



TITOLO-TITLE:

LINGUE DISPONIBILI - AVAILABLE LANGUAGE: IT

CONCESSIONE “TRAVALE”

POSTAZIONE GEOTERMICA “MONTIERI 7”

Progetto Definitivo

RELAZIONE GEOTECNICA

File: M07026_Rgeot

00	08/05/2024	Prima Emissione	M. Gotti ISMES		CIV M. Conti EGP	B. Saighetti EGP													
REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED by	COLLABORATORS	VERIFIED by	VALIDATED by													
PROJECT / PLANT		GRE CODE																	
		GROUP	FUNCTION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT		SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION							
		GRE	EEC	R	2	8	I	T	G	1	3	4	0	5	0	0	0	1	3
CLASSIFICATION		PUBLIC <input type="checkbox"/>	CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/>		UTILIZATION SCOPE														
		COMPANY <input checked="" type="checkbox"/>	RESTRICTED <input type="checkbox"/>		Basic Design, Detailed Design, Issue for Construction, etc.														
This document is property of Enel Green Power S.p.A. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by Enel Green Power S.p.A.																			

RAPPORTO

USO RISERVATO

APPROVATO

C4300342

Cliente Enel Green Power Italia S.r.l.

Oggetto CONCESSIONE "TRAVALLE"
POSTAZIONE GEOTERMICA "MONTIERI 7"
Progetto definitivo delle Opere Civili
Relazione geotecnica

Ordine Contratto Aperto n° JA10125351
Attivazione n° 350055531 del 21/02/2024

Note Rev. 00 – WBS A1300004499 – Lettera di accompagnamento Prot. C4300342
Progettista civile: Ing. Francesco Carnevale Direttore Tecnico ISMES

La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta di ISMES.

N. pagine 50 **N. pagine fuori testo** 0

Data 08/05/2024

Elaborato Marino Gotti

Verificato Rita Pellegrini; Pamela Bonalumi

Approvato Carnevale Francesco

Mod. ISMES-RAPP v. 1

ISMES S.p.A.

Via Lago dei Tartari, 3D-3E
I-00012 Guidonia, (Roma) - Italy
Tel: +39 0774 353580
Fax: +39 0774 353762
e-mail: info@istedil.it
www.ismes.it - www.istedil.it

Capitale sociale € 200.000
interamente versato
Trib. di Roma 1256/72-C.C.I.A.A 358813
P.I. IT00887271005-C.F. 00422780585

Società soggetta ad attività di Direzione e coordinamento di CESI S.p.A.

Indice

1	INTRODUZIONE.....	4
2	RIFERIMENTI.....	5
2.1	Relazioni tecniche.....	5
2.2	Normativa tecnica	5
3	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE.....	6
4	PIAZZALE E OPERE PREVISTE.....	7
5	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	8
6	PROPRIETÀ GEOTECNICHE	10
6.1	Indagini geofisiche.....	10
6.2	Resistenza penetrometrica dinamica SPT	12
6.3	Resistenza penetrometrica dinamica continua DPSH	13
6.4	Proprietà indice e caratteristiche fisiche.....	16
6.5	Qualità dei campioni “indisturbati”.....	18
6.6	Tensione di preconsolidazione e deformabilità	18
6.7	Resistenza al taglio in condizioni non drenate	20
6.8	Resistenza al taglio in condizioni drenate	22
6.9	Permeabilità	23
6.10	Parametri geotecnici di progetto	24
7	CARATTERISTICHE DEL SISMA DI PROGETTO	26
8	ANALISI DEL COMPORTAMENTO SISMICO DEI TERRENI SATURI.....	27
8.1	Introduzione	27
8.2	Risultati.....	28
9	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEL RILEVATO	29
9.1.1	Metodo di calcolo.....	29
9.1.2	Situazioni analizzate e criteri di calcolo.....	29
9.1.3	Azioni sismiche	31
9.1.4	Risultati.....	32
10	VERIFICHE DI STABILITÀ INTERNA DELLE TERRE RINFORZATE	35
10.1	Metodo di calcolo.....	35
10.2	Elementi di rinforzo	36
10.2.1	Risultati.....	38
11	TRATTAMENTO DEI TERRENI CON TECNICA JET-GROUTING	40
11.1	Campo prova di gettiniezione	42
12	ANALISI DI CEDIMENTO DEL PIAZZALE.....	44
12.1	Metodo di calcolo.....	44
12.1.1	Variazioni tensionali per effetto dell’applicazione di carichi	44

12.1.2	Cedimento	44
12.1.3	Sovrapressione interstiziale indotta dall'applicazione di carichi	44
12.1.4	Dissipazione della pressione interstiziale	45
12.2	Modello geotecnico	45
12.3	Rappresentazione del rilevato	46
12.4	Tempi di applicazione dei carichi	46
12.5	Risultati	46
13	CONCLUSIONI	49
14	BIBLIOGRAFIA	50

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	08/05/2024	C4300342	Prima emissione

1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la Relazione Geotecnica del progetto definitivo della nuova postazione di perforazione geotermica denominata “Montieri 7”, che Enel Green Power Italia prevede di realizzare nel territorio comunale di Montieri (Provincia di Grosseto).

Lo studio si articola nelle seguenti fasi:

- inquadramento geologico dell’area e delle condizioni di stabilità del pendio,
- caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e definizione delle proprietà caratteristiche,
- analisi del comportamento sismico dei terreni in ordine alla sicurezza nei confronti della liquefazione,
- verifica di stabilità del rilevato artificiale,
- verifica della stabilità interna delle terre rinforzate,
- trattamento dei terreni con tecnica jet-grouting,
- analisi di previsione dei cedimenti del rilevato artificiale.

I calcoli sono stati sviluppati nel rispetto della normativa vigente, costituita dal D.M. 17.01.18 (“*Norme tecniche per le costruzioni*”), e in accordo agli ordinari metodi della Scienza delle Costruzioni e della Meccanica delle Terre e, in generale, le tecniche normalmente impiegate per il tipo di opere in progetto.

2 RIFERIMENTI

2.1 Relazioni tecniche

- [1] SolGeo (2023). "Siti geotermici Enel. Area di Montieri 7. Montieri (GR). Indagini Geofisiche: Tomografia Sismica a Rifrazione", Rel. S20SN05-13 del settembre 2023
- [2] ENEL (2023). "Concessione "Travale". Postazione geotermica "Montieri 7". Progetto definitivo. Postazione e linee fluidi. Relazione geologica", doc. GRE.EEC.R.28.IT.G.13405.00.001.01.
- [3] ENEL (2023). "Concessione "Travale". Postazione geotermica "Montieri 7". Progetto definitivo delle opere civili. Relazione idrologico-idraulica", doc. GRE.EEC.R.28.IT.G.13405.00.002 del 28/07/2023
- [4] ENEL (2023). "Relazione Descrittiva Progetto, Fasi di Lavorazione, Mezzi d'opera e Maestranze Caratteristiche dei cantieri ai sensi dell'Art.40 ter del DPGR 46/R/2008 e ss.mm.ii", doc. GRE.EEC.R.28.IT.G.13405.00.003 del 04/12/2023
- [5] ENEL (2023). "Concessione "Travale". Postazione geotermica "Montieri 7". Progetto definitivo. Postazione. Rapporto indagini geognostiche", doc. GRE.EEC.R.25.IT.G.13405.49.002 del 08/03/2024
- [6] ENEL (2023). "Concessione Travale. Postazione geotermica "Montieri 7". Progetto definitivo. Rapporto prove di laboratorio geotecnico geomeccanico", doc. GRE.EEC.R.25.IT.G.13405.49.003 del 04/12/2023

2.2 Normativa tecnica

- [7] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- [8] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 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 decreto ministeriale 17 gennaio 2018"

3 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE

Il contenuto di questo capitolo è stato tratto dalla Relazione Geologica [2] a cui si rimanda per approfondimenti.

L'assetto geologico locale della nuova postazione in progetto è caratterizzato dalla presenza di due unità: la Formazione delle Argille a Palombini (APA) e la Formazione dei Calcari Cavernosi (CCA), che risultano raramente affioranti nei rilievi intorno al sito in esame. Nell'area di imposta della postazione, gli ammassi sono coperti da depositi eluvio colluviali e detritici di versante, e dai depositi alluvionali recenti di potenza decametrica, come evidenziato dai recenti sondaggi che, spinti fino a 30 m di profondità, non hanno raggiunto il substrato.

Morfologicamente, l'area di imposta della postazione è sub-pianeggiante, e non presenta variazioni di pendenza significative, cui corrisponde la mancanza di dissesti gravitativi come attestano, oltre al rilievo di sito, anche le cartografie geomorfologiche disponibili nel database della Regione Toscana e nell'inventario dei fenomeni franosi IFFI.

Dal punto di vista idrologico, nelle vicinanze dell'opera scorre il Torrente Saio nel quale confluisce il Fosso della Fonte appena a nord della postazione. La postazione si incunea appunto nella confluenza tra i due corpi idrici. Complice la presenza dei due corsi d'acqua e la conformazione pianeggiante del sito, la postazione interessa un'area a media probabilità di esondazione.

Con le recenti indagini sono stati installati nell'area della postazione alcuni piezometri, il cui monitoraggio nel tempo permetterà di definire il regime delle pressioni interstiziali. Dalle prime misure effettuate risulta che il sottosuolo sia interessato da un sistema multifalda legato alla presenza di strati con differente conducibilità idraulica, con soggiacenza della falda superficiale a 3-4 m da piano campagna.

4 PIAZZALE E OPERE PREVISTE

La Postazione Montieri 7 è prevalentemente collocata in un'area tenuta a prato con pendenza debole, in un pianoro compreso fra il letto del torrente Saio e i suoi affluenti. Al fine di garantire opportune condizioni di sicurezza nei riguardi di eventi di piena che, pur rari, possono in parte interessarne il sedime, la postazione è stata sistemata quasi interamente in rilevato, ad una altezza opportunamente valutata per garantire un adeguato franco rispetto alla piena duecentennale del Saio e permettere ancora il corretto funzionamento della rete di scolo interna dell'impianto. In secondo luogo, è stata tenuta una distanza di almeno 10m dal bordo inciso dei torrenti per consentire la manutenzione degli stessi.

Il rilevato ha altezza variabile da 2 a 7-8 m da piano campagna e, per rispettare le distanze, i tratti prospicienti il Saio sono stati progettati in terra rinforzata, soluzione che permette di gestire in sicurezza pendenze di 65° e diminuire l'occupazione di sedime (Figura 1; Figura 2). Dove non sono presenti vincoli stringenti, il rilevato è stato realizzato in terra arida di apporto, con pendenze più dolci (circa 28°). La viabilità di accesso, che proviene da Sud, è sistemata in rilevato e non richiede opere ad eccezione del punto di innesto al piazzale inferiore, dove è sostenuta dal prolungamento del rilevato della postazione in terre rinforzate.

Lungo il perimetro dei rilevati è stato previsto di realizzare un intervento di miglioramento dei terreni di fondazione, finalizzato ad assicurarne la stabilità, rappresentato da setti di pali eseguiti con la tecnica del jet-grouting.

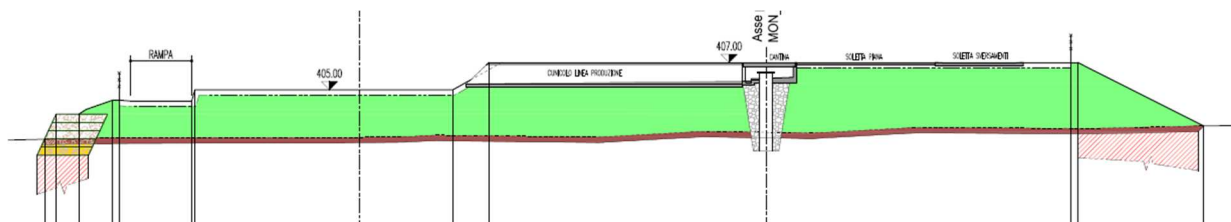


Figura 1 - Sezione trasversale della piazzola con evidenza del rilevato artificiale (in colore verde), delle terre rinforzate (a sinistra) e del rilevato semplice (a destra) con trattamento jet-grouting alla base (da elaborato di progetto GRE.EEC.D28.IT.G.13405.00.034).



Figura 2 - Sezione longitudinale della piazzola con evidenza del rilevato artificiale (in colore verde) e delle terre rinforzate (a sinistra) con trattamento jet-grouting alla base (da elaborato di progetto GRE.EEC.D28.IT.G.13405.00.034).

5 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nell'ambito della fase di progettazione definitiva della piazzola è stata realizzata una campagna geognostica finalizzata alla caratterizzazione di massima dei terreni e all'installazione di strumentazione per il controllo dei livelli piezometrici. I risultati saranno altresì di ausilio nella successiva fase di progettazione esecutiva per la definizione di eventuali indagini di affinamento della conoscenza del sito.

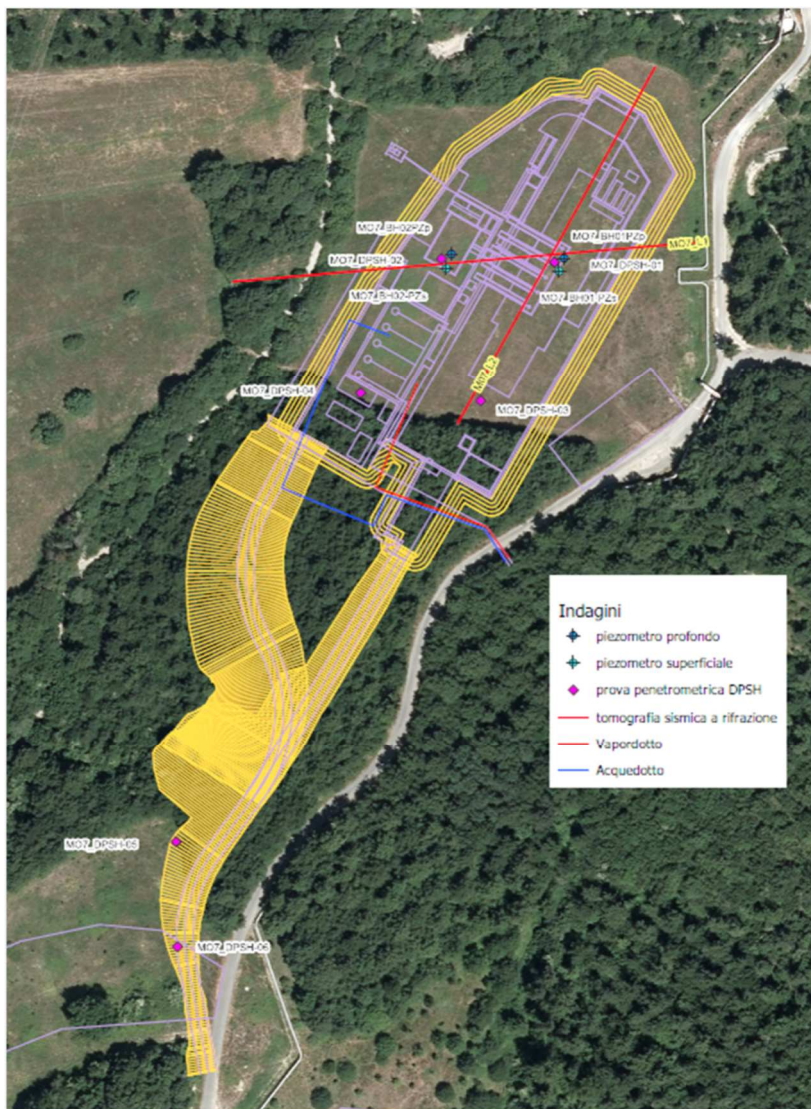


Figura 3 – Vista aerea del sito con ubicazione della piazzola e delle indagini.

La campagna si è svolta nei mesi di agosto e settembre 2023 ed è consistita in (Figura 3; Tabella 1):

- n. 2 sondaggi eseguiti a rotazione con recupero integrale del terreno attraversato, spinti alla profondità di 30 con prelievo, con campionatore a pareti sottili infisso meccanicamente tipo Shelby, di n. 9 campioni indisturbati e n. 12 rimaneggiati;
- n. 2 sondaggi a distruzione di nucleo finalizzati all'installazione di strumentazione geotecnica;
- n. 20 prove penetrometriche dinamiche SPT, effettuate utilizzando il campionatore standard a punta aperta, permettendo il prelievo del terreno rimaneggiato;

- n. 7 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile;
- n. 6 prove penetrometriche dinamiche continue del tipo superpesante (DPSH, Dinamic Probing Super Heavy);
- n. 2 prove sismiche di superficie del tipo a rifrazione, con elaborazione tomografica dei valori misurati della velocità di propagazione delle onde di compressione (P) e di taglio (S). Le stese sismiche hanno avuto lunghezze di 180 m (L1) e 150 m (L2);
- n. 4 piezometri a tubo aperto del diametro di 2", per il controllo del livello di falda.

Verticale	Metodo di indagine	Prof. (m)	Camp. riman.	Camp. indist.	Prove SPT	Prove Lefranc	Strumentazione
MO7_BH01PZp	carotaggio	30	6	4	9	4	Piezometro tubo aperto 2" (14.60-26.60 m)*
MO7_BH01-PZs	distruzione	10	-	2	1	-	Piezometro tubo aperto 2" (2.70-8.70 m)*
MO7_BH02PZp	carotaggio	30	6	3	10	3	Piezometro tubo aperto 2" (14.70-29.70 m)*
MO7_BH02-PZs	distruzione	10	-	-	-	-	Piezometro tubo aperto 2" (3.70-9.70 m)*
MO7_DPSH-01	percussione	10	-	-	-	-	
MO7_DPSH-02	percussione	10	-	-	-	-	
MO7_DPSH-03	percussione	10	-	-	-	-	
MO7_DPSH-04	percussione	10	-	-	-	-	
MO7_DPSH-05	percussione	10	-	-	-	-	
MO7_DPSH-06	percussione	10	-	-	-	-	

* intervallo finestrato del piezometro a tubo aperto

Tabella 1 – Sintesi delle indagini in sito.

Sui campioni prelevati sono state eseguite prove di laboratorio per il riconoscimento, la classifica e la caratterizzazione meccanica dei terreni. In particolare, le prove di laboratorio sono consistite in:

- prove di classificazione (peso di volume, contenuto d'acqua, limiti di Atterberg, granulometria, peso specifico dei grani);
- n. 8 prove di compressibilità edometrica a carico controllato (Edo IL);
- n. 4 prove di taglio diretto (DS Ck₀D) in scatola di Casagrande, con misura della resistenza di picco e residua;
- n. 2 prove di resistenza al taglio in cella triassiale del tipo consolidate isotropicamente non drenate (Tx CIU);
- n. 2 prove di resistenza al taglio in cella triassiale del tipo non consolidate non drenate (Tx UU).

6 PROPRIETÀ GEOTECNICHE

6.1 Indagini geofisiche

Sono state eseguite indagini sismiche di superficie del tipo a rifrazione lungo due allineamenti, secondo le posizioni rappresentate in Figura 3. Le tecniche di indagine geofisica possono essere utili per caratterizzare da un punto di vista geotecnico i terreni, in particolare per ricostruire l'andamento e la profondità degli orizzonti rifrattori presenti nel sottosuolo. Un aspetto importante delle tecniche geofisiche sta nella capacità di indagare volumi di terreno rappresentativi dei caratteri megastutturali del deposito, fornendo indicazioni sulle loro proprietà medie.

Fino a una profondità variabile tra 5 m e 10 m le onde di compressione (Figura 4 e Figura 5) mostrano velocità comprese tra 600 e 1000 m/s, indice di incompleta saturazione dei terreni. Diversamente dalle onde di taglio (S), le onde di compressione (P) sono infatti trasmissibili nei fluidi e ne risultano condizionate. In terreni completamente saturi, la velocità di propagazione delle onde di compressione risulta prossima (terreni soffici) o superiore (terreni compatti) al valore che compete all'acqua, pari a circa 1500 m/s. A partire da profondità di 5-10 m, le onde P mostrano velocità progressivamente crescenti, raggiungendo valori di 2200-2600 m/s superati i 20 m di profondità.

Dall'esame delle tomografie in onde di taglio (S) delle prove L1 (Figura 6) e L2 (Figura 7) si può riconoscere un primo strato, esteso da piano campagna fino a 5/10 m di profondità, con velocità V_s mediamente dell'ordine di 150-250 m/s. Seguono un secondo livello con velocità 450-550 m/s, che si estende fino alla profondità di circa 15/25m, ed un terzo livello con velocità di 600-800 m/s.

I risultati delle prove sono stati utilizzati per identificare la categoria di sottosuolo per le finalità della definizione delle azioni sismiche di progetto, in accordo a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018). La velocità equivalente ($V_{s,eq}$) di propagazione delle onde di taglio valutata nei primi 30 m di profondità, ad un quarto, metà e tre quarti della stesa sismica, risulta pari a [1]:

- L1 $V_{s,eq} = 541 \text{ m/s}, 490 \text{ m/s}, 470 \text{ m/s}$
- L2 $V_{s,eq} = 507 \text{ m/s}, 499 \text{ m/s}, 458 \text{ m/s}$

Tenuto conto dei valori sperimentali di $V_{s,eq}$, il sito in oggetto può ricondursi alla categoria B. Rientrano nella categoria di sottosuolo B le *"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s"*.

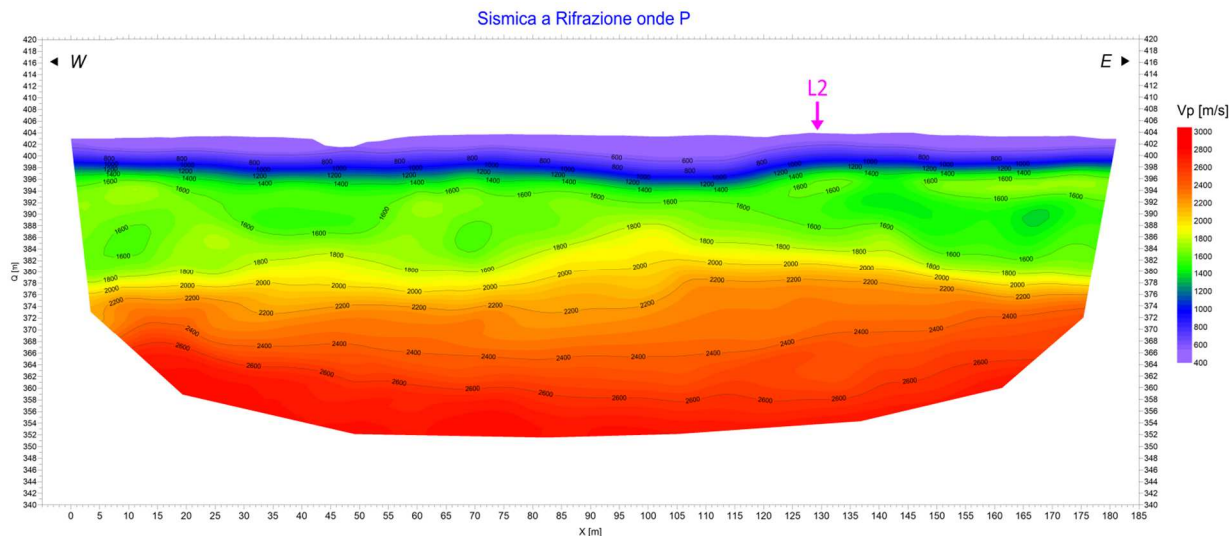


Figura 4 – Tomografie di rifrazione sismica delle onde di compressione (P). Prova L1 ([1]; la freccia indica il punto di intersezione dei due stendimenti di prova).

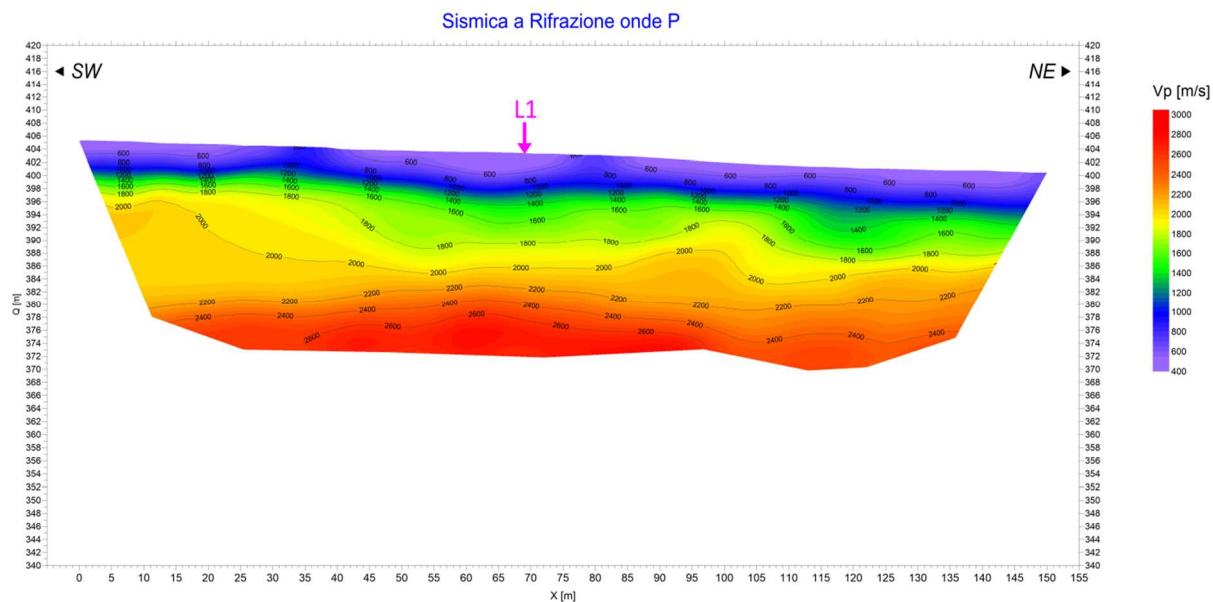


Figura 5 – Tomografie di rifrazione sismica delle onde di compressione (P). Prova L2 ([1]; la freccia indica il punto di intersezione dei due stendimenti di prova).

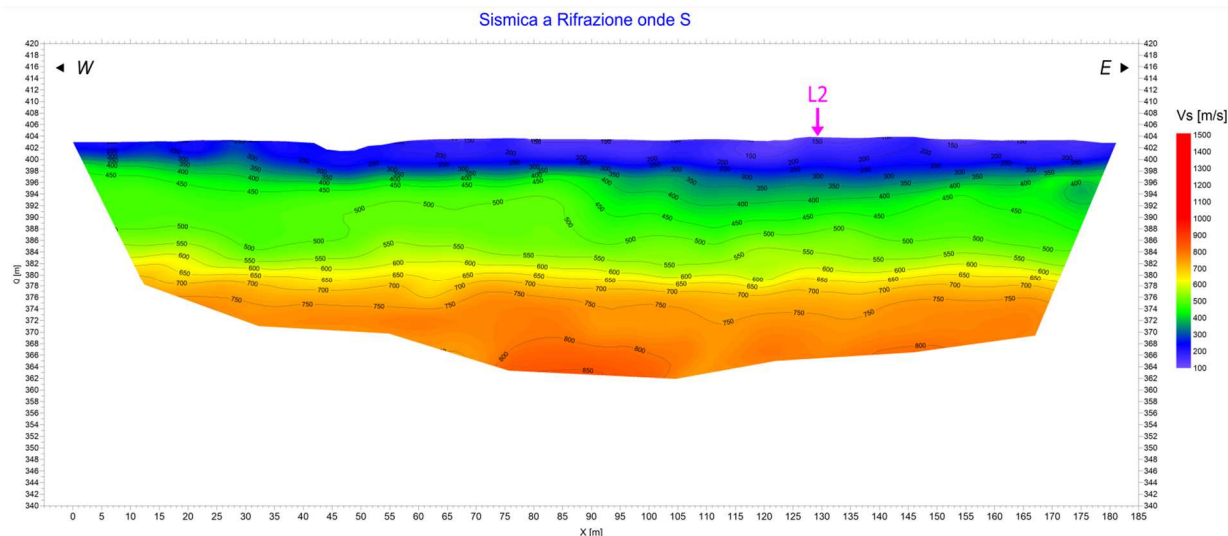


Figura 6 – Tomografie di rifrazione sismica delle onde di taglio (S). Prova L1 ([1]; la freccia indica il punto di intersezione dei due stendimenti di prova).

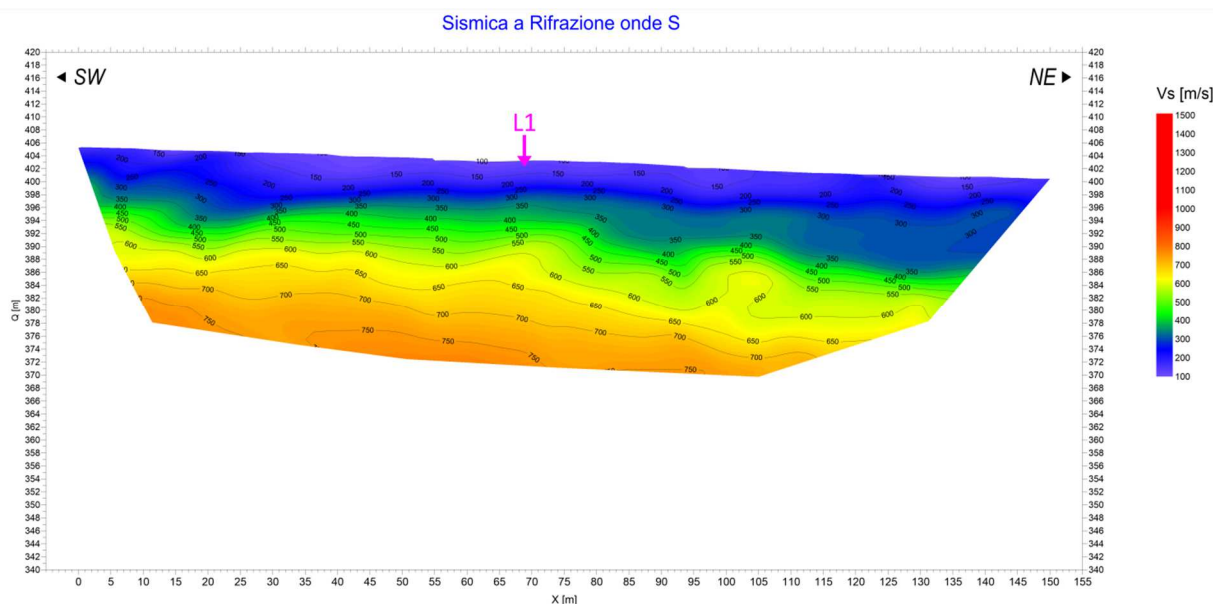


Figura 7 – Tomografie di rifrazione sismica delle onde di taglio (S). Prova L2 ([1]; la freccia indica il punto di intersezione dei due stendimenti di prova).

6.2 Resistenza penetrometrica dinamica SPT

La prova penetrometrica standard (SPT) consiste nell'infissione di uno speciale campionatore che, penetrando nel terreno, consente di valutare la resistenza meccanica alla penetrazione e subordinatamente di prelevare piccoli campioni del terreno stesso. La resistenza misurata (N_{SPT}) rappresenta il numero di colpi richiesto per la penetrazione del campionatore per una lunghezza di 30 cm. Le normative di riferimento sono ASTM D 1586 e A.G.I. 1977.

Le misure della resistenza penetrometrica mostrano una consistenza moderata nei primi 5 metri superficiali, con valori di $N_{SPT} = 9-10$, quindi una consistenza elevata fino a circa 12 m ($N_{SPT} = 19-20$) e, a seguire, resistenze ancora in crescita con esito a rifiuto in tre occasioni (Figura 8).

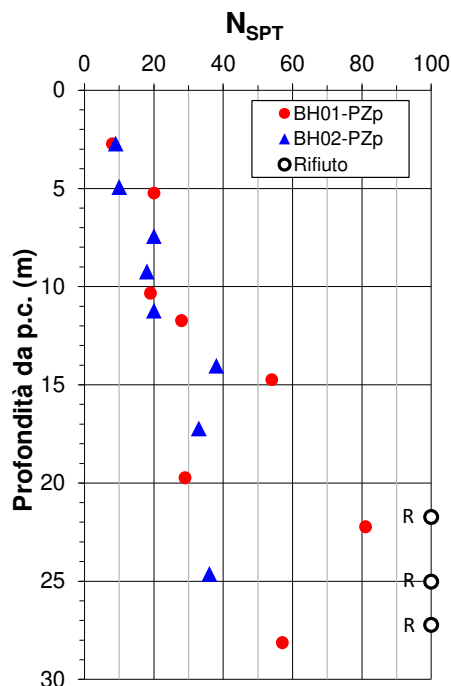


Figura 8 – Resistenza penetrometrica dinamica (N_{SPT}).

6.3 Resistenza penetrometrica dinamica continua DPSH

Nell'area della postazione di perforazione sono state effettuate n. 6 prove penetrometriche dinamiche continue del tipo superpesante (DPSH, Dynamic Probing Super Heavy). La prova DPSH consiste nel far penetrare nel terreno, mediante battitura, una punta conica di dimensioni e forma standardizzate. Oltre all'economicità, questa prova ha il vantaggio di consentire registrazioni continue della resistenza e, anche, di una maggiore ripetibilità rispetto alla tradizionale prova SPT (Standard Penetration Test). Alcune attrezzature e modalità esecutive sono standardizzate dalla norma europea ISO 22476-2:2005. Le attrezzature utilizzate in Italia non corrispondono sempre perfettamente a quelle previste dalla norma europea sebbene, in genere, rientrino tra quelle codificate da ISSMFE (1988). La prova DP non è standardizzata dall'ASTM.

Le prove presso il sito sono state condotte impiegando un penetrometro Pagani TG-63-200, misurando il numero di colpi necessario per ottenere l'avanzamento di 20 cm della punta (N_{20}). Le caratteristiche del penetrometro rientrano tra quelle codificate da ISSMFE (1988). I profili di resistenza delle prove sono presentati nel grafico di Figura 9: a motivo della presenza di clasti, le prove DPSH sono state interrotte a profondità di 6-14 m.

Nei primi 4-7 m di profondità, dove i vicini fori di sondaggio hanno mostrato la presenza di argille con ridotto contenuto di clasti, la resistenza N_{20} risulta variare tra 2 e 6, con valore medio 3.4. Con il crescere della profondità e della frazione ghiaiosa, la resistenza penetrometrica aumenta rapidamente fino a valori molto elevati, con interruzione della prova al superamento della resistenza $N_{20} = 60$.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica dei terreni, mancando studi specifici, è necessario ricorrere alla base statistica creata per la prova SPT e cercare correlazioni con i risultati di quest'ultima. Il costruttore del penetrometro DPSH "Pagani TG63 (200 kN)" ha misurato l'efficienza della macchina in due siti di differenti caratteristiche, evidenziando che il rapporto tra N_{SPT} ed N_{20} , normalizzato al 60% di

rendimento, varia tra 1.5 per i terreni sabbioso ghiaiosi fino a oltre 4 per terreni argillosi non saturi. In merito Cestari (1996) riporta la seguente correlazione tra le resistenze:

$$N_{SPT,60\%} = C \cdot N_{20,60\%}$$

dove:

- C = 1.5-2.0 nei terreni con ghiaie
- C = 2.0-2.8 nelle sabbie
- C = 2.8-4.0 nelle argille più o meno limose

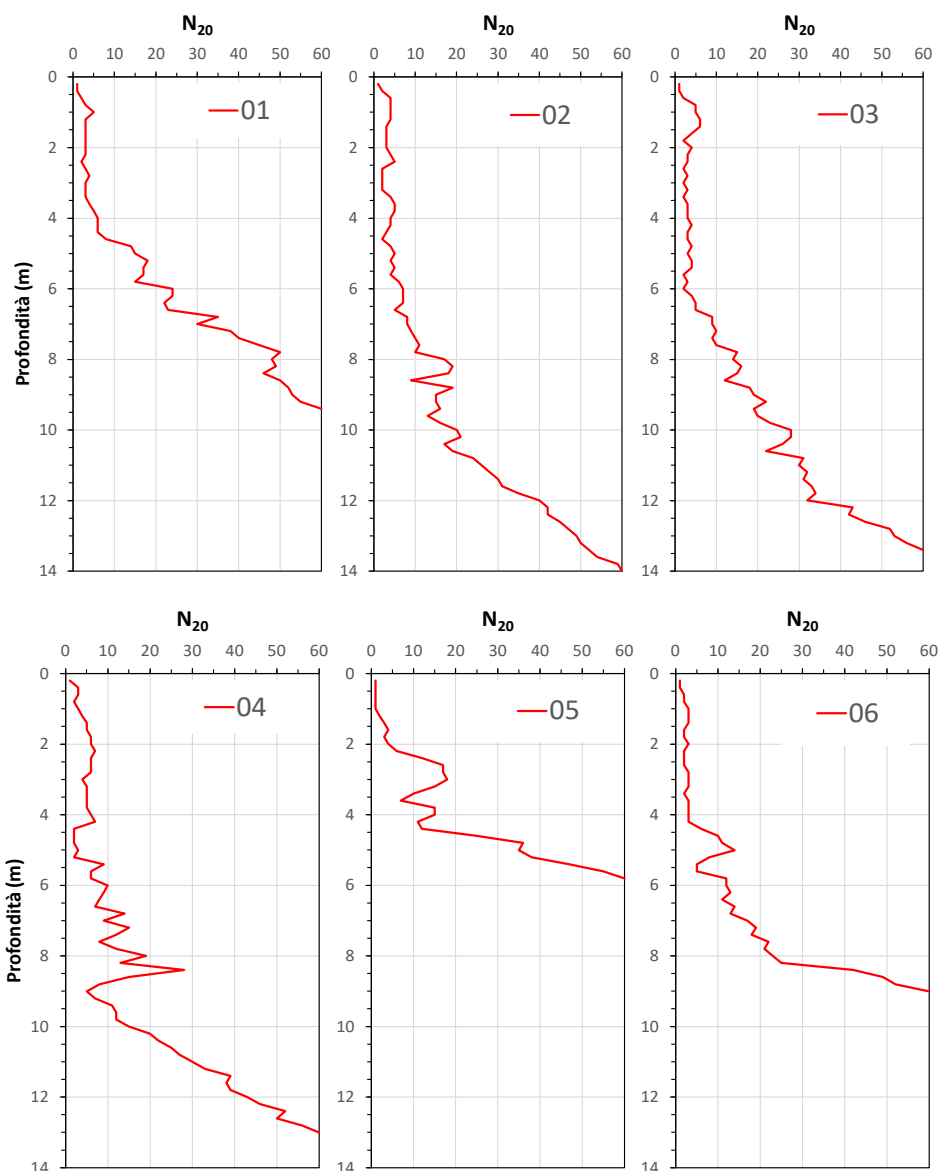


Figura 9 – Profili della resistenza penetrometrica dinamica misurata con prove DPSH (N_{20}).

Nella pratica professionale corrente è l'abitudine di trasformare le resistenze penetrometriche DPSH in valori equivalenti SPT moltiplicandole per 1.5, a prescindere dalla natura del terreno indagato. Tale coefficiente corrisponde al rapporto teorico tra l'energia applicata con la prova DPSH e quella della prova SPT e corrisponde al valore minimo del rapporto N_{SPT}/N_{20} determinato dal costruttore del penetrometro e applicabile a terreni sabbioso ghiaiosi.

Per i terreni del sito dei primi 4-7 m di profondità, rappresentati da argille con ridotto contenuto di clasti, il confronto tra le resistenze N_{SPT} misurate nei due fori di sondaggio (valore medio $N_{SPT} = 9$) con i valori N_{20} delle prove realizzate a breve distanza (valore medio $N_{20} = 3.4$) indica un rapporto N_{SPT}/N_{20} pari a 2.6, vicino all'intervallo 2.8-4.0 riportato dal Cestari per terreni argillosi, confermando l'influenza della natura del terreno indagato (Figura 10; Figura 11). Il rapporto N_{SPT}/N_{20} si riduce, avvicinandosi al valore minimo indicato da Cestari, nei terreni con maggiore contenuto ghiaioso sottostanti.

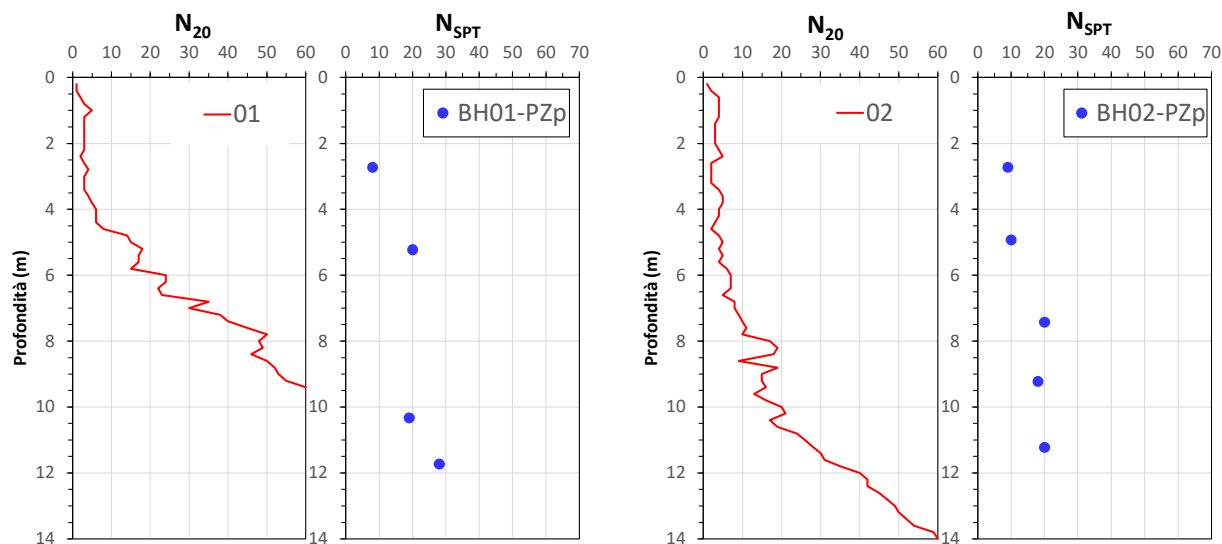


Figura 10 – Confronto tra resistenze misurate con prove DPSH e SPT.

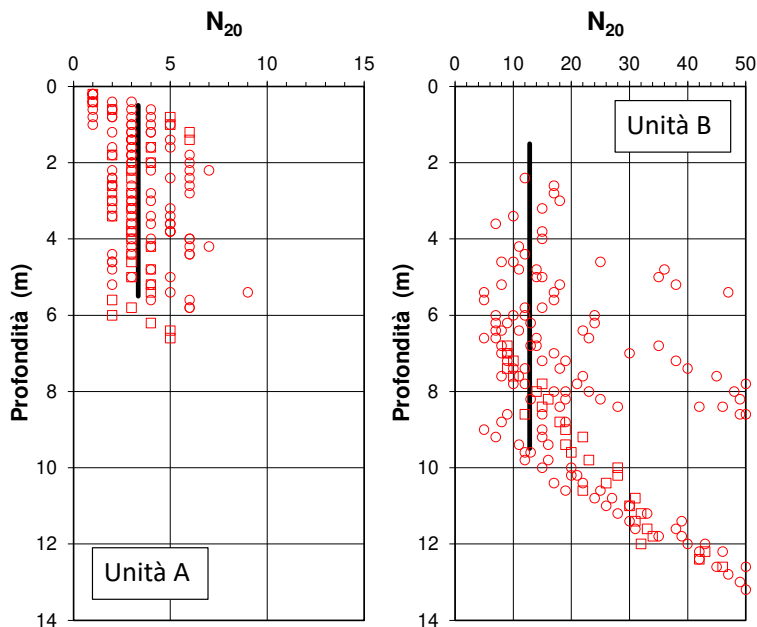


Figura 11 – Involuppo delle resistenze penetrometriche DPSH misurate negli strati identificati.

6.4 Proprietà indice e caratteristiche fisiche

I terreni indagati sono di natura coesiva, con distribuzione granulometrica assortita, caratterizzati da presenza di clasti carbonatici in quantità variabile. Analizzando i grafici di Figura 12 si osserva come le frazioni fini (limo e argilla) tendano a prevalere nei terreni superficiali fino alla profondità di circa 13 m, mentre di sotto generalmente prevalgano le componenti sabbiose e ghiaiose.

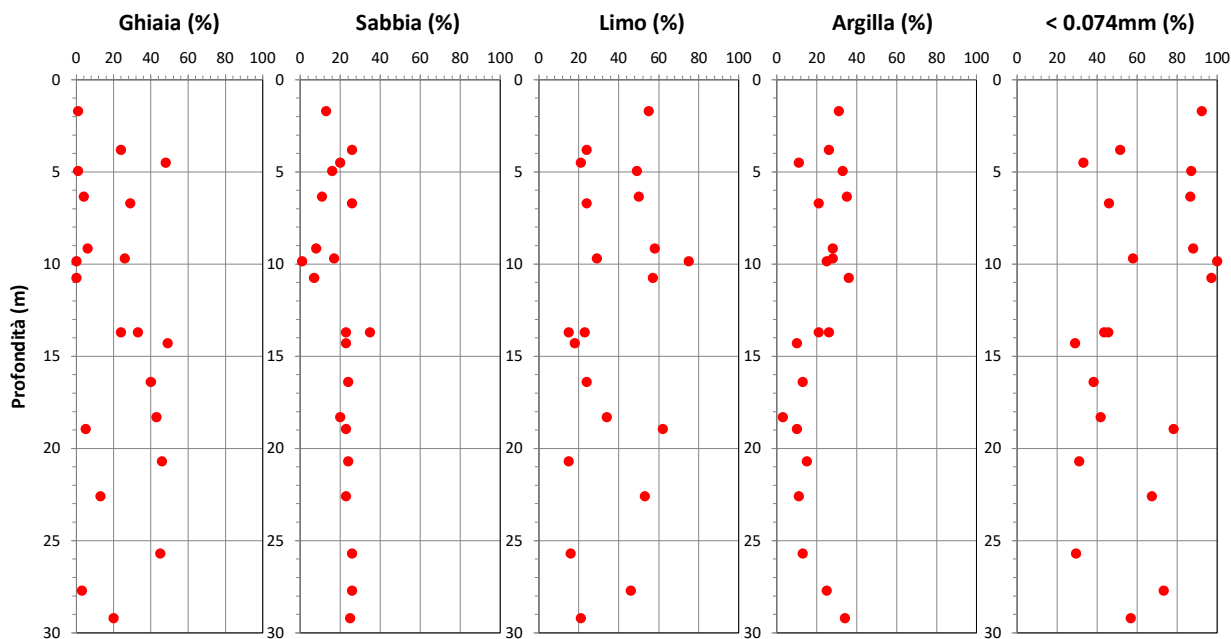


Figura 12 – Frazioni granulometriche secondo classificazione AGI 1977.

Gli indici di consistenza riportati sulla carta di plasticità di Casagrande (Figura 13) consentono di classificare i terreni dei primi 7 m nell'ambito delle argille inorganiche di alta plasticità ($IP=28-30\%$) ed i terreni sottostanti tra le argille di media plasticità ($IP=14-21\%$). La consistenza è definibile come solido-plastica, con indice di consistenza IC variabile tra 0.8 e 1.

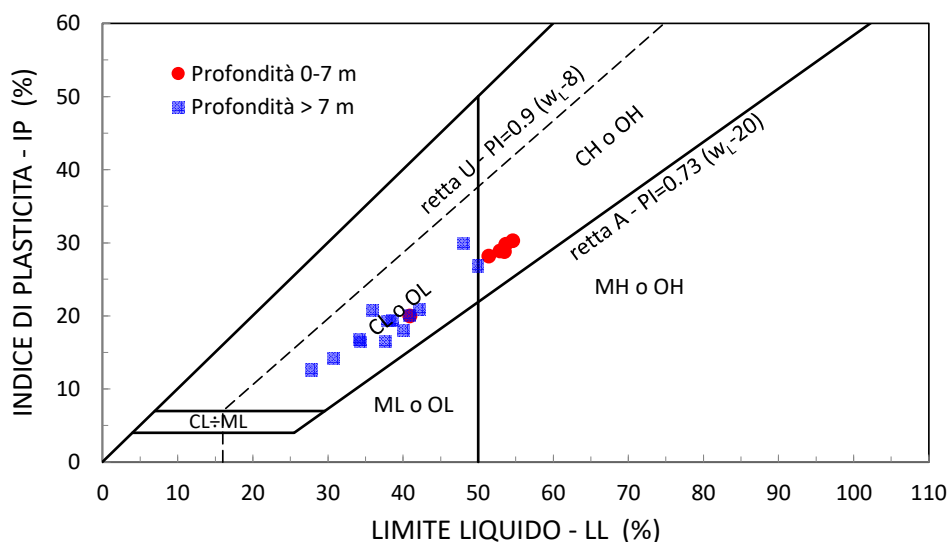


Figura 13 – Caratteristiche di plasticità.

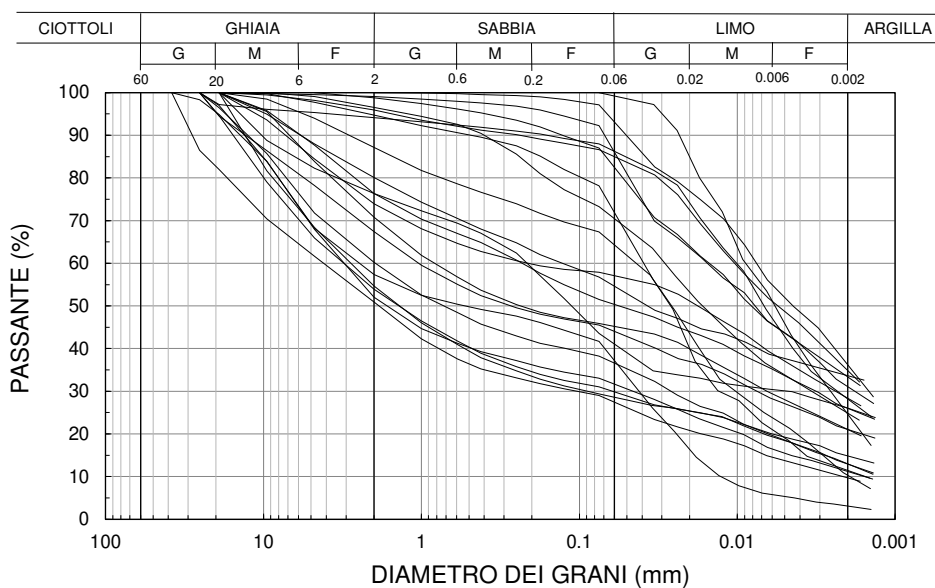


Figura 14 – Analisi granulometriche (classificazione A.G.I. 1977, M.I.T. 1931, British Std.).

I valori sperimentali del peso di volume naturale determinati su campioni indisturbati risultano compresi fra 19.5 e 21.8 kN/m³.

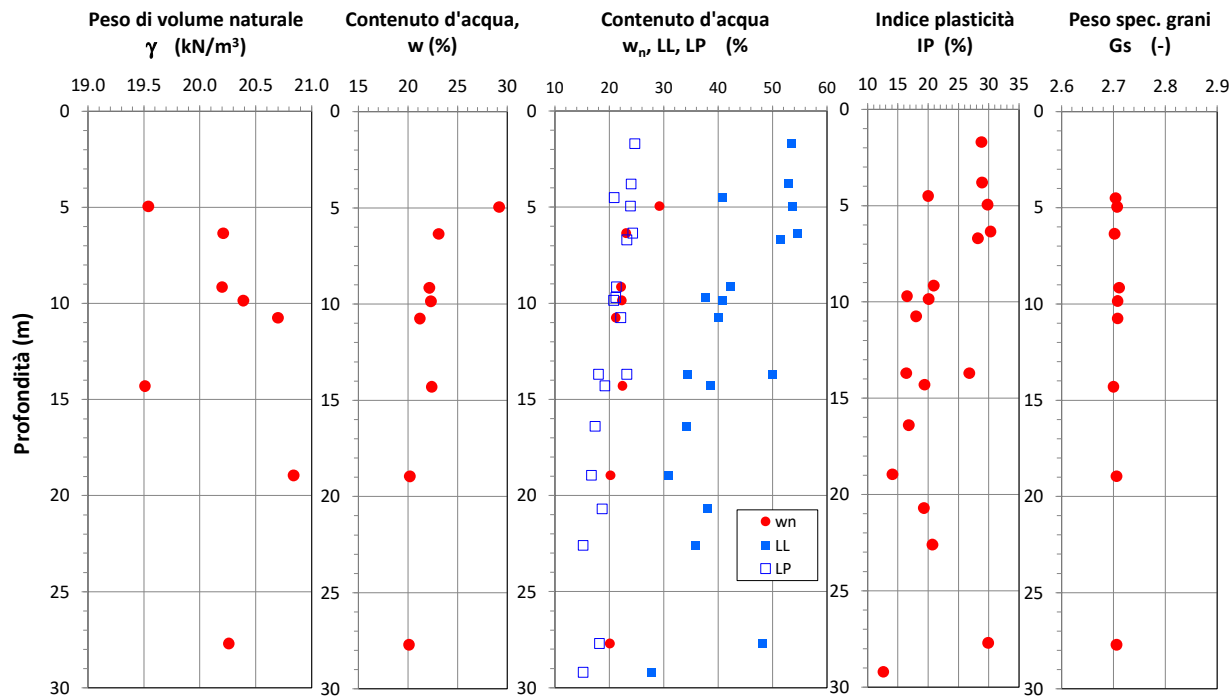


Figura 15 – Caratteristiche fisiche e proprietà indice.

6.5 Qualità dei campioni “indisturbati”

Il campionamento indisturbato dei terreni è risultato difficoltoso per la presenza di elementi litici. I campioni arrivati al laboratorio, particolarmente quelli più superficiali, hanno mostrato significative zone di rammollimento prodotte durante il prelievo, limitandone o escludendone l'utilizzo per le prove meccaniche programmate. Inoltre, alcuni campioni ritenuti di qualità adeguata alle prove meccaniche sono risultati successivamente inadatti alla fustellazione per la presenza di clasti.

Per i campioni sottoposti alle prove meccaniche è stata effettuata una valutazione della loro qualità utilizzando la procedura di Andresen e Kolstad (1979). Essi hanno suggerito che per valutare la qualità di un campione coesivo si potrebbe fare riferimento all'intensità delle deformazioni volumetriche del provino sottoposto in una prova edometrica al carico litostatico efficace di sito oppure in una prova triassiale alle tensioni verticale e orizzontale esistenti in sito. A partire da questo approccio, Terzaghi et al. (1996) hanno coniato il termine “Specimen Quality Designation” (SQD), definendo cinque classi di qualità (dalla A, migliore, alla E, peggiore, Tabella 2) e suggerendo che per dati di laboratorio affidabili siano necessari campioni con SQD di classe B o migliore per argille con $OCR < 3\div 5$.

Deformazione volumetrica (%)	Specimen Quality Designation
< 1	A
1-2	B
2-4	C
4-8	D
>8	E

n.b.: In una prova edometrica $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_a$

Tabella 2 - Qualità del campione in termini di deformazioni volumetriche (Terzaghi et al., 1996).

In base al suddetto approccio la qualità dei campioni selezionati per le prove meccaniche è risultata buona nella maggior parte dei casi (SQD = A-B), talvolta mediocre (SQD= C).

6.6 Tensione di preconsolidazione e deformabilità

La tensione efficace di preconsolidazione è stata valutata mediante alcune prove di consolidazione edometrica eseguite su campioni indisturbati. Si deve osservare che l'accuratezza delle determinazioni di laboratorio risente significativamente della qualità dei campioni utilizzati. Anche quando i metodi applicati in sito e in laboratorio sono appropriati, per effetto dell'alterazione tensionale subita, il terreno risente di un certo disturbo, non sempre evidente. Gli effetti del disturbo alterano le curve di compressibilità edometrica ricavate in laboratorio, determinando un passaggio meno pronunciato dal tratto di ricomprensione a quello di primo carico. Gli effetti del disturbo si traducono solitamente in una sottostima dei valori della tensione di preconsolidazione (σ'_p) e in una sovrastima della compressibilità dei terreni.

Le proprietà ricavate dalle prove di consolidazione edometrica sono riportate in Tabella 3. La tensione di snervamento è dedotta dalle curve $e\text{-}\log\sigma'_v$ in genere utilizzando la procedura grafica di Casagrande che, per gli scopi ingegneristici, risulta di norma adeguata a una stima ragionevole di σ'_p . In alternativa si può ricorrere al metodo grafico cosiddetto “strain-energy” proposto da Becker et al. (1987), che può essere utile per una migliore definizione di σ'_p , particolarmente in presenza di terreni strutturati o sensibili agli effetti di disturbo che tipicamente si producono durante le fasi di carotaggio,

estrazione e fustellazione dei provini. I valori di σ'_p ricavati con il metodo “strain-energy” (370-800 kPa) risultano maggiori di quelli ottenuti con il metodo di Casagrande (260-700 kPa).

Prendendo a riferimenti i valori di miglior stima di σ'_p e una profondità media della falda freatica di 3 m, si ricavano valori del rapporto di sovraconsolidazione (OCR) di circa 4.6 alla profondità di 5 m e di 2.3 alla profondità di 28 m.

Campione	Rapporto di ricompr., RR	Rapporto di compress., CR	Casagrande		Strain Energy		Deform. a σ'_{vo} (%)
			σ'_p (kPa)	OCR	σ'_p (kPa)	OCR	
BH01-PZp-CI1 (5.0m)	0.013	0.135	260	3.2	370	4.6	1.2
BH01-PZp-CI2 (10.1m)	0.015	0.126	620	4.6	690	5.1	0.9
BH01-PZp-CI3 (14.3m)	0.010	0.122	540	3.0	650	3.7	3.1
BH01-PZp-CI4 (27.9m)	0.018	0.117	610	1.9	750	2.3	1.8
BH01-PZs-CI1 (6.6m)	0.015	0.122	700	7.1	800	8.2	0.4
BH01-PZs-CI2 (9.4m)	0.010	0.119	460	3.6	560	4.4	1.8
BH02-PZp-CI2 (11.0m)	0.015	0.137	670	4.7	770	5.4	0.8
BH02-PZp-CI3 (19.2m)	0.017	0.138	380	1.7	600	2.6	2.8

Tabella 3 - Caratteristiche di compressibilità edometrica.

I valori di OCR e σ'_p dedotti dalle prove di laboratorio sono riportati in Figura 16 (metodo “strain energy”).

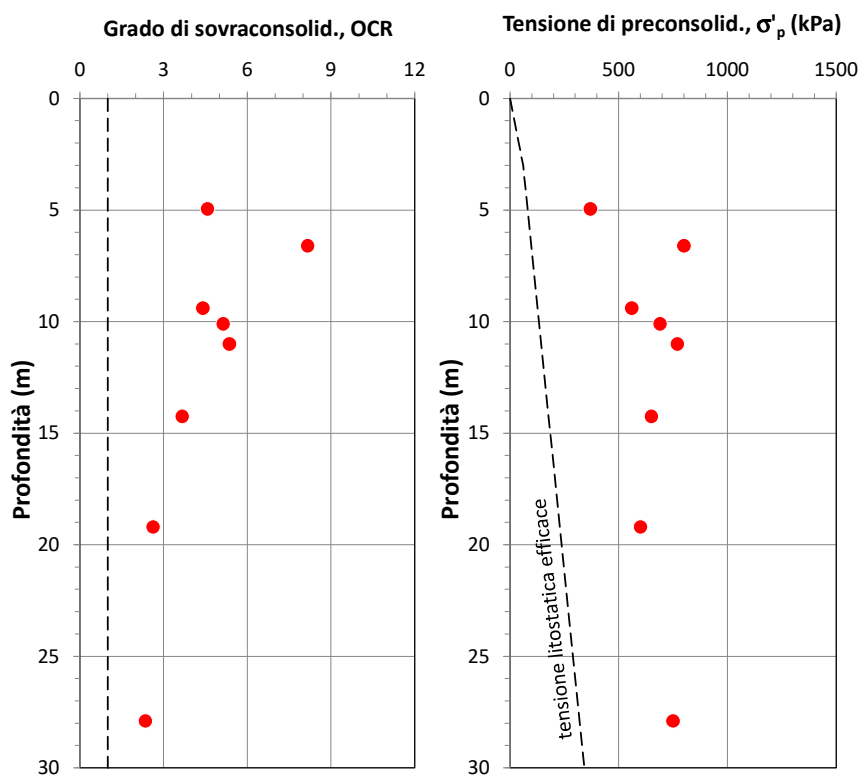


Figura 16 – Grado di sovraconsolidazione e tensione di preconsolidazione ricavati dalle prove di compressione edometrica (metodo “strain energy”).

6.7 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La valutazione delle caratteristiche di resistenza al taglio in condizioni non drenate si è basata sui risultati di alcune prove di compressione triassiale di tipo non consolidato non drenato (Tx UU) e di tipo consolidato non drenato (Tx CIU), queste ultime condotte con applicazione preliminare di contropressione allo scopo di ottenere, per quanto possibile, la completa saturazione del terreno. Inoltre, la resistenza non drenata è stata stimata da correlazioni con il grado di sovraconsolidazione, con la resistenza penetrometrica N_{SPT} e dalle misure con penetrometro tascabile eseguite in sito.

Coerentemente con lo stato di sovraconsolidazione che li caratterizza, i terreni hanno mostrato un comportamento dilatante, desumibile sia dai percorsi tensionali nel piano (s' - t) delle prove Tx CIU, che mostrano un andamento con deviazione progressiva verso destra, sia dalle pressioni neutre che, dopo una prima fase di incremento, si riducono progressivamente (Figura 17). Le curve tensioni-deformazioni presentano un andamento monotono, con graduale aumento della resistenza mobilizzata fino a stabilizzarsi su un valore massimo che rimane pressoché costante anche a grandi deformazioni (comportamento duttile).

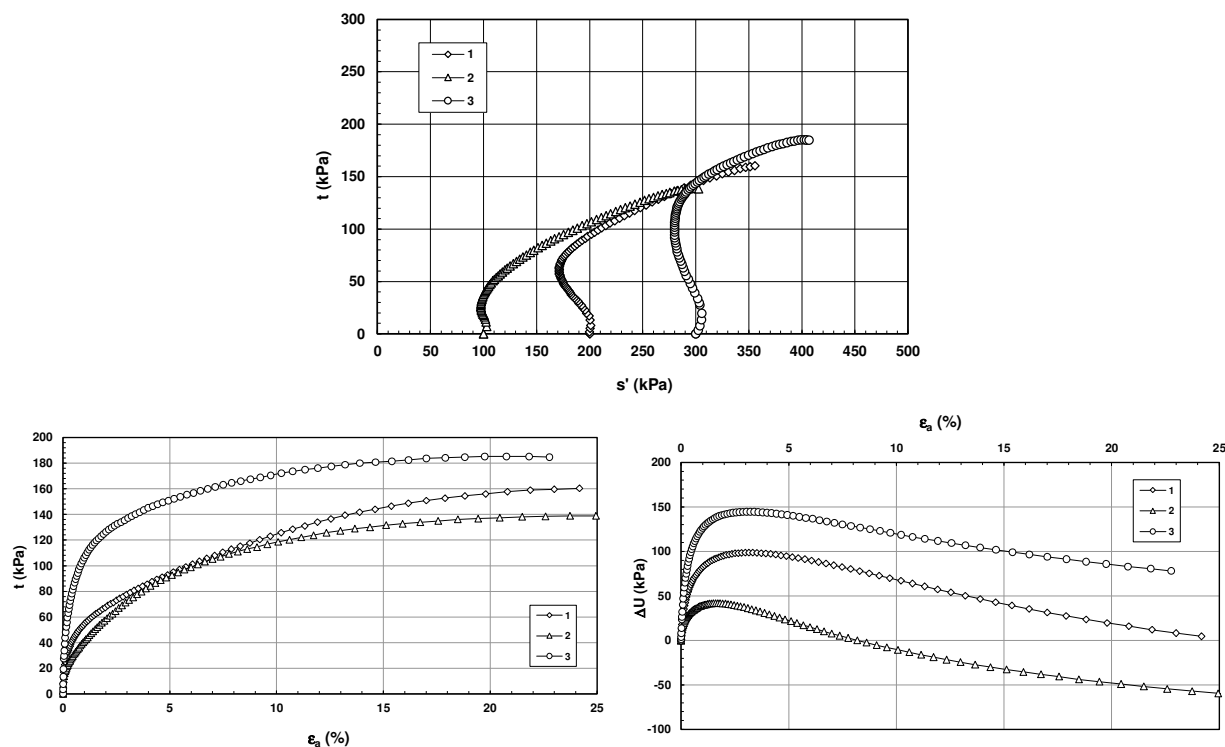


Figura 17 – Prove Tx CIU sul campione BH01-PZs/CI2 (profondità 9.3 m). Percorsi tensionali nel piano (s' - t), curve tensioni-deformazioni e sovrappressioni neutre-deformazioni.

In accordo a Koutsoftas & Ladd (1985), per terreni con grado di preconsolidazione inferiore a 10 (range esplorato dagli autori), la relazione che lega la resistenza al taglio non drenata (c_u) ricavata da prove di taglio semplice diretto e il grado di sovraconsolidazione è la seguente:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

La resistenza c_u è stata dedotta dalle resistenze N_{SPT} applicando la correlazione proposta da Stroud (1974), per argille non sensitive:

$$c_u = f_1 \cdot N_{SPT}$$

dove f_1 è un coefficiente funzione della plasticità (nel seguito si è assunto $f_1 = 4.5$ kPa).

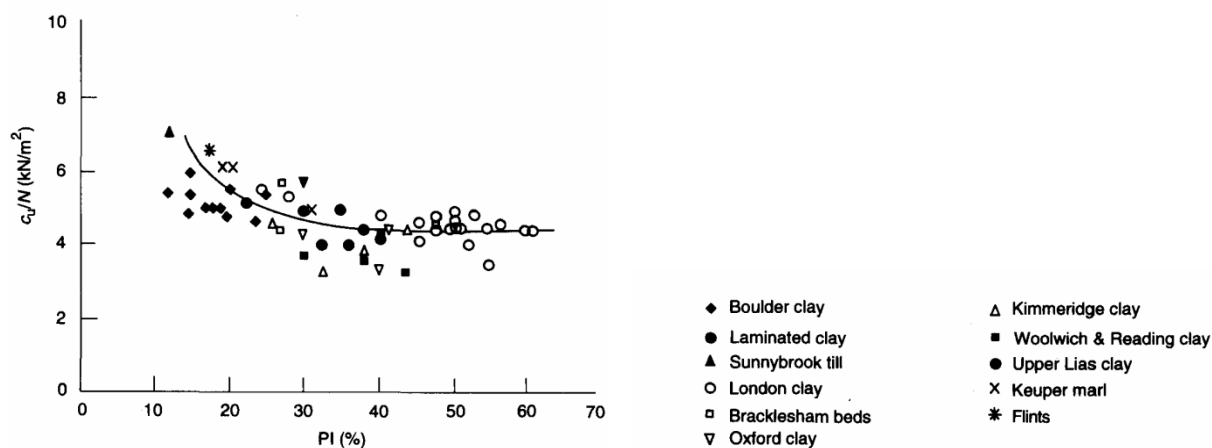


Figura 18 -Rapporto c_u/N_{SPT} in funzione della plasticità (Stroud 1974; resistenza al taglio non drenata determinata su provini di diametro 100 mm).

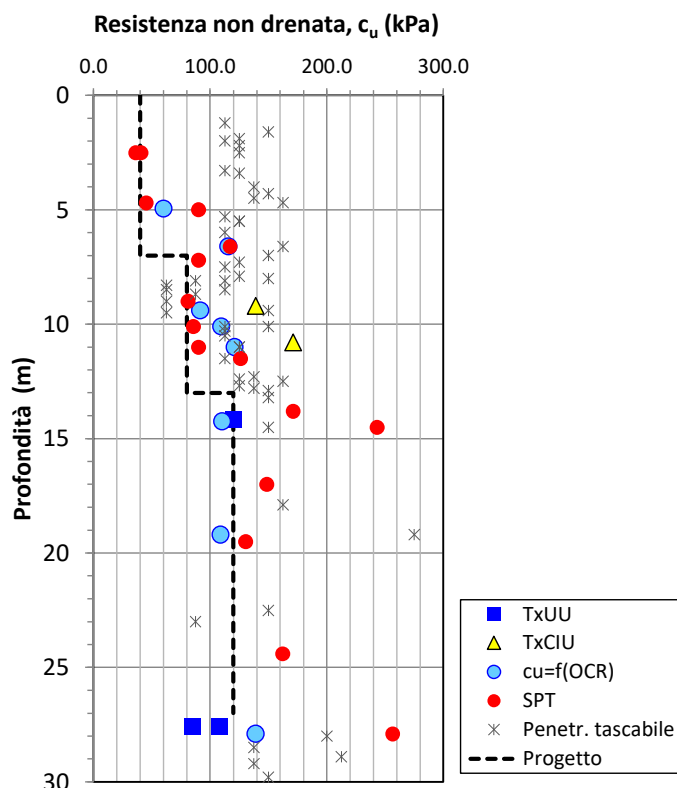


Figura 19 – Resistenza al taglio non drenata.

La resistenza c_u è stata ricavata dai valori di resistenza con penetrometro tascabile (R_p) tramite la relazione:

$$c_u = 0.5 \cdot R_p$$

In Figura 19 sono riportati i valori di resistenza non drenata calcolati ed il profilo di progetto proposto.

6.8 Resistenza al taglio in condizioni drenate

I parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate sono stati valutati in laboratorio con prove di taglio diretto (DS CkoD) e di compressione triassiale (Tx CIU). Diversamente dalle prove Tx CIU, le prove di taglio diretto hanno evidenziato un comportamento a rottura di tipo fragile con una leggera caduta di resistenza successiva al picco.

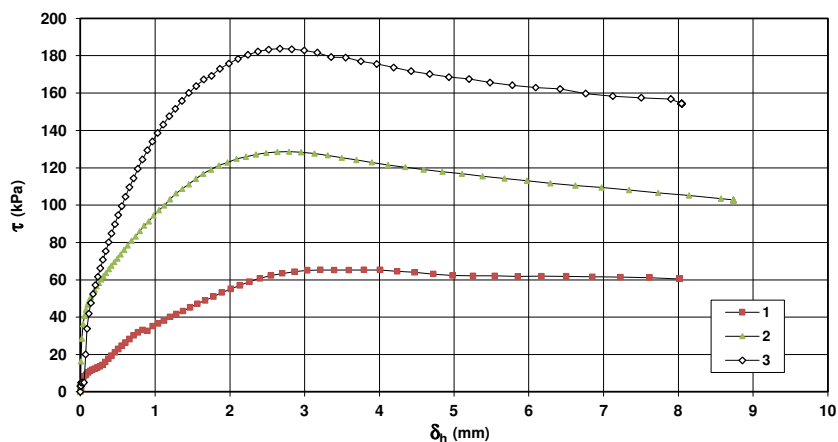


Figura 20 – Prove DS CkoD sul campione BH01-PZs/CI1 (profondità 6.5 m). Curve tensione di taglio-spostamento del primo ciclo di taglio dei provini.

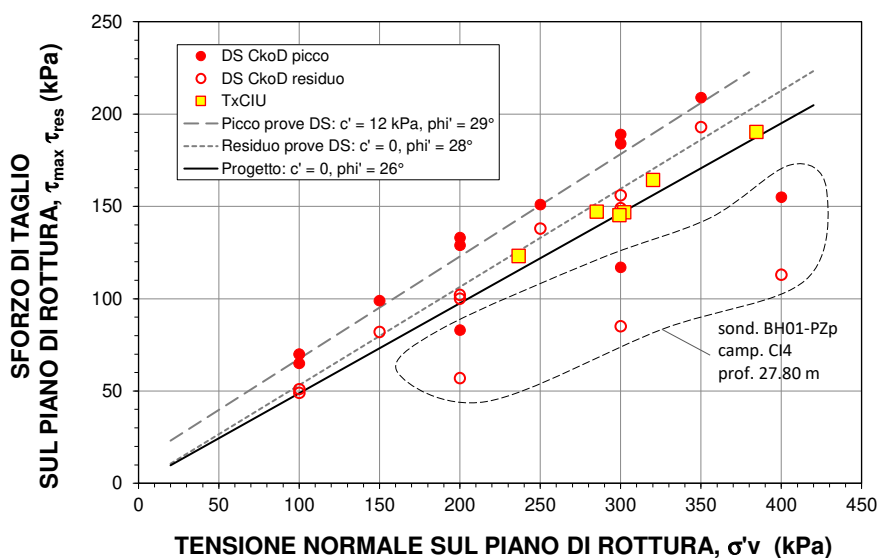


Figura 21 - Resistenza al taglio ricavata con prove di taglio diretto (DS CkoD) e con prove di compressione triassiale (Tx CIU).

Le resistenze misurate ed i risultati delle regressioni lineari dei dati sperimentali sono mostrati in Figura 21. Si evidenzia il comportamento singolare del campione BH01-PZp/CI4 (prof. 27.80 m) che ha fornito resistenze inferiori agli altri campioni analizzati.

Per le analisi di lungo termine si ritiene prudente non fare affidamento alla componente di coesione efficace, assumendo i seguenti valori operativi: $c' = 0$, $\phi' = 26^\circ$; per analisi di breve termine si potrà ragionevolmente assumere anche una coesione efficace di $c' = 10$ kPa.

6.9 Permeabilità

Nei due fori di sondaggio sono state realizzate alcune prove di permeabilità tipo Lefranc, a carico variabile, che hanno fornito valori variabili tra 10^{-6} m/s e 10^{-9} m/s. I valori ricavati per via indiretta dalle prove di consolidazione edometrica risultano decisamente inferiori al valore Lefranc e mediamente pari a 7×10^{-11} m/s.

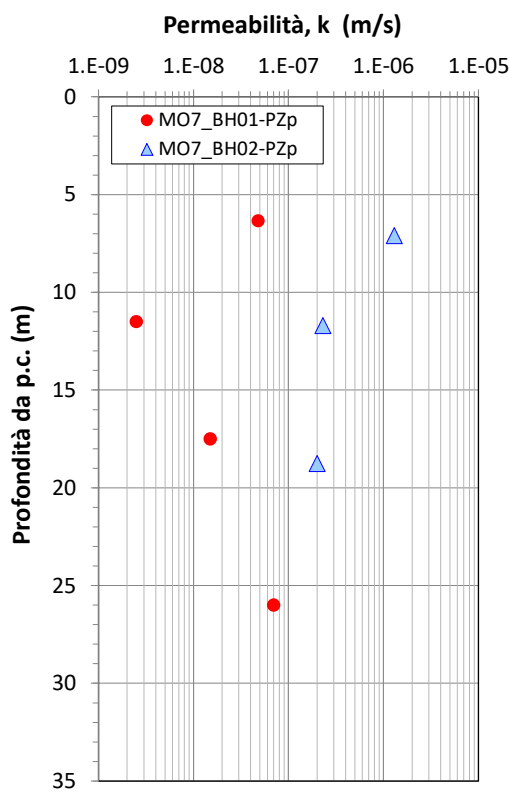


Figura 22 – Coefficiente di permeabilità determinato con prove in foro Lefranc.

L'attribuzione di un valore di permeabilità rappresentativo delle condizioni in sito risulta incerta, per l'ambiguità dei risultati sperimentali. I valori dedotti in laboratorio dalle prove edometriche possono non dare una vera indicazione dei valori in sito, i quali dipendono dalla macrostruttura del deposito, dove la presenza di discontinuità o stratificazioni gioca un ruolo fondamentale. Inoltre, nelle prove edometriche il flusso idraulico si sviluppa nella direzione verticale, mentre la permeabilità orizzontale potrebbe essere maggiore e, quindi, di primaria importanza per quanto riguarda le condizioni in campo.

Le prove in sito superano queste limitazioni, ma la loro interpretazione è incerta poiché il controllo delle condizioni di prova è difficoltoso (p.e pulizia del foro, forma e dimensioni della sezione filtrante) ed anche perché la direzione del flusso può essere solo stimata. Per questa ragione i valori ricavati devono essere accettati con cautela.

Volendo riferirsi a valori tipici riportati in letteratura la Tabella 4, che associa permeabilità e classificazione USCS, può essere di ausilio.

	10 ⁻¹¹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻⁹	10 ⁻⁸	10 ⁻⁷	10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹	1
	m/s											
Coefficient of permeability (log scale)	10 ⁻⁹	10 ⁻⁸	10 ⁻⁷	10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹	1	10	100
	cm/s											
Permeability:	Practically impermeable		Very low		Low		Medium		High			
Drainage conditions:	Practically impermeable			Poor		Good						
Typical soil groups:	GC → GM → SM SW → GW → CH SC SM-SC SP → GP → MH MC-CL											
Soil types:	Homogeneous clays below the zone of weathering		Silts, fine sands, silty sands, glacial till, stratified clays				Clean sands, sand and gravel mixtures			Clean gravels		
			Fissured and weathered clays and clays modified by the effects of vegetation									

Note: The arrow adjacent to group classes indicates that permeability values can be greater than the typical value shown.

Tabella 4 – Valori tipici di permeabilità dei terreni (Carter & Bentley, 1991; Samtani & Nowatzki, 2006).

Per i terreni del sito, i valori di permeabilità ritenuti ragionevoli sono riportati nel successivo capitolo, definiti tenendo conto dei valori misurati in sito, di quelli ricavati in laboratorio e dei valori tipici di letteratura.

6.10 Parametri geotecnici di progetto

Le valutazioni geologiche hanno indicato come il substrato dell'area sia rappresentato dalla formazione del Calcare Cavernoso che, per il notevole spessore delle coperture, non è stata raggiunta dalle perforazioni di sondaggio spinte sino alla profondità massima di 30 m.

I terreni indagati risultano di natura coesiva, principalmente a grana fine senza evidenze di struttura, con distribuzione granulometrica assortita, caratterizzati da presenza di clasti carbonatici in quantità variabile. A partire da piano campagna si identificano le seguenti unità litotecniche:

Unità A Limo con argilla sabbioso ghiaioso, marrone giallastro, moderatamente consistente. Questi terreni si caratterizzano per un elevato contenuto d'argilla (mediamente pari a 29%) ed un'elevata plasticità (valore medio IP=29%), che non trova riscontro nei terreni sottostanti. Lo spessore è generalmente di 4-7 m, con resistenze penetrometriche di $N_{20} = 2-6$ e $N_{SPT} = 9-10$. I terreni sono classificabili nel gruppo CH (argille inorganiche di alta plasticità) del sistema USCS.

Unità B Granulometricamente analoga all'Unità A, si distingue da questa per la minore plasticità (IP = 18%, argilla = 29%). Di colore grigiastro o grigio-verdastro, si estende fino a circa 13 m di profondità, con resistenze penetrometriche $N_{20} > 6$ e $N_{SPT} = 19-20$. I terreni sono classificabili nel gruppo CL (argille inorganiche di bassa plasticità) del sistema USCS.

Unità C Limo con ghiaia sabbioso argilloso grigio verdastro o marrone giallastro. I clasti sono di natura carbonatica, da poco a molto alterati. I valori N_{SPT} sono superiori a 30, talvolta a rifiuto. La base dello strato è stata individuata alla profondità di 27 m nei due fori di

sondaggio. I terreni sono classificabili nei gruppi GC e SC (ghiaie argillose e sabbie argillose) del sistema USCS.

Unità D Limo con argilla sabbioso talora ghiaioso grigio verdastro. L'unità si estende sino alla massima profondità indagata di 30 m. I terreni sono classificabili nel gruppo CL (argille inorganiche di bassa plasticità) del sistema USCS.

La soggiacenza della falda superficiale si colloca a circa 3-4 m da piano campagna.

Per quanto sopra, i terreni del sito presenteranno il comportamento tipico dei terreni a grana fine, per i quali è necessario distinguere un comportamento a breve termine, di tipo non drenato, ed uno a lungo termine, di tipo drenato. Le proprietà caratteristiche dei terreni sono sintetizzate in Tabella 5.

Litotipo	Classif. USCS	$\gamma_{\text{nat.}}$ (kN/m ³)	e (-)	IP (%)	RR (-)	CR (-)	M (MPa)	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	k (m/s)	Vs (m/s)
Unità A	CH	19.5	0.73	29	0.014	0.140	15	40	-	26	1x10 ⁻⁹	150-250
Unità B	CL	20.3	0.60	18	0.014	0.140	30	80	-	26	1x10 ⁻⁸	450-550
Unità C	GC-SC	20.3	0.60	18	0.014	0.140	50	120	-	26	1x10 ⁻⁷	600-800
Unità D	CL	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	600-800

Tabella 5 - Proprietà geotecniche caratteristiche dei terreni.

7 CARATTERISTICHE DEL SISMA DI PROGETTO

Per la definizione del sisma di progetto si è fatto riferimento alla normativa nazionale vigente (D.M. 17/01/2018) che assegna, per un dato periodo di ritorno (T_R) e per ciascun nodo del reticolo di riferimento, i parametri necessari a costruire lo spettro di risposta corrispondente all'azione sismica attesa. In particolare, i valori dei parametri sismici a_g , F_0 e T_C^* sono stati calcolati utilizzando il foglio elettronico SPETTRI-NTC v.1.0.3, reso disponibile dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

Per il calcolo dell'azione sismica da utilizzare per le verifiche ai sensi delle NTC18 è stata assunta una vita nominale (V_N) pari a 50 anni. È stata inoltre assunta la classe d'uso II, pertinente alle opere ordinarie, scelta giustificata anche volendo considerare le postazioni opere connesse alle Centrali Geotermiche. Il recente Regolamento 1/R/2022 della Regione Toscana prevede infatti (ALLEGATO A - Art. 11 c. 1) che le centrali elettriche da fonte geotermica non siano opere strategiche e che solo quelle con taglia nominale superiore a 25 MW siano classificate rilevanti (classe III). Tutte le altre (di taglia uguale o inferiore a 25MW) risultano di conseguenza di classe II.

Per il calcolo si è quindi assunto:

- vita nominale della struttura: $V_N = 50$ anni
- classe d'uso: II
- coefficiente d'uso: $C_U = 1$
- Comune di riferimento: Montieri

Visti i valori sperimentali di $V_{s,eq}$, il sito in oggetto è riconducibile alla categoria B (capitolo 6.1). I valori calcolati dei parametri sismici per i vari stati limite sono riportati nella seguente Tabella 6.

Stato Limite	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_C^* (s)	S_S (-)	S_T (-)
SLO	30	0.043	2.493	0.221	1.2	1.0
SLD	50	0.056	2.496	0.243	1.2	
SLV	475	0.138	2.469	0.271	1.2	
SLC	975	0.174	2.503	0.278	1.2	

- T_R tempo di ritorno
- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
- S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_T coefficiente di amplificazione topografica

Tabella 6 – Parametri per il calcolo dell'azione sismica di progetto.

8 ANALISI DEL COMPORTAMENTO SISMICO DEI TERRENI SATURI

8.1 Introduzione

In condizioni di carico dinamico e ciclico, per effetto dell'accumulo di sovrappressioni interstiziali, nelle sabbie non cementate si può giungere all'annullamento totale delle tensioni efficaci ("liquefazione"). Diversamente, nei terreni a grana fine dotati di una certa plasticità non si perviene mai all'annullamento delle tensioni efficaci e, pure in presenza di terreni molto soffici, non sono mai state osservate nella pratica perdite di resistenza analoghe a quelle dovute alla liquefazione. Per i terreni a grana fine si parla di "degradazione ciclica" delle caratteristiche di resistenza e rigidità, fenomeno legato alla distruzione dei legami originari dello scheletro solido e all'accumulo delle pressioni interstiziali. Solo nel caso di terreni fini non plastici si possono avere comportamenti simili a quelli delle sabbie.

I due differenti comportamenti sono descritti in letteratura come "sand-like" (comportamento sabbioso) e "clay-like" (comportamento argilloso). Queste definizioni sono state introdotte da Boulanger e Idriss (2004) per descrivere il comportamento sismico dei terreni "a grana fine", i quali possono presentare un comportamento "clay-like" oppure "sand-like", a seconda delle caratteristiche di plasticità.

Per gli scopi pratici, Boulanger e Idriss (2006) affermano che il comportamento "clay-like" può essere atteso per terreni "a grana fine" con $IP \geq 7\%$; se il terreno ricade nelle categorie CL-ML il criterio si riduce a $IP \geq 5\%$. Questo criterio fornisce un'interpretazione leggermente conservativa del probabile intervallo di transizione dei terreni a grana fine da comportamento "sand like" a comportamento "clay like", come evidente dai dati elaborati da Boulanger e Idriss (2006) presentati in Figura 23a. Terreni a grana fine con valori di IP di 3-6 possono presentare comportamento intermedio, inclusa una resistenza ciclica che può essere maggiore di quella di terreni a grana fine non plastici aventi stessa resistenza penetrometrica SPT o CPT.

Anche i terreni classificati come "a grana grossa" (passante al setaccio 200 \leq 50%) possono avere un comportamento "clay-like" se la frazione fine che contengono è plastica e in quantità sufficiente a determinare la separazione (o sospensione) delle particelle di sabbia e ghiaia all'interno della matrice fine. La separazione delle frazioni grossolane avviene quando il contenuto di fine supera una quantità variabile tra circa il 15% e il 35% (Seed et al., 2003), quantità che dipende dalla gradazione complessiva del terreno e dalla natura del fine. Infatti, i terreni ben gradati hanno una minore porosità rispetto a quelli uniformi e, per questo, richiedono una minore quantità di fine per separare le particelle grossolane; similmente, il fine argilloso dispone di un indice dei vuoti maggiore rispetto al limo, risultando più efficace a parità di peso nel riempire gli spazi tra le particelle grossolane.

Secondo Seed et al. (2003), nei terreni con elevato contenuto di frazioni fini, nei quali le frazioni fini sono in quantità sufficiente a separare le frazioni grossolane, la liquefazione sembra avvenire principalmente dove le frazioni fini risultano non-plastiche o di bassa plasticità ($IP \leq 12\%$ e $LL \leq 37\%$), e quando il contenuto naturale d'acqua è elevato rispetto al limite liquido ($w > 0.85 \cdot LL$). Per valutare la vulnerabilità alla liquefazione, Seed et al. (2003) hanno raccomandato l'uso del grafico di Figura 23b, basato sulla plasticità del terreno. Il grafico è diviso in tre zone: i terreni interni alla zona A sono considerati suscettibili alla liquefazione sismica; la zona B è considerata un'area di transizione dove i terreni potrebbero risultare liquefacibili; i terreni della zona C (zona non coperta dalle zone A e B) non sono generalmente suscettibili alla liquefazione.

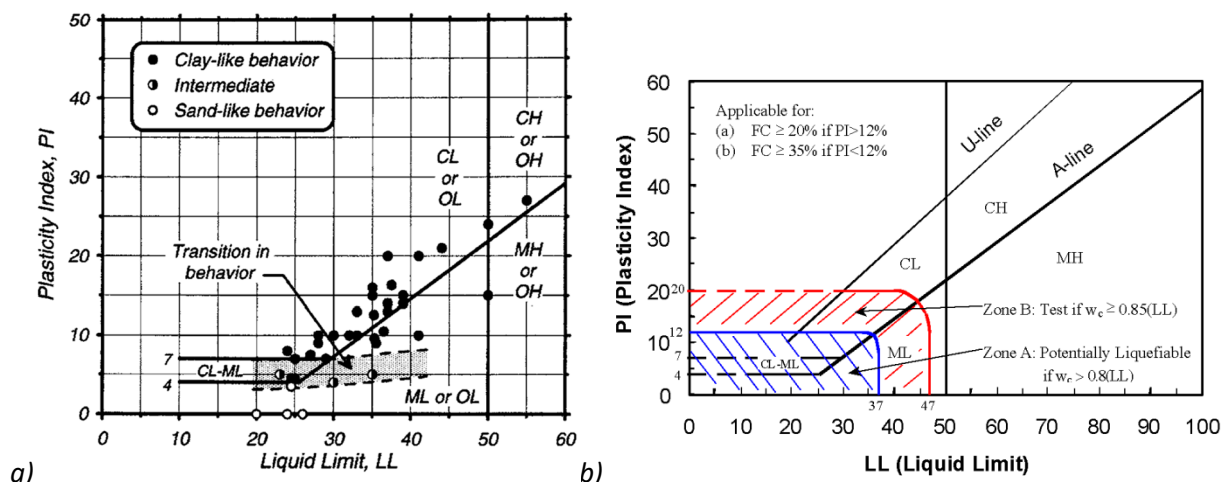


Figura 23 – a): carta dei limiti di Atterberg con dati di terreni che hanno mostrato comportamento “clay-like”, “sand-like” oppure intermedio, secondo Boulanger e Idriss (2006); b): suscettibilità alla liquefazione di terreni con significativo contenuto di frazioni fini secondo Seed et al. (2003).

8.2 Risultati

I terreni delle Unità A e B (gruppi CH e CL del sistema USCS) risultano non liquefacibili avendo comportamento “clay-like” secondo il criterio di Boulanger e Idriss (Figura 24a; $14 \leq IP \leq 30$).

I terreni dell’Unità C (gruppi GC e SC del sistema USCS) ricadono in parte nella zona B della carta di Seed (Figura 24b), dove i terreni potrebbero risultare liquefacibili. Tuttavia, essi non sono liquefacibili poiché il contenuto d’acqua naturale risulta inferiore a 0.85 LL ($w_n/w_L=0.58$; campione BH01-PZp / CI3).

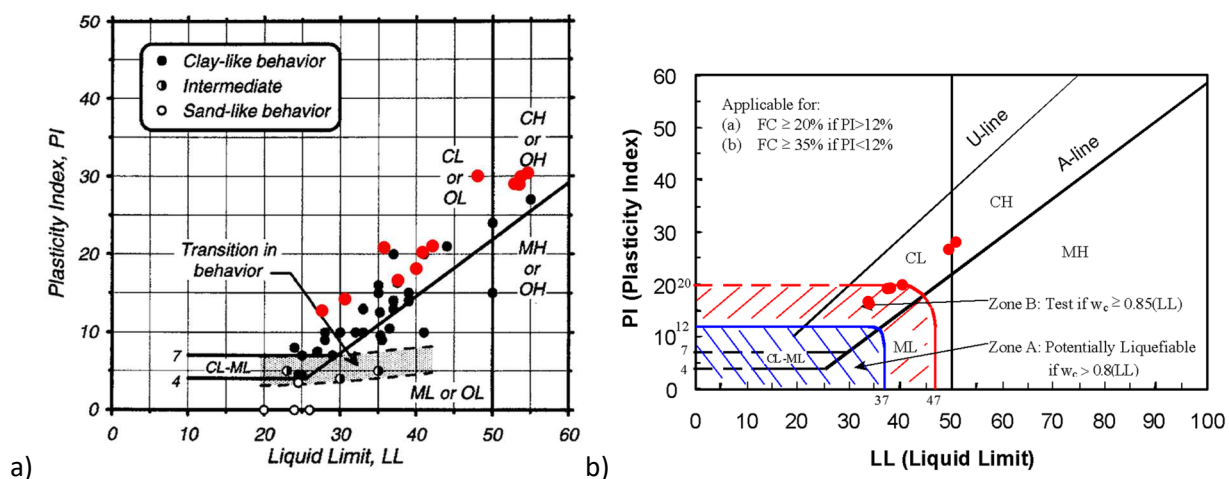


Figura 24 – a) carta di Boulanger e Idriss (2006) con i dati delle Unità A e B; b) carta di Seed et al. (2003) con i dati dell’Unità C.

9 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEL RILEVATO

Le verifiche sono svolte seguendo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

9.1.1 Metodo di calcolo

La verifica di stabilità globale è stata effettuata utilizzando il codice di calcolo Slide2 della Rocscience Inc. che implementa i metodi convenzionali dell'equilibrio limite. Il codice consente di determinare il coefficiente di sicurezza allo scorrimento lungo potenziali superfici di scivolamento fisicamente definite o generate casualmente, ad arco di cerchio o di forma qualsiasi.

I metodi dell'equilibrio limite sono basati sulla ricerca del grado di stabilità della massa di terreno che è compresa tra la superficie del pendio e la superficie di possibile scorrimento. L'equilibrio di questa massa è studiato assumendo che la resistenza al taglio mobilitata lungo la superficie di scivolamento sia quella che mantiene il pendio nelle condizioni di equilibrio limite. I metodi dell'equilibrio limite applicati a verifiche di stabilità sono fondati sull'ipotesi che il fattore di sicurezza, ottenuto come valore medio ponderale, risulti costante lungo l'intera superficie di scivolamento. È inoltre opportuno precisare che i metodi di calcolo citati adottano una schematizzazione bidimensionale dell'opera (stato piano di deformazione), assumendo che il pendio sia infinitamente lungo nella terza dimensione.

L'analisi consiste nella ricerca della superficie di scorrimento critica caratterizzata dal minimo valore del rapporto R_d/E_d , dove R_d è il valore di progetto della resistenza lungo la superficie di scorrimento e E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni instabilizzanti. La ricerca della superficie critica viene effettuata per tentativi tra tutte le potenziali superfici di scorrimento che possono interessare il pendio. Nel caso in cui i coefficienti parziali di sicurezza abbiano valore unitario, il minimo valore del rapporto R_d/E_d esprime la condizione di stabilità rispetto alla condizione di collasso incipiente (o equilibrio limite), cui corrisponde un valore del rapporto pari a 1.

Le analisi di seguito riportate sono state svolte con il metodo di Bishop semplificato considerando superfici di scorrimento di forma circolare.

9.1.2 Situazioni analizzate e criteri di calcolo

Il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi (SLU), basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, richiede che il valore di progetto dell'effetto delle azioni instabilizzanti (E_d) sia inferiore o uguale al valore di progetto delle resistenze (R_d), cioè $E_d \leq R_d$, dove i valori di progetto sono calcolati applicando gli appropriati fattori parziali. Considerando che i codici di calcolo della stabilità dei pendii non forniscono i valori R_d e E_d , bensì il loro rapporto (R_d/E_d) come fattore di sicurezza globale, Frank et al. (2005) hanno introdotto l'acronimo ODF (Over-Design Factor, fattore di sovradimensionamento) per definire, appunto, questo particolare coefficiente. Affinché le condizioni di sicurezza siano adeguate deve risultare $ODF \geq 1$ (si tenga presente che un valore $ODF < 1$ non significa necessariamente che la struttura sia in condizioni di rottura).

Le verifiche di stabilità globale del rilevato di seguito presentate si riferiscono ai tratti di maggiore altezza (Figura 25), sia dove le basse pendenze del paramento hanno consentito la semplice modellazione con terra arida (sezione 1), sia dove è previsto l'impiego delle terre rinforzate (sezione 2). Nel calcolo, nella parte del rilevato in terra rinforzata è stato impedito lo sviluppo di superfici di scorrimento; le verifiche di stabilità interna delle terre rinforzate sono presentate al successivo capitolo 10.

La resistenza attribuita alla zona di fondazione con jet-grouting è stata definita sulla base della resistenza prevista a progetto per le colonne di terreno trattato (capitolo 11.1) e di un rapporto di sostituzione pari a 0.25.

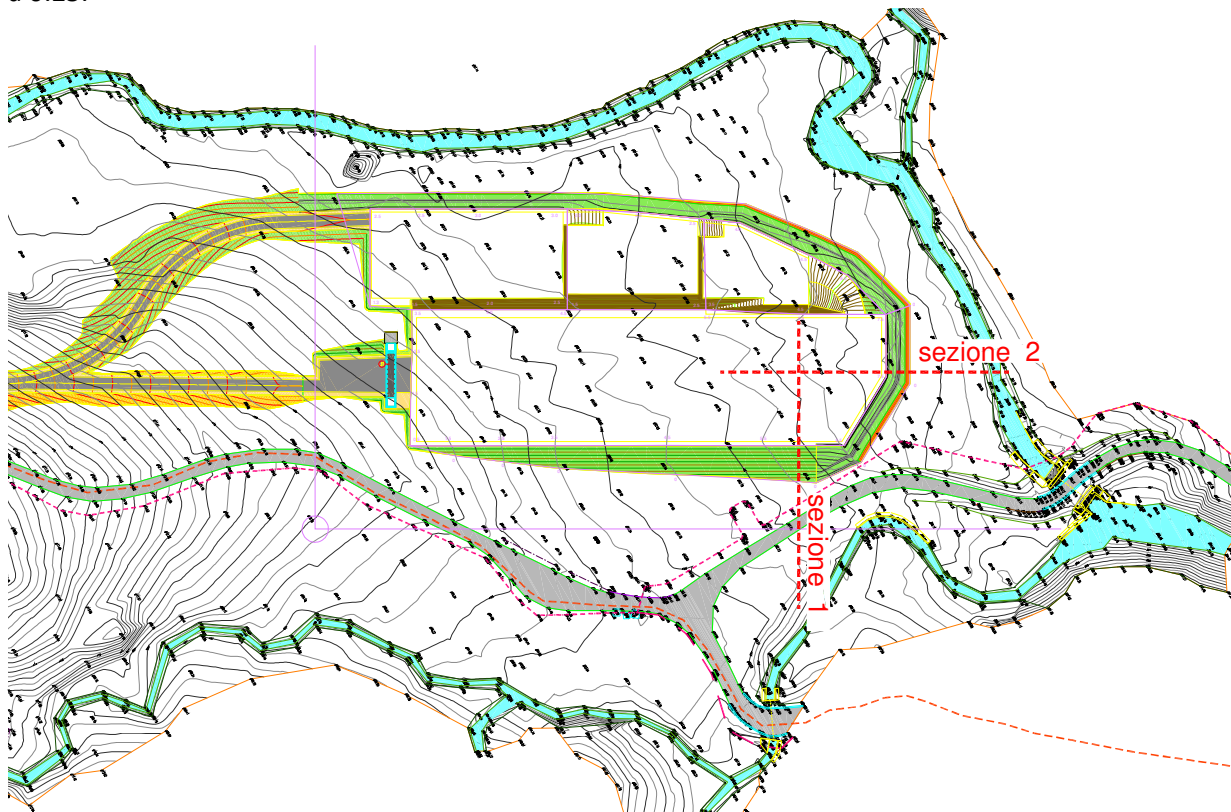


Figura 25 – Traccia delle sezioni di verifica della stabilità del rilevato.

Nelle situazioni di lungo termine per tutti i materiali si è fatto riferimento alle condizioni drenate utilizzando i parametri di resistenza espressi in termini di tensioni efficaci; nelle situazioni di breve termine ed in presenza di sisma per i terreni di fondazione sono state considerate condizioni non drenate e le resistenze in tensioni totali. Si è considerato:

- per il rilevato in materiale arido: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, $c' = 0$, $\phi' = 34^\circ$,
- falda freatica a piano campagna, che corrisponde alla condizione più sfavorevole, anche rispetto al livello di esondazione duecentennale del Saio [3] nei tratti dove pertinente,
- sovraccarico accidentale di 10 kPa sul piazzale.

Poiché al materiale del rilevato è stata attribuita coesione nulla, le superfici di scivolamento più critiche tenderebbero a coincidere con la superficie topografica e il fattore di sicurezza si approssimerebbe a quello del pendio indefinito. Considerato che l'eventuale instabilità di porzioni estremamente corticali di materiale è poco significativa ai fini della sicurezza dell'opera nelle condizioni di stato limite ultimo, sono state considerate solo superfici di scorrimento con spessore di almeno 1 m.

Gli schemi geotecnici di calcolo sono presentati in Figura 26 e Figura 27.

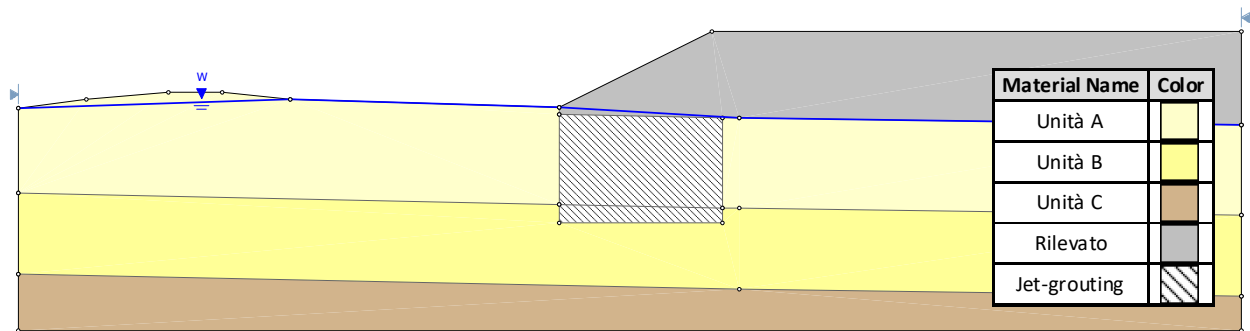


Figura 26 – Analisi di stabilità globale del rilevato. Sezione 1.

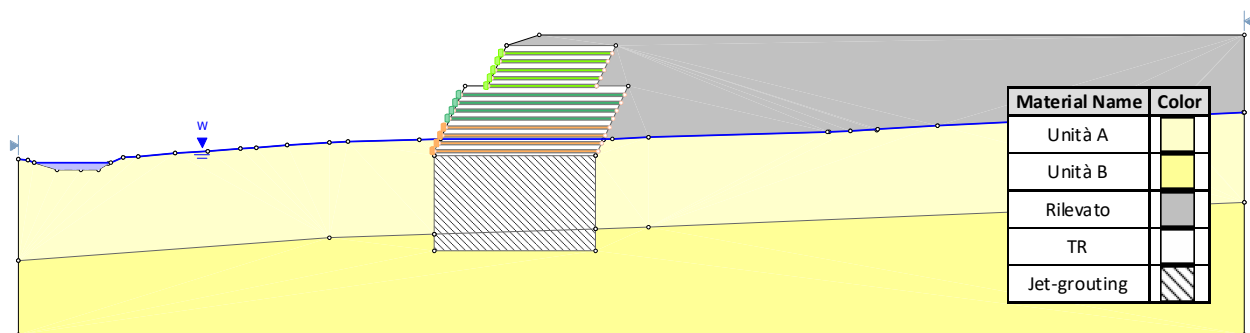


Figura 27 – Analisi di stabilità globale del rilevato. Sezione 2 (tratto con terre rinforzate)

9.1.3 Azioni sismiche

Gli effetti sismici sulla stabilità sono stati valutati mediante analisi statica equivalente, assumendo, secondo quanto previsto dalle NTC 2018, una relazione di proporzionalità diretta tra la forza inerziale sismica pseudo-statica e il peso del volume di terreno potenzialmente instabile:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

$$k_h = \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

essendo

F_h	F_v	risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile
k_h	k_v	coefficienti sismici orizzontale e verticale
W		peso del volume di terreno potenzialmente instabile
β_s		coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
S_s		coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T		coefficiente di amplificazione topografica
a_g		accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

I coefficienti sismici utilizzati sono i seguenti (stato limite SLV):

$$k_h = \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} = 0.38 \cdot 1.20 \cdot 1.0 \cdot 0.138 = 0.063$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.063 = \pm 0.032$$

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa (β_s) è quello prescritto per fronti di scavo e rilevati. In presenza di azioni sismiche le verifiche sono svolte ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Al fine di individuare la situazione più gravosa, le analisi sono state condotte considerando le forze inerziali verticali dirette sia verso l'alto che verso il basso; la forza orizzontale è stata considerata sempre diretta verso l'esterno del pendio.

9.1.4 Risultati

I risultati dei calcoli svolti sono sintetizzati in Tabella 7: come si può osservare, le condizioni di sicurezza soddisfano sempre le prescrizioni normative, avendo ottenuto ODF > 1. Le figure seguenti mostrano le superfici di minima sicurezza individuate.

Caso d'analisi	Fattore di sovradimensionamento, ODF		
	Breve termine	Lungo termine	Con sisma
Rilevato semplice – superficie A	1.08	1.07	1.05
Rilevato semplice – superficie B	1.79	1.95	1.73
Rilevato con terre rinforzate	1.23	1.39	1.25

Tabella 7 - Analisi di stabilità globale del rilevato: risultati.

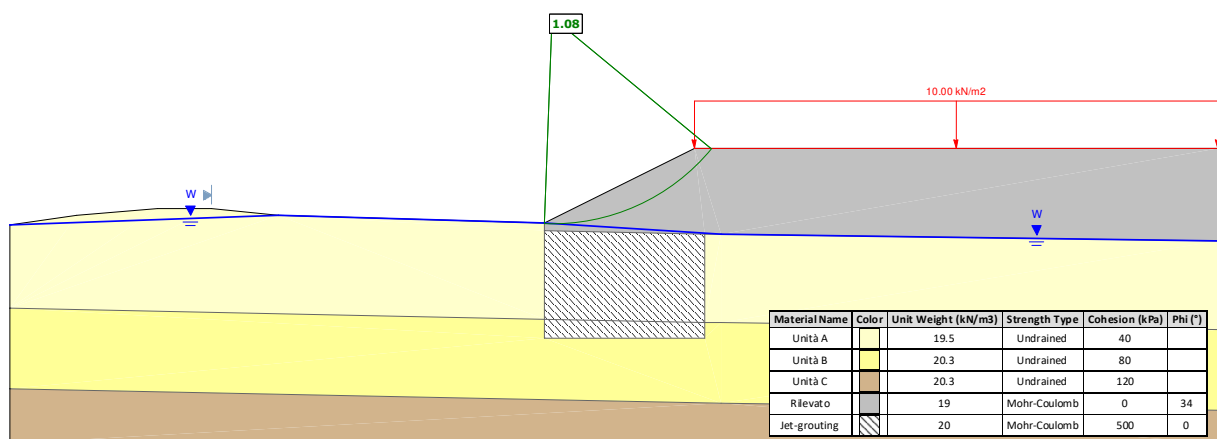


Figura 28 – Analisi di stabilità globale. Sezione 1, superficie di scorrimento A. Situazione di breve termine in condizioni non drenate. Superficie di scorrimento di minima sicurezza.

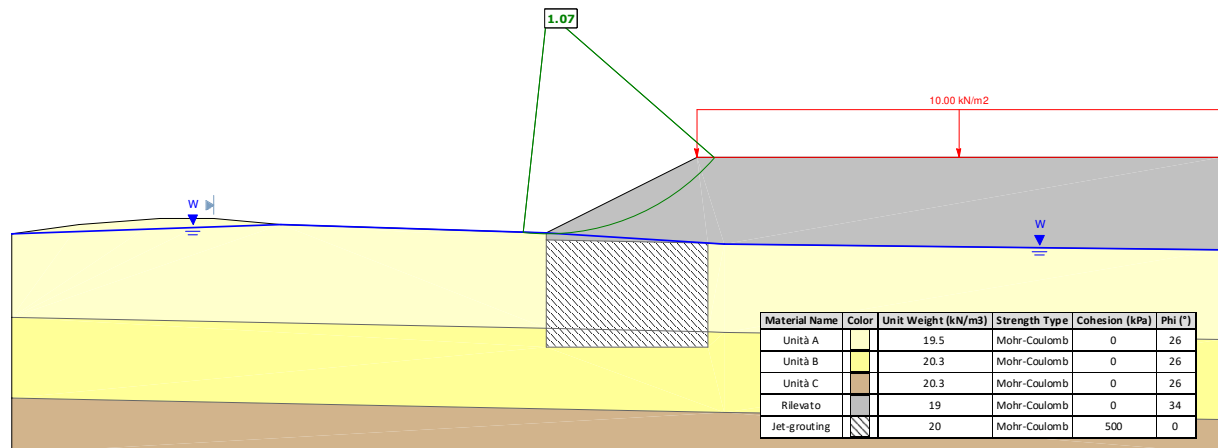


Figura 29 – Analisi di stabilità globale. Sezione 1, superficie di scorrimento A. Situazione di lungo termine in condizioni drenate. Superficie di scorrimento di minima sicurezza.

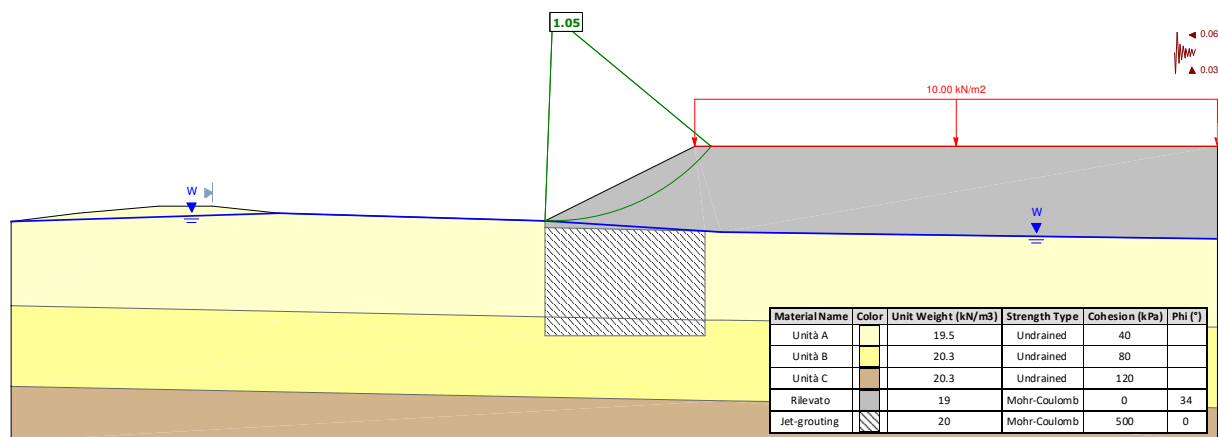


Figura 30 – Analisi di stabilità globale. Sezione 1, superficie di scorrimento A. Condizione sismica. Superficie di scorrimento di minima sicurezza.

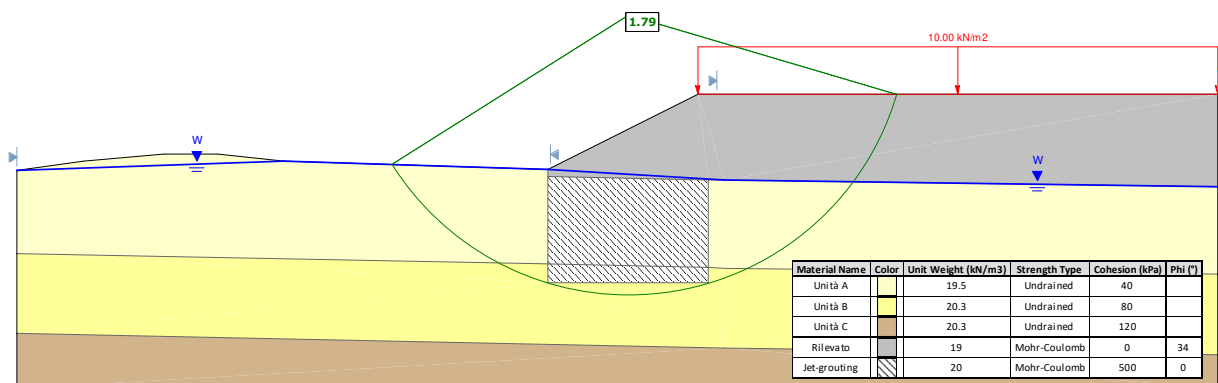


Figura 31 – Analisi di stabilità globale. Sezione 1, superficie di scorrimento B. Situazione di breve termine in condizioni non drenate. Superficie di scorrimento di minima sicurezza.

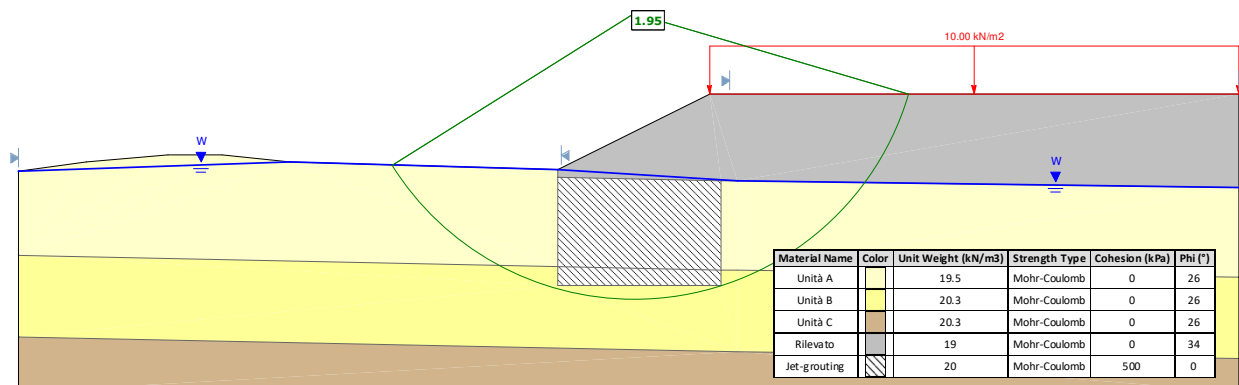


Figura 32 – Analisi di stabilità globale. Sezione 1, superficie di scorrimento B. Situazione di lungo termine in condizioni drenate. Superficie di scorrimento di minima sicurezza.

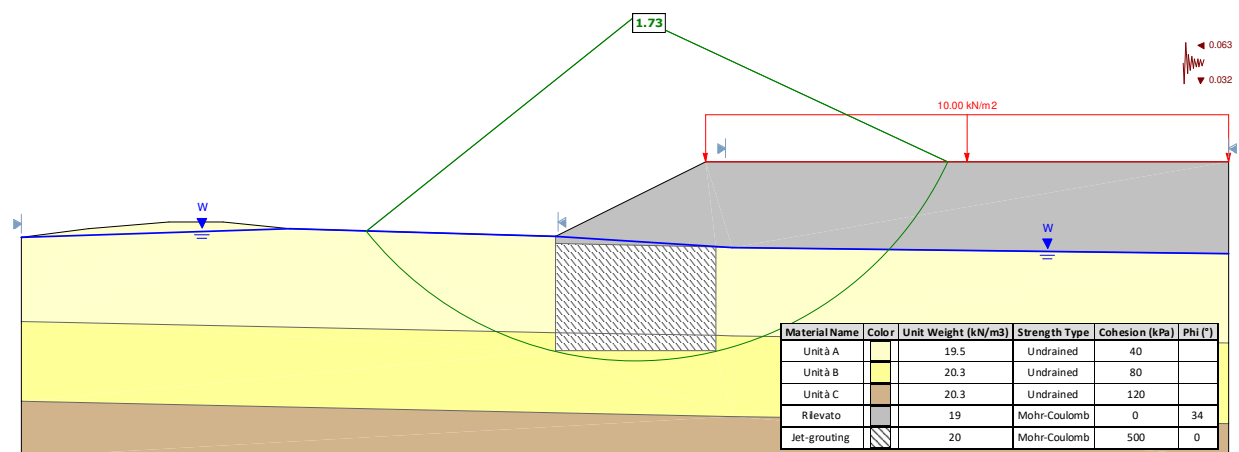


Figura 33 – Analisi di stabilità globale. Sezione 1, superficie di scorrimento B. Condizione sismica. Superficie di scorrimento di minima sicurezza.

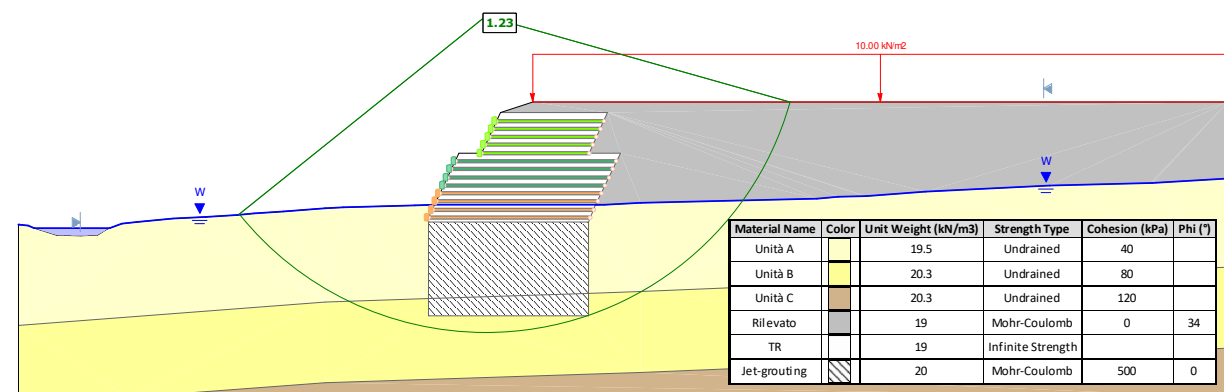


Figura 34 – Analisi di stabilità globale. Sezione 2. Situazione di breve termine in condizioni non drenate. Superficie di scorrimento di minima sicurezza.

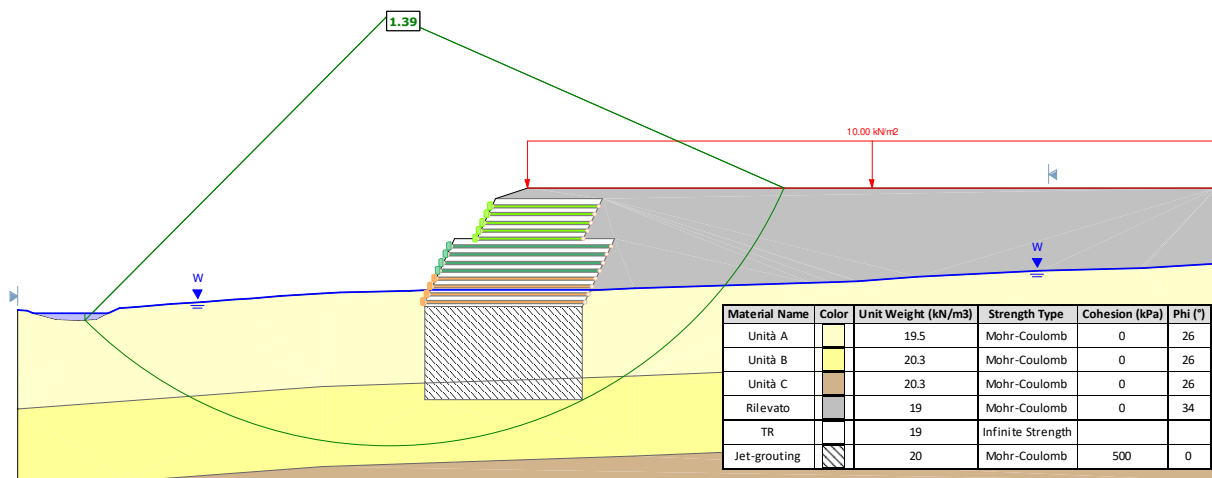


Figura 35 – Analisi di stabilità globale. Sezione 2. Situazione di lungo termine in condizioni drenate. Superficie di scorrimento di minima sicurezza.

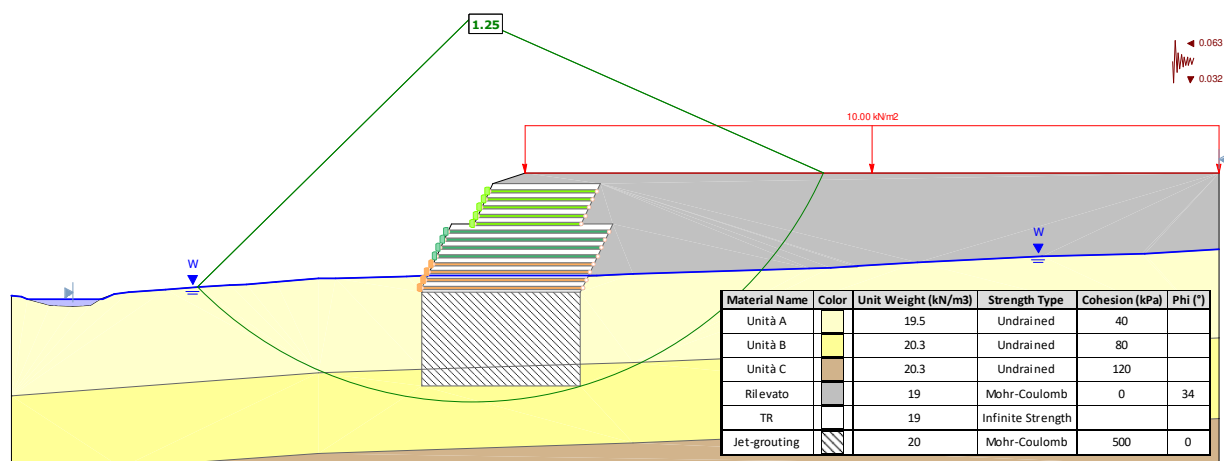


Figura 36 – Analisi di stabilità globale. Sezione 2. Condizione sismica. Superficie di scorrimento di minima sicurezza.

10 VERIFICHE DI STABILITÀ INTERNA DELLE TERRE RINFORZATE

Le verifiche sono svolte seguendo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

10.1 Metodo di calcolo

Il metodo di calcolo è quello descritto al precedente capitolo 9.1.1 per le verifiche di stabilità globale. Le analisi sono svolte con il metodo di Bishop semplificato, considerando sia superfici di scorrimento di forma circolare che superfici mistilinee per le quali il software dispone di un efficiente algoritmo di ricerca ed ottimizzazione della superficie scorrimento, volto a identificare la situazione più sfavorevole possibile.

10.2 Elementi di rinforzo

Il software Slide2 permette di tenere conto della presenza nel terreno di elementi di rinforzo operando nel modo di seguito descritto.

L'intensità della forza disponibile in un punto lungo l'elemento di rinforzo dipende dalle proprietà del rinforzo stesso e dall'aderenza mobilitata. La rottura può avvenire per scivolamento lungo il rinforzo e per sfilamento del rinforzo stesso a causa della spinta del terreno.

La resistenza allo scivolamento lungo l'elemento di rinforzo è una combinazione della resistenza al taglio all'interfaccia tra il terreno e la parte piena della geogriglia, e della resistenza al taglio all'interfaccia terreno-terreno attraverso le aperture della griglia. La resistenza allo scivolamento lungo l'elemento di rinforzo è data da

$$P = L \cdot \tau_{ds} = L \cdot \sigma'_n \cdot f_{ds} \cdot \tan \phi'$$

mentre l'intensità della resistenza allo sfilamento vale:

$$P = 2 \cdot L \cdot \tau_{po} = 2 \cdot L \cdot \sigma'_n \cdot f_{po} \cdot \tan \phi'$$

essendo

- L lunghezza del rinforzo
- τ_{ds} , τ_{po} sforzo di taglio resistente allo scivolamento/sfilamento
- σ'_n tensione normale effettiva sul rinforzo
- f_{ds} , f_{po} coefficiente di resistenza allo scivolamento/sfilamento
- ϕ' angolo di attrito del terreno

Affinché l'elemento di rinforzo abbia un effetto nel calcolo di stabilità sviluppando una forza di attrito diretta verso l'interno del pendio, esso deve intersecare la superficie di scorrimento (Figura 37). In caso contrario alla superficie di scorrimento non è applicata alcuna forza e il rinforzo non ha alcun effetto sul valore del coefficiente di sicurezza calcolato.

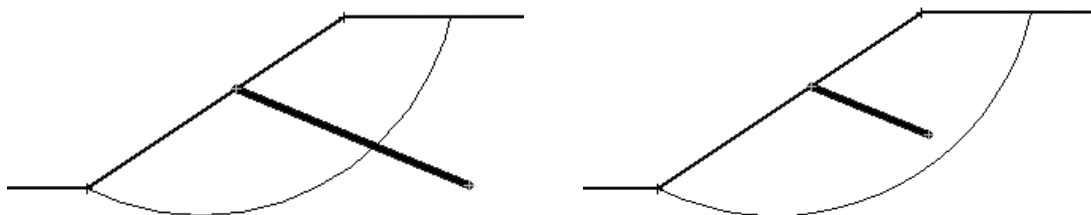


Figura 37 - Esempio di elemento rinforzo con intersezione e senza intersezione della superficie di scorrimento.

Nel caso che l'elemento di rinforzo intersechi la superficie di scorrimento, la forza associata è applicata nel punto di intersezione, con direzione che può essere, a discrezione dell'utente, tangente alla superficie, parallela al supporto oppure intermedia alle due situazioni (Figura 38; nel caso in esame è stata utilizzata l'ultima condizione).

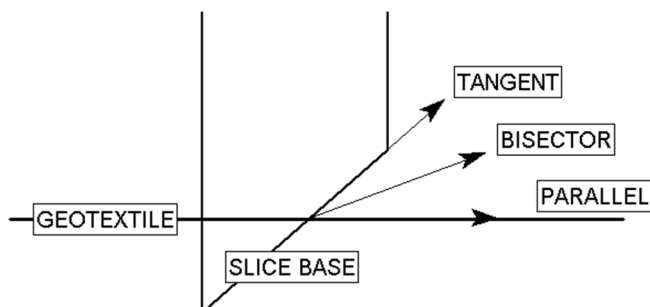


Figura 38 - Orientazione della forza applicata dalla geogriglia.

Per le modalità di installazione previste a progetto, le geogriglie hanno l'ancoraggio al paramento. Pertanto, la rottura possibile può essere per trazione (superamento della resistenza di progetto) o per sfilamento dell'estremità interna, come rappresentato nel diagramma di Figura 39. La condizione di rottura che genera la forza minima determina l'intensità della forza che è generata in ciascun punto lungo la geogriglia.

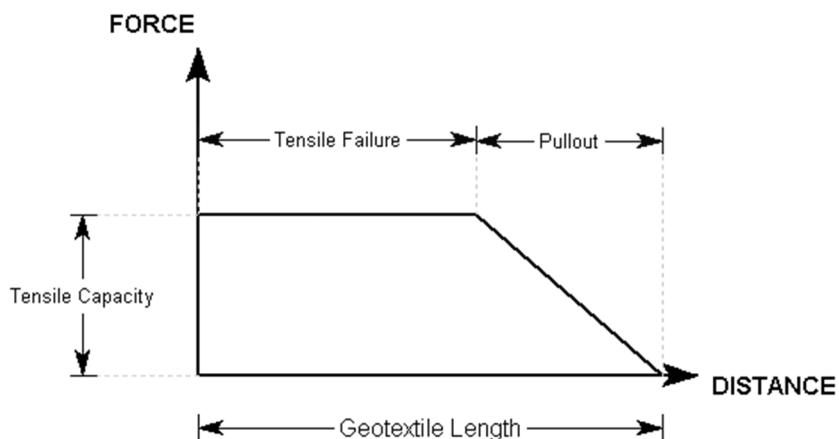


Figura 39 - Diagramma di rottura di una geogriglia.

Il manufatto sarà realizzato impiegando geogriglie aventi resistenza di:

Rinforzo	Resistenza ultima, (kN/m)	Resistenza di progetto *, (kN/m)	Coeff. scivolamento**, f_{ds}	Coeff. sfilamento**, f_{po}
Tipo Tenax TT45	45	18.5	0.90	0.90
Tipo Tenax TT60	60	24.6	0.90	0.90
Tipo Tenax TT90	90	36.9	0.90	0.90

* Resistenza di progetto di lungo termine (120 anni) per verifiche allo stato limite ultimo. Tiene conto della riduzione per danneggiamento durante l'installazione, della durabilità e dei fenomeni di creep;

** Coefficiente per contatto geogriglia-terreno granulare.

Tabella 8 - Caratteristiche di resistenza delle geogriglie.

10.2.1 Risultati

Per le verifiche di stabilità interna delle terre rinforzate è stata considerata la sezione di massima altezza del rilevato mostrata in Figura 40.

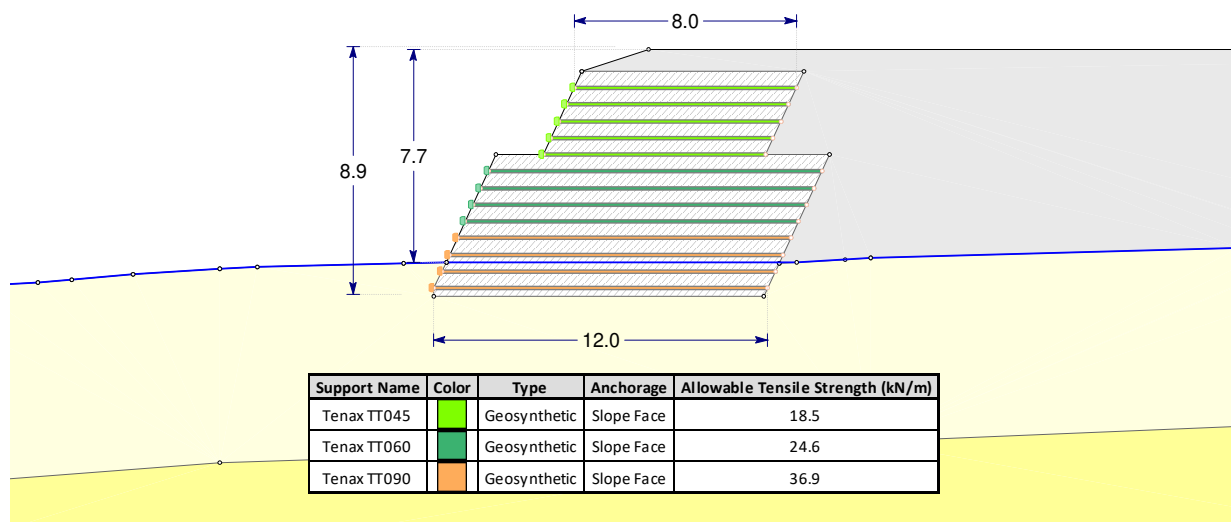


Figura 40 – Sezione di massima altezza del rilevato in terre rinforzate.

I risultati dei calcoli svolti sono sintetizzati in Tabella 9: come si può osservare, le condizioni di sicurezza soddisfano sempre le prescrizioni normative, avendo ottenuto ODF > 1. Le figure seguenti mostrano le superfici di minima sicurezza individuate.

Sezione	Fattore di sovradimensionamento, ODF	
	Senza sisma	Con sisma
Massima altezza del rilevato	1.20	1.05

Tabella 9 - Analisi di stabilità interna delle terre rinforzate.

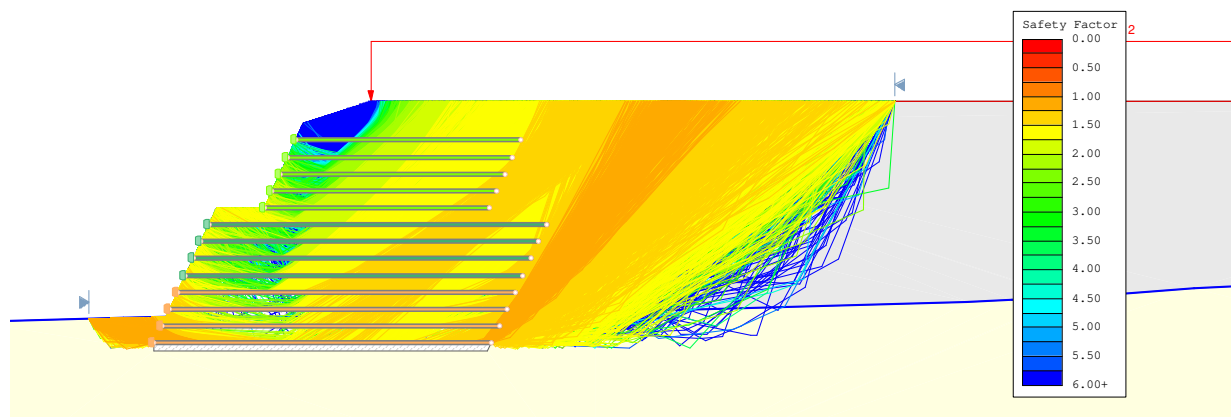


Figura 41 - Verifica di stabilità interna delle terre rinforzate. Condizioni statiche. Superfici di scorrimento complessivamente analizzate.

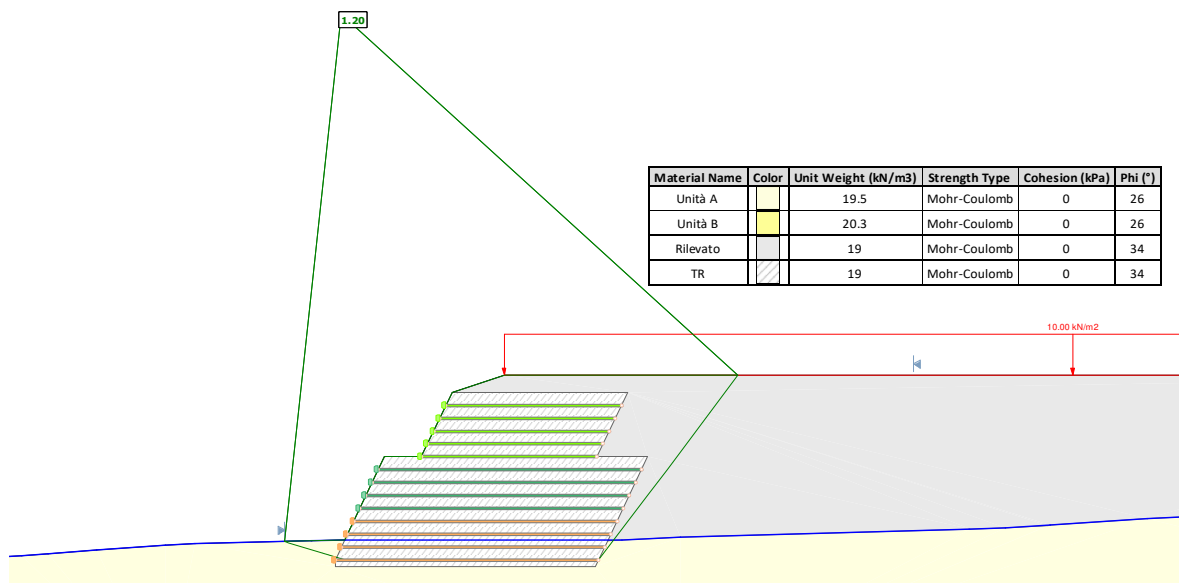


Figura 42 - Verifica di stabilità interna delle terre rinforzate. Condizioni statiche. Superficie di scorrimento di minima sicurezza.

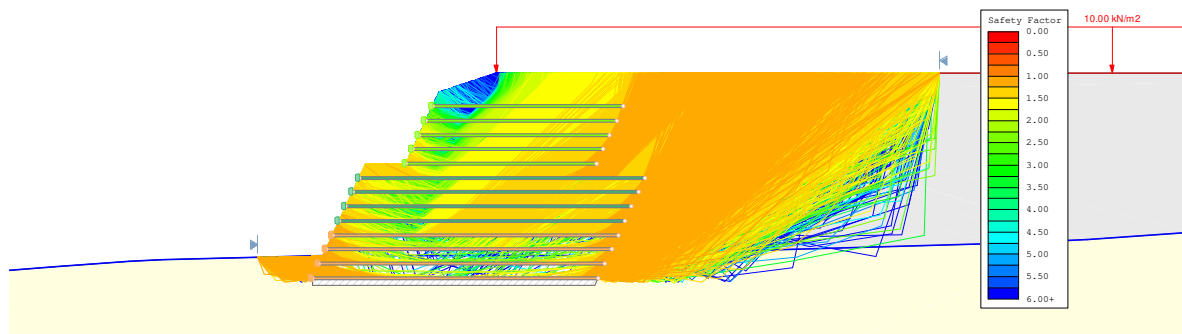


Figura 43 - Verifica di stabilità interna delle terre rinforzate. Condizioni sismiche. Superfici di scorrimento complessivamente analizzate.

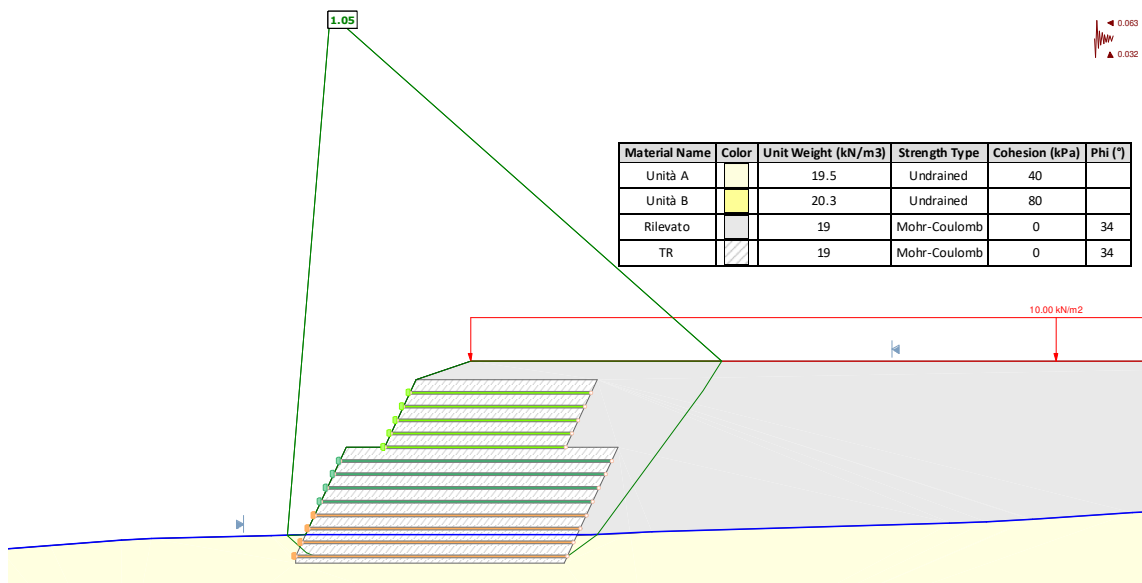


Figura 44 - Verifica di stabilità interna in condizioni sismiche. Superficie di scorrimento di minima sicurezza.

11 TRATTAMENTO DEI TERRENI CON TECNICA JET-GROUTING

Le colonne di terreno consolidato con la tecnica del jet-grouting vengono create a seguito dell'iniezione ad alta energia di una miscela acqua/cemento nel terreno da trattare.

Le pressioni di iniezione sono considerevoli e se la pressione interna alla cavità in formazione è troppo alta c'è il rischio che si verifichi la fratturazione idraulica del terreno (o claquage).

La pressione della cavità in formazione può essere controllata solo attraverso la garanzia che vi sia un'intercapedine di connessione tra la profondità a cui avviene l'iniezione e il piano campagna. Tale intercapedine costituisce una via preferenziale di sfogo delle pressioni e porta alla luce il cosiddetto spurgo che di fatto altro non è che terreno e miscela cementizia.

Diversi accorgimenti si possono adottare per garantire la presenza dell'intercapedine: il primo consiste nell'iniettare una miscela bentonitica nella fase di discesa del monitor in modo da garantire la stabilità delle pareti del foro. Tale accorgimento però può lasciare ancora alee di incertezza in quanto non è detto che sia sufficiente a garantire la stabilità delle pareti. Il secondo accorgimento, certamente più efficace e che dà maggiori garanzie è l'installazione di un rivestimento in PVC una volta eseguito il foro e raggiunta la quota di inizio colonna.

Il tubo in PVC da una parte garantisce la continua apertura dell'intercapedine e quindi lo sfogo delle pressioni, dall'altra ha una resistenza bassa e si rompe facilmente con la pressione del getto senza quindi pregiudicare la formazione della colonna di terreno consolidato.

Si rende necessario, inoltre, la verifica della continuità di fuoriuscita dello spurgo al piano campagna. Tale continuità garantirà il controllo delle sovrappressioni pericolose. Qualora si verificassero interruzioni nella risalita a giorno dello spurgo sarà necessario interrompere le attività di iniezione e verificare l'apertura dell'intercapedine e quindi la possibilità per le pressioni di sfogare verso il piano campagna.

Ulteriore tema su cui si dovrà porre attenzione è la raccolta dello spurgo una volta che questo ha raggiunto il piano campagna.

Al fine di evitare che lo spurgo finisca sul piano di lavoro andando a sporcare il cantiere e l'area di lavoro si considera di utilizzare un preventer da installare in testa al rivestimento del foro come mostrato nella figura che segue. Lo spurgo verrà poi raccolto in apposite vasche tramite condotte simili a quelle evidenziate in figura.

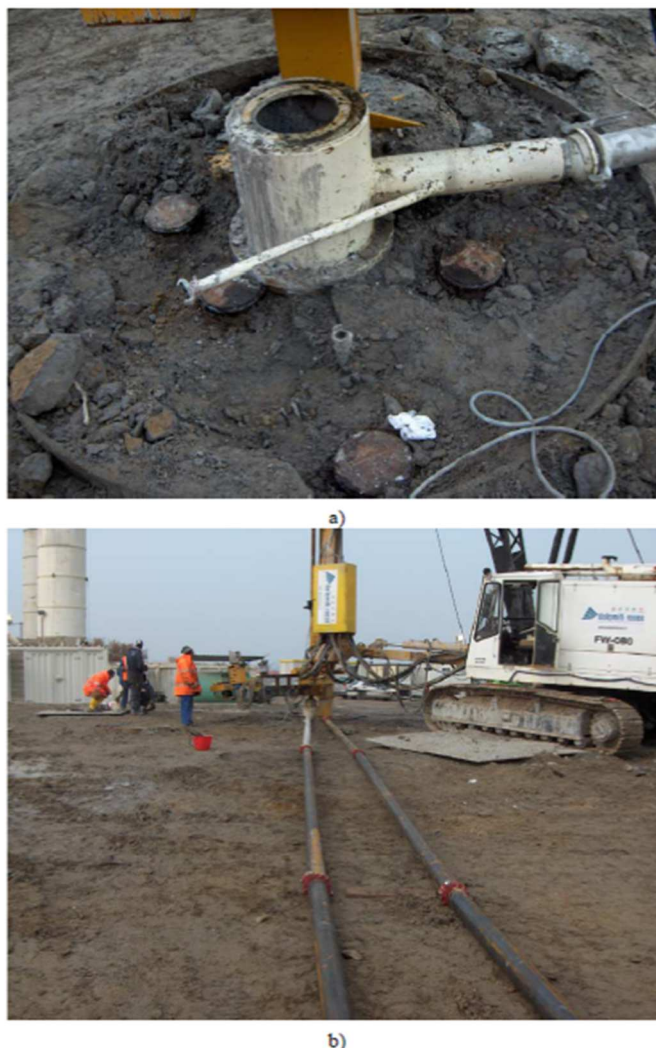


Figura 45 Esecuzione delle colonne jet-grouting: uso del preventer e condotte per convogliare lo spurgo nelle vasche di raccolta

I parametri di gettiniezione verranno definiti a seguito del campo prova di cui si parlerà nel paragrafo seguente.

Durante le fasi di iniezione, però, dovranno essere monitorati le seguenti grandezze:

- pressione di iniezione;
- volume di miscela iniettata;
- velocità di risalita;
- velocità di rotazione del monitor;
- volume dello spurgo;
- verticalità della colonna misurata in fase di risalita.

Il monitor andrà pertanto dotato della strumentazione Jean-Lutz che consentirà la verifica e la misura di tutti i parametri sopra elencati.

Lo spurgo verrà raccolto in opportune vasche e poi portato a discarica. Sullo spurgo verranno eseguiti prelievi per misure di peso di volume e resistenza a compressione monoassiale a 7 e 14 giorni.

11.1 Campo prova di gettiniezione

Nelle prime fasi della cantierizzazione e comunque preliminarmente all'inizio delle attività di gettiniezione andrà eseguito un campo prova atto a definire quali siano i parametri di iniezione ottimali e necessari a garantire le caratteristiche fisicomeccaniche delle colonne in progetto.

L'obiettivo del trattamento è realizzare colonne di terreno consolidato che abbiano le seguenti caratteristiche:

1. Peso di volume 18 kN/m³;
2. Resistenza a compressione 4 MPa;
3. Modulo elastico 500 MPa;
4. Diametro nominale minimo 1200 mm.

I parametri di gettiniezione andranno quindi definiti in modo da garantire il raggiungimento delle caratteristiche di cui sopra.

Si eseguiranno pertanto 4 colonne di prova realizzate tutte con tecnologia monofluido.

Si eviterà assolutamente l'utilizzo di aria in pressione che potrebbe viaggiare in maniera incontrollata nel terreno.

Si valuterà al più la possibilità di utilizzare un prelavaggio con acqua in risalita in modo da garantire i diametri minimi richiesti. Va evidenziato che l'uso di acqua di prelavaggio ha come effetto la riduzione del peso di volume e della resistenza a compressione, pertanto, il suo utilizzo andrà bene valutato sulla base dei risultati del campo prova.

Delle 4 colonne di prova 1 colonna avrà il prelavaggio, mentre le altre no.

Indicativamente si indicano le seguenti pressioni:

1. Colonna 1:
Monofluido con prelavaggio;
Pressione acqua di prelavaggio: 40 MPa;
Pressione miscela: 25 MPa;
numero ugelli acqua: 2;
numero ugelli miscela: 2;
diametro ugelli: 2.5 mm;
lifting step: 5 cm;
time step: 4 s;
velocità di rotazione: 15 giri/min.
2. Colonna 2:
Monofluido;
Pressione miscela: 35 MPa;
numero ugelli miscela: 2;
diametro ugelli: 2.5 mm;
lifting step: 5 cm;
time step: 4 s;
velocità di rotazione: 15 giri/min.

3. Colonna 3:
Monofluido;
Pressione miscela: 40 MPa;
numero ugelli miscela: 2;
diametro ugelli: 2.5 mm;
lifting step: 5 cm;
time step: 4 s;
velocità di rotazione: 15 giri/min.
4. Colonna 4:
Monofluido;
Pressione miscela: 45 MPa;
numero ugelli miscela: 2;
diametro ugelli: 2.5 mm;
lifting step: 5 cm;
time step: 4 s;
velocità di rotazione: 15 giri/min.

I parametri sopra indicati sono di riferimento e nelle fasi di progettazione esecutiva potranno essere ulteriormente affinati.

Dopo 7 giorni dall'esecuzione delle colonne si provvederà ad eseguire dei carotaggi sulle colonne stesse finalizzati a prelevare provini di terreno consolidato su cui effettuare le seguenti prove:

- a. Misura del peso di volume;
- b. Resistenza a compressione monoassiale ELL con misura del modulo elastico.

Se possibile, le colonne nella parte sommitale verranno scoperte al fine di misurarne l'effettivo diametro.

12 ANALISI DI CEDIMENTO DEL PIAZZALE

L'analisi di previsione dei cedimenti indotti dal rilevato del piazzale è stata effettuata utilizzando il codice di calcolo Settle-3D v.2.0 della Rocscience Inc..

12.1 Metodo di calcolo

12.1.1 Variazioni tensionali per effetto dell'applicazione di carichi

Le variazioni tensionali nel terreno per effetto dell'applicazione di carichi sono calcolate con il metodo di Boussinesq basato sulla teoria dell'elasticità e le assunzioni di mezzo elastico-lineare, omogeneo e isotropo. In presenza di più impronte di carico vale il principio della sovrapposizione degli effetti.

12.1.2 Cedimento

Il cedimento di consolidazione dei terreni del sito, a grana fine, è calcolato secondo l'approccio proposto da Terzaghi, facendo riferimento ai parametri edometrici CR (rapporto di compressione) e RR (rapporto di ricomprensione). L'espressione generale che definisce la deformazione verticale di uno strato di terreno è la seguente:

$$\varepsilon_v = RR \cdot \log\left(\frac{P_c}{\sigma'_i}\right) + CR \cdot \log\left(\frac{\sigma'_f}{P_c}\right)$$

dove P_c è la tensione di snervamento, σ'_i è la tensione verticale efficace iniziale, σ'_f è la tensione verticale efficace finale. Si noti che la tensione iniziale non necessariamente deve riferirsi allo sforzo iniziale in sito dovuto ai carichi gravitazionali. Per un'analisi a più fasi, la variazione in deformazione è calcolata per ciascuna fase usando gli sforzi efficaci all'inizio e alla fine della fase.

12.1.3 Sovrapressione interstiziale indotta dall'applicazione di carichi

L'applicazione dei carichi e l'insorgere di variazioni tensionali nel terreno provocano variazioni nelle pressioni dell'acqua interstiziale; queste pressioni si dissipano quasi istantaneamente nei terreni a grana grossa, ma possono permanere per molto tempo nei terreni a grana fine, limi e argille, dissipandosi lentamente.

Il metodo di Terzaghi per il calcolo dei cedimenti si basa sull'ipotesi semplificativa di consolidazione edometrica, che prevede deformazioni nella sola direzione verticale, senza contrazioni o espansioni laterali, e sovrappressione interstiziale pari all'incremento di tensione verticale totale indotta dai carichi. Questa ipotesi risulta verificata con approssimazione tanto migliore quanto più estesa è l'area di carico rispetto allo spessore dello strato compressibile.

Tuttavia, nella maggioranza dei casi pratici le condizioni al contorno dello strato coesivo non corrispondono a quelle edometriche e l'incremento di pressione interstiziale all'istante di applicazione del carico, in condizioni non drenate, è diverso e in genere inferiore all'incremento di tensione verticale totale.

Il codice di calcolo utilizzato prevede la possibilità di valutare la sovrappressione interstiziale uguale alla variazione della tensione verticale oppure uguale alla variazione della tensione media non drenata. Nel seguito si è assunto che nell'istante di applicazione del carico la sovrappressione interstiziale indotta (Δu) sia pari all'incremento di tensione media non drenata ($\Delta \sigma_m^{undrained}$):

$$\Delta u = \Delta \sigma_m^{undrained}$$

dove la variazione dello sforzo medio è definito come:

$$\sigma_m^{undrained} = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)_{v=0.5}$$

Mediante questo approccio si tiene conto in qualche misura degli effetti tridimensionali, attraverso il calcolo di un valore di sovrappressione iniziale inferiore a quello della condizione edometrica e di un cedimento simultaneo all'applicazione del carico. A fine consolidazione, il cedimento complessivo (istantaneo + consolidazione) sarà comunque pari al cedimento edometrico definito al capitolo 12.1.2.

12.1.4 Dissipazione della pressione interstiziale

Lo studio del fenomeno della consolidazione dei terreni coesivi è affrontato nella forma monodimensionale, ipotizzando che il flusso dell'acqua che provoca la dissipazione delle pressioni interstiziali avvenga in direzione verticale negli strati coesivi.

Questa assunzione, apparentemente limitativa, risulta più che accettabile quando gli spessori degli strati coesivi sono ridotti rispetto alla dimensione in pianta dell'area interessata dal carico; in questo caso, infatti, i percorsi di filtrazione verticali danno certamente il contributo predominante al fenomeno.

Il problema della consolidazione monodimensionale è impostato secondo la trattazione di Terzaghi, che conduce all'equazione che governa il fenomeno della consolidazione nella forma:

$$\frac{\delta u}{\delta t} = c_v \cdot \frac{\delta^2 u}{\delta z^2}$$

dove u è l'eccesso di pressione nei pori, c_v è il coefficiente di consolidazione verticale e z è la distanza verticale dal piano campagna. Il parametro c_v è legato alla permeabilità (k_v) dalla seguente relazione:

$$k_v = \frac{c_v \cdot CR \cdot \gamma_w}{2.3 \cdot \sigma'_{vi}}$$

dove σ'_{vi} è lo sforzo iniziale efficace e γ_w è il peso di unità di volume dell'acqua.

L'andamento nel tempo delle sovrappressioni viene quindi calcolato mediante integrazione numerica alle differenze finite dell'equazione sopra scritta. Questo approccio permette di affrontare in forma sufficientemente semplice anche i problemi di consolidazione in terreni con più strati, caratterizzati da diversi parametri di consolidazione. L'eccesso di pressione ad un dato istante di tempo è quindi usato per il calcolo dello sforzo efficace e successivamente delle deformazioni.

Gli strati di terreno sono considerati orizzontali, lateralmente indefiniti e di spessore costante.

12.2 Modello geotecnico

Vista l'elevata rigidità dei terreni al di sotto di 25-30 m di profondità, evidenziata dalle indagini geofisiche a rifrazione, con velocità delle onde di taglio di 700-800 m/s, si è ritenuto trascurabile il loro contributo ai cedimenti e di considerare nel modello di calcolo i terreni fino all'Unità C.

Le proprietà geotecniche utilizzate nel calcolo sono quelle indicate nella precedente Tabella 5. Il livello di falda è stato assunto alla profondità di 3 m da piano campagna.

Il calcolo svolto non tiene conto dell'intervento di miglioramento dei terreni di fondazione previsto lungo il perimetro del rilevato; nelle zone trattate i cedimenti reali saranno inferiori a quelli calcolati.

da (m)	a (m)	Spessore	Strato
0	7	7	Unità A
7	13	6	Unità B
13	27	14	Unità C

Tabella 10 – Schema stratigrafico considerato per il calcolo di previsione dei cedimenti.

12.3 Rappresentazione del rilevato

Il rilevato è stato rappresentato mediante impronte di carico affiancate di forma poligonale, di tipo flessibile e intensità variabile (Figura 46). La distribuzione del carico nelle varie aree poligonali è stata ottenuta per interpolazione dei valori di intensità attribuiti ai vertici dei poligoni. I valori di carico generati dal rilevato sono stati calcolati assegnando al materiale del rilevato il valore di peso di volume di 19 kN/m³.

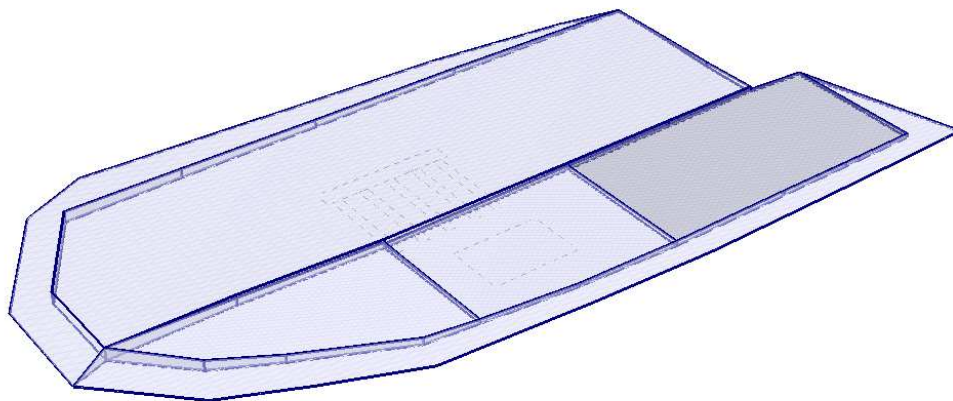


Figura 46 - Rappresentazione del rilevato mediante impronte di carico di forma poligonale affiancate.

12.4 Tempi di applicazione dei carichi

Si è ipotizzato che il rilevato sia realizzato nell'arco di 3 mesi.

12.5 Risultati

In Figura 47 sono riportati, in funzione della profondità, gli andamenti della tensione litostatica verticale efficace attuale (σ'_{v0}), della tensione di preconsolidazione (σ'_p) definita al cap. 6.6, e della tensione verticale efficace finale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma$) valutata nella zona di maggiore altezza del rilevato. Come si può osservare, l'incremento massimo di carico indotto dal peso del rilevato solleciterà le argille di fondazione nel tratto di ricompressione, poiché la tensione verticale efficace finale risulterà inferiore al valore di snervamento.

È importante riconoscere se il terreno sia prossimo a passare dallo stato OC allo stato NC sotto il carico applicato poiché vi è un sostanziale cambio di compressibilità alla pressione di snervamento. Se infatti dopo l'applicazione del carico lo stato tensionale del terreno sarà rappresentato da un punto che si trova sul ramo di ricompressione, il carico applicato produrrà solo deformazioni elastiche modeste mentre, diversamente, il superamento della tensione verticale di snervamento comporterebbe l'insorgere di deformazioni plastiche rilevanti.

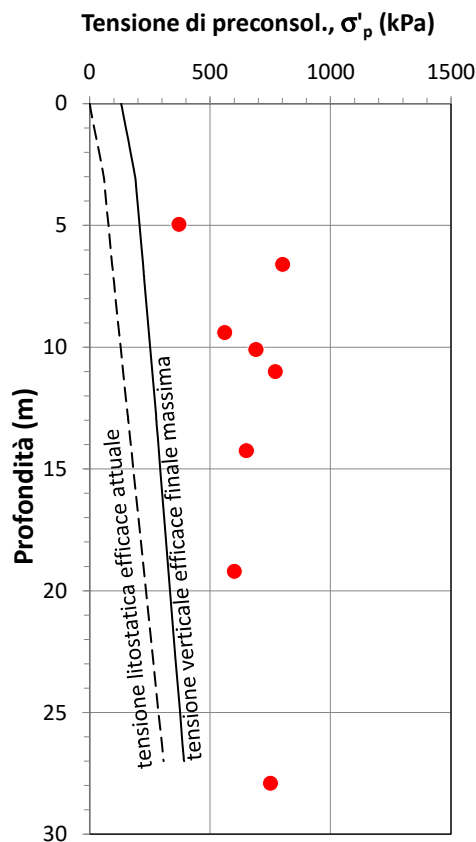


Figura 47 - Tensione di preconsolidazione e tensione verticale efficace in funzione della profondità.

In Figura 48 sono rappresentati i cedimenti a fine consolidazione indotti nei terreni dai carichi del rilevato: il cedimento calcolato nella zona di maggiore altezza del rilevato è pari a circa 12 cm.

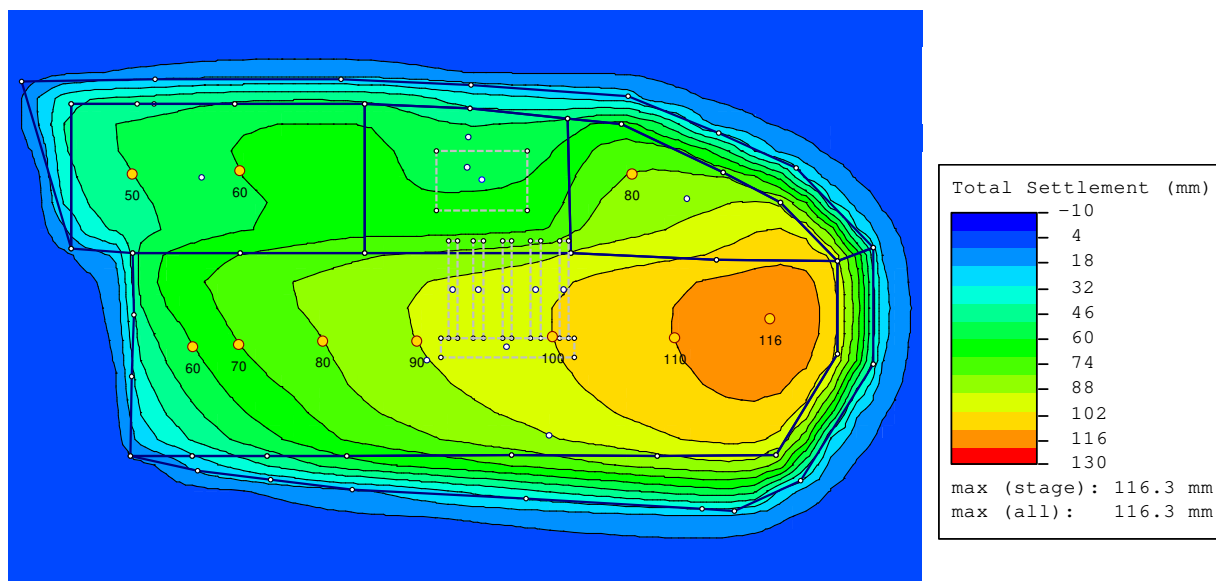


Figura 48 - Mappa dei cedimenti a fine consolidazione (valori espressi in mm).

In Figura 49 è rappresentato il decorso nel tempo dei cedimenti in corrispondenza della zona di maggiore altezza del rilevato (massimo cedimento). Come si può osservare, una parte dei cedimenti si produrrà

già in fase di costruzione del rilevato (circa il 46% dei cedimenti totali). Ai fini ingegneristici, il processo di consolidazione dei terreni potrà ritenersi pressoché esaurito trascorsi 6 anni circa dalla costruzione del rilevato, quando il grado di consolidazione globale sarà pari a circa 97 %.

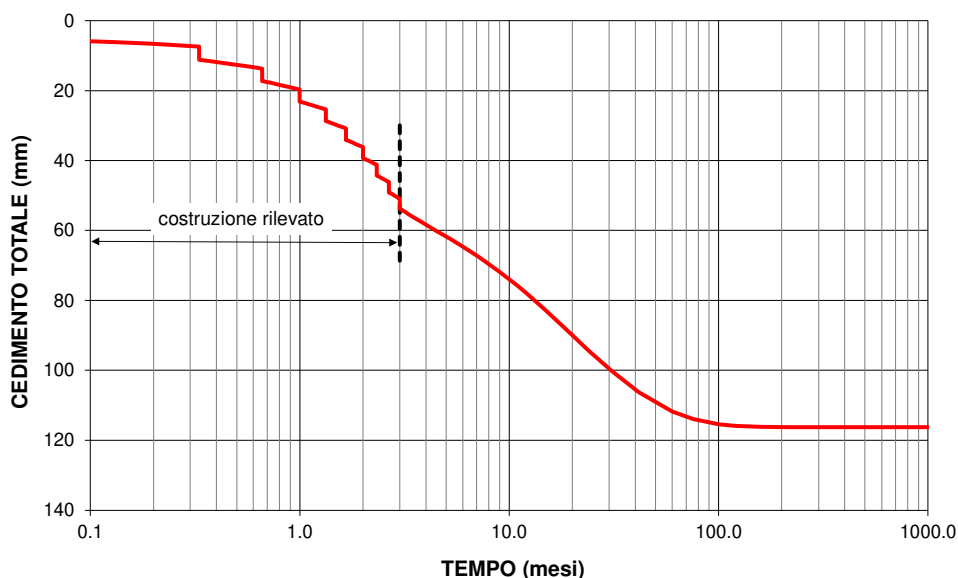


Figura 49 - Decorso nel tempo dei cedimenti nella zona di maggiore altezza del rilevato.

I cedimenti di interesse ai fini progettuali sono quelli che si produrranno successivamente alla realizzazione delle strutture d'impianto. In Figura 50 sono riportati i cedimenti finali sviluppati dopo la conclusione della costruzione del rilevato (tempo di costruzione ipotizzato pari a 3 mesi). I cedimenti incrementali massimi attesi sono pari a circa 6 cm.

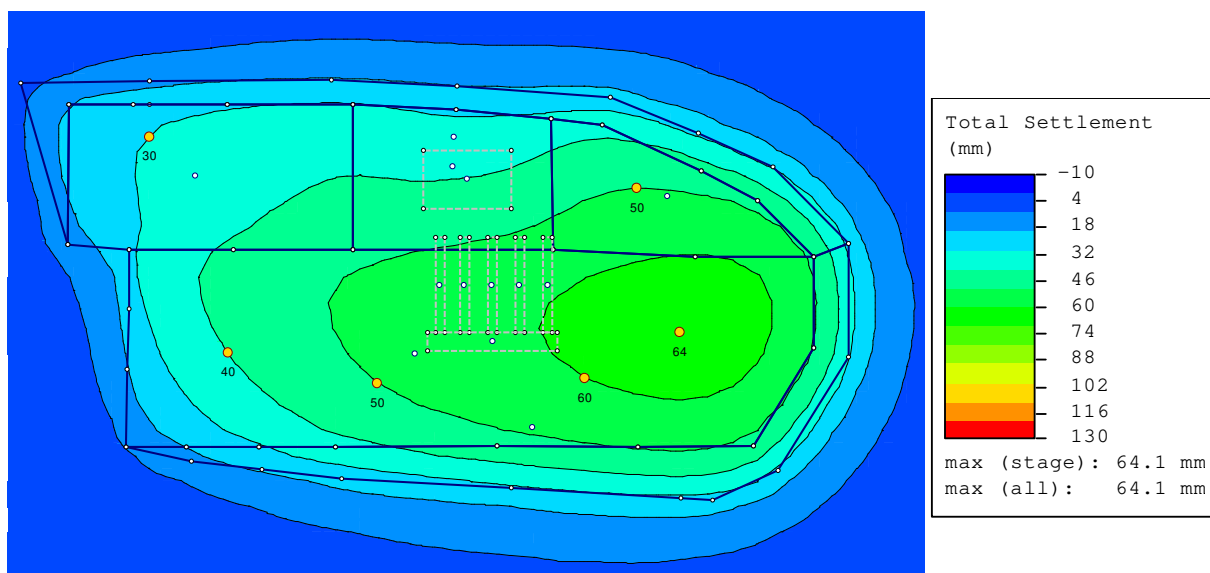


Figura 50 - Mappa dei cedimenti sviluppati dopo la fine della costruzione del rilevato (valori espressi in mm).

13 CONCLUSIONI

La Postazione Montieri 7 è collocata in un'area con pendenza debole, in un pianoro compreso fra il letto del torrente Saio e i suoi affluenti. Le valutazioni geologiche hanno indicato come il substrato dell'area sia rappresentato dalla formazione del Calcare Cavernoso che, per il notevole spessore delle coperture, non è stata raggiunta dalle perforazioni di sondaggio spinte sino alla profondità massima di 30 m.

I terreni indagati con le recenti indagini risultano di natura coesiva, principalmente a grana fine senza evidenze di struttura, con distribuzione granulometrica assortita, caratterizzati da presenza di clasti carbonatici in quantità variabile. Secondo classificazione USCS, questi terreni rientrano nei gruppi CH (argille di elevata plasticità), CL (argille di bassa plasticità) e GC-SC (ghiaie argillose-sabbie argillose). I terreni risultano sovraconsolidati, di consistenza solido-plastica, non suscettibili a fenomeni di liquefazione sismica.

Si è previsto di sistemare la postazione in rilevato, ad una altezza opportunamente valutata per garantire un adeguato franco rispetto alla piena duecentennale del Saio. Il rilevato avrà altezza variabile da 2 a 7-8 m da piano campagna, con alcuni tratti progettati in terra rinforzata. Lungo il perimetro è stato inoltre previsto di realizzare un intervento di miglioramento dei terreni di fondazione, finalizzato ad assicurarne la stabilità, rappresentato da setti di pali eseguiti con la tecnica del jet-grouting.

La formazione del rilevato sarà preceduta dalla rimozione dello strato vegetale superficiale e dalla preparazione del piano di posa mediante gradonatura di ammorsamento. Il rilevato sarà realizzato con materiale arido di cava di prestito. Il materiale granulare del rilevato sarà, al contatto con il terreno limo-argilloso in posto, protetto con geotessile allo scopo di evitare la reciproca compenetrazione. Il materiale di risulta dagli scavi non potrà di norma essere impiegato per la formazione del rilevato.

Nelle condizioni previste dal progetto, le verifiche di stabilità del rilevato hanno fornito esito positivo, indicando coefficienti di sicurezza superiori al valore prescritto dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018.

La costruzione del rilevato produrrà la consolidazione dei terreni di fondazione che svilupperanno cedimenti finali massimi pari a circa 12 cm nella zona di maggiore altezza dell'opera. Prevedibilmente, il 50% circa di questi cedimenti si produrrà in fase di costruzione del rilevato.

14 BIBLIOGRAFIA

A.G.I., Associazione Geotecnica Italiana, (1977). *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*

Andresen, A., Kolstad, P. (1979). *The NGI 54-mm samplers for undisturbed sampling of clays and representative sampling of coarser materials*. Proc. Int. Symp. on Soil Sampling, Singapore, pp. 1-9.

ASTM D 1586. *Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*.

Becker, D.E., Crooks, J.H.A., Been, K., Jefferies, M.G. (1987). *Work as a criterion for determining in situ and yield stresses in clays*. Canadian Geotechnical Journal 24, 549-564

Boulanger, R. W., Idriss, I. M. (2004). *Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays*, Report No. UCD/CGM-04/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, California

Boulanger, R. W., Idriss, I. M. (2006). *Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132, No. 11, November 2006

Boulanger, R.W., Idriss, I.M. (2014). *CPT and SPT based liquefaction triggering procedures*, Center for Geotechnical Modeling Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, California, Report No. UCD/CGM-14/01

Carter, M., Bentley, S. P. (1991). *Correlations of Soil Properties*. Pentech Press Limited, London, U.K.

Cestari, F. (1996). *Prove Geotecniche in Sito*, Ed. GEO-GRAPH, Segrate.

Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvas, M., Ovesen, N.K., Orr, T., Schuppener, B. (2005). *Designers' guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design – General Rules*. ICE Publishing, One Great George Street, Westminster, London SW1P 3AA

ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing (1988). *Dynamic Probing (DP): International Reference Test Procedure*. Proc. ISOPT-I, Orlando (USA)

Koutsoftas, D.C., Ladd, C.C. (1985). *Design strength of an offshore clay*. JGED, ASCE, 3, 337-355

Samtani, N.C., Nowatzki, E.A. (2006). *Soils and Foundations – Reference Manual – Volume 1*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Publication No. FHWA NHI-06-088

Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., Faris, A. (2003). *Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework*, EERC-2003–06, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, Calif.

Settle3D v.2.0, codice di calcolo per l'analisi dei cedimenti, Rocscience Inc., 31 Balsam Avenue, Toronto, Ontario, M4E 3B5

Stroud, M.A. (1974). *The SPT in Insensitive Clays and Soft Rocks*. Proceedings, European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2.2, Stockholm, 367-375

Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. 3rd edition, John Wiley & Sons, New York.