelli caratterizzati da diverse altezze di rilevato ($H_{ril}=2;3;4;5;6$ m). Il corpo del rilevato è stato suddiviso in strati di spessore 1 metro (tranne l'ultimo di spessore 0.7 m per raggiungere la quota di stesa dell'ultimo strato di 0.30 m di rilevato) ai quali è stato assegnato un valore del modulo di Young operativo costante. Per ogni altezza di rilevato H_{ril} analizzata, scelta una delle 3 leggi $M_d=f(z/H_{ril})$ indicate in Figura 1, è stato definito il valore di M_d in corrispondenza della quota di estradosso di ogni strato in cui è stato suddiviso il rilevato. Al singolo strato è stato assegnato un valore E_{op} di tentativo e, in corrispondenza di detta quota, è stata simulata la prova di carico applicando alla piastra, in due distinti step di calcolo, i due carichi P_1 (0.5 daN/cm^2) e P_2 (1.5 daN/cm^2), misurando i relativi cedimenti della piastra s_1 e s_2 . Noti $\Delta P=P_2-P_1$ e $\Delta s=s_2-s_1$, conoscendo il diametro della piastra ($D=0.30$ m), è possibile definire il modulo di piastra M_d applicando la formula (1). Iterativamente è stato modificato il valore di E_{op} dello strato sintantoché il valore di M_d calcolato coincidesse con il valore di M_d definito con la legge di variazione scelta.

In Figura 2 si riporta un esempio di simulazione della prova di carico su piastra eseguita con il software ad elementi finiti, in corrispondenza di un'altezza relativa $z/H_{ril}=0.75$ del modello predisposto per un rilevato di altezza

$H_{ril}=4.0$ m, ricercando il valore di $M_d=50$ MPa dedotto dalla legge di variazione $M_{dCAP}=f(z/H_{ril})$ che fornisce i valori minimi del modulo di piastra M_d previsti dal Capitolato per l'accettazione della stesa degli strati costituenti il rilevato. La procedura è stata ripetuta partendo dal piano di scotico sino a quota di base dell'ultimo strato di rilevato ($H_{ril}-0.30$ m), per le tre leggi $M_d=f(z/H_{ril})$, ottenendo tre rette $E_{op}=f(z/H_{ril})$, riportate in Figura 3.

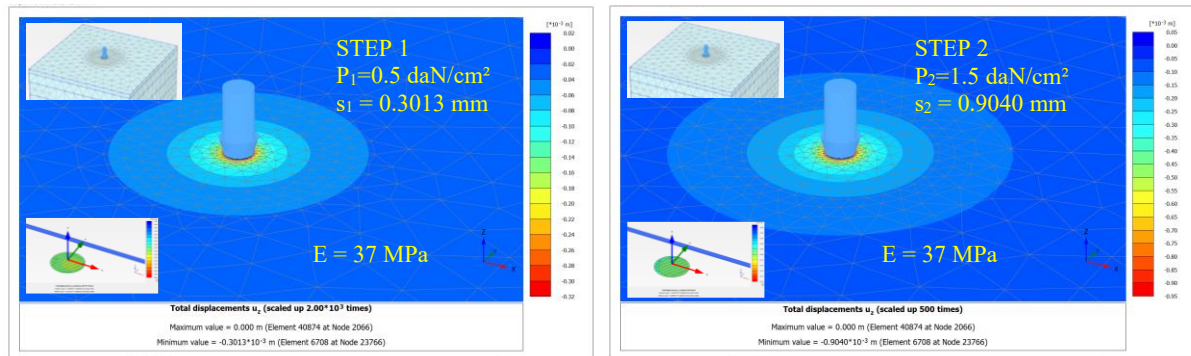


Figura 2. Simulazione della prova su piastra con Plaxis

3 MODULO DI YOUNG OPERATIVO STIMATO DA INDAGINI GEOFISICHE SISMICHE

Il modulo di Young del terreno da rilevato E_{op} può essere ricavato come frazione del modulo di Young a piccole deformazioni E_0 calcolato a partire dal valore della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s rilevate in prove geofisiche di tipo diretto (Cross-hole) e indiretto (MASW) disponibili su rilevati (circa 200 prove).

In dettaglio, E_{op} può essere ricavata dalla seguente formulazione :

$$E_0 = G_0 \cdot (1 + 2 \cdot \nu) \quad \text{dove} \quad G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad \text{in cui} \quad \rho = \frac{\gamma}{g} \quad \rightarrow \quad E_{op} = \frac{E_0}{\alpha} \quad (2)$$

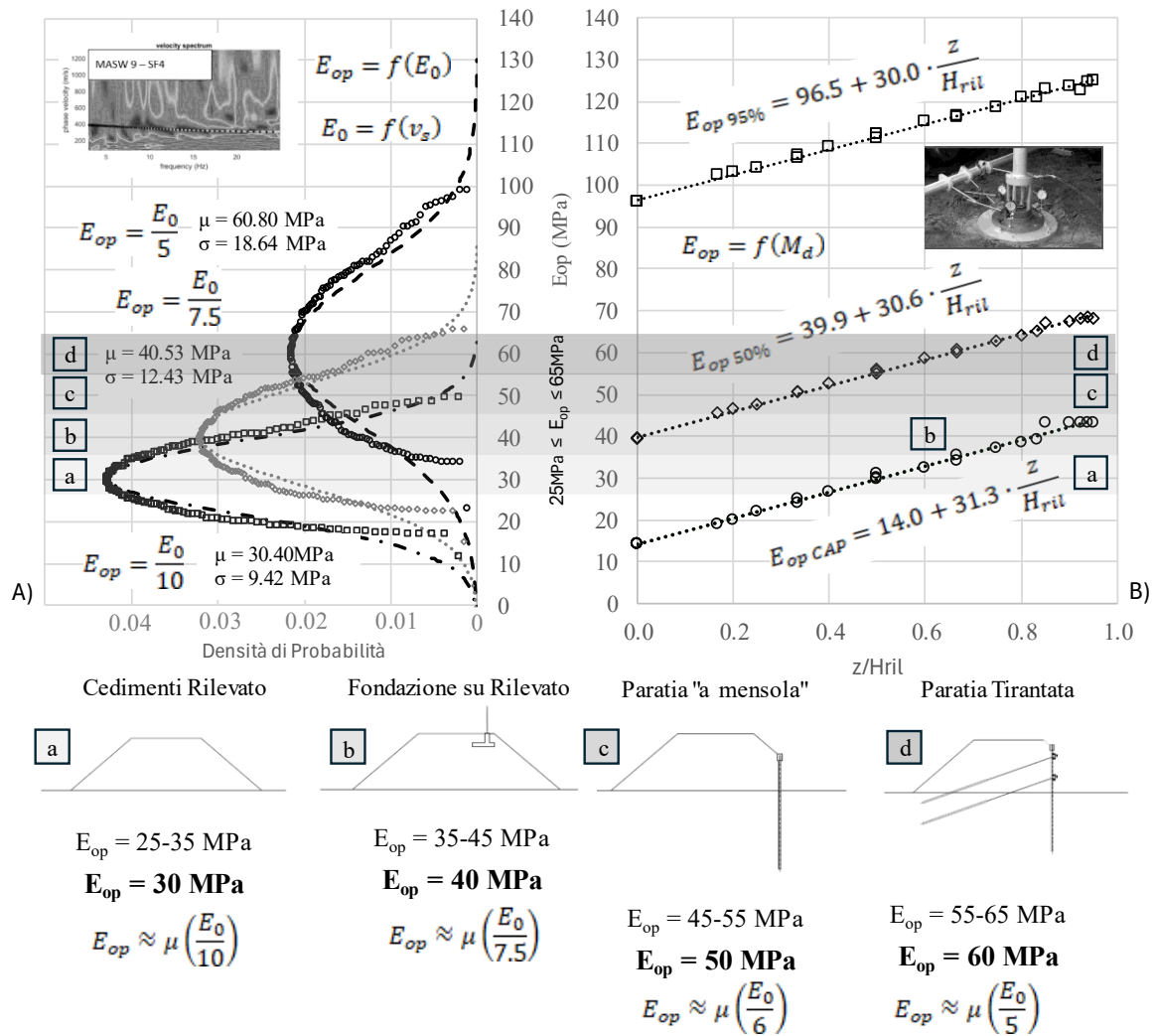
dove G_0 è il modulo di taglio a piccole deformazioni, ν è il coefficiente di Poisson assunto pari a 0.2, ρ è la densità del terreno data dal rapporto tra il peso per unità di volume γ e l'accelerazione di gravità g . Il modulo di elasticità operativo E_{op} è stimato frazione α di E_0 , con α variabile da (5 ÷ 10).

4 MODULO DI YOUNG OPERATIVO NELLA PROGETTAZIONE GEOTECNICA

Nel grafico di Figura 3A) si riporta la distribuzione gaussiana dei valori campionari dei moduli di Young operativi calcolati rispettivamente come 1/10 , 1/7.5 e 1/5 del modulo a piccole deformazioni, definito a partire dalle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s (prove geofisiche). I coefficienti di riduzione adottati per la definizione dei moduli operativi E_{op} consentono di tener conto della degradazione della rigidità del terreno al crescere del livello deformativo rispetto al comportamento elastico a piccole deformazioni. I valori assunti sono coerenti con i criteri comunemente impiegati nella modellazione geotecnica in condizioni di esercizio e risultano rappresentativi dei livelli deformativi attesi per la tipologia di opere considerate.

Nel grafico di Figura 3B) si riportano le 3 leggi di variazione $E_{op}=f(z/H_{ril})$ ricavate con l'ausilio del codice FEM, simulando le prove di carico di piastra. Si può notare che i valori di E_{op} ricadenti tra le leggi E_{opCAP} e $E_{op50\%}$, vale a dire rispettivamente tra la legge definita in funzione dei valori minimi di M_d per accettazione da Capitolato e la legge che costituisce una sorta di media tra i valori ottenuti interpretando le prova di piastra, sono ricompresi tra le medie dei valori campionari delle leggi gaussiane delle variabili statistiche $E_{op} = E_0/10$ ($\mu \approx 30$ MPa) e $E_{op} = E_0/5$ ($\mu \approx 60$ MPa). Con riferimento alle considerazioni sopra formulate, si propongono i seguenti valori da attribuire al parametro di Young operativo dei terreni costituenti i rilevati stradali stessi (Figura 3):

- Analisi cedimenti di rilevati: $E_{op} = 30$ MPa ($\mu \left(\frac{E_0}{10} \right)$ e pari a circa E_{opCAP} per $z/H_{ril}=0.5$)
- Fondazioni dirette su rilevati: $E_{op} = 40$ MPa ($\mu \left(\frac{E_0}{7.5} \right)$)
- Paratie a mensola $E_{op} = 50$ MPa
- Paratie tirantate $E_{op} = 60$ MPa ($\mu \left(\frac{E_0}{5} \right)$ e pari a circa $E_{op50\%}$ per $z/H_{ril}=0.5$)



Nota: μ e σ rappresentano rispettivamente la media e lo scarto quadratico medio della variabile $\frac{E_0}{\alpha}$

Figura 3. Terreni da Rilevato. Valori da attribuire al Modulo di Young operativo E_{op} da utilizzare nelle verifiche di opere ed interventi intergenti con rilevati stradali

5. CONCLUSIONI

Il presente lavoro fornisce un set di valori da assegnare al parametro geotecnico “modulo di elasticità operativo” E_{op} ai terreni costituenti i rilevati, da utilizzare nelle verifiche e nei dimensionamenti degli interventi e delle opere intergenti con i rilevati stessi. I valori di E_{op} sono diversi per tenere in debita considerazione i tipici livelli deformativi delle opere e degli interventi stradali stessi. La parametrizzazione proposta è stata ottenuta elaborando le risultanze di un numero significativo di prove di carico su piastra e di indagini geofisiche eseguite sulle più importanti iniziative infrastrutturali di ASPI negli ultimi 20 anni.

6. BIBLIOGRAFIA

SPEA - TECNE (2004-2026). Esiti di prove di carico su piastra eseguite in corrispondenza di rilevati nelle principali iniziative di potenziamento della rete infrastrutturale gestita da Autostrade per l'Italia.
 UNI 11531-1 (2024). *Costruzioni e manutenzione delle opere civili delle infrastrutture - Criteri per l'impiego dei materiali.*
 Mair R.J. (1993). Unwin memorial lecture 1992: developments in geotechnical engineering research:

SIMULAZIONE NUMERICA DELLA PROVA CPT IN TERRENI PARZIALMENTE SATURI

Lluís Monforte (lmonforte@cimne.upc.edu)
Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria

ABSTRACT. Le prove di penetrazione statica (CPTu) sono spesso eseguite in terreni non completamente saturi. I risultati delle prove sono fortemente influenzati dalla saturazione parziale, ma i meccanismi che governano tali variazioni e la loro relazione con il comportamento dei terreni non saturi non sono ancora pienamente compresi. Una difficoltà rilevante riguarda le condizioni di flusso dell'acqua attorno al cono, che dipendono sia dalla permeabilità intrinseca del terreno sia dal suo stato di saturazione. In questo lavoro si impiegano simulazioni numeriche per analizzare l'influenza della saturazione parziale sulla risposta CPTu. La penetrazione del cono è simulata mediante il Particle Finite Element Method (PFEM), assumendo per il terreno un modello elasto-plastico a stato critico e deformazioni finite, esteso alle condizioni di saturazione parziale. I parametri del modello sono scelti per rappresentare terreni sciolti a bassa plasticità. Uno studio parametrico analizza l'effetto della suzione sulla risposta del cono assumendo una bassa permeabilità, risultando in condizioni di volume d'acqua costante. I risultati numerici mostrano che, in terreni parzialmente saturati, il cono può indurre la risaturazione del terreno in prossimità della punta.

1. INTRODUZIONE

La prova di penetrazione statica (CPT) rappresenta uno dei metodi di indagine in situ più importanti per la caratterizzazione dei siti in ingegneria geotecnica, grazie alla sua capacità di fornire dati continui, ripetibili e affidabili. Nel corso degli anni sono state proposte numerose tecniche di interpretazione, che consentono di stimare praticamente qualsiasi parametro del terreno a partire da questa prova. Tuttavia, tali procedure di interpretazione sono state sviluppate prevalentemente per terreni saturi; di conseguenza, le indicazioni per l'interpretazione dei risultati in terreni parzialmente saturi rimangono limitate.

Rispetto al caso saturo, la risposta costitutiva dei terreni non saturi è significativamente più complessa. La suzione comporta un aumento della pressione di preconsolidazione e della resistenza a trazione; deformazioni volumetriche possono svilupparsi durante carichi a contenuto d'acqua costante; il materiale può manifestare fenomeni di rigonfiamento o collasso durante l'imbibizione; la permeabilità dipende fortemente dal grado di saturazione; inoltre, il comportamento meccanico e quello idraulico risultano fortemente accoppiati.

Nei terreni saturi, il modello costitutivo può essere formulato in termini di tensione efficace e lo stato del terreno, in condizioni di carico monotono, può essere descritto mediante tensione e indice dei vuoti. Nei terreni non saturi, invece, sono generalmente necessarie due variabili di tensione indipendenti per formulare il modello costitutivo (Gens et al. 2006); inoltre, a parità di condizioni di carico, è richiesta almeno un'ulteriore variabile di stato (suzione, contenuto d'acqua o grado di saturazione).

Questa maggiore complessità si riflette anche nella risposta del cono. Nei terreni completamente saturi, la resistenza alla punta è principalmente governata dal livello di tensione efficace e dall'indice dei vuoti (Jamiolkowski et al. 2003). Nei terreni parzialmente saturi, tuttavia, è necessaria un'ulteriore variabile per descrivere la risposta del cono. Prove CPTu ripetute nello stesso sito in diversi periodi dell'anno hanno evidenziato una chiara dipendenza stagionale della risposta misurata: durante la stagione umida, sia la resistenza alla punta sia l'attrito laterale tendono a essere significativamente più bassi, mentre durante la stagione secca tali valori possono aumentare fino a circa sei volte (si veda, ad esempio, Jommi et al. 2024).

Il presente lavoro, basato in parte su risultati già presentati in Monforte et al. (2026a,b), studia l'influenza della saturazione parziale sulle prove di penetrazione statica mediante modellazione numerica. Le simulazioni condotte forniscono indicazioni sul comportamento della resistenza alla punta e della resistenza laterale in un terreno sciolto e argilloso.

2. METODOLOGIA NUMERICA

Le simulazioni numeriche della prova di penetrazione statica in terreni non saturi sono state eseguite mediante il Geotechnical Particle Finite Element Method (GPFEM) (Carbonell et al. 2022), sviluppato specificamente per simulare l'inserimento di strutture in masse di terreno. In tale approccio, la soluzione numerica è ottenuta mediante il metodo degli elementi finiti, adottando una formulazione lagrangiana e utilizzando elementi triangolari lineari a basso ordine. Questo tipo di elemento facilita il continuo rimeshing della discretizzazione agli elementi finiti. Inoltre, vengono impiegate tecniche di raffinamento adattativo della mesh, mediante le quali nuovi nodi ed elementi sono introdotti all'interno delle zone plastiche attive al fine di migliorare la risoluzione e l'accuratezza della soluzione numerica.

Il problema è governato dalle equazioni idromeccaniche accoppiate che descrivono il comportamento dei mezzi porosi parzialmente saturi. Nel modello sono assunte le seguenti semplificazioni (Monforte et al 2026a): (i) gli effetti dinamici sono trascurati (condizioni quasi statiche); (ii) la fase gassosa rimane alla pressione atmosferica (ipotesi equivalente ad assumere una permeabilità infinita del gas); (iii) non vi è trasferimento di massa tra le fasi; (iv) la comprimibilità del solido e dell'acqua è considerata trascurabile.

La risposta costitutiva del terreno è formulata in termini di due variabili di tensione indipendenti (Gens et al. 2006): la tensione di Bishop e la suzione. Il modello di riferimento per il materiale saturato è il CASM, un modello costitutivo a stato critico dipendente dal parametro di stato (Yu 1998). Il modello è esteso alle condizioni di saturazione parziale utilizzando la Loading Collapse curve del Barcelona Basic model (Alonso et al. 1990). La linea di compressione isotropa e la linea di stato critico nel piano di compressione ($e - \ln p^*$) sono rette parallele. Entrambe si spostano verso posizioni più elevate e presentano una pendenza minore all'aumentare della suzione.

Il modello idraulico è disaccoppiato dalla risposta meccanica, mentre la curva di ritenzione idrica è descritta mediante il modello di van Genuchten. La permeabilità dipende esplicitamente dal grado di saturazione, diminuendo al ridursi di quest'ultimo.

Nelle simulazioni presentate di seguito, un cono standard viene inserito nel terreno con una velocità di 2 cm/s. Il dominio di calcolo è sufficientemente ampio da garantire che gli effetti di bordo non influenzino i risultati. Nel modello sono applicate condizioni al contorno standard. In tutti i casi, lo stato tensionale in situ è caratterizzato da una tensione verticale netta di 100 kPa e da una tensione orizzontale netta di 50 kPa.

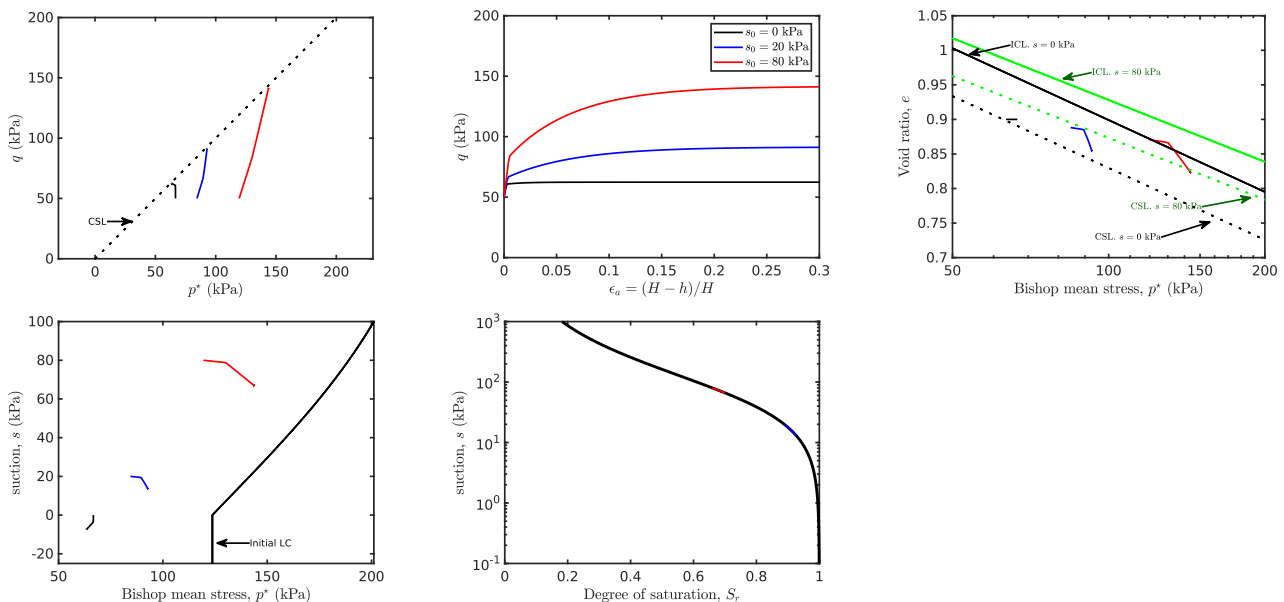


Figura 1. Caratterizzazione del materiale in prove di compressione triassiale a contenuto d'acqua costante.

3. CARATTERIZZAZIONE DEL MATERIALE

I risultati delle simulazioni presentate di seguito sono ottenuti utilizzando un insieme di parametri costitutivi rappresentativi di un terreno sciolto, a grana fine e a bassa plasticità. La pendenza della linea dello stato critico è $M = 0.98$ (condizioni di compressione triassiale). Altri parametri della superficie di snervamento del modello CASM sono scelti in modo tale che la superficie di snervamento abbia una forma simile a quella del modello

Modified Cam Clay. Anche il comportamento elastico è analogo a quello del modello Modified Cam Clay, con parametri $\kappa = 0.05$ e $\nu = 0.25$. Nel piano di compressione, la linea di stato critico saturata presenta una pendenza $\lambda = 0.15$ e un indice dei vuoti $e_0 = 1.0$ a una tensione efficace media di 50 kPa. La curva di ritenzione di van Genuchten è definita assumendo parametri tipici di un limo argilloso. Si assume inoltre una permeabilità pari a $k = 10^{-9}$ m/s; di conseguenza, nelle simulazioni CPTu il terreno si comporta in condizioni di contenuto d'acqua costante.

La risposta del materiale nel caso di contenuto d'acqua costante è illustrata in Figura 2 mediante la simulazione di prove di compressione triassiale a diversi valori di suzione iniziale. In tutti i casi, il materiale è inizialmente soggetto a una tensione netta verticale di $\sigma_v^{net} = 100$ kPa e a una tensione netta orizzontale di $\sigma_h^{net} = 50$ kPa. Gli stati iniziali delle simulazioni sono stati definiti essiccando un terreno saturo debolmente sovraconsolidato, con indice dei vuoti $e = 0.9$, fino al valore di suzione desiderato. L'essiccamento avviene in regime elastico, per cui tutti gli stati tensionali si collocano sulla stessa linea di rigonfiamento. Tali stati tensionali coincidono con quelli impiegati nelle simulazioni delle prove CPTu.

Come previsto, all'aumentare della suzione si osserva un incremento della resistenza al taglio (Figura 1). La risposta illustrata negli altri tre piani dipende dal contenuto d'acqua iniziale. In condizioni di contenuto d'acqua costante, il prodotto $e S_r$ rimane costante. Nel caso di materiale inizialmente saturo, la risposta costitutiva corrisponde a quella di una prova triassiale non drenata su un materiale debolmente sovraconsolidato. Negli altri casi risultano possibili deformazioni volumetriche compressive, poiché l'aria viene espulsa, con conseguente diminuzione dell'indice dei vuoti e aumento del grado di saturazione, mentre la suzione diminuisce. Ciò si traduce in un percorso tensionale nel piano tensione media di Bishop – tensione deviatorica che, al diminuire della saturazione iniziale, tende progressivamente ad avvicinarsi al percorso tensionale totale imposto. Nel piano di compressione, tutte le simulazioni tendono verso lo stato critico, che tuttavia si colloca su diverse linee corrispondenti alla suzione presente al termine della prova.

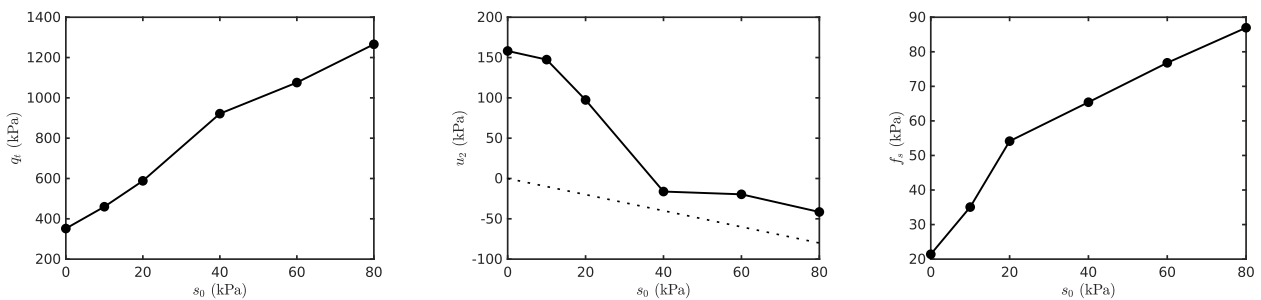


Figura 2. Resistenza alla punta (sinistra), pressione interstiziale u_2 (centro) e resistenza laterale (destra) in funzione della pressione interstiziale in situ

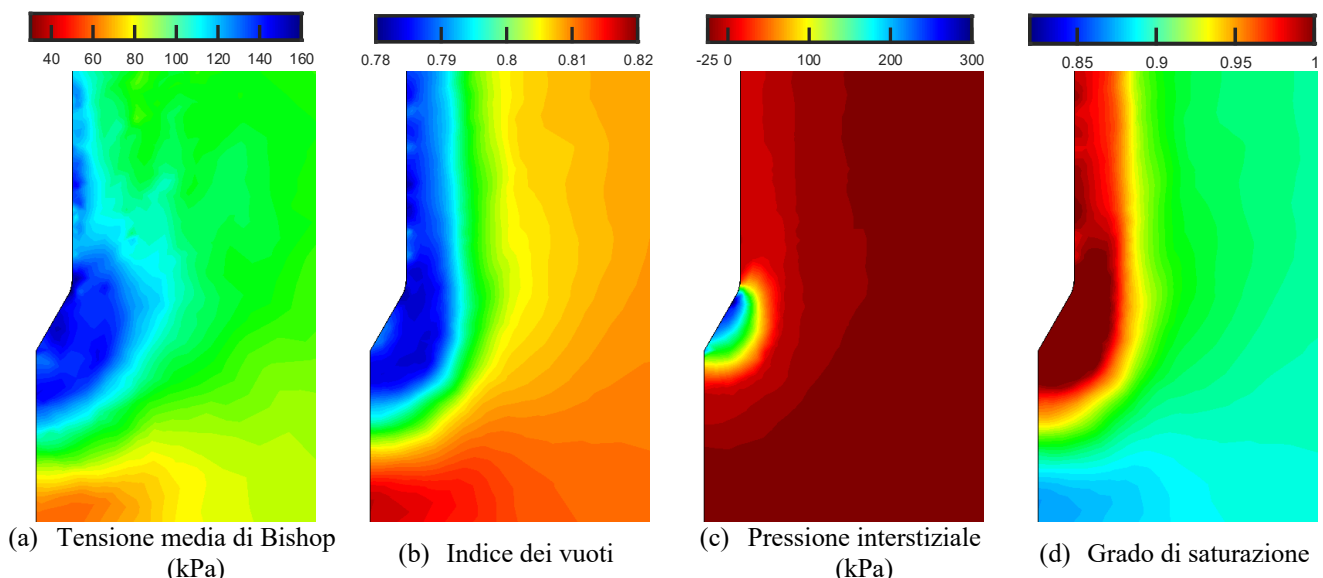


Figura 3. Stato del terreno intorno al cono. Suzione iniziale $s_0 = 20$ kPa.

4. RISULTATI NUMERICI DELLE SIMULAZIONI DELLA PROVA CPT_u

La Figura 3 riporta alcuni dei risultati delle simulazioni: la resistenza alla punta del cono, q_t , la pressione interstiziale nella posizione, u_2 , e la resistenza laterale, f_s , in funzione della suzione iniziale. In condizioni di contenuto d'acqua costante, lo stato inizialmente saturo produce le pressioni interstiziali più elevate (Figura 3). Anche quando il terreno è inizialmente non saturo, la penetrazione del CPT induce la risaturazione del terreno in prossimità della punta del cono; in effetti, vengono calcolate pressioni interstiziali positive per valori di suzione iniziale pari o inferiori a 20 kPa. In tutti i casi, la pressione interstiziale u_2 registrata risulta maggiore della pressione interstiziale iniziale. Sia la resistenza alla punta sia la resistenza laterale aumentano di circa un fattore quattro quando la suzione iniziale cresce da 0 kPa a 80 kPa.

In Figura 3 sono presentati i diagrammi a contorni dello stato del terreno indotto dalla penetrazione del cono per una suzione in situ di 20 kPa. Il cono provoca una riduzione dell'indice dei vuoti intorno alla punta, accompagnata da un aumento della tensione media di Bishop e del grado di saturazione, con conseguente risaturazione del terreno immediatamente davanti alla punta. In questa zona si sviluppano alte pressioni interstiziali positive. Lungo l'asta, il terreno tende a scaricarsi, con un leggero aumento dell'indice dei vuoti e una nuova desaturazione del materiale. Pertanto, il terreno sotto la punta del cono si trova in stato critico e completamente saturo. All'aumentare della suzione iniziale, l'indice dei vuoti al quale il terreno raggiunge la linea di stato critico saturata diminuisce; di conseguenza, sia la tensione media di Bishop sia la tensione deviatorica corrispondenti allo stato critico risultano più elevate, determinando un aumento della resistenza alla punta del cono rispetto al caso inizialmente saturo.

5. CONCLUSIONI

Il presente lavoro ha studiato l'effetto della saturazione parziale durante la prova di penetrazione statica mediante modellazione numerica. Le simulazioni hanno evidenziato come la suzione in situ influenzi la risposta del cono in un terreno sciolto e argilloso, mostrando che sia la resistenza alla punta sia la resistenza laterale aumentano con la suzione. Nonostante questi risultati, rimane ancora molto lavoro sperimentale e numerico necessario per una interpretazione coerente delle prove CPT_u in terreni non saturi. Si auspica che i metodi e gli strumenti presentati possano costituire un contributo utile in questa direzione.

6. RINGRAZIAMENTI

L'autore desidera ringraziare innanzitutto il Prof. M. Arroyo e il Prof. A. Gens per il loro continuo supporto e la guida scientifica. Desidera inoltre esprimere la propria gratitudine a Nicolò Tognon per il prezioso aiuto nell'uso della terminologia scientifica italiana.

7. BIBLIOGRAFIA

- Alonso, E.E., Gens, A., Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3),405-430.
- Carbonell, J.M., Monforte, L., Ciantia, M.O., Arroyo, M., Gens, A. (2022). Geotechnical particle finite element method for modelling of soil-structure interaction under large deformation conditions. *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*, 14, 967-983.
- Gens, A., Sánchez, M., and Sheng, D. (2006). On constitutive modelling of unsaturated soils. *Acta Geotech.* 1(3), 137-147.
- Jamiolkowski, M., LoPresti, D.C.F., Manassero, M. (2003) Evaluation of relative density and shear strength of sand from CPT and DMT. In *Soil behavior and soft ground construction*, 201-238
- Jommi, C., Muraro, S., Chao, C.-Y. (2024) Interpreting repeated CPT in unsaturated soils. In *Proc 7th International conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*. <https://doi.org/10.23967/isc.2024.129>
- Monforte, L., Arroyo, M., and Gens, A. 2026a. Numerical simulation of cone penetration tests in loose unsaturated soils. *Comput. Geotech.* 192:107874
- Monforte, L., Arroyo, M., and Gens, A. 2026b. Cone penetration testing in partially saturated clayey soils: a numerical approach. *Proceedings of the 21st ICSMGE*.
- Yu, H.S., (1998) CASM: A unified state parameter model for clay and sand. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 22(8): 621-653

DETERMINAZIONE SPERIMENTALE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO ALL'INTERFACCIA NELL'AMBITO DELLA PROGETTAZIONE DI SISTEMI DI COPERTURA DI DISCARICHE

Mauro Trapanotto (mauro.trapanotto@wsp.com)
WSP Italia s.r.l.

Carmine Terrioti (carmine.terrioti@wsp.com)
WSP Italia s.r.l.

ABSTRACT. Nella progettazione delle coperture di discariche rivestono una particolare importanza le verifiche di stabilità dei pacchetti multistrato, in genere costituiti da geosintetici e strati minerali. In molti casi il dimensionamento di tali sistemi è da effettuare su scarpate che presentano altezze e pendenze impegnative in relazione alle caratteristiche di resistenza delle interfacce tra gli strati che compongono il pacchetto di copertura. Nel corso del progetto di un sistema di copertura di una discarica di rifiuti solidi urbani è stata condotta un'ampia campagna sperimentale con l'esecuzione di test di laboratorio finalizzati a determinare i range di variazione degli angoli di resistenza al taglio all'interfaccia tra gli strati previsti all'interno del pacchetto composito multistrato.

1. INTRODUZIONE

Le condizioni di stabilità di opere che includono barriere composite multistrato sono governate, nella maggior parte dei casi, dalle caratteristiche di resistenza al taglio che si sviluppano all'interfaccia tra geosintetico e geosintetico e/o tra geosintetico e strati minerali (Mitchell et al., 1990; Qian et al., 2002; Manassero et al. 2011; Thiel, 2023). Numerosi fattori, oltre alla natura stessa delle superfici a contatto, condizionano l'entità della resistenza effettivamente mobilitata; tra questi, ad esempio: le tensioni di confinamento, la velocità di applicazione dei carichi, le condizioni di umidità/idratazione (per geosintetici) o il contenuto d'acqua e le condizioni di addensamento (per strati minerali), l'usura delle superfici, la temperatura (Manassero et al., 2011; Pavanetto & Carrubba, 2022). Di fondamentale importanza è poi il comportamento di tipo *strain-softening* che caratterizza in genere le interfacce (Manassero et al., 2011; Thiel, 2023) nonché la resistenza interna di alcuni strati; di qui la necessità di un'attenta valutazione nella scelta dei parametri da adottare qualora si ricorra a modelli all'equilibrio limite, che non consentono di valutare la compatibilità delle deformazioni con i livelli di resistenza mobilitati. In ragione dei suddetti aspetti, la variazione dell'angolo di attrito per ciascuna tipologia di interfaccia può essere molto ampia ed è quindi auspicabile che la progettazione sia basata su dati oggettivi e specificamente ricavati sui materiali che si intendono impiegare. Con questa premessa, si illustrano i metodi di prova ed i risultati di test di laboratorio eseguiti nell'ambito del progetto di una copertura finale di una discarica per rifiuti non pericolosi.

2. PROGRAMMA DI PROVA

In Tabella 1 si riporta la sintesi del programma di prova finalizzato alla determinazione dell'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia tra coppie consecutive dei seguenti strati minerali o geosintetici, che si elencano in accordo con la successione, dall'alto verso il basso, prevista nel sistema di copertura in progetto:

- terreno di copertura (CS) costituito da ghiaia con sabbia, limosa argillosa, poco plastico, ricostituito ad una densità corrispondente a quella prevista in sito;
- geostuoia di rinforzo tridimensionale (GST), costituita da una geogriglia di rinforzo ottenuta da tessitura di filamenti sintetici di PET rivestiti da strato protettivo di PVC, accoppiata a monofilamenti in polipropilene, presente solo in alcune porzioni del sistema di copertura;
- geogriglia di rinforzo (GGR) ottenuta da tessitura di filamenti sintetici di PET rivestiti da protezione in PVC;
- geocomposito drenante per le acque di infiltrazione (GCDa) costituito da un'anima interna ottenuta per estrusione di monofilamenti sintetici aggrovigliati, a cui sono termoaccoppiati due geotessili filtranti;
- geomembrana in HDPE (GMs: faccia superiore liscia; GMr: faccia inferiore ad aderenza migliorata);
- geocomposito bentonitico (GCL) agugliato con bentonite sodica granulata racchiusa tra due geotessili;
- geocomposito drenante per il biogas (GCDb) costituito da un'anima interna ottenuta per estrusione di monofilamenti sintetici aggrovigliati, a cui sono termoaccoppiati due geotessili filtranti.

- Le determinazioni sono state eseguite effettuando, a seconda dei casi, due tipologie di prove standardizzate di uso comune (Cazzuffi et al., 2022): la prova in scatola di taglio 30 cm × 30 cm (ASTM D5321) per le interfacce tra terreno e geosintetico e la prova su piano inclinato (EN ISO 12957-2) per le interfacce tra geosintetico e geosintetico. Ciascuna tipologia di prova è stata eseguita da apposito laboratorio qualificato, dotato dell'attrezzatura prevista dagli standard di riferimento e specializzato nell'esecuzione di prove all'interfaccia.

La prova di taglio diretto in scatola 30 cm × 30 cm è stata eseguita ponendo nella scatola inferiore un blocco di alluminio di altezza 50 mm, su cui è stato vincolato il geosintetico, e nella scatola superiore il CS ricostituito.

La prova su piano inclinato è stata eseguita fissando un geosintetico su un apparato costituito da un piano metallico, inclinabile di un angolo β rispetto all'orizzontale compreso tra 0° e 40°, su cui può scorrere un blocco mobile, su cui è fissato l'altro geosintetico sottoposto a prova. Il test consente di ricavare l'angolo di attrito all'interfaccia di primo movimento ϕ'_0 , in corrispondenza del quale il blocco mobile inizia a scorrere sul piano metallico, e l'angolo di attrito all'interfaccia ϕ'_{stand} , a cui corrisponde uno spostamento di 50 mm del blocco mobile. Tali test sono stati condotti su coppie di geosintetici aventi superfici vergini o con superfici sottoposte ad uno spostamento cumulato di circa 90 cm.

Infine, un'ulteriore tipologia di test all'interfaccia tra terreno e geosintetico è consistita nell'esecuzione di una prova in scatola di taglio di grandi dimensioni, 70 cm × 70 cm: nelle scatole di taglio inferiore e superiore è stato collocato il terreno opportunamente ricostituito; i geosintetici, nel caso in questione costituiti dalla GST accoppiata ad una GGR, sono stati fissati alla scatola superiore. Il taglio è stato applicato a velocità prefissata e controllata ed imponendolo in corrispondenza dell'interfaccia fra i geosintetici e il terreno.

Tabella 1. Programma delle prove di laboratorio (nella colonna "Condizioni di prova" sono fornite ulteriori informazioni circa le condizioni di umidità all'interfaccia ed i valori di tensione normale o di consolidazione applicati).

INTERFACCIA	TIPO DI PROVA	CONDIZIONI DI PROVA
GCDa-GMs	PIANO INCLINATO	Condizioni "umide" e asciutte; pressione normale $\sigma_n,0$: 5 kPa; materiale vergine e a spostamento cumulato di circa 90 cm.
GMr-GCL	PIANO INCLINATO	Condizioni "umide" e asciutte; pressione normale $\sigma_n,0$: 5 kPa; materiale vergine e a spostamento cumulato di circa 90 cm.
GCL-GCDb	PIANO INCLINATO	Condizioni "umide" e asciutte; pressione normale $\sigma_n,0$: 5 kPa; materiale vergine e a spostamento cumulato di circa 90 cm.
CS-GGR	TAGLIO 30×30 cm	Tensione di consolidazione $\sigma_v,0$: 15–30–60–90 kPa; sommersione dei provini in acqua; valori in condizioni residue.
CS-GST+GGR	TAGLIO 30×30 cm	Tensione di consolidazione $\sigma_v,0$: 15–30–60–90 kPa; sommersione dei provini in acqua; valori in condizioni residue.
CS-GST+GGR	TAGLIO 70×70 cm	Tensione di consolidazione $\sigma_v,0$: 27–200 kPa; valori in condizioni di picco.

3. RISULTATI

Tra tutte le condizioni analizzate i valori più bassi di angolo di resistenza al taglio si registrano all'interfaccia tra la GMs e il GCDa (grafico "a" di Figura 1) con variazione tra 13° e 16° nelle condizioni umide e tra 15° e 19° circa nelle condizioni asciutte; si rileva un lieve decremento fra condizione di interfaccia vergine e condizioni con spostamenti cumulati di circa 90 cm; non si rilevano significative differenze tra i valori di ϕ'_0 e ϕ'_{stand} . Riduzioni più marcate fra condizione di interfaccia vergine e condizione con spostamenti cumulati di 90 cm si evincono dai test di piano inclinato eseguiti sulle interfacce GMr – GCL e GCL – GCDb (grafici "b", "c" di Figura 1). Dalla prova in scatola di taglio 30 cm × 30 cm tra GGR, GST e CS (grafico "e" di Figura 1) si deriva un angolo di resistenza al taglio inferiore rispetto al valore ricavato all'interfaccia tra la sola GGR ed il CS (grafico "d" di Figura 1): tale effetto è presumibilmente attribuibile ad una riduzione dell'attrito tra terreno e geosintetico, in virtù del contatto tra due geosintetici di rinforzo (GST e GGR) nel primo caso. L'interfaccia GGR, GST e CS è stata altresì testata con scatola di taglio 70 cm × 70 cm a due diversi livelli tensionali i.e. ca. 27 kPa e 200 kPa; il valore dell'angolo di resistenza al taglio ottenuto al più basso livello tensionale è paragonabile a quello determinato mediante scatola di taglio da 30 cm × 30 cm (i.e. 36°) mentre al livello tensionale maggiore, non rappresentativo delle effettive condizioni di progetto e certamente conservativo, si evidenzia una riduzione di tale valore (i.e. 28°).

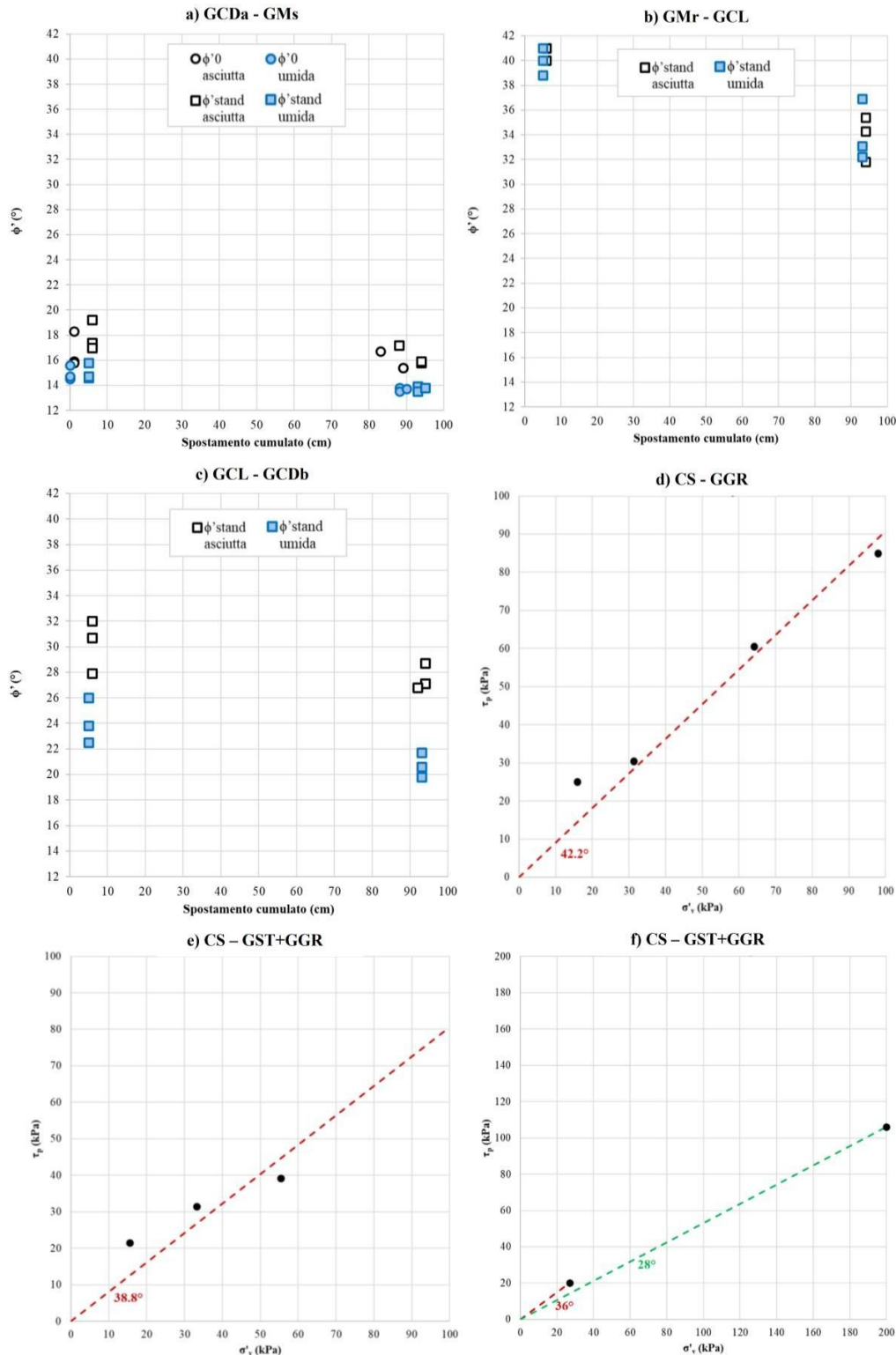


Figura 1. Esiti delle prove effettuate. Grafici a, b, c: valori dell'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia, ϕ'_0 e ϕ'_{stand} , in condizioni asicutte o umide, e delle medesime grandezze ad elevati spostamenti cumulati derivati da prove su piano inclinato; grafici d, e: valori della resistenza al taglio a rottura e relativa interpretazione per l'ottenimento dell'angolo di resistenza al taglio mediante prove in scatola di taglio 30×30 cm; grafico f: valori della resistenza al taglio a rottura e relativa interpretazione per l'ottenimento dell'angolo di resistenza al taglio mediante prova in scatola di taglio 70×70 cm.

4. CONCLUSIONI

Nel presente articolo sono stati illustrati i risultati ottenuti da test di laboratorio eseguiti su alcune interfacce fra geosintetico e geosintetico o fra geosintetico e terreno di copertura, per la determinazione degli angoli di

resistenza al taglio da impiegare nelle verifiche di stabilità di progetto di un sistema di copertura finale di un impianto di smaltimento controllato.

Il programma di prova ha previsto l'effettuazione di prove, in condizioni statiche, su piano inclinato e di taglio diretto in scatole di grandi dimensioni (30 x 30 cm e 70 x 70 cm). Nel caso delle prove su piano inclinato sono state valutate diverse condizioni di umidità delle interfacce e di spostamento cumulato.

I risultati ottenuti confermano la variabilità dei valori dell'angolo di attrito all'interfaccia dei materiali impiegati nei sistemi di copertura in funzione della tipologia di materiali a contatto.

Le condizioni maggiormente critiche sono state ottenute in corrispondenza dell'interfaccia GMs – GCDa.

Si evidenzia, inoltre, come tendenza generale, una riduzione più o meno marcata dei valori ottenuti in condizioni umide rispetto alle condizioni asciutte e per elevati valori di spostamento cumulato nelle interfacce tra geosintetico e geosintetico. Nel caso di interfaccia tra geosintetico e terreno di copertura si registra una riduzione dell'angolo di resistenza al taglio all'aumentare della tensione di confinamento.

L'effettuazione di un programma di prove di laboratorio per la determinazione degli angoli di attrito all'interfaccia ha consentito, quindi, di ridurre l'incertezza nella stima di tali parametri e di valutare con oggettività e consapevolezza i valori più idonei da adottare nelle verifiche di sicurezza di progetto.

5. BIBLIOGRAFIA

- Alonso E.E., Gens A., Josa A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3): 405-430.
- Carbonell J.M., Monforte L., Ciantia M.O., Arroyo M., Gens A. (2022). Geotechnical particle finite element method for modelling of soil-structure interaction under large deformation conditions. *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*, 14: 967-983.
- Gens A., Sánchez M., Sheng D. (2006). On constitutive modelling of unsaturated soils. *Acta Geotech.*, 1(3): 137-147.
- Jamiolkowski M., LoPresti D.C.F., Manassero M. (2003). Evaluation of relative density and shear strength of sand from CPT and DMT. In *Soil behavior and soft ground construction*: 201-238.
- Jommi C., Muraro S., Chao C.-Y. (2024). Interpreting repeated CPT in unsaturated soils. In *Proc. 7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*. <https://doi.org/10.23967/isc.2024.129>
- Monforte L., Arroyo M., Gens A. (2026a). Numerical simulation of cone penetration tests in loose unsaturated soils. *Comput. Geotech.*, 192: 107874.
- Monforte L., Arroyo M., Gens A. (2026b). Cone penetration testing in partially saturated clayey soils: a numerical approach. In *Proceedings of the 21st ICSMGE*.
- Yu H.S. (1998). CASM: A unified state parameter model for clay and sand. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 22(8): 621-653.

COMPRESSIBILITA' E MICROSTRUTTURA DI UN TERRENO SABBIOSO-LIMOSO TRATTATO CON CENERI VOLANTI ATTIVATE

Luca Calò (l.calo@pm.univpm.it)
Università Politecnica Delle Marche

Marta Di Sante (m.disante@univpm.it)
Università Politecnica Delle Marche

ABSTRACT. La cenere volante, uno dei sottoprodotti della combustione del carbone, è oggi impiegata anche nella produzione di geopolimeri, offrendo un'alternativa sostenibile ai leganti tradizionali per la stabilizzazione dei terreni e garantendo un miglioramento delle proprietà meccaniche del terreno.

La presente nota illustra i risultati del trattamento di un terreno sabbioso-limoso con cenere volante attivata con calce in termini di caratteristiche di compattazione e compressibilità, supportando la discussione mediante osservazione della microstruttura al microscopio elettronico a scansione e avvalendosi di indagini chimiche.

I risultati mostrano una marcata riduzione della deformabilità del terreno a seguito di trattamento con geopolimero, specialmente in corrispondenza di condizioni dry e ottime di compattazione, queste ultime garantiscono la formazione di prodotti pozzolanici anche in forma cristallina, come testimoniato dalle indagini microstrutturali.

1. INTRODUZIONE

La stabilizzazione con leganti, ad oggi, è una delle tecniche di miglioramento delle caratteristiche delle terre maggiormente applicate nel campo dell'ingegneria geotecnica.

I leganti comunemente utilizzati allo scopo sono, principalmente, calce e cemento che, tramite le reazioni pozzolaniche, consentono di migliorare le caratteristiche meccaniche del terreno. La produzione di calce e cemento richiede alte temperature di processo, comporta elevate emissioni di CO_2 , oltre che un ingente consumo di materia prima (calcare). Per tali motivi si è attualmente alla ricerca di leganti più sostenibili, sfruttando le proprietà degli scarti industriali, i quali hanno assunto un ruolo rilevante come possibili sostituti, almeno parziali, dei leganti tradizionali (Devi et al., 2020).

La cenere volante, sottoprodotto della combustione del carbone, è ampiamente utilizzata nella stabilizzazione del terreno grazie alla sue capacità pozzolaniche; il suo impiego nell'ottenimento di geopolimeri consente, inoltre, di ridurre il consumo di risorse naturali e la relativa emissione di CO_2 , favorendo un approccio più sostenibile (Coudert et al., 2020).

A differenza dei leganti tradizionali, nella produzione di geopolimeri è fondamentale la scelta di un precursore idoneo, in grado di assicurare le condizioni necessarie allo sviluppo delle reazioni pozzolaniche. In particolare, il precursore, per massimizzare la sua potenzialità, richiede un ambiente basico, per cui è importante includere nel mix design anche un attivatore alcalino, tipicamente idrossidi di sodio, calcio o potassio (Vitale et al., 2025).

Nella presente nota si discutono i risultati sperimentali relativi al trattamento di un terreno sabbioso-limoso con cenere volante (FA - precursore) attivata con calce viva (QL - attivatore) valutando gli effetti sulla compressibilità a diversi contenuti d'acqua (w) di compattazione e indagando la microstruttura del terreno trattato.

2. MATERIALI E METODI SPERIMENTALI

2.1 Materiali

Il terreno oggetto di studio è una sabbia limosa inorganica a bassa plasticità.

La Figura 1 riporta la curva granulometrica e in Tabella 1 sono riepilogate le principali frazioni granulometriche, e le caratteristiche di plasticità. Data la ridotta plasticità, non è stata possibile la determinazione del limite plastico.

La cenere volante utilizzata è una cenere controllata, altamente pozzolanica (Micro Pozz PFA, distribuita da General Admixture SpA), la cui composizione è riportata in Tabella 2.

Essendo una cenere di classe F ($CaO < 10\%$), richiede un attivatore che aumenti il pH, e che possa fornire anche il calcio necessario per favorire le reazioni pozzolaniche. Nel caso specifico è stata impiegata la calce aerea calcica classificata CL80 – Q (UNI EN 459 -1), completamente passante al setaccio n.200 ASTM.

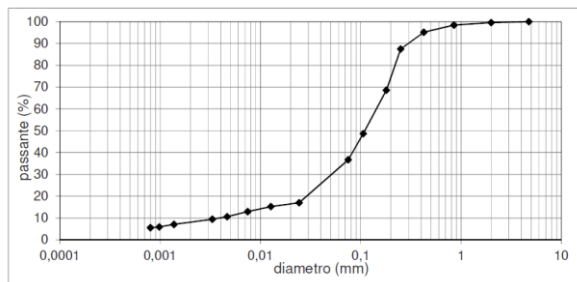


Figura 1. Curva granulometrica del terreno

Tabella 1. Caratteristiche del terreno

Caratteristiche	Valore	Unità
Sabbia	63	%
Fine	37	%
Argilla	8	%
Limite liquido	17.6	%
Limite plastico	-	%
Classificazione USCS	SM	

Tabella 2. Composizione della fly ash utilizzata in termini di percentuale di ossidi

Ossido	Minima quantità [%]	Massima quantità [%]
SiO ₂	47	55
Al ₂ O ₃	20	26
F ₂ O ₃	3	10
CaO	3	6
SO ₃	0.5	1

2.2 Metodi sperimentali

La miscela è stata confezionata aggiungendo 2% FA e 2% QL al terreno per via umida, con le percentuali espresse sul peso secco dello stesso. La compattazione è stata eseguita con energia Proctor Standard (ASTM D698-12) al fine di costruire la relativa campana.

Successivamente, per la prova edometrica, sono stati ricavati cinque provini (a differenti w) da campioni Proctor confezionati con la stessa percentuale di leganti, compattati con energia standard in un solo strato e successivamente sottoposti a trimming.

L'indagine microstrutturale e chimica è stata condotta tramite osservazioni al microscopio elettronico a scansione (FESEMSUPRA40–ZEISS), SEM e relativa spettroscopia a raggi X con dispersione di energia EDS. I campioni sono stati osservati dopo essiccazione all'aria e rivestimento con uno strato sottile d'oro (Emitech K550).

3. RISULTATI SPERIMENTALI

3.1 Addensamento

Le curve di compattazione Proctor ottenute per il terreno non trattato e per il terreno trattato con il 2%FA+2%QL sono mostrate in Figura 2 (compattazione Proctor – energia standard, 3 strati).

Si nota un incremento del w_{opt} di un punto percentuale a seguito del trattamento (15%), accompagnato da un modesto aumento del peso di volume secco, γ_d (18.4 kN/m³), dopo l'aggiunta del legante. Dopo la miscelazione con i leganti è stata registrata una riduzione sistematica del contenuto d'acqua, pari, in media, all'1.2%. Tale riduzione è riconducibile alla presenza della calce viva, che si idrata secondo una reazione esotermica.

In Tabella 3 sono riportati i valori di contenuto d'acqua e di peso di volume secco ottenuti per i campioni compattati in un unico strato dai quali sono stati ricavati i provini per le prove di compressione edometrica.

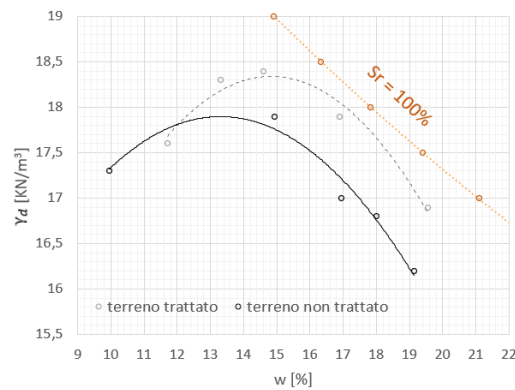


Figura 2. Curve di compattazione Proctor per il terreno trattato e per il terreno non trattato

Tabella 3. Contenuto d'acqua (%) e densità secca (kN/m³) dei campioni confezionati per la prova edometrica

	TERRENO NON TRATTATO			TERRENO TRATTATO		
w	12,1	14,1	20,1	11,3	13,3	18,2
γ_d	18,19	17,9	15,6	17,26	17,85	16,92

3.2 Compressibilità

In Figura 3 sono riportate le curve di compressibilità in termini di deformazione assiale e di indice dei vuoti, ottenute per i provini, testati a 7 giorni di stagionatura trascorsi in contenitore chiuso a temperatura ambiente.

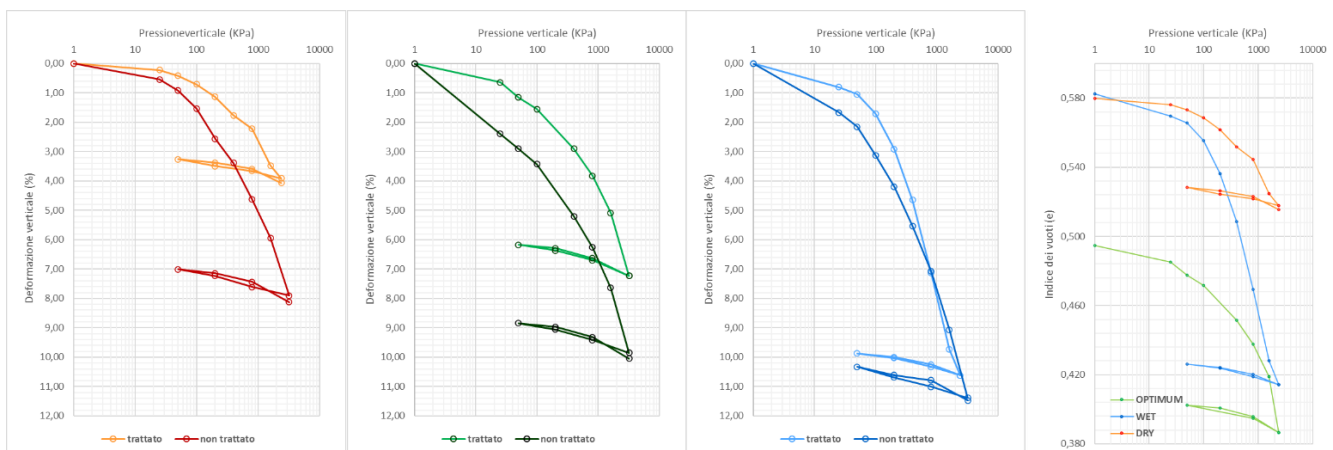


Figura 3. Curve di compressibilità. Confronto tra terreno trattato e non trattato in condizioni di compattazione dry (a), ottime (b) e wet (c). Confronto tra le tre condizioni di compattazione per il terreno trattato (d)

In tutte e tre le condizioni di compattazione testate si osserva una riduzione della compressibilità a seguito del trattamento. In particolare, la riduzione risulta visibilmente più marcata nelle condizioni dry e ottime mentre, nel caso dei provini in condizioni wet, il miglioramento è riscontrabile fino a pressioni di 400 kPa, che comunque include il range di pressioni a cui sono tipicamente sottoposte le opere in terra (25-50 kPa); in tale range le deformazioni del terreno trattato sono inferiori all'1.5% in tutti i casi esaminati. In corrispondenza del massimo carico applicato, nel caso del provino compattato in condizioni ottime, la deformazione si riduce di circa il 30%. Nella fase di scarico non si osservano rigonfiamenti significativi anche per i terreni non trattati, come da attendersi per un terreno sabbioso-limoso. Lo stesso trattamento, applicato a un terreno limo-argilloso, ne ha ridotto l'affinità all'acqua, riducendo anche l'entità dei rigonfiamenti in fase di scarico (Di Sante et al., 2025).

In Figura 3d sono riportate le curve di compressibilità in termini di indice dei vuoti per i tre provini di terreno trattato a diversi w di compattazione e si nota che i due provini compattati nelle condizioni dry e wet of optimum, pur avendo un indice dei vuoti simile ($e_i=0.58$), presentano una compressibilità molto diversa che è maggiore nel

caso del campione a più alto contenuto d'acqua ($e_f=0.41$). In ogni caso i moduli edometrici nel range di pressioni 25-50 kPa sono pari a 13.12 MPa nel caso dry, mentre si ottiene un valore di 9.8 MPa nel caso wet *of optimum*.

3.3 Microstruttura

In Figura 4 sono riportate le immagini SEM dei campioni di terreno trattato in condizioni ottimali (Figure 4a e 4b) e in condizioni wet (Figura 4c). In entrambi i casi è osservabile la presenza di prodotti pozzolanici uniformemente diffusi all'interno dei campioni. In particolare, nel terreno trattato e compattato in condizioni di w ottimo, è stata rilevata la presenza sia di alluminati che di silicati di calcio idrati. I primi (Figura 4a) sono stati individuati dalla tipica morfologia cristallina e la loro composizione, analizzata mediante EDS, ha evidenziato unicamente la presenza di Al = 18% e Ca = 81% (altri componenti pari all'1%) confermando che si tratta di CAH. I secondi (CSH) sono osservabili in Figura 4.b sia con morfologia di tipo cristallino, in particolare caratterizzata da strutture aghiformi di lunghezza massima pari a 10 μ m, sia da forme piatte e spugnose, tipiche della fase in gel. Al contrario, per il campione compattato in condizioni wet (Figura 4c) non sono state riscontrati prodotti di reazione di tipo cristallino, ma esclusivamente CSH in forma amorfa.

Alla luce di tali osservazioni è possibile affermare che i prodotti di tipo cristallino contribuiscono in misura maggiore, alla riduzione della compressibilità del campione favorendo il permanere di una struttura più aperta, limitando i cedimenti in fase di aumento delle pressioni, come riscontrato nel corso delle prove di compressione edometrica (paragrafo 3.2).

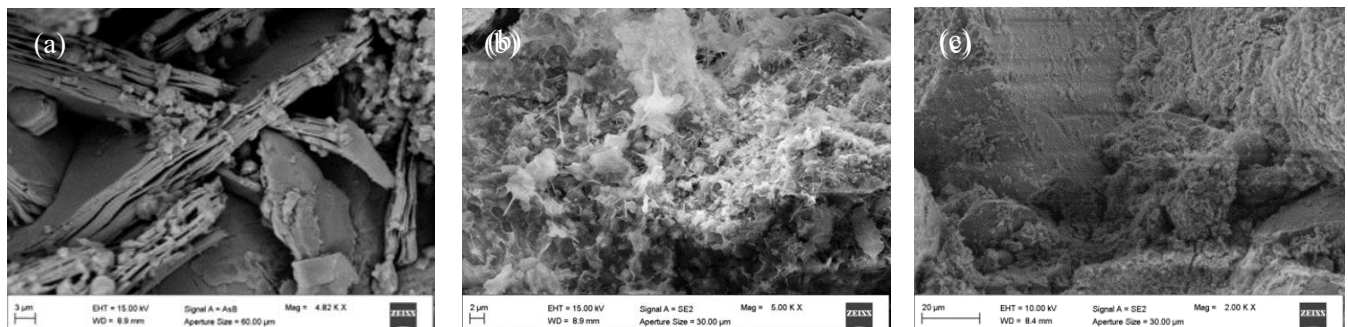


Figura 4. Immagini SEM del campione compattato in condizioni di w_{opt} (a) e (b); in condizioni wet (c)

4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nel caso della miscela oggetto di studio, l'attivazione del precursore pozzolanico con calce aumenta l'effetto stabilizzante poiché crea un ambiente alcalino favorevole e promuove le reazioni di flocculazione e cementazione con la frazione argillosa, apportando il calcio necessario al sistema.

Il trattamento riduce la compressibilità del terreno nel range di pressioni a cui è tipicamente sottoposta un'opera in terra, grazie allo sviluppo di prodotti pozzolanici osservati mediante l'analisi al SEM.

Si può, quindi, affermare che l'utilizzo della cenere volante, un sottoprodotto della combustione del carbone, contribuisce alla ricerca di opzioni sostenibili e migliorative nell'ambito della stabilizzazione delle terre.

5. BIBLIOGRAFIA

- ASTM D698-12 (2021). Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort. *ASTM International*, West Conshohocken, PA, USA.
- Coudert E., Deneele D., Russo G., Vitale E., Tarantino A. (2021). Microstructural evolution and mechanical behaviour of alkali activated fly ash binder treated clay. *Construction and Building Materials*, 285.
- Devi K., Chhachhia A., Kumar A. (2020). Soil improvement using waste materials: A review. *J. Build. Mat. Sci.*, 2: 11-17.
- Di Sante M., Khan M.K., Calò L., Fratolocchi E., Mazzieri F. (2025). The combined use of fly ash and lime to stabilize a clayey soil: a sustainable and promising approach. *Geosciences*, 15: 346.
- Vitale E., Rispoli C., Graziano S.F., Cappelletti P., Russo G. (2025). Use of alkali activated volcanic ash binder for soil improvement. *Earth and Environmental Science*, 1480: 012113.

STABILITÀ AI RAGGI UV DI GEOSTUOIE TRIDIMENSIONALI IN POLIAMMIDE PER IL CONTROLLO DELL'EROSIONE

Paolo Zorzenon (p.zorzenon@harpogroup.it)
Harpo spa

Laura Carbone (laura.carbone@freudenberg-pm.com)
Freudenberg Performance Materials GmbH & Co. KG

Maarten Broens (maarten.broens@freudenberg-pm.com)
Freudenberg Performance Materials B.V.

ABSTRACT. Le geostuoie per il controllo dell'erosione possono essere esposte a diverse influenze esterne che ne possono compromettere la durabilità. L'effetto dell'esposizione agli agenti atmosferici sulle proprietà dei geosintetici è di notevole importanza. La resistenza agli agenti atmosferici può essere determinata mediante esposizione naturale in condizioni reali oppure tramite prove accelerate di laboratorio secondo standard internazionali. Entrambi gli approcci sono utilizzati per valutare la stabilità ai raggi UV del materiale e confrontare le proprietà residue con quelle del prodotto originale.

1. INTRODUZIONE

Il sistema geosintetico analizzato è una geostuoia tridimensionale, flessibile e a struttura aperta in poliammide progettata per il controllo dell'erosione superficiale attraverso il rinforzo delle radici della vegetazione. Tuttavia, a seconda delle condizioni specifiche del sito e delle applicazioni, la crescita della vegetazione può essere scarsa o assente (Figura 1). Tali circostanze possono comportare l'esposizione diretta del materiale ai fattori di degradazione ambientale. Tra questi, la radiazione ultravioletta rappresenta uno dei principali meccanismi responsabili dell'invecchiamento dei polimeri. L'esposizione prolungata ai raggi UV può infatti influenzare le prestazioni meccaniche dei geosintetici e comprometterne l'integrità strutturale. Il presente lavoro riassume studi sperimentali volti a valutare la stabilità ai raggi UV della geostuoia, sia mediante prove accelerate di laboratorio sia attraverso osservazioni su opere reali.



Figura 1. (a) Esempio di impiego della geostuoia tridimensionale in poliammide in aree desertiche per prevenire l'erosione eolica con elevata esposizione ai raggi UV (Kazakistan); (b) Esempio di progetto della geostuoia tridimensionale in poliammide su canale di raccolta delle acque piovane con elevata esposizione ai raggi UV durante la fase di installazione (Taranto, Italia).

2. ASPETTI SULLA DURABILITÀ

La vita utile delle opere di ingegneria che impiegano geosintetici è strettamente correlata alla durabilità dei materiali costituenti. Le principali cause di degrado includono carichi meccanici con possibili fenomeni di creep, degradazione dovuta agli agenti atmosferici (radiazioni UV, variazioni di temperatura e umidità), attacchi chimici e biologici, nonché danni meccanici e abrasione. Poiché i processi di degradazione dovuta a fenomeni ambientali si sviluppano su lunghi periodi di tempo (Greenwood et al., 2012), le prove accelerate di laboratorio rappresentano uno strumento fondamentale per ottenere risultati riproducibili in tempi ridotti. La procedura per la valutazione della resistenza agli agenti atmosferici è definita dalla norma EN 12224:2000, secondo la quale la resistenza dei geosintetici alla degradazione atmosferica viene determinata sottoponendo il materiale a cicli di esposizione a luce UV artificiale alternati a fasi di asciutto e umido. Il ciclo di asciutto di cinque ore a una temperatura elevata (50°C) è seguito da un ciclo umido della durata di un'ora con spruzzo d'acqua a temperatura media (25°C). L'esposizione radiante totale deve essere di 50 MJ/m² nel setup di laboratorio standardizzato.

3. RESISTENZA AI RAGGI UV ATTRAVERSO PROVE DI LABORATORIO

L'intensità e la composizione spettrale della radiazione solare variano in funzione della posizione geografica e delle condizioni climatiche. Per ridurre la variabilità associata alle esposizioni naturali, sono stati condotti test accelerati di laboratorio presso il centro di ricerca e sviluppo di Arnhem (Paesi Bassi). I campioni di geostuoia sono stati sottoposti a esposizione UV artificiale continua secondo EN 12224:2000, fino a una dose radiante complessiva pari a 500 MJ/m², equivalente a circa 3000 ore di esposizione. Questa dose è significativamente superiore a quella prevista dalla procedura di prova standard, pari a 50 MJ/m². I risultati delle prove, riportati in Figura 2, mostrano che, anche a livelli di esposizione così elevati, la geostuoia mantiene una resistenza residua pari al 98,2%. Secondo il rapporto tecnico EOTA TR 010, tale valore è equivalente a circa 2,5 anni di esposizione completa agli agenti atmosferici in Europa. rimo paragrafo, testo sempre con rientro.

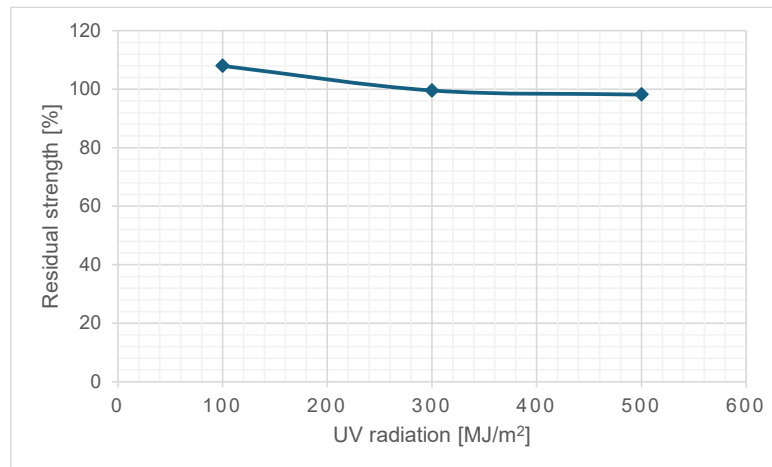


Figura 2. Resistenza residua della geostuoia tridimensionale in poliammide (EnkaMat 7020) dopo esposizione a 500 MJ/m² di radiazione UV.

4. RESISTENZA AI RAGGI UV DI CAMPIONI ESPOSTI IN SITO

L'entità di esposizione ai raggi UV varia a seconda della posizione geografica. La radiazione solare raggiunge i valori più alti vicino all'equatore. Alle latitudini temperate (come il Nord Europa) è meno intensa e varia maggiormente con le stagioni. L'esposizione ai raggi UV dipende anche dall'altitudine: a quote elevate, come nelle aree montuose, l'esposizione è maggiore. I valori tipici sono riassunti nella Tabella 1. I contorni visualizzati dell'esposizione ai raggi UV a livello globale sono mostrati in Figura 3. L'esposizione ai raggi UV può essere valutata in kLangley/anno o in GJ/m².

Tabella 1. Esposizione ai raggi UV in base alla zona geografica.

Regione	Esposizione [kLangley/anno]	Esposizione [GJ/m ²]
Europa settentrionale	60 – 80	2,5 – 3,3
Europa centrale	80 – 100	3,3 – 4,2
Europa meridionale	100 – 160	4.2 – 6.7
Medio Oriente	140 – 200	5.9 – 8.4
Africa	160 – 200	6.7 – 9.2

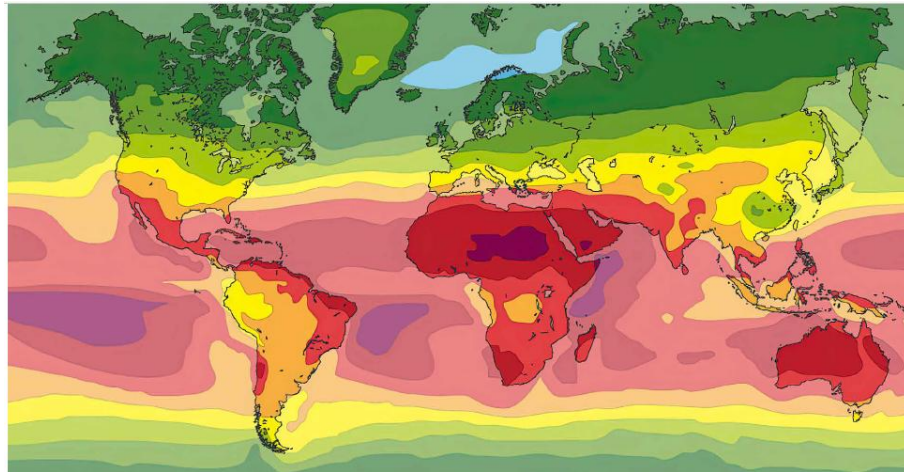


Figura 3. Mappa del mondo di kLangley.

4.1 Caso di studio: test di durabilità su campione prelevato insito

Nell'estate del 2015 la geostuoia tridimensionale in poliammide è stata installata per il controllo dell'erosione su un pendio ripido lungo la strada n. 8 in Ungheria (Figura 4). L'intervento prevedeva la protezione contro la caduta massi e il pendio superiore sopra un muro di sostegno è stato stabilizzato mediante chiodature. La geostuoia e la rete in acciaio sono stati quindi installati sulla superficie e la rete è stata pretensionata e fissata al pendio con ancoraggi in acciaio. A causa dello scarso sviluppo della vegetazione, tipico in questo tipo di applicazioni, il materiale è rimasto completamente esposto ai raggi UV e agli agenti atmosferici per un periodo superiore a cinque anni.



Figura 4. a) Situazione costruzione pendio rinforzato (2015); b) Esumazione del campione in sito dopo cinque anni (2020).

Nel 2020 è stato prelevato un campione in condizioni di sicurezza e sottoposto a prove di laboratorio per la determinazione delle proprietà residue. Le prove sono state eseguite nella direzione longitudinale (MD) del prodotto e i valori medi di cinque serie di prove sono riportati in Tabella 2. I risultati indicano una resistenza a trazione residua pari all'82% rispetto ai valori iniziali, confermando l'elevata stabilità ai raggi UV del materiale

anche in condizioni reali di esercizio, pur considerando gli effetti combinati di esposizione ambientale, danni da installazione e fenomeni di creep.

Tabella 2. Resistenza residua della geostuoia tridimensionale in poliammide dopo 5 anni di esposizione agli agenti atmosferici in sito.

Parametro	CAMPIONE ORIGINALE	CAMPIONE RECUPERATO	PROPRIETÀ MANTENUTA
Spessore – sotto pressione di 2 kPa	8,5 mm	8,0 mm	94%
Resistenza a trazione massima	1,79 kN/m	1,46 kN/m	82%
Deformazione alla massima resistenza a trazione	79,9%	80,3%	100%

5. CONCLUSIONI

Le prove accelerate di laboratorio e il caso di studio analizzato dimostrano che la geostuoia tridimensionale in poliammide presenta un'elevata resistenza alla degradazione indotta dall'esposizione ai raggi ultravioletti. I risultati ottenuti evidenziano come, anche a seguito di dosi di radiazione UV significativamente superiori a quelle previste dalle procedure di prova standard, il materiale conservi gran parte delle proprie proprietà meccaniche iniziali. In particolare, le prove di laboratorio mostrano una resistenza residua prossima ai valori originari anche dopo esposizioni prolungate, mentre le osservazioni su campioni prelevati in sito confermano il mantenimento di prestazioni meccaniche soddisfacenti dopo oltre cinque anni di esposizione diretta agli agenti atmosferici. È inoltre significativo osservare che la riduzione delle proprietà riscontri avviene in un contesto reale caratterizzato non solo dall'azione dei raggi UV, ma anche da effetti combinati quali danni da installazione e fenomeni di creep.

Nel complesso, i risultati confermano l'idoneità delle geostuoie tridimensionali in poliammide per applicazioni di controllo dell'erosione in condizioni di elevata esposizione ambientale, inclusi contesti in cui lo sviluppo vegetativo può risultare limitato o ritardato.

6. BIBLIOGRAFIA

- EN 12224:2000. Geotessili e prodotti correlati – Determinazione della resistenza agli agenti atmosferici.
 Greenwood J.H., Schroeder H.F., Voskamp W. (2012). *CUR Report 243. Durability of Geosynthetics*. Gouda: Stichting CURNET.
 EOTA (2004). *Technical Report TR 010. Procedure for exposure for artificial weathering*.

SESSIONE:

STABILITÀ DEI PENDII

IL DIGITAL TWIN NUMERICO PER LO STUDIO DEI FENOMENI GEOTECNICI

Adalgisa Zirpoli (zirpoli@harpaceas.it)
Harpaceas s.r.l.

Matteo Villa (matteo.villa@agrati.com)
Tokbo s.r.l.

ABSTRACT. La trasformazione digitale sta ridefinendo la gestione delle opere geotecniche attraverso il concetto di Digital Twin (DT) numerico. A differenza del BIM, strumento descrittivo orientato alla progettazione, il DT è un sistema dinamico che evolve con l'opera reale, integrando geometria, sensoristica, simulazioni e analisi in un ecosistema digitale continuamente sincronizzato. Il suo nucleo è un modello di calcolo agli elementi finiti, capace di simulare l'interazione terreno-struttura e di aggiornarsi in tempo reale tramite tecniche di analisi inversa. In geotecnica, dove i fenomeni interni non sono direttamente osservabili, questo approccio consente di ricostruire il quadro tensionale e deformativo dell'opera, individuare segnali precoci di instabilità e formulare previsioni su scenari futuri. Il presente articolo illustra un'applicazione concreta su un pendio monitorato, integrando i dati rilevati con un modello numerico FLAC per dimostrare il potenziale di questa sinergia tra fisico e digitale.

1. INTRODUZIONE E STATO DELL'ARTE

L'ingegneria geotecnica si confronta oggi con una sfida inedita: le opere monitorate generano flussi continui di dati provenienti da sensori, dispositivi IoT e piattaforme eterogenee, ma trasformare questa mole di informazioni in conoscenza utile per decisioni rapide e affidabili rimane un problema aperto. I metodi tradizionali di monitoraggio restituiscono serie temporali che descrivono il comportamento osservabile dell'opera, ma non sono in grado di interpretarne i meccanismi interni né di anticiparne l'evoluzione futura.

In geotecnica, dove l'eterogeneità dei materiali naturali, la variabilità spaziale dei parametri meccanici e la non linearità dei fenomeni rendono il sistema intrinsecamente incerto, questo limite è particolarmente critico. Le grandezze più rilevanti per la sicurezza — tensioni efficaci, pressioni interstiziali, cedimenti — sono spesso inaccessibili alla misura diretta, e la loro stima richiede un'interpretazione modellistica che i soli dati di campo non possono fornire.

In questo contesto, la letteratura recente evidenzia un crescente interesse verso l'integrazione tra monitoraggio in situ e modellazione numerica avanzata, con l'obiettivo di superare la separazione tradizionale tra acquisizione dei dati e analisi ingegneristica. In particolare, i modelli numerici stanno evolvendo da strumenti di verifica utilizzati in fase progettuale a sistemi dinamici capaci di aggiornarsi sulla base dei dati misurati, migliorando progressivamente la rappresentazione del comportamento reale dell'opera. Tale evoluzione è particolarmente rilevante in ambito geotecnico, dove la natura indiretta delle osservazioni impone un ruolo centrale al modello interpretativo.

Il paradigma del Digital Twin si inserisce in questa linea evolutiva, configurandosi come un sistema integrato in cui modello computazionale e dati di monitoraggio dialogano in modo continuo. Sebbene il concetto di Digital Twin si sia affermato inizialmente in contesti industriali quali aerospace, automotive e manufacturing, negli ultimi anni esso sta trovando applicazione anche nel settore delle infrastrutture, e in particolare in ambito geotecnico, dove viene declinato nella forma di Digital Twin numerico. In questo approccio, il modello di calcolo — tipicamente basato su metodi agli elementi finiti o alle differenze finite — assume un ruolo centrale, consentendo di ricostruire le grandezze non direttamente osservabili e di interpretare in modo coerente i dati provenienti dal monitoraggio.

L'integrazione tra dati e modello consente quindi non solo di descrivere lo stato corrente dell'opera, ma anche di individuare segnali precoci di instabilità e di formulare previsioni sul comportamento futuro, aprendo la strada a un approccio di gestione più proattivo e data-driven. Questo aspetto rappresenta uno degli elementi di maggiore interesse nella ricerca recente, in quanto permette di affrontare in modo più efficace le incertezze intrinseche dei sistemi geotecnici.

È in questo contesto che il concetto di Digital Twin numerico trova la sua ragione d'essere più profonda. Settori industriali come l'aerospace, l'automotive e il manufacturing hanno già dimostrato come la fusione tra modello

computazionale e dati in tempo reale possa trasformare radicalmente la gestione degli asset complessi. Portare questa visione nell'ingegneria delle infrastrutture geotecniche significa affrontare sfide specifiche legate alla natura del mezzo, alla variabilità delle condizioni al contorno e alla difficoltà di caratterizzare in modo esaustivo il terreno (Sattamino & Zirpoli, 2026).

Il presente articolo si inserisce in questa prospettiva, illustrando un'applicazione concreta su un pendio in roccia rinforzato con chiodature e una rete di contenimento, in cui i dati di monitoraggio vengono continuamente integrati con un modello numerico per supportare la valutazione della sicurezza nel tempo.

2. LA SENSORISTICA ABILITANTE: IL SISTEMA TOKBO

Il dialogo costante tra l'opera fisica e il suo gemello digitale, che è il cuore del processo, è reso possibile da sistemi di monitoraggio avanzati, capaci di fornire dati accurati e in tempo reale. Un esempio rappresentativo di tecnologia abilitante in questo contesto è la soluzione sviluppata da Tokbo, specializzata nella digitalizzazione delle giunzioni filettate. Il sistema si basa su una rete di bulloni strutturali sensorizzati che permettono di monitorare da remoto e in continuo parametri fisici cruciali per la sicurezza e la performance dell'opera. Per l'applicazione specifica del presente esempio, questa tecnologia consente di misurare con precisione la forza di serraggio che agisce sull'ancoraggio, un dato fondamentale per valutarne l'efficacia nel tempo. Oltre a ciò, i sensori sono in grado di rilevare la temperatura, le vibrazioni e l'inclinazione. I dati raccolti vengono trasmessi tramite un gateway a una piattaforma software dedicata, che li rende accessibili e analizzabili. L'architettura del sistema è flessibile, offrendo soluzioni sia cablate, ideali per grandi strutture, sia in modalità "mild wireless" con alimentazione autonoma da pannello solare, rendendola particolarmente adatta per installazioni in zone isolate o di difficile accesso, come spesso accade per le opere geotecniche (Moroni & Sattamino, 2025).

Il presente PoC è stato realizzato grazie alla sensoristica installata sulle chiodature di sostegno di una rete di contenimento di un pendio in roccia a Tonara in provincia di Nuoro.

3. DAL SENSORE ALL'AGGIORNAMENTO AUTOMATICO DEL MODELLO NUMERICO

Il flusso di lavoro è totalmente contenuto all'interno dell'ambiente di calcolo geotecnico alle differenze finite FLAC, dove è stato implementato un modello numerico rappresentativo del pendio in esame, completo della sua stratigrafia e degli elementi strutturali di rinforzo: chiodature -schematizzate come elementi *cable*, equivalenti ad elementi finiti di tipo *truss* dotati di interfaccia- a sostegno di una rete di contenimento simulata tramite elementi *liner*, equivalente ad elementi finiti di tipo *shell* dotati di interfaccia.

Il punto di innesco dell'intero processo è l'esecuzione di uno script che funge da interfaccia intelligente tra FLAC e la piattaforma cloud di Tokbo. L'avvio di questa routine permette all'operatore di definire l'intervallo temporale di interesse, specificando con precisione la data e l'ora di inizio e di fine. Questa funzionalità è di fondamentale importanza, in quanto permette di correlare lo stato di salute dell'opera a eventi specifici, come periodi di intense precipitazioni, eventi sismici o fasi di lavorazione particolari.

Una volta confermato l'intervallo, lo script stabilisce una connessione diretta con il server di Tokbo e ne scarica i dati, già puliti da eventuale rumore. Il successo di questa operazione è confermato da una messaggistica a video. Successivamente la procedura elenca all'Utente nella console di FLAC tutti i sensori installati sui chiodi (identificati univocamente dal loro MAC Address), con l'indicazione dello stato operativo (Figura 1).

Console >

Python >

FISH Global Symbols >

State Record >

Elenco sensori caricati:

#	MAC Address	Status	Clamping	Orientation	Oscillation
1	0x4990DE40	OK	OK	""	""
2	0xC988DE40	OK	OK	""	""
3	0x4985DE40	OK	OK	""	""
4	0xC98EDE40	OK	OK	""	""

0

flac2d>[Message1]

Figura 1. Informazioni dalla sensoristica visualizzate nella console di FLAC.

Questa fase, apparentemente semplice, è in realtà un passaggio cruciale di curation dei dati: permette all'Ingegnere di selezionare consapevolmente solo i punti di misura che si desidera includere nell'analisi,

escludendo eventuali sensori malfunzionanti, in manutenzione o non pertinenti per lo scenario di calcolo in esame. Conclusa la selezione, un'ultima operazione trasferisce i dati scelti, formattandoli in file di input direttamente compatibili con l'ambiente FLAC.

La sensoristica fornisce una serie storica di misurazioni, un flusso continuo di dati che descrive l'evoluzione della forza assiale nel tempo. Tuttavia, per aggiornare lo stato di sforzo del modello numerico in una specifica analisi, è necessario distillare da questa mole di informazioni un singolo valore rappresentativo per ciascun chiodo. È qui che entra in gioco la fase di elaborazione statistica.

La procedura richiede all'Utente di scegliere quale operatore statistico applicare ai dati temporali di ciascun sensore. Le opzioni disponibili — Media, Mediana, Max (massimo) e Min (minimo) — non sono casuali, ma rispondono a precise esigenze ingegneristiche. La scelta della media può fornire un'indicazione del comportamento medio del sistema nel periodo, mentre la selezione del valore minimo, in questo caso, è strategicamente più conservativo e fondamentale per le verifiche di sicurezza. Utilizzando il valore minimo di forza assiale registrato, l'Ingegnere può infatti aggiornare il modello per rappresentare le condizioni di sollecitazione più severe a cui il pendio è stato sottoposto -in quanto corrispondenti ad una forza minore di contenimento- valutandone la risposta e i margini di sicurezza in tale scenario critico. I valori numerici risultanti da questa elaborazione vengono infine stampati nella console di FLAC, garantendo massima trasparenza e offrendo all'Utente un'ultima possibilità di controllo prima dell'aggiornamento definitivo del modello.

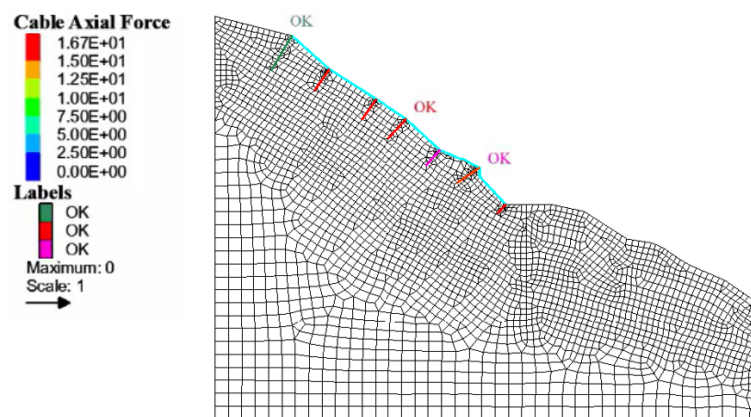


Figura 2. Pendio in esame con stato dei sensori e valori di clamping force lette e riapplicate al modello.

Questo è il momento culminante del processo, in cui il Digital Twin prende vita e il modello numerico cessa di essere una rappresentazione statica per diventare uno specchio dinamico della realtà. I valori di forza elaborati vengono assegnati in modo automatico ai rispettivi elementi "cable" all'interno del modello FLAC. L'impatto di questo aggiornamento è immediatamente visibile (Figura 2): le chiodature si colorano in base a una scala cromatica che riflette l'intensità della forza assiale assegnata.

Oltre alla vista d'insieme, la piattaforma permette di approfondire l'analisi visualizzando i grafici temporali per ogni singolo sensore, mostrando l'andamento della forza nel tempo. Questo chiude il cerchio, consentendo di passare dalla visione macroscopica del comportamento del sistema alla valutazione dettagliata della risposta di ogni singolo elemento monitorato. La procedura, nel suo insieme, non si limita quindi a importare dati, ma realizza una vera e propria fusione tra il monitoraggio *in situ* e la modellazione numerica avanzata, incarnando pienamente il paradigma del Digital Twin per una gestione proattiva e consapevole delle opere geotecniche (Zirpoli, 2025).

4. IL CUORE DEL PROCESSO: LA FILOSOFIA OPERATIVA DI UN DIGITAL TWIN NUMERICO

La caratteristica fondamentale che eleva questa procedura a un vero e proprio Digital Twin numerico risiede in una chiara filosofia operativa: eliminare la frammentazione tra strumenti diversi e concentrare tutta l'esperienza dell'Utente all'interno dell'ambiente di calcolo. L'obiettivo è quello di costruire un luogo unico, un ambiente coerente e continuo, in cui interpretare, visualizzare ed elaborare i dati senza la necessità di accedere a piattaforme esterne. Questo approccio mira a superare la consueta dicotomia che separa la piattaforma di monitoraggio dal software di calcolo, un passaggio che spesso implica perdita di tempo, discontinuità nella lettura dei fenomeni e una minore capacità di integrare i dati nel modello numerico. Nel paradigma del Digital Twin numerico, l'Ingegnere non accede più al portale della sensoristica per le attività quotidiane: tutti i dati indispensabili, comprese le serie

storiche complete e gli aggiornamenti telemetrici, vengono canalizzati direttamente nel modello. La piattaforma di sensoristica può continuare a gestire gli allarmi e le soglie critiche per garantire risposte immediate in situazioni di emergenza, ma il cuore conoscitivo del monitoraggio, e quindi la capacità di comprendere l'evoluzione del sistema fisico, deve risiedere nel gemello digitale. Il modello numerico diventa così il vero cruscotto operativo, l'unico spazio indispensabile in cui l'Ingegnere osserva, controlla e interpreta il comportamento dell'opera, senza dispersioni e senza ricorrere ad applicazioni parallele.

Il ruolo principale, nella costruzione del Digital Twin numerico, è stato affidato a FISH, il linguaggio embedded di FLAC. FISH non è un semplice strumento di automazione, ma un componente organico del codice, progettato per interagire direttamente con il solutore e con ogni elemento del modello. È grazie a FISH che è stato possibile impostare l'intera logica del processo, dalla lettura dei dati all'aggiornamento degli elementi strutturali, passando per la gestione delle fasi di calcolo e l'esecuzione delle elaborazioni statistiche necessarie per la calibrazione.

Accanto a FISH è intervenuto Python, che ha svolto il ruolo complementare ma essenziale di interfaccia verso il mondo esterno. La disponibilità dell'API Python, introdotta nelle versioni più recenti come FLAC 9.x, ha aperto il software a una nuova dimensione di interoperabilità. Python ha consentito di sviluppare le finestre grafiche con cui l'Utente seleziona l'intervallo temporale, identifica i sensori da cui acquisire i dati o definisce le modalità di aggiornamento del modello. Soprattutto, Python ha reso possibile il collegamento diretto con la piattaforma Tokbo attraverso chiamate API, gestendo autenticazione, interrogazione del server, scaricamento dei dati e formattazione delle serie storiche in modo sicuro e immediato. In questo modo, la comunicazione tra il mondo fisico dei sensori e il modello numerico è diventata continua e perfettamente integrata, senza passaggi intermedi.

Questa integrazione diretta tra calcolo numerico, monitoraggio e visualizzazione ha trasformato FLAC in un ambiente in cui il comportamento dell'opera può essere osservato quasi in tempo reale, con una continuità concettuale e operativa che definisce appieno il concetto di Digital Twin numerico.

5. VERSO UNA GESTIONE PROATTIVA DEL RISCHIO GEOTECNICO

L'integrazione tra monitoraggio geotecnico e modellazione numerica avanzata rappresenta oggi una delle evoluzioni più significative nella gestione delle opere in terra. Non si tratta semplicemente di un'applicazione tecnologica sofisticata, ma dell'affermazione di un nuovo paradigma operativo, che supera l'idea tradizionale di modello come elemento statico e confinato alla fase di progettazione. Nel Digital Twin numerico, il modello diventa un organismo dinamico, capace di evolvere nel tempo insieme all'opera fisica, aggiornandosi sulla base dei dati reali e restituendo una rappresentazione in continuo divenire del suo stato di salute.

Il flusso di lavoro illustrato dimostra come la convergenza tra sensoristica IoT, telemetria strutturata e l'architettura aperta di software come FLAC consenta di costruire un sistema realmente unificato. Il valore di questa integrazione risiede nella centralizzazione dell'informazione: tutti i dati significativi confluiscono nel modello numerico, che diventa al tempo stesso archivio, simulatore e interfaccia cognitiva dell'Ingegnere. L'analisi non è più separata dal monitoraggio, ma vi si fonde in un'unica piattaforma in cui osservazione, interpretazione e previsione trovano una continuità naturale. Il modello numerico non è più un semplice strumento di verifica, ma il cruscotto decisionale che accompagna l'opera durante tutto il suo ciclo di vita.

In questa prospettiva, il Digital Twin numerico si rivela uno strumento già pienamente maturo, capace di unire monitoraggio, simulazione e gestione operativa in un'unica infrastruttura digitale. La sua introduzione nel campo della geotecnica non rappresenta soltanto un avanzamento tecnologico, ma la possibilità di inaugurare una modalità di lavoro più consapevole, più efficiente e, soprattutto, più sicura. È un cambio di paradigma destinato a ridefinire gli standard con cui le opere geotecniche vengono progettate, controllate e gestite, aprendo la strada a una nuova stagione di ingegneria predittiva e data-driven (Sattamino & Zirpoli, 2025).

6. BIBLIOGRAFIA

- Sattamino P., Zirpoli A. (2026). Digital Twin nel settore AECO: ruolo e applicazioni lungo il ciclo di vita. *Ingenio*.
Zirpoli A. (2025). Il Digital Twin Numerico: un nuovo paradigma per lo studio dei fenomeni geotecnici. *Ingenio*.
Sattamino P., Zirpoli A. (2025). Impiego di Gemelli Digitali e strumenti BIM interoperabili nella valutazione del rischio ed il monitoraggio di infrastrutture esistenti. *Ingenio*.
Moroni I., Sattamino P. (2025). Gemelli digitali per il supporto alla manutenzione e al monitoraggio delle infrastrutture. *Ingenio*.

INTEGRAZIONE DI METODI ANALITICI E NUMERICI NEL CALCOLO DEI CEDIMENTI: IL CASO DELLA CASSA DI ESPANSIONE SUL TORRENTE BAGANZA

Sara Bandera (sara.bandera@ingeoconsult.com), Marco Secondi, Mauro Vecchiotti
INGEOCONSULT srl

ABSTRACT. Il contributo analizza la previsione dei cedimenti di un argine della cassa di espansione in costruzione sul torrente Baganza, a seguito di una variante progettuale che prevede la realizzazione di un importante ringrosso di valle. Le valutazioni sono state condotte integrando calcoli analitici e modellazione numerica bidimensionale. Nelle analisi numeriche sono stati adottati modelli costitutivi di complessità crescente, per valutare l'influenza della modellazione del comportamento dei terreni. I risultati mostrano, per il caso esaminato, una significativa variazione dei cedimenti calcolati al crescere della complessità del modello costitutivo adottato ed una buona coerenza tra approccio analitico e l'approccio numerico più avanzato.

1. INTRODUZIONE

La cassa di espansione sul torrente Baganza (comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma, PR) è un'infrastruttura idraulica in fase di costruzione, costituita da due invasi artificiali disposti in cascata (Comparto 1 e Comparto 2). L'opera è caratterizzata da manufatti in calcestruzzo, tra cui una diga con altezza pari a circa 24m, da sei rilevati arginali perimetrali e da un argine interno alla cassa che separa i comparti. Il presente studio analizza il comportamento deformativo dell'argine posto lungo il lato settentrionale del Comparto 2 (denominato Argine 2) in fase di costruzione. L'obiettivo è confrontare la previsione dei cedimenti ottenuta mediante approcci analitici e modellazione numerica avanzata, valutando anche l'influenza della scelta del modello costitutivo nella simulazione della risposta deformativa del sistema argine-fondazione. Il progetto prevedeva in origine una sezione arginale zonata con nucleo impermeabile in argilla, poi sostituita da una sezione omogenea a seguito delle attività sperimentali finalizzate alla definizione puntuale delle modalità esecutive. Nel 2025 è stata approvata una variante che prevede la realizzazione, lungo il lato campagna dell'Argine 2, di un ringrosso ottenuto mediante abbancamento di materiale limoso-argilloso proveniente dagli scavi dell'area centrale del Comparto 1 (Figura 1). Tale intervento modifica significativamente le condizioni di carico sul sistema argine-fondazione rispetto a quanto previsto in sede progettuale, rendendo quindi necessario aggiornare le verifiche geotecniche, in particolare quelle inerenti alla previsione dei cedimenti associati alla realizzazione del ringrosso. Dal punto di vista stratigrafico il deposito è costituito da uno strato superficiale di ghiaia pulita (UG1A, spessore tra 0 e 11 m). Al di sotto, fino a 41,5 m dal piano campagna, si osserva un'alternanza di terreni ghiaioso-sabbiosi in matrice limosa (UG2A) e livelli coesivi a grana fine (UG2B). In assenza di informazioni per profondità maggiori, si è assunto che l'unità UG2A si estenda fino a circa 100 m, quota presunta del substrato.

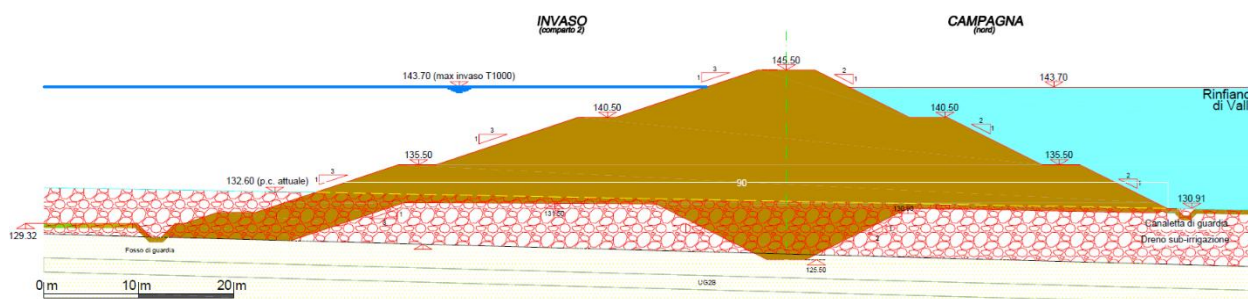


Figura 1. Sezione tipologica di intervento, Argine 2; in azzurro il ringrosso di materiale limo-argilloso.

L'aggiornamento delle verifiche è stato condotto adottando, per i terreni di fondazione e del corpo arginale, i parametri geotecnici assunti e validati nelle precedenti fasi progettuali (Tabella 1). I parametri deformativi del corpo arginale, al contrario, sono stati calibrati a partire dalle prove di piastra svolte in corso d'opera (moduli di piastra $M_d = 15 \div 20$ MPa). Con riferimento al materiale destinato alla realizzazione del ringrosso, la Direzione

Lavori ha commissionato una campagna di prove sperimentali ad-hoc finalizzate alla caratterizzazione fisico-meccanica dei limi argillosi prelevati nelle aree di approvvigionamento. La dispersione dei risultati ottenuti ha suggerito cautela nell'impiego dei parametri di resistenza ottenuti esclusivamente dalle prove di laboratorio. I dati sperimentali sono stati quindi integrati con indicazioni della letteratura tecnica (Lancellotta, 2012). Infine, nelle analisi presentate in questo contributo, la falda è stata assunta a 2 m di profondità dal piano campagna, in accordo con la documentazione progettuale e con i dati di monitoraggio acquisiti in corso d'opera.

Tabella 1. Parametri di resistenza e permeabilità relativi ai materiali di fondazione, rilevato e ringrosso.

	UG1A	UG2A	UG2B	Rilevato	Ringrosso
γ_{SAT} (kN/m ³)	20	20	19	20	20.3
c' (kPa)	1*	1*	41	5	7
ϕ' (°)	38	36	17	35	28
c_u (kPa)	-	-	90	-	50
k (m/s)	1E-3	5E-5	1E-7	1E-6/1E-3	2.23E-9
E_{op} (MPa)	70	50-95	80	Da prove piastra	10.8
C_c	-	-	0.25-0.26	-	-
C_s	-	-	0.05	-	-
$C_{\alpha\epsilon}$	-	-	0.0065	-	-
OCR	-	-	4-1	-	-

(*) Attribuito per favorire la stabilità numerica del calcolo. Tale valore è in ogni caso ingegneristicamente trascurabile e ininfluenza sui risultati ottenuti.

2. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI CON METODI ANALITICI

La stima analitica dei cedimenti monodimensionali nel terreno di fondazione e, in particolare, in corrispondenza della mezzeria del rilevato e del ringrosso, è stata condotta con software SETTLE3 (Rocscience), applicando la teoria di Boussinesq per la distribuzione degli sforzi verticali. L'Argine 2 è stato modellato tridimensionalmente (Figura 2(a)), integrando le informazioni progettuali con il reale andamento costruttivo desunto dal cronoprogramma fornito dalla Direzione Lavori. È stato infine ipotizzato il completamento delle opere entro ottobre 2026. Il modello realizzato tiene conto dell'inclinazione degli strati di fondazione e delle specifiche condizioni di drenaggio dei livelli coesivi. Il calcolo dei cedimenti immediati si basa sulla teoria dell'elasticità lineare; la consolidazione primaria è stata, invece, valutata mediante una relazione logaritmica tra indice dei vuoti e tensione verticale efficace, distinguendo il comportamento del terreno tra vergine e sovraconsolidato in base al valore di OCR. Infine, la componente secondaria è stata stimata come funzione del logaritmo del tempo, con inizio al 95% della consolidazione primaria e soglia minima pari all'1% dello sforzo gravitazionale, per simulare l'evoluzione dei cedimenti fino a 100 anni dal termine della costruzione. Il cedimento totale massimo è risultato pari a 0,54 m a fine costruzione e pari a 0,65 m dopo 100 anni (Figura 2(b)).

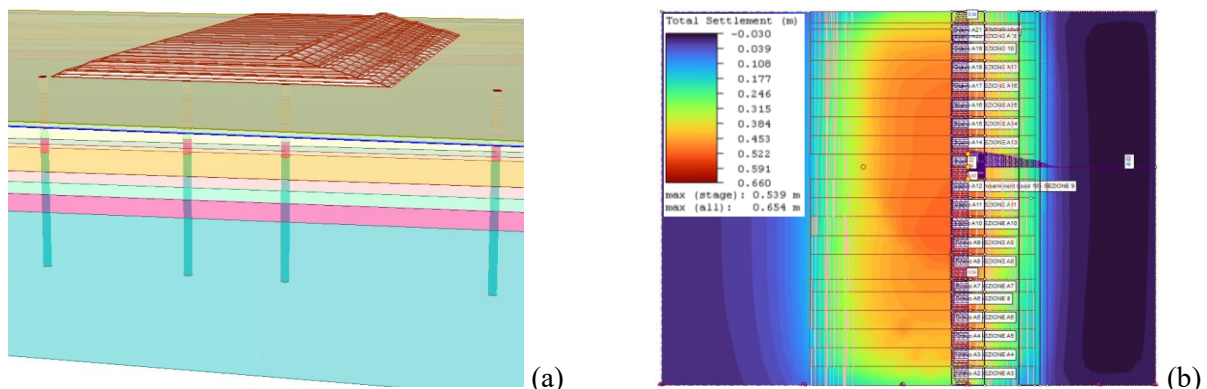


Figura 2. Fase di completamento dell'opera; (a) modello di calcolo e (b) distribuzione dei cedimenti al di sotto di rilevato e ringrosso.

3. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI CON MODELLAZIONE NUMERICA AVANZATA

Le analisi numeriche per la stima dei cedimenti della fondazione, del corpo arginale e del ringrosso di valle sono state condotte con il codice di calcolo alle differenze finite FLAC v.8.1 (Itasca). Per la modellazione della sezione più rappresentativa dell'Argine 2 è stato adottato un modello bidimensionale in deformazione piana. Il dominio di calcolo, di larghezza pari a 395 m e profondità pari a 100 m dal piano campagna, contiene circa 80.000 zone (Figura 3(a)). La dimensione minima degli elementi del dominio (0,5×0,5 m) è stata determinata in funzione dello spessore minimo degli strati di fondazione. Riguardo le condizioni al contorno, sono stati imposti spostamenti orizzontali vincolati lungo i bordi laterali e inferiore e spostamenti verticali vincolati lungo il bordo inferiore. Il modello di calcolo riproduce la stratigrafia dei terreni del rilevato, di fondazione e del ringrosso brevemente descritta nell'introduzione. Sono state condotte analisi a gradi di complessità via via crescenti: inizialmente, tutti i materiali sono stati modellati con il modello costitutivo Mohr–Coulomb (MC). Successivamente, gli strati coesivi (UG2B) sono stati simulati con il modello Soft-Soil, mantenendo MC per gli altri materiali (MC/SS). Infine, è stato introdotto il modello costitutivo avanzato CY-Soil per la modellazione del rilevato (MC/SS/CY). La calibrazione dei parametri costitutivi ha integrato la caratterizzazione geotecnica di progetto con i risultati di controlli in corso d'opera. Per l'unità UG2B, i parametri distintivi del modello Soft-Soil, λ^* e κ^* , sono stati correlati agli indici di compressione e rigonfiamento (C_c e C_s) secondo le relazioni indicate nel manuale FLAC. Il calcolo del cedimento viscoso è stato omesso per semplicità, sulla base della coerenza tra i valori calcolati in progetto esecutivo e mediante metodi analitici. Il modello CY-Soil, adottato per il rilevato, è stato calibrato simulando le prove di carico su piastra condotte in corso d'opera (qui omesse per brevità), considerando un dominio di dimensioni $1,5 \times 1,5$ m con griglia raffinata nella zona di influenza della piastra e condizioni assialsimmetriche di vincolo. I parametri elastici (m ed R) ed il modulo di taglio (G_{ref}) sono stati calibrati mediante analisi parametrica, al fine di riprodurre la curva carico–cedimento osservata sperimentalmente. Il risultato della procedura di calibrazione è riportato in Tabella 2a per il modello Soft-Soil e in Tabella 2b per il modello CY-Soil.

Tabella 2. (a) Parametri Soft-Soil per UG2B e (b) Parametri CY-Soil per il rilevato.

				Grandezza	Valore (>131 mslm)	Valore (<131 mslm)
				ρ [kg/m ³]	2038.74	
				ϕ [°]	35	
				c' [Pa]	5E3	
				v [-]	0.2	
				p_{ref} [Pa]	1E5	
				G_{ref} [-]	550	540
				R [-]	4.5	4
				m [-]	0.5	
				α [-]	1	
				β [-]	1	
				r_f [-]	0.9	
				ψ [°]	9	
				p_c [Pa]	1E3	

Grandezza	UG2B 1	UG2B 2	UG2B 3
ρ [kg/m ³]		1508.23	
κ^* [-]	0.0351	0.0275	0.0222
λ^* [-]	0.0620	0.0645	
OCR [-]	4.00	2.00	1.00
K_0 [-]	1.42	1.00	0.71

(a)
(b)

Per semplicità, la modellazione numerica non ha considerato la consolidazione idro-meccanica per gli strati UG2B, scelta ampiamente giustificata dai brevi tempi caratteristici di dissipazione ($T_{90,max} \approx 2.5$ giorni) delle sovrappressioni neutre, stimati mediante teoria di Terzaghi e confermati dalle analisi svolte con metodi analitici. La costruzione dell'argine e del ringrosso è stata simulata per fasi: lo strato di fondazione è stato modellato mantenendo la falda a 2 m dal piano campagna, con realizzazione progressiva del rilevato e del ringrosso (per strati di 1 m circa). In ogni stage, il modello raggiunge l'equilibrio sotto il peso proprio del terreno. Sono stati definiti punti di monitoraggio degli spostamenti verticali sia in fondazione che in sommità del rilevato e del ringrosso (Figura 3(a)). In Tabella 3 sono riportati gli spostamenti calcolati al termine della costruzione del rilevato e del ringrosso per tutte le analisi svolte, mentre in Figura 3(b) sono mostrati gli spostamenti verticali finali nel modello più complesso (MC/SS/CY). I risultati delle analisi MC/SS/CY evidenziano che la realizzazione della berma di valle incrementa il cedimento verticale della fondazione del rilevato da 30 cm a 42 cm (+40%).

4. CONCLUSIONI

Sono infine proposti due confronti: (i) tra i risultati ottenuti adottando modelli costitutivi di complessità crescente e (ii) tra i risultati ottenuti con metodi analitici e quelli derivanti dal modello numerico più avanzato (MC/SS/CY). Come mostrato in Tabella 3, l'adozione di modelli costitutivi più avanzati comporta, rispetto al modello MC calibrato con i parametri proposti in PE: (a) una previsione progressivamente crescente dei cedimenti della fondazione; in particolare, l'introduzione del modello Soft-Soil per gli strati coesivi UG2B induce un marcato incremento dei cedimenti; (b) l'adozione del modello CYSoil per il rilevato (MC/SS/CY) produce una riduzione del cedimento del coronamento alla fine costruzione rilevato (punto B), anche se, come atteso, non influenza sensibilmente il comportamento del terreno di fondazione. Per l'argine oggetto di studio, i massimi spostamenti in fondazione si registrano al termine della costruzione del ringrosso, con il modello MC/SS/CY. I valori risultano pari a circa 0,42 m nel punto A (Figura 3(a)) e a circa 0,37 m nel punto C (Figura 3(a)). Il confronto con i metodi analitici, considerando la somma delle componenti di cedimento immediato e di consolidazione primaria (Tabella 4), evidenzia scostamenti contenuti rispetto ai risultati numerici del modello MC/SS/CY, pari a circa l'8% in corrispondenza dell'asse del rilevato (A) e al 4,4% in corrispondenza della berma (C). Tali differenze possono essere considerate accettabili alla luce delle differenze metodologiche tra i due approcci di calcolo.

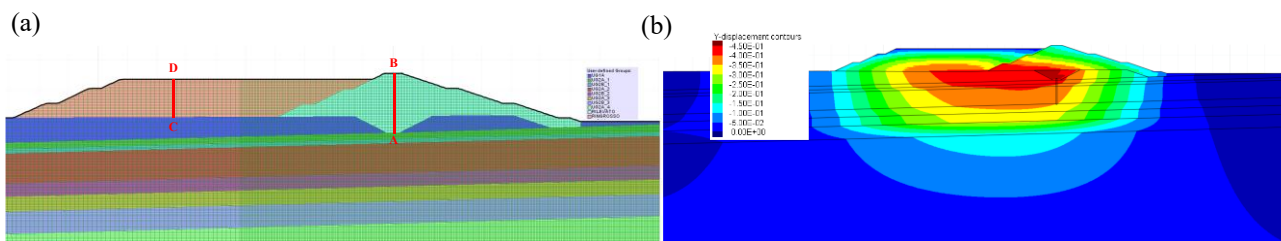


Figura 3. (a) Griglia di calcolo e (b) Spostamenti verticali nel modello MC/SS/CY.

Tabella 3. Spostamenti (m) calcolati in FLAC considerando diverse fasi costruttive e diversi modelli costitutivi

ID monitoraggio	Fine costruzione rilevato			Fine costruzione berma		
	MC	MC/SS	MC/SS/CY	MC	MC/SS	MC/SS/CY
A	0.17	0.30	0.30	0.21	0.41	0.42
B	0.023	0.026	0.017	0.07	0.13	0.14
C	/	/	/	0.20	0.36	0.37
D	/	/	/	0.029	0.04	0.04

Tabella 4. Confronto tra gli spostamenti verticali ottenuti in SETTLE3 e FLAC con modello MC/SS/CY

	Cedimento in SETTLE3 [m]	Cedimento in FLAC [m]
A in Figura 3(a)	0.45 (0.15 + 0.30)	0.42
C in Figura 3(a)	0.39 (0.16 + 0.23)	0.37

5. BIBLIOGRAFIA

FLAC. (2023). User Manual v. 8.1. Itasca.
Lancellotta, R. (2012). *Geotecnica*. Zanichelli, Milano.
SETTLE3. (2025). User Manual v. 5.0. Rocscience. Retrieved from <https://www.rocsience.com>

6. RINGRAZIAMENTI

Gli autori esprimono un sincero ringraziamento all'Ing. Mirella Vergnani (AIPO), e al Direttore dei Lavori Ing. Giovanni Battista Peduzzi (ETATEC Studio Paoletti srl).

INTERVENTI GEOTECNICI SU MATERIALI COMPLESSI IN AMBITO MINERARIO

Ing. Roberta Colucci (roberta.colucci@aecom.com)
AECOM Italia

Ing. Fortunato Medici (f.medici@soil.it)
SOIL Engineering

ABSTRACT. La progettazione di interventi geotecnici in aree contraddistinte da ingenti abbancamenti di sterili minerari (*tailings*) derivanti da attività di estrazione oggi dismesse costituisce una sfida ingegneristica di particolare rilevanza. Richiede, infatti, un approccio multidisciplinare e prestazionale, in ragione delle caratteristiche geometriche non usuali dei depositi e delle loro peculiari caratteristiche chimico-fisico-meccaniche, riconducibili ai processi di estrazione e di lavorazione. Il presente articolo illustra l'esperienza maturata in tale ambito da AECOM Italia S.p.A. e SOIL Engineering S.r.l., relativa ad interventi di Messa in Sicurezza Permanente (MiSP) sviluppati integrando aspetti geotecnici, idraulici ed ambientali, nonché supportati da una rigorosa modellazione 3D delle geometrie in sito. In particolare, si descrivono le criticità affrontate e l'approccio adottato per gli interventi di stabilizzazione di argini di contenimento degli sterili e per la progettazione di piste e piani di cantiere sulle aree di decantazione degli stessi.

1. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO E DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO

Il **progetto di MiSP** si riferisce ad un contesto territoriale di tipo collinare con rilievi caratterizzati da un dislivello di max 110 m, il sito si colloca lungo un'incisione valliva caratterizzata da quota di scorrimento variabile di circa 40 m tra monte e valle. Tale incisione risulta interrotta per un tratto di circa 620 m a seguito della realizzazione di un'area destinata allo stoccaggio ed alla decantazione di sterili minerari derivanti dalle attività estrattive (Figura 1-a). Lato monte e lato valle, gli sterili minerari sono contenuti da due argini in terra realizzati tramite la tecnica in uso durante le fasi di estrazione e ciclonatura del materiale, che prevedeva una serie di sovralti successivi. Dal punto di vista idraulico, per garantire la continuità dell'asta fluviale, è presente un tratto tombinato che si estende per tutta la lunghezza dei bacini.

Il progetto prevede la **ricarica dell'argine di valle** al fine di garantirne la stabilità in condizioni sia statiche sia sismiche, la realizzazione di canali idraulici nella zona perimetrale degli sterili per dismettere il tratto tombinato incompatibile con le portate di progetto e la **realizzazione di piste e piani di cantiere** per garantire l'accesso all'area (Figura 1-b).

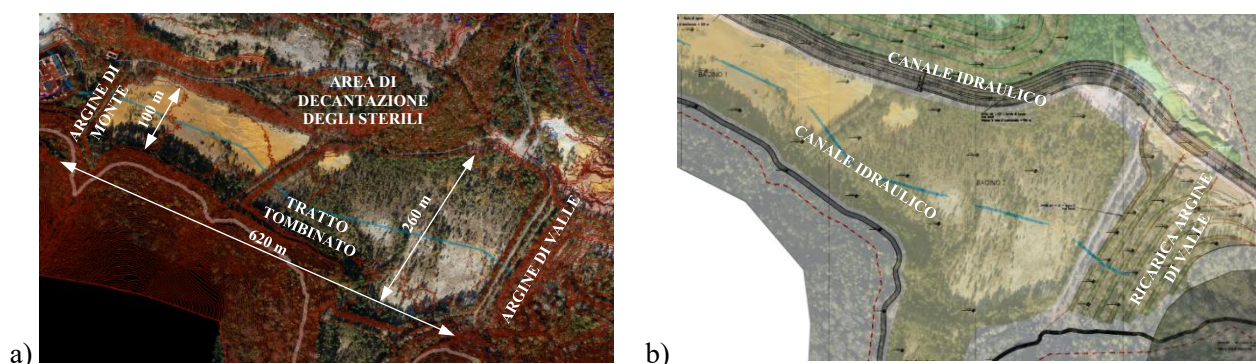


Figura 1. Stato di fatto (a) e di progetto (b) su ortofoto con principali riferimenti geometrici

2. CRITICITÀ PROGETTUALI

Gli interventi di messa in sicurezza permanente del sito sono finalizzati al superamento di **una serie di criticità** che coinvolgono l'area sotto il profilo geotecnico, idraulico e ambientale, come di seguito descritto:

- dal punto di vista **geotecnico** la principale criticità è rappresentata dalla presenza degli sterili minerari con spessori massimi dell'ordine di 20-30 m. Tali materiali si presentano come limi argillosi con alternanza di sabbie fini e sono caratterizzati da elevato indice dei vuoti e comportamento contraente per sollecitazioni a taglio, ciò li rende suscettibili a fenomeni di liquefazione sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche (parametro di stato $\Psi > 0.1$);
- dal punto di vista **ambientale** il pericolo maggiore è legato alla formazione di ambienti acidi ($\text{pH} < 3$); per effetto di reazioni chimico-fisiche tra le acque meteoriche di infiltrazione e gli sterili minerari.
- dal punto di vista **idraulico** la complessità del sito è legata ed alla presenza di importanti tratti di tombinatura dell'alveo naturale, non compatibili con la sicurezza idraulica per le portate relative al bacino imbrifero sotteso e per le rilevanti difficoltà di accesso e manutenzione.

Il presente articolo descrive le criticità in ambito geotecnico affrontate e l'approccio adottato nel corso della progettazione degli interventi, al fine di analizzare la risposta degli sterili minerari negli ambiti progettuali di stabilizzazione di corpi arginali (Capitolo 3) e di realizzazione di piste e piani di cantiere (Capitolo 4).

3. PROGETTO DI STABILIZZAZIONE DEI CORPI ARGINALI

La progettazione degli interventi di stabilizzazione del corpo arginale è stata condotta sulla base di una **solida modellazione 3D** delle geometrie esistenti e di progetto (Figura 2), al fine di implementare gli interventi in oggetto e valutare la conseguente risposta degli sterili minerari. L'analisi è stata condotta con riferimento alla sezione di massima altezza rappresentata in Figura 3 ed è stata preceduta da una prima fase di **caratterizzazione geotecnica** dei depositi.

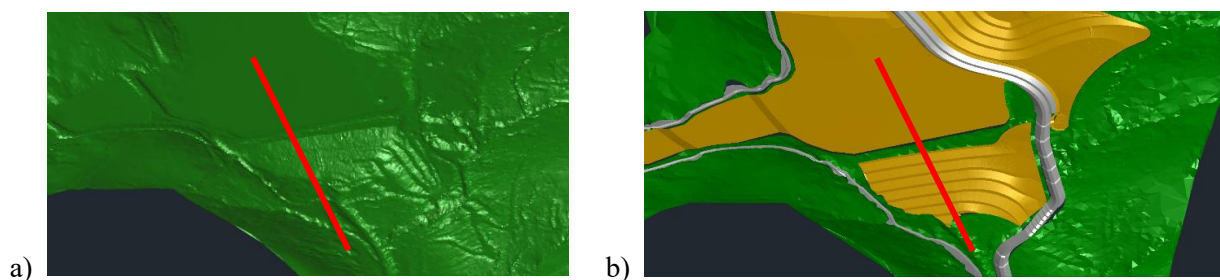


Figura 2. Interventi di rimodellazione dell'argine di valle, confronto tra stato di fatto e di progetto

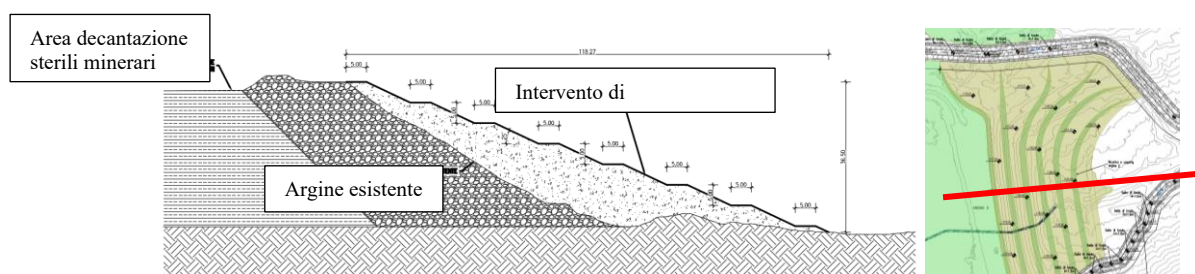


Figura 3. Interventi di stabilizzazione argine di contenimento sterili minerari

Al riguardo, sono state appurate le **scadenti caratteristiche meccaniche** degli sterili. In particolare, dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU è stato possibile ottenere una stima della **resistenza dei materiali** ($q_c = 1\div 3 \text{ MPa}$) e della loro **suscettibilità a liquefare** mediante la valutazione del parametro di stato ψ , rappresentativo delle sue caratteristiche di addensamento (Figura 4) (Robertson, P.K & Kabal, K.L. - 2010).

Valori di ψ positivi e/o maggiori di -0.1 indicano un comportamento meccanicamente instabile del terreno, che tende a ridurre il proprio volume al variare dello stato di sforzo (comportamento contraente) e risulta altamente propenso a fenomeni di liquefazione. Le **analisi numeriche di stabilità** del corpo arginale sono state svolte mediante un modello ad elementi finiti bidimensionale sviluppato in PLAXIS 2D, con riferimento alla stratificazione dei terreni riscontrata in sito. In condizioni statiche è stato implementato il modello costitutivo NOR SAND (Jefferies & Been – 2006) le cui principali caratteristiche sono qui richiamate:

- Si tratta di un modello che definisce uno stato limite asintotico (stato critico) al quale il materiale tende a grandi deformazioni;

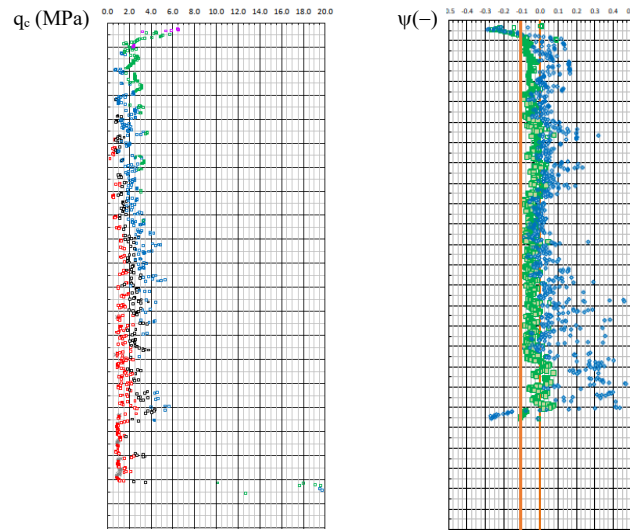


Figura 4. Parametri q_c e ψ da prove CPTU

- Il comportamento del materiale dipende dalla posizione rispetto alla linea di stato critico (CSL), attraverso il parametro di stato ψ ;
- In condizioni non drenate il modello è in grado di generare sovrappressioni interstiziali a seguito di variazione dello stato di sforzo con conseguente perdita di resistenza;

In **condizioni sismiche** è stato implementato il modello costitutivo PM4SAND (Boulanger & Ziotopoulou) previo processo di calibrazione dei parametri costitutivi (G_0 , D_R , ϕ' , h_{pd} , R , e_{max} , e_{min}) al fine di cogliere il comportamento fragile degli sterili minerari anche sotto sollecitazioni dinamiche. La calibrazione dei parametri è stata condotta sulla base di valori di letteratura e sui risultati di prove in laboratorio. I risultati delle analisi comparative tra stato di fatto (corpo arginale senza ricarica al piede) e stato di progetto (corpo arginale con ricarica al piede) sono illustrate nelle figure seguenti. In **condizioni statiche**, risulta significativo osservare la netta riduzione dell'entità delle deformazioni di taglio in presenza della ricarica (figura 5). In condizioni sismiche, l'effetto stabilizzante dell'intervento di ricarica è illustrato attraverso il parametro " R_u " rappresentativo della pressione interstiziale (valori di R_u prossimi a 1 indicano condizioni di liquefazione) (Figura 6).

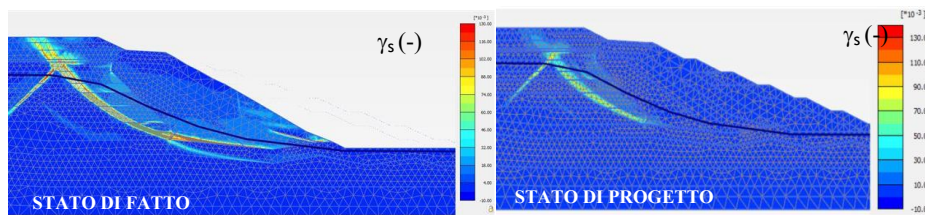


Figura 5. Stabilizzazione corpo arginale – Analisi in condizioni statiche: deformazioni di taglio.

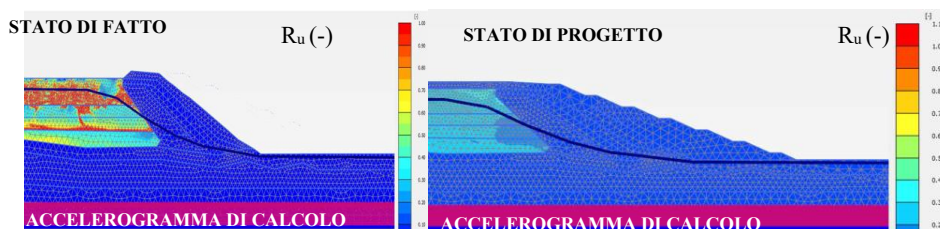


Figura 6. Stabilizzazione corpo arginale – Analisi in condizioni sismiche: valori del parametro R_u .

4. PROGETTO DI PISTE E PIANI DI CANTIERE

Data la peculiare natura degli sterili minerari, la progettazione delle piste e dei piani di cantiere per il raggiungimento delle aree di intervento si è basata su un approccio di tipo prestazionale, adottando criteri progettuali che tenessero conto dei livelli di deformazione associati allo sviluppo delle resistenze dei terreni.

Lo studio ha preso avvio dalla **back analysis** dei risultati di un campo prove di carico, appositamente eseguito per la realizzazione dei rilevati in progetto, testando diversi spessori del rilevato e dimensione della piastra. Sono state eseguite prove sia “veloci” (120 s per gradino di carico), sia “di lungo termine” estendendo il periodo di carico sino ad assestamento, per la durata di alcune ore. Si sono così acquisite informazioni per la caratterizzazione dei pacchetti di pavimentazione e dei terreni di posa, individuando come più probabile un loro comportamento non drenato. Per definire i **criteri di progetto** si è fatto riferimento al metodo BRE (Building Research Establishment), relativo alla modellazione degli effetti dei veicoli cingolati, studiati insieme ai produttori delle singole macchine. Tale metodo propone i fattori di sicurezza da impiegare sulle azioni, sui parametri dei terreni e sulle resistenze, ma rispetto a quest’ultime non risulta pienamente applicabile: le caratteristiche dei fanghi minerari si collocano, infatti, al di fuori dei limiti di validità del metodo, espressi in termini di resistenza (non drenata), richiedendo l’adozione di analisi di maggior dettaglio. Si è, quindi, deciso per l’utilizzo di un programma di calcolo FEM (PLAXIS 2D), adottando un modello assialsimmetrico e traducendo i carichi rettangolari in circolari tali da generare pressioni equivalenti nella pavimentazione e sul piano di posa. L’approccio adottato ha permesso di integrare i criteri di progetto basati unicamente sulle resistenze del metodo BRE con dei requisiti deformativi, assumendo valori limite di cedimento sotto i carichi applicati con il loro valore caratteristico e nella condizione “fattorizzata” - cioè corrispondente allo sviluppo del fattore di sicurezza minimo di progetto in un’analisi di progressiva riduzione delle resistenze (procedura ϕ'/c' reduction). La figura 7-a risulta rappresentativa di questo aspetto, mostrando due diverse modalità deformative di raggiungere un medesimo fattore di sicurezza. In alcuni casi, il raggiungimento di fattori di sicurezza, anche elevati, avviene in corrispondenza di deformazioni del tutto inaccettabili. Seguendo questi criteri progettuali, si sono condotte le analisi che hanno portato alla definizione degli spessori delle pavimentazioni di progetto per le piste e i piani di lavoro, conducendo diverse analisi con spessori di tentativo (Figura 7-b).

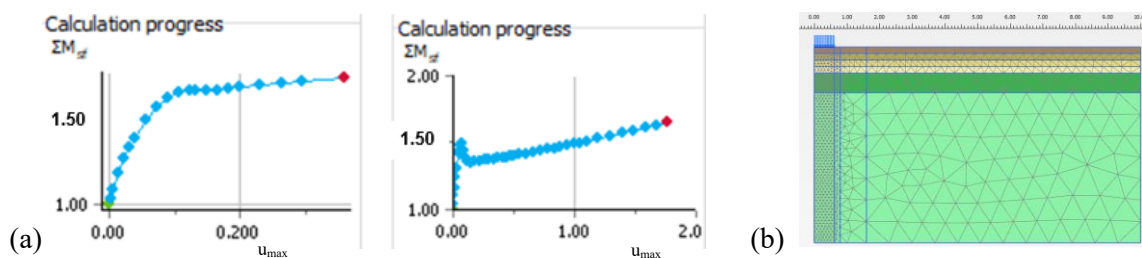


Figura 7. Valori di deformazione u_{max} (m) attesi per raggiungere il medesimo fattore di sicurezza ΣM_{sf} (a) e esempio del modello di calcolo FEM per lo studio della pista (b).

5. CONCLUSIONI

Il presente articolo intende offrire una panoramica sulla progettazione di interventi geotecnici in aree contraddistinte dalla notevole presenza di abbancamenti di sterili minerari; contesti quanto mai sfidanti in ragione delle geometrie coinvolte e delle loro peculiari proprietà chimico-fisico-meccaniche. In particolare, per la stabilizzazione dei corpi arginali, in ragione della loro elevata suscettibilità a liquefazione, si è affrontato il problema tramite due differenti modelli costitutivi, in condizioni statiche e sismiche, che hanno permesso di garantire la stabilità dell’opera. Per la realizzazione delle piste e dei piani di cantiere, in relazione alla loro elevata deformabilità, i criteri progettuali sono stati integrati con delle valutazioni sulle deformazioni associate allo sviluppo delle resistenze attese, giungendo così alla definizione degli spessori di pavimentazione da adottarsi.

6. BIBLIOGRAFIA

- Boulanger R.W., Ziotopoulou K. (2022). *PM4Sand Version 3.2: A sand plasticity model for earthquake engineering applications*.
 BRE (2004). Document BR470. *Working platforms for tracked plant: good practice guide to the design, installation, maintenance and repair of ground supported working platforms*. Building Research Establishment.
 Jefferies M., Been K. (2015). *Nor-Sand: a simple critical state model for sand*.
 Robertson P.K., Cabal K.L. (2010). *Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering*.

IL SOLLEVAMENTO DEL PIEDE ARGINALE: CONFRONTO TRA EUROCODICE 7 DI 2° GENERAZIONE E NTC 2018

Marco Lenzi (marco.lenzi.1@studenti.unipd.it)

Francesca Ceccato (francesca.ceccato.1@unipd.it)

Luca Simoni (luca.simoni.1@studenti.unipd.it)

Lorenzo Brezzi (lorenzo.brezzi@unipd.it)

Paolo Simonini (paolo.simonini@unipd.it)

Dipartimento ICEA – Università degli Studi di Padova

ABSTRACT. Sebbene le normative europee e italiane non forniscano una trattazione esaustiva delle problematiche progettuali relative alle opere di difesa arginale, esse disciplinano alcuni aspetti fondamentali ai fini della sicurezza idraulica e geotecnica. In particolare, le prescrizioni normative si concentrano sulla stabilità delle scarpate e sull’innescio dei fenomeni di sollevamento del terreno e sifonamento. Il presente articolo si propone di analizzare e confrontare i criteri di verifica del sollevamento (UPL) previsti dall’Eurocodice 7 e dalle NTC 2018, al fine di valutare l’equivalenza degli approcci adottati o l’eventuale presenza di differenti margini di sicurezza. Le analisi sono sviluppate con riferimento a un caso studio reale, relativo all’argine del Torrente Sillaro nel tratto di Villa Serraglio (RA), interessato dall’apertura di una breccia durante l’evento alluvionale di maggio 2023, in condizioni successive agli interventi di somma urgenza eseguiti per la chiusura della rotta.

1. INTRODUZIONE

Gli argini sono opere lineari di difesa idraulica progettate per contenere le piene dei corsi d’acqua e prevenire l’allagamento di aree urbanizzate. Strutturalmente presentano generalmente sezione trapezoidale e sono costituiti da terreno opportunamente posto in opera, eventualmente integrato con strutture accessorie inserite nel corpo del rilevato o lungo la cresta (palancole metalliche, diaframmi o altre opere di sostegno). La sommità dell’argine è posta a quota superiore rispetto al piano campagna per garantire la funzione di ritenuta idraulica.

Le piene sono generate da eventi meteorologici intensi e persistenti e possono provocare fenomeni alluvionali con gravi danni economici e perdita di vite umane, effetti oggi amplificati dalla crescente urbanizzazione e dai cambiamenti climatici, i quali aumentano frequenza e intensità degli eventi estremi.

In questo contesto, è fondamentale che gli argini siano progettati o adeguati secondo specifici standard di sicurezza, definiti a livello europeo e nazionale, in questo articolo si farà riferimento all’Eurocodice 7 (EN 1997 – Geotechnical Design) e alle Norme Tecniche per le Costruzioni italiane (NTC 2018, Capitolo 6).

Il recente sviluppo della seconda generazione dell’Eurocodice 7 introduce, rispetto alla versione precedente e alle NTC 2018, il recepimento delle Classi di Conseguenza (CC), definite dall’EN 1990 nel quadro generale di affidabilità degli Eurocodici, che classificano le opere in base alla gravità delle conseguenze di un eventuale collasso: CC1 (basse), CC2 (normali) e CC3 (elevate). Per ciascuna classe sono previsti specifici fattori di sicurezza aggiuntivi da applicare in fase di progetto o verifica, al fine di garantire livelli di sicurezza coerenti con il rischio associato all’opera. Per il confronto tra EN 1997-1 e NTC 2018 viene analizzata la verifica idraulica al sollevamento (uplift, UPL) del piede del rilevato arginale, in destra idraulica, del Torrente Sillaro, nel tratto di Villa Serraglio (RA). Il fenomeno, indotto da elevate pressioni interstiziali nel sottosuolo, è disciplinato dalla Parte 1 dell’Eurocodice 7 e dal paragrafo 6.2.4.2 delle NTC 2018. Nel caso in esame, interessando uno strato al piede dell’argine, viene adottato il criterio di verifica per elementi deformabili previsto dall’Eurocodice 7, espresso dall’Equazione 1.

$$\gamma_{Gw}u_{G,rep} + \gamma_{Qw}u_{Q,rep} - \gamma_{G,fav}\sigma_{v,rep} \leq 0 \quad (1)$$

Nella relazione di verifica, $u_{G,rep}$ e $u_{Q,rep}$ individuano rispettivamente i valori rappresentativi delle pressioni interstiziali permanenti e di quelle variabili, mentre $\sigma_{v,rep}$ indica il valore rappresentativo delle tensioni verticali totali. I coefficienti γ_{Gw} , γ_{Qw} e $\gamma_{G,fav}$ sono i fattori parziali di sicurezza e k_F rappresentano i coefficienti moltiplicativi dei fattori di sicurezza, i quali sono funzione della classe di conseguenza assegnata all’opera oggetto di studio, definiti nell’Eurocodice 0. La verifica deve essere condotta secondo entrambi gli approcci VC2(a) e VC2(b) previsti dall’Eurocodice 7 -parte 3; nel caso in esame, poiché l’approccio VC2(a) risulta certamente il più

gravoso, viene illustrata esclusivamente la sua applicazione. La disequazione di verifica confronta le pressioni indotte dall'azione dell'acqua con la tensione verticale totale, configurando una verifica in termini di tensioni totali. La condizione di sicurezza è soddisfatta quando la tensione verticale totale, opportunamente moltiplicata per il corrispondente fattore parziale di sicurezza, risulta superiore alle pressioni agenti moltiplicate per i rispettivi coefficienti di sicurezza.

Parallelamente, le NTC 2018 adottano un approccio concettualmente analogo, formulando tuttavia la disequazione di verifica non in termini di tensioni totali, bensì mediante il confronto diretto tra le azioni agenti e quelle resistenti, come espresso dall'Equazione 2.

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (2)$$

In cui $V_{inst,d}$ rappresenta la somma delle azioni instabilizzanti di progetto, di cui $G_{inst,d}$ è la componente permanente e $Q_{inst,d}$ la componente variabile; $G_{stb,d}$ indica la somma delle azioni stabilizzanti, mentre R_d rappresenta le eventuali resistenze presenti. I fattori parziali di sicurezza sono definiti nella Tabella 6.2.III delle NTC 2018: γ_{G1} e γ_{Qi} rappresentano rispettivamente i fattori per i carichi permanenti strutturali e per quelli accidentali. I valori dei fattori parziali utilizzati nelle verifiche, per entrambe le normative, sono riportati nella Tabella 1.

Tabella 1. Fattori parziali di sicurezza applicati alle azioni instabilizzanti e stabilizzanti da EN 1997-1 e NTC 2018

Normativa	γ_{Gw}	γ_{Qw}	$\gamma_{G,fav}$	k_F	γ_{G1}	γ_{Qi}
EN 1997 - CC1	1.2 k_F	1.35 k_F	1.0	0.9	-	-
EN 1997 - CC2	1.2 k_F	1.35 k_F	1.0	1.0	-	-
EN 1997 - CC3	1.2 k_F	1.35 k_F	1.0	1.1	-	-
NTC 2018	-	-	-	-	0.9	1.5

2. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI E COSTRUZIONE DEL MODELLO NUMERICO

Allo scopo di comparare i risultati forniti dalle disequazioni individuate dalle due normative si è eseguita la verifica di sollevamento del piede dell'argine destro del torrente Sillaro, in corrispondenza della sezione A in condizioni successive alle riparazioni di somma urgenza (Figura 1). Il rilevato arginale, alto 10.10 m, è costituito da argilla limosa sabbiosa che poggia su un terreno di fondazione costituito da argilla limosa, sovrastata da uno strato più permeabile di limo sabbioso avente spessore pari a 1.20 m e da un ulteriore strato avente caratteristiche simili a quelle del rilevato arginale, di spessore pari a 1.15 m. La profondità della falda è posta a 1.75 m dal piano campagna. In corrispondenza del paramento interno è stata realizzata una scogliera in massi ciclopici con l'obiettivo di ricostruire la parte erosa durante le alluvioni di maggio 2023 in Emilia Romagna (Lenzi et al., 2025). In Tabella 2 sono riportati i parametri meccanici e idraulici dei materiali del modello agli elementi finiti (SEEP/W, GeoStudio), limitati al peso di volume naturale (γ) e alla conducibilità idraulica (k), ricavata rispettivamente da prova CPT per il primo orizzonte, prova Lefranc in sito per il secondo, prova triassiale per il terzo, e assunta pari a quella di una ghiaia grossa per il pietrame. Sono state condotte simulazioni di filtrazione in regime stazionario e transitorio, allo scopo di ricavare i valori di pressione interstiziale al piede dell'argine per l'esecuzione della verifica al sollevamento in entrambe le condizioni. Allo scopo di valutare la compatibilità della simulazione in regime stazionario con la curva di piena di progetto (Figura 1), è stato analizzato il tempo necessario affinché la soluzione in transitorio si avvicinasse a quella in stazionario, considerando il livello massimo di piena mantenuto per un intervallo temporale superiore a quello indicato dall'idrogramma di progetto, monitorando nel tempo l'evoluzione della pressione al punto A, situato in corrispondenza dell'interfaccia tra lo strato permeabile e l'argilla limosa sabbiosa al piede dell'argine.

Tabella 2. Parametri geotecnici dei materiali costituenti la sezione A

Materiale	γ [kN/m ³]	k [m/s]
Argilla limosa sabbiosa	18.50	$7.95 \cdot 10^{-7}$
Limo sabbioso	18.70	$1.08 \cdot 10^{-6}$
Argilla limosa	18.95	$2.04 \cdot 10^{-11}$
Pietrame	20.00	$1.00 \cdot 10^{-2}$

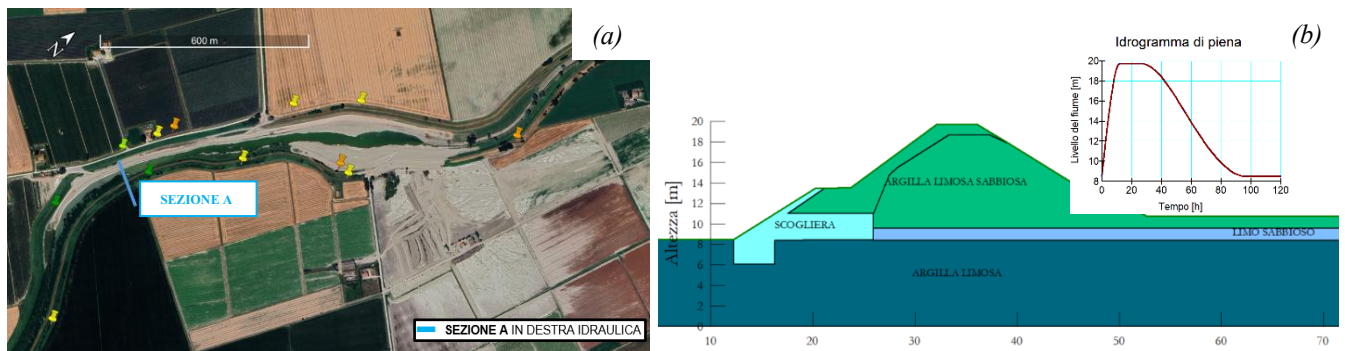


Figura 1. Localizzazione della sezione A sull'argine destro del Torrente Sillaro (a) (Google Earth) e modello geotecnico della sezione A in condizioni successive agli interventi di somma urgenza con relativo idrogramma di piena (b)

3. RISULTATI

Le analisi numeriche indicano che, in regime stazionario con livello del fiume alla quota di cresta arginale, il rilevato è completamente saturo e presenta sovrappressioni interstiziali rispetto alla condizione idrostatica, anche nel punto di indagine. In regime transitorio, invece, il livello massimo di piena permane per sole 12 ore, impedendo all'argine di saturarsi completamente; di conseguenza, al piede arginale non si osserva un innalzamento della falda sufficiente a generare pressioni interstiziali significative all'interno dello strato di limo sabbioso (Figura 2). In entrambi i casi, assumendo che all'inizio della piena ($t = 0$) il livello idrico coincida con il fondo alveo, l'azione dell'acqua è considerata interamente variabile e pertanto individuata come $u_{q,rep}$ nella verifica idraulica di sollevamento del piede. In regime stazionario, in corrispondenza del punto A, la pressione interstiziale raggiunge 14.91 kPa; in regime transitorio, la condizione più gravosa si manifesta al termine della simulazione, cinque giorni dopo l'inizio della piena, ma risulta insufficiente a generare pressioni positive sotto il rilevato tali da comprometterne la stabilità. Perciò, in via cautelativa, la pressione agente in corrispondenza del punto A è assunta nulla.

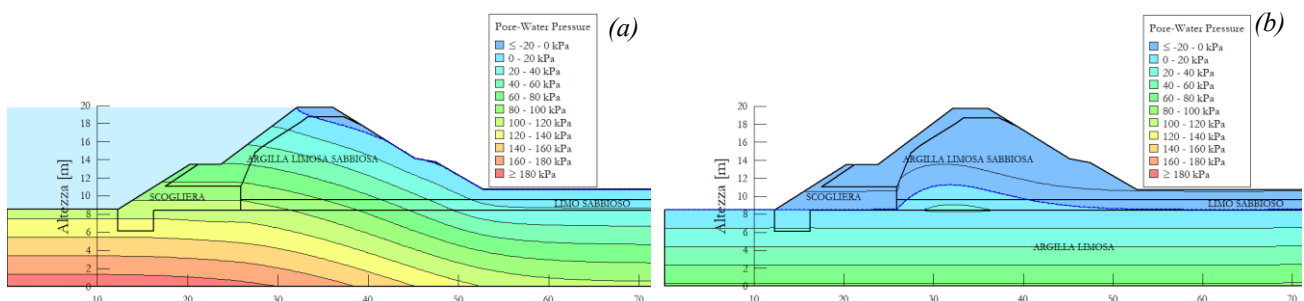


Figura 2. Andamento delle pressioni interstiziali totali all'interno del rilevato arginale della sezione A in regime stazionario (a) e in regime transitorio a 5 giorni dall'inizio della piena (b)

Sostituendo i valori di pressione all'interno delle disequazioni di verifica e considerando correttamente i fattori parziali di sicurezza per ciascuna azione corrispondente, per le tre classi di conseguenza definite nel EN 1997-1 e per le NTC 2018, si ottengono i risultati riportati in Tabella 3. Dai riscontri ottenuti emerge che, in regime stazionario, all'aumentare della classe di conseguenza da CC1 a CC3, la somma algebrica dei termini a sinistra dell'equazione assume valori sempre crescenti e positivi, indicando il mancato rispetto della verifica secondo EN 1997-1.

Analogamente, per le NTC 2018 il termine dell'equazione assume valori positivi, talvolta superiori a quelli riscontrati nei casi precedenti, confermando che anche secondo la normativa italiana la verifica non è soddisfatta. Complessivamente, ciò suggerisce che le NTC 2018 risultano generalmente più cautelative dell'EN 1997-1, poiché i valori ottenuti risultano maggiori anche considerando la classe di conseguenza più elevata prevista dall'Eurocodice. In regime transitorio, poiché la linea di falda risente della piena in misura trascurabile, la verifica risulta sempre soddisfatta: il termine a sinistra delle disequazioni rimane inferiore a zero. Anche in questo caso, le NTC 2018 producono risultati più cautelativi, con valori maggiori rispetto a quelli derivanti dall'Eurocodice 7.

Tabella 3. Verifica al sollevamento del piede arginale in regime stazionario e transitorio secondo l'EN 1997 e le NTC 2018

Disequazione	Stazionario	Transitorio
EN 1997 - CC1: $1,08u_{G,rep} + 1,215u_{Q,rep} - 1\sigma_{v,rep} \leq 0$	8.87>0	-9.25<0
EN 1997 - CC2: $1,2u_{G,rep} + 1,35u_{Q,rep} - 1\sigma_{v,rep} \leq 0$	10.90>0	-9.25<0
EN 1997 - CC3: $1,32u_{G,rep} + 1,485u_{Q,rep} - 1\sigma_{v,rep} \leq 0$	12.91>0	-9.25<0
NTC18: $1,1u_{G,rep} + 1,5u_{Q,rep} - 0,9\sigma_{v,rep} \leq 0$	13.83>0	-8.55<0

Per identificare la condizione più realistica per il caso studio, il grafico di Figura 3 mostra che le pressioni al punto A in regime stazionario coincidono con quelle in transitorio solo se il livello massimo della piena viene mantenuto costante per circa 30 giorni, evidenziando come il modello in regime stazionario risulti eccessivamente conservativo rispetto alla reale durata dell'evento di piena.

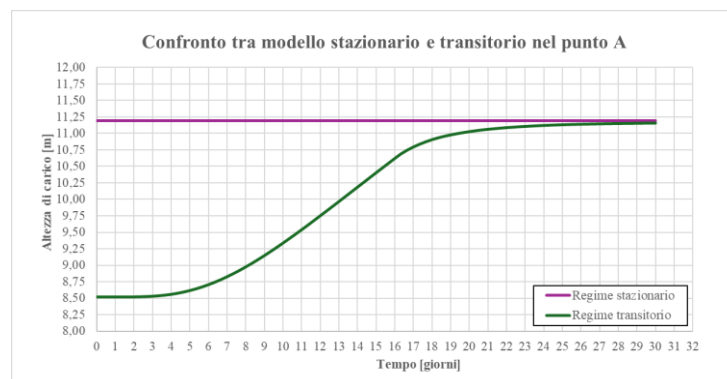


Figura 3. Confronto tra modello in regime stazionario e in regime transitorio nel punto A

4. CONCLUSIONI

Il confronto tra i metodi di verifica al sollevamento previsti dalla EN 1997-1 e dalle NTC 2018 mostra una sostanziale affinità concettuale, pur a fronte di differenti formulazioni (verifica in tensioni totali per l'Eurocodice 7 e confronto tra forze per le NTC 2018). Le principali differenze riguardano i fattori parziali di sicurezza: le NTC 2018 risultano essere più cautelative, sia nel considerare l'azione dell'acqua, come carico permanente o variabile, sia per l'applicazione di un fattore riduttivo alla forza stabilizzante.

L'esecuzione della verifica in corrispondenza dell'argine destro del Torrente Sillaro conferma tale maggiore cautela, con valori assunti dal primo termine della disequazione di verifica maggiori rispetto a quelli ottenuti secondo l'Eurocodice 7, anche tenendo conto di una classe di conseguenza elevata (CC3).

Infine, l'analisi in regime transitorio evidenzia come, in questo specifico caso, l'assunzione di condizioni stazionarie conduca a risultati eccessivamente cautelativi: il raggiungimento delle pressioni critiche al piede arginale richiederebbe infatti il mantenimento del livello massimo di piena per tempi nettamente superiori a quelli previsti dall'idrogramma di progetto.

5. BIBLIOGRAFIA

- European Committee for Standardization (2023). *EN 1990:2023 Eurocode – Basis of structural design*. CEN, Brussels, Belgium.
- European Committee for Standardization (2023). *EN 1997-1:2023 Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 1: General rules*. CEN, Brussels.
- European Committee for Standardization (2023). *EN 1997-3:2023 Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 3: Geotechnical structures*. CEN, Brussels.
- Lenzi M. (2024). *Analisi post-alluvione del livello di sicurezza degli argini del fiume Sillaro: il caso studio di Villa Serraglio (RA)*. Tesi di laurea magistrale, Università degli Studi di Padova.
- Lenzi M., Ceccato F., Dalla Santa G. (2025). Soluzioni migliorative per l'aumento della stabilità e il controllo della filtrazione nell'argine del fiume Sillaro. In *XIV Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici (IAGIG 2025)*, Associazione Geotecnica Italiana: 125–128.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018). *Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 42, 20 febbraio 2018.

MODELLAZIONE NUMERICA DEL COLLASSO DELLA PARETE ROCCIOSA SOVRASTANTE L'ABBAZIA DI SANT'EUTIZIO (UMBRIA) IN OCCASIONE DELLA SEQUENZA SISMICA DELL'ITALIA CENTRALE DEL 2016

Benedetta Cortellesi (benedetta.cortellesi@uniroma1.it)
Sapienza Università di Roma

Giuseppe Lanzo (giuseppe.lanzo@uniroma1.it)
Sapienza Università di Roma

Paolo Tommasi (paolo.tommasi@cnr.it)
Institute of Environmental Geology and Geoengineering (IGAG), National Research Council (CNR)

ABSTRACT. L'Abbazia di Sant'Eutizio (Preci, Umbria), luogo di origine dei monaci benedettini, è uno dei più rilevanti monumenti religiosi gravemente colpiti dalla sequenza sismica dell'Italia centrale 2016-2017: l'evento principale del 30 Ottobre 2016, infatti, ha provocato il collasso della rupe di travertino, ai piedi della quale sorgeva l'Abbazia, ed il successivo crollo del campanile che sorgeva sul ciglio della rupe. Dopo aver definito un modello geotecnico del pendio basato su indagini geologiche, geofisiche e geotecniche, sono state condotte analisi dinamiche bidimensionali tensio-deformative con l'obiettivo di comprendere sia l'influenza delle condizioni stratigrafiche e topografiche sul moto sismico alla sommità della rupe sia di analizzare lo stato tensionale indotto e, quindi, l'insorgere dei fenomeni di collasso.

1. INTRODUZIONE

Se la tutela del patrimonio storico e culturale rappresenta un tema di primaria importanza ormai da secoli, la consapevolezza che essa richieda interventi efficaci ed interdisciplinari, in grado di affrontare complessità quali criticità geotecniche ed eventi sismici, lo è solo da pochi anni. A seguito della sequenza sismica del 2016 del centro Italia, numerosi sono stati gli ingenti danni ai beni culturali tipici e caratteristici di questo territorio: tra loro, un esempio emblematico, è proprio il campanile dell'Abbazia di Sant'Eutizio, crollato a seguito del collasso della scarpata su cui sorgeva. Il presente lavoro, quindi, si inserisce nell'ambito del progetto nazionale (PRIN) intitolato "GIANO – Geo-Risks Assessment and Mitigation for the Protection of Cultural Heritage", finanziato nel 2020. Lo studio integra indagini in sito, di laboratorio e modellazioni numeriche avanzate con lo scopo di valutare la risposta dinamica della scarpata e fornire elementi interpretativi sui fenomeni di collasso avvenuti, combinando gli effetti stratigrafici e topografici con il ruolo di fratture preesistenti.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'Abbazia di Sant'Eutizio, uno dei complessi religiosi medievali più antichi dell'Italia centrale e luogo di origine dell'ordine monastico benedettino, è situata in prossimità del comune di Preci, in provincia di Perugia (Figura 1a), ed è stata interessata dalla sequenza sismica dell'Italia centrale del 2016 (Figura 1b). Prima del sisma, il complesso era composto da una chiesa e vari edifici, costruiti ai piedi di uno sperone roccioso, nonché da un campanile al ciglio dello sperone roccioso. Sulla sommità dello sperone sorge un piccolo cimitero (Figura 1c). Se l'evento principale del 24 Agosto 2016 ($M_w=6.0$), con epicentro distante 23 km dal sito di interesse, ha causato danni limitati, l'evento del 30 Ottobre 2016 ($M_w=6.6$), avente distanza epicentrale di 5 km, ha provocato il cedimento dello sperone di roccia portando al crollo del campanile e di gran parte delle edicole funerarie costruite dietro il bordo stesso.

L'area dell'Abbazia di Sant'Eutizio è caratterizzata da un contesto tettonico complesso (Maceroni *et al.*, 2022) ed è prossimo alle strutture sismogenetiche responsabili del terremoto $M_w 6.6$ del 2016. Lo sperone roccioso, ai piedi del quale sorge l'Abbazia, è costituito da un deposito di travertino, la cui parte superiore è composta da sabbie travertinose. Questo deposito poggia sul substrato formato da calcari stratificati e da sottili alternanze di calcari e argilliti. Tra il travertino ed il substrato è interposto un deposito eterogeneo sabbioso-ghiaioso con abbondante matrice limoso-argillosa interpretabile come detrito di versante. Al piede della rupe sono ugualmente presenti sabbie travertinose su cui sono in parte fondati gli edifici monastici. Nella parte esterna dello sperone sono

state osservate fratture subverticali aperte e cavità di dissoluzione, indicative di uno stato tensionale e di processi carsici attivi o pregressi.

Tra il 1999 ed il 2024 sono state condotte numerose campagne di indagine, che hanno permesso la definizione di un accurato modello geotecnico (Lanzo *et al.*, 2024).

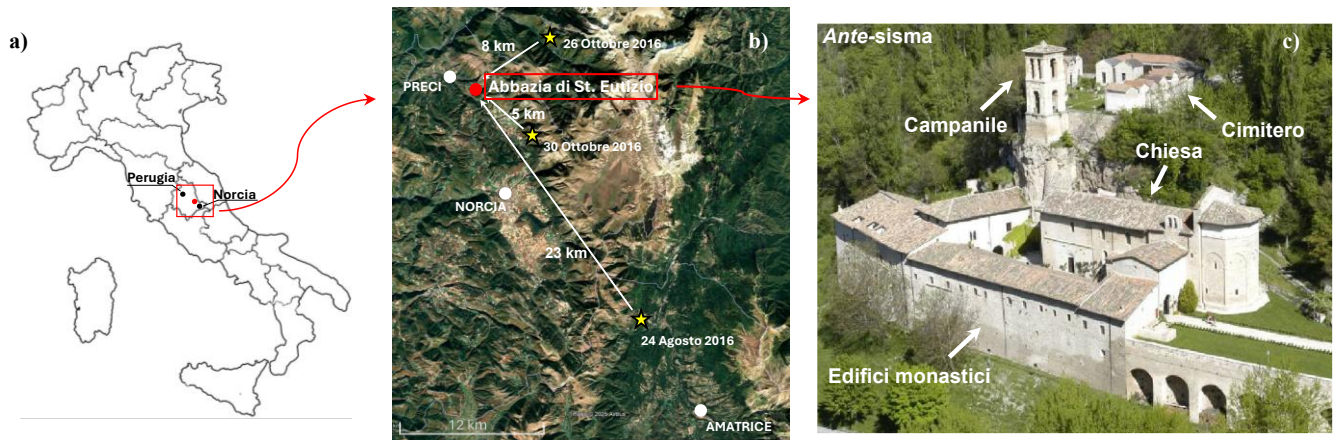


Figura 1. a) Ubicazione dell'Abbazia di Sant'Eutizio; b) epicentri dei tre eventi sismici del 2016; c) complesso monastico prima del sisma.

3. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO E MODELLAZIONE NUMERICA

È stato realizzato un modello 2D alle differenze finite utilizzando il codice di calcolo FLAC2D al fine di analizzare i potenziali meccanismi di rottura della piastra travertinosa responsabili del collasso della rupe e del conseguente crollo del campanile durante la sequenza sismica 2016-2017. Il modello, esteso 450 m in larghezza e 150 m in profondità, è stato costruito sulla base del profilo stratigrafico ricostruito a partire dai sondaggi e dalle prove geofisiche. Le diverse unità geotecniche individuate, sono riportate in Figura 2 ed il loro comportamento meccanico è stato simulato mediante due differenti modelli costitutivi. Il *bedrock* (B) e la sua fascia sommitale alterata (BA) sono stati modellati come materiali visco-elastici, vista la loro elevata rigidità. Analogamente, al deposito alluvionale (A), situato alla punta del pendio e lontano dalla zona di rottura, è stato assegnato un comportamento visco-elastico, data la sua limitata influenza sulla risposta dinamica della rupe. Le restanti unità geotecniche, ovvero le sabbie travertinose superiori (ST1) ed inferiori (ST2), il deposito a matrice limoso-sabbioso-argilloso (DT), il travertino (T), il basamento del campanile (F) e la frattura verticale (J) sono state modellate utilizzando una legge costitutiva elasto-plastica Mohr-Coulomb. Per descrivere il comportamento non lineare dei materiali (e.g. le curve $G/G_0-\gamma$ e $D-\gamma$), è stato utilizzato il modello “*sigmoidal4*” presente nella libreria di FLAC. Le proprietà dinamiche assegnate ad ogni unità geotecnica sono sintetizzate in Tabella 1.

Il carico strutturale dovuto al campanile è stato schematizzato come una tensione verticale uniforme equivalente di 50 kPa. La frattura verticale beante, posta dietro il ciglio della rupe, è stata rappresentata modellando una fascia di elementi a minor resistenza lungo la discontinuità con lo scopo di simulare la ridotta area di contatto tra le due superfici, assegnando coesione nulla e angolo di attrito pari a quello del travertino agli elementi della griglia prossimi alla discontinuità. L'angolo di attrito è stato inserito anche per dare una maggiore stabilità numerica al modello e introdurre la resistenza che si potrebbe mobilitare all'insorgere di spostamenti che mettano a contatto le superfici della discontinuità. Si deve notare che nelle condizioni iniziali l'angolo di attrito non ha comunque influenza visto il valore praticamente nullo delle tensioni normali sulla discontinuità.

Sono state selezionate le storie temporali dell'accelerazione di due dei tre eventi principali della sequenza sismica del centro Italia del 2016: il terremoto del 24 Agosto (Mw 6.0) e quello del 30 Ottobre (Mw 6.6). Il primo evento, registrato alla stazione di Monte Fiegni Fiastra (IT.MNF) con una $PGA=0.044g$, posta a circa 40.3 km dall'epicentro, è stato opportunamente scalato ad una PGA pari a $0.07g$ (Bindi *et al.*, 2011), in quanto l'Abbazia di Sant'Eutizio si trova ad una minor distanza rispetto all'epicentro (22.16 km). Per l'evento del 30 Ottobre, invece, si è fatto riferimento alla registrazione accelerometrica *near-field* della stazione temporanea installata a Preci (PRE), situata a 2.7 km dall'area di studio, che ha registrato una PGA pari a $0.31g$. L'input sismico del modello numerico è costituito da entrambe le componenti, orizzontale e verticale, al fine di modellare al meglio eventuali effetti *near-fault* e l'amplificazione del moto verticale al ciglio della rupe.

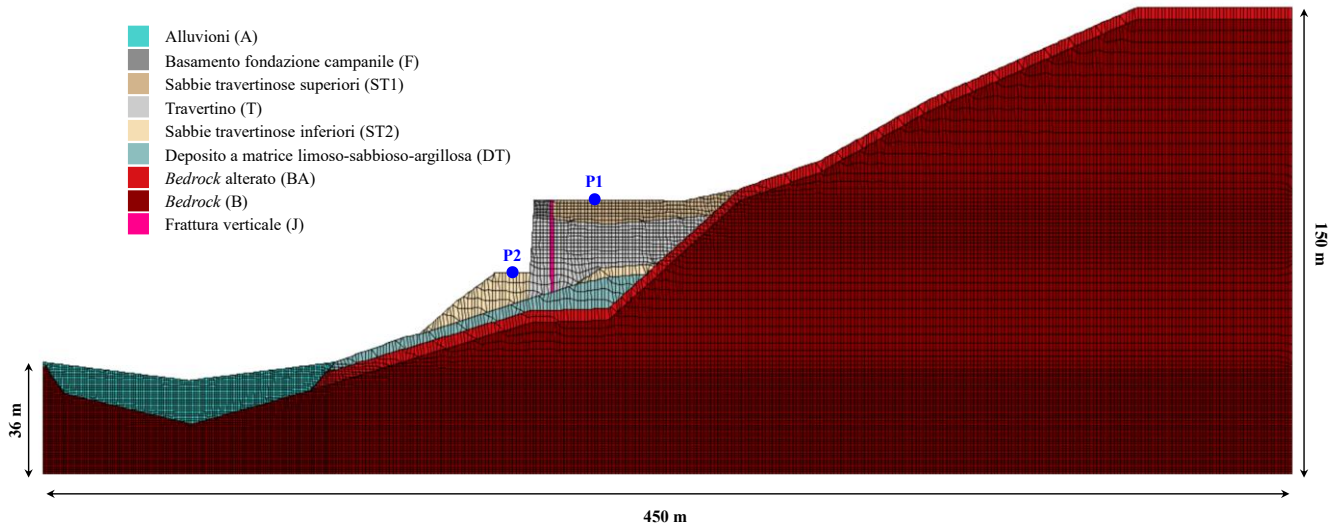


Figura 2. Mesh di calcolo del modello bidimensionale del pendio utilizzato nelle analisi numeriche.

Tabella 1. Parametri meccanici dei materiali visco-elastici ed elasto-plastici (Mohr-Coulomb).

Unità [-]	ρ [kg/m ³]	K_{dyn} [Pa]	G_{dyn} [Pa]	c' [Pa]	ϕ' [°]	d [Pa]	σ_t [Pa]
A	1835	8.88×10^7	4.13×10^7	-	-	-	-
ST1	1764	2.36×10^8	8.85×10^7	1×10^4	35	18	1.43×10^4
ST2	1764	1.89×10^9	6.20×10^8	1×10^4	42	21	1.11×10^4
DT	2029	7.76×10^9	1.48×10^9	2.7×10^4	26	13	5.54×10^4
T	1784	1.35×10^{10}	4.59×10^9	2.3×10^6	40	20	2.74×10^6
B	2070	2.35×10^{10}	3.82×10^9	-	-	-	-
BA	2070	2.60×10^{10}	1.14×10^9	-	-	-	-
MUR	1631	6.65×10^8	4.99×10^8	4.47×10^5	41.8	20.9	5.0×10^5
J	1733	1.30×10^9	4.33×10^8	0	40	20	0

4. RISULTATI

I risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche, riportati in Figura 3 in termini di spettri di risposta nei due punti di controllo P1 e P2 per l'evento del 30 Ottobre, offrono interessanti spunti critici riguardanti la risposta sismica dello sperone di travertino che domina l'Abbazia. È opportuno notare che le accelerazioni massime, calcolate alla sommità dello sperone roccioso (p.to di controllo P1), evidenziano l'importante ruolo dell'amplificazione topografica e stratigrafica, quest'ultima legata all'elevato contrasto di impedenza tra lo strato sabbioso ST1 e l'unità sottostante di travertino T. Al contrario, l'area corrispondente ai corpi principali dell'Abbazia (p.to di controllo P2) mostra valori di accelerazione massima inferiori, suggerendo un'importante variabilità spaziale che ha implicazioni per la valutazione di pericolosità sismica sito-specifica e della vulnerabilità strutturale.

Nel modello numerico, il collasso della scarpata è ragionevolmente riprodotto attraverso il distacco e il ribaltamento del blocco di travertino a seguito dell'evento del 30 Ottobre (Figura 4). I vettori spostamento, mostrati in Figura 4, mostrano un quadro coerente con il collasso documentato durante i sopralluoghi post-sisma: la frattura verticale, infatti, risulta determinante per la completa separazione tra la porzione marginale dello sperone di travertino ed il retrostante ammasso roccioso. Gli spostamenti orizzontali plastici finali previsti dal modello sono dell'ordine dei centimetri; quindi, inferiori a quelli osservati in sito, dove il prisma di travertino ribaltato si è spostato di alcuni metri. Tale discrepanza suggerisce che le analisi numeriche riescano a cogliere efficacemente la fase di innesco del processo di collasso, ma non l'intero sviluppo cinematico del ribaltamento del prisma roccioso, il quale richiederebbe simulazioni post-collasso più avanzate.

Le simulazioni eseguite senza modellare esplicitamente la discontinuità rocciosa aperta (Lanzo *et al.*, 2024) evidenziano amplificazioni dinamiche, senza però mostrare instabilità né spostamenti permanenti, indicando una stabilità globale dell'ammasso di travertino sotto azione sismica. La presenza della discontinuità aperta

preesistente, invece, risulta determinante poiché rende lo sperone cinematicamente indipendente dalla porzione interna di ammasso, favorendo possibili meccanismi di instabilità.

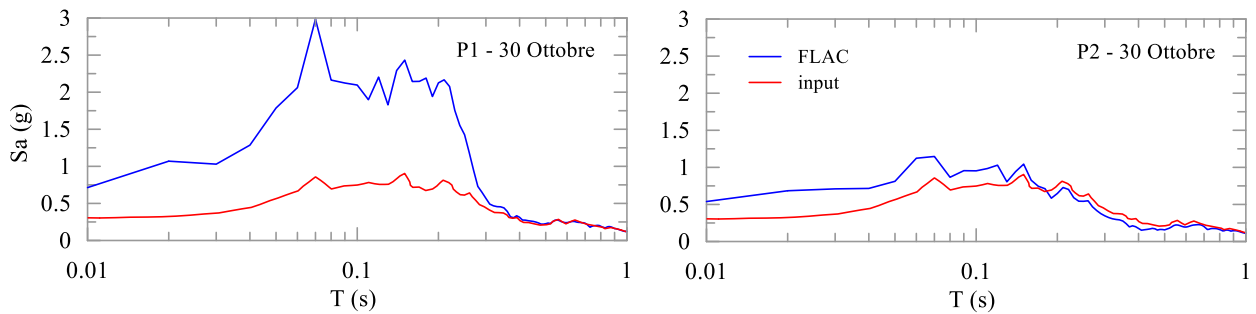


Figura 3. Spettri di risposta dell'accelerazione riferiti ai punti di monitoraggio P1 (sinistra) e P2 (destra).

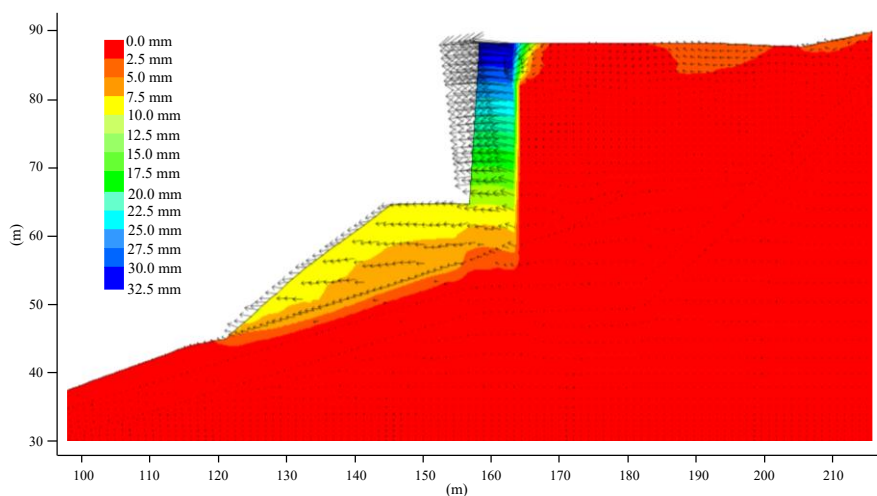


Figura 4. Simulazione numerica dell'evento del 30 Ottobre: vettori e contours degli spostamenti totali permanenti.

5. CONCLUSIONI

Lo studio ha analizzato le cause del collasso della rupe di travertino e del campanile dell'Abbazia di Sant'Eutizio a seguito del sisma del 30 Ottobre 2016. L'integrazione di dati geologici, geofisici e geotecnici e delle analisi dinamiche ha permesso di riprodurre efficacemente il meccanismo di rottura della rupe, causato dal distacco e dal ribaltamento di un prisma roccioso marginale già indebolito da fratture beanti preesistenti. È emersa, inoltre, un'importante amplificazione del moto sismico sulla sommità dello sperone in travertino, causata da effetti combinati di topografia e contrasti di impedenza sismica, con accelerazioni di picco superiori a 0.7-0.8 g e accelerazioni spettrali di circa 2.5 g. I risultati ottenuti sottolineano quanto un'analisi congiunta degli aspetti geologici, geotecnici e strutturali sia fondamentale per la tutela del patrimonio storico in aree sismicamente attive.

6. BIBLIOGRAFIA

- Bindi D., Pacor F., Luzi L., Puglia R., Massa M., Ameri G., Paolucci R. (2011). Ground motion prediction equations derived from the Italian strong motion database. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9: 1899-1920.
- Itasca Consulting Group, Inc. (2019). *FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 8.1, User's Guide*. Minneapolis, Minnesota.
- Lanzo G., Tommasi P., Cercato M., De Donno G. (2024). Site characterization and seismic response analysis of the cliff overlooking the St. Eutizio Abbey, Central Italy. In *GeoMontreal 2024*, GEOM711_0729113342, Montreal, 15-18 September 2024.
- Maceroni D., Falcucci E., Gori S., Motti A., Moro M., Saroli M., Dixit Dominus G., Doumaz F., Galadini F. (2022). Assessing active and capable faulting as best practice for post-earthquake reconstruction activities: the Sant'Eutizio Abbey case study, in the epicentral area of the 2016 central Italy seismic sequence. *Annals of Geophysics*, 65(1).

SFIDE TECNICHE E LOGISTICHE NELLA GESTIONE POST-EVENTO DI FENOMENI ESTREMI: IL CASO DEL RIPRISTINO DELL'AUTOSTRADA N13 NEL CANTON GRIGIONI (SVIZZERA)

Gianluca Bella (gianluca.bella@arx.ing), Filippo Gianelli (filippo.gianelli@arx.ing), Matteo Falanesca (matteo.falanesca@arx.ing), Enea Sala (enea.sala@arx.ing)
ARX Group SA, Lugano, Svizzera

Diego Bettoni (diego.bettoni@astra.admin.ch)
Ufficio federale delle strade (USTRA), Bellinzona, Svizzera

ABSTRACT. Il 21 giugno 2024 un evento meteorologico estremo ha interessato la regione della Mesolcina (Svizzera), innescando una colata detritica nel torrente Orbel, nel territorio comunale di Soazza. La colata ha provocato una significativa ostruzione idraulica, determinando il collasso di circa 120m dell'autostrada N13, infrastruttura di importanza strategica per i collegamenti nel sud della Svizzera. Il progetto ha previsto il rapido ripristino di entrambe le corsie autostradali, la ricostituzione della sezione idraulica naturale del corso d'acqua e delle aree limitrofe. Gli interventi di ricostruzione infrastrutturale e di stabilizzazione delle sponde fluviali sono stati completati in un tempo contenuto di 167 giorni. Il progetto ha richiesto una stretta collaborazione tra gruppi multidisciplinari che hanno operato in modo sinergico per affrontare le criticità emergenziali poste dall'evento estremo, nel rispetto di tempistiche stringenti tipiche di un contesto di emergenza. Il presente contributo fornisce una panoramica degli interventi di ripristino dell'infrastruttura, delle sfide tecniche e logistiche affrontate.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni, le conseguenze dei cambiamenti climatici hanno comportato l'insorgenza sempre più frequente di eventi estremi, evidenziando dunque - a livello progettuale - la necessità di rivalutare la maggior possibilità di occorrenza di scenari usualmente definiti 'accidentali' (Chen *et al.*, 2025; Harvey *et al.*, 2025; Linee Guida UFAM, 2025). La capacità di rispondere tempestivamente agli eventi estremi mediante adeguate soluzioni tecniche di ripristino ha quindi assunto un ruolo essenziale, in particolar modo laddove le conseguenze interessano la sicurezza di infrastrutture, sistemi di approvvigionamento energetico e opere strategiche. Il presente articolo fornisce una sintesi degli interventi di ripristino in seguito ad un evento estremo occorso recentemente nella Svizzera meridionale, evidenziando come la cooperazione tra gruppi multidisciplinari consenta di affrontarne con successo le sfide, rispettando i tempi ristretti tipici di situazioni d'emergenza.

2. DESCRIZIONE DELL'EVENTO

Nella serata del 21 giugno 2024, eventi meteorologici di portata eccezionale verificatisi nel territorio della Mesolcina (Canton Grigioni, Svizzera) hanno causato la formazione di una colata detritica nel riale Orbel, affluente del fiume Moesa. Con volumetria stimata pari a $110'000\text{m}^3$, essa è scesa verso valle ostruendo l'alveo del fiume il quale, esondando, ha eroso il rilevato dell'adiacente autostrada N13, infrastruttura di grande rilevanza per i collegamenti nel sud della Svizzera. Alimentata da portate aumentate da $50\text{m}^3/\text{s}$ a $450\text{m}^3/\text{s}$ in sole 2-3 ore, l'erosione ha determinato il collasso del rilevato per 120m di lunghezza (km 22+500 - km 22+620) e danni ingenti anche alle strutture limitrofe. Il sedime autostradale collassato si colloca tra Soazza e Lostalio, di fronte alla confluenza del riale Orbel nel fiume Moesa a nord del ponte Buffalora, il quale a sua volta ha subito danneggiamenti parziali in occasione dell'evento di piena. La tratta interessata si sviluppa in un contesto alpino caratterizzato da una stretta valle, con limitata disponibilità di spazio tra l'infrastruttura stradale, il corso del fiume Moesa e i versanti adiacenti. Il tratto dell'autostrada N13 interessato dall'intervento comprende una porzione di infrastruttura realizzata in rilevato, a doppia carreggiata, con due corsie per senso di marcia, caratterizzata da una pendenza trasversale unilaterale del 6%. Tra i danni principali, oltre il collasso dei rilevati arginali, si evidenzia la demolizione della protezione spondale esistente, l'interruzione delle infrastrutture idrauliche ed elettriche e del traffico autostradale e cantonale.



Figura 1. a) Tratta interessata dal collasso; b) vista aerea il 22/06/2024; c) piano di sicurezza interventi di ripristino.

3. OBIETTIVI DEL PROGETTO

Constatata la situazione emergenziale, il giorno seguente il collasso, l'Ufficio federale delle strade USTRA ha coinvolto diversi specialisti esterni in un sopralluogo per una prima valutazione dei danni e delle possibili misure di intervento, affidando l'incarico di prestazioni di servizi ai vari specialisti coinvolti, ciascuno per le parti di propria competenza. In particolare, lo studio di progettazione ARX Group SA è stato incaricato del progetto di ripristino dell'autostrada N13 (tratta tra km 22+300 e km 22+700, a nord del ponte Boffalora), della sistemazione del materiale franato, nonché delle attività di direzione lavori. Il progetto di ripristino si è articolato in due fasi distinte: 1) Prima fase "misure urgenti": progettazione ed esecuzione degli interventi di ripristino della carreggiata NS, per consentire la riapertura dell'autostrada con una gestione del traffico bidirezionale in regime provvisorio 1+1 e velocità massima 80km/h; 2) Seconda fase "ripristino definitivo": progettazione ed esecuzione delle opere di completamento per il ripristino integrale dell'infrastruttura e il ritorno al regime di traffico ordinario su entrambe le carreggiate a velocità massima 120km/h. In simultanea a queste due fasi sono stati eseguiti gli interventi di sistemazione del materiale franato e di ripristino alveo del torrente Moesa nella sua posizione originaria. Tutte le lavorazioni sono avvenute durante le ore diurne nel rispetto del piano di sicurezza (Fig.1c).

4. INTERVENTI DI RIPRISTINO

4.1 Ripristino del rilevato autostradale: carreggiata NS

A seguito dell'evento, il rilevato risultava completamente eroso, con presenza di acqua nell'area precedentemente occupata dall'autostrada. Operando inizialmente il ripristino della carreggiata NS, è stato posato uno strato di materiale filtrante di grossa pezzatura, con funzione di basamento e piano di lavoro per i mezzi di cantiere (spessore 1.0m) e interposizione di geotessile tipo Sytec SG 500. Il rilevato esistente è stato quindi parzialmente asportato per la realizzazione di gradoni, al fine di garantire l'ammorsamento del nuovo rilevato stradale il quale è stato ricostruito mediante posa di misto granulare 0/150, compattato a $Me \geq 40\text{MPa}$ in strati di 50cm separati da geogriglie tipo Sytec LS 80 PET, lasciate sporgere trasversalmente per circa 2m per assicurare il collegamento tra i rilevati delle carreggiate NS e SN. In considerazione dell'emergenza, il materiale è stato cavato in prossimità del cantiere: caratteristiche e curva granulometrica sono state preventivamente verificate tramite prove di laboratorio. Raggiunta la quota del planum, sono stati posati 80cm di misto granulare 0/45 certificato in due strati da 40cm, con interposizione di geogriglia tipo Sytec NN 500S prima di ciascuno strato (Fig.2).

La compattazione finale ha garantito un modulo di deformazione alla plania pari a 100MPa. Il rilevato è stato realizzato dapprima per la carreggiata NS e successivamente per la SN: le geogriglie sono state opportunamente sovrapposte tra i due corpi per assicurare un comportamento strutturale unitario ed evitare assestamenti differenziali. La progettazione dei rilevati è stata effettuata mediante modelli agli elementi finiti tramite il codice RS2, vers.9.0 (RocScience) al fine di valutare lo stato tensionale, le deformazioni e la stabilità globale dell'opera.

4.2 Ripristino carreggiata SN, opere di sostegno e protezione contro le piene

La carreggiata SN è stata ripristinata in analogia a quanto descritto per la carreggiata NS. Al fine di garantire la protezione del rilevato stradale, è stata realizzata una scogliera sulla scarpata lato Moesa su progetto dello specialista fluviale. L'opera si estende oltre il ciglio stradale per un'altezza di circa 2m e si sviluppa longitudinalmente dalla spalla nord del ponte di Boffalora per 190m, fino al termine della zona soggetta a rischio

di inondazione. La scogliera è costituita da un retro-muro armato con rete tipo K335, sul quale sono stati posati blocchi in pietra irregolari reperiti in loco (Fig.3). Durante l'esecuzione dei lavori per la realizzazione della carreggiata in direzione SN è stato installato un sistema di monitoraggio finalizzato al controllo degli assestamenti della carreggiata NS. Esso si compone di prismi e riflettori posizionati in corrispondenza delle barriere elastiche, con interassi 20-40m e letture a frequenza giornaliera.

4.3 Pavimentazione, opere accessorie, sicurezza stradale, tracciato cavi e smaltimento acque

La pavimentazione è costituita da tre strati bituminosi di spessore pari a 10cm ciascuno (Fig.4a), mentre la posa dello strato di usura costituisce un intervento successivo, eseguito circa un anno dopo la ricostruzione dell'autostrada. In tale occasione, è stata effettuata la fresatura parziale dello strato superficiale esistente e la successiva posa dello strato d'usura. Le barriere esistenti nel tratto oggetto di intervento erano danneggiate, pertanto sul lato destro della carreggiata NS è stata posata una barriera elastica tipo 12/11. Sul lato Moesa, in considerazione del nuovo muro in pietra, è stata installata una barriera tipo 62/11.

4.4 Tracciato cavi e sistema di smaltimento acque

È stato realizzato un nuovo bauletto con 4 TPC ai piedi del rilevato in corrispondenza della carreggiata NS, con successiva deviazione dei cavi esistenti, mentre per la carreggiata SN dove il bauletto era stato completamente distrutto, ne è stato realizzato uno nuovo e collegato alle estremità del tracciato esistente (Fig.4b). Inoltre, sono state posate due canalette a fessura lungo l'intero tratto ricostruito e le acque intercettate vengono convogliate fino allo scarico nel fiume Moesa. Infine, è stato realizzato un pozzetto di captazione in corrispondenza del sottopasso Carestia. Il pozzetto intercetta le acque piovane e le convoglia, mediante una condotta posata parallelamente all'autostrada al piede del rilevato, fino allo scarico nel fiume Moesa.

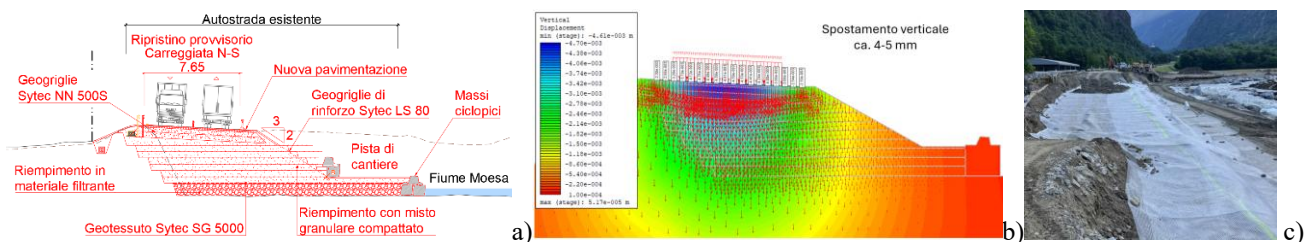


Figura 2. Carreggiata NS: a) sezione di progetto; b) modello agli elementi finiti; c) posizionamento geogriglie LS80.

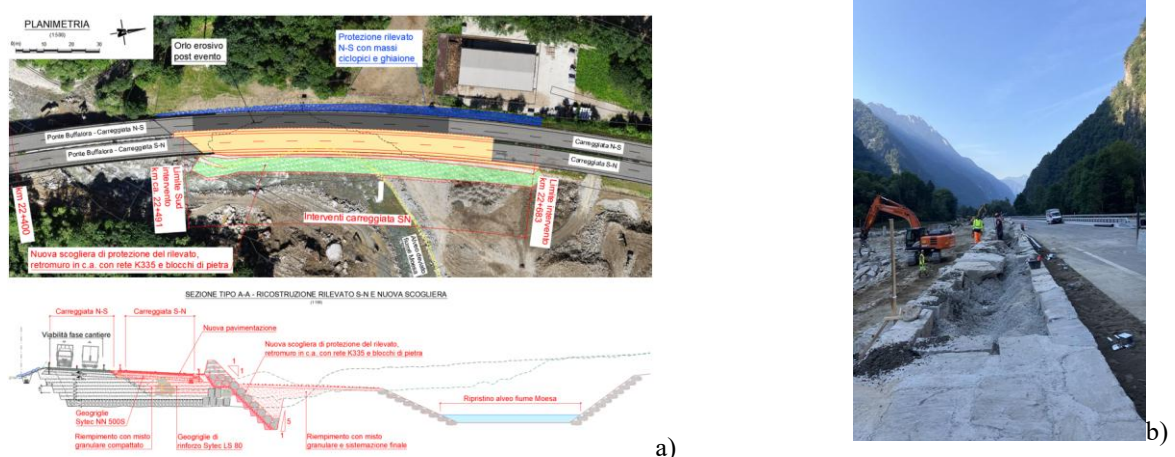


Figura 3. a) Foto aerea e sezione di progetto carreggiata SN; b) posa scogliera di protezione carreggiata SN.

4.5 Ripristino del fiume Moesa e sistemazione finale del materiale franato

L'alveo del fiume Moesa è stato liberato dalla colata detritica che ne aveva occluso il sedime originale, riportandolo poi nella posizione originaria (Fig.5a). Il letto del fiume è stato dotato di nuove scogliere d'argine mediante recupero - all'interno del fiume e della colata detritica poco più a monte - di blocchi in pietra di pezzatura

1-2m³. Nel corso delle attività di sgombero dei 110'000m³ di detriti, il materiale è stato temporaneamente depositato in corrispondenza di un'area esterna al perimetro principale dei lavori prevedendo uno stoccaggio separato della terra vegetale dal materiale detritico al fine di consentirne il successivo riutilizzo. Quale sistemazione finale, il materiale è stato depositato sul mappale parzialmente eroso durante l'evento alluvionale, situato tra il fiume Moesa e la tratta autostradale ricostruita (Fig.5b). Il quantitativo di terra vegetale disponibile ha consentito la copertura integrale del mappale con uno strato di terreno vegetale dello spessore medio di 10cm.

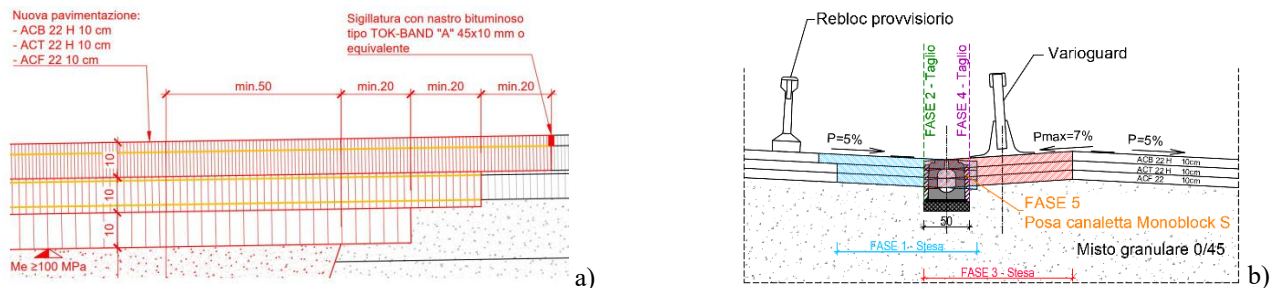


Figura 4. a) Stratigrafia della pavimentazione della carreggiata SN e raccordo con la pavimentazione carreggiata NS; b) canalette lungo lo spartitraffico.

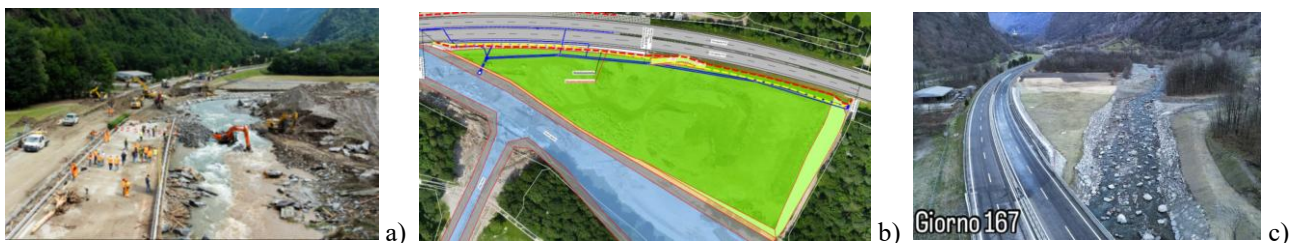


Figura 5. a) Rimozione dei detriti dall'alveo del fiume Moesa; b) geometria del deposito finale (verde scuro), rampe e aree di raccordo con la strada d'argine (verde chiaro); c) situazione finale a lavori completati.

5. CONCLUSIONI

Il completamento e l'apertura al traffico bidirezionale della carreggiata NS sono avvenuti il 5 luglio 2024, a soli 13 giorni dall'evento che ne causò il collasso. La carreggiata SN è stata riaperta il 3 settembre 2024, tutte le opere di sistemazione sono state successivamente terminate rispettando i tempi di consegna e i costi preventivati pari a ca. 10 milioni di franchi (Fig.5c). Il ripristino dell'autostrada N13 ha consentito di trarre numerosi insegnamenti nell'ambito della progettazione post-eventi in condizioni emergenziali. Un elemento essenziale è stato l'attivazione immediata e proattiva di tutto il gruppo di progetto, che ha permesso di affrontare le difficoltà con una gestione tempestiva ed efficiente garantendo il mantenimento di elevati standard qualitativi. L'anticipo di potenziali problematiche in cantiere, con proposte di risoluzione rapide e mirate onde evitare ritardi o interruzioni nelle lavorazioni, si è rivelato un ulteriore prezioso insegnamento. Inoltre, la collaborazione continua con il direttore dei lavori, impresa esecutrice, produttori e altri professionisti coinvolti ha permesso di affrontare le emergenze in modo coeso ed efficace consentendo l'adattamento in tempo reale del progetto, per garantire la compatibilità con le lavorazioni in corso non previste, ottimizzando l'intero processo e contribuendo al suo successo.

6. BIBLIOGRAFIA

- Harvey E.L., Hales T.C., Horton A.J., Francis O.R., Yang F., Fan A.X. (2025). The hazard of large debris flow. *Science Advances*, 11: 1-9.
- Chen T.L., Wu Y.H., Chiu Y.H. (2025). Debris flow risk characteristics and potential spatial mitigation strategies under extreme rainfall events. *Climate Services*, 40: 1-13.
- Ufficio federale dell'ambiente, UFAM (2025). *Gestione integrale dei rischi inerenti ai pericoli naturali gravitativi – Linee guida per Confederazione, Cantoni e Comuni.*

