

S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"
TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA
1° stralcio: Madonna di Baiano-Fiorenzuola

SUPPORTO AGGIORNAMENTO PROG. DEFINITIVO

COD. **PG143**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. David Carlacchini
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A1245

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
 Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

Il Responsabile di Progetto

Arch. Pianificatore Marco Colazza

Il Responsabile del Procedimento

Dott. Ing.
 Alessandro Micheli

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
 Dott.Arch. N.Kamenicky
 Dott.Ing. V.Truffini
 Dott.Arch. A.Bracchini
 Dott.Ing. F.Durastanti
 Dott.Ing. E.Bartolucci
 Dott.Geol. G.Cerquiglini
 Geom. S.Scopetta
 Dott.Ing. L.Sbrenna
 Dott.Ing. E.Sellari
 Dott.Ing. L.Dinelli
 Dott.Ing. L.Nani
 Dott.Ing. F.Pambianco
 Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
 Dott. Ing. S.Sacconi
 Dott. Ing. G.Cordua
 Dott. Ing. V.De Gori
 Dott. Ing. C.Consorti
 Dott. Ing. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani
 Dott. Ing. F.Macchioni
 Geom. C.Vischini
 Dott. Ing. V.Piunno
 Dott. Ing. G.Pulli
 Geom. C.Sugaroni



GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00-GE00-GET-RE01		
L O P G 1 4 3	D	2 0 0 7	CODICE ELAB. T 0 0 G E 0 0 G E T R E 0 1	A	
A	Emissione		30/11/2020	G.Cordua	D.Carlaccini N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

1	PREMESSA	2
2	INDAGINI GEOGNOSTICHE	3
2.1	SONDAGGI GEOMECCANICI E PROVE IN SITU.....	4
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI LITOTIPI	7
3.1	UNITÀ U1 (MAR)	8
3.2	UNITÀ U2 (B, BN, H)	24
3.3	UNITÀ U3 (BIS)	28
3.4	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	37
4	MACROZONAZIONE SISMICA E INDIVIDUAZIONE DELLE CATEGORIE SISMICHE PER LE OPERE	38
5	PARAMETRI SISMICI ADOTTATI PER LE OPERE	42
6	VERIFICA DI STABILITÀ PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO	48
6.1	VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE	48
6.2	VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE	49
6.3	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATO	51
6.4	SEZIONI OGGETTO DI VERIFICA	53
6.5	TRINCEA 0+080.....	54
6.6	TRINCEA 1+075.....	57
6.7	RILEVATO 2+845	60
6.8	RILEVATO 3+740	63
7	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI	66
7.1	METODO DI CALCOLO UTILIZZATO.....	66
7.1	SEZIONE OGGETTO DI VERIFICA	67
	BIBLIOGRAFIA.....	70

1 PREMESSA

L'opera stradale denominata "Strada delle tre valli umbre" si snoda fra lo svincolo di progetto della S.G.C. E45 in località Acquasparta e lo svincolo della nuova Flaminia (SS.3) In località Eggi per una lunghezza di 20+885 km.

Con delibera n. 146 del 2/12/2005 il CIPE ha approvato con prescrizioni e raccomandazioni, il progetto preliminare del tratto Acquasparta - Eggi.

Causa delle disponibilità di finanziamento concesse dal cipe è stato sviluppato un stralcio funzionale di 4+158 km che va dalla progr. km 6+820 (con immissione diretta sulla S.R. 418 in corrispondenza dello svincolo Firenzuola) alla progr km 10+977 appena dopo lo svincolo di Baiano di Spoleto.

Lo stralcio è stato concepito come la naturale prosecuzione della tratta esistente a due corsie di marcia fra Baiano di Spoleto e S.Sabino, tenendo conto che è in via di ultimazione la tratta sempre a due corsie fra S.Sabino ad Eggi.

Pertanto lo stralcio individuato permetterà la chiusura di un unico tracciato ad una carreggiata che va da Firenzuola ad Eggi completando il tracciato per circa 17 km dei 21 previsti in preliminare.

La Cassa di Risparmio di Spoleto in qualità di soggetto promotore ha affidato la progettazione definitiva dell' intervento alla società Sintagma s.r.l. nella persona dell' A.D. ing. Nando Granieri. Il progetto verrà dunque trasferito alla Regione Umbria che provvederà a trasmetterlo al soggetto attuatore che è ANAS s.p.a. che provvederà ad approvarlo.

La presente relazione , attiene alle prestazioni di ingegneria geotecnica relative al lotto in esame e riguarda sia i risultati delle indagini geotecniche in sito e di laboratorio sia quelli dalle indagini geofisiche.

Nel seguito si descrivono le indagini svolte sui terreni nella presente fase progettuale; con riferimento ai risultati di tali indagini si fornisce la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle opere e si illustrano i rapporti fra le opere ed i terreni.

2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le indagini geognostiche nell'area in esame sono costituite da due distinte campagne di indagini rispettivamente nel 2003 in fase di Progetto Preliminare e successivamente integrate nel 2009 in fase di Progetto Definitivo. Tali indagini dirette ed indirette, di laboratorio ed in situ, assieme al rilevamento della zona sugli affioramenti, sono state utili per conoscere con maggiore dettaglio le caratteristiche geologico-geotecniche dei terreni sciolti e lapidei posti a varie profondità; esse si sono concentrate sul tracciato prescelto, per l'acquisizione dei seguenti dati:

- a) L'andamento areale, gli spessori, le condizioni e le caratteristiche geotecniche dei vari terreni sciolti;
- b) L'andamento generale delle varie strutture dislocative di carattere tettonico (faglie, fratture, fessure ecc.); operazione indispensabile per realizzare le classificazioni del punto c.
- c) L'andamento areale, gli spessori, le condizioni e le caratteristiche geomeccaniche dei vari terreni lapidei interessati dai lavori; in particolare valutare le condizioni dell'ammasso roccioso, fornendo dei valori specifici ricavabili da una serie di classificazioni (GSI), la presenza d'anomalie, filoni con eventuali aureole di contatto, interstrati più deboli per diverso grado di fratturazione, alterazione, o composizione, presenza di venute d'acqua, ecc.
- d) La ricostruzione della situazione idrogeologica locale per le singole formazioni geologiche attraversate dal tracciato stradale mediante l'installazione di strumentazione nei fori di sondaggio e successiva misura dei livelli piezometrici nei pozzi e piezometri installati.

Le indagini eseguite in campagna e in laboratorio per la stesura del Progetto Preliminare i cui risultati utili alla composizione e completezza di questa relazione, sono stati opportunamente riassunti e riportati in modo esaustivo in singoli capitoli, sono state le seguenti:

- a) Indagini geognostiche dirette eseguite dalla ditta Sicef S.a.s. –, riportate nell'allegato A;

Le indagini eseguite per la stesura del Progetto Definitivo sono state effettuate ad integrazione dei risultati provenienti dalla precedente campagna geognostica e sono state le seguenti:

- a) Indagini geognostiche dirette eseguite dalla ditta Geotecnica Lavori s.r.l. (dettagliatamente descritte nella relazione “Risultati indagine geognostica”);
- b) Prove di laboratorio eseguite dal Laboratorio Geotecnico – Terra S.n.c. (dettagliatamente descritte nella relazione “Risultati indagine geognostica”).
- c) Indagini geosismiche con realizzazione di sezioni sismiche topografiche eseguite dalla Tecnogeo s.n.c. (dettagliatamente descritte nella relazione “Risultati indagine geognostica”).

2.1 Sondaggi geomeccanici e prove in situ

Dei sondaggi pregressi (Campagna 2003 inerente al tracciato completo Acquasparta Eggi) nella tratta di interesse possono essere considerate le verticali S7, S8 ed S9.

La campagna d’indagini del 2009 è consistita nell’esecuzione di sondaggi geotecnici, realizzati con sistema di perforazione a carotaggio continuo. Nell’ambito di tale campagna, durante la realizzazione dei sondaggi geotecnici sono state eseguite prove dilatometriche cilindriche *DRT*, prove di permeabilità *Lugeon* e il prelievo di campioni relativi a spezzoni di carota del materiale lapideo indagato, nonché la valutazione dell’indice *RQD* sul cutting di perforazione; al termine della perforazione, i fori di sondaggio sono entrambi stati condizionati con tubazione piezometrica tipo tubo aperto o “Norton”. I campioni di materiale lapideo prelevati durante la realizzazione dei sondaggi, sono stati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico (determinazione del peso di volume e Point Load Test), effettuati presso il laboratorio TERRA S.N.C. di Papiano (PG). Le prove dilatometriche sono state eseguite dalla GEOANALISI S.R.L.. Le modalità esecutive dei sondaggi geognostici, delle prove geotecniche e di permeabilità condotte, nonché l’elenco delle prove di laboratorio eseguite, vengono di seguito descritte.

L’indagine svolta nel 2009 a corredo del progetto definitivo consta di n. 5 sondaggi a carotaggio continuo (le cui stratigrafie e relative fotografie delle carote sono riportate nella relazione sulle indagini geognostiche, così posizionati:

- S1/09 (m 40.00) – Galleria Artificiale Romanella;
- S2/09 (m 40.00) – Galleria Artificiale Colle del Vento;

RELAZIONE GEOTECNICA

- S3/09 (m 30.00) – Cavalcavia Cimitero;
- S4/09 (m 30.00) – Viadotto Marroggia 1;
- S5/09 (m 30.00) – Viadotto molino Vecchio;

Nella seguente Tabella 1 sono riassunti i sondaggi eseguiti nelle due campagne di indagine.

Denominazione	Posizione	Quota (m slm)	Fondo foro da pc (m)
S7/03	Galleria Naturale Arezzo	570.00	62.00 m
S8/03	Viadotto Marroggia1	335.00	20.00 m
S9/03	Viadotto Molino vecchio	320.50	25.00 m
S1/09	Galleria Artificiale Romanella	414.76	40.00 m
S2/09	Galleria Artificiale Colle del Vento	386.00	40.00 m
S3/09	Cavalcavia Cimitero	366.90	25.00 m
S4/09	Viadotto marroggia1	328.20	30.00 m
S5/09	Viadotto Molino vecchio	321.60	30.00 m

Tabella 1 – Sondaggi realizzati.

Al fine di migliorare la scelta dei parametri geomeccanici di progetto sono stati presi in considerazione i sondaggi integrativi riportati in Tabella 3 (S2 S3 S4 ed S5). Le stratigrafie sono nella relazione sulle indagini geognostiche.

Sono state inoltre eseguite n. 3 prospezione sismiche a rifrazione con restituzione tomografica.

Sondaggio N. Campione N.	Quota (m da p.c.)	Peso di volume	Point Load Test
S1 CR1	10.60 - 10.80	X	X
S1 CR2	15.30 - 15.50	X	X
S1 CR3	19.70 - 20.00	X	X
S1 CR4	24.30 - 24.50	X	X
S1 CR5	29.60 - 29.75	X	X
S1 CR6	34.00 - 34.20	X	X
S1 CR7	39.40 - 39.60	X	X
S2 CR1	6.50 - 6.80	X	X
S2 CR2	11.30 - 11.60	X	X
S2 CR3	16.40 16.55	X	X

RELAZIONE GEOTECNICA

S2 CR4	19.40 - 19.55	X	X
S2 CR5	26.15 - 26.30	X	X
S2 CR6	33.10 - 33.30	X	X
S2 CR7	36.30 - 36.50	X	X

Tabella 2 – Campioni prelevati e prove di laboratorio.

Denominazione	Posizione	Quota (m slm)	Fondo foro da pc (m)
S12	Baiano di Spoleto	310.70	15.00
S13	Baiano di Spoleto	318.00	11.00
S14	Baiano di Spoleto	319.00	16.00
S15	Baiano di Spoleto	327.00	15.00

Tabella 3 – Sondaggi integrativi.

In corrispondenza dei sondaggi eseguiti sono stati prelevati 7+7 spezzoni di sui quali sono state eseguite prove di laboratorio (si veda Tabella 2) per la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni presenti lungo il tracciato.

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI LITOTIPI

La campagna di indagine eseguita nel 2003 in fase di progetto preliminare e quella del 2009 svolta in fase di progetto definitivo hanno consentito di caratterizzare i litotipi presenti in sito.

Lungo il tracciato di progetto è stato possibile identificare le seguenti unità geomeccaniche:

1. Unità 1 corrispondente alla Formazione Marnoso – Arenacea s. l. (MAR) la cui caratterizzazione è descritta al par 3.1.
2. Unità 2 corrispondente alle Alluvioni recenti (b) ed antiche terrazze del Pleistocene (bn), oltre che il terreno antropico (h) la cui caratterizzazione è descritta al par 3.2;
3. Unità 3 corrispondente alla Formazione del Bisciario (Bi), la cui caratterizzazione è descritta al par 3.3.

3.1 Unità U1 (MAR)

L'unità geomeccanica U1 interessa le seguenti opere:

- Galleria Artificiale Romanella
- Galleria Artificiale Colle del Vento
- Cavalcavia Cimitero

ed è stata incontrata dai sondaggi S1/09, S2/09 e S7/03.

Nel seguito sono riportate le caratteristiche meccaniche dell'unità U1 dedotte dalle prove di laboratorio *Point Load*, dalle prove dilatometriche cilindriche e dalle prove sismiche, per ciascun sondaggio.

Per descrivere la qualità dell'ammasso è utilizzata la classifica proposta da Bieniawski (1976, 1989) nota come *RMR* ("Rock Mass Rating").

La classifica di Bieniawski, è stata inizialmente messa a punto per una valutazione speditiva del tipo di sostegno da utilizzare nello scavo di gallerie e pertanto tiene conto non solo della qualità intrinseca dell'ammasso roccioso, ma anche di altri fattori quali l'entità dell'afflusso di acqua in galleria e l'orientazione delle discontinuità.

Per una migliore stima della qualità "intrinseca" dell'ammasso roccioso e per utilizzare gli indici allo scopo di ricavare i parametri di resistenza e di deformabilità, *Hoek et al.* (1995) suggeriscono di utilizzare la versione del 1976 della classifica *RMR*, escludendo però l'influenza dell'orientazione dei giunti e attribuendo un valore 10 al fattore che tiene conto dell'influenza dell'acqua (Tabella 4).

L'indice di qualità così individuato viene definito *GSI* (*Geological Strength Index*).

Il *GSI* è stato valutato in base alle condizioni di fatturazione rilevate sulle carote di sondaggio e sui risultati delle prove di laboratorio.

Parameter		Ranges of values							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index (MPa)	> 8	4-8	2-4	1-2	For this low range, uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength (MPa)	> 200	100-200	50-100	25-50	10-25	3-10	1-3
	Rating	15	12	7	4	2	1	0	
2	Drill core quality RQD (%)	90-100	75-90	50-75	25-50	< 25			
	Rating	20	17	13	8	3			
3	Spacing of joints	> 3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	< 50 mm			
	Rating	30	25	20	10	5			
4	Condition of joints	Very rough surfaces Not continuous No separation Hard joint wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Hard joint wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Soft joint wall rock	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Joints open 1-5mm Continuous joints	Soft gouge > 5 mm thick or Joints open > 5 mm Continuous joints			
		Rating	25	20	12	6	0		

Tabella 4 – Determinazione dell'indice GSI (RMR '76).

Per l'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio e per la definizione dei parametri geomeccanici della roccia intatta e dell'ammasso nel suo complesso si fa riferimento al criterio di rottura così come sviluppato da *Hoek* (1983) e *Hoek e Brown* (1988) sulla base di una vasta raccolta di dati pubblicati in letteratura.

Tale criterio (empirico) appare in grado di soddisfare le seguenti condizioni:

- risulta essere formulato mediante una semplice equazione matematica basata su un modesto numero di parametri costitutivi;
- risulta in buon accordo con i valori di resistenza determinati con prove di laboratorio triassiali su campioni di roccia intatta (matrice rocciosa);
- risulta facilmente adattabile alla descrizione del comportamento di ammassi rocciosi sia di buona qualità ed elevata resistenza che di ammassi strutturalmente complessi e molto fratturati.

Il criterio di rottura di *Hoek-Brown* per ammassi rocciosi intatti (matrice) può essere espresso sulla base della seguente equazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (1)$$

dove σ'_1 e σ'_3 rappresentano rispettivamente la tensione efficace principale massima e minima a rottura, σ_{ci} è la resistenza a compressione uniassiale, m_i è la massa di roccia intatta.

Il criterio di Hoek-Brown per ammassi rocciosi intatti riportato nella eq (1) può essere generalizzato per descrivere la resistenza di ammassi rocciosi fratturati:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2)$$

in cui m_b è la massa di roccia fratturata e s e a sono parametri del materiale, il cui può essere stimato sulla base del *Geological Strength Index (GSI)* tramite le seguenti relazioni:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right) \quad (3)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right) \quad (4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/15} \right) \quad (5)$$

in cui D rappresenta il fattore di disturbo dell'ammasso roccioso introdotto da Hoek et al (2002), il cui valore è stabilito sulla base delle linee guida riportate in Figura 1.

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$

Figura 1 - Linee guida per la scelta del fattore di disturbo D dell'ammasso roccioso (Hoek et al. 2002).

Il modulo di rigidezza della roccia intatta è stato messo in relazione con la resistenza a compressione monoassiale da Deere (2002):

$$E_i = MR\sigma_{ci} \quad (6)$$

in cui MR è un parametro della roccia che può essere adottato un valore pari a 225, intermedio tra i valori suggeriti da Hoek per le arenarie e per le marne.

La determinazione delle caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso fratturato è dato dalla seguente relazione (Hoek e Diederichs, 2006):

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1-D/2}{1+e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}} \right) \quad (7)$$

Ai fini della modellazione numerica è più semplice ricorrere al modello di Mohr-Coulomb, i cui parametri: angolo di attrito interno φ' e coesione efficace c' possono essere valutati come riportato di seguito:

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (8)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1+\frac{(6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1})}{(1+a)(2+a)}}} \quad (9)$$

dove:

$$\sigma_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}} \quad (10)$$

in cui si ritiene utile notare che il valore di σ'_{3max} rappresenta il limite superiore della tensione di confinamento e definisce pertanto l'intervallo nel quale è stata individuata l'equivalenza fra il criterio di rottura di *Hoek-Brown* e quello di *Mohr-Coulomb*.

Analisi svolte dagli autori consentono di ritenere corretta la seguente espressione :

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\sigma_o} \right)^{-0.94} \quad (11)$$

dove σ'_{cm} è la resistenza "globale" dell'ammasso roccioso definita come segue:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (12)$$

da cui sostituendo i valori di φ' e c' definiti rispettivamente nelle eq (8) e (9) si ottiene:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b+4s-a(m_b-8s))(m_b/4+s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (13)$$

Si procede ad una descrizione delle prove e dei risultati ottenuti per entrambi i sondaggi indagati.

Sondaggio S1/09:

Il sondaggio S1 ricade planimetricamente a metà dello sviluppo longitudinale della Galleria Romanella e, in assenza di ulteriori informazioni, si ritiene rappresentativo per l'intero tratto.

Dalle *Point Load test* fornite sono stati ricavati i parametri $I_s(50)$, indice di resistenza a carichi puntuali riferito ad un provino di dimensioni $D=50\text{mm}$, riportati in Tabella 5. I valori ricavati alle varie profondità sono stati mediati così da determinare un parametro rappresentativo, e comunque cautelativo, per lo strato in esame.

	Prof. In	Prof. Fin	γ	Is50 - 1	Is50 - 2	Is50 - 3	Is50 - 4	Is50 (medio)
	m	m	kN/mc	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
S1CR1	10.6	10.8	23	0.51	0.14			0.30
S1CR2	15.3	15.5	22	0.07				
S1CR3	19.7	20	24	0.36	0.36			
S1CR4	24.3	24.5	23	0.36	0.29	0.33		
S1CR5	29.6	29.75	23	0.36				
S1CR6	34	34.2	24	0.51	0.14			
S1CR7	39.4	39.6	23	0.14				

Tabella 5 – Valori di I_s50 .

L'andamento dell'RQD, illustrato in Figura 2, permette di distinguere uno strato superficiale di marna a cui è associato un valore di RQD pari al 10%, ed uno più profondo con RQD pari al 40%.

La presenza dello strato superficiale a maggiore alterazione è stata supportata dall'elaborazione di prove sismiche, successivamente descritte.

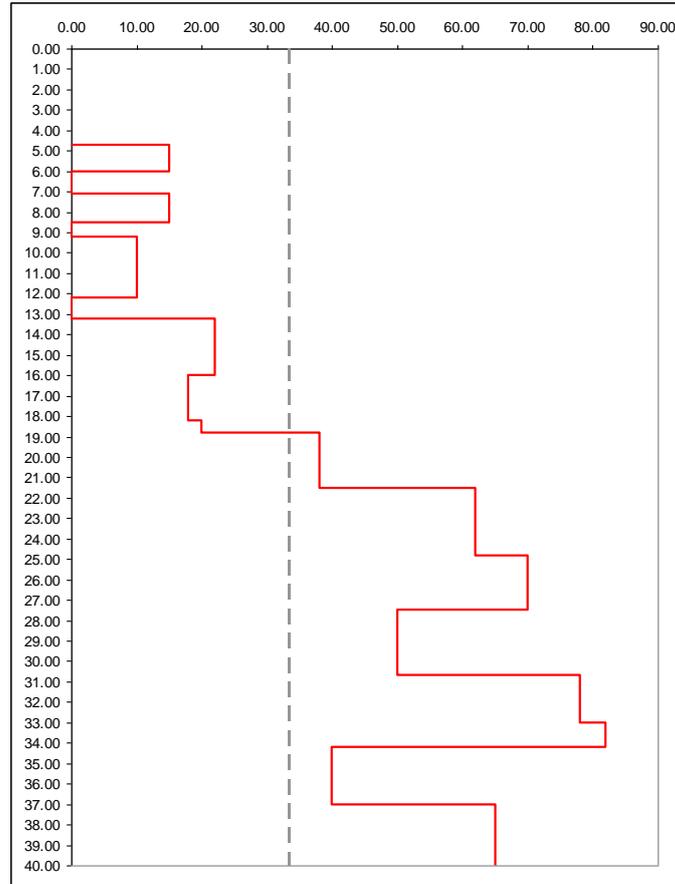


Figura 2 – Andamento di RQD misurato nel sondaggio S1/09.

Il valore della σ_c è stato determinato a partire dal parametro medio $Is50$ e moltiplicandolo, cautelativamente, per un coefficiente pari a 15 poiché nella seguente tabella, tratta da Hoek-Brown 1981, si evince che il rapporto tra σ_c e $Is50$ è pari a 25.

Hoek and Marinos –

Table 1: Field estimates of uniaxial compressive strength of intact rock.

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, peridotite, rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, sandstone, schist
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Concrete, phyllite, schist, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, claystone, potash, marl, siltstone, shale, rocksalt,
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock, shale
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

* Grade according to Brown (1981).

** Point load tests on rocks with a uniaxial compressive strength below 25 MPa are likely to yield highly ambiguous results.

Per quanto riguarda m_i può essere adottato un valore pari a 12, intermedio tra i valori suggeriti in letteratura da *Hoek* per le arenarie e per le marne. In Tabella 6 si riportano i valori dei parametri meccanici e i relativi valori degli indici parziali per la definizione del *GS*.

	Is50 (medio)	σ_c	RQD	Spaziatura	Qualità dei giunti	Acqua	GSI
Sondaggio	Mpa	Mpa	(%)	(m)	(-)	(-)	(-)
S1sup (<14m)	0.3	4.5	10	0.05			
Rating	1		3	5	12	10	31
S1inf (>14m)	0.3	4.5	40	0.05			
Rating	1		8	5	12	10	36

Tabella 6 – Stima dei valori di GSI.

In tabella Tabella 7 si riportano dunque i parametri che definiscono il modello di *Hoek-Brown* per l'ammasso oggetto di studio.

	σ_c	GSI	m_i	m_b	s	a	E_m
	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	MPa
S1 sup	4.5	31	12	1.021	0.0005	0.521	710.6
S1 inf	4.5	36	12	1.22	0.0008	0.515	947.6

Tabella 7 – Caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso.

Il modulo di *Young* è stato altresì determinato dall'elaborazione di prove dilatometriche cilindriche e di prove sismiche tomografiche a rifrazione in onde P, illustrate in Figura 3. Nella medesima figura si riporta l'elaborazione delle citate prove in termini di velocità di onde di taglio V_s i cui valori sono legati ai valori di velocità delle onde longitudinali V_p mediante la relazione $V_s = V_p \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}}$. Le elaborazioni sono state condotte assumendo un valore del modulo di *Poisson* ν pari a 0.3 e mostrano i valori delle V_s lungo il tracciato della galleria e lungo il profilo verticale in corrispondenza della sezione trasversale di massima copertura.

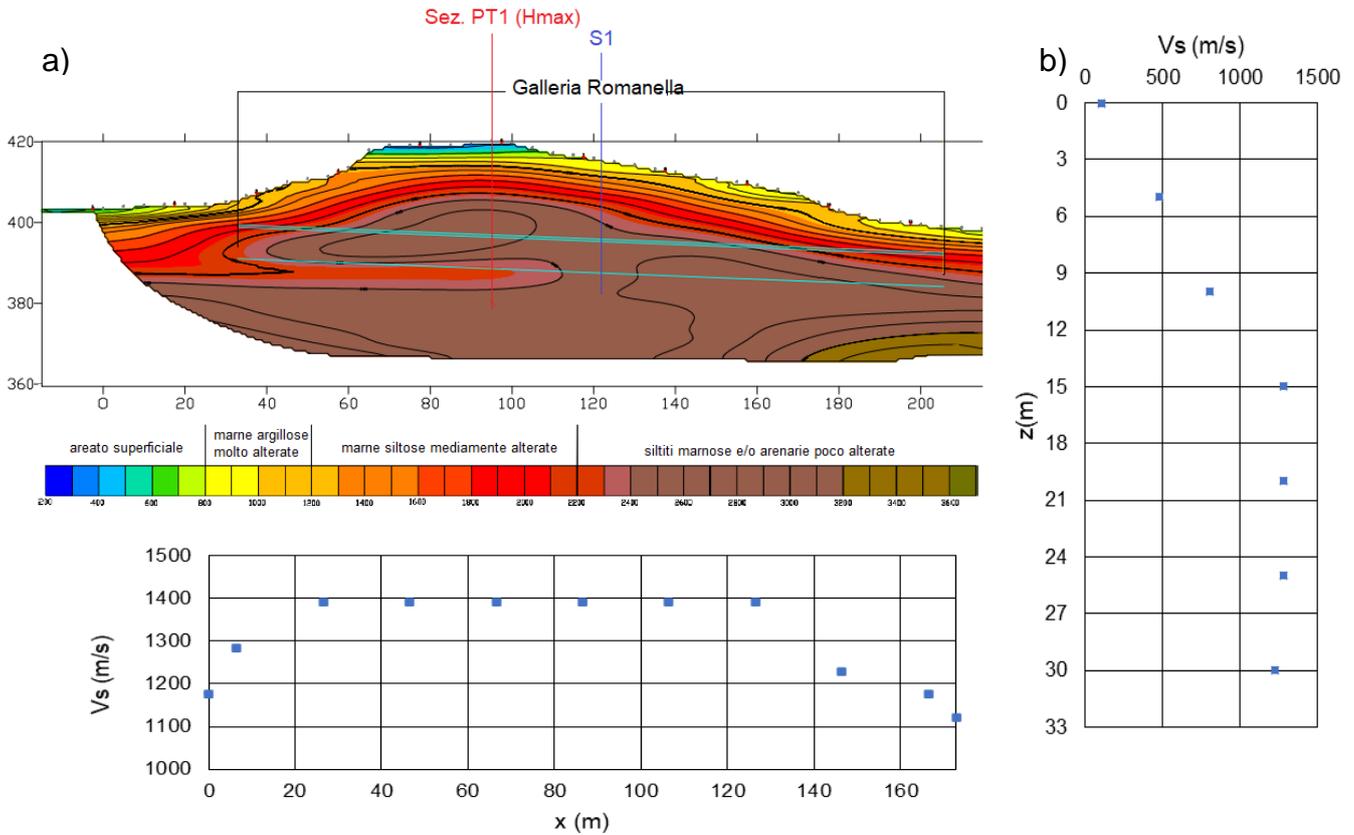


Figura 3 - a) Stralcio della tomografia della Galleria Romanella, b) profilo delle Vs lungo la profondità (Sez. PT1), c) profilo delle Vs lungo l'asse della galleria.

Dai valori delle velocità V_p sono stati ricavati i valori del modulo E mediante la correlazione $E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G$, nella quale G rappresenta il modulo di rigidezza a taglio ed è pari a $V_s^2 \cdot \rho$, dove ρ rappresenta la densità relativa. I valori dei moduli operativi E_{10} sono stati assunti pari ad 1/10 rispetto ai moduli di *Young* ricavati mediante le espressioni sopra citate.

In Figura 4, si riporta l'andamento del modulo E_{10} con la profondità e, altresì, il modulo di rigidezza ottenuto dall'elaborazione della prova pressiometrica S1-D1 a 17.5 m, per la quale tale valore è pari a 422 MPa. Inoltre si indica l'andamento del modulo E_m con la profondità dedotto dall'applicazione delle formulazioni di *Hoek-Brown*.

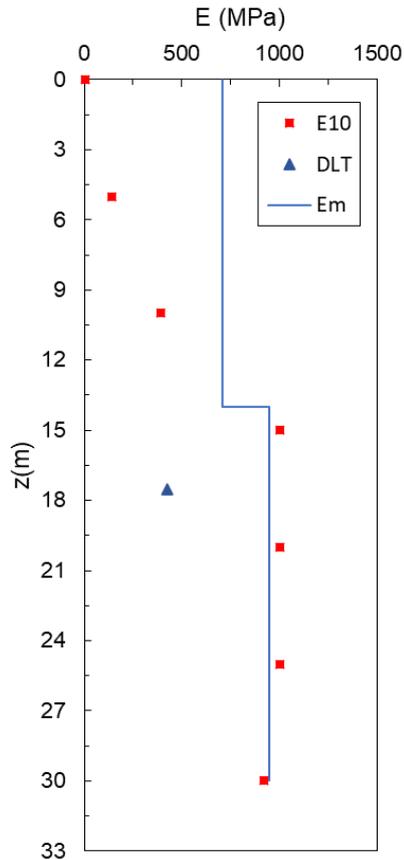


Figura 4 - Andamento del modulo E con la profondità, Sez. PT1.

In accordo con quanto appena descritto, per la Galleria Romanella, a seconda della profondità a cui si ritiene opportuno linearizzare il criterio, sono stati assunti i seguenti range di parametri fisici e meccanici.

- peso di volume $\gamma = 21.0 - 23 \text{ kN/m}^3$;
- coesione efficace $c' = 34 - 150 \text{ kPa}$;
- angolo di attrito $\varphi' = 34^\circ - 45^\circ$;
- modulo di Young $E = 100 - 500 \text{ MPa}$;
- coefficiente di permeabilità $k = 10^{-8} \text{ m/s}$.

Sondaggio S2/09:

RELAZIONE GEOTECNICA

Il sondaggio S2 si ritiene rappresentativo per l'intero tratto della Galleria Colle del Vento.

Le *Point Load test* effettuate hanno permesso di determinare un valore medio di I_{s50} , come illustrato in Tabella 8.

	Prof. In	Prof. Fin	γ	Is50 - 1	Is50 - 2	Is50 - 3	Is50 - 4	Is50 (medio)
	m	m	kN/mc	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
S2CR1	6.5	6.8	23	0.51	0.51	0.51	0.36	0.21
S2CR2	11.3	11.6	24	0.22	0.18	0.29		
S2CR3	16.4	16.55	26	0.07	0.14	0.07		
S2CR4	19.4	19.45	23	0.14	0.14	0.29		
S2CR5	26.15	26.3	22	0.04				
S2CR6	33.1	33.3	23	0.14	0.18	0.22	0.11	
S2CR7	26.3	26.5	22	0.14	0.14	0.14	0.14	

Tabella 8 – Valori di I_{s50} .

L'indice *RQD* medio relativo alla perforazione S2/09 è pari al 29.50%, valore deducibile dalla Figura 2. A differenza del sondaggio S1, in questo caso non si evince una variazione significativa dei valori di *RQD* che possa indicare una differenza stratigrafica in termini di caratteristiche meccaniche.

RELAZIONE GEOTECNICA

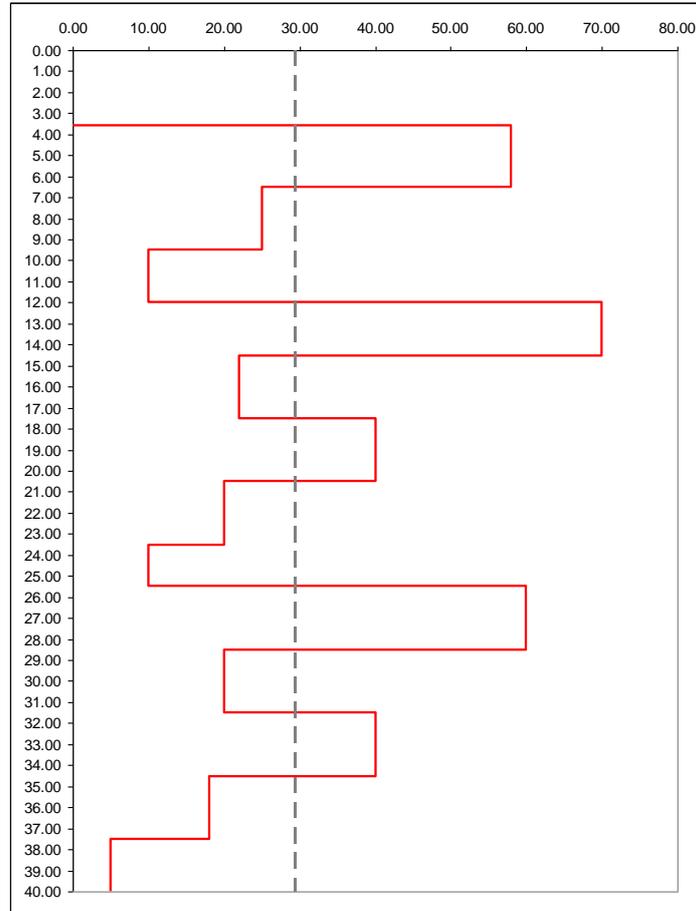


Figura 5 – Andamento di RQD misurato nel sondaggio S2/09.

Analogamente a quanto fatto per il sondaggio S1, si riporta in Tabella 9 il valore della σ_c e gli indici parziali atti a definire il valore di GSI.

	Is50 (medio)	σ_c	RQD	Spaziatura	Qualità dei giunti	Acqua	GSI
Sondaggio	Mpa	Mpa	(%)	(m)	(-)	(-)	(-)
S2	0.22	3.3	29.5	0.05			
Rating	1		8	5	12	10	36

Tabella 9 – Stima dei valori di GSI.

In Tabella 10 si riportano i parametri meccanici che descrivono l'ammasso secondo la formulazione di Hoek e Brown.

	σ_c	GSI	mi	mb	s	a	E_m
	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	MPa

S2	3.3	36	12	1.22	0.0008	0.515	811.4
----	-----	----	----	------	--------	-------	-------

Tabella 10 – Caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso.

In riferimento alla stesa tomografia effettuata longitudinalmente alla galleria Colle del Vento ed in prossimità del sondaggio S2, si riportano in Figura 6 i valori delle velocità V_s longitudinalmente alla galleria stessa e lungo il profilo della sezione di massima copertura.

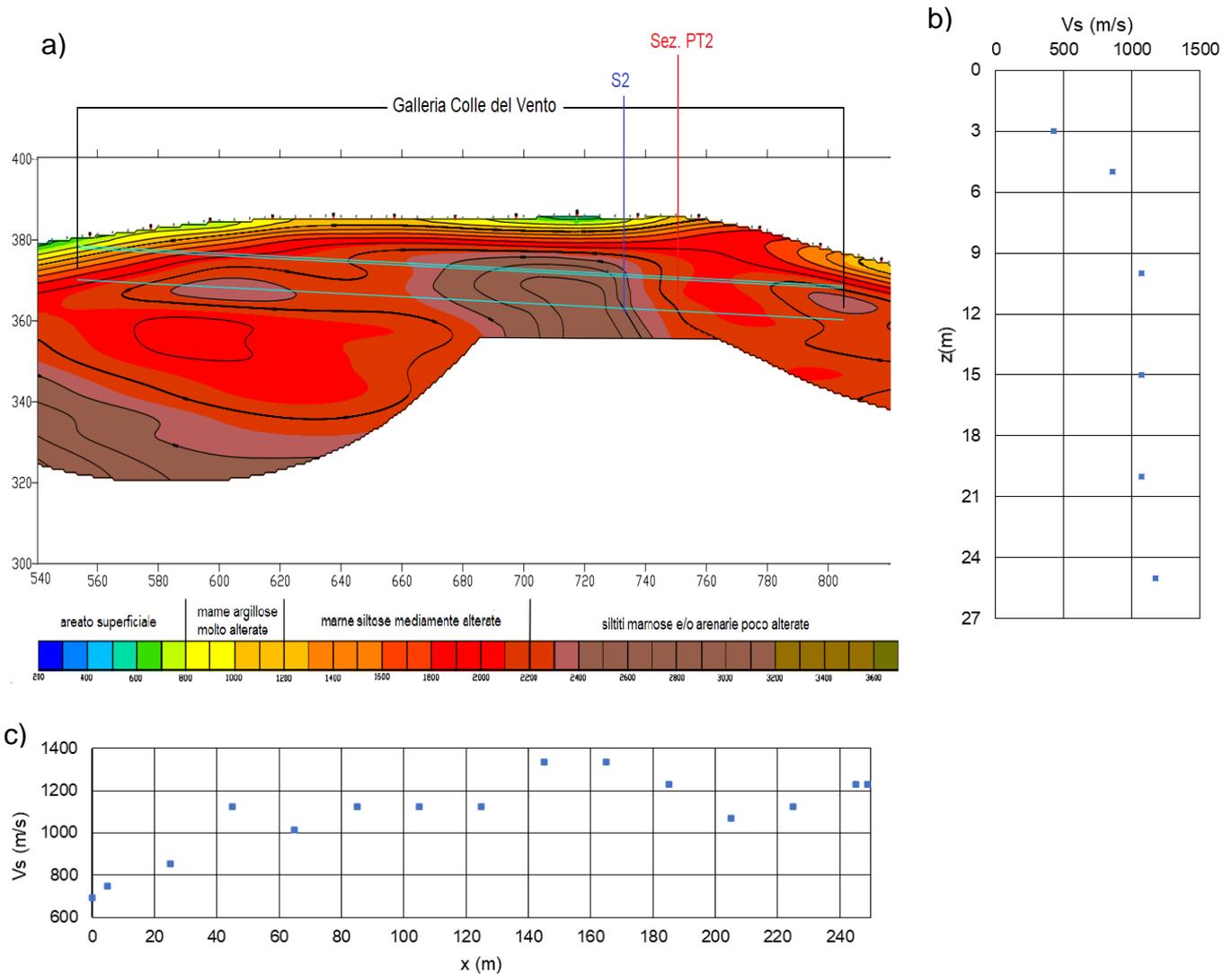


Figura 6 - a) Stralcio della tomografia della Galleria Colle del Vento, b) profilo delle V_s lungo la profondità (Sez. PT2), c) profilo delle V_s lungo l'asse della galleria.

Come descritto, per il tratto afferente alla galleria Romanella, a partire dai valori di V_s , è stato ricavato il profilo modulo E operativo per la sezione di massima copertura, riportato in Figura 7. Nella stessa si riporta anche il valore del modulo di Young ottenuto dall'elaborazione di una

RELAZIONE GEOTECNICA

prova dilatometrica ad espansione cilindrica effettuata nel sondaggio S2, ad una profondità di 14.5 m, pari a 324 MPa. Inoltre si indica l'andamento del modulo E_m con la profondità dedotto dall'applicazione delle formulazioni di *Hoek-Brown*.

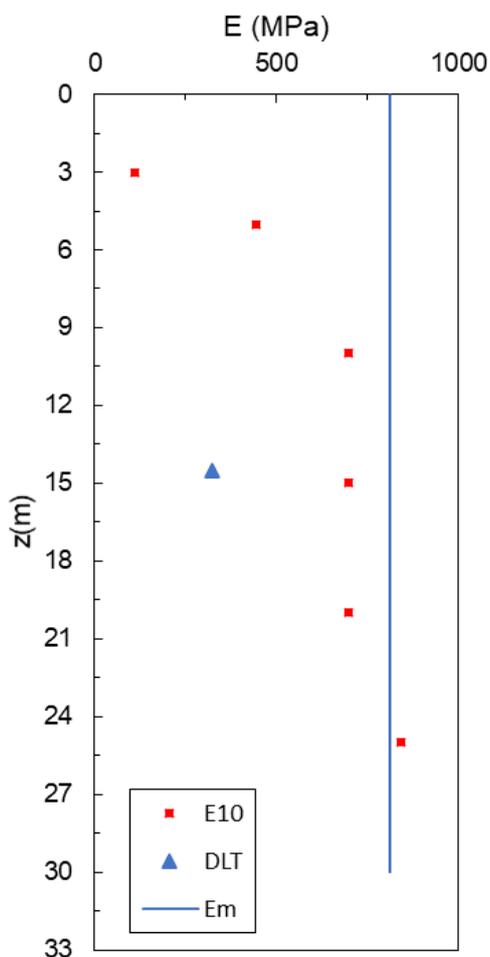


Figura 7 - Andamento del modulo operativo con la profondità, Sez. PT2.

RELAZIONE GEOTECNICA

In accordo con quanto appena descritto e con i risultati del sondaggio in corrispondenza della Galleria Colle del Vento, si sono cautelativamente assunti i seguenti parametri fisici e meccanici:

- peso di volume $\gamma = 21.0 - 23.00 \text{ kN/m}^3$;
- coesione efficace $c' = 45 - 95 \text{ kPa}$;
- angolo di attrito $\varphi' = 32^\circ - 42^\circ$;
- modulo di Young $E = 100 - 350 \text{ MPa}$;
- coefficiente di permeabilità $k = 10^{-8} \text{ m/s}$.

3.2 Unità U2 (b, bn, h)

L'unità geomeccanica U2 interessa le seguenti opere:

- Viadotto Marroggia 1
- Viadotto Molino Vecchio

ed è stata incontrata dai sondaggi S8/03, S9/03, S3/09, S4/09, S5/09 .

La caratterizzazione geotecnica è stata eseguita in base ai risultati delle prove SPT (Standard Penetration Test), il cui risultato consiste nella misura del numero di colpi N_{SPT} . In letteratura esiste la correlazione di De Mello (1971) riportata nella Figura 8 che permette di determinare l'angolo di attrito interno.

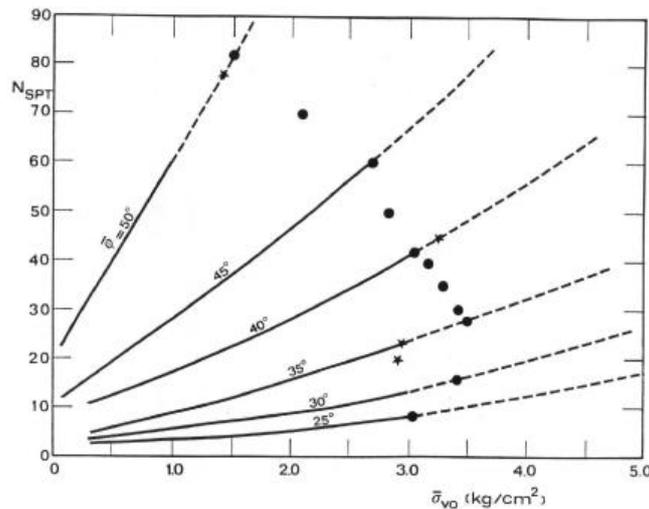


Figura 8 - Correlazione tra numero di colpi, tensione verticale efficace ed angolo di attrito da De Mello (1971).

Per la stima del modulo di Young, E , è possibile utilizzare i risultati ottenuti da Denver (1982) – illustrati nella Figura 9 – che fornisce una serie di correlazioni tra modulo di Young e resistenza alla penetrazione i cui coefficienti dipendono dalla composizione granulometrica del materiale.

RELAZIONE GEOTECNICA

Nella seguente Tabella 11 sono riportati i valori di N_{SPT} misurati in sito ed il corrispondente valore dell'angolo di attrito interno ϕ' (cfr. Figura 10). Si è inoltre determinato il modulo di Young E assumendo i coefficienti s_1 e s_2 della curva 5 di Figura 9.

	Z _{sup} (m)	Z _{inf} (m)	Prondità media (m)	gamma (kN/m ³)	sigv (kPa)	N1 (-)	N2 (-)	N3 (-)	NSPT (-)	phi' (deg)	s1 (-)	s2 (-)	E (MPa)
SPT S8/03	3.20	3.65	3.43	20.00	68.50	3	7	15	22	45.0	0.517	7.46	18.83
SPT S8/03	5.50	5.95	5.73	20.00	114.50	9	13	22	35	46.0	0.517	7.46	25.56
SPT S9/03	3.00	3.45	3.23	20.00	64.50	7	11	18	29	47.0	0.517	7.46	22.45
SPT S9/03	6.20	6.65	6.43	20.00	128.50	19	22	27	49	47.0	0.517	7.46	32.79
SPT S9/03	9.80	10.25	10.03	20.00	200.50	17	24	55	79	48.0	0.517	7.46	48.30
SPT S3/09	1.70	2.15	1.93	20.00	38.50	4	6	8	14	44.0	0.517	7.46	14.70
SPT S3/09	3.20	3.65	3.43	20.00	68.50	4	12	18	30	47.0	0.517	7.46	22.97
SPT S3/09	4.70	5.15	4.93	20.00	98.50	16	19	24	43	47.0	0.517	7.46	29.69
SPT S3/09	6.00	6.45	6.23	20.00	124.50	22	31	26	57	47.0	0.517	7.46	36.93
SPT S3/09	7.50	7.95	7.73	20.00	154.50	19	35	30	65	48.0	0.517	7.46	41.07
SPT S3/09	9.00	9.45	9.23	20.00	184.50	RIF	-	-	RIF				
SPT S4/09	5.00	5.45	5.23	20.00	104.50	21	13	13	26	44.0	0.517	7.46	20.90
SPT S4/09	10.00	10.45	10.23	20.00	204.50	33	41	42	83	48	0.517	7.46	50.37
SPT S4/09	15.00	15.45	15.23	20.00	304.50	RIF	-	-	RIF				
SPT S5/09	1.70	2.15	1.93	20.00	38.50	15	20	12	32	49.0	0.517	7.46	24.00
SPT S5/09	4.50	4.95	4.73	20.00	94.50	21	26	24	50	49.0	0.517	7.46	33.31
SPT S5/09	7.50	7.95	7.73	20.00	154.50	26	26	31	57	47.0	0.517	7.46	36.93
SPT S5/09	10.55	11.00	10.78	20.00	215.50	24	27	25	52	46.0	0.517	7.46	34.34
SPT S5/09	13.50	13.95	13.73	20.00	274.50	18	24	22	46	42.0	0.517	7.46	31.24
SPT S5/09	16.50	16.95	16.73	20.00	334.50	RIF	-	-	RIF				
SPT S5/09	19.50	19.95	19.73	20.00	394.50	RIF	-	-	RIF				
									media=	47 deg		media=	30 MPa

Tabella 11 - Caratteristiche meccaniche dell'unità U2 dedotte dalle prove SPT.

RELAZIONE GEOTECNICA

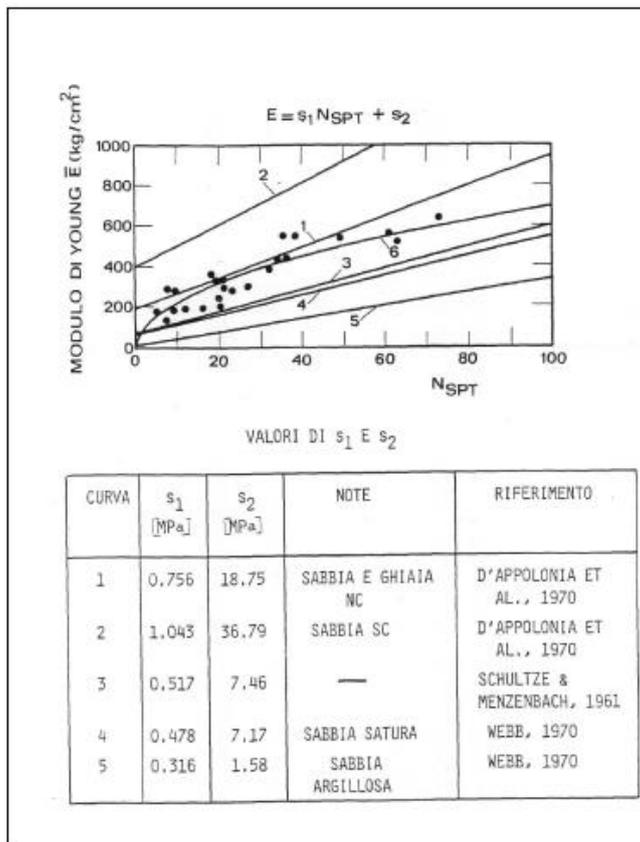


Figura 9 - Correlazioni tra modulo di Young, E, e numero di colpi, N_{SPT}, da Denver (1982).

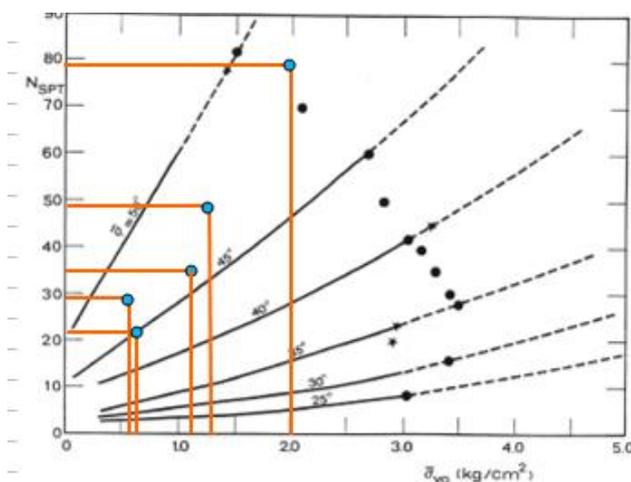


Figura 10 – Sondaggi 2003 - Correlazione tra numero di colpi, tensione verticale efficace ed angolo di attrito da De Mello (1971)

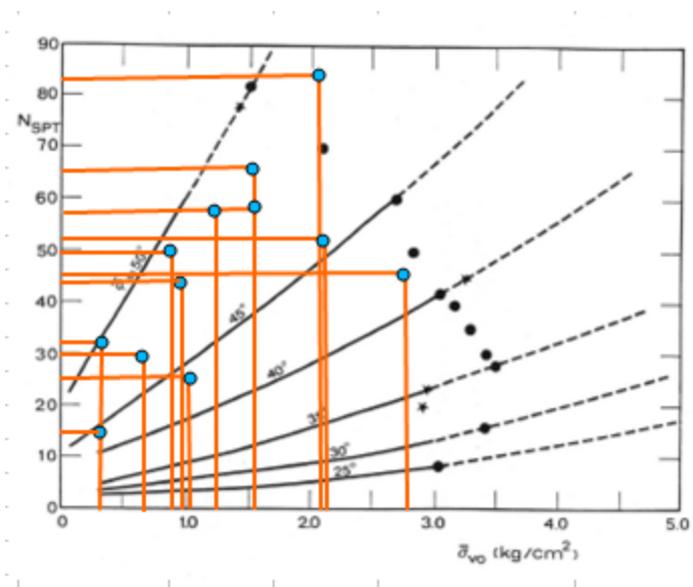


Figura 11 – Sondaggi 2009 - Correlazione tra numero di colpi, tensione verticale efficace ed angolo di attrito da De Mello (1971)

In considerazione dello stato di addensamento e delle caratteristiche granulometriche prevalenti, è da ritenere che i terreni U2 siano caratterizzati da una permeabilità alta dell'ordine di 10^{-5} m/s.

Sulla base di tali risultati sono stati assunti i seguenti parametri fisici e meccanici:

- peso di volume $\gamma = 20.5 - 21.5$ kN/m³;
- coesione efficace $c' = 0.00 - 10$ Kpa;
- angolo di attrito $\varphi' = 30^\circ - 35^\circ$;
- modulo di Young $E = 4 - 20$ MPa;
- coefficiente di permeabilità $k = 10^{-5}$ m/s.

3.3 Unità U3 (BIS)

L'unità geomeccanica U3 interessa le seguenti opere:

- Viadotto Marroggia
- Viadotto Molino vecchio

ed è stata incontrata dai sondaggi S3/09, S4/09 e S5/09.

Per descrivere la qualità di un ammasso vengono utilizzate varie Classifiche Tecniche; la più diffusa tra queste è la classifica proposta da Bieniawski (1976, 1989) nota come RMR (“Rock Mass Rating”).

La classifica di Bieniawski, così come altre, è stata inizialmente messa a punto per una valutazione speditiva del tipo di sostegno da utilizzare nello scavo di gallerie e pertanto tiene conto non solo della qualità intrinseca dell'ammasso roccioso, ma anche di altri fattori quali l'entità dell'afflusso di acqua in galleria e l'orientazione delle discontinuità.

Per una migliore stima della qualità “intrinseca” dell'ammasso roccioso e per utilizzare gli indici allo scopo di ricavare i parametri di resistenza e di deformabilità, Hoek *et al.* (1995) suggeriscono di utilizzare la versione del 1976 della classifica RMR, escludendo però l'influenza dell'orientazione dei giunti e attribuendo un valore 10 al fattore che tiene conto dell'influenza dell'acqua (Tabella 4).

L'indice di qualità così individuato viene definito GSI (Geological Strength Index).

Il GSI è stato valutato in base alle condizioni di fatturazione rilevate sulle carote di sondaggio e sui risultati delle prove di laboratorio.

PARAMETER		RANGE OF VALUES							
1	Strength of intact rock material	Pore-load strength index	> 8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	For this low range uniaxial compressive test is preferred		
	Uniaxial compressive strength		> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of joints		> 3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	< 50 mm		
	Rating		30	29	20	10	5		
4	Condition of joints		Very rough surfaces Not continuous No separation Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Soft joint wall contact	Shocksided surfaces Gauge < 5 mm thick or Joints open > 5 mm Continuous joints	Soft gouge > 5 mm thick or Joints open > 5 mm Continuous joints		
	Rating		25	20	12	6	0		

Tabella 12 – Determinazione dell'indice GSI (RMR '76).

L'indice RQD medio relativo alla perforazione S3/09 è pari al 52.31% come è possibile osservare in Figura 2.

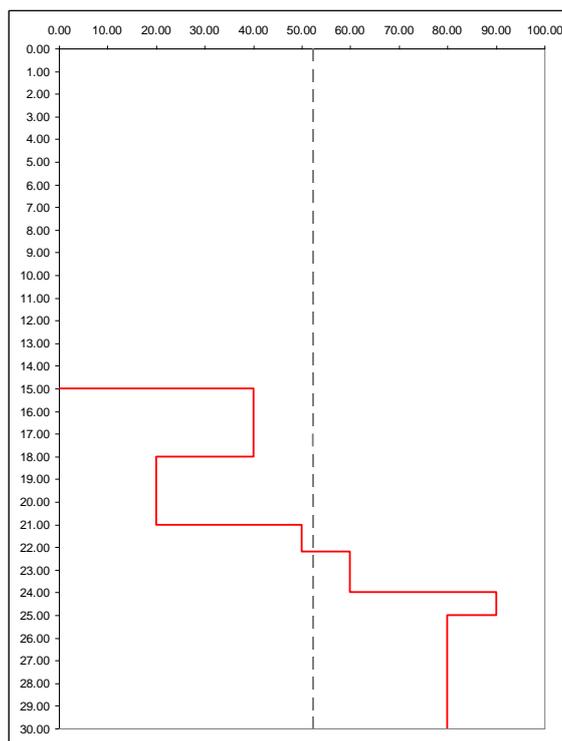


Figura 12 – Andamento di RQD misurato nel sondaggio S1/09.

L'indice RQD medio relativo alla perforazione S4/09 è pari al 24.44% come è possibile osservare in Figura 2.

RELAZIONE GEOTECNICA

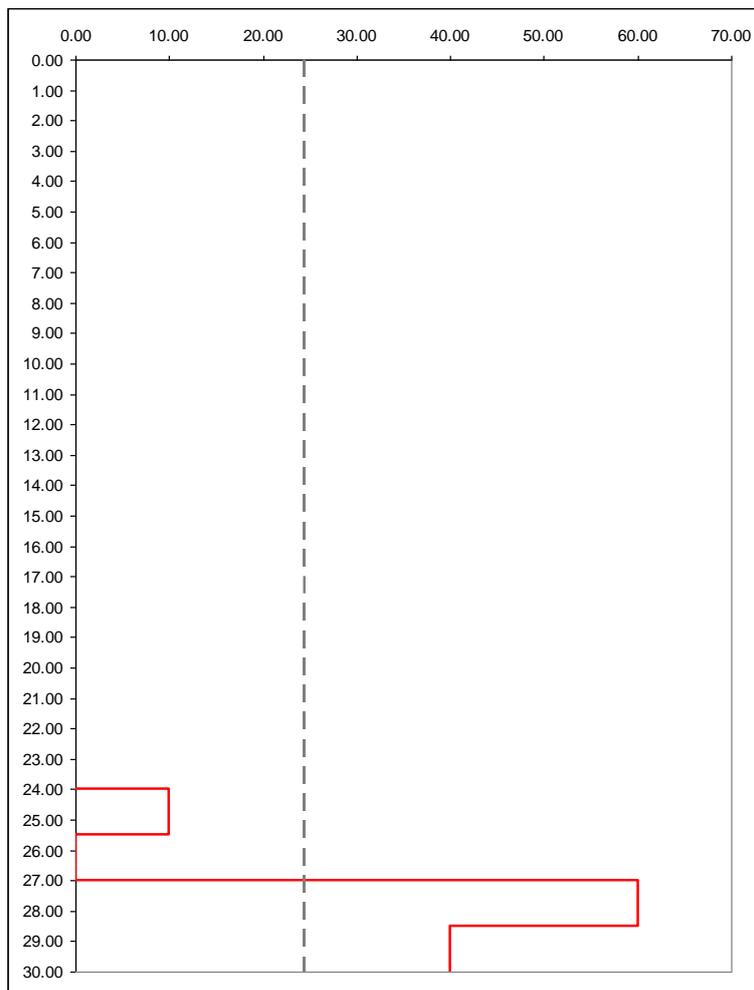


Figura 13 – Andamento di RQD misurato nel sondaggio S4/09.

L'indice RQD medio relativo alla perforazione S5/09 è pari al 24.00% come è possibile osservare in Figura 2.

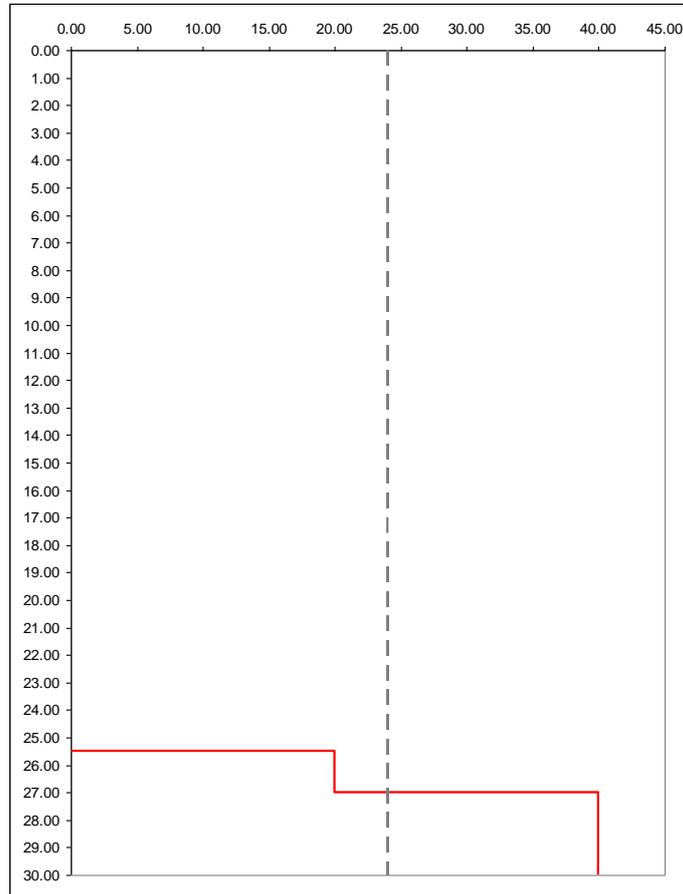


Figura 14 – Andamento di RQD misurato nel sondaggio S5/09.

Per l'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio e per la definizione dei parametri geomeccanici della roccia intatta e dell'ammasso nel suo complesso si fa riferimento al criterio di rottura così come sviluppato da Hoek (1983) e Hoek e Brown (1988) sulla base di una vasta raccolta di dati pubblicati in letteratura.

Tale criterio (empirico) appare in grado di soddisfare le seguenti condizioni:

- risulta essere formulato mediante una semplice equazione matematica basata su un modesto numero di parametri costitutivi;

- risulta in buon accordo con i valori di resistenza determinati con prove di laboratorio triassiali su campioni di roccia intatta (matrice rocciosa);
- risulta facilmente adattabile alla descrizione del comportamento di ammassi rocciosi sia di buona qualità ed elevata resistenza che di ammassi strutturalmente complessi e molto fratturati.

Il criterio di rottura di Hoek-Brown per ammassi rocciosi intatti (matrice) può essere espresso sulla base della seguente equazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (14)$$

dove σ'_1 e σ'_3 rappresentano rispettivamente la tensione efficace principale massima e minima a rottura, σ_{ci} è la resistenza a compressione uniassiale, m_i è la massa di roccia intatta.

Il criterio di Hoek-Brown per ammassi rocciosi intatti riportato nella eq (1) può essere generalizzato per descrivere la resistenza di ammassi rocciosi fratturati:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (15)$$

in cui m_b è la massa di roccia fratturata e s e a sono parametri del materiale, il cui può essere stimato sulla base del Geological Strength Index (GSI) tramite le seguenti relazioni:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (16)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (17)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (18)$$

in cui D rappresenta il fattore di disturbo dell'ammasso roccioso introdotto da Hoek et al (2002), il cui valore è stabilito sulla base delle linee guida riportate in Figura 1.

Sulla base dei dati reperiti in bibliografia cautelativamente si assume $\sigma_{ci} = 20$ MPa

Mentre per m_i può essere adottato un valore pari a 12, intermedio tra i valori suggeriti da Hoek per le arenarie e per le marne.

Adottando le precedenti indicazioni:

σ_{ci} (MPa)	RQD (%)	Spaziatura (m)	Qualità dei giunti (-)	Acqua (-)	GSI (-)
20	30	0.05-1			
2	9	8	6	10	35

Tabella 13 – Caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso.

Il modulo di rigidezza della roccia intatta è stato messo in relazione con la resistenza a compressione monoassiale da Deere (2002):

$$E_i = MR\sigma_{ci} \quad (19)$$

in cui MR è un parametro della roccia che può essere adottato un valore pari a 225, intermedio tra i valori suggeriti da Hoek per le arenarie e per le marne.

La determinazione delle caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso fratturato è dato dalla seguente relazione (Hoek e Diederichs, 2006):

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (20)$$

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$

Figura 15 - Linee guida per la scelta del fattore di disturbo D dell'ammasso roccioso (Hoek et al. 2002).

Ai fini della modellazione numerica è più semplice ricorrere al modello di Mohr-Coulomb, i cui parametri: angolo di attrito interno φ' e coesione efficace c' possono essere valutati come riportato di seguito:

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (21)$$

RELAZIONE GEOTECNICA

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+\frac{(6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1})}{((1+a)(2+a)}})} \quad (22)$$

dove:

$$s'_{3n} = \frac{s'_{3\max}}{s_{ci}} \quad (23)$$

in cui si ritiene utile notare che il valore di $s'_{3\max}$ rappresenta il limite superiore della tensione di confinamento e definisce pertanto l'intervallo nel quale è stata individuata l'equivalenza fra il criterio di rottura di Hoek-Brown e quello di Mohr-Coulomb.

Analisi svolte dagli autori consentono di ritenere corretta la seguente espressione :

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\sigma_0} \right)^{-0.94} \quad (24)$$

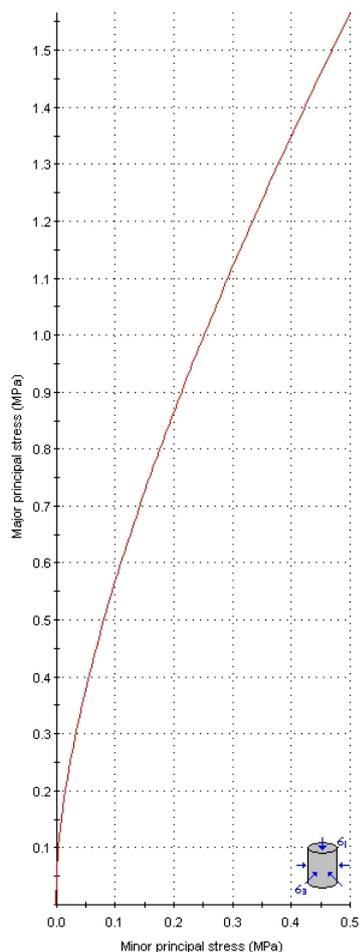
dove σ'_{cm} è la resistenza “globale” dell'ammasso roccioso definita come segue:

$$s'_{cm} = \frac{2c' \cos f'}{1 - \sin f'} \quad (25)$$

da cui sostituendo i valori di φ' e c' definiti rispettivamente nelle eq (8) e (9) si ottiene:

$$s'_{cm} = s_{c1} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (26)$$

Analysis of Rock Strength using RocLab

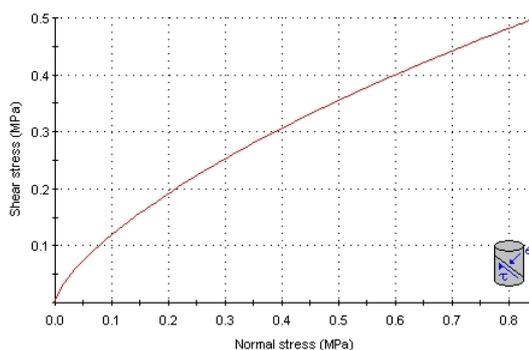


Hoek-Brown Classification
intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 2 MPa
GSI = 35 m_i = 12 Disturbance factor (D) = 0
intact modulus (Ei) = 450 MPa
modulus ratio (MR) = 225

Hoek-Brown Criterion
 m_b = 1.178 s = 0.0007 a = 0.516

Mohr-Coulomb Fit
cohesion = 0.083 MPa friction angle = 27.59 deg

Rock Mass Parameters
tensile strength = -0.001 MPa
uniaxial compressive strength = 0.048 MPa
global strength = 0.273 MPa
deformation modulus = 51.03 MPa



E' immediato tuttavia osservare che non esiste una correlazione diretta ed univoca fra tali equazioni ed il criterio di rottura non lineare di Hoek-Brown.

Il valore di coesione "equivalente" ricavato mediante la procedura proposta è un valore limite superiore e per applicazioni pratiche è più prudente assumere un valore teorico opportunamente ridotto e compreso tra 10 e 25 kPa.

Sulla base di tali risultati e dei dati di letteratura sono stati assunti i seguenti parametri fisici e meccanici:

- peso di volume $\gamma = 20.0 - 22.00 \text{ kN/m}^3$;

- coesione efficace $c' = 10 - 25$ Kpa;
- angolo di attrito $\varphi' = 28^\circ - 32^\circ$;
- modulo di Young $E = 30 - 80$ MPa;
- coefficiente di permeabilità $k = 10^{-8}$ m/s.

3.4 Sintesi dei parametri geotecnici di progetto

Dall'analisi dei dati ad oggi disponibili e presentati ai paragrafi precedenti sono stati determinati i parametri geotecnici associati alle diverse unità stratigrafiche, come riportato nella successiva tabella.

Unità	γ	ϕ'	c'	E	k
	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(MPa)	(m/s)
U1 – GALLERIA ROMANELLA	21.0 - 23.0	34 - 45	34 - 150	100 - 500	1E-08
U1 – GALLERIA COLLE DEL VENTO	21.0 - 23.0	32 - 42	45 - 95	100 - 350	1E-08
U2	20.5 - 21.5	30 - 35	0 - 10	4 - 20	1E-05
U3	20.0 - 22.0	28 - 32	10 - 25	30 - 80	1E-08

Tabella 14: parametri geotecnici caratteristici associati alle unità stratigrafiche.

4 MACROZONAZIONE SISMICA E INDIVIDUAZIONE DELLE CATEGORIE SISMICHE PER LE OPERE

La normativa precedente sulle costruzioni in zona sismica (D.M. LLPP 16 gennaio 1996) suddivideva il territorio nazionale, dal punto di vista sismico, in “zone non classificate” e in “zone classificate”, quest’ultime erano suddivise in tre categorie sismiche.

La nuova legislazione antisismica viene sancita dal D.M. 14 gennaio 2004 “norme tecniche per le costruzioni”

CRITERIO DI VALUTAZIONE DELL’AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire 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 di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_vR , nel periodo di riferimento V_R , . Ai fine della Normativa vigente le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_vR a partire dai valori dei seguenti parametri sul sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costringente dello spettro in accelerazione orizzontale;

AZIONE SISMICA

Categorie di suolo di fondazione

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di pose delle fondazioni):

A) – Ammassi rocciosi affioranti o terreni omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m.

B) - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori di superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità da valori di V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{spt} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).

C) Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, spessori di superiori a 30 metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/a ($15 < N_{spt} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa).

D) - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, spessori fino a 30 metri caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{spt} < 15$, $c_u < 70$ kPa).

E) Terreni dei sottosuoli tipo C o D per spessori non superiori a 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s.

In aggiunta a queste categorie, vengono definite le azioni sismiche da considerare nella progettazione, se ne definiscono altre due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

S1 - Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s ($10 < c_u < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza oppure che includono almeno tre m di torba o di argille altamente organiche.

S2 - Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificata nei tipi precedenti.

Nelle definizioni precedenti V_{s30} è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità

delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1-n} \frac{h_i}{v_i}}$$

Per le opere di progetto, non essendo state eseguite prove atte a determinare le velocità medie delle onde S, si è proceduto, come previsto dal NTC alla determinazione della categoria del suolo a partire dalle prove SPT eseguite nei fori di sondaggio e da correlazioni fra le onde Vp desunte dalle sismiche a rifrazione e le Vs30,

Per la zona delle galleria artificiali, avendo stimato che nelle sismiche a rifrazione si presenti mediamente la situazione riportata in talella si è considerato per le fondazioni terreni classificabili cautelativamente in categoria "B".

Spessori strati	Litotipo	Spessore strato in metri	Velocità onda P misurata in sito (m/s)	Velocità onda S misurata in sito (m/s)	Rapporto spessore velocità	Tempi parziali in secondi (onda S misurata)
h ₁	Suolo	1	200,00	167,00	h ₁ /V ₁	0,006
h ₂	Marne argillose alt.	5	800,00	650,00	h ₂ /V ₂	0,008
h ₃	Marne argillose	10	1200,00	780,00	h ₃ /V ₃	0,013
h ₄	siltiti marnose	14	2200,00	1200,00	h ₄ /V ₄	0,012
h _{totale}		30	Σ hi/Vi			0,038

By geol.giorgioaprile@libero.it

V_{S30} (misurata)	=	30 /	0,038	=	786,01	m/s
----------------------	---	------	-------	---	--------	-----

Per la zona dei viadotti, avendo le prove SPT dato tutte valori compresi nell'intervallo $15 < N_{spt} < 50$ e si è considerato per le fondazioni terreni classificabili cautelativamente in categoria "C".

	Z_sup (m)	Z_inf (m)	Prondità media (m)	gamma (kN/m ³)	sigv (kPa)	N1 (-)	N2 (-)	N3 (-)	NSPT (-)	phi' (deg)	s1 (-)	s2 (-)	E (MPa)
SPT S8/03	3.20	3.65	3.43	20.00	68.50	3	7	15	22	45.0	0.517	7.46	18.83
SPT S8/03	5.50	5.95	5.73	20.00	114.50	9	13	22	35	46.0	0.517	7.46	25.56
SPT S9/03	3.00	3.45	3.23	20.00	64.50	7	11	18	29	47.0	0.517	7.46	22.45
SPT S9/03	6.20	6.65	6.43	20.00	128.50	19	22	27	49	47.0	0.517	7.46	32.79
SPT S9/03	9.80	10.25	10.03	20.00	200.50	17	24	55	79	48.0	0.517	7.46	48.30
SPT S3/09	1.70	2.15	1.93	20.00	38.50	4	6	8	14	44.0	0.517	7.46	14.70
SPT S3/09	3.20	3.65	3.43	20.00	68.50	4	12	18	30	47.0	0.517	7.46	22.97
SPT S3/09	4.70	5.15	4.93	20.00	98.50	16	19	24	43	47.0	0.517	7.46	29.69
SPT S3/09	6.00	6.45	6.23	20.00	124.50	22	31	26	57	47.0	0.517	7.46	36.93
SPT S3/09	7.50	7.95	7.73	20.00	154.50	19	35	30	65	48.0	0.517	7.46	41.07
SPT S3/09	9.00	9.45	9.23	20.00	184.50	RIF	-	-	RIF				
SPT S4/09	5.00	5.45	5.23	20.00	104.50	21	13	13	26	44.0	0.517	7.46	20.90
SPT S4/09	10.00	10.45	10.23	20.00	204.50	33	41	42	83	48	0.517	7.46	50.37
SPT S4/09	15.00	15.45	15.23	20.00	304.50	RIF	-	-	RIF				
SPT S5/09	1.70	2.15	1.93	20.00	38.50	15	20	12	32	49.0	0.517	7.46	24.00
SPT S5/09	4.50	4.95	4.73	20.00	94.50	21	26	24	50	49.0	0.517	7.46	33.31
SPT S5/09	7.50	7.95	7.73	20.00	154.50	26	26	31	57	47.0	0.517	7.46	36.93
SPT S5/09	10.55	11.00	10.78	20.00	215.50	24	27	25	52	46.0	0.517	7.46	34.34
SPT S5/09	13.50	13.95	13.73	20.00	274.50	18	24	22	46	42.0	0.517	7.46	31.24
SPT S5/09	16.50	16.95	16.73	20.00	334.50	RIF	-	-	RIF				
SPT S5/09	19.50	19.95	19.73	20.00	394.50	RIF	-	-	RIF				
									media=	47 deg		media=	30 MPa

Tabella 15 - Caratteristiche meccaniche dell'unità U2 dedotte dalle prove SPT.

5 PARAMETRI SISMICI ADOTTATI PER LE OPERE

Saranno fornite le caratteristiche spettrali per tutti gli stati limite di verifica e cioè

SLO – Stato limite di operatività

SLD – Stato limite di danno

SLV – Stato limite di salvaguardia della vita

SLC – Stato limite di collasso

PARAMETRI SISMICI

Nelle verifiche delle opere fuori terra sono stati assunti i seguenti parametri sismici, in riferimento al Comune di Spoleto:

Vita nominale dell'opera 50 anni

Classe d'uso dell'opera IV

Categoria del suolo per la zona delle gallerie artificiali B

Categoria del suolo per la zona dei viadotti C

Condizioni topografiche T1

SPETTRI DI RISPOSTA

In dipendenza del tipo di opere verificate, sono stati adottati gli spettri di accelerazione di norma il cui andamento si riassume nei paragrafi successivi.

- Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico, impiegato per la valutazione delle sollecitazioni conseguenti ad accelerazioni verticali, nonché per valutare i massimi delle sollecitazioni indotte da azioni verticali, è stato differenziato per eccitazioni orizzontali e eccitazioni verticali.

- Spettro di risposta elastico per eccitazioni orizzontali

Lo spettro elastico delle componenti orizzontali il cui andamento in termini di periodo-accelerazione è riportato in figura 1 è caratterizzato da quattro rami definiti dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(t) = a_g \cdot S^* \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_e(t) = a_g \cdot S^* \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_e(t) = a_g \cdot S^* \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(t) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

con

$S = S_S \cdot S_T$ coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni stratigrafiche

Dove S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica

Ed S_T è il coefficiente di amplificazione topografica

$\eta = 1.00$ fattore di smorzamento valutato per uno smorzamento viscoso equivalente $\xi = 5\%$ secondo

$$\text{l'espressione } \eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} > 0,55$$

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante: $T_B = T_C/3$

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante: $T_C = C_c \cdot T^*$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante $T_D = 4.0 \cdot a_g/g + 1.60$

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0.069	2.434	0.269
50	0.086	2.431	0.279
72	0.101	2.398	0.285
101	0.117	2.386	0.290
140	0.134	2.383	0.293
201	0.155	2.382	0.300
475	0.212	2.401	0.320
975	0.271	2.415	0.332
2475	0.362	2.423	0.348

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Spettro di risposta elastico per eccitazioni verticali

Lo spettro di risposta elastico delle componenti verticali, il cui andamento in termini di periodo-accelerazione è riportato in figura 2 è caratterizzato da quattro rami definiti dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(t) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(t) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(t) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(t) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

Dove $F_V = 1,35 \times F_0 \times (a_g/g)^{0,5}$

- Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio ed ultimi

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che verticali è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerata.

Negli stati limite ultimi lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per quelle verticali, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerata, con le ordinate ridotte sostituendo il coefficiente η con $1/q$ dove q è il fattore di struttura definito opportunamente secondo quanto riportato al capitolo 7 del DM 14-1-2018.

Si otterrà per un fattore di struttura 1 per la zona delle gallerie:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.269 g
F_p	2.414
T_C	0.332 s
S_s	1.140
C_C	1.372
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.140
η	1.000
T_B	0.152 s
T_C	0.455 s
T_D	2.676 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_p \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_p} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_p$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_p \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_p \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.307
$T_B \leftarrow$	0.152	0.741
$T_C \leftarrow$	0.455	0.741
	0.561	0.601
	0.667	0.506
	0.772	0.436
	0.878	0.384
	0.984	0.343
	1.090	0.309
	1.195	0.282
	1.301	0.259
	1.407	0.240
	1.513	0.223
	1.618	0.208
	1.724	0.195
	1.830	0.184
	1.936	0.174
	2.041	0.165
	2.147	0.157
	2.253	0.150
	2.359	0.143
	2.464	0.137
	2.570	0.131
$T_D \leftarrow$	2.676	0.126
	2.739	0.120
	2.802	0.115
	2.865	0.110
	2.928	0.105
	2.991	0.101
	3.054	0.097
	3.117	0.093
	3.180	0.089
	3.243	0.086
	3.306	0.082
	3.370	0.079
	3.433	0.077
	3.496	0.074
	3.559	0.071
	3.622	0.069
	3.685	0.066
	3.748	0.064
	3.811	0.062
	3.874	0.060
	3.937	0.058
	4.000	0.056

Si otterrà per un fattore di struttura 1 per la zona dei Viadotti:

RELAZIONE GEOTECNICA

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.269 g
F_a	2.414
T_C	0.332 s
S_S	1.310
C_C	1.511
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.310
η	1.000
T_B	0.167 s
T_C	0.501 s
T_D	2.676 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

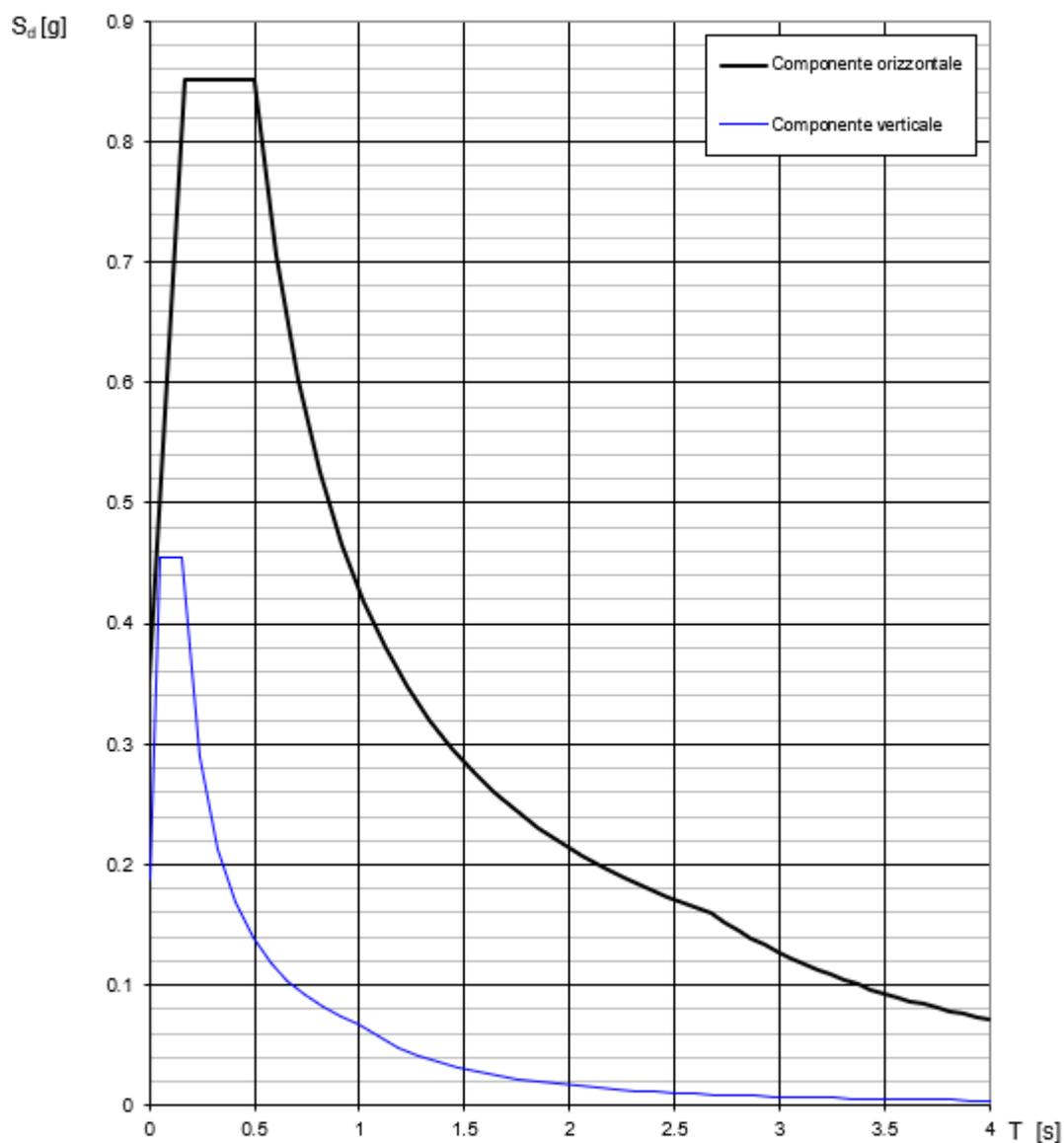
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.352
T_B ←	0.167	0.851
T_C ←	0.501	0.851
	0.605	0.705
	0.709	0.602
	0.812	0.525
	0.916	0.466
	1.019	0.419
	1.123	0.380
	1.226	0.348
	1.330	0.321
	1.433	0.298
	1.537	0.278
	1.640	0.260
	1.744	0.245
	1.848	0.231
	1.951	0.219
	2.055	0.208
	2.158	0.198
	2.262	0.189
	2.365	0.180
	2.469	0.173
	2.572	0.166
T_D ←	2.676	0.159
	2.739	0.152
	2.802	0.145
	2.865	0.139
	2.928	0.133
	2.991	0.128
	3.054	0.122
	3.117	0.118
	3.180	0.113
	3.243	0.109
	3.306	0.104
	3.370	0.101
	3.433	0.097
	3.496	0.093
	3.559	0.090
	3.622	0.087
	3.685	0.084
	3.748	0.081
	3.811	0.079
	3.874	0.076
	3.937	0.074
	4.000	0.071

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limiti SLV



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

6 VERIFICA DI STABILITÀ PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

6.1 Verifica in condizioni statiche

La verifica di stabilità SLU in campo statico di opere in materiali sciolti, quali rilevati e di fronti di scavo deve essere eseguita secondo il seguente approccio (Par. 6.8.2 NTC18):

Approccio 1:

Combinazione 2 : A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali sotto definiti.

La verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1 \rightarrow \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} \geq 1 \rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

essendo R resistenza globale del sistema calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto ($R = R \left[\gamma_F \cdot F_{k_i}; \frac{X_{k_i}}{\gamma_m}; a_d \right]$).

Tabella 16: Coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 6.2.1 NTC18)

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 17: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) - (Tab. 6.2.II NTC18)

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	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

Tabella 18: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2) - (Tab. 6.8.I NTC18)

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

6.2 Verifica in condizioni sismiche

Le verifiche agli Stati Limite Ultimi vengono condotte con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). La stabilità globale in condizioni sismiche delle opere in materiali sciolti, quali rilevati, e dei fronti di scavo deve essere svolta ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$ (Par.7.11.4 NTC18).

La verifica viene condotta mediante metodi pseudo statici. Sulla base di quanto definito al Par. 7.11.3.5.2 delle NTC18 i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

$$k_h = \beta_s a_{max}/g$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo:

a_{\max} = azione sismica di progetto;

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0.38 (Par. 7.11.4 NTC18).

6.3 Codici di calcolo utilizzato

Per le verifiche di stabilità si è utilizzato il modulo VSP del software Paratie Plus. Tale modulo permette di calcolare la stabilità complessiva di un versante, di un fronte di scavo o di un rilevato in cui può o meno essere presente un'opera di sostegno flessibile. Paratie Plus utilizza i metodi dell'equilibrio limite, prevede la possibilità di scegliere diversi metodi di analisi e permette di prendere in considerazione superfici di scorrimento definite con metodologie differenti.

In particolare, Paratie Plus prevede il calcolo della stabilità per mezzo dei seguenti metodi:

- Metodo di Bishop semplificato;
- Metodo di Janbu semplificato;
- Metodo di Morgenstern & Price.

Tutti questi si basano sull'individuare una porzione di terreno instabile mobilitata lungo una potenziale superficie di scorrimento, suddividendo la regione di terreno mobilitata in conci verticali compresi tra la sommità del terreno e la superficie di scorrimento e applicando le condizioni di equilibrio generali e relative ai singoli conci. Poiché nella scrittura delle condizioni di equilibrio del singolo concio è necessario includere le azioni che esso scambia con i conci adiacenti, si ottiene un sistema risolvibile in cui le incognite (il coefficiente di sicurezza e le azioni interne fra i conci) superano le equazioni disponibili. La differenza fra i diversi metodi risiede nel modo in cui il problema viene reso staticamente determinato; in generale vengono introdotte ulteriori ipotesi, diverse da un metodo all'altro, relativamente alle azioni di interazione fra conci adiacenti.

Nelle analisi effettuate si è fatto riferimento al metodo di Bishop la cui ipotesi è che i vari conci si scambino azioni solo normali alle facce verticali, vale a dire azioni orizzontali; richiede inoltre che la superficie di scivolamento sia un arco di cerchio e determina il coefficiente di sicurezza imponendo l'equilibrio alla rotazione della massa instabile attorno al centro della circonferenza.

Per la definizione delle superfici da analizzare, invece, Paratie Plus offre la possibilità di scegliere tra le seguenti metodologie:

- Archi di cerchio aventi centro noto e raggi compresi in un intervallo;
- Archi di cerchio entranti e uscenti in posizioni note;
- Griglia dei centri e limiti geometrici sui raggi.

RELAZIONE GEOTECNICA

Nei casi in esame è stato utilizzato il secondo modo e pertanto è stato definito un intervallo di entrata (a monte), uno di uscita (a valle) e il raggio massimo. Sulla base di questi intervalli il programma ha generato diversi archi di cerchio contraddistinti ovviamente da diversi centri.

Nelle analisi sono state escluse, perchè considerate non significative, le superfici di rottura corticali.

6.4 Sezioni oggetto di verifica

Nel progetto sono previsti tratti in rilevato con pendenza 2V:3H e, per altezze superiori a 5.0 m, banche di larghezza pari a 2.0 m.

I tratti in trincea invece sono caratterizzati da scavi 1:1, anch'essi con banche di 2.0 m per altezze superiori a 5.0 m.

Per la valutazione della stabilità di rilevati e trincee sono state selezionate le seguenti sezioni ritenute più rappresentative:

- Sez. km 0+080, trincea con altezza massima $H=10.0$ m,
- Sez. km 1+075, trincea con altezza massima senza banca $H=5.0$ m,
- Sez. km 2+845, rilevato con altezza massima senza banca $H=5.0$ m,
- Sez. km 3+740, rilevato con altezza massima $H=10.0$ m.

6.5 Trincea 0+080

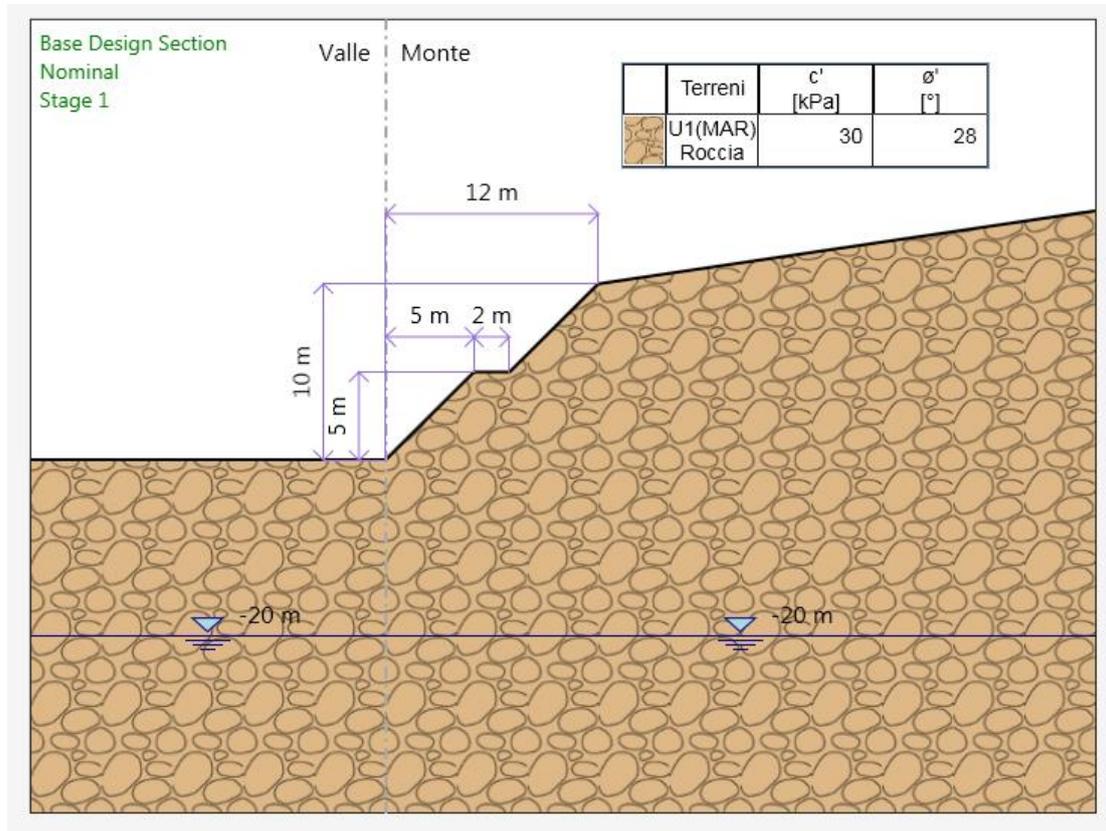


Figura 16: Sezione 0+080 – modello di calcolo.

Stratigrafia, parametri geotecnici e coefficienti sismici

Per la sezione in esame si considera:

	γ	φ _k	c' _k
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]
U1 (MAR)	21	28	30

Tabella 19: Sezione 0+080 - stratigrafia e parametri geotecnici.

	V _N	C _U	V _R	a _g (g)	S _s	S _T	a _{max} (g)	k _h	k _v
SLV	50	2	100	0.269	1.14 (cat. B)	1.0	0.307	0.117	±0.058

Tabella 20: Sezione 0+080 – coefficienti sismici.

Verifica in condizioni statiche

Nella figura seguente sono riportate le superfici di rottura esaminate.

Il fattore di sicurezza relativo a tali meccanismi, ovvero il minore tra tutti i fattori di sicurezza calcolati, è pari a:

$$FS_{MIN} = 1.64$$

essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{MIN} \geq 1.1$$

la verifica di stabilità globale in condizioni statiche risulta soddisfatta.

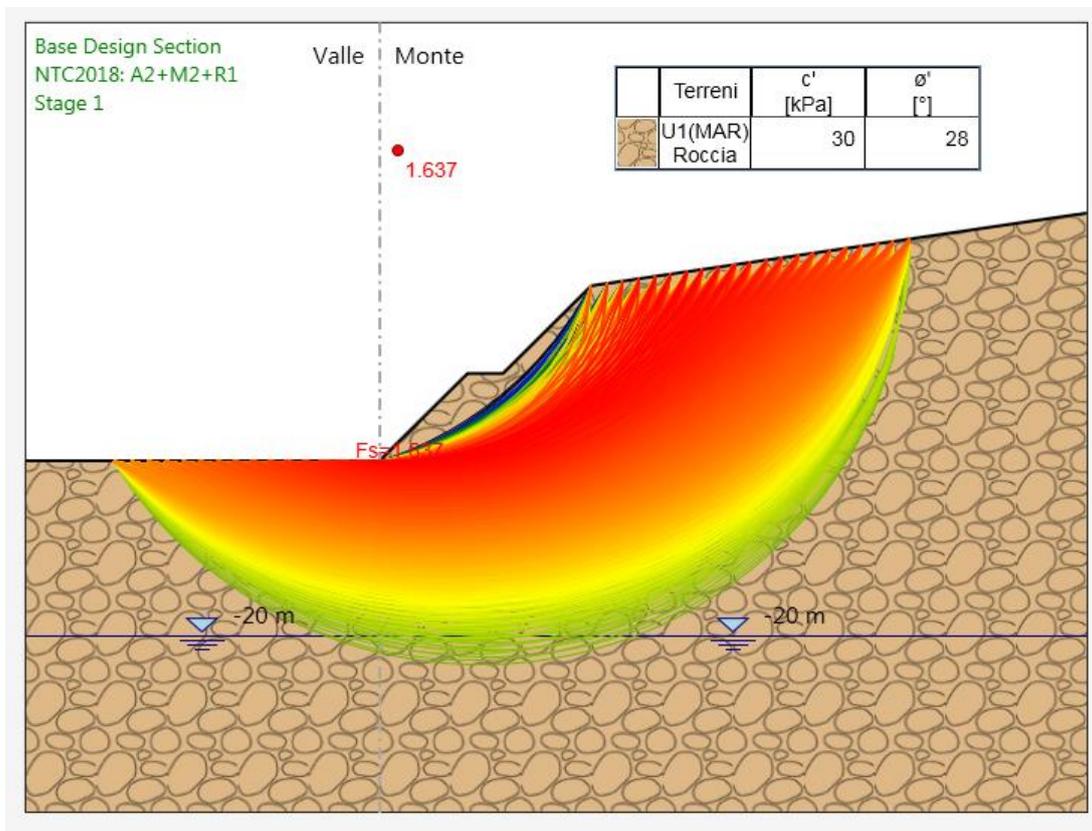


Figura 17: Sezione 0+080 - analisi di stabilità globale in condizioni statiche.

Verifica in condizioni sismiche

Nella figura seguente sono riportate le superfici di rottura esaminate.

Il fattore di sicurezza relativo a tali meccanismi, ovvero il minore tra tutti i fattori di sicurezza calcolati, è pari a:

$$FS_{MIN} = 1.65$$

essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{MIN} \geq 1.2$$

la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche risulta soddisfatta.

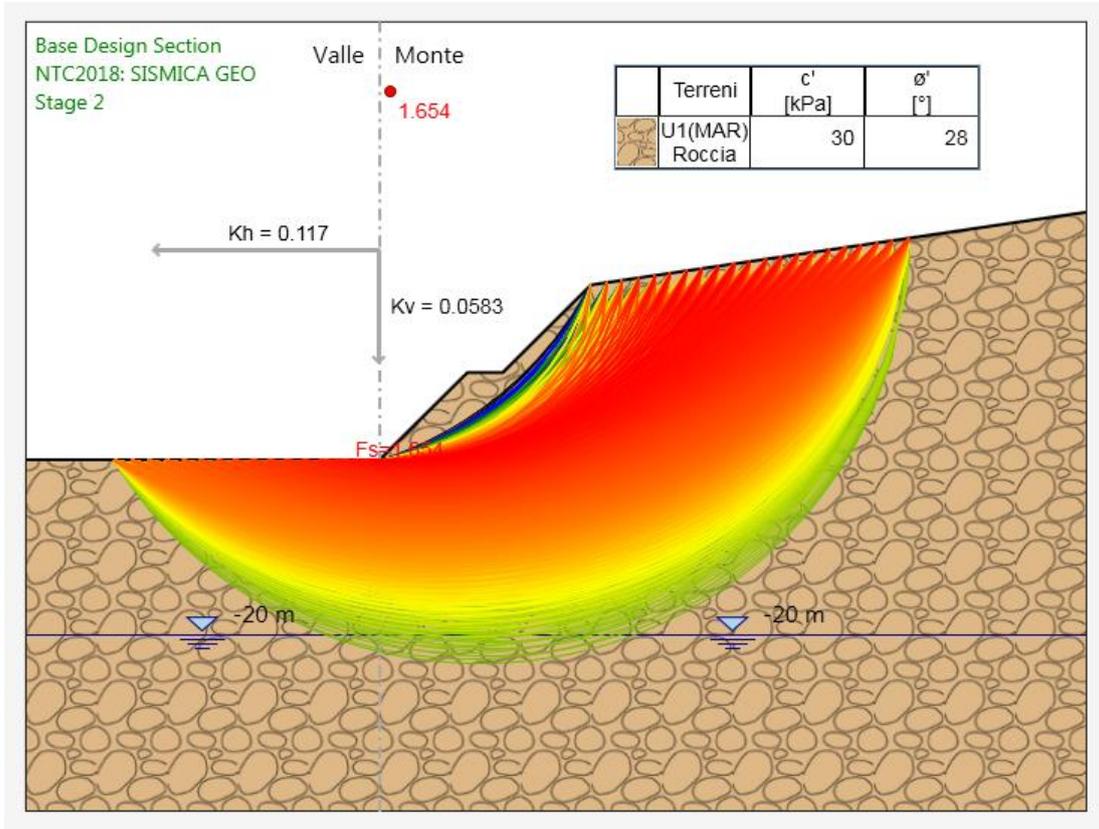


Figura 18: Sezione 0+080 - analisi di stabilità globale in condizioni sismiche.

6.6 Trincea 1+075

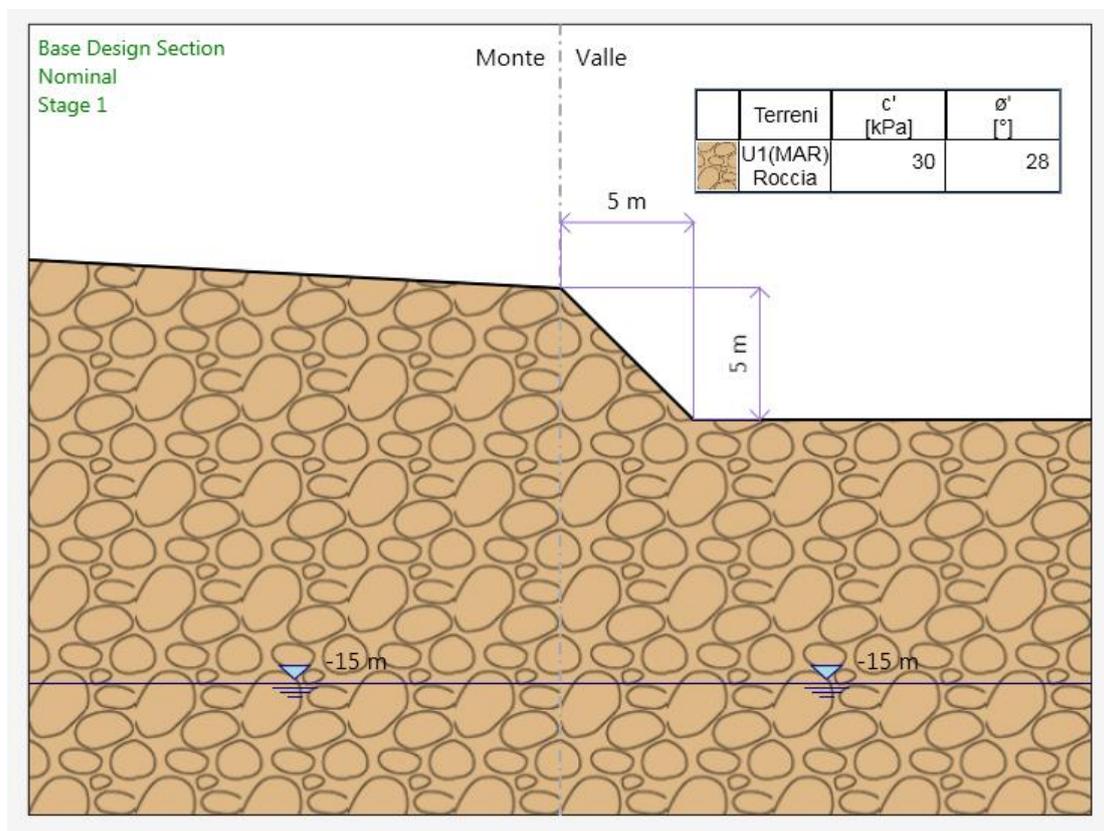


Figura 19: Sezione 1+075 - modello di calcolo.

Stratigrafia, parametri geotecnici e coefficienti sismici

Per la sezione in esame si considera:

	γ [kN/m ³]	ϕ_k [°]	c'_k [kPa]
U1 (MAR)	21	28	30

Tabella 21: Sezione 1+075 - stratigrafia e parametri geotecnici.

	V_N	C_U	V_R	a_g (g)	S_s	S_T	a_{max} (g)	k_h	k_v
SLV	50	2	100	0.269	1.14 (cat. B)	1.0	0.307	0.117	± 0.058

Tabella 22: Sezione 1+075 – coefficienti sismici.

Verifica in condizioni statiche

Nella figura seguente sono riportate le superfici di rottura esaminate.

Il fattore di sicurezza relativo a tali meccanismi, ovvero il minore tra tutti i fattori di sicurezza calcolati, è pari a:

$$FS_{\text{MIN}} = 2.29$$

essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{\text{MIN}} \geq 1.1$$

la verifica di stabilità globale in condizioni statiche risulta soddisfatta.

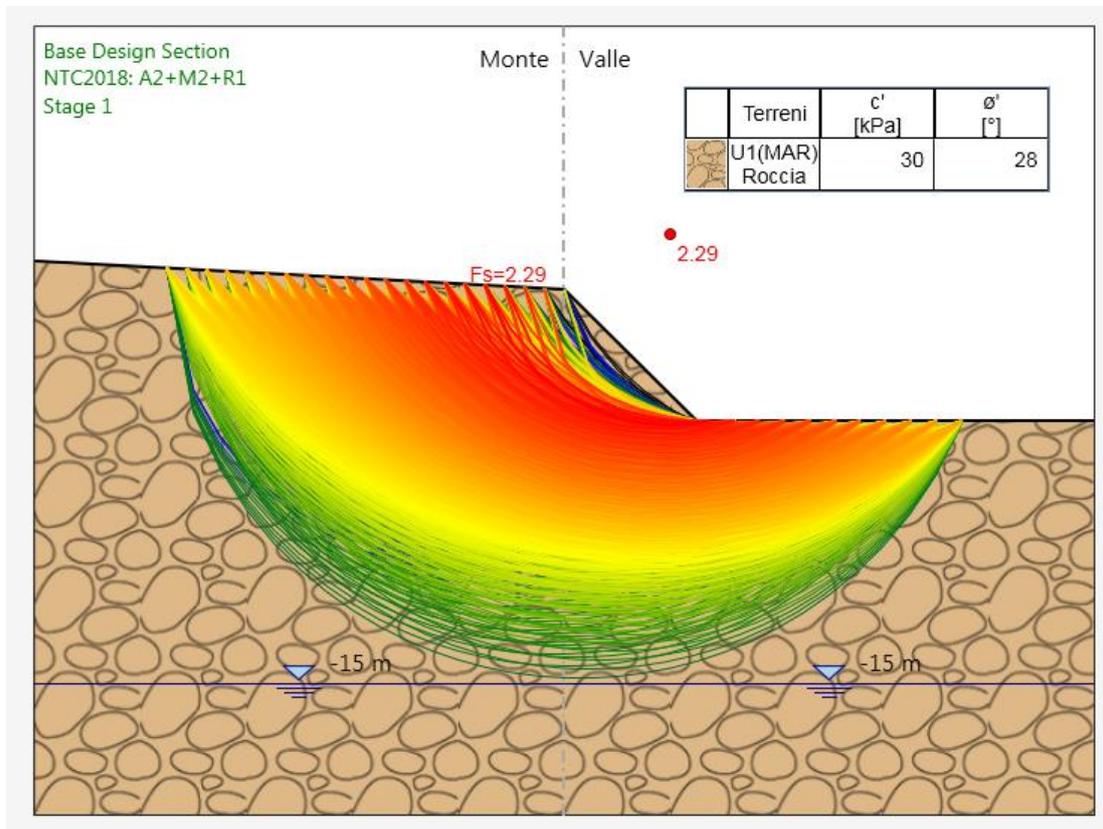


Figura 20: Sezione 1+075 - analisi di stabilità globale in condizioni statiche.

Verifica in condizioni sismiche

Nella figura seguente sono riportate le superfici di rottura esaminate.

Il fattore di sicurezza relativo a tali meccanismi, ovvero il minore tra tutti i fattori di sicurezza calcolati, è pari a:

$$FS_{\text{MIN}} = 2.33$$

essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{\text{MIN}} \geq 1.2$$

la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche risulta soddisfatta.

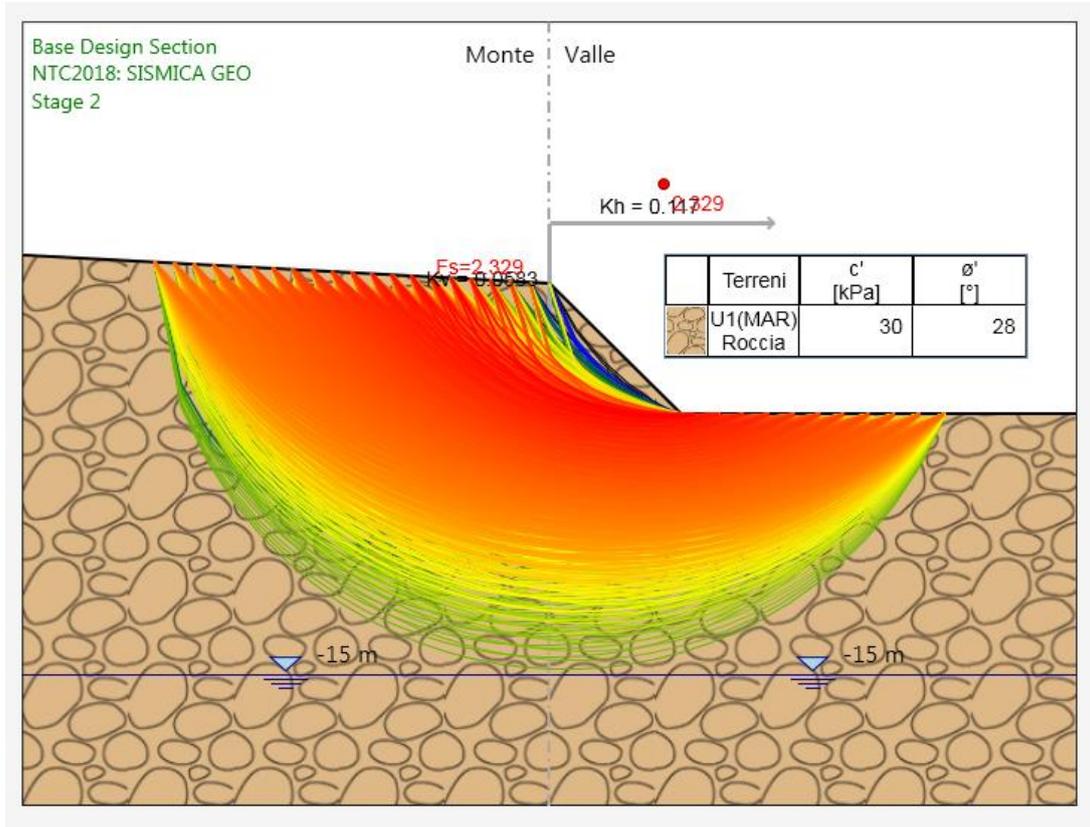


Figura 21: Sezione 1+075 - analisi di stabilità globale in condizioni sismiche.

6.7 Rilevato 2+845

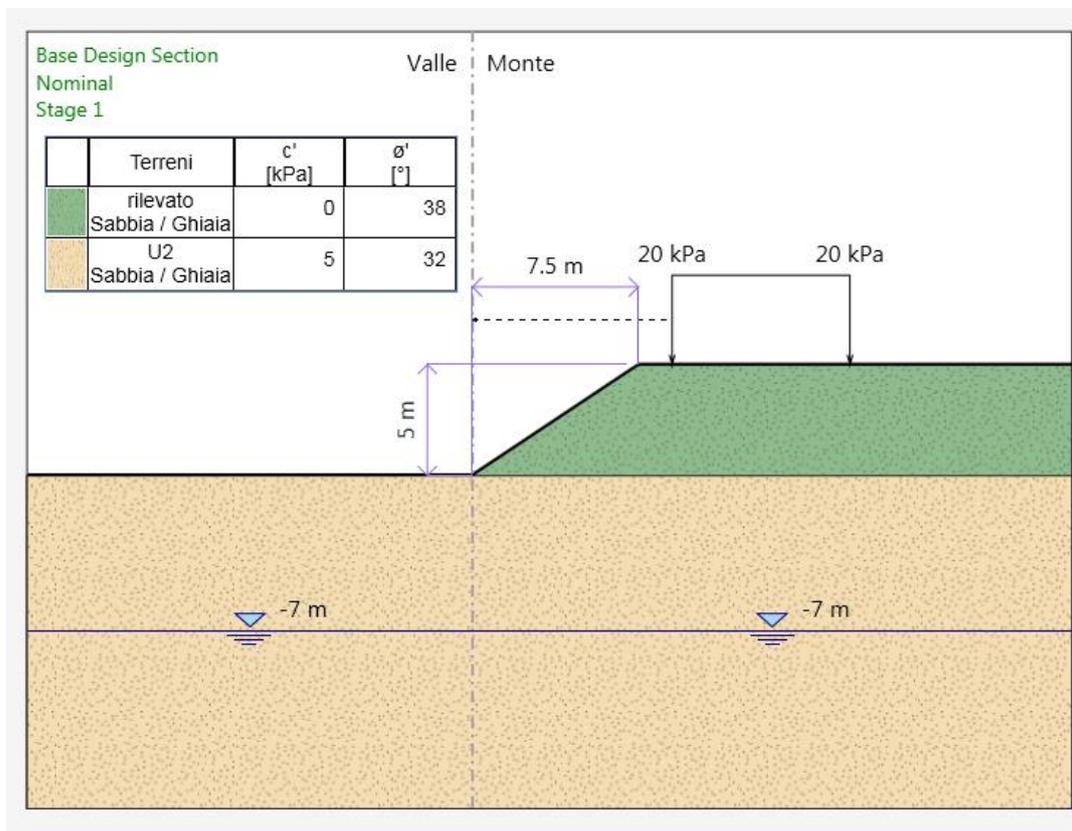


Figura 22: Sezione 2+845 - modello di calcolo.

Stratigrafia, parametri geotecnici e coefficienti sismici

Per la sezione in esame si considera:

	γ	ϕ_k	c'_k
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]
rilevato stradale	19	38	-
U2 (b, bn, h)	21	32	5

Tabella 23: Sezione 2+845 - stratigrafia e parametri geotecnici.

	V_N	C_U	V_R	a_g (g)	S_s	S_T	a_{max} (g)	k_h	k_v
SLV	50	2	100	0.269	1.31 (cat. C)	1.0	0.352	0.134	± 0.067

Tabella 24: Sezione 2+845 – coefficienti sismici.

Carico da Traffico

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a 20 kPa.

Verifica in condizioni statiche

Nella figura seguente sono riportate le superfici di rottura esaminate.

Il fattore di sicurezza relativo a tali meccanismi, ovvero il minore tra tutti i fattori di sicurezza calcolati, è pari a:

$$FS_{MIN} = 1.24$$

essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{MIN} \geq 1.1$$

la verifica di stabilità globale in condizioni statiche risulta soddisfatta.

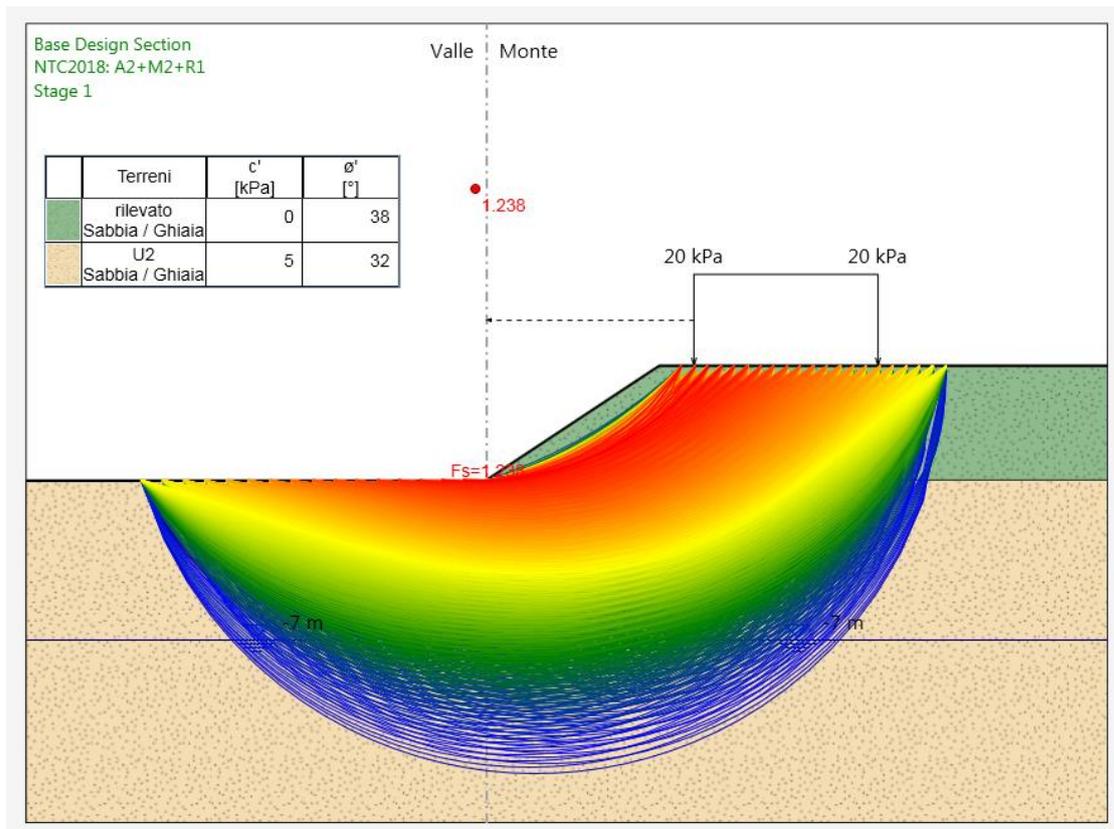


Figura 23: Sezione 2+845 - analisi di stabilità globale in condizioni statiche.

Verifica in condizioni sismiche

Nella figura seguente sono riportate le superfici di rottura esaminate.

Il fattore di sicurezza relativo a tali meccanismi, ovvero il minore tra tutti i fattori di sicurezza calcolati, è pari a:

$$FS_{\text{MIN}} = 1.21$$

essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{\text{MIN}} \geq 1.2$$

la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche risulta soddisfatta.

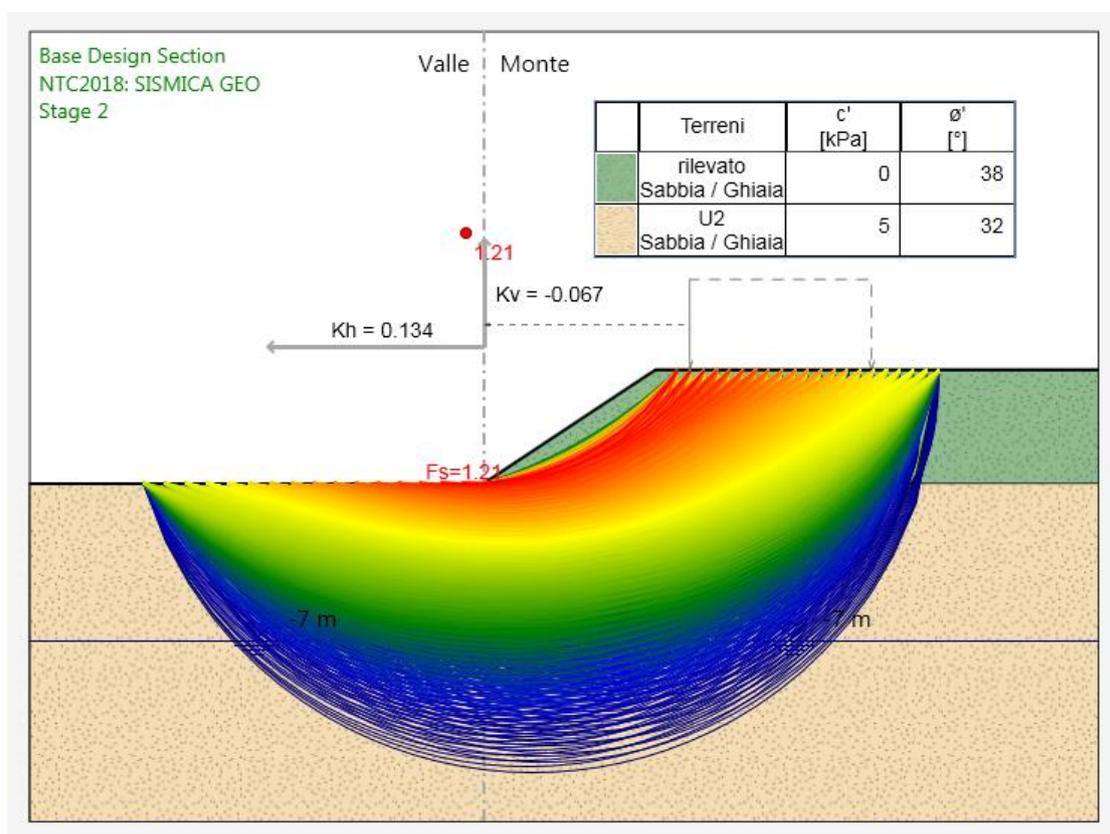


Figura 24: Sezione 2+845 - analisi di stabilità globale in condizioni sismiche.

6.8 Rilevato 3+740

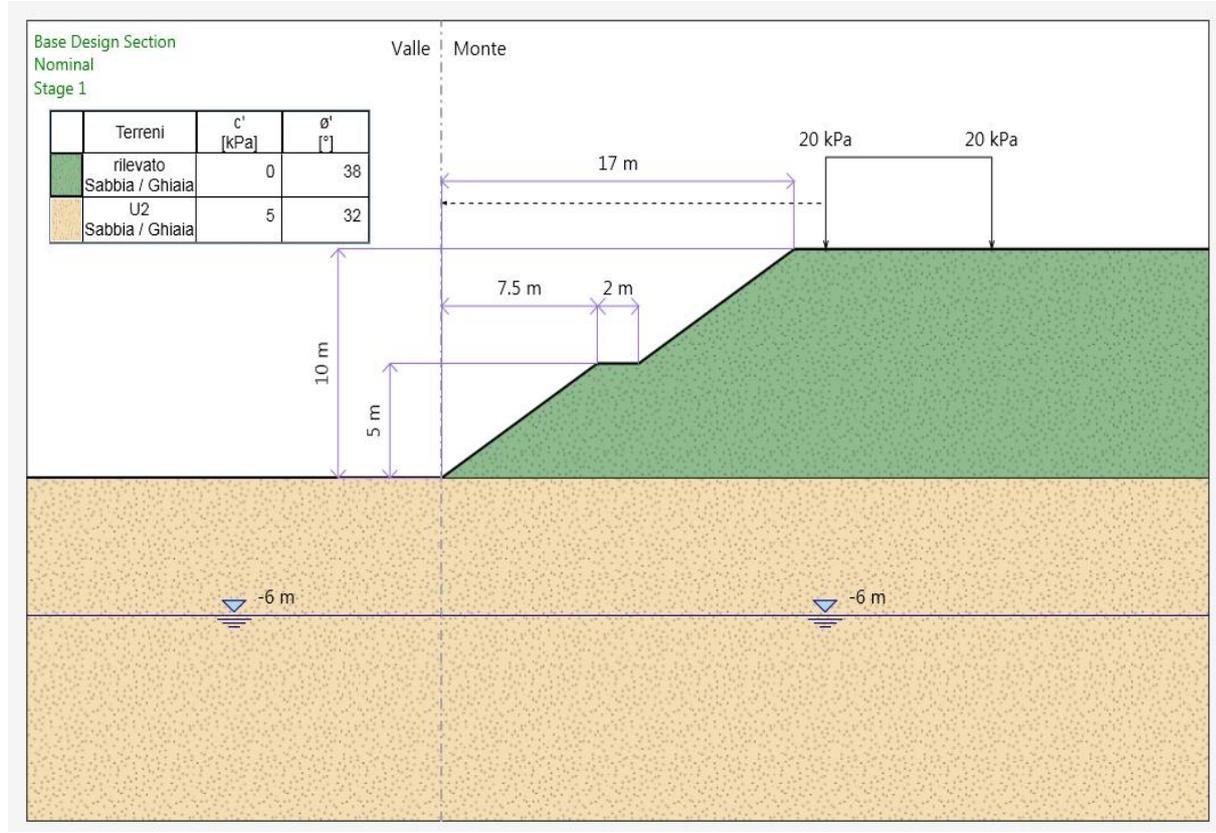


Figura 25: Sezione 3+740 - modello di calcolo.

Stratigrafia, parametri geotecnici e coefficienti sismici

Per la sezione in esame si considera:

	γ [kN/m ³]	ϕ_k [°]	c'_k [kPa]
rilevato stradale	19	38	-
U2 (b, bn, h)	21	32	5

Tabella 25: Sezione 3+740 - stratigrafia e parametri geotecnici.

	V_N	C_U	V_R	a_g (g)	S_s	S_T	a_{max} (g)	k_h	k_v
SLV	50	2	100	0.269	1.31 (cat. C)	1.0	0.352	0.134	± 0.067

Tabella 26: Sezione 3+740 – coefficienti sismici.

Carico da Traffico

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a 20 kPa.

Verifica in condizioni statiche

Nella figura seguente sono riportate le superfici di rottura esaminate.

Il fattore di sicurezza relativo a tali meccanismi, ovvero il minore tra tutti i fattori di sicurezza calcolati, è pari a:

$$FS_{MIN} = 1.32$$

essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{MIN} \geq 1.1$$

la verifica di stabilità globale in condizioni statiche risulta soddisfatta.

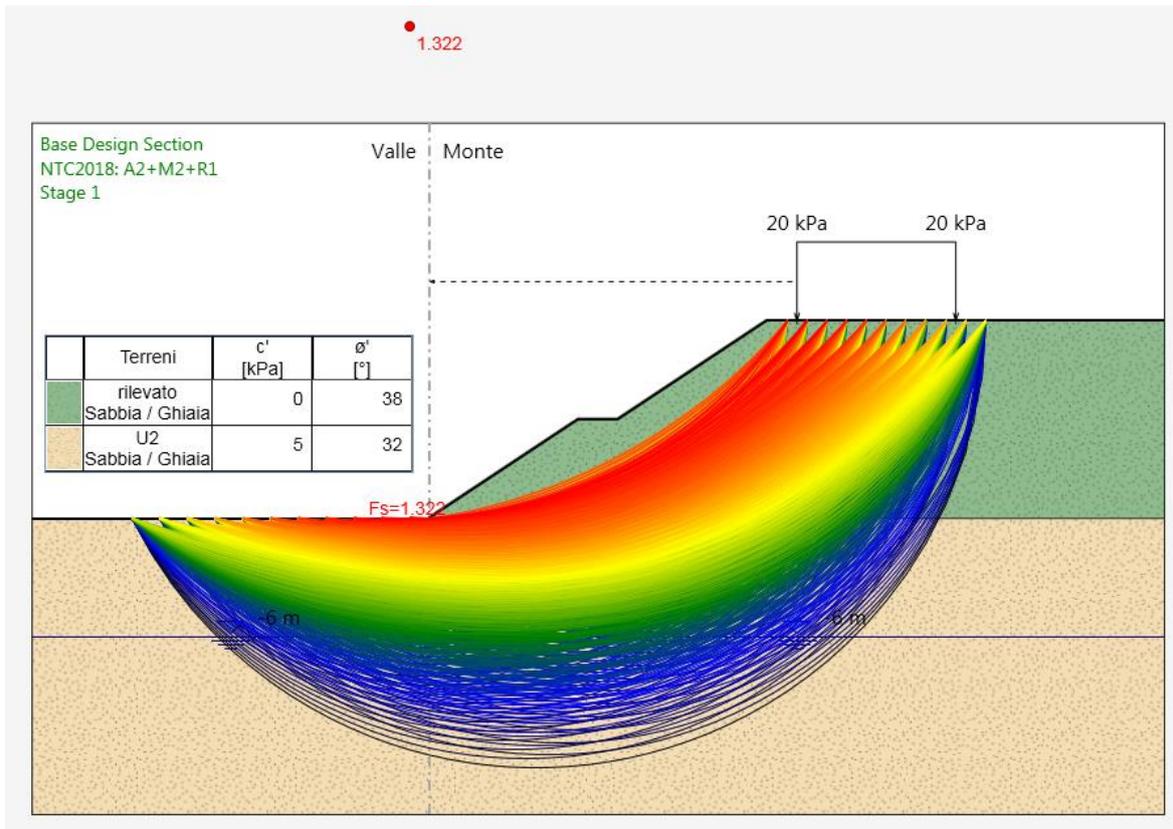


Figura 26: Sezione 3+740 - analisi di stabilità globale in condizioni statiche.

Verifica in condizioni sismiche

Nella figura seguente sono riportate le superfici di rottura esaminate.

Il fattore di sicurezza relativo a tali meccanismi, ovvero il minore tra tutti i fattori di sicurezza calcolati, è pari a:

$$FS_{\text{MIN}} = 1.23$$

essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{\text{MIN}} \geq 1.2$$

la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche risulta soddisfatta.

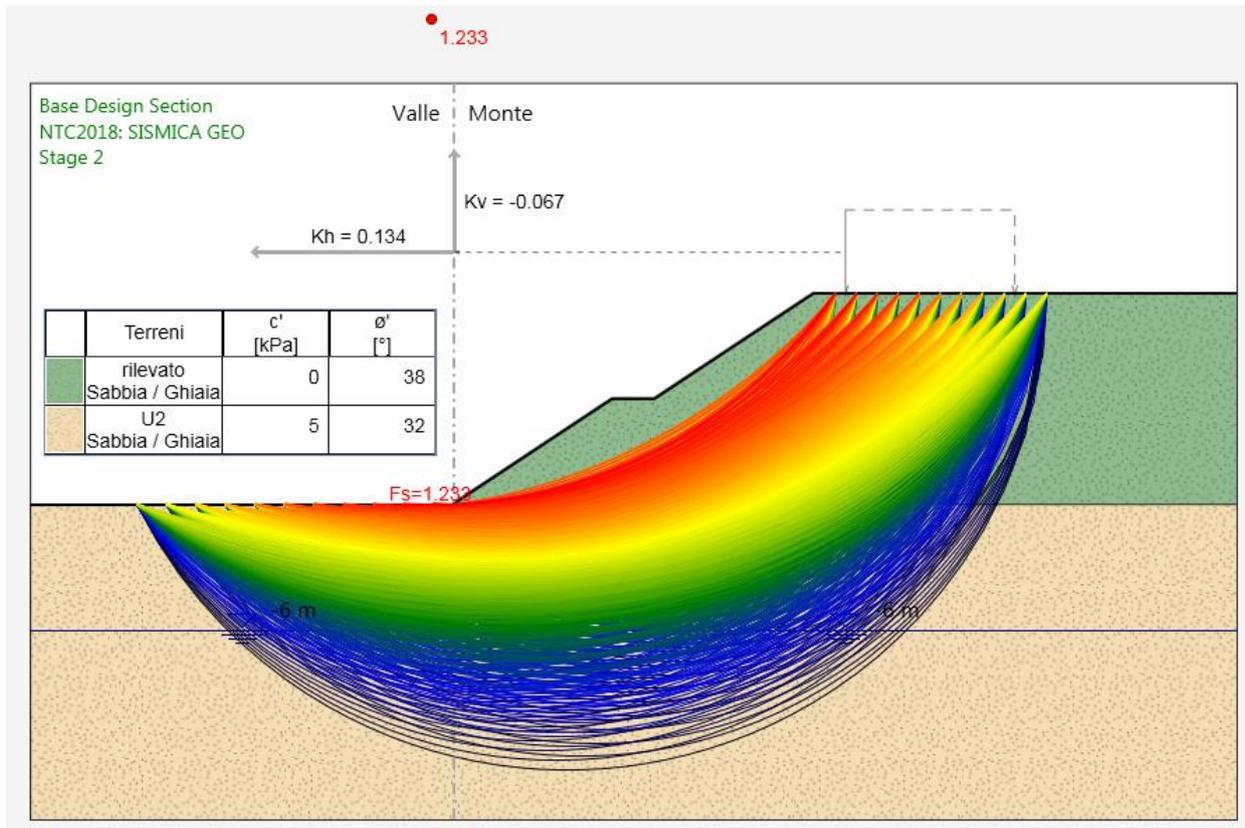


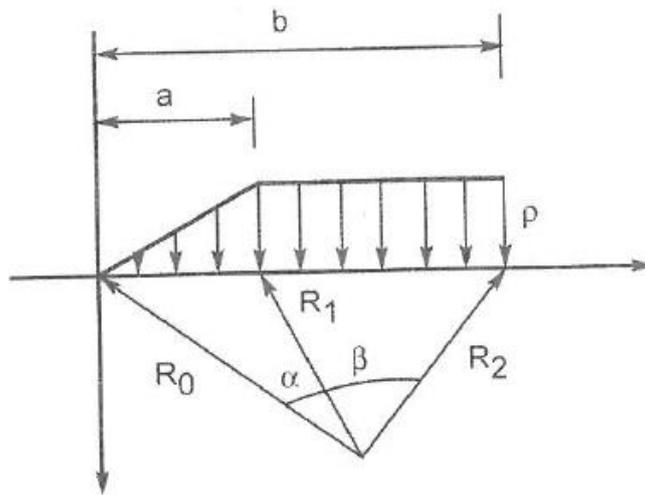
Figura 27: Sezione 3+740 - analisi di stabilità globale in condizioni sismiche.

7 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

7.1 Metodo di calcolo utilizzato

La determinazione del campo di spostamenti è stata svolta mediante l'utilizzo di un foglio di calcolo che impiega la teoria dell'elasticità.

Facendo ricorso alla teoria del semispazio elastico omogeneo ed isotropo, è possibile definire, in ogni punto del sottosuolo, e per il previsto schema di carico, i valori delle corrispondenti tensioni indotte.



$$\Delta\sigma_z = p/\pi \cdot [\beta + x\alpha/a - z/R_2^2 \cdot (x - b)]$$

$$\Delta\sigma_x = p/\pi \cdot [\beta + x\alpha/a + z/R_2^2 \cdot (x - b) + 2z/a \cdot \log R_1/R_0]$$

$$\Delta\sigma_y = \nu \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_z)$$

Determinati ad ogni profondità z i valori di $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$ e $\Delta\sigma_z$ è possibile ricavare, noti i valori del modulo di deformabilità E ed il coefficiente di Poisson ν , il corrispondente valore della ε_z attraverso l'espressione:

$$\varepsilon_z = [\Delta\sigma_z - \nu \cdot (\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x)]/E$$

Suddividendo il terreno al di sotto del rilevato in strati di spessore Δz_i , è possibile valutare il cedimento dello strato i – esimo attraverso l'espressione:

$$\delta z_i = [\Delta\sigma_z - \nu \cdot (\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x)]/E \cdot \Delta z_i$$

Il cedimento complessivo sarà pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati.

$$\delta_{tot} = \sum_j \delta z_j$$

Il calcolo può essere esteso o su tutto lo spessore dello schema geometrico definito o esteso fino ad una profondità massima, intesa come quella profondità alla quale il rapporto tra l'incremento della tensione media nel sottosuolo per effetto del sovraccarico dovuto al rilevato $\Delta\sigma_m = (\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x)/3$ e la tensione media efficace $\sigma_{m0} = (\sigma'_{v0} + 2k_0 \cdot \sigma'_{v0})/3$ risulta pari ad una certa percentuale. (es. 1%).

7.1 Sezione oggetto di verifica

Nel progetto sono previsti tratti in rilevato con pendenza 2V:3H e, per altezze superiori a 5.0 m, banche di larghezza pari a 2.0 m.

Per la valutazione dei cedimenti si considera la sezione di altezza massima pari a 10 m.

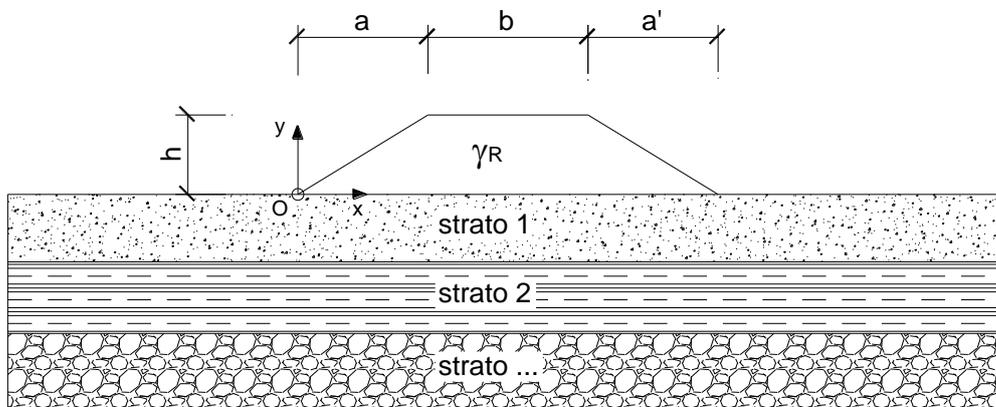
Stratigrafia, parametri geotecnici

Per la sezione in esame si considera:

	da	a	γ'	ϕ_k	E'
	[m]	[m]	[kN/m ³]	[°]	[MPa]
U2 (b, bn, h)	p.c.	16	21	32	12
U3 (BIS)	16	-	21	30	55

Tabella 27: stratigrafia e parametri geotecnici.

La falda si assume a -7.0 m dal piano campagna.



RELAZIONE GEOTECNICA

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RILEVATO

h (altezza del rilevato):	10.00	(m)
a (larghezza scarpata sinistra):	17.00	(m)
a' (larghezza scarpata destra):	17.00	(m)
b (larghezza coronamento del rilevato):	20.00	(m)
γ_R (peso di unità di volume del rilevato):	19.00	(kN/m ³)

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

n (numero degli strati) (max 5):	2	(-)
$\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$:	1	(%)
(Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)		

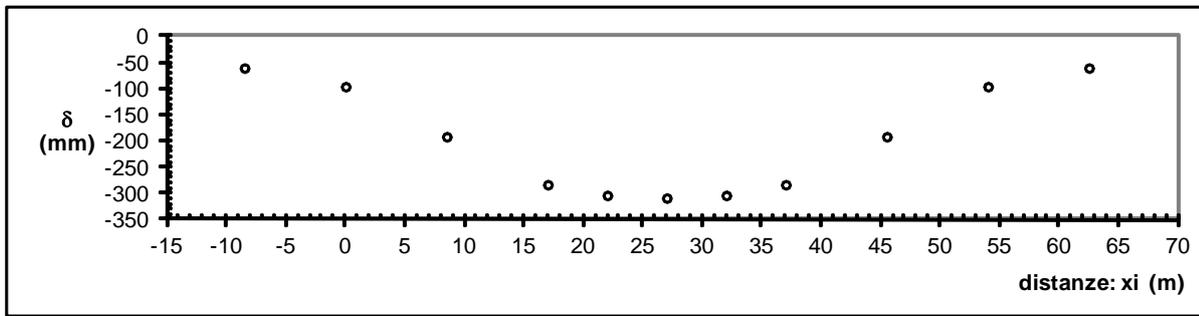
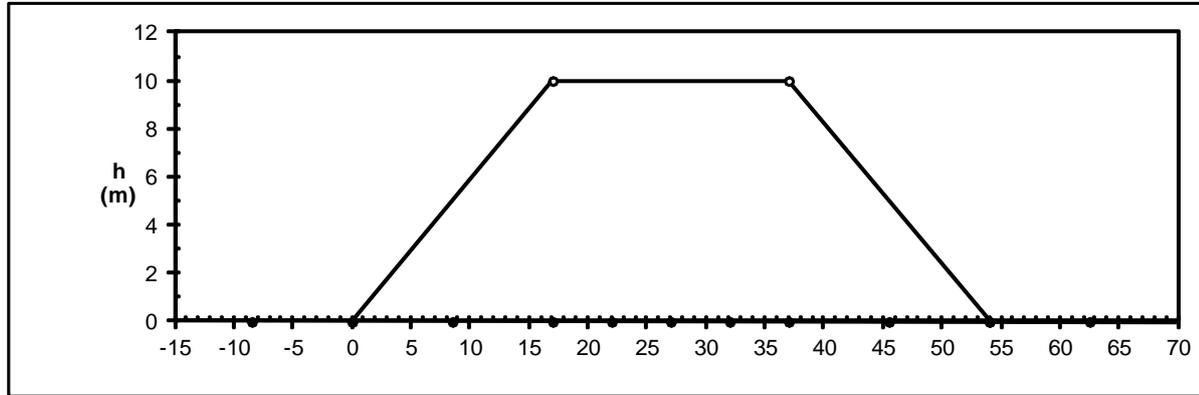
Zw (Profondità della falda): 7.00 (m)

Strato (n)	Z _{iniziale} (m)	Z _{finale} (m)	Spessore (m)	Δz_i (m)	E (Mpa)	ν (-)	φ' (°)	γ (kN/m ³)	terreno
1	0.00	16.00	16.00	1.0	12.0	0.30	32.0	21.00	U2
2	16.00	200.00	184.00	1.0	55.0	0.30	30.0	21.00	U3

ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-8.50	0.00	8.50	17.00	22.00	27.00	32.00	37.00	45.50	54.00	62.50

RISULTATI DELLE ANALISI



CEDIMENTI

δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	δ_5	δ_6	δ_7	δ_8	δ_9	δ_{10}	δ_{11}
(cm)	(cm)									
-6.02	-9.58	-19.13	-28.29	-30.34	-30.83	-30.34	-28.29	-19.13	-9.58	-6.02

Il valore del cedimento in asse al rilevato è pari a circa 31 cm. Tale cedimento, essendo i terreni di fondazione tali da non determinare cedimenti differiti nel tempo, si esaurisce al termine della fase di costruzione e, pertanto, può essere ritenuto accettabile.

BIBLIOGRAFIA

BALDI G., BELLOTTI R., GHIONNA V., JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E., « Cone resistance in dry NC and OC sands », Proc. ASCE Symp. on Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis, 1981.

BALDI G. et al., « Interpretation of CPT and CPTU – Part 2: drained penetration of sands », IV Int. Geot. Seminar, Nanyang Tech. Inst., Singapore, 1986.

BIENIAWSKI, Z. T (1973). Engineering classification of jointed rock masses. Transactions, South Africa Institution of Civil Engineers, 15, 335-344.

BIENIAWSKI, Z. T. (1974).: “Geomechanics classification of rock masses and its application to tunneling”. Proc. 3rd Int. Congr. Rock Mechanics, ISRM, Denver.

BIENIAWSKI, Z. T. (1978) - Determining Rock Mass Deformability - experience from case histories. Int. Journ. of Rock Mechanics and Geomech., 15, 237-247.

BIENIAWSKI, Z. T. (1984). Rock mechanics design in mining and tunnelling. Balkema, Rotterdam.

BIENIAWSKI, Z .T. (1989). Engineering rock mass classifications. John Wiley & Sons, New York.

DENVER H., « Modulus of elasticity for sand determined by SPT and CPT », Proc. II European Symp. on Penetration Testing, Amsterdam, 1982.

DURGUNOGLU H. T., MITCHELL J. K., « Static penetration resistance of soils, I–Analysis, II–Evaluation of the theory and implications for practice », Proc. ASCE Specialty Conference on In–Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, NC, 1975.

GIBBS H. J., HOLTZ W. G., « Research on determining the density of sands by spoon penetration testing », Proc. IV ICSMFE, London, 1957.

HOEK, E., BROWN, E.T. (1982). Underground excavation in rock. Institution of Mining and Metallurgy, London.

HOEK, E. – BROWN E.T. (1997) Practical estimates of rock mass strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34, 1165-1186.

HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C., CORKUM, B. (2002) Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. Proc. of the North American Rock Mechanics Society Meeting, Toronto, 1267-1273.

HOEK, E., DIEDERICHS, M.S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 43, 203–215.

JAMIOLKOWSKI M., GHIONNA V., LANCELLOTTA R., PASQUALINI E., « New applications of penetration test in design practice », Proc. I Int. Symp. on Penetration Testing, Orlando, FL, 1988.

LANCELLOTTA R., Analisi di affidabilità in ingegneria geotecnica, Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, n. 625, Politecnico di Torino, 1983.

LANCELLOTTA R., Geotecnica, Zanichelli, Bologna, 1993.

DE MELLO V. F. B., « The Standard Penetration Test », Proc. IV Panamerican Conf. SMFE, vol. 1, S. Juan, Puerto Rico, 1971, p. 1–86.

MITCHELL J. K., S. G. W., « In situ measurement of volume change characteristics», SOA Report, Proc. ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, vol. 2, Raleigh, NC, 1975.

SCHMERTMANN J. H., Guidelines for Cone Penetration Test performance and design, Report n. 78–209, US Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, 1978.

TERZAGHI K., PECK R. B., Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons., 1967.