

Comune di Frassilongo
Provincia Autonoma di Trento

Committente:
Provincia Autonoma di Trento

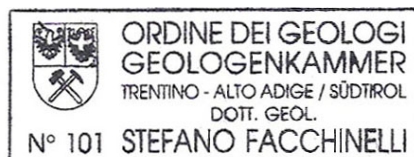
Progetto esecutivo in Somma Urgenza di rifacimento di un tratto del muro di monte sulla S.P. 135 Km 3 in località Roveda (Frassilongo – Val dei Mocheni, Trento)



RELAZIONE GEOLOGICA conforme NTC 2018
Indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito
(contiene la relazione sulla modellazione sismica)

RELAZIONE GEOTECNICA conforme NTC 2018
Caratterizzazione e modellazione geotecnica

dott. Stefano Facchinelli



Stefano Facchinelli

Novembre 2024

INDICE

1	<i>Premessa - relazione geologica</i>	3
2	<i>Ubicazione e geologia dell'area</i>	5
3	<i>Aspetti sismici</i>	14
4	<i>Terre e rocce da scavo</i>	16
5	<i>Incertezze nella ricostruzione del modello geologico</i>	16
6	<i>Conclusioni</i>	17
1	<i>Premessa - relazione geotecnica</i>	18
2	<i>Situazione stratigrafico - geotecnica dei terreni</i>	18
3	<i>Criteri geo esecutivi di massima dei lavori e verifiche</i>	24
3a	<i>Berlinese di sostegno del fronte</i>	24
3b	<i>Muro di sostegno</i>	27
3c	<i>Rete maccaferri</i>	27
4	<i>Conclusioni</i>	28

1 Premessa - relazione geologica

Su incarico e per conto della Provincia Autonoma di Trento, è stata effettuata una indagine geologica per il progetto esecutivo in Somma Urgenza di rifacimento di un tratto del muro di monte sulla S.P. 135 Km 3 in località Roveda (Frassilongo – Val dei Mocheni, Trento).

A maggio 2024 si è verificato uno scivolamento nella copertura sciolta del pendio a monte della muratura di sostegno in massi ciclopici della S.P., in un tratto in cui le altre opere in continuità con la scogliera sono in calcestruzzo armato e di altezza molto maggiore; lo scoscendimento, oltre ad aver determinato una parziale invasione della carreggiata con detrito, ha dissestato la muratura, provocando il crollo parziale della sua sommità nel settore ENE.



Foto 1.1 e 1.2: il muro prima e dopo il dissesto.

Le cause del fenomeno sono state le copiose piogge del mese di maggio 2024 e l'intrinseca fragilità del versante in esame, già sede di un movimento gravitativo piuttosto importante, con ogni probabilità (ri?)attivato dagli sbancamenti condotti nel 2013 per la costruzione del tratto di strada in esame.

Il progetto prevede il rifacimento del muro e la sistemazione del pendio immediatamente sovrastante (non la stabilizzazione del versante), mediante la realizzazione di una paratia "berlinese" provvisoria con due ordini di tiranti, volta a permettere di effettuare in sicurezza lo scavo necessario per la costruzione del nuovo contenimento, che ora sarà in cls armato, con altezza 5 m circa e lunghezza 20 m.

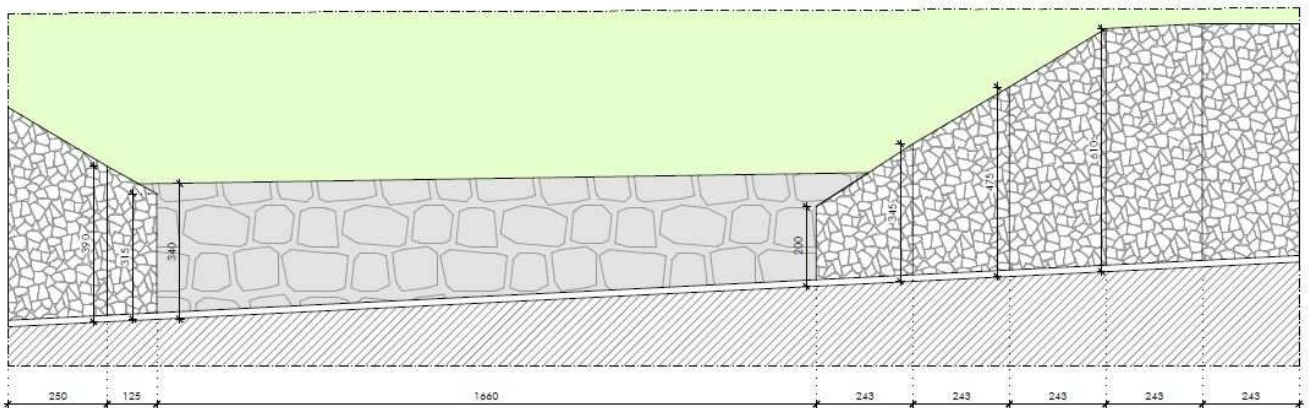
I lavori sono iniziati ad agosto 2024 e sono ancora in corso, ma quasi terminati.

La zona in oggetto ricade in aree variamente penalizzate dalla CSP ("Carta di Sintesi della Pericolosità") del PUP (vedi capitolo 2), mentre nulla di rilevante segnala la "Carta delle Risorse Idriche" del P.U.P. Variante 2018.

Nonostante le "penalità" che caratterizzano il sito, per la realizzazione delle opere in progetto NON è necessario effettuare lo "studio di compatibilità" – altrimenti previsto dalle NA della CSP del PUP – dato che i lavori sono volti alla riduzione del rischio.

La situazione stratigrafico – geotecnica dei terreni costituenti il sottosuolo della zona è stata ricostruita sulla base dei dati bibliografici disponibili, dei risultati del rilievo di superficie, di indagini che lo scrivente ha effettuato in passato lungo l’area e di quanto portato alla luce dagli scavi fino ad ora condotti per la realizzazione delle opere in progetto.

I sopralluoghi sul sito, la sorveglianza geologica dei lavori e la stesura del presente rapporto sono stati effettuati dallo scrivente, dott. geol. Stefano Facchinelli, nel periodo luglio – novembre 2024.



PROSPETTO MURI Scala 1:100
 STATO DI PROGETTO - PROPOSTA DI INTERVENTO B

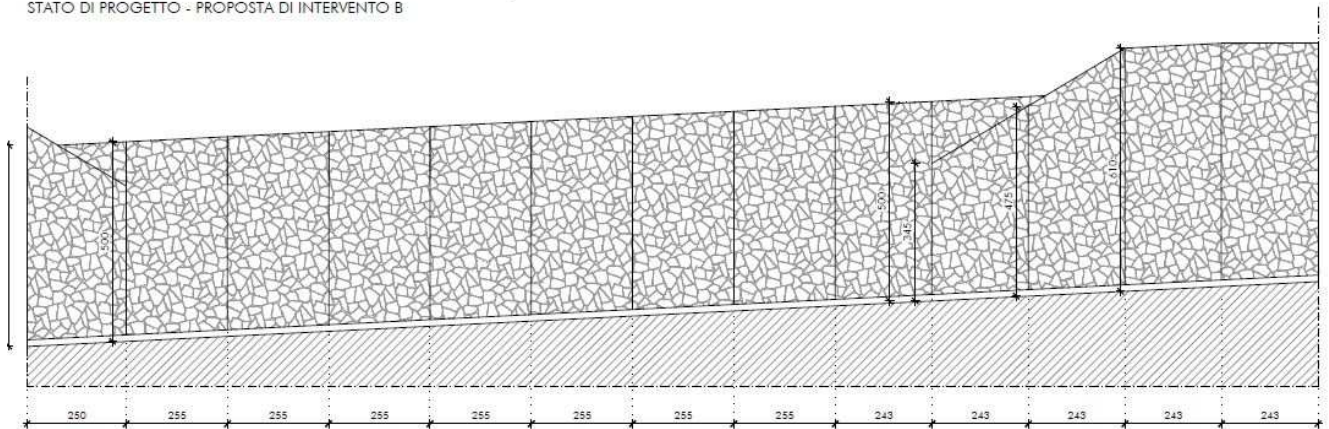


Fig. 1.1: prospetti vecchia scogliera in massi ciclopici e nuovo muro in cls.

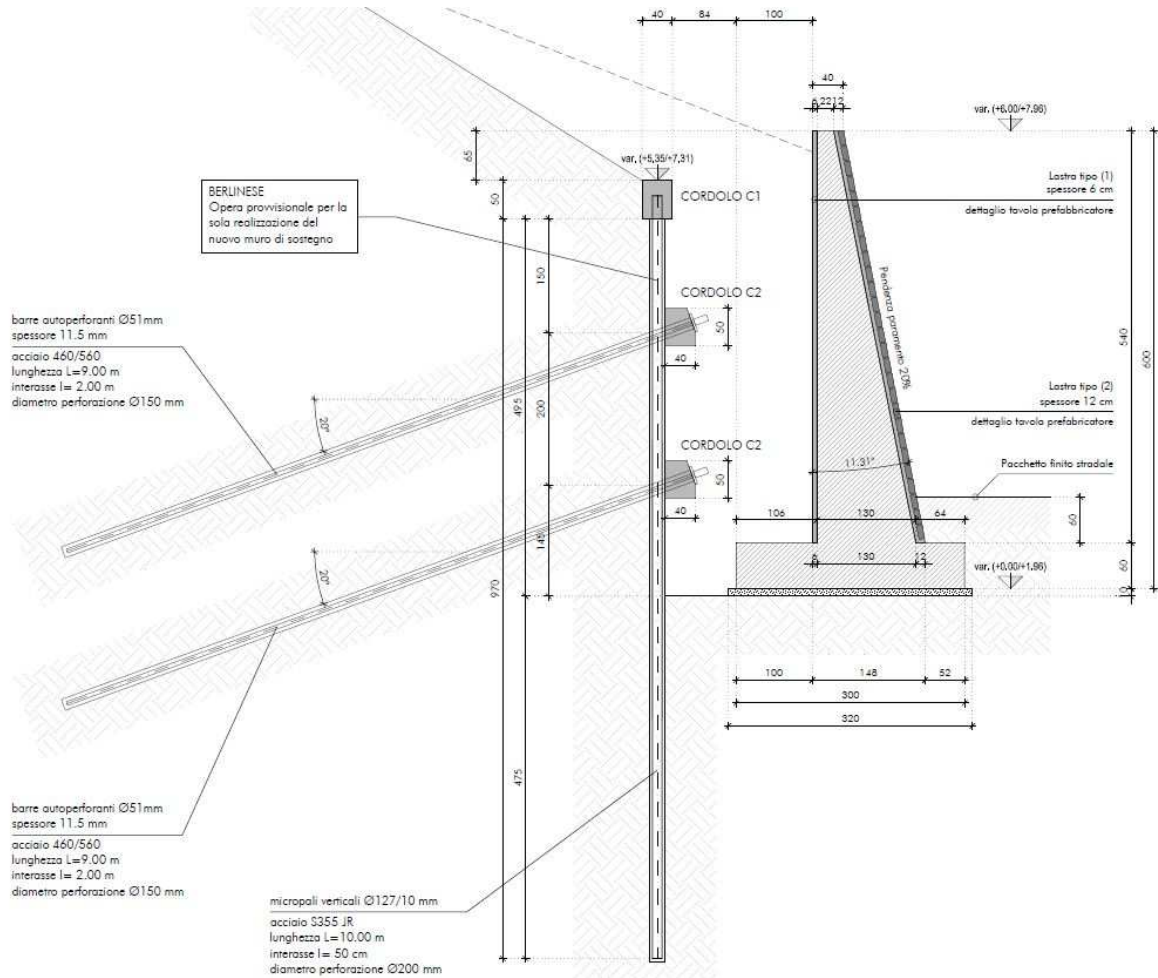


Fig. 1.2: sezione su berlinese e muro.

2 Ubicazione e geologia dell'area

La zona in oggetto¹ è sita in località Roveda di Frassilongo (Val dei Mocheni, Trento), ad una quota media di circa 1018 m sul medio mare (base muro); in particolare essa costituisce un tratto del pendio compreso fra il nuovo tracciato della S.P. 135 e la vecchia strada, laddove insistono un edificio e le sue pertinenze terrazzate.

Il pendio si pone in seno al fianco destro della valle del Rio Rigolor, affluente di sinistra del Torrente Fersina nei pressi della località Canezza, qui caratterizzato da una sommità modellata a ripiano dall'azione fluvio - glaciale quaternaria, su di cui ricade l'abitato di kamauz.

Alla scala dell'intervento in esame, dal rilievo LIDAR si ricava un'acclività media complessiva del pendio di circa 38° - 40°, con rotture di pendenza costituite dalla SP. 135, dal ripiano sovrastante in cui ricade l'edificio p.ed. 558 e poco più in quota dalla carreggiata della vecchia viabilità.

Lungo la rampa a monte della nuova strada, poco a OSO e a ENE del tratto in esame, si osserva affiorare la roccia, qui costituita da scisti quarzoso - sericitici.

¹ IN COPERTINA: foto aerea della località Roveda con ubicazione del sito di indagine..



Foto 2.1: la roccia metamorfica (scisti quarzoso sericitici) lungo la rampa stradale poco a monte (ENE) della zona in esame.

Quanto sopra descritto, i sopralluoghi in campo, le analisi LIDAR (fig. 2.1) ed i parametri di perforazione desunti a seguito della posa dei pali e dei tiranti della berlinese, evidenziano come in corrispondenza del pendio in oggetto vi sia una valletta parzialmente sepolta, con riempimento fluvio - glaciale e molto probabile circolazione idrica all'interfaccia roccia - copertura, perlomeno a seguito di periodi piovosi prolungati nel tempo o nel periodo del disgelo. In tale settore del versante anticamente si sono certamente verificati dei movimenti nella copertura, come si desume dalla "nicchia" di fig. 2.1, fino al raggiungimento di una configurazione di stabilità o di movimento molto lento. Lo scavo effettuato nel 2013 per la costruzione della viabilità ha probabilmente riattivato il fenomeno, che ha danneggiato l'edificio sovrastante. Per il pendio in oggetto si può ipotizzare la stratigrafia schematizzata in fig. 2.2.

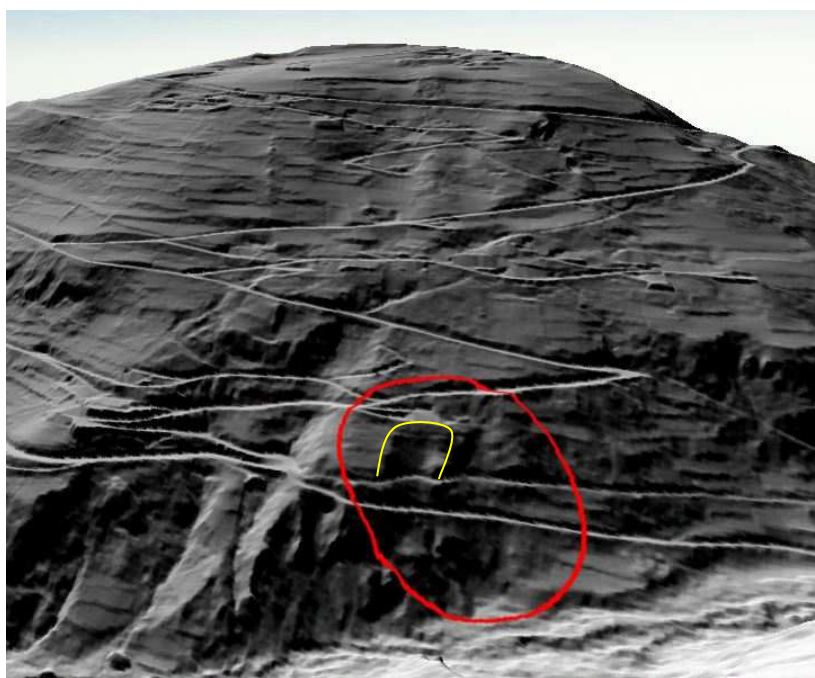


Fig. 2.1: vista DTM 3D da SSE sul versante in esame. In giallo l'evidente "nicchia" che caratterizza il pendio oggetto dei lavori. Forme simili sono visibili in altre parti del versante. La nicchia è presente già nel DTM del 2009.

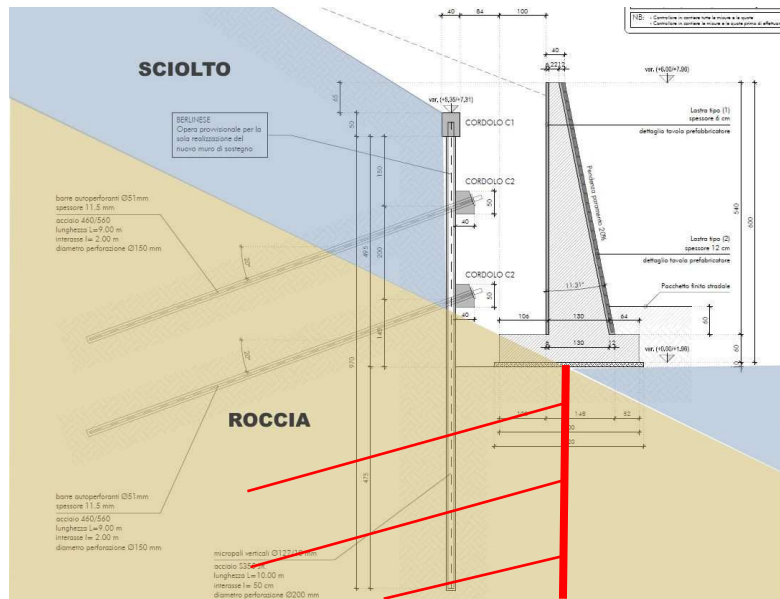


Fig. 2.2: stratigrafia del sottosuolo del pendio in esame ipotizzata sulla base dei dati di perforazione e dei rilievi di superficie e LIDAR. In corrispondenza della fondazione del muro dovrebbe esservi una berlinese di sostegno (rosso in figura) realizzata per sostenere il fronte durante i lavori di realizzazione della strada.

Questo tratto della SP 135 risulta pertanto sospesa sull'acclive pendio, nella configurazione di intervento schematizzata in fig. 2.2 e definita nel progetto originario come in fig. 2.3. Anche il muro di sostegno di valle della SP è qui fondato su micropali. Non risulta però che durante le perforazioni effettuate per la posa dei pali della berlinese siano stati intercettati i tiranti della sottostante paratia di contenimento.

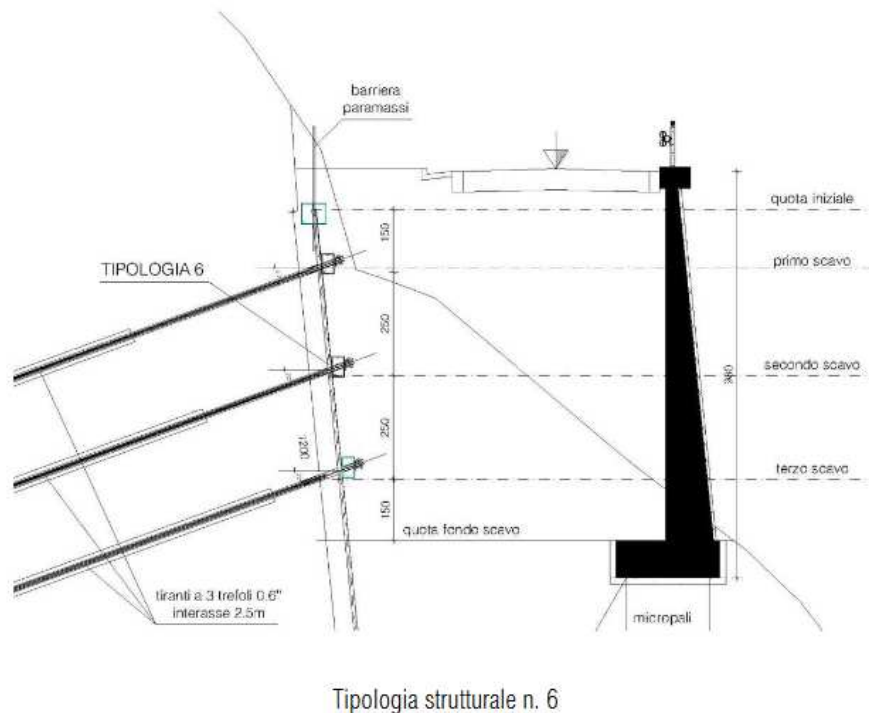


Fig. 2.3: "tipologia strutturale" n. 6 realizzata secondo il progetto durante la costruzione della S.P. in corrispondenza del settore di versante oggetto dell'attuale intervento. Il muro di valle è fondato su micropali.

E' pertanto evidente che è stato sufficiente lo scavo "libero" condotto in corrispondenza della scogliera a determinare, o forse a riattivare, il movimento nel pendio sovrastante.

Come anticipato in precedenza, l'edificio p.ed. 558 a monte della zona in esame lamenta significative lesioni a partire dai lavori di costruzione della SP 135 (2013?), con fessurazioni che – secondo i proprietari – si ampliano anche in occasione di periodi molto piovosi. Molto probabilmente si è manifestato lo scollamento della copertura sciolta sul tetto della roccia, complice la circolazione idrica che vi si instaura nei periodi piovosi o del disgelo.

Trattasi comunque di un dissesto i cui cinematismi "parossistici" si sono esplicitati in concomitanza dello scavo, per poi ridursi fino ad assumere valori di spostamento molto ridotti, se non nulli nei periodi di secca. Sebbene l'opera attuale non sia stata dimensionata al fine di contenere il versante sovrastante, ma solo per ripristinare il muro collassato, è indubbio che essa nel complesso (berlinese provvisoria, riempimento e muro) intercetta la superficie di rottura e di conseguenza costituisce involontariamente elemento stabilizzante.

Si ribadisce comunque che la committenza NON ha commissionato la stabilizzazione del versante, ma solo il rifacimento del muro (con sistemazione del pendio subito a monte), per il quale deve essere garantita la stabilità in relazione ai fenomeni locali che hanno dissestato la precedente struttura ed alle spinte del pendio non in condizioni di rottura generale.

La causa che ha determinato l'erosione concentrata del pendio a monte della scogliera ed il parziale collasso di questa è stata probabilmente il disordinato scorrimento a valle delle acque di pioggia intercettate dalla strada e dal pendio sovrastanti l'edificio, nonché delle venute sub sotterranee dalla base di un muro di sostegno del terrapieno a valle dell'edificio, con contributo delle pluviali intercettate dal tetto della casa e dai piazzali esterni. Risulta anche che la prima manifestazione del fenomeno, limitata al solo pendio, si sia avuta a novembre 2023, come risulta da un verbale del S.G. della PAT.

Dette acque hanno causato una "frana indotta da pioggia", in cui il rapporto fra la lunghezza della frana L e la profondità massima della rottura H è tipicamente > 10 .

E' ovvio pertanto che dovranno essere meglio regimate le acque provenienti dalle superfici impermeabili dell'area (cosa che per quanto riguarda l'edificio risulta effettuata), così come oltre alla realizzazione del muro dovrà avvenire il "tamponamento" della nicchia della frana (e ciò avverrà con la posa di materiale grossolano a partire dalla sommità del paramento), **che a parere dello scrivente è opportuno integrare con locale aggiunta di un rivestimento in rete in acciaio a doppia torsione accoppiata a geo rete, per una zona di 12 x 12 m circa (foto 2.2).**

Il rivestimento sarà opportuno poiché il materiale di riporto grossolano che sarà posato arriverà alla sommità del pendio con uno spessore non adeguato al contenimento del terreno denudato e non sarà pertanto sufficiente ad evitare la regressione del fenomeno erosivo – franoso locale.

La rete, nel caso venisse realizzata, verrà armata con funi in acciaio da 12 mm e resa solidale al versante con barre $24 \div 25$ mm e lunghezza indicativamente $L = 3 - 4$ m (da valutare in c.o.), autoperforanti poichè il materiale attraversato (sempre terreno sciolto) non sarà in grado di auto sostenersi. Anche questo intervento ovviamente non ha lo scopo di stabilizzare il versante, ma solo di impedire la regressione e la riattivazione del fenomeno locale che ha generato il dissesto oggetto di sistemazione.



Foto 2.2: vista sulla zona sommitale del versante, da dove ha avuto origine il dissesto, da rivestire con rete a doppia torsione in acciaio accoppiata con geo rete, armata con funi. Gli ancoraggi autoperforanti saranno indicativamente di lunghezza 3 – 4 m (da valutarsi in c.o.)

Il terreno sciolto sovrastante la roccia, visibile in affioramento nei tratti denudati del pendio, si presenta generalmente compatto, certamente coesivo e tessituralmente piuttosto eterogeneo, con zone ove esso si presenta "matrix supported" (con scheletro granulare disperso nella matrice, che ne regola le caratteristiche di resistenza) e altre dove è invece molto più grossolano, "clast supported".

E' evidente che il movimento che caratterizza il versante nel suo complesso è guidato dalle caratteristiche del terreno di interfaccia con la roccia, laddove la saturazione conseguente alla circolazione idrica ne annulla la coesione, che contribuisce alla resistenza al taglio del materiale.

Nella CSP del PUP il pendio oggetto dei lavori è considerato a pericolosità "media – P3" per crolli, mentre poco lateralmente detta penality diventa elevata P4. Ai crolli si sovrappone una penality "litogeomorfologica" "bassa – P2", che si incrementa a P3 ai lati del muro.

La penality "frane" interessa invece solo il pendio ad Ovest di quello in oggetto, con intensità elevata P4.

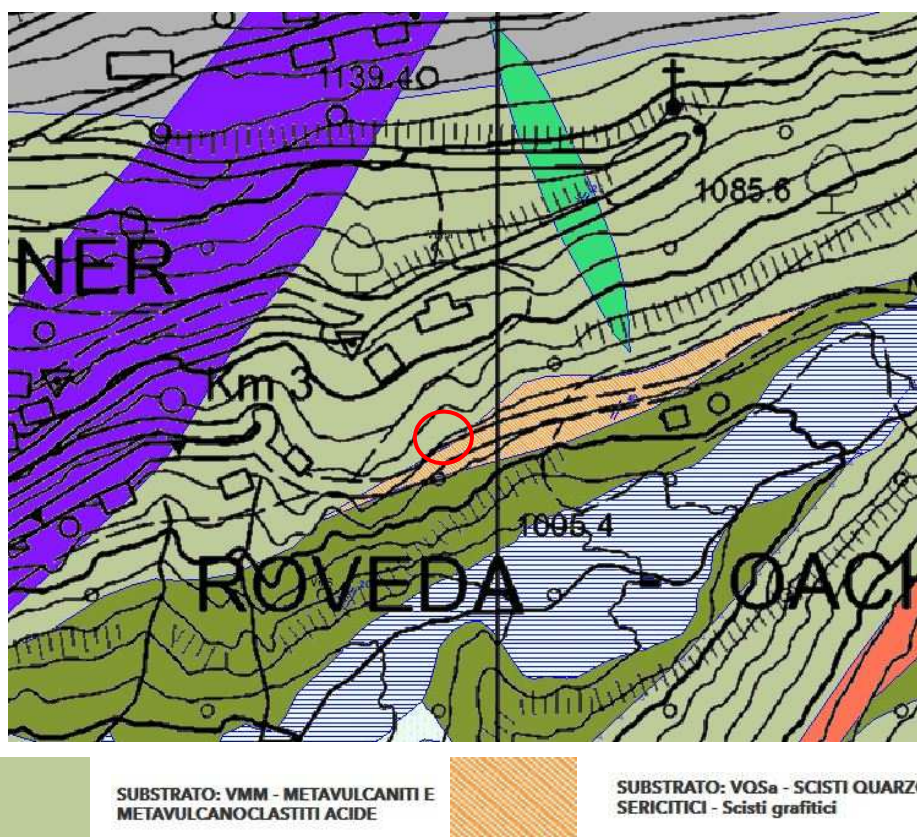


Fig. 2.3: estratto carta geologica edita dal S.G. della PAT con ubicazione della zona.

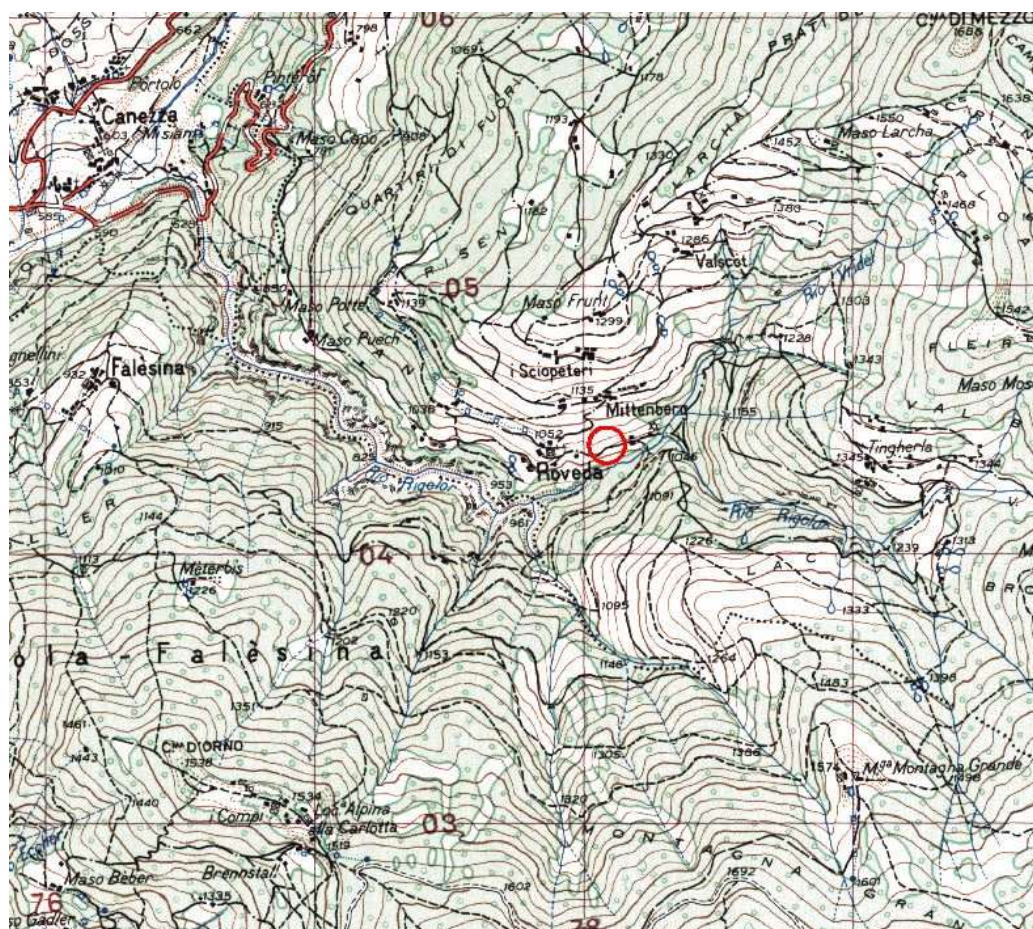


Fig. 2.4: ubicazione area su IGM 1958.

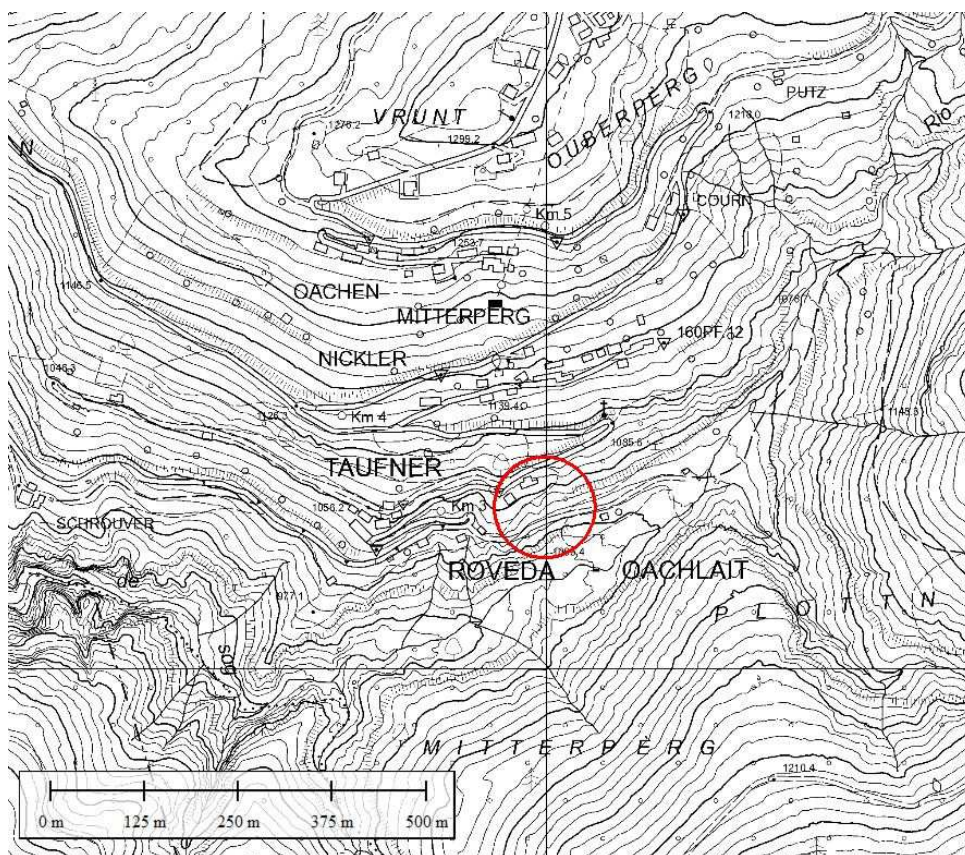


Fig. 2.5: ubicazione area su CTP PAT.

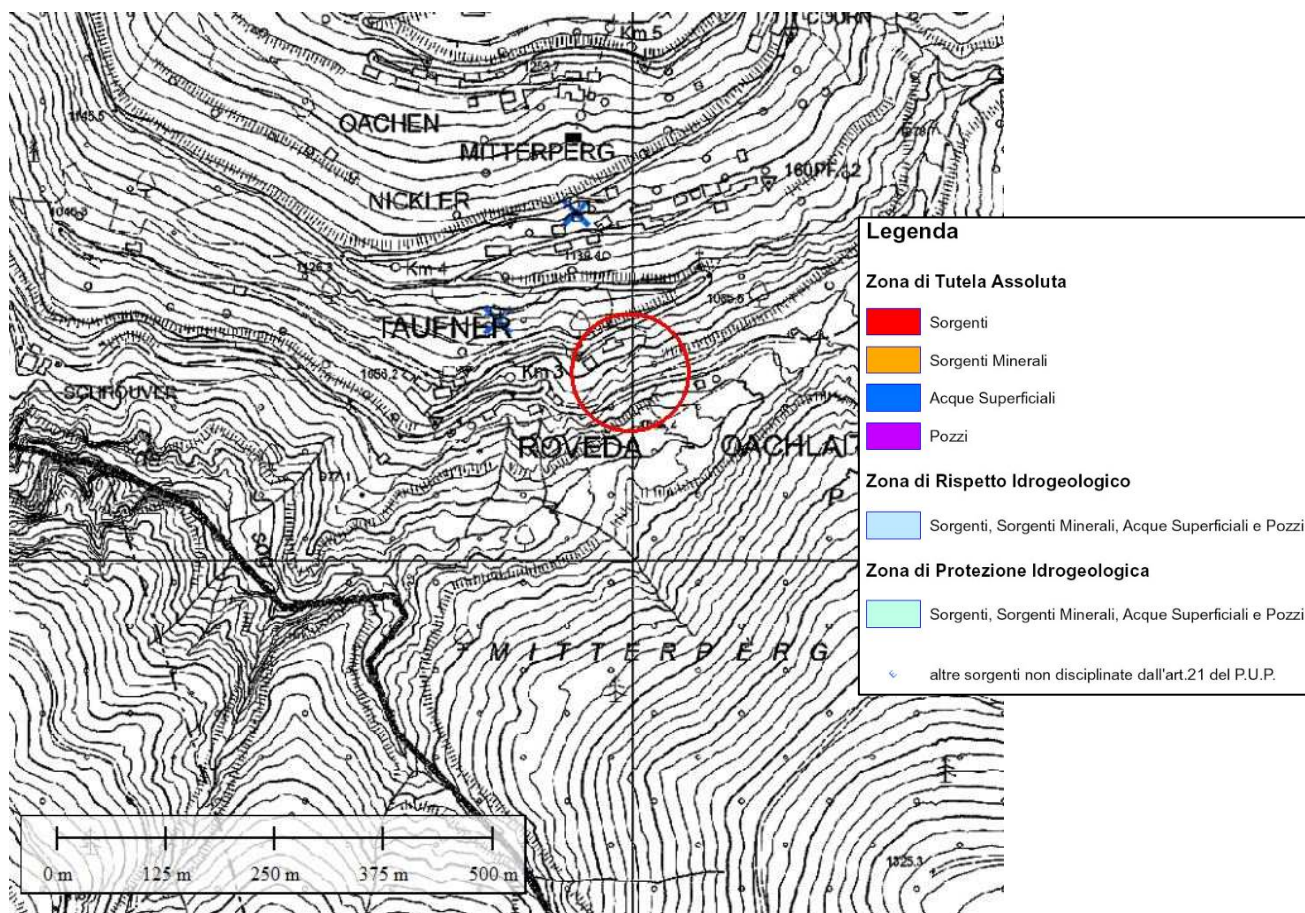


Fig. 2.6: ubicazione zona di intervento sulla Carta delle Risorse Idriche del PUP.

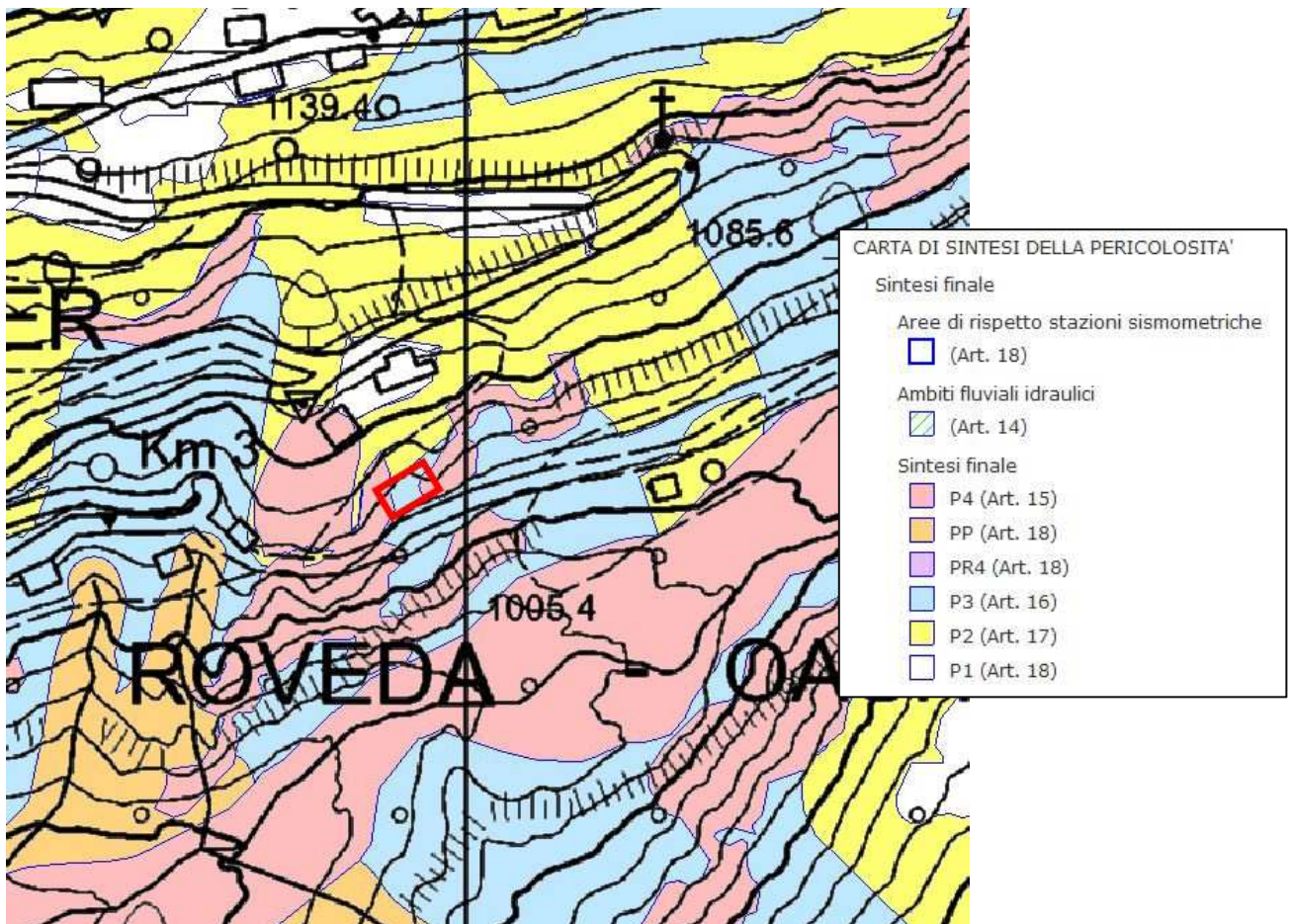


Fig. 2.7: Estratto della Carta di Sintesi della Pericolosità del P.U.P..

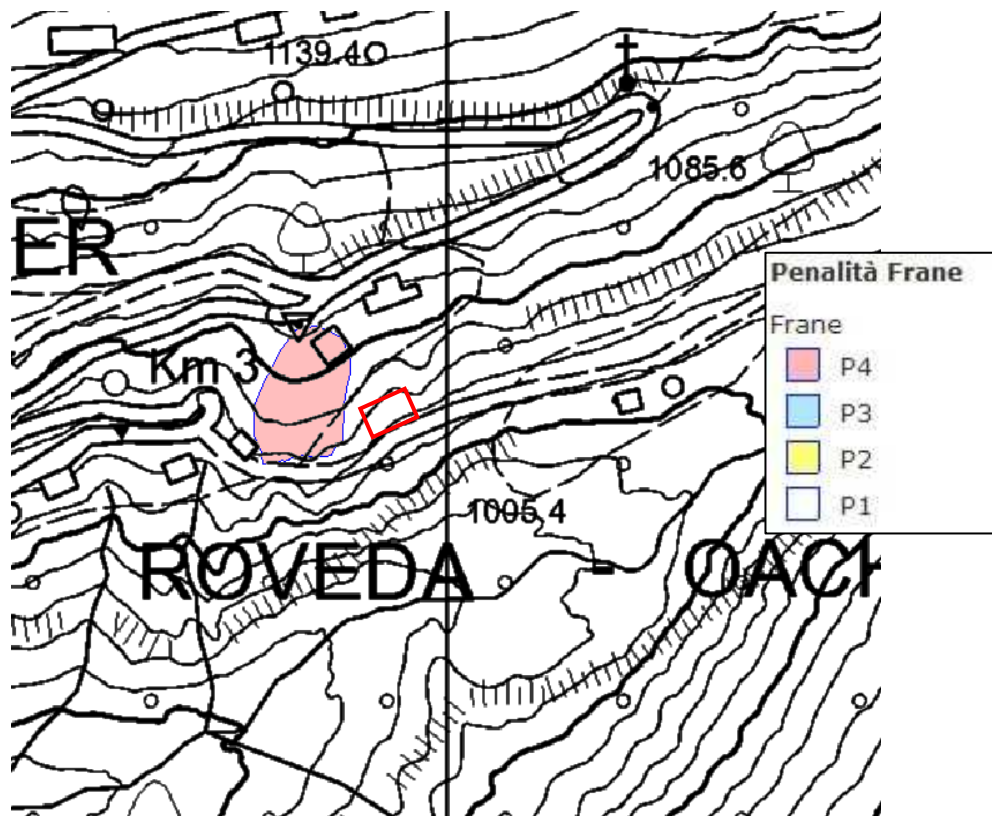


Fig. 2.8: penalità "frane".

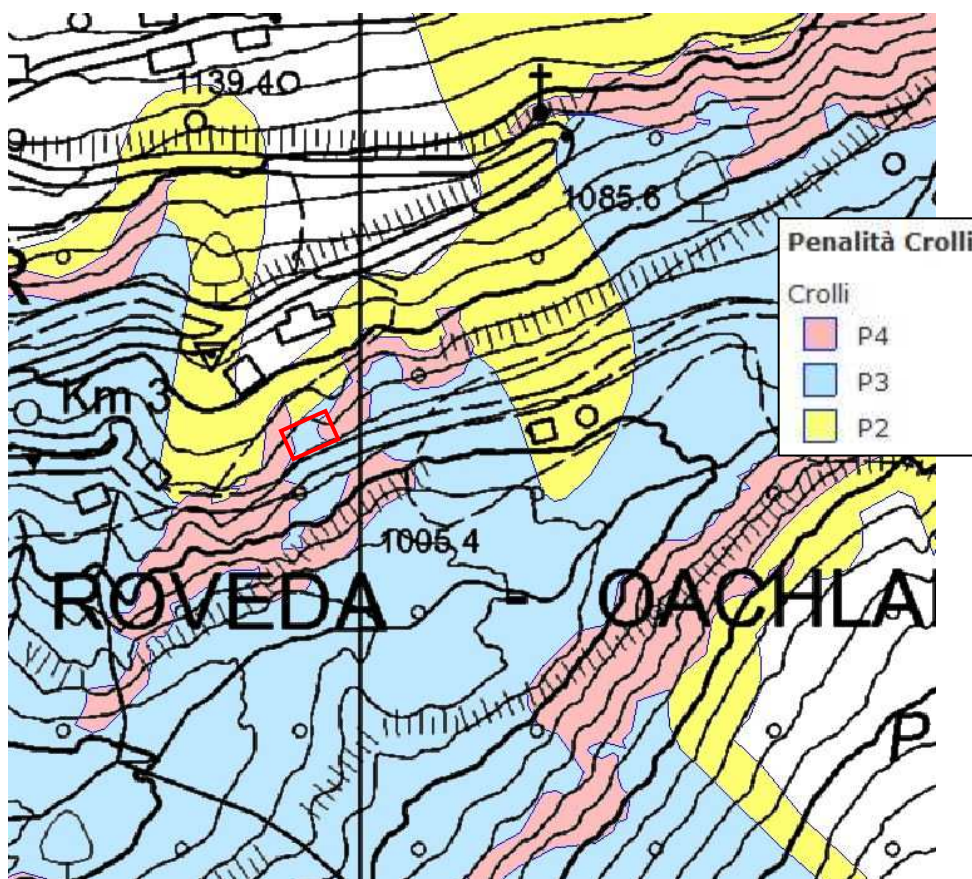


Fig. 2.9: penalità "crolli".

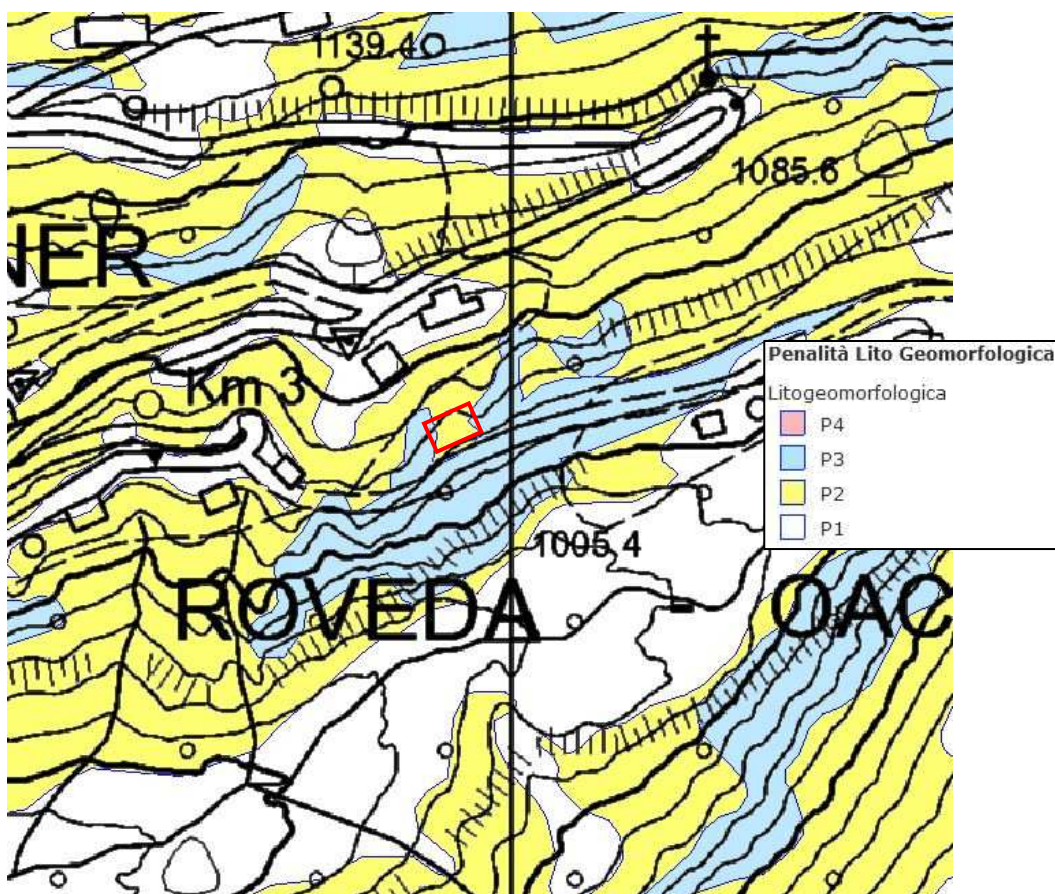


Fig. 2.10: l'immane penalità "litogeomorfologica".

3 Aspetti sismici

Ai fini dell'ottemperanza ai dettami delle "Norme Antisismiche" **NTC 2018** si allegano di seguito gli elementi di rilevanza ai fini geotecnici (evidenziati dalla freccia rossa quelli relativi al caso in oggetto).

Vita Nominale opere²

Opera	Tipo	V_N
Parti d'opera provvisoriale con $V_N \leq 2$ anni	1	≤ 2
Parti d'opera provvisoriale con $2 \text{anni} < V_N \leq 10$ anni	1	$5 \leq 10$
Opere ordinarie	2	≥ 50
→ Grandi opere	3	≥ 100

Classi d'uso opere

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Valori del coefficiente d'uso C_U .

Tab. 2.4.II - Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	→ 1,0	1,5	2,0

Con riferimento a quanto sopra illustrato, nel caso specifico in studio in accordo con i dati di progetto si assume quanto segue:

Tipo della costruzione = 2 (opera ordinaria)

V_N = vita nominale dell'opera = 100 anni

Classe d'uso = II

C_U = coefficiente d'uso = 1.0

Si ottiene pertanto il valore di riferimento della vita dell'opera: $V_R = V_N \times C_U = \mathbf{100 \text{ anni}}$.

Categoria topografica³

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
→ T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

² Per il caso in oggetto, data la valenza pubblica delle opere, come da istruzioni PAT si considera $V_n = 100$ anni.

³ Il pendio in oggetto presenta una inclinazione media complessiva $> 15^\circ$.

Categorie sismiche del suolo di fondazione⁴

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A →	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	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.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

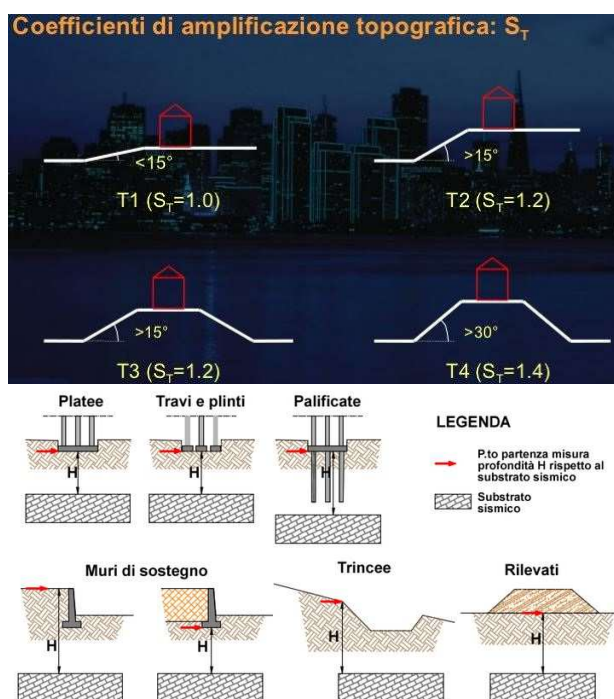


Fig. 3.1.



Fig. 3.2: reticolo di riferimento e localizzazione sito.

⁴ La roccia si pone entro una profondità di 3 m dal piano di fondazione del muro.

Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale: 100

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	T _c [s]
Operatività (SLO)	60	0.037	2.565	0.244
Danno (SLD)	101	0.045	2.525	0.282
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.095	2.679	0.352
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.120	2.638	0.367
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

Fig. 3.3: stati limite da utilizzare per le verifiche NTC 2018.

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: A

Cat. Topografica: T2

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,00	1,00	1,00	1,00
CC Coeff. funz categoria	1,00	1,00	1,00	1,00
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.009	0.011	0.023	0.039
kv	0.004	0.005	0.011	0.019
Amax [m/s²]	0.435	0.529	1.114	1.413
Beta	0.200	0.200	0.200	0.270

Coefficienti sismici

Tipo: Muri di sostegno NTC 2018

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: A

Cat. Topografica: T2

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,00	1,00	1,00	1,00
CC Coeff. funz categoria	1,00	1,00	1,00	1,00
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.000	0.025	0.043	0.000
kv	--	0.013	0.022	--
Amax [m/s²]	0.435	0.529	1.114	1.413
Beta	--	0.470	0.380	--

Fig. 3.4: coefficienti sismici (pendii e muri) per le verifiche NTC 2018.

4 Terre e rocce da scavo

Il materiale naturale proveniente dagli scavi condotti in sito è stato smaltito in regime di rifiuto, ai sensi delle norme in materia.

5 Incertezze nella ricostruzione del modello geologico

Il modello geologico del sito (vedi anche relazione geotecnica allegata) è stato ricostruito sulla base di quanto rilevato durante le ricognizioni effettuate, dei dati bibliografici disponibili e dei risultati di indagini eseguite in passato lungo la zona. Si sono inoltre supervisionate i lavori di scavo e di perforazione per la posa delle berlinese. Il modello proposto nel presente studio è pertanto caratterizzato da un margine di incertezza adeguato all'intervento in progetto.

6 Conclusioni

Su incarico e per conto della Provincia Autonoma di Trento, è stata effettuata una indagine geologica per il progetto esecutivo in Somma Urgenza di rifacimento di un tratto del muro di monte sulla S.P. 135 Km 3 in località Roveda (Frassilongo – Val dei Mocheni, Trento).

A maggio 2024 si è verificato uno scivolamento nella copertura sciolta del pendio a monte della muratura di sostegno in massi ciclopici della S.P., in un tratto in cui le altre opere in continuità con la scogliera sono in calcestruzzo armato e di altezza molto maggiore; lo scoscendimento, oltre ad aver determinato una parziale invasione della carreggiata con detrito, ha dissestato la muratura, provocando il crollo parziale della sua sommità nel settore ENE.

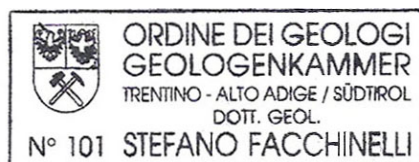
Il progetto prevede il rifacimento del muro e la sistemazione del pendio immediatamente sovrastante (non la stabilizzazione del versante), mediante la realizzazione di una paratia "berlinese" provvisoria con due ordini di tiranti, volta a permettere di effettuare in sicurezza lo scavo necessario per la costruzione del nuovo contenimento, che ora sarà in cls armato, con altezza 5 m circa e lunghezza 20 m. I lavori sono iniziati ad agosto 2024 e sono ancora in corso, ma quasi terminati. Visto lo stato dei luoghi, si è suggerito di completare l'opera con la posa di una rete in acciaio a doppia torsione 12 x 12 m armata ed accoppiata con geo rete alla sommità del pendio, laddove vi è necessità di contenere maggiormente la "nicchia" dello scoscendimento che ha generato il dissesto del pendio e del muro sottostanti.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti delle NTC 2018 e soddisfa i requisiti urbanistici e normativi di rilevanza geologica, per cui costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione ad eseguire i lavori.

Lo studio costituisce la relazione geologica specialistica del progetto strutturale di cui alle NTC 2018. In corso d'opera verrà controllata la rispondenza tra il modello geologico di riferimento assunto in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza la caratterizzazione geotecnica ed il progetto esecutivo, così come previsto dalla normativa di settore.

Lo scrivente rimane a disposizione per eventuali chiarimenti.

dott. Stefano Facchinelli



Stefano Facchinelli

Pergine, novembre 2024

1 Premessa - relazione geotecnica

Su incarico e per conto della Provincia Autonoma di Trento, è stata effettuata una indagine geotecnica per il progetto esecutivo in Somma Urgenza di rifacimento di un tratto del muro di monte sulla S.P. 135 Km 3 in località Roveda (Frassilongo – Val dei Mocheni, Trento).

A maggio 2024 si è verificato uno scivolamento nella copertura sciolta del pendio a monte della muratura di sostegno in massi ciclopici della S.P., in un tratto in cui le altre opere in continuità con la scogliera sono in calcestruzzo armato e di altezza molto maggiore; lo scoscendimento, oltre ad aver determinato una parziale invasione della carreggiata con detrito, ha dissestato la muratura, provocando il crollo parziale della sua sommità nel settore ENE.

Il progetto prevede il rifacimento del muro e la sistemazione del pendio immediatamente sovrastante (non la stabilizzazione del versante), mediante la realizzazione di una paratia "berlinese" provvisoria con due ordini di tiranti, volta a permettere di effettuare in sicurezza lo scavo necessario per la costruzione del nuovo contenimento, che ora sarà in cls armato, con altezza 5 m circa e lunghezza 20 m.

I lavori sono iniziati ad agosto 2024 e sono ancora in corso, ma quasi terminati.

Visto lo stato dei luoghi, si è suggerito di completare l'opera con la posa di una rete in acciaio a doppia torsione 12 x 12 m armata ed accoppiata con geo rete alla sommità del pendio, laddove vi è necessità di contenere maggiormente la "nicchia" dello scoscendimento che ha generato il dissesto del pendio e del muro sottostanti.

La relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno, riguarda le fasi progettuali definitiva ed esecutiva.

I sopralluoghi sul sito e la stesura del presente rapporto sono stati effettuati dallo scrivente, dott. Geol. Stefano Facchinelli, nel periodo luglio – novembre 2024.

2 Situazione stratigrafico - geotecnica dei terreni

Le indagini condotte permettono di definire indicativamente la stratigrafia schematizzata nella sezione della fig. 2.2 della relazione geologica (pagina 7).

Il terreno sciolto sovrastante la roccia, visibile in affioramento nei tratti denudati del pendio, si presenta generalmente compatto, certamente coesivo e tessituralmente piuttosto eterogeneo, con zone ove esso si presenta "matrix supported" (con scheletro granulare disperso nella matrice, che ne regola le caratteristiche di resistenza) e altre dove è invece molto più grossolano, "clast supported".

E' evidente che il movimento che caratterizza il versante nel suo complesso è guidato dalle caratteristiche del terreno di interfaccia con la roccia, laddove la saturazione conseguente alla circolazione idrica ne annulla la coesione, che contribuisce alla resistenza al taglio del materiale.

A tale terreno (UNITA' A), ai fini del dimensionamento geostrutturale delle opere, conviene attribuire i seguenti valori della resistenza "residua" (o critica) del terreno sciolto:

peso di volume naturale	γ	= 1.90 t/m ³ ;
coesione efficace	c	= 0.0 t/m ² ;
angolo attrito int. residuo	φ'	= 30°;
modulo elastico	E	= 450 Kg/cm ² .

Al materiale di riporto (UNITA' B) costituito da scarto della lavorazione del porfido che formerà il riempimento a tergo del muro e che si cumulerà lungo il versante a monte (ovvero costituirà nuovo "piede" del pendio), competono i seguenti valori dei parametri meccanici "drenati" e "caratteristici":

peso di volume naturale	γ	= 1.85 t/m ³ ;
coesione efficace	c	= 0 t/m ² ;
angolo attrito int. picco	φ'	= 38° ÷ 42°;
angolo attrito int. critico	φ_{cv}	= 36° ÷ 40°;
modulo elastico	E	= 450 Kg/cm ² .

I valori dei parametri dell'UNITA' A stati desunti, con criteri molto cautelativi, dai risultati di prove geotecniche eseguite su terreni analoghi della zona e dalle analisi condotte sul terreno esposto in fase di scavo. Quelli del detrito UNITA' B sono invece i valori dei parametri normalmente attribuiti ai cumuli dello scarto della lavorazione del porfido.

L'angolo di attrito a volume costante (o critico) " φ_{cv} " rappresenta la resistenza al taglio alla condizione di stato critico, in corrispondenza della quale ulteriori deformazioni avvengono senza variazioni di volume. L'angolo d'attrito di picco " φ' " è la somma del contributo dovuto al solo attrito fra i grani (stato critico) e quello dovuto all'energia spesa sotto forma di dilatanza necessaria a vincere il mutuo incastro tra i grani. Nel campo dell'applicazione pratica secondo le normative europee (EC7) e nazionali si può utilizzare il valore dell'angolo d'attrito di picco nelle analisi di capacità portante di fondazioni superficiali e nelle verifiche di stabilità, mentre l'angolo d'attrito a volume costante va utilizzato nelle verifiche dello slittamento sul piano orizzontale.

Si raccomanda di utilizzare per il riempimento a tergo del muro e per la realizzazione del nuovo profilo del pendio detrito permeabile ed il più grossolano possibile, in modo da poter sfruttare la componente di "dilatanza" della resistenza per attrito del materiale e, conseguentemente, imporre alla rampa del riporto una maggior pendenza, incrementando così l'effetto stabilizzante di "piede".

Le caratteristiche di resistenza dei terreni a grana grossa, sono infatti definibili dalla schematizzazione fornita da Rowe (1962), secondo la quale il valore dell'angolo di resistenza al taglio φ' (picco) può essere interpretato come somma dei 3 contributi:

- l'attrito tra i grani (angolo φ'_{μ});
- Il lavoro dovuto alle variazioni di volume (dilatanza);
- Il lavoro dovuto al riassetamento dei grani.

In particolare è la dilatanza che potrebbe assumere un rilevante importanza nel caso in oggetto⁵, come è intuitivo, essendo sostanzialmente il lavoro necessario per superare il mutuo incasso dei blocchi, con aumento di volume. Il piano di taglio nel detrito grossolano ha luogo lungo numerosissimi piani inclinati a vari angoli rispetto all'orizzontale e "l'angolo di dilatanza" rappresenta un valore medio di questi angoli (fig. 2.1), oltre che la pendenza dell'involuppo a rottura curvilineo di Coulomb (fig. 2.2).

L'angolo di dilatanza rappresenta quindi un contributo molto importante alla resistenza di picco ϕ' del materiale, come si è potuto rilevare in campo in cantieri ricavati in cumuli di frana a grossi blocchi⁶ e come riporta in bibliografia lo stesso Rowe (fig. 2.3) anche per terreni sensibilmente diversi da quelli in oggetto.

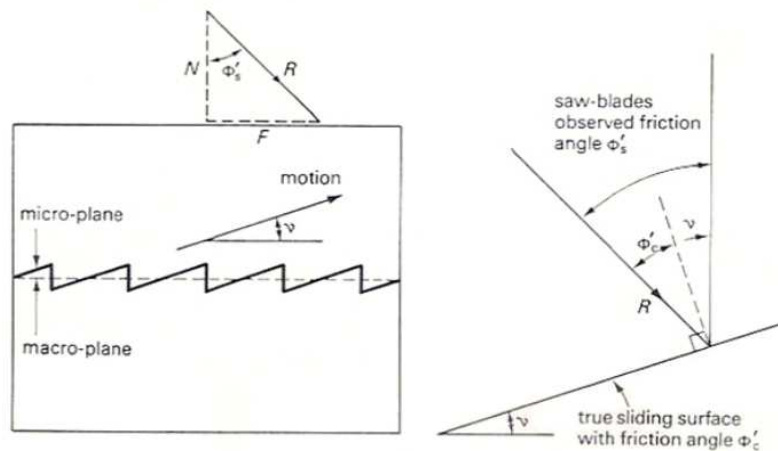


Fig. 2.1

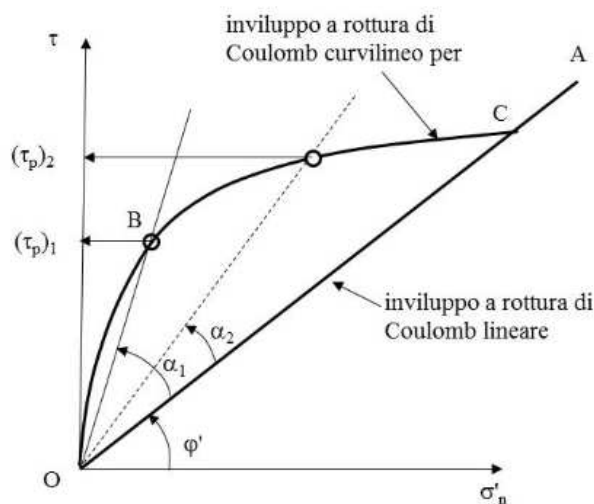


Figura 9.14 – Effetti della dilatanza sull'involuppo a rottura di Coulomb

Fig. 2.2.

⁵ A basse porosità (alti valori della densità relativa) il massimo valore di ϕ' è raggiunto prima che si abbiano sensibili spostamenti relativi fra i grani, per cui risulta minimo o nullo il contributo dovuto al riassetto dei grani ed è massimo quello dovuto alla dilatanza.

⁶ In detrito di porfido molto grossolano si sono osservate scarpate di scavo inclinate fino a oltre 50° dall'orizzontale e non certo grazie alla "coesione apparente". Ovviamente detta pendenza non è mantenibile in sicurezza nel lungo periodo.

Table 11.3 Summary of Friction Angle Data for Use in Preliminary Design

Classification	Friction Angles							
	Slope Angle of Repose		At Ultimate Strength		At Peak Strength			
	$i(^{\circ})$	Slope (vert. to hor.)	$\phi_{cs}(^{\circ})$	$\tan \phi_{cs}$	Medium Dense		Dense	
				$\phi(^{\circ})$	$\tan \phi$	$\phi(^{\circ})$	$\tan \phi$	
Silt (nonplastic)	26	1 on 2	26	0.488	28	0.532	30	0.577
	to 30	1 on 1.75	to 30	to 0.577	to 32	to 0.625	to 34	to 0.675
Uniform fine to medium sand	26	1 on 2	26	0.488	30	0.577	32	0.675
	to 30	1 on 1.75	to 30	to 0.577	to 34	to 0.675	to 36	to 0.726
Well-graded sand	30	1 on 1.75	30	0.577	34	0.675	38	0.839
	to 34	1 on 1.50	to 34	to 0.675	to 40	to 0.839	to 46	to 1.030
Sand and gravel	32	1 on 1.60	32	0.625	36	0.726	40	0.900
	to 36	1 on 1.40	to 36	to 0.726	to 42	to 0.900	to 48	to 1.110

From B. K. Hough, *Basic Soils Engineering*. Copyright © 1957, The Ronald Press Company, New York.
Note. Within each range, assign lower values if particles are well rounded or if there is significant soft shale or mica content, higher values for hard, angular particles. Use lower values for high normal pressures than for moderate normal pressure.

Fig. 2.3.

Utilizzando materiale molto grossolano pertanto, l'angolo di scarpa del cumulo detritico potrebbe raggiungere anche 40 - 42°, incrementando in modo importante l'effetto stabilizzante di piede del versante in oggetto.

La roccia UNITA' R viene parametrata "a scala di ammasso", sulla base dei risultati di alcuni rilievi geomeccanici speditivi effettuati sugli affioramenti della zona. Le proprietà meccaniche di seguito determinate, si possono pertanto ritenere intermedie tra quelle della roccia che ne costituisce la matrice lapidea e quelle riferibili alle discontinuità da cui essa è attraversata.

Queste ultime paiono disposte a favore di stabilità (la giacitura dei piani di scistosità Sc è a traverso poggio rispetto al versante) e pertanto al massimo si rilevano nei tagli stradali instabilità locali, di blocchi o piccole porzioni rocciose, isolate dall'intersezione di altre famiglie di piani minori che interessano l'ammasso.

Un adeguato immorsamento di pali e tiranti in roccia sarà pertanto adeguato agli scopi di progetto.

E' evidente che le caratteristiche di resistenza della roccia alla scala dell'intervento in oggetto, nel caso fossero condizionate dalla presenza di discontinuità che impediscano la mobilitazione della resistenza del materiale integro ed omogeneo, dovranno essere valutate a livello delle diaclasi.

Ciò vale, come è evidente, per la situazione ove l'orientazione e le caratteristiche delle discontinuità incidono in modo rilevante sulla resistenza della roccia rispetto alle sollecitazioni che la interesseranno e pertanto, per il caso in oggetto, nei confronti di muro e berlinese.

In questa fase progettuale, con i dati disponibili, si può ragionevolmente ipotizzare che la roccia in esame mobiliti la resistenza "di ammasso", poiché in superficie negli affioramenti lungo strada mancano persistenti e continue discontinuità a franapoggio (scistosità).

La roccia - nella sua parte "sana" sottostante il cappellaccio - è stata parametrata meccanicamente determinando il **RMR (Rock Mass Rating)** dell'ammasso roccioso in questione, secondo il metodo di **Bieniawskj** (fig. 2.4). Con tale metodo vengono considerati 6 parametri caratteristici della roccia, ognuno suddiviso in 4÷7 classi a ciascuna delle quali è attribuito un indice. La somma dei 6 indici è il *Rock Mass Rating (RMR)* ed in base a questo si può valutare la qualità dell'ammasso roccioso in termini di coesione ed angolo d'attrito. Dall'analisi si ottiene l'indice **BMR (Basic Mass Rating = 40)** che non tiene conto dell'orientamento delle discontinuità (Coppola et al., 1992).

A tale valore corrisponde un ammasso roccioso appartenente alla classe IV di Bieniawskj, di "qualità scadente". I valori dei parametri di resistenza della roccia possono essere ottenuti dalle formule empiriche:

$$c = 5\text{BMR (Kpa)} - \phi = 5 + \text{BMR}/2 (\text{°})$$

Alla roccia in questione competono quindi i seguenti valori medi dei principali parametri fisico - meccanici caratteristici:

peso di volume $\gamma = 2.55 \text{ t/m}^3$;
 coesione $c = 20 \text{ t/m}^2$;
 angolo attrito interno (picco) $\phi = 25^\circ$.

In Letteratura sono riportate diverse correlazioni che legano le caratteristiche dell'ammasso roccioso, ed in particolare l'RMR (Rock Mass Rating) determinato con il metodo di Bieniawskj, con il modulo elastico M_e utilizzato per la valutazione del grado di escavabilità dell'ammasso roccioso. La relazione suggerita da Stille (1982), è la seguente:

$$M_e \text{ (Gpa)} = 0.05 \text{ RMR}^7$$

Da cui si ricava $M_e = 2.00 \text{ Gpa}$ (2000 Mpa).

E' evidente che se le caratteristiche di resistenza della roccia alla scala dell'intervento in oggetto si rivelassero invece condizionate dalla presenza di discontinuità che impediscano la mobilitazione della resistenza del materiale integro ed omogeneo della matrice lapidea, andrà stimata la resistenza di interstrato. Nel caso ciò si verificasse, indicativamente, potranno essere utilizzati i valori riportati nella figura 2.5 allegata di seguito. Dato che siamo in presenza di roccia si considereranno ovviamente i parametri di resistenza di picco, indicativamente $\phi = 21^\circ$ e $c = 0.10 \text{ Mpa}$ (10 t/m^2).

Sarà forse opportuno utilizzare comunque detti valori dei parametri, visto lo stato del versante sovrastante le opere in esame.

Si fa presente che quelli in tabella si riferiscono ai "giunti deboli", ovvero al riempimento della discontinuità che ha valore di apertura maggiore di quello delle asperità delle due facce della diaclasi. Tali resistenze, a differenza di quelle di giunto, sono indipendenti dallo sforzo normale applicato. L'assunzione applicata è pertanto cautelativa.

⁷ In questo caso il valore di RMR è quello di "base" BMR, ovvero determinato senza tenere conto del parametro relativo alla giacitura dei giunti.

RMR classification of rock masses (Bieniawski, 1989).

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER		Range of values // ratings							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
		RATING	15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality ROD		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%		
		RATING	20	17	13	8	5		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
		RATING	20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
			Rating	6	4	2	1	0	
		Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
			Rating	6	5	4	1	0	
		Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided		
			Rating	6	5	3	1	0	
		Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling		> 5 mm	
			Rating	6	4	2	2	0	
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres/min		
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing			
	RATING	15	10	7	4	0			

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

D. MEANING OF ROCK MASS CLASSES

Class No.	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	10 years for 15 m span	6 months for 8 m span	1 week for 5 m span	10 hours for 2.5 m span	30 minutes for 1 m span
Cohesion of the rock mass	> 400 kPa	300 - 400 kPa	200 - 300 kPa	100 - 200 kPa	< 100 kPa
Friction angle of the rock mass	< 45°	35 - 45°	25 - 35°	15 - 25°	< 15°

Fig. 2.4: elementi di calcolo di RMR secondo Bieniawski 1989.

Table 4.1: Shear strength of filled discontinuities and filling materials (After Barton 1974)

Rock	Description	Peak c' (MPa)	Peak ϕ°	Residual c' (MPa)	Residual ϕ°
Basalt	Clayey basaltic breccia, wide variation from clay to basalt content	0.24	42		
Bentonite	Bentonite seam in chalk	0.015	7.5		
	Thin layers	0.09-0.12	12-17		
Bentonitic shale	Triaxial tests	0.06-0.1	9-13		
	Direct shear tests	0-0.27	8.5-29	0.03	8.5
Clays	Over-consolidated, slips, joints and minor shears	0-0.18	12-18.5	0-0.003	10.5-16
Clay shale	Triaxial tests	0.06	32	0	19-25
Coal measure rocks	Stratification surfaces				
Coal	Clay mylonite seams, 10 to 25 mm	0.012	16	0	11-11.5
Dolomite	Altered shale bed, \pm 150 mm thick	0.04	14.5	0.02	17
Diorite, granodiorite and porphyry	Clay gouge (2% clay, $P_1 = 17\%$)	0	26.5		
Granite	Clay filled faults	0-0.1	24-45		
	Sandy loam fault filling	0.05	40		
	Tectonic shear zone, schistose and broken granites, disintegrated rock and gouge	0.24	42		
Greywacke	1-2 mm clay in bedding planes			0	21
Limestone	6 mm clay layer			0	13
	10-20 mm clay fillings	0.1	13-14		
	<1 mm clay filling	0.05-0.2	17-21		
Limestone, marl and lignites	Interbedded lignite layers	0.08	38		
	Lignite/marl contact	0.1	10		
Limestone	Marlaceous joints, 20 mm thick	0	25	0	15-24
Lignite	Layer between lignite and clay	0.014-0.03	15-17.5		
Montmorillonite	80 mm seams of bentonite (montmorillonite) clay in chalk	0.36	14	0.08	11
Bentonite clay		0.016-0.02	7.5-11.5		
	100-15 mm thick clay filling	0.03-0.08	32		
	Stratification with thin clay	0.61-0.74	41		
Schists, quartzites and siliceous schists	Stratification with thick clay	0.38	31		
Slates	Finely laminated and altered	0.05	33		
Quartz / kaolin / pyrolusite	Remoulded triaxial tests	0.042-0.09	36-38		

Fig. 2.5: valori di resistenza di picco e residui lungo discontinuità in vari litotipi.

3 Criteri geo esecutivi di massima dei lavori e verifiche

Di seguito, per quanto è di competenza dello scrivente, si elencheranno indicativamente i criteri geo esecutivi dei lavori. Tutte le verifiche geotecniche sono state effettuate dal dott. Ing. Morassut.

3a Berlinese di sostegno del fronte

Il progetto prevede il rifacimento del muro e la sistemazione del pendio immediatamente sovrastante (non la stabilizzazione del versante), mediante la realizzazione di una paratia "berlinese" provvisoria con due ordini di tiranti, volta a permettere di effettuare in sicurezza lo scavo necessario per la costruzione del nuovo contenimento, che ora sarà in cls armato, con altezza 5 m circa e lunghezza 20 m.

La realizzazione di un sistema di contenimento "Berlinese" (fig. 3a.2) consentirà di contrastare il momento ribaltante aumentando il coefficiente di sicurezza del versante. L'ancoraggio della paratia deve normalmente essere sufficientemente lontano affinché il prisma di spinta attiva agente sulla paratia non interferisca con quello di resistenza passiva dovuta all'azione dell'ancoraggio. Nel caso in oggetto però sia i micropali verticali che i tiranti (fig. 3a.1) saranno ancorati nella roccia UNITA' R precedentemente descritta.

In tale caso pertanto, dato che essa non è massiva ma caratterizzata da discontinuità che la suddividono, è più che altro necessario che l'ancoraggio solidarizzi un numero di discontinuità tali da garantire la stabilità. In merito a tale aspetto quanto fino ad ora riscontrato indica che con l'immorsamento di progetto di pali e tiranti nella roccia, quest'ultima mobiliterà anche la resistenza della matrice lapidea.

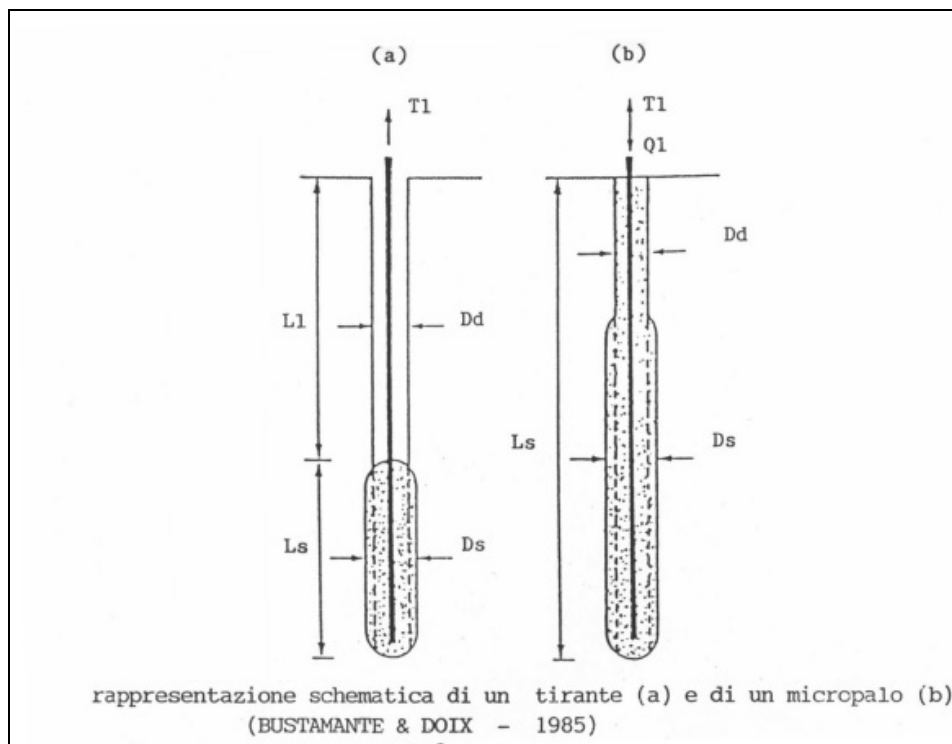


Fig. 3a.1.

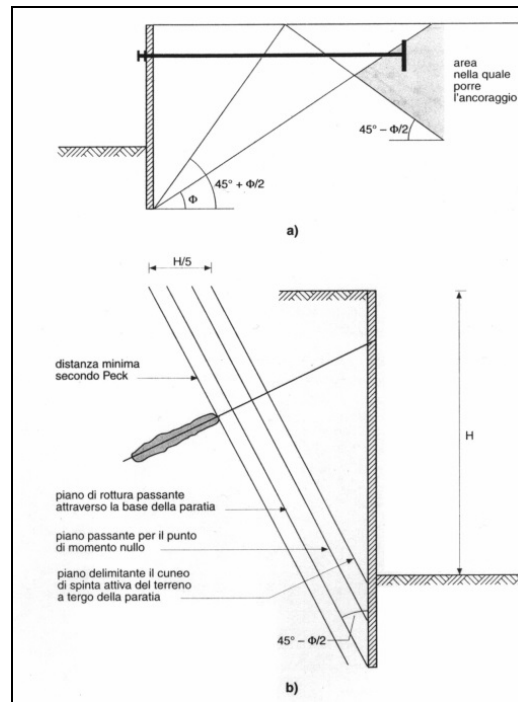


Fig. 3a.2: schema di una paratia "Berlinese".

Per una **stima** indicativa della trazione limite T_I di un tirante o di un micropalo si suggerisce al Progettista il metodo proposto da BUSTAMANTE & DOIX (1985). Il metodo si basa sulla seguente equazione:

$$T_I = \sum_I \pi \times D_{si} \times L_{si} \times q_{si} \quad \text{dove:}$$

T_I = portata o trazione limite di un micropalo isolato;
 D_s = diametro medio del bulbo di iniezione;
 q_s = adesione laterale unitaria limite lungo la superficie laterale del bulbo;
 L_s = lunghezza del bulbo di iniezione.

I parametri D_s e Q_s si ricavano da apposite tabelle e grafici in funzione del tipo di terreno attraversato e dei parametri di resistenza misurati (N_{spt} , modulo pressiometrico, ecc.). In particolare:

$$D_s = D_d \times \alpha, \text{ dove } D_d \text{ è il diametro della perforazione.}$$

Nel nostro caso, per un micropalo tipo IGU, si suggerisce:

$$\alpha = 1.10 \text{ (fig. 3a.3).}$$

Dato che i micropali sono immorsati nella roccia metamorfica scistosa, il valore di Q_s è messo in relazione con il valore della pressione limite p_l ricavato con il pressiometro Menard (ovviamente indisponibile per il caso in oggetto); si suggerisce perciò di utilizzare il valore di $p_l \approx 4.5 \text{ Mpa}$, limite inferiore stimato per una roccia fratturata nella pubblicazione di *Bustamante - Gianeselli - 1981* ("Criteri di selezione delle categorie che definiscono la relazione fra pressione limite e aderenza limite fra palo e terreno"). Anche in questo caso si suggerisce un approccio cautelativo, viste le condizioni globali del versante sovrastante.

Per la valutazione di q_s si dovrà utilizzare la curva n°2 di fig. 3a.4 che riguarda le iniezioni tipo **IGU** (non valvolati). Per una trattazione più dettagliata della metodologia adottata si rimanda alla pubblicazione di *M. Bustamante e Doix (1985 - Metodo per il calcolo dei tiranti e dei micropali iniettati)*.

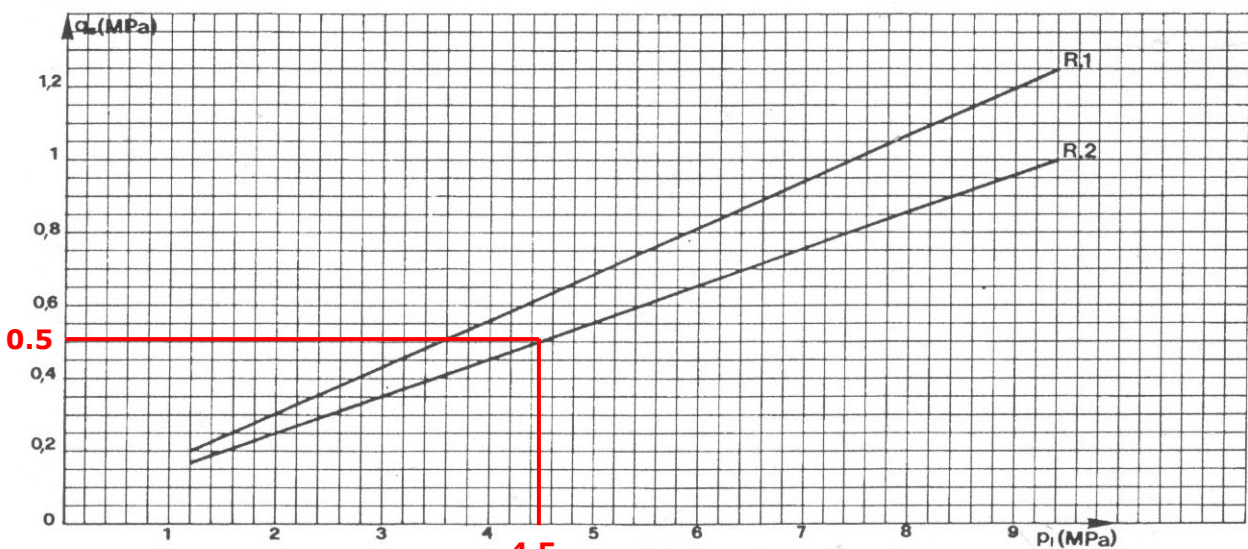
Durante i lavori di perforazione per la posa dei pali ed in particolare modo dei tiranti, dovranno essere adottati tutti gli accorgimenti necessari affinché dette attività non possano creare danni ai manufatti sovrastanti il cantiere.

Valori dei coefficienti α per il calcolo del diametro medio della sigillatura di un tirante o di un micropalo iniettato.

Suoli	Coefficiente α		Quantità minima di malta consigliata V_s
	IRS*	IGU**	
Ghiaia	1,8	1,3+1,4	$1,5 \cdot V_s$
Ghiaia sabbiosa	1,6+1,8	1,2+1,4	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5+1,6	1,2+1,3	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia grossolana	1,4+1,5	1,1+1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia media	1,4+1,5	1,1+1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia fina	1,4+1,5	1,1+1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia limosa	1,4+1,5	1,1+1,2	$\begin{cases} 1,5 + 2 \cdot V_s & \text{per IRS} \\ 1,5 \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Limo	1,4+1,6	1,1+1,2	$\begin{cases} 2 \cdot V_s & \text{per IRS} \\ 1,5 \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Argilla	1,8+2	1,2	$\begin{cases} (2,5 + 3) \cdot V_s & \text{per IRS} \\ (1,5 + 2) \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Marna	1,8	1,1+1,2	$(1,5 + 2) \cdot V_s$ per strato compatto
Calcarei marnosi	1,8	1,1+1,2	$(2 + 6) \cdot V_s$ o più, per strato fratturato
Gesso alterato e fratturato	1,8	1,1+1,2	
Roccia alterata e fratturata	1,2	1,1	$(1,1 + 1,5) \cdot V_s$ se lo strato è finemente fessurato 2 o più se lo strato è fratturato

V_s : volume del bulbo della sigillatura;
 IRS : iniezione ripetitiva e selettiva;
 IGU : iniezione globale con processo di messa in pressione unico.
 * : con $p_i > p_l$
 ** : con $0,5 \cdot p_l < p_i < p_l$

Fig. 3a.3.



Grafici per il calcolo di q_s per le rocce alterate e frammentate.

Fig. 3a.4.

3b Muro di sostegno

Tutte le verifiche geotecniche previste dalle NTC 2018 per i muri di sostegno sono state effettuate dal dott. Ing. Morassut.

3c Rete maccaferri

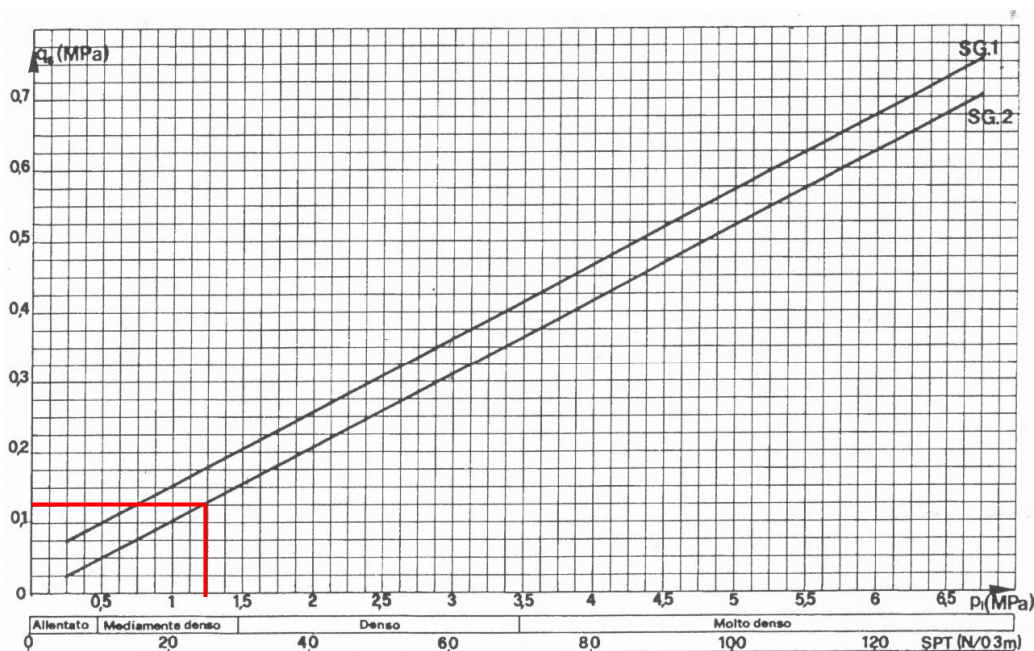
Visto lo stato dei luoghi, si è suggerito di completare l'intervento con la posa di una rete in acciaio a doppia torsione 12 x 12 m armata ed accoppiata con geo rete alla sommità del pendio, laddove vi è necessità di contenere maggiormente la "nicchia" dello scoscendimento che ha generato il dissesto del pendio e del muro sottostanti. La rete, nel caso venisse realizzata, verrà armata con funi in acciaio da 12 mm e resa solidale al versante con barre 24 ÷ 25 mm e lunghezza indicativamente $L = 3 - 4$ m (da valutare in c.o.), autoperforanti poichè il materiale attraversato (sempre terreno sciolto) non sarà in grado di auto sostenersi. Anche questo intervento ovviamente non ha lo scopo di stabilizzare il versante, ma solo di impedire la regressione e la riattivazione del fenomeno locale che ha generato il dissesto oggetto di sistemazione.

Nel caso tale opera venisse realizzata, per il dimensionamento degli ancoraggi potrà essere utilizzato il criterio precedentemente definito per micropali e tiranti.

Nel nostro caso, per barre tipo IGU (non valvolate) e visti i terreni affioranti si suggerisce (fig. 3a.3, freccia verde):

$$\alpha = 1.20$$

Il valore di q_s è invece determinabile dal diagramma di fig. 3c.1 considerando per i terreni in oggetto un valore medio rappresentativo di N'SPT di 25 colpi/30 cm. Si ottiene così un valore di $q_s = 0.125$ Mpa.



Grafici per il calcolo di q_s per le sabbie e le ghiaie. IRS = R1 IGU = R2

Fig. 3c.1: q_s terreni granulari - non valvolati = IGU = SG2.

4 Conclusioni

Su incarico e per conto della Provincia Autonoma di Trento, è stata effettuata una indagine geotecnica per il progetto esecutivo in Somma Urgenza di rifacimento di un tratto del muro di monte sulla S.P. 135 Km 3 in località Roveda (Frassilongo – Val dei Mocheni, Trento).

A maggio 2024 si è verificato uno scivolamento nella copertura sciolta del pendio a monte della muratura di sostegno in massi ciclopici della S.P., in un tratto in cui le altre opere in continuità con la scogliera sono in calcestruzzo armato e di altezza molto maggiore; lo scoscendimento, oltre ad aver determinato una parziale invasione della carreggiata con detrito, ha dissestato la muratura, provocando il crollo parziale della sua sommità nel settore ENE.

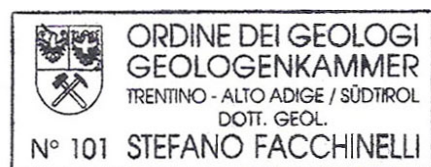
Il progetto prevede il rifacimento del muro e la sistemazione del pendio immediatamente sovrastante (non la stabilizzazione del versante), mediante la realizzazione di una paratia "berlinese" provvisoria con due ordini di tiranti, volta a permettere di effettuare in sicurezza lo scavo necessario per la costruzione del nuovo contenimento, che ora sarà in cls armato, con altezza 5 m circa e lunghezza 20 m. I lavori sono iniziati ad agosto 2024 e sono ancora in corso, ma quasi terminati.

Visto lo stato dei luoghi, si è suggerito di completare l'intervento con la posa di una rete in acciaio a doppia torsione 12 x 12 m armata ed accoppiata con geo rete alla sommità del pendio, laddove vi è necessità di contenere maggiormente la "nicchia" dello scoscendimento che ha generato il dissesto del pendio e del muro sottostanti.

La relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno, riguarda le fasi progettuali definitiva ed esecutiva.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti delle NTC 2018 e costituisce la relazione geotecnica specialistica del progetto strutturale di cui alle predette norme. Lo scrivente rimane a disposizione per eventuali chiarimenti.

dott. Stefano Facchinelli



Stefano Facchinelli

Pergine, novembre 2024