

SIG. BERGAMINI MICHELE

REALIZZAZIONE PIANO ATTUATIVO

Predore (BG)

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

(accorpata ai sensi della D.G.R. 2616/2011 e del D.M. 17/01/2028)

18 NOVEMBRE 2019

RIF: 053-19



INDICE

1. Premessa	2
1.1. Metodologia di lavoro	3
1.2. Quadro normativo	3
RELAZIONE GEOLOGICA (AI SENSI DELLA D.G.R. 2616/2011 E DEL D.M. 17/01/2018)	4
2. Normativa geologica comunale	5
3. Modellazione geologica	8
4. Relazione sulle indagini	11
4.1. Prove penetrometriche dinamiche	11
4.2. Rilievo geomeccanico	12
4.2.1. Analisi dei cinematismi possibili	14
4.2.2. Modellazione geomeccanica	15
5. Modello stratigrafico del sottosuolo	16
6. Azione sismica	17
6.1. Pericolosità sismica	17
RELAZIONE GEOTECNICA (AI SENSI DEL D.M. 17/01/2018)	20
7. Sintesi del progetto	21
7.1. Modello geotecnico	21
7.2. Tematiche geotecniche	21
8. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni	22
8.1. Verifica della resistenza allo stato limite ultimo	23
8.2. Verifica dello stato limite d'esercizio (SLD)	28
9. Conclusioni	29
9.1. Prescrizioni e monitoraggio	30

ALLEGATI

1. Prove penetrometriche dinamiche
2. Calcolo portanza e cedimenti di fondazione superficiale
3. Analisi di stabilità globale del pendio
4. Analisi di stabilità planare in roccia
5. Analisi di stabilità di cunei rocciosi

1. PREMESSA

La presente relazione costituisce supporto tecnico a progetto per la realizzazione di nuova abitazione nel Comune di Predore (BG), in Via Frassine.

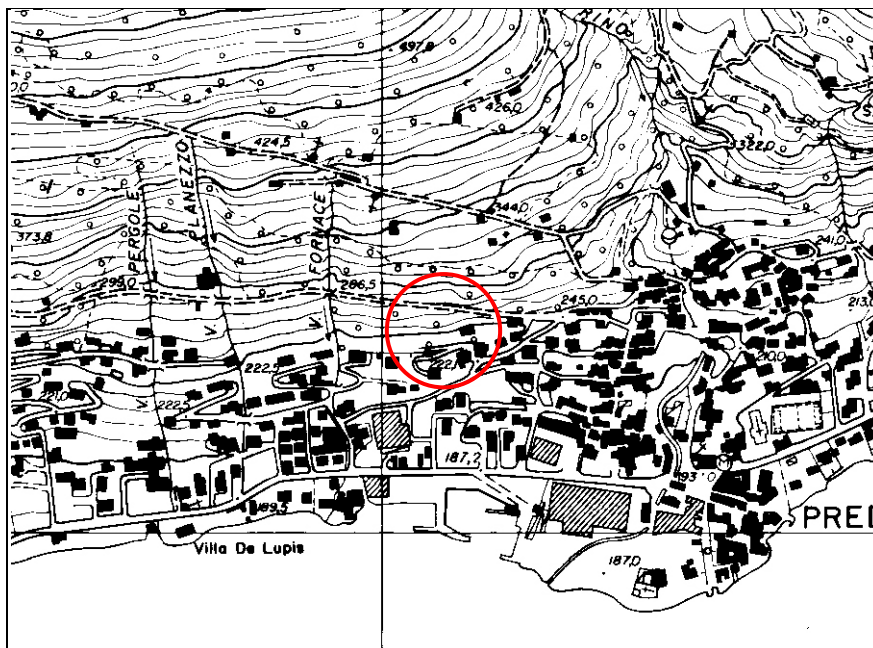


Figura 1 - Inquadramento su CTR (Sezione C5e3) "Viewer geografico Regione Lombardia".



Figura 2 - Inquadramento geografico "Google Maps".

La relazione è stata compilata secondo la procedura indicata dalle “Linee guida e metodologie di lavoro” approvate dal Consiglio Nazionale dei Geologi con deliberazione n. 209/2010.

1.1. METODOLOGIA DI LAVORO

Lo scopo di questo documento è la valutazione delle caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche del volume significativo di terreno, che dovrà supportare le opere di progetto. In modo specifico, quanto prodotto accorpa:

- relazione geologica ai sensi del D.M. 17/01/2028 (R1);
- relazione geologica ai sensi della D.G.R. 2616/2011 (R3);
- relazione geotecnica ai sensi del D.M. 17/01/2028 (R2).

Lo studio si basa su:

- una prima fase di sopralluogo di campagna verificando l'esistenza di fattori di rilievo e di dati reperibili in cantieri adiacenti eventualmente presenti, eseguito in un intorno utile dell'area di progetto;
- esecuzione di due prove penetrometriche dinamiche a completamento dei dati disponibili;
- analisi dei dati raccolti e loro elaborazione.

Il presente documento è corredato da cinque allegati che riportano rispettivamente: i diagrammi e il report delle prove penetrometriche comprensivi della loro interpretazione, i calcoli geotecnici concernenti le resistenze e i cedimenti per le fondazioni di progetto, la valutazione della stabilità globale del pendio in fase transitoria (scavo aperto), il calcolo della stabilità planare e di cunei in roccia.

1.2. QUADRO NORMATIVO

La principale normativa cui si fa riferimento per la stesura di questo documento è la seguente:

- Decreto 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni;
- Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- Ordinanza 3316 - Correzioni e modifiche all'Ordinanza 3274;
- L.R. 11 marzo 2005, n. 12;
- D.G.R. 2616/2011;
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 - Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;
- Eurocodice 8 (1998) - Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003);
- Eurocodice 7.1 (1997) - Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali . – UNI;
- Eurocodice 7.2 (2002) - Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI.

Relazione geologica

(ai sensi della D.G.R. 2616/2011 e del D.M. 17/01/2018)

2. NORMATIVA GEOLOGICA COMUNALE

Il comune di Predore dispone di studio geologico a supporto alla pianificazione urbanistica esteso all'intero territorio¹.

FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Il documento attribuisce l'area alla classe di fattibilità geologica 3, con consistenti limitazioni di tipo geotecnico. Di seguito si riportano le prescrizioni concernenti la classe di fattibilità.

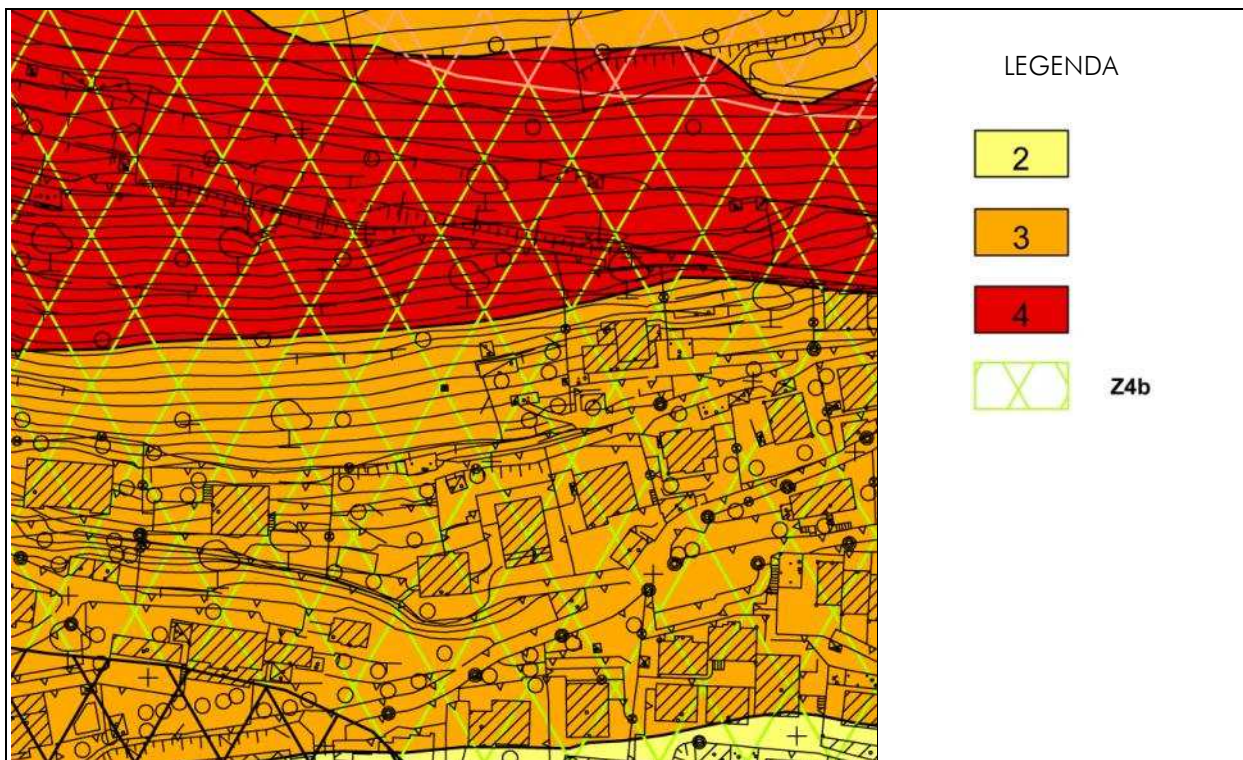


Figura 3 - "Carta di Fattibilità" – PGT del Comune di Predore.

Si riportano gli stralci indicanti le disposizioni per le problematiche peculiari individuate sul sito.

L'utilizzo di queste zone sarà pertanto subordinato alla realizzazione d'indagini mirate all'acquisizione di una maggiore conoscenza geologico-tecnica, idrogeologica o idraulica dell'area e di un suo immediato intorno. Tale approfondimento tecnico dovrà essere attuato attraverso l'effettuazione di approfonditi studi geologici-geotecnici, idrogeologici e l'esecuzione di campagne geognostiche, prove di laboratorio, verifiche di stabilità, etc.; dovranno inoltre fornire la caratterizzazione sismica del sito, secondo quanto previsto dalla normativa tecnica in materia.

Il risultato delle indagini condotte dovrà valutare la compatibilità dell'intervento edificatorio e la portata massima che esso può avere in relazione alle caratteristiche del sito.

Gli interventi di bonifica idraulica o idrogeologica dovranno, ove possibile, essere eseguiti con tecniche di bioingegneria forestale.

Nel caso che la realizzazione dell'edificio comporti la formazione di un fronte di scavo

¹ Dott. Geol. Fabio Plebani, aggiornamento del maggio 2009.

a monte e/o ai lati (es: realizzazione di un edificio su un pendio inclinato, esecuzione di box e di locali interrati in fregio a edifici esistenti e magari di vecchia costruzione), si ritiene necessaria la predisposizione di verifiche di stabilità del pendio in relazione alla realizzazione del fronte di scavo previsto. Questo per predisporre un progetto adeguato in merito alle opere di sostegno necessarie evitando così che l'esecuzione di scavi in prossimità di edifici esistenti possano indurre lesioni nelle strutture adiacenti.

Prescrizioni particolari:

- nelle aree indicate con il simbolo 3*, oltre alle indicazioni sopra suggerite, dovranno essere anche verificate le reali condizioni del sito in rapporto al rischio di caduta massi dai versanti soprastanti, con opportune indagini e metodologie;

PERICOLOSITÀ SISMICA

Per quanto riguarda gli aspetti di microzonazione sismica la Carta di Pericolosità Sismica Locale attribuisce l'intero territorio alla zona Z4a con amplificazione litologica. Lo studio comunale valuta la congruità degli spettri di normativa per amplificazione di tipo stratigrafico deducendo i dati stratigrafici e geotecnici dalle numerose stratigrafie di scavi disponibili, nonché sulla base delle indagini in sito. I dati geofisici sono stati ottenuti attraverso relazioni empiriche di correlazione. La relazione del PGT afferma anche che i depositi eluviali, che caratterizzano questo tratto di versante, non dispongono di dati sufficienti per la classificazione di cui sopra.

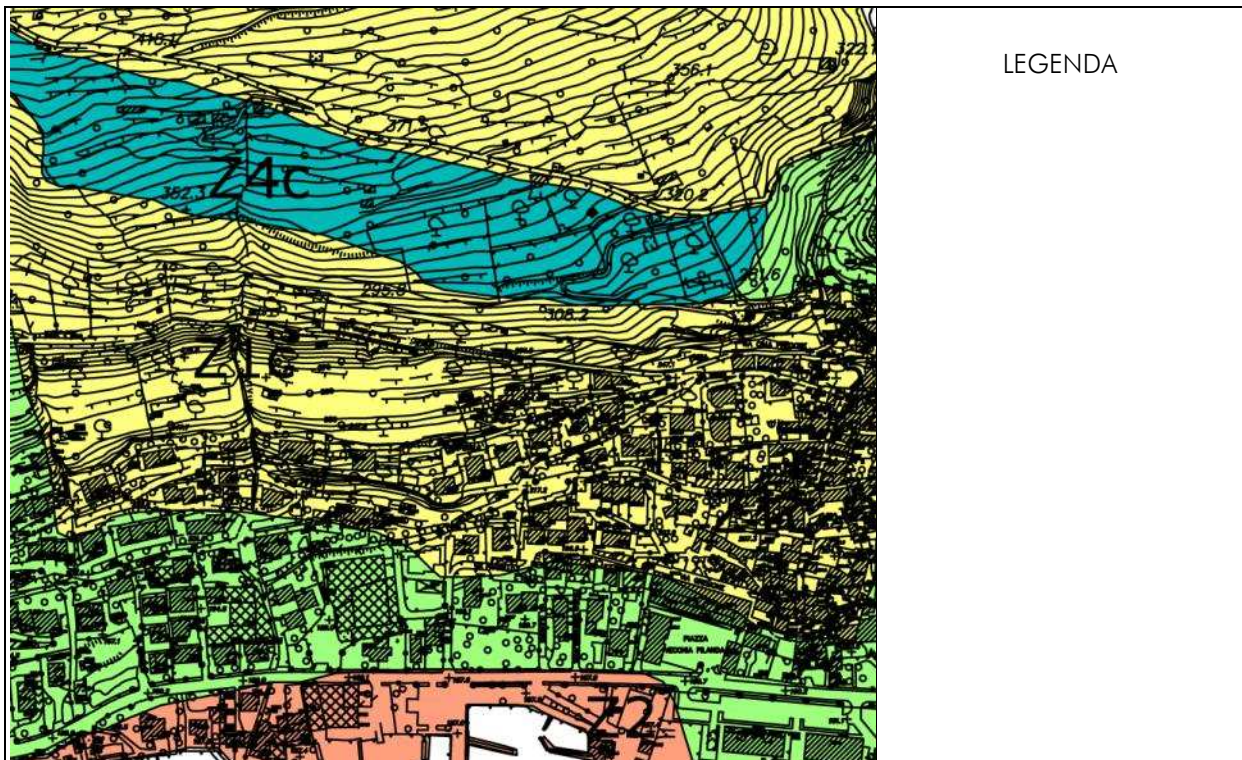


Figura 4 - "Carta di Pericolosità Sismica Locale" – PGT del Comune di Predore.

L'analisi empirica è applicata ai soli depositi detritici sul lungolago ricavando un F_a massimo di 1,4, inferiore al valore di soglia per il suolo di tipo B. si afferma quindi che la normativa vigente

“potrebbe essere sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione sismica litologica”.

Il settore è classificato come zona d’amplificazione Z1c, essendo definita come zona potenzialmente franosa o esposta a rischio frana. Lo studio comunale non dà alcuna norma specifica in merito, si applicano pertanto i disposti di normativa che richiedono il III livello di approfondimento. Tale valutazione sarà condotta considerando il tipo di dissesto potenziale indicato dalla carta di sintesi, la quale ascrive l’area a settore con “fattori di rischio legati a instabilità di masse rocciose: strati scompaginati, rocce molto fratturate, rocce disgregate per mancata cura dei boschi, caduta massi”.

VINCOLI

Analizzando il quadro vincolistico, non s’individuano perimetrazioni di vincoli fisico-geologici (fascia di rispetto per fonti idropotabile pubbliche secondo il d.lgs. 258/2000, aree in dissesto comprese nel PAI, quadro del dissesto da “Atlante dei rischi idraulici ed idrogeologici”, geositi individuati come da Allegato 14 della DGR VII/7374/2008, vincolo cimiteriale, aree d’interesse estrattivo, vincolo idrogeologico, vincolo di polizia idraulica ai sensi della DGR VII/7868/2002 e successive modificazioni ecc.).

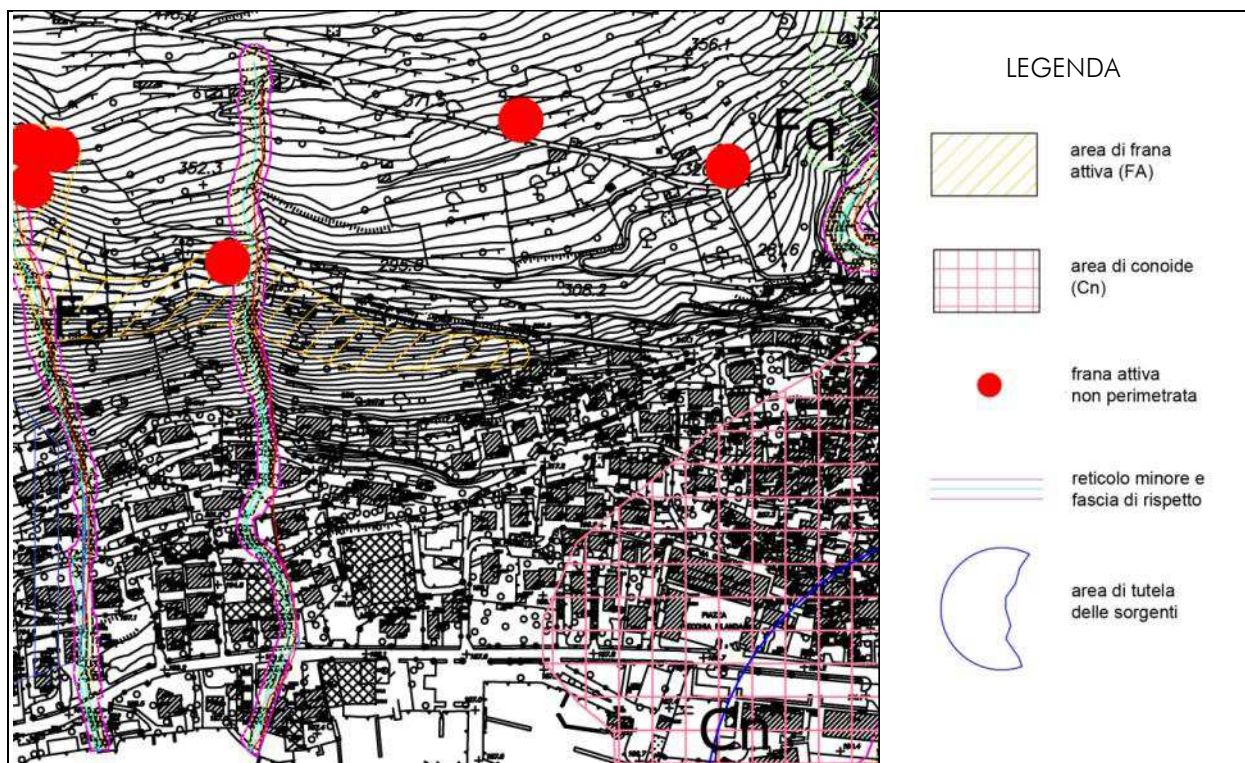


Figura 5 - “Carta dei Vincoli” – PGT del Comune di Predore.

3. MODELLAZIONE GEOLOGICA

Il territorio di Predore si caratterizza per una stretta fascia costiera, cui segue un ripido versante in roccia. Al raccordo fra le due aree morfologiche, si trova una fascia pedemontana, molto acclive, localizzata alla parte più alta del paese a monte del centro storico. Tale condizione è modificata dalla valle sospesa del Torrente Rino, la quale, tuttavia, si trova in zona che non influisce sull'area di progetto.

L'assetto geologico di riferimento si qualifica per la presenza di formazioni rocciose sedimentarie triassiche e giurassiche, riconducibili alla cosiddetta "copertura mesozoica delle Alpi Meridionali".

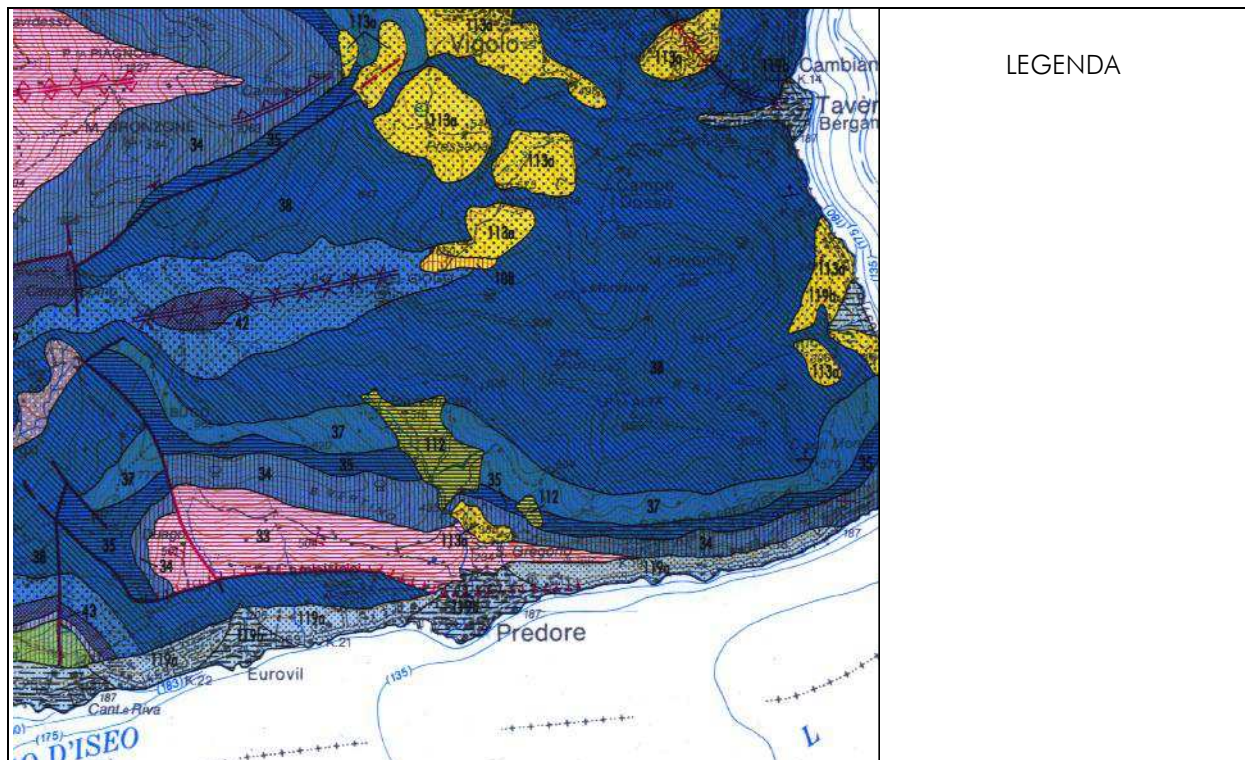


Figura 6 - "Carta Geologica della Provincia di Bergamo".

Dal punto di vista strutturale, l'areale si caratterizza per associazione di pieghe e, sovrascorrianti e faglie riconducibili a deformazioni orogeniche compressive. La struttura principale riconoscibile è l'Anticlinale di Predore, al cui nucleo si trovano litotipi appartenenti al Calcarea di Zu, e che è leggermente sovrascorsa sul fianco meridionale. Si distinguono comunque faglie e fratture con direzione prevalente NNO-SSE, localizzate in settori distanti.

Il rilievo geologico – tecnico eseguito ha confermato i dati disponibili riguardo a: presenza di copertura eluviale, caratteristiche geomeccaniche della roccia, evidenziando anche la presenza di un piccolo accumulo detritico, costituito da ghiaie e ciottoli in matrice limoso – sabbiosa, non cementato, con supporto sia di matrice sia clastico, con altezza massima di 2 metri. A questo proposito, non si dispone di sufficienti affioramenti, si ritiene comunque che non siano presenti altri depositi di questo tipo. Si è anche osservata la presenza di un banco marnoso con spessore di pochi metri, posto circa 15 metri a monte dell'edificio di progetto.



Figura 7 – Banco marnoso.



Figura 8 – Accumulo detritico.

I dati storici e le evidenze geologiche indicano come tutta la zona pedemontana di Predore sia soggetta a fenomeni di transito e arresto di singoli blocchi rocciosi provenienti dalle scarpate soprastanti. Tuttavia, questi sono maggiormente concentrati nelle parti più occidentali del territorio comunale e nei pressi del confine con il Comune di Tavernola Bergamasca, tanto vero che l'area oggetto della presente relazione è stata storicamente interessata da episodi saltuari e di piccola entità. L'aggiornamento dello studio geologico comunale ha affrontato tale problematica attraverso 10 rilievi geostrutturali ubicati sul tratto di versante compreso fra le valli di torrenti Duago e Rino. In particolare, nella zona dei Vasti Alti, è stata applicata anche la procedura di studio per la zonizzazione dei fenomeni di crollo secondo la metodologia R.H.A.P. operando anche una simulazione di caduta massi per la verifica del grado di rischio. La sintesi dei risultati di tale analisi è la seguente.

Lo studio effettuato ha posto in evidenza un certo grado di pericolo oggettivo riguardante le pareti sovrastanti l'area in esame; tuttavia grazie al posizionamento delle reti flessibili è stato possibile abbattere il grado di pericolo consentendo una ridelimitazione delle classi di fattibilità, pur tuttavia mantenendo criteri di sicurezza adeguati.

In ogni caso, qualsiasi intervento dovesse essere proposto all'interno delle aree ridelimitate, dovrà essere preceduto da adeguata relazione geologico-geotecnica, volta a consigliare opere cautelative di difesa o di bonifica delle situazioni di potenziale rischio.

Le simulazioni eseguite hanno comunque mostrato che la presenza delle reti alla base delle pareti rocciose esercita un'efficace azione di protezione, consentendo di trattenere i blocchi instabili eventualmente provenienti dall'alto; le condizioni delle reti mostrano inoltre che esse non sono entrate in funzione dal momento della loro posa.

Per una maggiore completezza dello studio, si sono verificate le condizioni di rischio anche in assenza delle reti paramassi, in questo caso evidenziando una reale condizione di rischio anche e soprattutto per le aree poste immediatamente a valle delle protezioni, anche ora ubicate in classe 3 di fattibilità geologica.

Appare dunque fondamentale la presenza delle opere di protezione e la necessità di una loro costante verifica e manutenzione; esse hanno comunque assicurato alle aree sottostanti una maggiore sicurezza e protezione dal rischio di caduta massi dalle pareti rocciose soprastanti.

Dallo studio complessivo eseguito con la metodologia R.H.A.P. su una limitata porzione territoriale, emerge comunque la necessità, oltre che di una accurata opera di manutenzione delle opere poste a difesa, anche della pulizia del versante tra le reti e le pareti rocciose, parzialmente invaso da vegetazione infestante, nonché il monitoraggio dei blocchi ancora instabili, con eventuali piccole operazioni di disaggio controllato.

Su scala più ampia si rende inoltre necessaria la periodica manutenzione dei muri a secco disseminati lungo il versante, a garanzia di una migliore tenuta delle condizioni geotecniche del versante stesso.

L'auspicio è che le strutture presenti vengano adeguatamente monitorate e mantenute in condizioni di perfetta efficienza, in quanto il pericolo di crolli futuri non è del tutto da escludere.

L'areale di studio non rientra in quelli indicati in carta di fattibilità con il segno “**”, per i quali è richiesta la verifica del rischio connesso. Sono comunque stati segnalati tali dati perché, come detto, esiste un rischio limitato, il quale è stato notevolmente ridotto con la posa delle reti elastiche a protezione di Via Vasti Bassi.

Per quanto attiene agli aspetti idrogeologici, il settore si caratterizza per un'unità idrogeologica caratterizzata da rocce calcareo - marnose alternate a sottili intercalazioni marnose. La permeabilità dell'ammasso è medio-bassa.

Non si riscontrano evidenze di circolazione idrica sub superficiale significativa: infatti tutto il settore del versante non presenta venute d'acqua o sorgenti significative. Ciò è in armonia con l'osservazione che gli elementi tettonici disgiuntivi sono pressoché assenti.

4. RELAZIONE SULLE INDAGINI

La fase d'indagine è stata pianificata allo scopo di definire la caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni di fondazione e del substrato roccioso. Sono state eseguite:

- 2 prove penetrometriche dinamiche D.P.L.;
- 1 rilievo geostrutturale sulla parete rocciosa affiorante più vicina.

Queste, unitamente a quanto desunto dalla letteratura geologica, hanno evidenziato:

- la stratigrafia geotecnica/geomeccanica;
- le condizioni idriche sub superficiali.

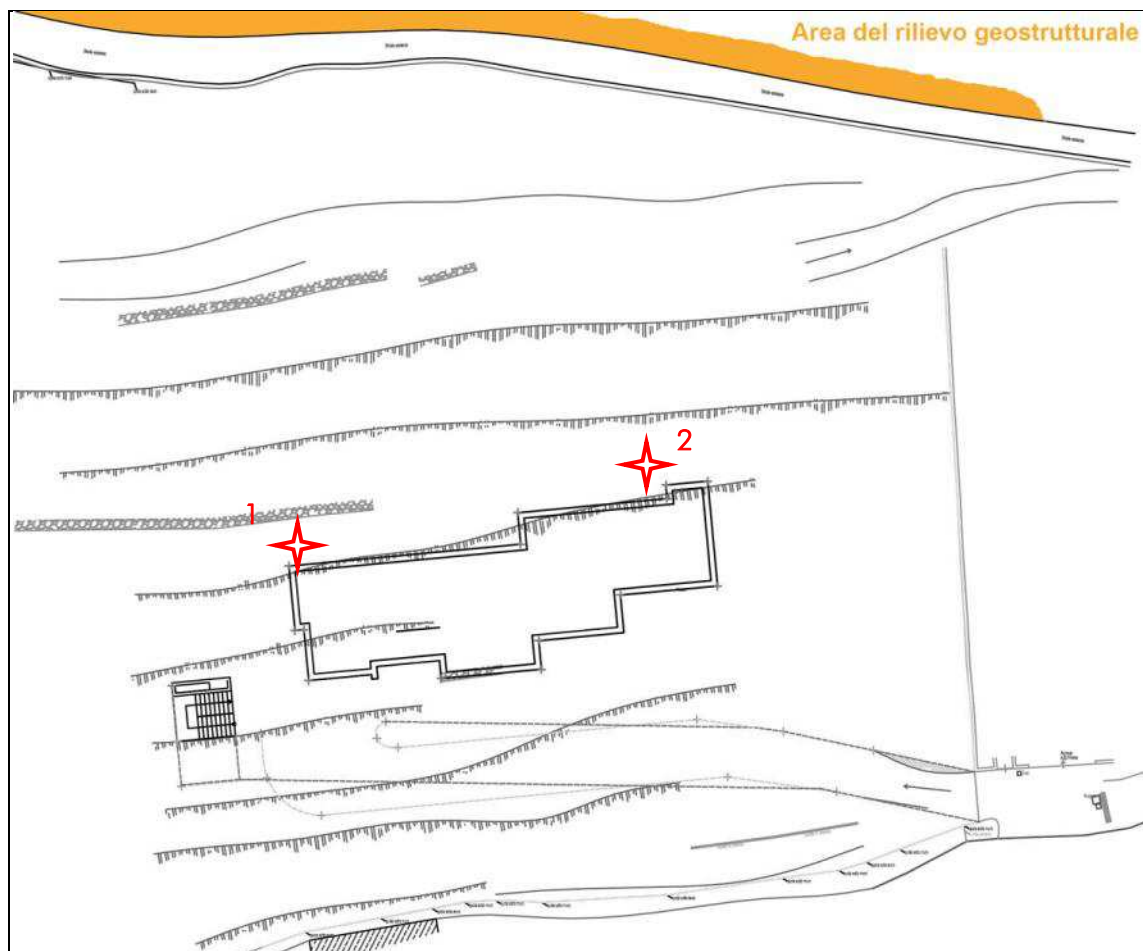


Figura 9 - Ubicazione delle prove.

4.1. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

È stato impiegato un penetrometro Sunda DL030 le cui caratteristiche tecniche principali sono elencate in allegato.

La prova è stata eseguita secondo procedure standardizzate. La prova consiste nel misurare il numero di colpi di maglio necessari all'avanzamento della punta nel terreno per un tratto di 10 cm (N_{10}) fino al raggiungimento della profondità di prova prevista o comunque fino a quando, dopo 70 colpi, non è stato ottenuto un avanzamento di 10 cm (Rifiuto). In questo caso si annotano i centimetri d'avanzamento della punta ottenuti con i 70 colpi battuti.

Le norme prevedono l'infissione di un rivestimento metallico provvisorio, impiegando la stessa tecnica utilizzata per l'avanzamento della punta, per "scaricare" l'attrito laterale e misurare la sola resistenza di punta all'avanzamento. Nella pratica questa procedura raramente può essere realizzata a causa delle deviazioni subite dalle aste e dal rivestimento per opera dei grani costituenti il terreno. Ciò determina problemi di parallasse fra il rivestimento e di fatto impedisce l'utilizzo del rivestimento metallico.

Si è provveduto, per ogni asta infissa, a "girare" la batteria di 1,5 giri. Questa procedura, secondo quanto indicato in letteratura (Ferruccio Cestari - Prove geotecniche in sito, 1990), facilita lo scarico dell'attrito laterale permettendo al contempo di misurare la sola resistenza di punta all'avanzamento. Durante quest'operazione si sono verificate modeste "resistenze" alla rotazione: ciò testimonia il poco attrito laterale sulla batteria e la validità dei dati ottenuti.

Il N_{SPT} per ogni avanzamento è stato ricavato dal numero di colpi strumentale applicando la correzione proposta da Benassi & Vanelli.

Le due prove eseguite sono state ben correlabili fra loro e hanno permesso di elaborare un solo modello stratigrafico/geotecnico, eliminando il rifiuto strumentale. Il confronto fra le prove permette di ottenere un modello costituito da due strati principali.

4.2. RILIEVO GEOMECCANICO

Il rilievo geostrutturale è stato eseguito secondo criterio oggettivo, intendendo con questo il campionamento di tutte le discontinuità che intersecano la linea di scansione stabilita.

Considerata la dimensione dell'affioramento, è stato possibile campionare un numero di discontinuità solo parzialmente indicativo ai fini dell'elaborazione.

L'affioramento campionato appartiene al Calcere di Zu ed è situato poche decine di metri a monte dell'area d'intervento. Le osservazioni compiute sull'intero areale circostante indicano delle caratteristiche stratigrafiche piuttosto uniformi: si deve perciò ritenere, a buona ragione, che i dati misurati siano consoni con le condizioni nel punto d'intervento.

I dati ricavati sono esposti di seguito impiegando la terminologia proposta dall'ISRM.

Per quanto concerne la curvatura e ondulazione dei piani di discontinuità si è provveduto a rilievo con "shape tracer" o "pettine di Barton" sulla direzione d'immersione del piano di discontinuità, integrandolo con osservazioni su ondulazioni a scala maggiore di 10 centimetri. Infatti, per tutte le discontinuità si è riscontrato che se la rugosità misurata con lo shape tracer è stata piuttosto bassa sono presenti ondulazioni di scala maggiore. La curvatura della discontinuità con "lunghezza d'onda" maggiore di 10 centimetri è stata rilevata come distanza dal punto di massima curvatura della discontinuità alla retta passante per le estremità della discontinuità. Nel caso di discontinuità piana la curvatura è uguale a zero. Il J.R.C. ricavato ha tenuto conto dei risultati di entrambe le misurazioni come prescritto dall'ISRM nel 1978.

La resistenza a compressione monoassiale delle pareti della discontinuità (Joint Compressive Strength, JCS) è stata determinata tramite prove sclerometriche con martello di Schmidt tipo "L"

sulle pareti delle discontinuità, previa levigatura a mano allo scopo di rimuovere la pellicola alterata più superficiale. Per ogni lettura è stata annotata l'inclinazione del martello rispetto all'orizzontale allo scopo di applicare i coefficienti correttivi, accertandosi, al contempo, di non poggiare la punta su microfrazioni, asperità o vegetazione che possa dissipare l'energia dell'impatto.

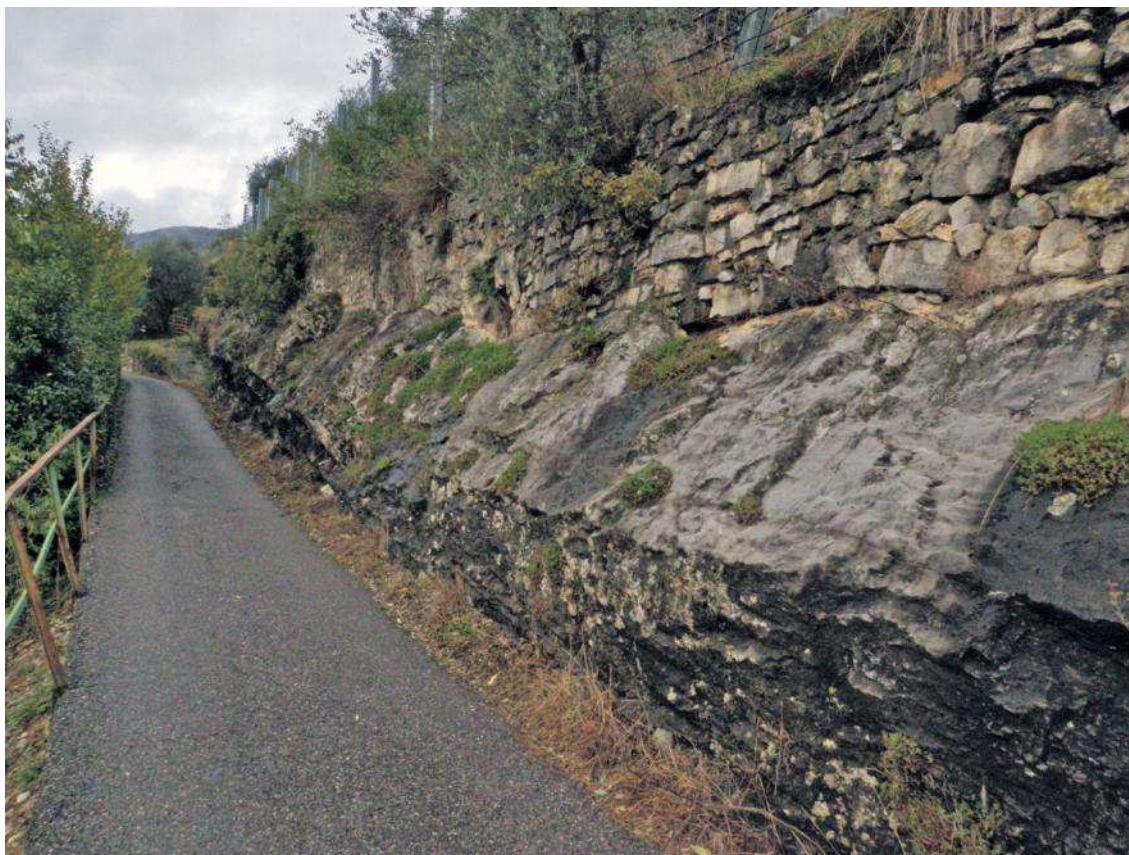


Figura 10 – Area del rilievo strutturale.

Tabella 1 - Sintesi del rilievo geomeccanico.

QUOTA	273 m s.l.m. circa	
DIMENSIONI AREA RS	180 m ²	
DESCRIZIONE GEOLOGICA	Calccare di Zu: calcari marnosi grigi, in strati da decimetrici a metrici, privi d'intercalazioni pelitiche, con due set di fratturazione e privi di discontinuità random.	
ALTERAZIONE DELLA ROCCIA	WD2: leggermente alterata	
V.R.U.		
GIACITURA	Stratificazione	10/47
	K1	200/46
	K2	255/85

SPAZIATURA (cm)	Stratificazione	50
	K1	60
	K2	120
PERSISTENZA	90% (Stratificazione); 40% (K1); 30% (K2);	
ONDULAZIONE	Planare (stratificazione, K1 e K2)	
ALT. SUP. DISCONTINUITÀ	WD2 leggermente alterate (Stratificazione, K1 e K2)	
APERTURA	Serrate (stratificazione e K1) 2 mm (K2)	
RIEMPIMENTO	Assente (stratificazione, K1) ghiaia e sabbia (K2)	
J.R.C.	5 (stratificazione), 4 (K1), 8 (K2)	
J.C.S.	170	

L'analisi ha individuato tre famiglie di discontinuità, in altre parole di concentrazioni statisticamente rilevanti di poli caratterizzate da giaciture simili tra loro. Non sono state rilevate e rappresentate discontinuità di tipo random, peraltro non rilevate, e probabilmente osservabili solo a scala maggiore.

4.2.1. Analisi dei cinematismi possibili

Per una valutazione speditiva dei possibili cinematismi interessanti l'ammasso è stato eseguito il Test di Markland (1972). Il procedimento fornisce un'indicazione qualitativa della stabilità del cuneo in funzione del suo orientamento nello spazio e della stima della resistenza al taglio mobilabile lungo i piani di possibile scorrimento. Quest'ultima grandezza è quantificata attraverso il parametro angolo d'attrito medio delle discontinuità meccaniche.

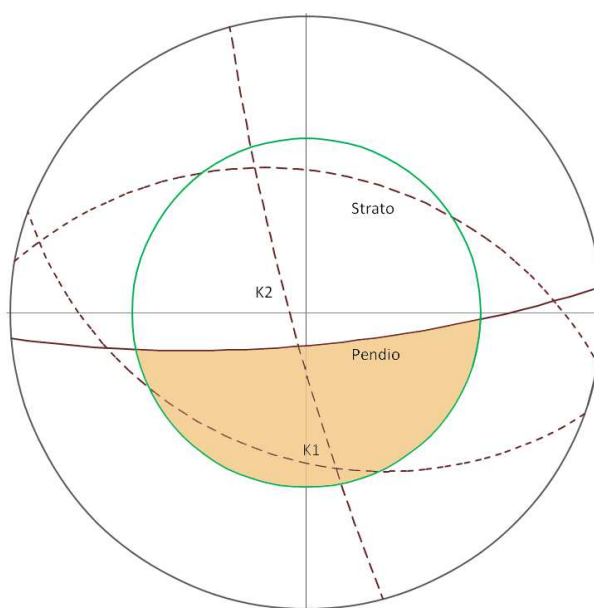


Figura 11 - Test di Markland (in verde l'angolo d'attrito del giunto).

Come parametro d'ingresso della resistenza è stato assunto un angolo d'attrito di base pari a 37° , conformemente con parametri di letteratura tipici di questa roccia.

La verifica grafica permette di evidenziare i seguenti elementi:

- il piano K1 ha inclinazione maggiore dell'angolo d'attrito di base e ha orientazione simile a quella del pendio, perciò può essere soggetto a scivolamento planare;
- i piani K1 e K2 avendo intersezione interna all'area compresa fra il pendio e il cerchio d'attrito possono essere soggetti a scivolamento a cuneo;
- non si evidenziano piani passibili di ribaltamento.

Nella relazione geotecnica si riportano analisi specifiche e analitiche concernenti tali possibili instabilità.

4.2.2. Modellazione geomeccanica

Le analisi di superficie e il rilievo strutturale hanno identificato una sola unità litologica interessata dalle opere in progetto. Si tratta del substrato roccioso costituito dal Calcere di Zu. Il litotipo è ben stratificato e interessato da due set di fratturazione. I giunti random sono di scarso numero e non rilevabili nell'area del rilievo.

La condizione generale dell'ammasso è stata valutata inserendo i parametri maggiormente prudenziali provenienti dal rilievo geostrutturale. Sulla base del rilievo strutturale è stato classificato l'ammasso secondo il metodo RMR di Bieniawski (1989), al fine di ottenere un giudizio sullo stato della roccia e ricavare i principali parametri tecnici dell'ammasso.

Tabella 2 - Parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso.

RQD (%)	ϕ (°)	c (MPa)	Indice BMR	G.S.I.
90	45,6	0,41	81	76

Valutando poi la compensazione in funzione dell'orientamento delle discontinuità per una situazione della stabilità dei versanti, considerando che i possibili cinematismi emersi dal test di Marland danno una situazione mediocre, si ottiene un indice RMR di 56 che suggerisce un tempo medio di aut ostentamento di 1 settimana per 8 metri di scavo.

Per quanto concerne le discontinuità, sono stati calcolati i parametri di resistenza su giunto impiegando il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey. I dati d'ingresso sono stati:

- Angolo di attrito di base (ϕ_b): $33,0^\circ$;
- Joint Roughness Coefficient (JRC): 7,0;
- Joint Compressive Strength (JCS) 137,0 MPa;
- Peso di volume ammasso roccioso: $23,5 \text{ kN/m}^3$.

Tabella 3 - Parametri di resistenza secondo Barton-Choubey.

Stato tensionale previsto	[m] [MPa]		Coesione [kPa]	ϕ [°]
	[m]	[MPa]		
Profondità	0.5	0,012	1	51,8
Profondità	4,0	0,096	7	48,2

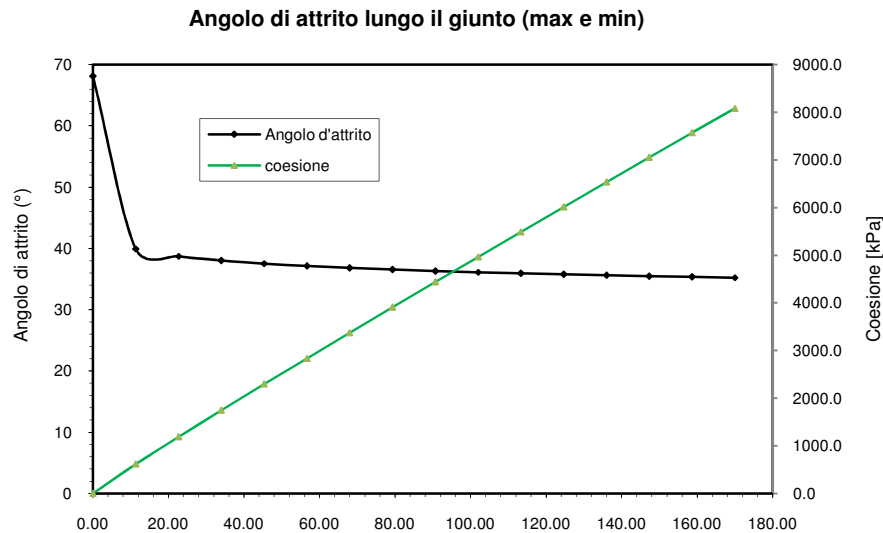


Figura 12 – Criterio di Barton-Choubey.

5. MODELLO STRATIGRAFICO DEL SOTTOSUOLO

Le due prove eseguite hanno individuato due strati principali. Di questi, il primo è stato caratterizzato dalla resistenza alla penetrazione delle prove DPSH, mentre il secondo dal rilievo geomeccanico.

Tutte le unità sono dotate di una leggera coesione (frazione limosa). Ad ogni modo il comportamento geotecnico caratteristico è quello granulare, pertanto si omette per ragioni conservative il contributo alla resistenza dato dalla coesione.

UNITÀ STRATIGRAFICA 1

Si estende dalla superficie fino a un massimo di 1,0 metri di profondità. Si tratta del terreno di copertura, eluviale, costituito da limo sabbioso con rara ghiaia sparsa. Il terreno ha caratteristiche piuttosto uniformi e si caratterizza per N_{SPT} caratteristico pari a 2,3.

UNITÀ STRATIGRAFICA 2

Si trova sotto la precedente e rappresenta il substrato roccioso. In assenza di affioramenti, trattandosi di litosoma appartenente al Calcarea di Zu, si ritiene che si tratti di calcari marnosi ben stratificati e moderatamente fratturati. Le intercalazioni pelitiche sono rare.

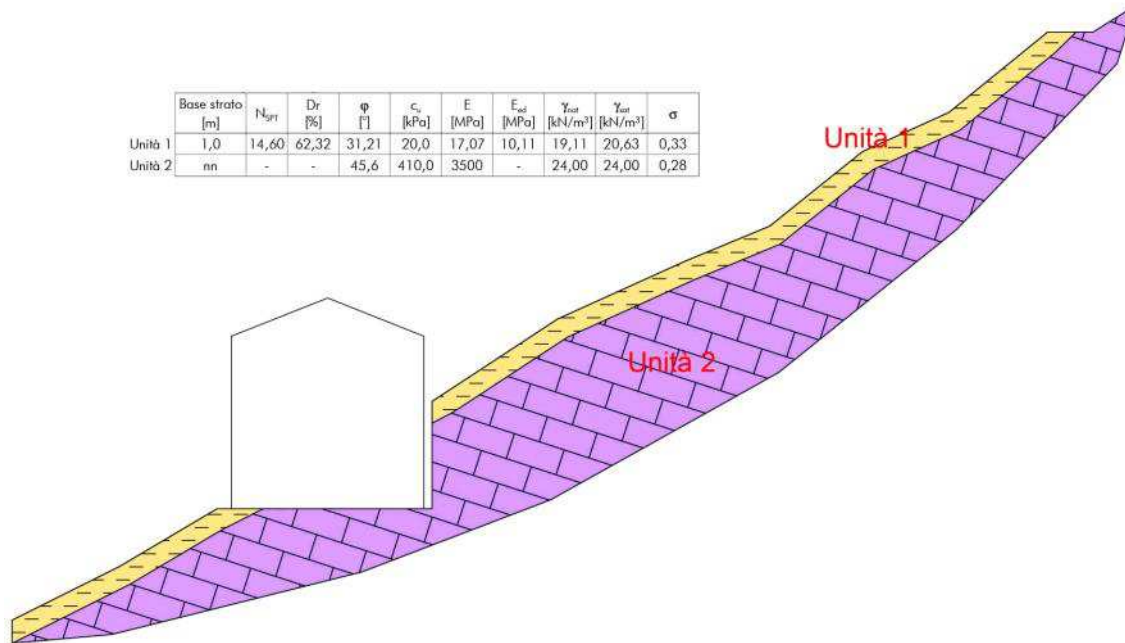


Figura 13 – Sezione geologico - tecnica.

6. AZIONE SISMICA

Fattori geomorfologici e stratigrafici locali possono modificare le caratteristiche del moto sismico filtrando le onde nel passaggio dal bedrock alla superficie. L'effetto di filtraggio conduce a una redistribuzione dell'energia con l'amplificazione del moto vibratorio associato ad alcune frequenze. Pertanto, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini d'accelerazione orizzontale massima attesa (a_g) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. In alternativa è ammesso l'uso d'accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

6.1. PERICOLOSITÀ SISMICA

Per quanto riguarda la sismicità locale essa è influenzata da due zone sismogenetiche attive prossime: quella bresciana e bergamasca e quella del veronese. In definitiva i livelli di sismicità rilevabili nella zona d'interesse sono dovuti a movimenti provenienti da queste zone sismogenetiche che caratterizzano il settore di Bergamo con una debole-modesta sismicità locale. Le caratteristiche sismogenetiche dell'area ben s'inquadrano e si giustificano su basi geologiche e tetto-

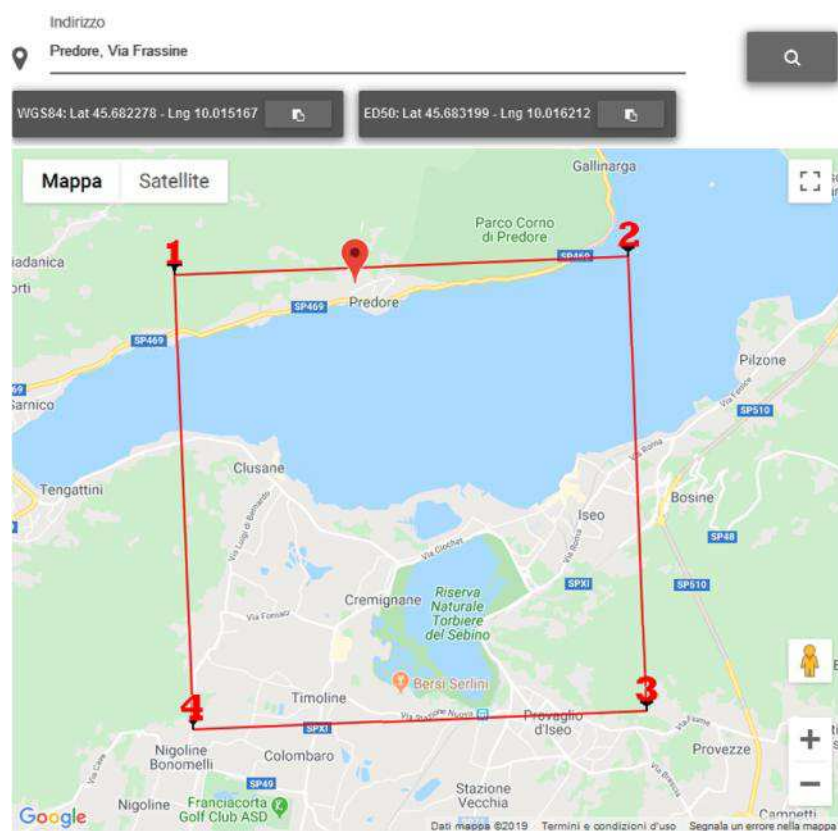
niche, sia per quanto riguarda l'ubicazione degli ipocentri, sia per quanto riguarda la potenzialità sismica dei vari eventi.

L'azione sismica sulle opere si calcola con l'adozione di coefficienti sismici orizzontali e verticali. Il comune di Predore è inserito dalla nuova classificazione sismica in zona 4 "zona a bassa sismicità" con $a_{g,max}$ pari a 0,134653.

La categoria di suolo di fondazione assunta, in armonia con i risultati delle prove e del rilievo geologico tecnico eseguito.

La categoria topografica è T2 come desumibile dall'aerofotogrammetrico comunale.

La presenza di roccia, l'assenza di falda e di strati sabbiosi di copertura indicano che la liquefazione non potrà avvenire.



Sito in esame.

latitudine: 45,683199
 longitudine: 10,016212
 Classe: 2
 Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 11384	Lat: 45,6843	Lon: 9,9877	Distanza: 2214,620
Sito 2 ID: 11385	Lat: 45,6863	Lon: 10,0592	Distanza: 3354,806
Sito 3 ID: 11607	Lat: 45,6363	Lon: 10,0621	Distanza: 6314,086
Sito 4 ID: 11606	Lat: 45,6343	Lon: 9,9908	Distanza: 5786,569

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: A

Categoria topografica: T2
 Periodo di riferimento: 50anni
 Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):
 Probabilità di superamento: 81 %
 Tr: 30 [anni]
 ag: 0,038 g
 Fo: 2,442
 Tc*: 0,209 [s]

Danno (SLD):
 Probabilità di superamento: 63 %
 Tr: 50 [anni]
 ag: 0,051 g
 Fo: 2,387
 Tc*: 0,231 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):
 Probabilità di superamento: 10 %
 Tr: 475 [anni]
 ag: 0,134 g
 Fo: 2,457
 Tc*: 0,275 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):
 Probabilità di superamento: 5 %
 Tr: 975 [anni]
 ag: 0,171 g
 Fo: 2,489
 Tc*: 0,286 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:
 Ss: 1,000
 Cc: 1,000
 St: 1,200
 Kh: 0,009
 Kv: 0,005
 Amax: 0,444
 Beta: 0,200

SLD:
 Ss: 1,000
 Cc: 1,000
 St: 1,200
 Kh: 0,012
 Kv: 0,006
 Amax: 0,594
 Beta: 0,200

SLV:
 Ss: 1,000
 Cc: 1,000
 St: 1,200
 Kh: 0,043
 Kv: 0,022
 Amax: 1,574
 Beta: 0,270

SLC:
 Ss: 1,000
 Cc: 1,000
 St: 1,200
 Kh: 0,055
 Kv: 0,028
 Amax: 2,012
 Beta: 0,270

Relazione geotecnica

(ai sensi del D.M. 17/01/2018)

7. SINTESI DEL PROGETTO

L'intervento prevede la realizzazione di una nuova abitazione costituita da un piano seminterrato e una in elevazione. Pertanto, in via provvisoria, si deve ritenere che il piano di posa delle fondazioni sarà compreso fra 1 e 4 metri di profondità che l'altezza al colmo sarà di circa 5 metri.

L'intervento richiederà l'esecuzione di uno sbancamento in roccia con altezza del fronte, ovviamente, di 4 metri e lunghezza stimabile in circa 25/30 metri.

In considerazione delle caratteristiche progettuali si è scelto di utilizzare nei calcoli geotecnici quanto segue:

- tipo di costruzione: opera ordinaria con vita nominale prevista ≥ 50 anni;
- classe d'uso è II: costruzione il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali;
- periodo di riferimento per l'azione sismica ≥ 50 anni.

7.1. MODELLO GEOTECNICO

Il modello geotecnico è stato ottenuto tenendo conto dei risultati delle due prove penetrometriche e dei dati geologici d'inquadrimento. Il modello è composto di quattro unità ben distinte che rappresentano gli strati individuati e descritti nella relazione geologica. Trattandosi di area molto ristretta, è stato elaborato un solo modello geotecnico rappresentativo dell'intero areale assumendo come profondità degli strati quella maggiormente penalizzante dal punto di vista geotecnico e attribuendo parametri della resistenza sufficientemente cautelativi.

La caratterizzazione della roccia, non essendo state eseguite prove specifiche su di essa, sono stati ricavati dai risultati del rilievo geomeccanico, integrato da dati di letteratura.

Il valore delle resistenze è stato ricavato per i terreni sciolti mediante analisi statistica al V percentile tenendo conto della compensazione delle resistenze. Per quanto attiene agli altri parametri del modello geotecnico, si è ricavato un valore medio aritmetico.

L'unità superficiale è dotata di una certa frazione coesiva, tuttavia, tale resistenza prudenzialmente non è considerata nella presente relazione per i terreni sciolti.

Le prove non hanno intercettato falda idrica.

Tabella 4 - Modello geotecnico generale.

	Base strato [m]	N_{SPT}	D_r [%]	φ [°]	c_u [kPa]	E [MPa]	E_{ed} [MPa]	γ_{nat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	σ
Unità 1	1,0	14,60	62,32	31,21	20,0	17,07	10,11	19,11	20,63	0,33
Unità 2	nn	-	-	45,6	410,0	3500	-	24,00	24,00	0,28

7.2. TEMATICHE GEOTECNICHE

Le condizioni locali sono: notevole inclinazione della topografia, assenza di fenomeni erosivi o franosi rilevati in prossimità dell'area, presenza di roccia a modesta profondità. si osservano quindi condizioni di generale stabilità dell'area ma con condizioni di potenziali dinamiche gravi-

tative. In base a ciò, se l'analisi geotecnica del comportamento dell'insieme terreno/fondazione per effetto delle varie azioni, tenendo conto della sollecitazione applicata dall'accelerazione sismica è di scarso rilievo, ben più significativa è la stima della stabilità del versante, soprattutto in condizioni transitorie. Le analisi dei cinematismi in roccia, descritta nella relazione geologica suggerisce la valutazione di possibili scivolamenti planari e a cuneo, anche se non si osserva una certa condizione d'instabilità.

Coerentemente con la zonazione in scenario sismico Zc1, pur non essendo individuabili fenomeni franosi antichi, quiescenti o in atto, si procede all'analisi di possibili instabilità globali secondo il metodo LEM in condizioni dinamiche, oltre a ciò sono analizzati i cinematismi in roccia in condizioni statiche.

Le caratteristiche granulometriche della copertura sono compatibili con un modello prevalentemente incoerente con caratteristiche reologiche approssimabili all'elasticità, anche se i terreni sono sicuramente dotati di aliquota coesiva seppure secondaria.

I principali parametri d'ingresso sono:

- i terreni di copertura sono costituiti da limi sabbiosi eluviali che passano alla roccia calcarea marnosa del substrato;
- la falda idrica è assente;
- la categoria di suolo di fondazione è A;
- l'area ha inclinazione moderata e, prudenzialmente si attribuisce un fattore di amplificazione topografica T2.

8. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche della sicurezza (GEO) contenute nel presente documento, nei riguardi dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio, sono:

- verifica di sicurezza lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili per ricercare la superficie critica cui corrisponde il grado di sicurezza inferiore condotta secondo l'Approccio 2 con la Combinazione (A2+M2+R2);
- raggiungimento della resistenza del terreno di fondazione interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura. La verifica è stata condotta secondo la Combinazione (A1+M1+R3).

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

8.1. VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Nella verifica allo stato limite ultimo (salvaguardia della vita) per rottura o per eccessiva deformazione nel terreno e negli elementi strutturali deve essere verificata la seguente disequaglianza:

$$d \leq Rd$$

Dove E_d è il valore di progetto degli effetti di tutte le azioni;

R_d è il valore di progetto della corrispondente resistenza del terreno e della struttura.

I valori caratteristici delle resistenze sono stati scelti nell'ambito della profondità di sviluppo dell'ipotetico cuneo di rottura in spinta attiva secondo quanto previsto dalle "Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sulle NTC".

COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO

Il carico limite di progetto in condizioni drenate è stato stimato con il metodo di Brinch-Hansen che tiene conto anche di fattori correttivi complementari riguardanti la profondità del piano di posa e l'inclinazione del piano di posa e del piano campagna.

Per tener conto, in condizioni pseudo statiche degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del R_d , secondo i disposti di normativa, sono stati introdotti dei fattori correttivi sismici secondo le formule seguenti (Shikhiev & Yakovlev):

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove $k_h = \frac{S \cdot a_a}{g}$ è il coefficiente sismico orizzontale.

Siccome il modello geotecnico prevede fino a circa 8 metri di profondità, due strati con caratteristiche geotecniche quasi coincidenti non si pone il problema dell'anisotropia verticale.

La valutazione dello stato limite è stata eseguita sia in condizioni statiche, sia in condizioni dinamiche con un approccio pseudo statico estendendo il problema del carico limite al caso della presenza di forze d'inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma.

Trattandosi di fondazione su roccia è stata eseguita una sola verifica con fondazione nastriforme avente lato di 1 metro. La verifica ha fornito resistenze molto alte, perciò anche l'adozione di travi con lato corto minore sarà comunque più che sufficiente a sopportare i carichi di progetto.

Tabella 5 - Risultato di verifiche agli stati limite (B: lato corto fondazione; D: profondità d'incastro; scavo: quota dello sbancamento generale).

Descrizione fondazione	SLU [KN/m ²]	SLV [KN/m ²]
TRAVE ROVESCIA B=1,0 m; D=0,0 m; scavo=4,0 m	35625	35376

ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE DEL PENDIO

Gli elementi raccolti devono permettere la definizione di un modello geotecnico di sottosuolo semplice che tuttavia tiene conto della situazione stratigrafica e geotecnica, non essendoci evidenze di discontinuità o di segni di movimenti precedenti.

La procedura d'analisi ha valutato l'equilibrio limite di sicurezza alla traslazione e alla rotazione del volume di terra compreso fra la superficie del versante e una superficie di taglio ipotetica e cinematicamente possibile con grado di sicurezza più basso. Prende anche in considerazione tutte le forze o i momenti agenti lungo il piano di taglio.

Il coefficiente di sicurezza globale del pendio è calcolato come il rapporto fra la resistenza di taglio massima disponibile sulla superficie di rottura e gli sforzi tangenziali mobilitati su tale piano:

$$F_S = \frac{T_{\max}}{T_{\text{mob}}}$$

con T_{\max} uguale alla resistenza di taglio massima;
 T_{mob} allo sforzo tangenziale mobilitato.

Il metodo impiegato è stato quello di Morgenstern & Price valido per superfici di scivolamento circolari e di forma qualsiasi. Si tratta di un metodo rigoroso che prende in considerazione sia l'equilibrio dei momenti sia delle forze.

Le condizioni adottate per verifica sono state le seguenti:

- estremi della potenziale superficie di scorrimento posti al piede della parte più acclive;
- superficie potenziale di scivolamento circolare;
- condizione drenata.

I calcoli sono stati eseguiti con programma SSAP2010, generando 1000 ipotetiche superfici di scivolamento, e sono stati eseguiti per ricerca di superfici circolari ponendo come vincoli un intervallo di entrata e uscita.

Il grafico della figura 14 (terza immagine) dice che il fattore ρ interconco è inferiore a 1 coerentemente con i principi base del metodo LEM, mentre il fattore di sicurezza si mantiene sempre sopra 10 (seconda immagine).

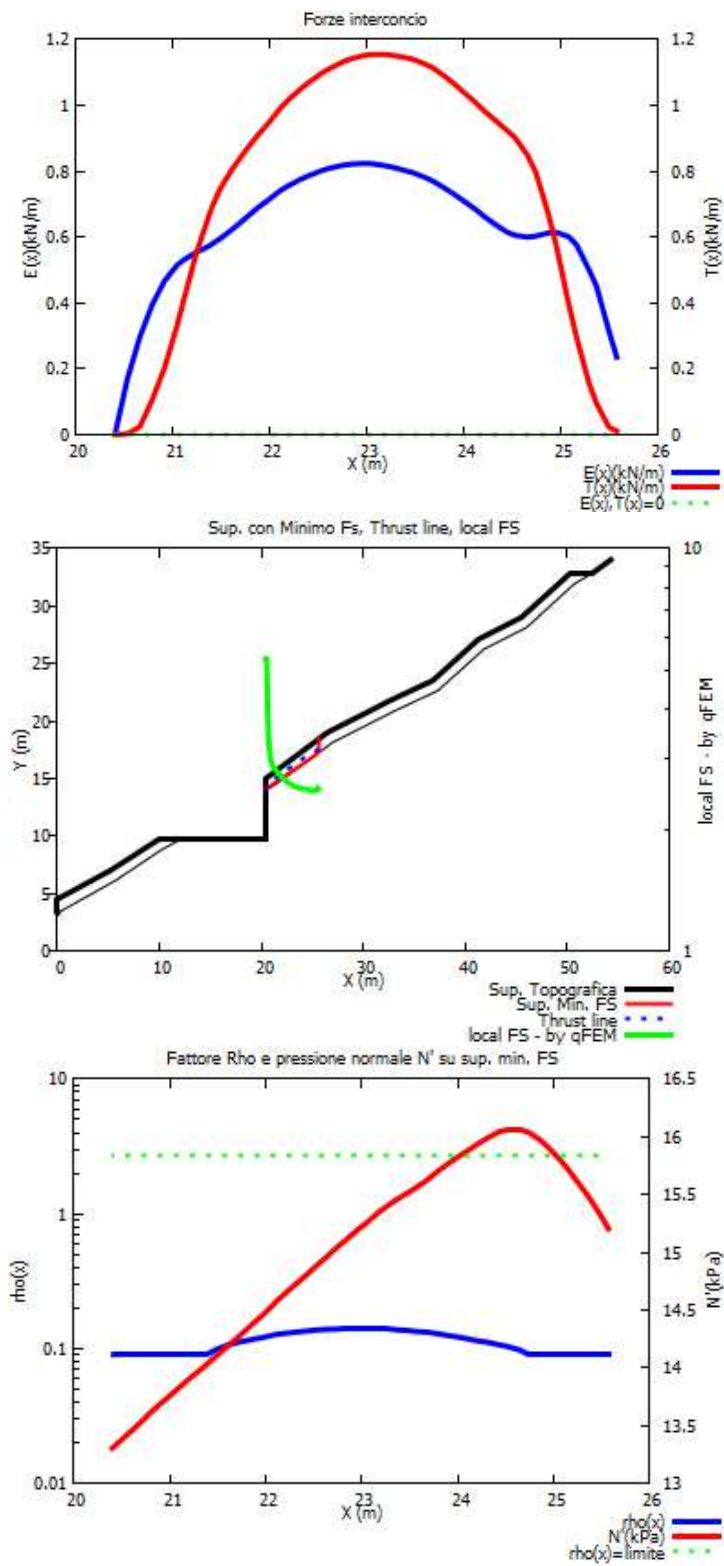


Figura 14 – Grafici pressioni.

I risultati hanno dato F_s di sicurezza minimo calcolato pari a 2,7 che può essere considerato, in ragione delle semplificazioni conservative applicate, sufficientemente cautelativo rispetto e criticità della stabilità globale della scarpata. Tale coefficiente si riferisce a una superficie interamente nella copertura, si tratta, pertanto, di un ipotetica massa gravante di piccolo volume e che applicherà forze modeste all'opera di sostegno.

All'interno dell'ammasso non si genereranno superfici ipotetiche di taglio con coefficienti di sicurezza che possano suscitare una benché minima preoccupazione.

Dalla mappa del F_s locale si ricava una condizione di stabilità con fattori di sicurezza sempre superiori a 1;

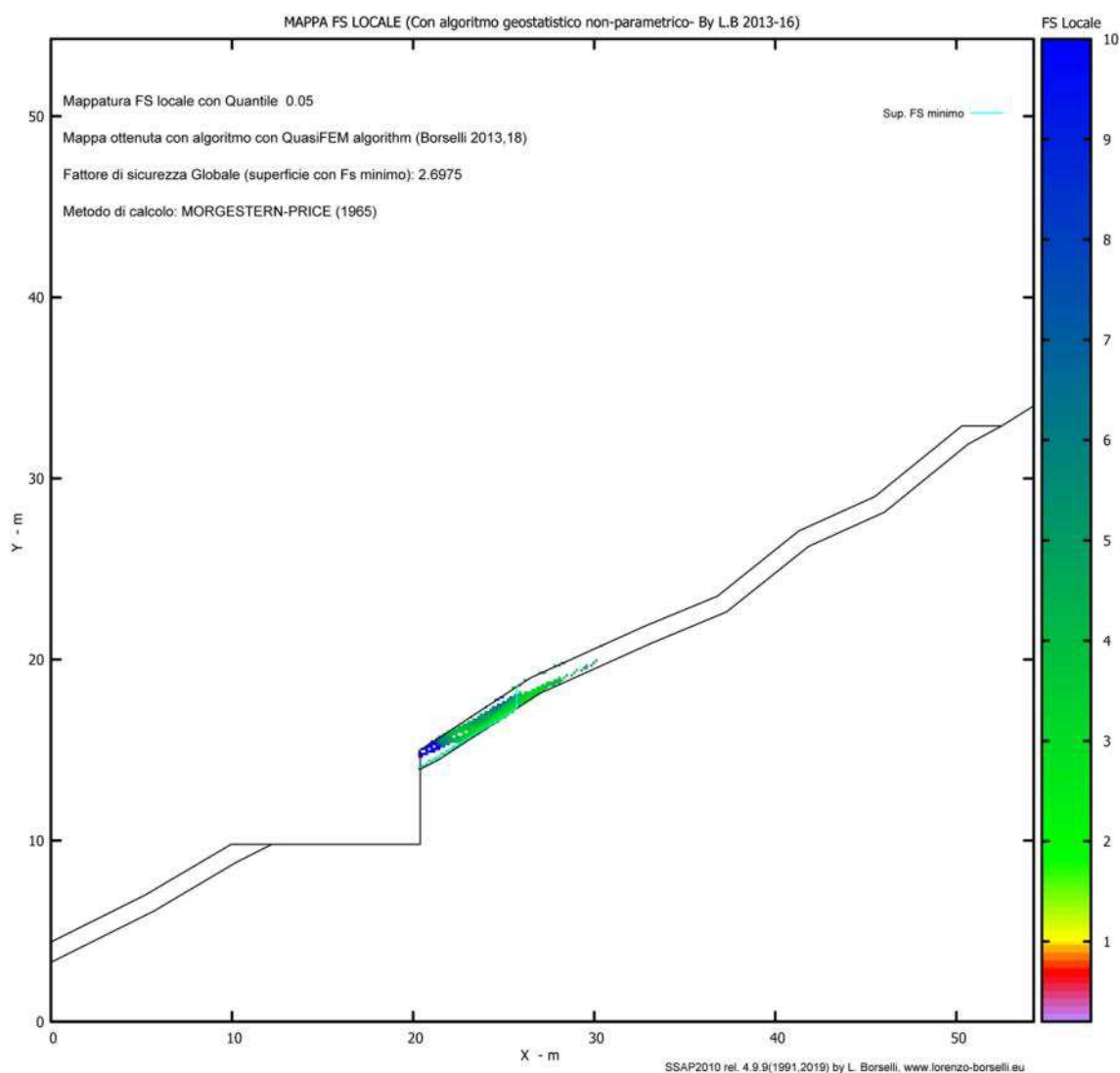


Figura 15 – Mappa del F_s locale.

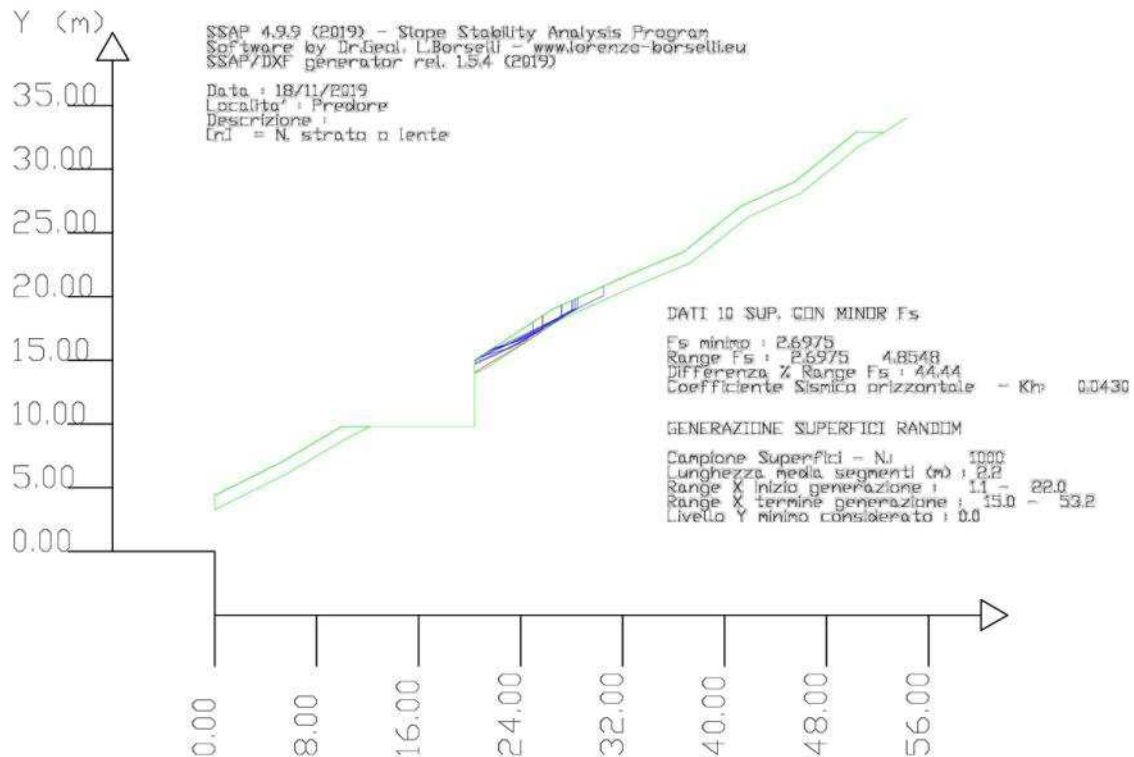


Figura 16 – Dieci superfici con F_s minimo (blu), superficie critica (rosso).

Ovviamente si potranno generare scivolamenti di terreno molto pellicolari, come conseguenza della saturazione del terreno, che non saranno da attribuire all'instabilità globale del pendio ma saranno riconducibili a fenomeni d'erosione pellicolare.

STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO IN ROCCIA

Il Test di Markland ha evidenziato l'incerta possibilità di scivolamento a cuneo, mentre è evidente che avendo un set di fratturazione inclinato quasi come il pendio, sarà possibile anche un scivolamento planare. Pertanto si esegue l'analisi di tali cinematismi secondo il criterio di Hoek e Bray del 1981.

$$F = \frac{3}{\gamma \cdot H} \cdot (c_A \cdot X + c_B \cdot Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2 \cdot \gamma} \cdot X \right) \cdot \tan \varphi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2 \cdot \gamma} \cdot Y \right) \cdot \tan \varphi_B$$

Dove c_A e c_B sono le coesioni sui piani A e B ricavate con il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey;

φ_A e φ_B sono gli angoli d'attrito sui piani A e B ricavati con il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey;

γ e γ_w sono i pesi di volume della roccia e dell'acqua;

X, Y, A, B sono coefficienti adimensionali che dipendono dalla geometria del cuneo;

H è l'altezza totale del cuneo.

Introducendo i fattori correttivi sulle resistenze, secondo quanto previsto dalle NTC del 2018, i risultati delle analisi, riportati per esteso negli allegati 4 e 5, indicano fattore di sicurezza pari a

1, lo scivolamento planare, mentre non s'individuano cunei isolati dai set K1 e K2, anche ipotizzando dei tension crack sulle superfici di strato.

Se ne deduce, perciò, una condizione di generale stabilità rispetto a cinematismi in roccia, dati per altro confermati dall'osservazione di una scarpata poco a monte, la quale non da segno di scivolamenti per quanto sia aggettante e, addirittura con pendenza negativa.

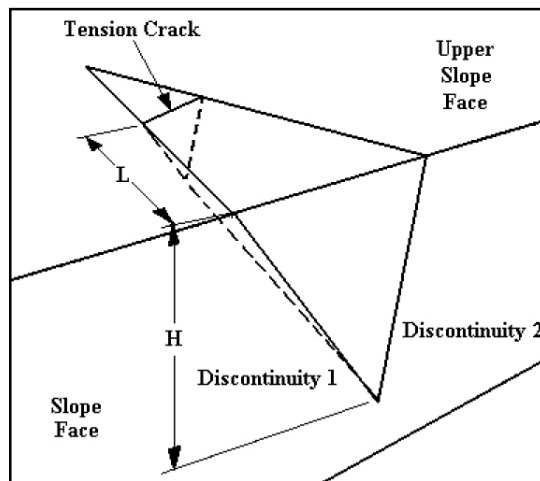


Figura 17 - Schema di cuneo roccioso.

8.2. VERIFICA DELLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLD)

Si tratta di stimare il limite oltre il quale non siano più soddisfatte le prestazioni previste d'esercizio: in questo caso è stato considerato lo stato limite di danno in condizioni sismiche. Dovrà perciò essere evitato il raggiungimento di valori critici dei cedimenti che possono compromettere la funzionalità dell'opera.

La verifica dello stato limite di esercizio dell'opera prevede il rispetto della seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione:
 C_d e il valore limite dell'effetto delle azioni.

La condizione d'esercizio è raggiunta nel momento in cui l'insieme dei carichi strutturali genera sul terreno di fondazione una tensione indotta il cui effetto produce il cedimento del terreno stesso e il conseguente movimento verticale dell'opera.

CEDIMENTI ELASTICI

Il calcolo è stato eseguito secondo la teoria dell'elasticità. I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \cdot L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare secondo un'equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier - 1951):

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \cdot \frac{1-\mu^2}{E_s} \cdot \left(I_1 + \frac{1-2\cdot\mu}{1-\mu} \cdot I_2 \right) \cdot I_F$$

Dove q_0 è l'intensità della pressione di contatto;

B' la minima dimensione dell'area reagente,

E e μ parametri elastici del terreno;

I_1 e I_2 sono coefficienti d'influenza dipendenti da L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson, profondità del piano di posa D .

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5 \cdot B$, se il substrato roccioso si trova a una profondità maggiore. A tal proposito è considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte lo strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati è calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

Tabella 6 - Verifica allo S.L.E.

Descrizione fondazione	Pressione [KN/m ²]	Cedimento [mm]
TRAVE ROVESCIA B=1,0 m; D=0,0 m; scavo=3,0 m	150	1,7

I cedimenti risultanti dall'applicazione del metodo sono, al caso specifico, molto contenuti e sicuramente accettabili per l'opera di progetto.

La medesima procedura dovrà essere adottata per l'analisi e la valutazione di accettabilità dei cedimenti differenziali i quali saranno comunque ulteriormente contenuti².

9. CONCLUSIONI

Sulla base dei risultati emersi dai rilievi e dalle indagini in sito, sinteticamente sono riportate nel seguito le conclusioni e le raccomandazioni per la realizzazione delle opere in progetto.

Alla luce dell'analisi geotecnica condotta, sono emerse le seguenti caratteristiche.

- Presenza di limo sabbioso di origine eluviale, dopo circa 1 metro passante al substrato calcareo marnoso.
- Non è stata rilevata falda.
- La categoria di suolo di fondazione è A, mentre il fattore d'amplificazione topografica assunto è T2.
- Si esclude la possibilità di liquefazione per l'assenza di falda e per le caratteristiche granulometriche dei terreni.

² Secondo J. E. Bowles i cedimenti differenziali sono generalmente pari al 75% del cedimento massimo (1991).

Le resistenze e le deformazioni concernenti le opere di fondazione, nel rispetto delle verifiche allo S.L.U. secondo le Norme Tecniche sulle Costruzioni del 2018, e le deformazioni calcolate, sono come elencate nelle tabelle 5 e 6.

L'analisi del pendio indica condizioni di stabilità globale, tuttavia si possono avere deficit di forze sulla copertura eluviale in situazione transitoria.

L'analisi dei cinematismi in roccia ha dimostrato, sia in via preliminare, sia attraverso un'analisi con il criterio di Hoek & Bray, di condizioni di equilibrio generale, anche se prossimo a condizioni di possibile movimento..

Le condizioni stratigrafiche, geotecniche e sismiche sono favorevoli all'esecuzione dell'opera, pertanto si esprime giudizio di fattibilità positivo. Più specificatamente, le indicazioni di carattere geologico, geomorfologico e idrogeologico emerse dallo studio non hanno evidenziato la presenza di processi geomorfologici antichi, quiescenti o in atto, che possano, a seguito della realizzazione delle opere di progetto, evolvere verso forme di dissesto attivo.

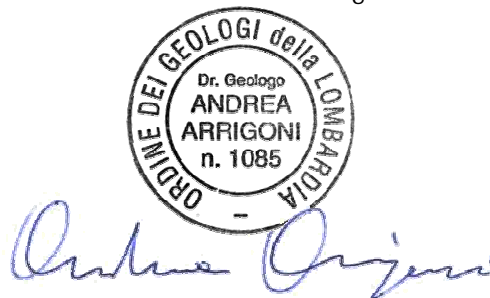
9.1. PRESCRIZIONI E MONITORAGGIO

Si raccomanda, all'apertura degli scavi, di compiere un sopralluogo per verificare la natura rocciosa e lo stato di fratturazione dell'ammasso in corrispondenza dello scavo di sbancamento. In tale fase sarà anche valutata la presenza di discontinuità "random" che possano modificare i risultati contenuti nel presente documento. Saranno anche valutate situazioni anomale o comunque differenti rispetto al modello concettuale della presente relazione come, per esempio, la presenza di sacche detritiche superficiali oppure di banchi pelitici. In base alle osservazioni di sito potranno essere presi in considerazione interventi correttivi. Tale sopralluogo sarà necessario anche per individuare eventuali volumi rocciosi instabili e operare immediatamente il loro disaggio.

Pur in assenza di falda, l'acclività del versante e l'assenza di canali che raccolgano le acque meteoriche, si segnala la necessità di realizzare un'adeguata intercapedine al contatto fra terreno e struttura. Si dovranno anche adottare soluzioni che intercettino eventuali "acque selvagge".

L'area è storicamente interessata da modesti fenomeni di transito di blocchi rocciosi. La realizzazione di reti di protezione sul lato di monte di Via Vasti Bassi ha praticamente eliminato tale fenomeno. Sarà bene che l'Amministrazione Comunale provveda al mantenimento di tali strutture, come anche segnalato nello studio geologico di supporto al P.G.T.; eventualmente implementandole, nel caso che un affinamento della procedura di calcolo R.H.A.P. eseguita su larga scala e su terreni di proprietà differenti.

Dott. Geol. Andrea Arrigoni



ALLEGATI

ALLEGATO 1

PROVE PENETROMETRICHE

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Ivan Finazzi
Cantiere: allargamento box e realizzazione scala di collegamento
Località: Predore (BG)

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: Sunda DL

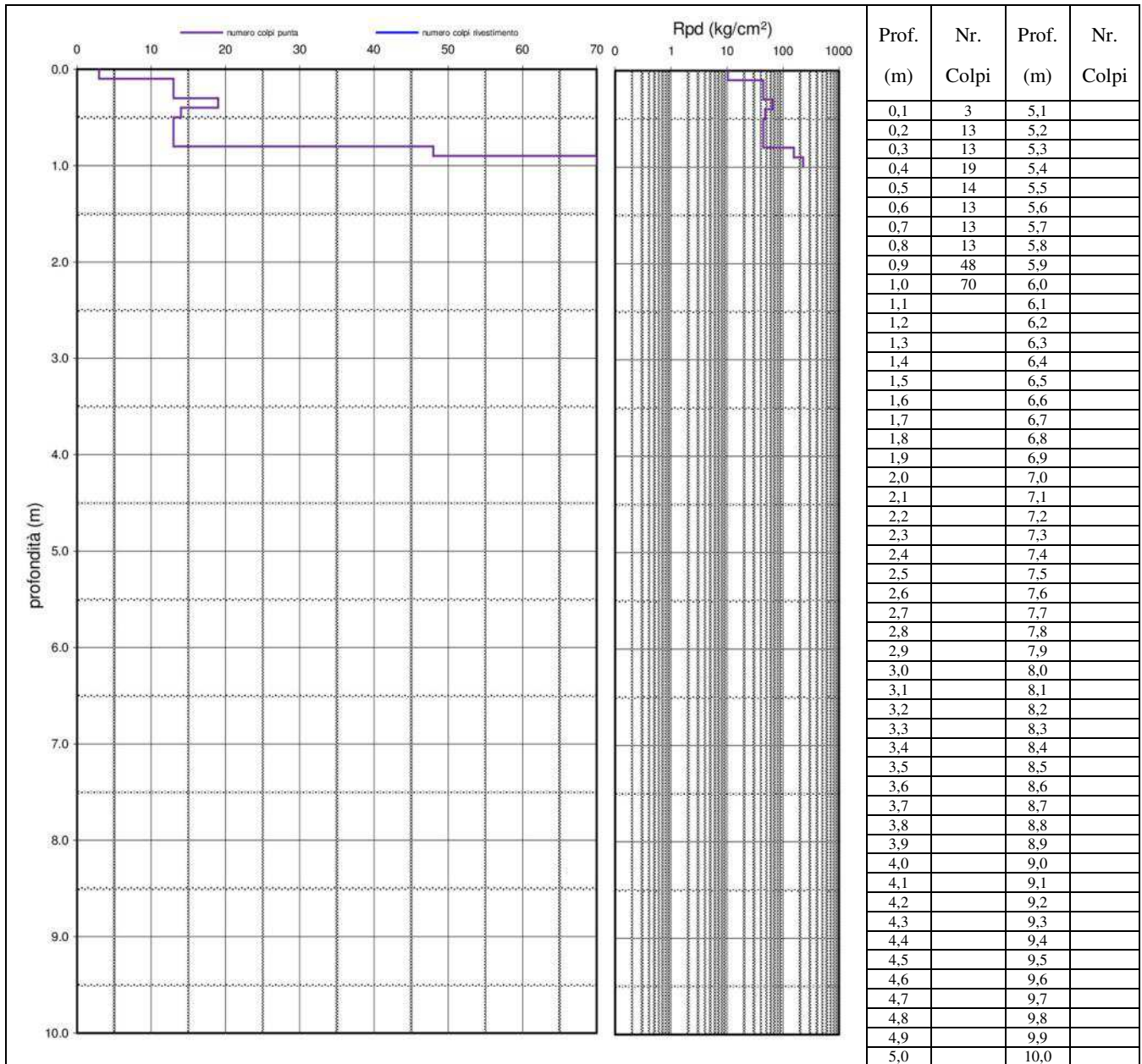
Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	30 Kg
Altezza di caduta libera	0,20 m
Peso sistema di battuta	17 Kg
Diametro punta conica	35,68 mm
Area di base punta	10 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	2,4 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,10 m
Numero colpi per punta	N(10)
Coeff. Correlazione	1
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

OPERATORE**RESPONSABILE**

PROVA ...1

Strumento utilizzato
 Prova eseguita in data
 Profondità prova
 Falda non rilevata

Sunda DL30
 8/10/2019
 1,0 mt

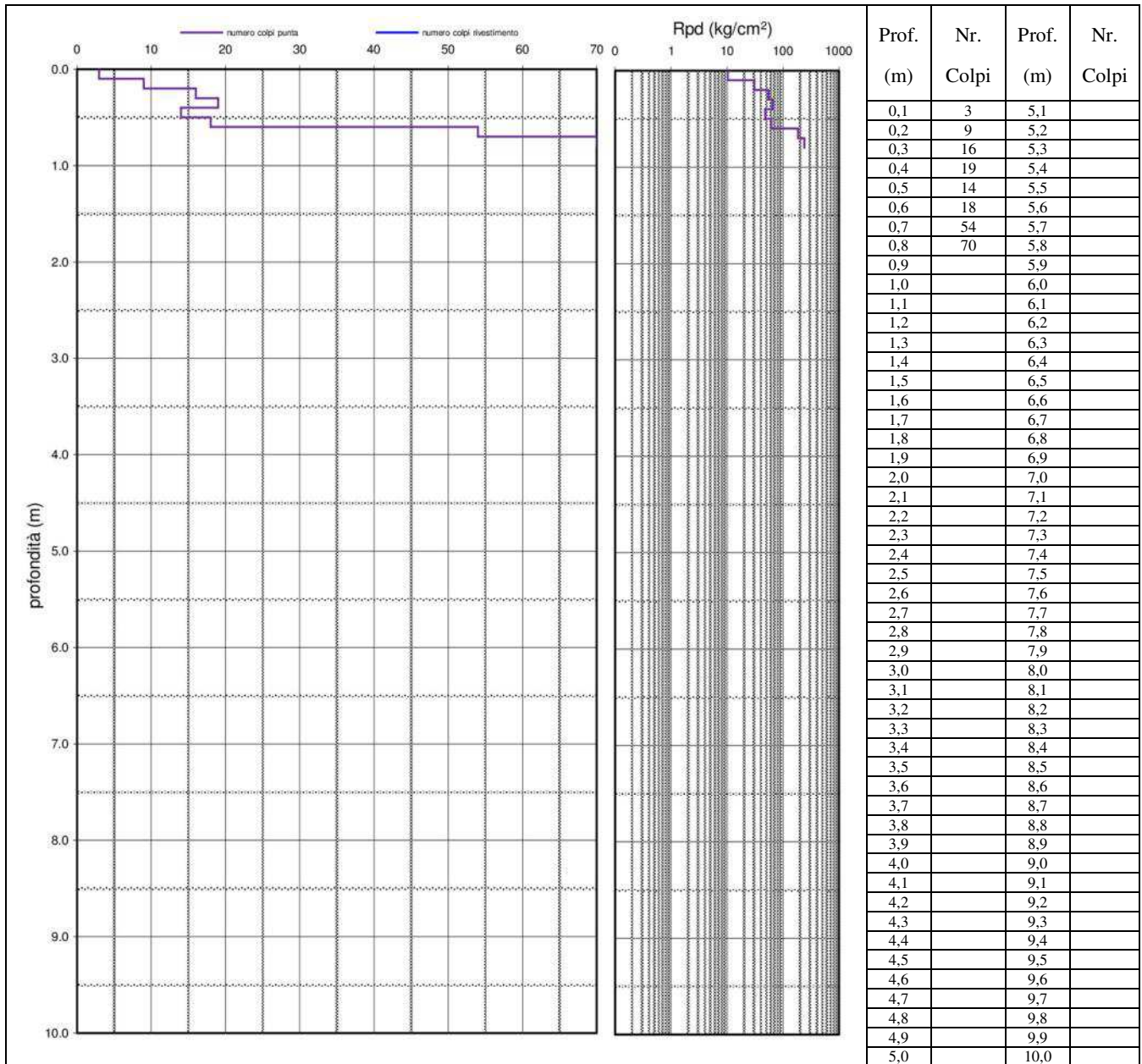
**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI**

	Nspt	Base strato (m)	Dr (%)	ϕ (°)	Cu (MPa)	E (MPa)	Ed (MPa)	γ_{nat} (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	σ	Classificazione AGI
1	14,14	0,90	61,83	31,24	---	16,43	9,91	19,02	20,59	0,33	MODERATAMENTE ADDENSATO

PROVA ...2

Strumento utilizzato
 Prova eseguita in data
 Profondità prova
 Falda non rilevata

Sunda DL30
 8/10/2019
 0,8 mt

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI**

	Nspt	Base strato (m)	Dr (%)	ϕ (°)	Cu (MPa)	E (MPa)	Ed (MPa)	γ_{nat} (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	σ	Classificazione AGI
1	15,2	0,70	62,96	31,56	---	17,66	10,37	19,22	20,69	0,32	MODERATAMENTE ADDENSATO

ALLEGATO 2

**CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDA-
ZIONI SUPERFICIALI**

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	0.8 m
Lunghezza fondazione	6.0 m
Profondità piano di posa	3.0 m
Altezza di incastro	0.0 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.109
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0218

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria
1.0	19.11	20.63	31.21	0.0	0.0	17070.0	10110.0	0.33	0.0	0.0
9.0	24.0	24.0	45.6	410.0	0.0	35000.0	18110.0	0.29	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume co-pertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Co-ef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 3254630.0 kN/m³**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	148.5
Fattore [Nc]	144.45
Fattore [Ng]	301.25
Fattore forma [Sc]	1.1
Fattore profondità [Dc]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.1
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.96
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	81938.89 kN/m ²
Resistenza di progetto	35625.61 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	148.5
Fattore [Nc]	144.45
Fattore [Ng]	301.25
Fattore forma [Sc]	1.1
Fattore profondità [Dc]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.1
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.96
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.99

Carico limite	81365.76 kN/m ²
Resistenza di progetto	35376.42 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	150.0 kN/m ²
Spessore strato	0.0 m
Profondità substrato roccioso	0.0 m
Modulo Elastico	35000.0 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.29

Coefficiente di influenza I1	0.68
Coefficiente di influenza I2	0.11
Coefficiente di influenza Is	0.74

Cedimento al centro della fondazione	1.75 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0.45
Coefficiente di influenza I2	0.14
Coefficiente di influenza Is	0.53
Cedimento al bordo	0.62 mm

ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE

Report elaborazioni

SSAP 4.9.9 - Slope Stability Analysis Program (1991,2018)

WWW.SSAP.EU

Build No. 11088

BY

Dr. Geol. LORENZO BORSELLI *,**

*UASLP, San Luis Potosi, Mexico

e-mail: lborselli@gmail.com

CV e WEB page personale: WWW.LORENZO-BORSELLI.EU

** Gia' Ricercatore CNR-IRPI fino a Luglio 2011

Ultima Revisione struttura tabelle del report: 6 aprile 2019

File report: C:\Users\Andrea\Desktop\Desktop\DATISERVER\Andrea\Lavori\2019\53-19_Pasinetti_Predore\SSAP\output\relazione.txt

Data: 18/11/2019

Localita' : Predore

Descrizione:

Modello pendio: modello.mod

----- PARAMETRI DEL MODELLO DEL PENDIO -----

__ PARAMETRI GEOMETRICI - Coordinate X Y (in m) __

SUP T.		SUP 2		SUP 3		SUP 4	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0.00	3.28	0.00	3.28	20.40	13.95	-	-
0.00	4.40	5.70	6.12	21.40	14.46	-	-
5.22	7.00	10.23	8.80	26.98	18.12	-	-
9.96	9.80	12.21	9.80	33.10	20.88	-	-
12.21	9.80	9.96	9.80	37.31	22.63	-	-
20.40	9.80	5.22	7.00	41.83	26.24	-	-
20.40	13.95	0.00	4.40	46.03	28.14	-	-
20.40	15.00	-	-	50.66	31.90	-	-
26.50	19.00	-	-	52.50	32.90	-	-
32.70	21.80	-	-	50.30	32.90	-	-
36.80	23.50	-	-	45.50	29.00	-	-
41.30	27.10	-	-	41.30	27.10	-	-
45.50	29.00	-	-	36.80	23.50	-	-
50.30	32.90	-	-	32.70	21.80	-	-
52.50	32.90	-	-	26.50	19.00	-	-
54.27	34.01	-	-	20.40	15.00	-	-

ASSENZA DI FALDA

----- PARAMETRI GEOMECCANICI -----

	fi`	C`	Cu	Gamm	Gamm_sat	STR_IDX	sgci	GSI	mi	D	
STRATO 1	0.00	0.00	0.00	0.00	24.00	24.00	1000.000	170.00	76.00	8.00	0.50
STRATO 2	25.86	20.00	0.00	0.00	19.11	20.63	2.294	0.00	0.00	0.00	0.00
STRATO 3	25.86	20.00	0.00	0.00	19.11	20.63	2.294	0.00	0.00	0.00	0.00

LEGENDA: fi` _____ Angolo di attrito interno efficace(in gradi)

C` _____ Coesione efficace (in Kpa)

Cu _____ Resistenza al taglio Non drenata (in Kpa)

Gamm _____ Peso di volume terreno fuori falda (in KN/m^3)

Gamm_sat _____ Peso di volume terreno immerso (in KN/m^3)

STR_IDX _____ Indice di resistenza (usato in solo in 'SNIFF SEARCH) (adimensionale)

---- SOLO Per AMMASSI ROCCIOSI FRATTURATI - Parametri Criterio di Rottura di Hoek (2002)-

sigci _____ Resistenza Compressione Uniassiale Roccia Intatta (in MPa)

GSI _____ Geological Strenght Index ammasso(adimensionale)

mi _____ Indice litologico ammasso(adimensionale)

D _____ Fattore di disturbo ammasso(adimensionale)

Fattore di riduzione NTC2018 gammaPHI=1.25 e gammaC=1.25 - DISATTIVATO (solo per ROCCE)

Uso CRITERIO DI ROTTURA Hoek et al.(2002,2006) - non-lineare - Generalizzato secondo Lei et al.(2016)

----- INFORMAZIONI GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM -----

*** PARAMETRI PER LA GENERAZIONE DELLE SUPERFICI

METODO DI RICERCA: CONVEX RANDOM - Chen (1992)

FILTRAGGIO SUPERFICI : ATTIVATO

COORDINATE X1,X2,Y OSTACOLO :

0.00 0.00 0.00

LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI (m):

2.2 (+/-) 50%

INTERVALLO ASCISSE RANDOM STARTING POINT (Xmin .. Xmax):

1.09 22.00

LIVELLO MINIMO CONSIDERATO (Ymin):

0.00

INTERVALLO ASCISSE AMMESSO PER LA TERMINAZIONE (Xmin .. Xmax): 15.00 53.18

*** TOTALE SUPERFICI GENERATE : 1000

----- INFORMAZIONI PARAMETRI DI CALCOLO -----

METODO DI CALCOLO : MORGENSTERN - PRICE (Morgenstern & Price, 1965)

COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO Kh : 0.0430

COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO Kv (assunto Positivo): 0.0215

COEFFICIENTE $c=Kv/Kh$ UTILIZZATO : 0.5000

FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE IN TESTA (kN/m): 0.00

FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE ALLA BASE (kN/m): 0.00

N.B. Le forze orizzontali addizionali in testa e alla base sono poste uguali a 0 durante le tutte le verifiche globali.

I valori >0 impostati dall'utente sono utilizzati solo in caso di verifica singola

----- RISULTATO FINALE ELABORAZIONI -----

* DATI RELATIVI ALLE 10 SUPERFICI GENERATE CON MINOR Fs *

Fattore di sicurezza (FS)	2.6975	- Min. -	X	Y	Lambda= 1.5000
	20.40		14.05		
	21.11		14.48		
	21.48		14.70		
	21.75		14.86		
	21.99		15.00		
	22.20		15.13		
	22.41		15.26		
	22.62		15.39		
	22.83		15.51		
	23.04		15.64		
	23.25		15.77		
	23.46		15.90		
	23.68		16.03		
	23.89		16.15		
	24.10		16.28		
	24.31		16.41		
	24.53		16.54		
	24.74		16.68		
	24.95		16.81		
	25.16		16.94		
	25.37		17.08		
	25.58		17.22		
	25.71		17.31		
	25.71		18.48		

Fattore di sicurezza (FS)	3.7989	- N.2 --	X	Y	Lambda= 0.7420
	20.83		15.28		
	21.75		15.54		
	22.20		15.67		
	22.52		15.77		
	22.79		15.87		
	23.05		15.97		
	23.29		16.08		
	23.54		16.20		
	23.80		16.33		
	24.09		16.49		
	24.36		16.63		
	24.62		16.78		
	24.88		16.93		
	25.14		17.08		
	25.39		17.23		
	25.65		17.38		
	25.91		17.54		
	26.18		17.71		
	26.44		17.88		
	26.71		18.04		
	26.97		18.21		
	27.23		18.37		
	27.23		19.33		

Fattore di sicurezza (FS)	3.9314	- N.3 --	X	Y	Lambda= 0.7511
	21.64		15.82		
	22.61		16.11		

23.09	16.26
23.42	16.38
23.71	16.48
23.99	16.59
24.25	16.70
24.52	16.83
24.80	16.96
25.09	17.11
25.38	17.25
25.65	17.40
25.92	17.55
26.19	17.70
26.46	17.86
26.73	18.02
27.01	18.19
27.29	18.37
27.57	18.55
27.85	18.72
28.01	18.82
28.01	19.68

Fattore di sicurezza (FS) 3.9588 - N.4 -- X Y Lambda= 0.8452

20.40	14.68
20.97	14.94
21.27	15.07
21.48	15.17
21.67	15.26
21.84	15.34
22.01	15.42
22.18	15.49
22.35	15.57
22.52	15.65
22.69	15.73
22.85	15.81
23.02	15.89
23.19	15.97
23.36	16.05
23.53	16.13
23.71	16.22
23.89	16.31
24.06	16.40
24.22	16.50
24.38	16.60
24.54	16.71
24.70	16.82
24.86	16.95
24.97	17.04
24.97	17.99

Fattore di sicurezza (FS) 4.0949 - N.5 -- X Y Lambda= 0.8276

20.40	14.78
21.07	15.07
21.42	15.23
21.66	15.34
21.88	15.44
22.08	15.53
22.28	15.62
22.47	15.71
22.67	15.80
22.88	15.90
23.07	16.00
23.27	16.09
23.46	16.19
23.66	16.30
23.85	16.40
24.05	16.51
24.25	16.62
24.46	16.74
24.65	16.86
24.85	16.97
25.04	17.09
25.24	17.22
25.43	17.34
25.63	17.47
25.75	17.56

25.75 18.51

Fattore di sicurezza (FS) 4.1791 - N.6 -- X Y Lambda= 0.7230
21.84 15.95
22.65 16.16
23.04 16.26
23.32 16.35
23.55 16.43
23.78 16.51
23.99 16.60
24.21 16.70
24.44 16.82
24.69 16.95
24.93 17.07
25.15 17.20
25.38 17.33
25.60 17.46
25.82 17.59
26.04 17.73
26.27 17.88
26.50 18.04
26.74 18.19
26.97 18.35
27.20 18.50
27.20 19.31

Fattore di sicurezza (FS) 4.3603 - N.7 -- X Y Lambda= 0.7925
21.38 15.64
22.39 16.00
22.89 16.19
23.24 16.32
23.55 16.45
23.83 16.58
24.10 16.72
24.38 16.86
24.67 17.02
24.97 17.19
25.27 17.36
25.56 17.53
25.85 17.70
26.14 17.86
26.43 18.03
26.71 18.20
27.00 18.36
27.29 18.53
27.58 18.70
27.87 18.87
28.16 19.04
28.16 19.75

Fattore di sicurezza (FS) 4.4599 - N.8 -- X Y Lambda= 0.8669
20.78 15.25
21.79 15.69
22.31 15.92
22.68 16.08
23.00 16.23
23.30 16.37
23.59 16.51
23.88 16.66
24.18 16.81
24.48 16.96
24.78 17.12
25.07 17.27
25.37 17.42
25.67 17.57
25.97 17.73
26.26 17.88
26.56 18.03
26.86 18.19
27.15 18.34
27.45 18.50
27.74 18.65
28.04 18.81
28.33 18.97

28.50 19.06
28.50 19.90

Fattore di sicurezza (FS) 4.8178 - N.9 -- X Y Lambda= 0.9375
20.40 14.94
21.41 15.45
21.93 15.72
22.30 15.91
22.64 16.08
22.94 16.24
23.24 16.39
23.53 16.54
23.83 16.70
24.13 16.85
24.43 17.00
24.73 17.16
25.03 17.31
25.32 17.46
25.62 17.62
25.92 17.77
26.23 17.93
26.52 18.08
26.82 18.24
27.12 18.39
27.42 18.55
27.71 18.71
28.01 18.87
28.31 19.04
28.31 19.82

Fattore di sicurezza (FS) 4.8548 - N.10 -- X Y Lambda= 0.8177
21.16 15.50
22.37 16.09
23.01 16.40
23.45 16.62
23.86 16.82
24.22 17.00
24.58 17.17
24.94 17.35
25.30 17.52
25.66 17.70
26.02 17.88
26.38 18.05
26.74 18.23
27.09 18.40
27.45 18.58
27.81 18.76
28.17 18.93
28.53 19.11
28.89 19.28
29.25 19.46
29.61 19.64
29.97 19.81
30.33 19.99
30.52 20.08
30.52 20.82

----- ANALISI DEFICIT DI RESISTENZA -----
DATI RELATIVI ALLE 10 SUPERFICI GENERATE CON MINOR FS *
Analisi Deficit in riferimento a FS(progetto) = 1.200

Sup N.	FS	FTR(kN/m)	FTA(kN/m)	Bilancio(kN/m)	ESITO
1	2.697	169.8	62.9	94.2	Surplus
2	3.799	187.8	49.4	128.5	Surplus
3	3.931	185.0	47.1	128.5	Surplus
4	3.959	132.0	33.3	92.0	Surplus
5	4.095	152.6	37.3	107.9	Surplus
6	4.179	154.0	36.9	109.8	Surplus
7	4.360	190.2	43.6	137.9	Surplus
8	4.460	214.4	48.1	156.7	Surplus
9	4.818	216.1	44.8	162.2	Surplus
10	4.855	255.3	52.6	192.2	Surplus

Esito analisi: SURPLUS di RESISTENZA!

Valore minimo di SURPLUS di RESISTENZA (kN/m): 92.0

Note: FTR --> Forza totale Resistente lungo la superficie di scivolamento
FTA --> Forza totale Agente lungo la superficie di scivolamento

IMPORTANTE! : Il Deficit o il Surplus di resistenza viene espresso in kN per metro di LARGHEZZA rispetto al fronte della scarpata

TABELLA PARAMETRI CONCI DELLA SUPERFICIE INDIVIDUATA CON MINOR FS

X (m)	dx (m)	alpha (°)	W (kN/m)	ru (-)	U (kPa)	phi' (°)	(c',Cu) (kPa)
20.400	0.128	31.06	2.39	0.00	0.00	25.86	20.00
20.528	0.128	31.06	2.40	0.00	0.00	25.86	20.00
20.657	0.128	31.06	2.42	0.00	0.00	25.86	20.00
20.785	0.128	31.06	2.44	0.00	0.00	25.86	20.00
20.913	0.128	31.06	2.46	0.00	0.00	25.86	20.00
21.042	0.070	31.06	1.35	0.00	0.00	25.86	20.00
21.112	0.128	31.06	2.48	0.00	0.00	25.86	20.00
21.240	0.128	31.06	2.50	0.00	0.00	25.86	20.00
21.368	0.032	31.06	0.62	0.00	0.00	25.86	20.00
21.400	0.082	31.06	1.62	0.00	0.00	25.86	20.00
21.482	0.128	31.06	2.53	0.00	0.00	25.86	20.00
21.611	0.128	31.06	2.55	0.00	0.00	25.86	20.00
21.739	0.008	31.06	0.15	0.00	0.00	25.86	20.00
21.747	0.128	31.06	2.57	0.00	0.00	25.86	20.00
21.875	0.110	31.06	2.22	0.00	0.00	25.86	20.00
21.985	0.128	31.06	2.60	0.00	0.00	25.86	20.00
22.114	0.083	31.06	1.68	0.00	0.00	25.86	20.00
22.196	0.128	31.06	2.63	0.00	0.00	25.86	20.00
22.325	0.084	31.06	1.73	0.00	0.00	25.86	20.00
22.408	0.128	31.06	2.66	0.00	0.00	25.86	20.00
22.537	0.083	31.06	1.73	0.00	0.00	25.86	20.00
22.620	0.128	31.06	2.69	0.00	0.00	25.86	20.00
22.748	0.084	31.06	1.76	0.00	0.00	25.86	20.00
22.832	0.128	31.07	2.71	0.00	0.00	25.86	20.00
22.960	0.082	31.07	1.74	0.00	0.00	25.86	20.00
23.042	0.128	31.12	2.74	0.00	0.00	25.86	20.00
23.171	0.083	31.12	1.79	0.00	0.00	25.86	20.00
23.254	0.128	31.17	2.77	0.00	0.00	25.86	20.00
23.382	0.068	31.17	1.47	0.00	0.00	25.86	20.00
23.450	0.015	31.17	0.32	0.00	0.00	25.86	20.00
23.465	0.128	31.23	2.80	0.00	0.00	25.86	20.00
23.593	0.083	31.23	1.82	0.00	0.00	25.86	20.00
23.676	0.128	31.28	2.82	0.00	0.00	25.86	20.00
23.805	0.082	31.28	1.82	0.00	0.00	25.86	20.00
23.887	0.128	31.34	2.85	0.00	0.00	25.86	20.00
24.015	0.084	31.34	1.87	0.00	0.00	25.86	20.00
24.099	0.128	31.39	2.87	0.00	0.00	25.86	20.00
24.228	0.084	31.39	1.90	0.00	0.00	25.86	20.00
24.312	0.128	31.45	2.90	0.00	0.00	25.86	20.00
24.440	0.086	31.45	1.96	0.00	0.00	25.86	20.00
24.527	0.128	31.50	2.92	0.00	0.00	25.86	20.00
24.655	0.088	31.50	2.01	0.00	0.00	25.86	20.00
24.743	0.128	32.08	2.94	0.00	0.00	25.86	20.00
24.871	0.082	32.08	1.88	0.00	0.00	25.86	20.00
24.953	0.128	32.68	2.95	0.00	0.00	25.86	20.00
25.082	0.080	32.68	1.84	0.00	0.00	25.86	20.00
25.162	0.128	33.29	2.96	0.00	0.00	25.86	20.00
25.290	0.078	33.29	1.80	0.00	0.00	25.86	20.00
25.368	0.128	33.88	2.95	0.00	0.00	25.86	20.00
25.496	0.081	33.88	1.86	0.00	0.00	25.86	20.00
25.577	0.128	34.48	2.94	0.00	0.00	25.86	20.00

LEGENDA SIMBOLI

X(m) : Ascissa sinistra concio
dx(m) : Larghezza concio
alpha(°) : Angolo pendenza base concio
W(kN/m) : Forza peso concio
ru(-) : Coefficiente locale pressione interstiziale
U(kPa) : Pressione totale dei pori base concio

phi'(°) : Angolo di attrito efficace base concio
 c'/Cu (kPa) : Coesione efficace o Resistenza al taglio in condizioni non drenate

TABELLA DIAGRAMMA DELLE FORZE DELLA SUPERFICIE INDIVIDUATA CON MINOR FS

X (m)	ht (m)	yt (m)	yt' (-)	E(x) (kN/m)	T(x) (kN/m)	E' (kN)	rho(x) (-)	FS_qFEM (-)	FS_srmFEM (-)		
20.400	0.000	14.050	1.567	0.0000000000E+000	0.0000000000E+000	0.0000000000E+000	1.4646562224E+000	0.090	5.317		
5.142											
20.528	0.241	14.368	1.567	1.6824856570E-001	2.4743128698E-003	1.1577148667E+000	0.090	5.317	5.142		
20.657	0.248	14.452	0.735	2.9711106353E-001	2.4276770434E-002	8.8474462207E-001	0.090	3.598	3.454		
20.785	0.275	14.557	0.786	3.9530569624E-001	1.0656420751E-001	6.6602729216E-001	0.090	3.213	3.112		
20.913	0.295	14.654	0.772	4.6803750043E-001	2.0459325490E-001	4.6660591859E-001	0.090	2.989	2.914		
21.042	0.318	14.755	0.791	5.1505347241E-001	3.3291874944E-001	2.7792150716E-001	0.090	2.906	2.855		
21.112	0.332	14.811	0.787	5.3114035886E-001	4.1144620083E-001	2.1030907543E-001	0.090	2.881	2.839		
21.240	0.355	14.911	0.735	5.5359052251E-001	5.5133332744E-001	1.6008468644E-001	0.090	2.845	2.817		
21.368	0.366	15.000	0.706	5.7222381802E-001	6.6349506469E-001	1.8785800767E-001	0.090	2.821	2.802		
21.400	0.372	15.024	0.700	5.7851566602E-001	6.8970392748E-001	1.9604249946E-001	0.091	2.814	2.798		
21.482	0.377	15.080	0.650	5.9416780782E-001	7.4440332295E-001	2.0509865182E-001	0.098	2.798	2.788		
21.611	0.382	15.161	0.628	6.2351784516E-001	8.0673302695E-001	2.3822533719E-001	0.106	2.775	2.772		
21.739	0.384	15.241	0.625	6.5530495422E-001	8.5881505059E-001	2.7795741975E-001	0.112	2.751	2.756		
21.747	0.385	15.246	0.637	6.5745366016E-001	8.6222670086E-001	2.7803121949E-001	0.112	2.749	2.755		
21.875	0.389	15.327	0.616	6.8940845456E-001	9.0990275367E-001	2.3102311989E-001	0.117	2.726	2.739		
21.985	0.388	15.393	0.661	7.1320286972E-001	9.4619104052E-001	2.2144882363E-001	0.121	2.708	2.726		
22.114	0.403	15.485	0.677	7.4250114210E-001	9.9416627773E-001	1.9493592616E-001	0.127	2.684	2.708		
22.196	0.404	15.536	0.623	7.5681675752E-001	1.0182084070E+000	1.6580748136E-001	0.129	2.672	2.698		
22.325	0.407	15.617	0.618	7.7656589712E-001	1.0521481145E+000	1.5862336095E-001	0.132	2.654	2.684		
22.408	0.407	15.667	0.631	7.8735399554E-001	1.0710706009E+000	1.2355055000E-001	0.134	2.644	2.675		
22.537	0.413	15.750	0.631	8.0220979784E-001	1.0982443523E+000	9.7007676948E-002	0.137	2.628	2.661		
22.620	0.413	15.801	0.631	8.0926749287E-001	1.1122089525E+000	7.7740930382E-002	0.138	2.619	2.653		
22.748	0.419	15.884	0.631	8.1783745654E-001	1.1314077890E+000	5.0445862462E-002	0.139	2.606	2.639		
22.832	0.419	15.934	0.631	8.2116464600E-001	1.1403917451E+000	3.1239569780E-002	0.140	2.598	2.632		
22.960	0.425	16.017	0.631	8.2348723569E-001	1.1506979349E+000	3.1698268587E-003	0.140	2.586	2.619		
23.042	0.425	16.067	0.669	8.2296368367E-001	1.1540764805E+000	-2.0975910794E-002	0.140	2.579	2.612		
23.171	0.439	16.158	0.677	8.1734361637E-001	1.1543990812E+000	-5.2850927582E-002	0.139	2.568	2.598		
23.254	0.441	16.210	0.625	8.1246147999E-001	1.1521910228E+000	-6.5524689951E-002	0.139	2.562	2.592		
23.382	0.443	16.290	0.589	8.0270537188E-001	1.1456392106E+000	-7.9041073649E-002	0.137	2.555	2.582		
23.450	0.438	16.326	0.506	7.9722771966E-001	1.1412090301E+000	-7.9815309571E-002	0.136	2.552	2.579		
23.465	0.435	16.332	0.548	7.9604866562E-001	1.1401533359E+000	-8.2938393137E-002	0.136	2.551	2.578		
23.593	0.429	16.404	0.573	7.8173430834E-001	1.1262633516E+000	-1.2501923321E-001	0.133	2.546	2.570		
23.676	0.428	16.453	0.669	7.7059687228E-001	1.1142055694E+000	-1.5179860143E-001	0.132	2.543	2.564		
23.805	0.442	16.546	0.701	7.4755075468E-001	1.0871345108E+000	-1.8425517110E-001	0.128	2.537	2.554		
23.887	0.448	16.601	0.661	7.3212542558E-001	1.0681581520E+000	-1.9394193212E-001	0.125	2.535	2.548		
24.015	0.453	16.685	0.634	7.0590024222E-001	1.0353504923E+000	-2.0614635092E-001	0.121	2.531	2.539		
24.099	0.453	16.736	0.635	6.8846897290E-001	1.0139728847E+000	-2.1818078950E-001	0.118	2.530	2.534		
24.228	0.459	16.820	0.634	6.5834297068E-001	9.7825331450E-001	-2.2078102192E-001	0.113	2.527	2.526		
24.312	0.458	16.871	0.629	6.4049213076E-001	9.5740772916E-001	-2.0478722966E-001	0.111	2.526	2.521		
24.440	0.463	16.953	0.619	6.1553974977E-001	9.2463570353E-001	-1.5071115052E-001	0.106	2.524	2.514		
24.527	0.460	17.003	0.588	6.0505836593E-001	9.0210110349E-001	-8.9318804976E-002	0.103	2.521	2.510		
24.655	0.457	17.080	0.553	5.9967618833E-001	8.4922009478E-001	3.7640955308E-003	0.097	2.514	2.503		
24.743	0.447	17.123	0.477	6.0275721972E-001	7.9602905217E-001	5.0768195789E-002	0.090	2.507	2.500		
24.871	0.426	17.183	0.435	6.1221445799E-001	6.7005866437E-001	4.3536886021E-002	0.090	2.499	2.496		
24.953	0.406	17.214	0.391	6.1420347300E-001	5.7377396573E-001	-2.6169257695E-002	0.090	2.495	2.495		
25.082	0.375	17.265	0.394	6.0070754053E-001	3.9482532341E-001	-2.2836464750E-001	0.090	2.496	2.495		
25.162	0.355	17.296	0.437	5.7634267551E-001	2.9582522514E-001	-4.1372167930E-001	0.090	2.499	2.496		
25.290	0.330	17.356	0.452	5.0085155404E-001	1.5707833166E-001	-6.2054079264E-001	0.090	2.508	2.498		
25.368	0.313	17.390	0.526	4.5089482593E-001	9.4800864709E-002	-7.9963232880E-001	0.090	2.516	2.500		
25.496	0.301	17.465	0.536	3.1463704304E-001	2.3289400674E-002	-1.0100418628E+000	0.090	2.538	2.504		
25.577	0.285	17.502	0.536	2.3561947827E-001	1.0651567362E-002	-1.3093397397E+000	0.090	2.521	2.506		

LEGENDA SIMBOLI

- X(m) : Ascissa sinistra concio
- ht(m) : Altezza linea di thrust da nodo sinistro base concio
- yt(m) : coordinata Y linea di trust
- yt'(-) : gradiente pendenza locale linea di trust
- E(x)(kN/m) : Forza Normale interconcio
- T(x)(kN/m) : Forza Tangenziale interconcio
- E' (kN) : derivata Forza normale interconcio
- Rho(x) (-) : fattore mobilizzazione resistenza al taglio verticale interconcio ZhU et al.(2003)
- FS_qFEM(x)(-) : fattore di sicurezza locale stimato (locale in X) by qFEM
- FS_srmFEM(x)(-) : fattore di sicurezza locale stimato (locale in X) by SRM Procedure

TABELLA SFORZI DI TAGLIO DISTRIBUITI LUNGO SUPERFICIE INDIVIDUATA CON MINOR FS

X (m)	dx (m)	dl (m)	alpha (°)	TauStress (kPa)	TauF (kN/m)	TauStrength (kPa)	TauS (kN/m)
20.400	0.128	0.150	31.055	8.810	1.320	26.431	3.959
20.528	0.128	0.150	31.055	8.874	1.329	26.352	3.947
20.657	0.128	0.150	31.055	8.937	1.339	26.004	3.895
20.785	0.128	0.150	31.055	9.001	1.348	25.948	3.887
20.913	0.128	0.150	31.055	9.064	1.358	25.797	3.864
21.042	0.070	0.082	31.055	9.113	0.745	25.732	2.104
21.112	0.128	0.150	31.056	9.163	1.372	25.793	3.864
21.240	0.128	0.150	31.056	9.226	1.382	26.020	3.898
21.368	0.032	0.037	31.056	9.266	0.343	26.089	0.966
21.400	0.082	0.096	31.056	9.294	0.894	26.246	2.525
21.482	0.128	0.150	31.057	9.346	1.400	26.433	3.959
21.611	0.128	0.150	31.057	9.410	1.409	26.546	3.976
21.739	0.008	0.009	31.057	9.443	0.085	26.539	0.238
21.747	0.128	0.150	31.059	9.477	1.420	26.624	3.988
21.875	0.110	0.129	31.059	9.536	1.229	26.703	3.441
21.985	0.128	0.150	31.060	9.595	1.437	26.708	4.001
22.114	0.083	0.096	31.060	9.648	0.929	26.815	2.583
22.196	0.128	0.150	31.061	9.700	1.453	26.876	4.026
22.325	0.084	0.098	31.061	9.752	0.955	26.946	2.638
22.408	0.128	0.150	31.063	9.805	1.469	26.996	4.044
22.537	0.083	0.097	31.063	9.857	0.957	27.071	2.629
22.620	0.128	0.150	31.064	9.909	1.484	27.124	4.063
22.748	0.084	0.098	31.064	9.962	0.972	27.198	2.654
22.832	0.128	0.150	31.065	10.014	1.500	27.259	4.083
22.960	0.082	0.096	31.065	10.066	0.964	27.329	2.618
23.042	0.128	0.150	31.120	10.126	1.518	27.390	4.105
23.171	0.083	0.097	31.120	10.177	0.988	27.452	2.666
23.254	0.128	0.150	31.174	10.235	1.535	27.500	4.124
23.382	0.068	0.079	31.174	10.282	0.816	27.545	2.187
23.450	0.015	0.017	31.174	10.301	0.178	27.565	0.477
23.465	0.128	0.150	31.228	10.343	1.552	27.611	4.143
23.593	0.083	0.097	31.228	10.391	1.012	27.677	2.695
23.676	0.128	0.150	31.283	10.448	1.569	27.758	4.168
23.805	0.082	0.096	31.283	10.495	1.012	27.809	2.681
23.887	0.128	0.150	31.338	10.550	1.585	27.855	4.185
24.015	0.084	0.098	31.338	10.596	1.043	27.887	2.745
24.099	0.128	0.150	31.392	10.650	1.601	27.931	4.199
24.228	0.084	0.099	31.392	10.695	1.057	27.937	2.761
24.312	0.128	0.150	31.446	10.748	1.617	27.967	4.207
24.440	0.086	0.101	31.446	10.793	1.094	28.004	2.838
24.527	0.128	0.150	31.499	10.845	1.632	28.155	4.237
24.655	0.088	0.103	31.499	10.888	1.122	28.350	2.922
24.743	0.128	0.151	32.081	11.017	1.669	28.608	4.333
24.871	0.082	0.097	32.081	11.046	1.068	28.796	2.784
24.953	0.128	0.152	32.680	11.159	1.701	28.915	4.408
25.082	0.080	0.095	32.680	11.173	1.060	28.788	2.732
25.162	0.128	0.154	33.286	11.267	1.730	28.559	4.384
25.290	0.078	0.093	33.286	11.267	1.052	28.304	2.642
25.368	0.128	0.155	33.880	11.340	1.753	27.981	4.325
25.496	0.081	0.097	33.880	11.324	1.103	27.604	2.688
25.577	0.128	0.156	34.479	11.378	1.771	27.411	4.267

LEGENDA SIMBOLI

X(m) : Ascissa sinistra concio
dx(m) : Larghezza concio
dl(m) : lunghezza base concio
alpha(°) : Angolo pendenza base concio
TauStress(kPa) : Sforzo di taglio su base concio
TauF (kN/m) : Forza di taglio su base concio
TauStrength(kPa) : Resistenza al taglio su base concio
TauS (kN/m) : Forza resistente al taglio su base concio

Strato 1 -- Parametri di resistenza al taglio equivalenti dell'ammasso roccioso stimati secondo criterio di rottura non lineare Hoek et al.(2002)
CRITERIO DI ROTTURA Hoek et al.(2002,2006) - Generalizzato secondo Lei et al.(2016)
Fattore di riduzione NTC2018 gammaPHI=1.25 e gammaC=1.25 - DISATTIVATO

SigmaN'(kPa)	TauStrength(kPa)	Phi'(deg)	c'(kPa)
25.00	5760.43	56.80	5722.23
50.00	5817.01	56.70	5740.90
75.00	5817.01	56.70	5702.84

100.00	5873.85	56.60	5722.20
125.00	5930.95	56.50	5742.11
150.00	5930.95	56.50	5704.34
175.00	5988.30	56.40	5724.93
200.00	6045.91	56.30	5746.05
225.00	6045.91	56.30	5708.57
250.00	6103.77	56.20	5730.36
275.00	6103.77	56.20	5693.02
300.00	6161.90	56.10	5715.48
325.00	6220.28	56.00	5738.47
350.00	6220.28	56.00	5701.40
375.00	6278.92	55.90	5725.05
400.00	6337.83	55.80	5749.21
425.00	6337.83	55.80	5712.42
450.00	6396.99	55.70	5737.24
475.00	6456.41	55.60	5762.57
500.00	6456.41	55.60	5726.05
600.00	6636.24	55.31	5769.35
700.00	6757.44	55.12	5753.36
800.00	6879.68	54.92	5740.37
900.00	7065.03	54.64	5796.91
1000.00	7189.91	54.45	5790.80
1100.00	7315.86	54.26	5787.57
1200.00	7442.87	54.07	5787.21
1300.00	7570.95	53.88	5789.67
1400.00	7700.10	53.69	5794.93
1500.00	7895.85	53.41	5875.34
2000.00	8497.76	52.58	5883.57

STABILITÀ PLANARE IN ROCCIA

SCIVOLAMENTO LUNGO UN SINGOLO PIANO

Ipotesi di lavoro: Assenza di forze esterne (fronte superiore inclinato)

Dati d'ingresso:

Input Data File = planare.pf2

Slope Height = 4

Slope Face Angle = 90

Upper Slope Angle = 40

Cohesion = 16000

Friction Angle = 45.47

Discontinuity Angle = 46

Unit Weight of Rock = 24000

Unit Weight of Water = 9807

Crest Location = 0.00

Distance of Tension Crack from Crest = 1.00

Tension Crack Depth = 3.8

Dry Tension Crack

Discontinuity Length = 1.44

Risultati:

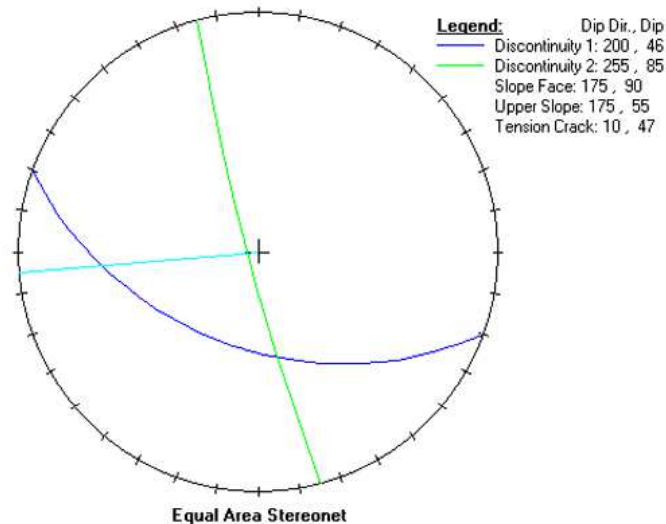
Weight of Rock Block = 93642.8

Factor of Safety = 1.324

STABILITÀ DI CUNEI ROCCIOSI

SCIVOLAMENTO PLANARE

Ipotesi di lavoro: Assenza di forze esterne (fronte superiore inclinato)



Dati d'ingresso:

Input Data File = cuneo.wf2

Rock Unit Weight = 24000

Unit Weight of Water = 9810

Slope Crest Height = 1.5

Slope face overhangs toe.

Discontinuity 1: Direction = 200, Dip = 46

Cohesion = 16000, Friction angle = 45.47

Discontinuity 2: Direction = 255, Dip = 85

Cohesion = 16000, Friction angle = 45.47

Slope Face: Direction = 175, Dip = 90

Upper Slope Face: Direction = 175, Dip = 55

Tension Crack: Direction = 10, Dip = 47

Tension Crack Location = .5

Risultati:

No Wedge Formed.