



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
Struttura di Vigilanza sulle Concessionarie Autostradali



AMMODERNAMENTO A N° 4 CORSIE DELLA S.S. 514
"DI CHIARAMONTE" E DELLA S.S. 194 RAGUSANA
DALLO SVINCOLO CON LA S.S. 115 ALLO
SVINCOLO CON LA S.S. 114.

(C.U.P. F12C03000000001)

PROGETTO DEFINITIVO

LOTTO 6
GEOLOGIA E GEOTECNICA
Geotecnica
Relazione tecnica
Interventi di stabilizzazione di versante

Il Progettista	Supporto specialistico
Responsabile di progetto ed incaricato delle integrazioni tra le varie prestazioni:  Ing. Santa Monaco - Ordine Ing. Torino 5760H	Ottimizzazione della cantierizzazione delle opere  Ing. Gianmaria De Stavola - Ordine Ing. Venezia 2074

Consulenze specialistiche			
Geologo:		Geotecnica e opere d'arte minori:	
Dott. Geologo Fabio Melchiorri Ordine Geologi del Lazio A.P. n 663		Ing. Antonio Alparone 	
Opere d'arte principali:		Opere di mitigazione dell'impatto ambientale:	
Viadotti Ing. G. Mondello 	Gallerie Ing. G. Guiducci 	Ecosistemi e paesaggio 	Rumore, vibrazioni ed atmosfera 

RIFERIMENTO ELABORATO							DATA	
FASE	TR\LT	DISCIPLINA/OPERA	DOC	PROGR.	ST.REV.	FOGLIO	GENNAIO '17	
D01	T1L6	GT053	1	RG	001	0A	01	DI 01
							SCALA	
							-	
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDATTO/CONSULENTE	VERIFICATO	APPROVATO
A	GENNAIO '17	Emissione				ALISEA	Tresso	Monaco

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	IL CONCESSIONARIO		L'ENTITA' COSTRUTTRICE
	SARC SRL		VISTO PER ACCETTAZIONE

INDICE

A	PREMESSA.....	4
B	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	5
C	NORMATIVA E RIFERIMENTI	9
C.1	Normativa di riferimento	9
C.2	Documentazione di riferimento	9
C.3	Software utilizzati	10
D	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	11
D.1	Calcestruzzo	11
D.2	Acciaio.....	12
D.3	Terre rinforzate – Acciaio per cassero	12
D.4	Terre rinforzate - Rinforzi in rete esagonale	12
D.5	Terre rinforzate - Geogriglie in Poliestere ad Alta Tenacità.....	13
D.6	Chiodi da roccia	13
D.7	Reti in aderenza	13
D.8	Miscela per ancoraggio chiodi.....	13
E	MODELLO GEOTECNICO E STRATIGRAFIE DI RIFERIMENTO.....	15
F	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	21
G	CRITERI GENERALI DI PROGETTO.....	22
G.1	Verifica di stabilità delle scarpate.....	22
G.2	Analisi di stabilità dei fronti rocciosi per scivolamento di cunei.....	23
G.2.1	Introduzione.....	23
G.2.2	Tipologia di analisi.....	23
G.2.3	Definizione geometrica del cuneo e analisi cinematica di stabilità	23
G.2.4	Determinazione del fattore di sicurezza	24
G.2.5	Considerazioni sull'azione sismica.....	24
G.2.6	Criterio di resistenza.....	25
G.3	Muro in terra rinforzata.....	25

G.3.1	Azioni di calcolo.....	25
G.3.2	Combinazioni di carico e verifiche.....	27
G.4	Interventi di stabilizzazione	32
G.4.1	Verifica a trazione della rete.....	33
G.4.2	Verifica chiodature.....	34
G.4.3	Stabilizzazione rilevato	37
H	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DEGLI SCAVI	38
H.1	Formazione Pvl litoide.....	38
H.2	Formazione Pvl sciolte	40
I	VERIFICHE DI STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO ROCCIOSI INTEGRI	43
I.1.1	Verifiche di stabilità tratto 1 – lato sinistro.....	43
I.1.2	Verifiche di stabilità tratto 1 – lato destro	46
I.1.3	Verifiche di stabilità tratto 2 – lato sinistro.....	50
I.1.4	Verifiche di stabilità tratto 2 – lato destro	54
I.1.5	Verifiche di stabilità tratto 3 – lato sinistro.....	58
I.1.6	Verifiche di stabilità tratto 3 – lato destro	61
I.1.7	Verifiche di stabilità tratto 4 – lato sinistro.....	63
J	DIMENSIONAMENTO DELLE RETI CORTICALI.....	66
J.1	Verifiche strutturali	66
J.1.1	Verifica a trazione della rete.....	66
J.1.2	Verifica chiodature.....	67
K	INTERVENTO DI CHIODATURA SU STRATI ROCCIOSI ALTERATI.....	71
K.1	Risultati analisi	71
K.2	Progetto chiodatura.....	72
L	MURO IN TERRA RINFORZATA PK 4+029÷4+191	78
L.1	Premessa	78
L.2	Caratteristiche geotecniche.....	78
L.3	Azione sismica	79
L.4	Verifiche di stabilità	79

L.5	Verifiche di corpo rigido.....	81
M	VERIFICHE DI STABILITA' RILEVATO DI INTERVIA.....	83
M.1	Stabilità globale versante pk 4+029 e pk 4+191	85
N	PRESCRIZIONI IN FASE DI SCAVO	88
	BIBLIOGRAFIA.....	89

ALLEGATI:

Allegato 1: "Verifiche di stabilità globale"

Allegato 2: "Opera di sostegno in terra rinforzata pk 4+029÷4+191 "

A PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche geotecniche di stabilità delle scarpate da realizzare nei terreni vulcanitici nell'ambito della progettazione del lotto 6 del "Collegamento autostradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della S.S. 514 "di Chiaramonte" e della S.S. 194 ragusana dallo svincolo con la S.S. 115 allo svincolo con la S.S. 114".

L'area oggetto dello studio è compresa tra la pk 3+350 a 5+150 circa.

Nella presente relazione tecnica, dopo aver esposto i criteri generali adottati per le verifiche di stabilità e per il progetto degli interventi di stabilizzazione, si presenteranno le verifiche di stabilità globale degli scavi a cielo aperto dei fronti rocciosi e dei terreni lapidei degradati o granulari, nonché le verifiche di stabilità delle scarpate di intervia. Laddove le verifiche non siano soddisfatte si prevede la realizzazione di opportuni interventi di stabilizzazione, tramite l'impiego di chiodature, reti superficiali di contenimento in aderenza. È riportata inoltre la verifica di una terra rinforzata prevista, per un tratto di circa 150 m, al piede del rilevato stradale in progetto

B DESCRIZIONE DELLE OPERE

Nel tratto in esame con estensione di circa 1800 m, dalla progressiva alla pk 3+350 fino alla progressiva alla pk 5+150, il tracciato stradale presenta una livelletta rispetto al terreno attuale che richiede sezioni in trincea di significativa altezza di scavo; infatti nelle sezioni di maggior impegno, si raggiungono profondità dell'ordine di 30.0 m. Per tutta l'area interessata si prevede una rimodellazione generale del terreno che richiede un'attenta valutazione delle condizioni di stabilità dei versanti con la necessità di adottare, per i tratti più gravosi, particolari opere di stabilizzazione indicate negli stralci planimetrici seguenti.

Figura B.1: Stralcio planimetrico degli interventi di stabilizzazione (pk 3+650 – pk 4+200 circa)

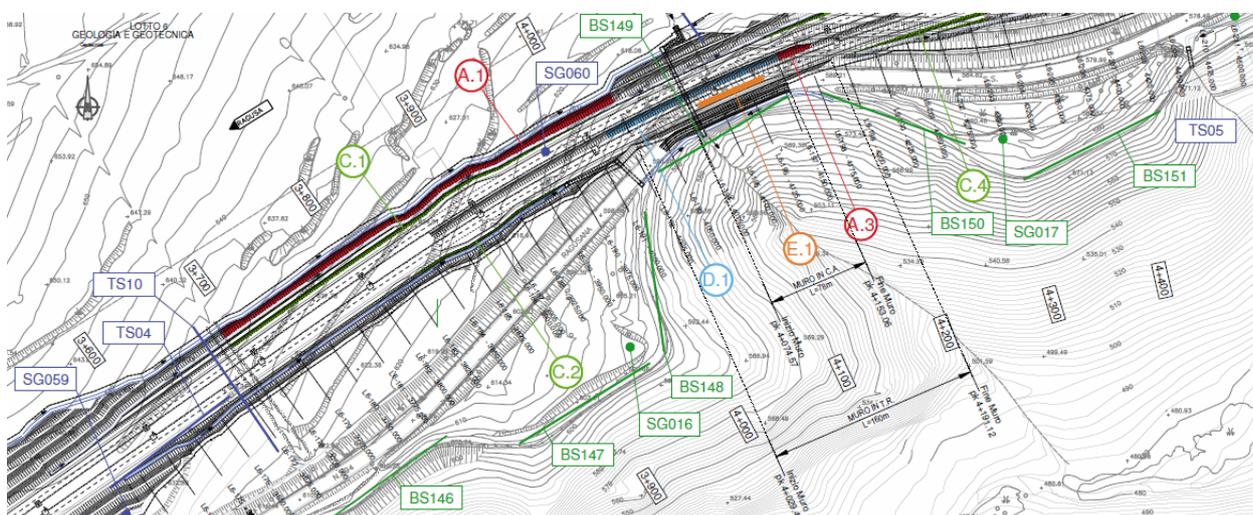
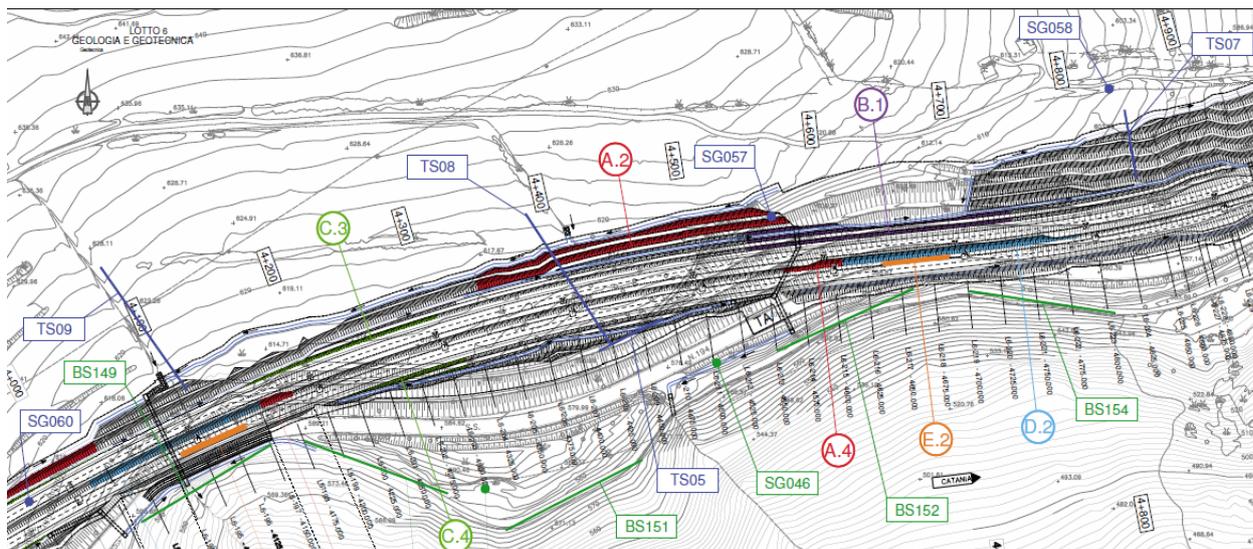


Figura B.2: Stralcio planimetrico degli interventi di stabilizzazione (pk 4+000 – pk 4+780 circa)



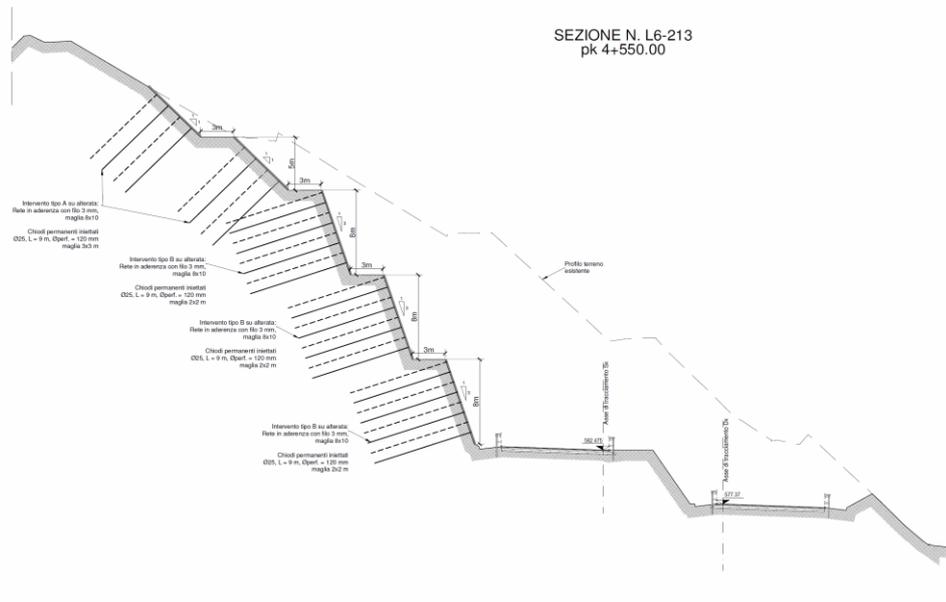
Lo scavo di progetto viene realizzato mediante scarpate aventi pendenza differente in funzione della qualità del litotipo riscontrato; più in dettaglio, si sono individuate le pendenze di scavo nella parte alterata più superficiale dell'ammasso vulcanitico e quella relativa alla parte lapidea non alterata profonda.

Per quanto riguarda la roccia alterata superficiale si prevedono le seguenti pendenze di scavo:

- Pendenza 2/3 (V/H) per altezze complessive di scavo fino a 10 m, prevedendo di inserire una banca ogni 5 m di altezza, avente una larghezza pari a 2 m;
- Pendenza 2/3.5 (V/H) per altezze di scavo superiori a 10 m, prevedendo di inserire una banca ogni 5 m di altezza, avente una larghezza pari a 2 m;
- Pendenza 1/1 (V/H) con interventi di stabilizzazione tramite chiodature degli strati superficiali in roccia degradata o alterata di limitato spessore (chiodi a maglia 3x3, intervento di tipo A dello stralcio planimetrico); è prevista una banca ogni 5 m di altezza, avente una larghezza pari a 3 m;
- Pendenza 3/1 (V/H) con interventi di stabilizzazione tramite chiodature degli strati superficiali in roccia degradata o alterata di limitato spessore (chiodi a maglia 2x2, intervento di tipo B dello stralcio planimetrico); è prevista una banca ogni 8 m di altezza, avente una larghezza pari a 3 m.

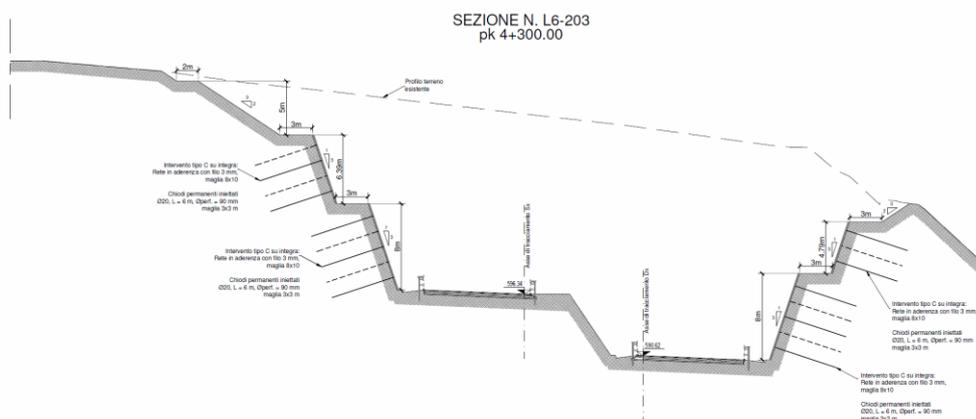
Nella Figura seguente è riportata una sezione di progetto con gli interventi di stabilizzazione di tipo A e B.

Figura B.3: Sezione di progetto con interventi di chiodatura degli strati lapidei alterati superficiali



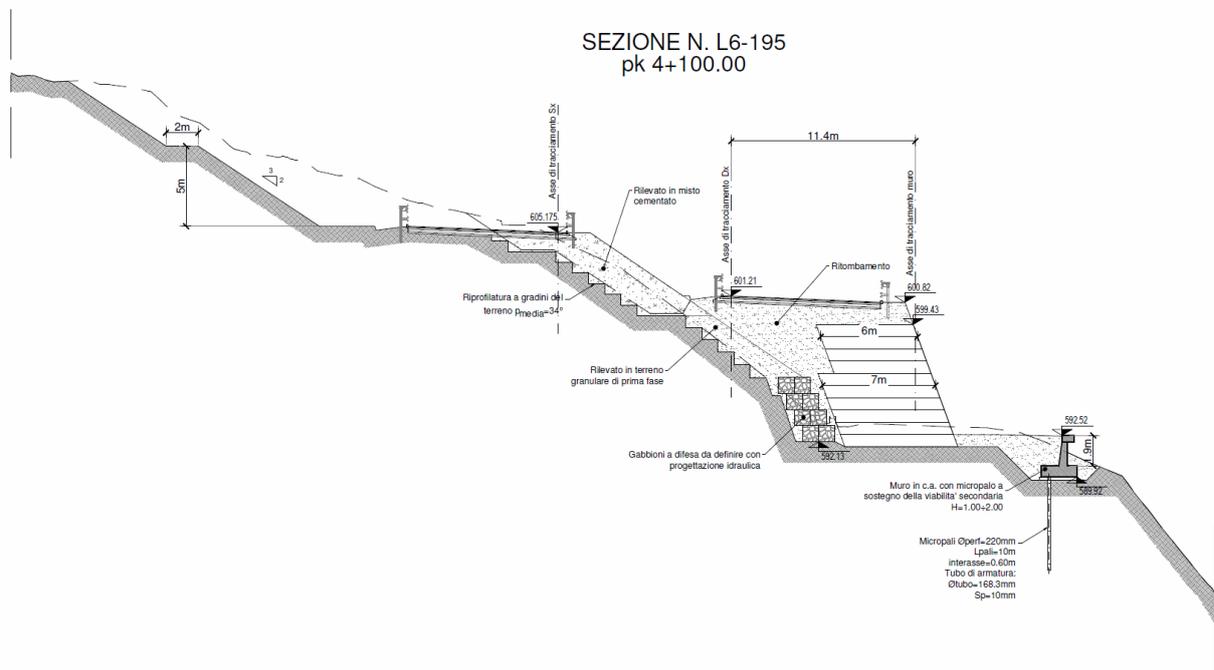
Negli strati lapidei profondi, le scarpate prevedono una pendenza di progetto pari a 3/1 (V/H) trattandosi di roccia integra, con l'inserimento di una banca ogni 8 m di altezza avente una larghezza pari a 3 m. Laddove in tali strati siano presenti ammassi fratturati che presentano instabilità al fronte, si prevede la realizzazione di un intervento di stabilizzazione tramite chiodatura e reti in aderenza (intervento C dello stralcio planimetrico). Tale intervento è rappresentato nella Figura seguente.

Figura B.4: Sezione di progetto con interventi di chiodatura degli strati lapidei integri che presentano instabilità al fronte.



Nel tratto compreso tra le progressive stradali pk 4+029 e pk 4+191 circa, sul lato destro del tracciato stradale è prevista la realizzazione di una terra rinforzata, che in fase realizzativa prevede l'esecuzione di un muro in gabbioni di contenimento degli scavi. In corrispondenza di tali progressive, il rilevato di intervial è realizzato in misto cementato per garantirne la stabilità globale sia nella fase realizzativa per la gestione della cantierizzazione, sia nelle condizioni di esercizio e sismiche (nello stralcio planimetrico tale intervento è indicato con la lettera D). A valle della T.R., nel tratto in esame, per garantire la stabilità globale in condizioni sismiche del versante, è prevista la realizzazione di una paratia berlinese di micropali con funzione di cucitura delle superfici di scorrimento che presentano fattori di sicurezza inferiori ai limiti previsti dalla normativa vigente. I micropali sono collegati superiormente dalla fondazione di un muro in c.a. di modesta altezza, previsto per il sostegno della viabilità secondaria a valle del tracciato stradale.

Figura B.5: Sezione di progetto con interventi di chiodatura degli strati lapidei alterati superficiali



C NORMATIVA E RIFERIMENTI

C.1 Normativa di riferimento

La normativa cui viene fatto riferimento, nelle fasi di calcolo e progettazione, è la seguente:

- D.M. 14 gennaio 2008 – pubblicato su S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29 – “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare n° 617 del 2 Febbraio 2009 “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per e costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- UNI EN 1992-1-1:2005: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 1997-1:2005: “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;

C.2 Documentazione di riferimento

Si è fatto riferimento ai seguenti elaborati progettuali:

- Relazione Geologica “D01-T100-GG020-1-RJ-001-0A”;
- Allegato alla relazione geologica “D01-T100-GG020-1-RJ-002-0A”;
- Relazioni Rilievi Geomeccanici “D01-T100-GG020-1-RJ-003-0A”;
- Profili geologici asse destro “D01-T1L6-GG024-1-F6-00(1-8)-0A”;
- Profili geologici asse sinistro “D01-T1L6-GG026-1-F6-00(1-8)-0A”;
- Piano indagini - indagini geofisiche - Rapporto interpretativo “D01-T100-GG010-1-RZ-012-0A”;
- Piano indagini - prove di laboratorio - Relazione conclusiva sulle analisi eseguite “D01-T100-GG010-1-RZ-017-0A”;
- Relazione Geotecnica Generale (RGG) “D01-T100-GT050-1-RN-001-0A”;
- Profili geotecnici asse destro “D01-T1L6-GT051-1-P6-00(1-8)-0A”;
- Profili geotecnici asse sinistro “D01-T1L6-GT054-1-P6-00(1-8)-0A”;
- Relazione sismica “D01-T100-GG002-1-RZ-001-0A”;

- Relazione Geotecnica Lotto 6 "D01-T1L6-GT050-1-RN-001-0A";

C.3 Software utilizzati

Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo brevemente descritti di seguito.

- Swedge 4.0 (Rocscience) per le analisi di stabilità nei confronti dello scivolamento di cunei in roccia;;
- Slide v, 5,014 (Rocscience) per le analisi di stabilità globale;
- Macstars W: codice di calcolo prodotto dalla MACCAFERRI in grado di eseguire verifiche di stabilità e di corpo rigido per i blocchi in terra rinforzata;
- Codici di calcolo interni: codici di calcolo in Excel e Visual Basic, per la valutazione dei cedimenti dei rilevati e per l'analisi degli scivolamenti planari.

D CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, per la realizzazione delle opere di sostegno e di stabilizzazione in oggetto sono previsti i materiali di seguito descritti.

D.1 Calcestruzzo

Magrone di pulizia e livellamento (non strutturale) – Riporto strutturale

- Classe di resistenza: C 12/15

Elevazione – Pannelli prefabbricati

- Classe di resistenza: C 32/40
- Classe di consistenza Slump: S4
- Max dimensione dell'aggregato: 25 mm
- Classe di esposizione: XA2
- Copriferro: 40 mm
- Resistenza a compressione caratteristica: $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice: $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione caratteristica: $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.10 \text{ N/mm}^2$

Muro in c.a. su viabilità secondaria

- Classe di resistenza: C 32/40
- Classe di consistenza Slump: S4
- Max dimensione dell'aggregato: 30 mm
- Classe di esposizione: XA2
- Copriferro: 40 mm
- Resistenza a compressione caratteristica: $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice: $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 3.10 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza a trazione caratteristica: $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.10 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo per berlinesi intermedie di micropali

- Classe di resistenza: C25/30
- Classe di consistenza: S5

D.2 Acciaio

Acciaio per armature ordinarie

- Tipo: B450C
- Tensione caratteristica: $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Tubi paratia di micropali

- Tipo: EN 10025-S355 JR
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$

D.3 Terre rinforzate – Acciaio per cassero

Barre $\varnothing 8$ maglia $150 \times 150 \text{ mm}^2$ ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

- modulo elastico $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica a snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

D.4 Terre rinforzate - Rinforzi in rete esagonale

Rinforzi costituiti da rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale tipo 8x10, avente diametro del filo $\varnothing = 2.7 \text{ mm}$ galvanizzato.

Il filo sarà inoltre ricoperto da un rivestimento in materiale plastico portando il diametro esterno nominale a 3.7 mm.

- resistenza a trazione nominale 50.11 kN/m

D.5 Terre rinforzate - Geogriglie in Poliestere ad Alta Tenacità

Geogriglie in poliestere ad alta tenacità di diverse resistenze a trazione nominali

- PG50 50 kN/m
- PG80 80 kN/m
- PG125 125 kN/m
- PG160 160 kN/m
- PG200 200 kN/m

D.6 Chiodi da roccia

Barre tipo Gewi-Dywidag o equivalente \varnothing 20 mm e \varnothing 25 mm o equivalente:

- modulo elastico $E_s = 200000$ MPa
- resistenza caratteristica a snervamento $f_{yk} \geq 500$ MPa

D.7 Reti in aderenza

Rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale 8x10, avente diametro minimo del filo $\varnothing=3$ mm.

- Carico di rottura $f_{tk} \geq 350$ MPa
- allungamento $\geq 9\%$

D.8 Miscela per ancoraggio chiodi

- Resistenza a compressione a 28gg di maturazione C 20/25

- Cemento Portland II/B - LL 32.5
- Rapporto acqua/cemento $A/C=0.45$
- Additivo superfluidificante: 1-3% sul peso di cemento

E MODELLO GEOTECNICO E STRATIGRAFIE DI RIFERIMENTO

Nel presente capitolo verrà descritto il modello geotecnico adottato e i parametri geotecnici definiti per le verifiche di stabilità dei fronti di scavo e il dimensionamento degli interventi di stabilizzazione dei fronti instabili.

Il modello geotecnico è stato definito a partire dalle indicazioni geologiche riportate negli appositi allegati del progetto.

Figura E.1: Profilo geologico tra la pk 3+350 alla pk 4+650 circa

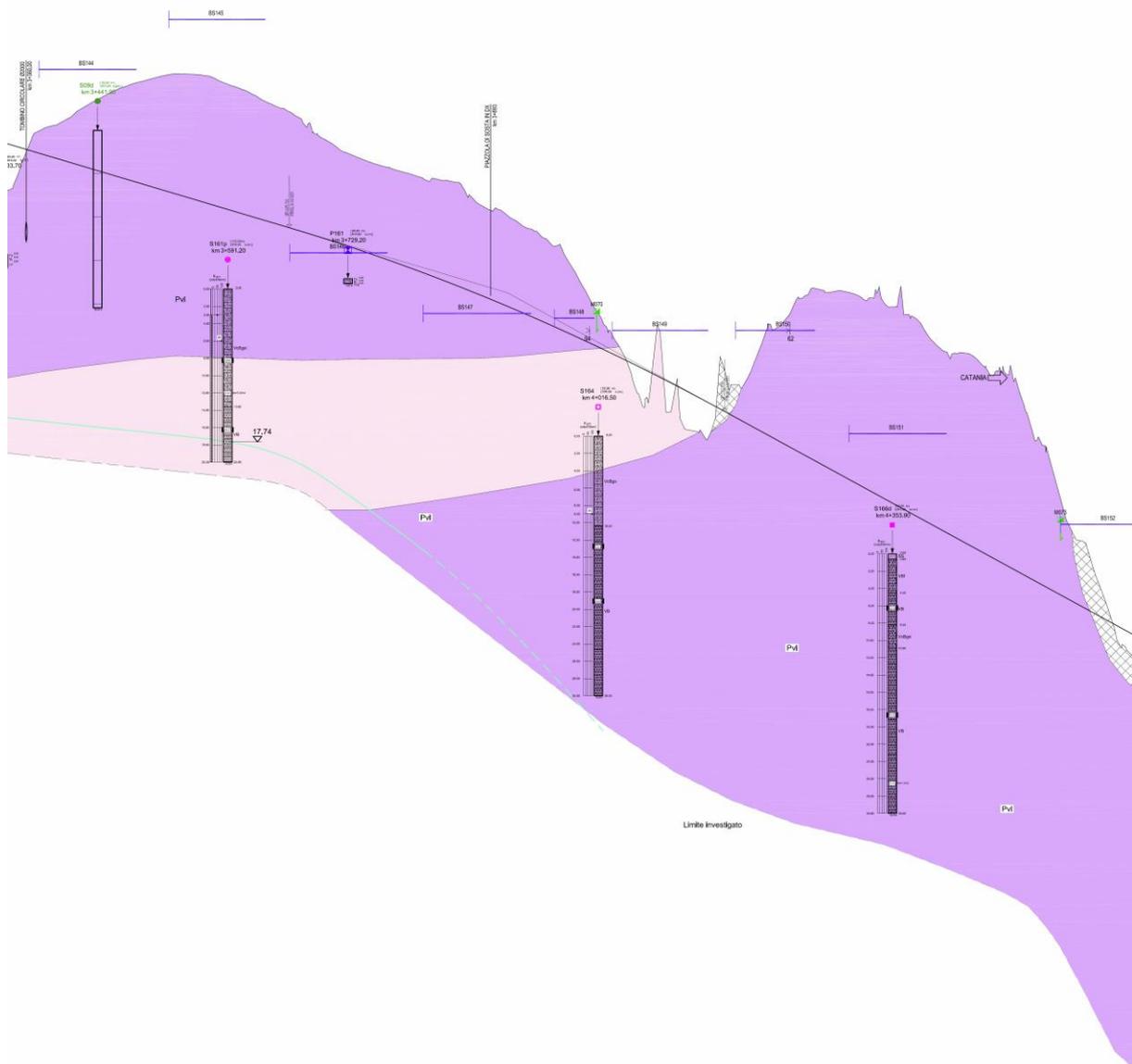
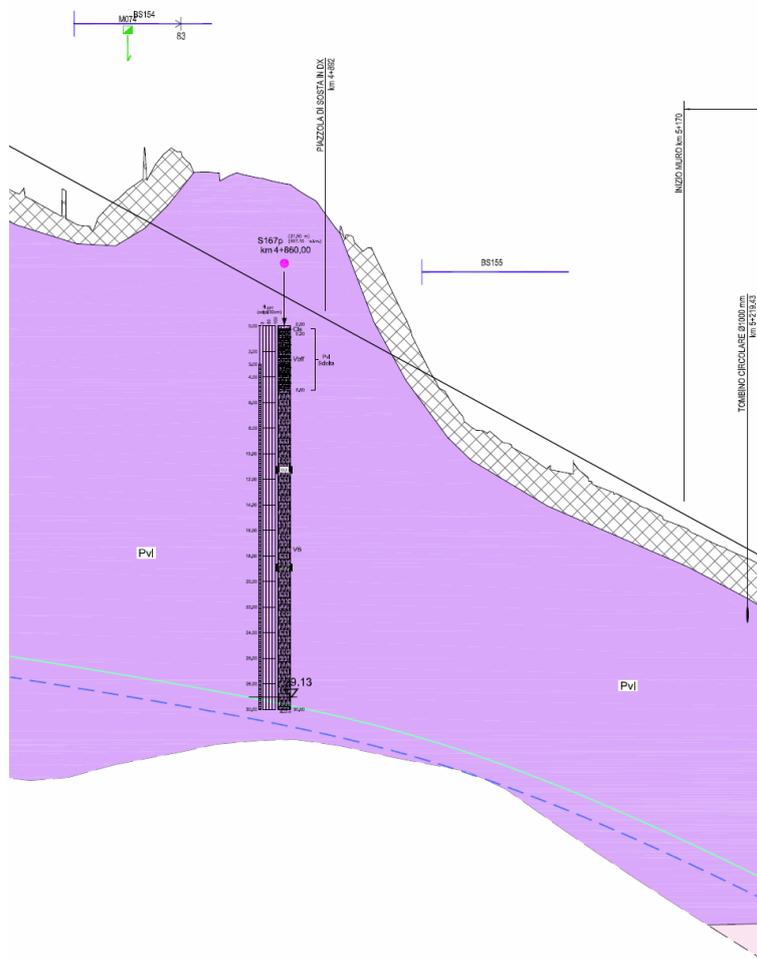


Figura E.2: Profilo geologico tra la pk 4+650 alla pk 5+220 circa



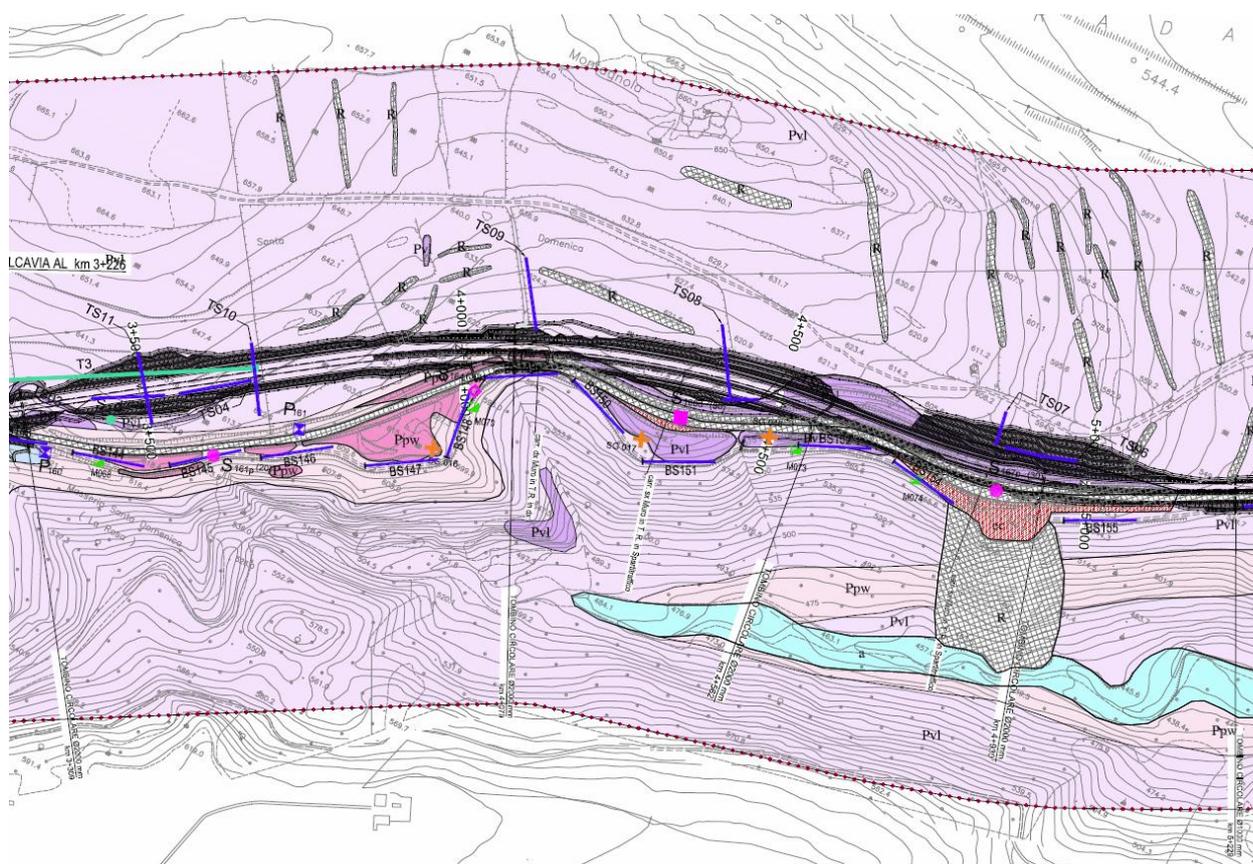
Considerando il profilo geologico disponibile per il tratto in esame, è possibile in generale individuare un unico litotipo appartenente alla formazione Pvl, relativa a terreni di origine vulcanica costituiti da vulcaniti basiche frammiste a prodotti piroclastici.

Solo nel tratto compreso tra la progressiva pk 4+050 e la progressiva pk 4+150 circa superficiale si rinviene un litotipo superficiale appartenente alla formazione Ppw, relativa a terreni di origine vulcanica costituiti da brecce a pillow, con una potenza media compresa tra 10 e 12 m. Al di sotto si rinviene un litotipo appartenente alla formazione Pvl.

Tuttavia, in accordo con la carta geologica per il tratto in esame (riportata nella Figura seguente), la formazione Ppw risulta affiorante esclusivamente per un tratto limitato di circa 50 m, interessando il tratto di intervia realizzato con misto cementato. Considerando la limitatezza di tale affioramento che presenta elevati parametri meccanici, per le verifiche di stabilità, a

favore di sicurezza è stata considerata per l'intero tratto in esame la presenza delle formazioni Pvl. Tale formazione in superficie si presenta fino alla pk 4+500 circa con strati di roccia degradata o altamente fratturata sovrastante gli strati lapidei integri; oltre la pk 4+500 è presente in affioramento la stessa formazione Pvl a carattere litoide.

Figura E.3: Stralcio carta geologica per il tratto in esame



Al fine di individuare i limiti stratigrafici del passaggio dalle formazioni lapidee degradate alle formazioni lapidee integre sono state eseguite delle indagini sismiche a rifrazione sul tratto in esame (dalla TS03 alla TS11). Per maggiori dettagli sull'ubicazione delle stese di acquisizione e sui report di misura, si faccia riferimento ai relativi elaborati geologici.

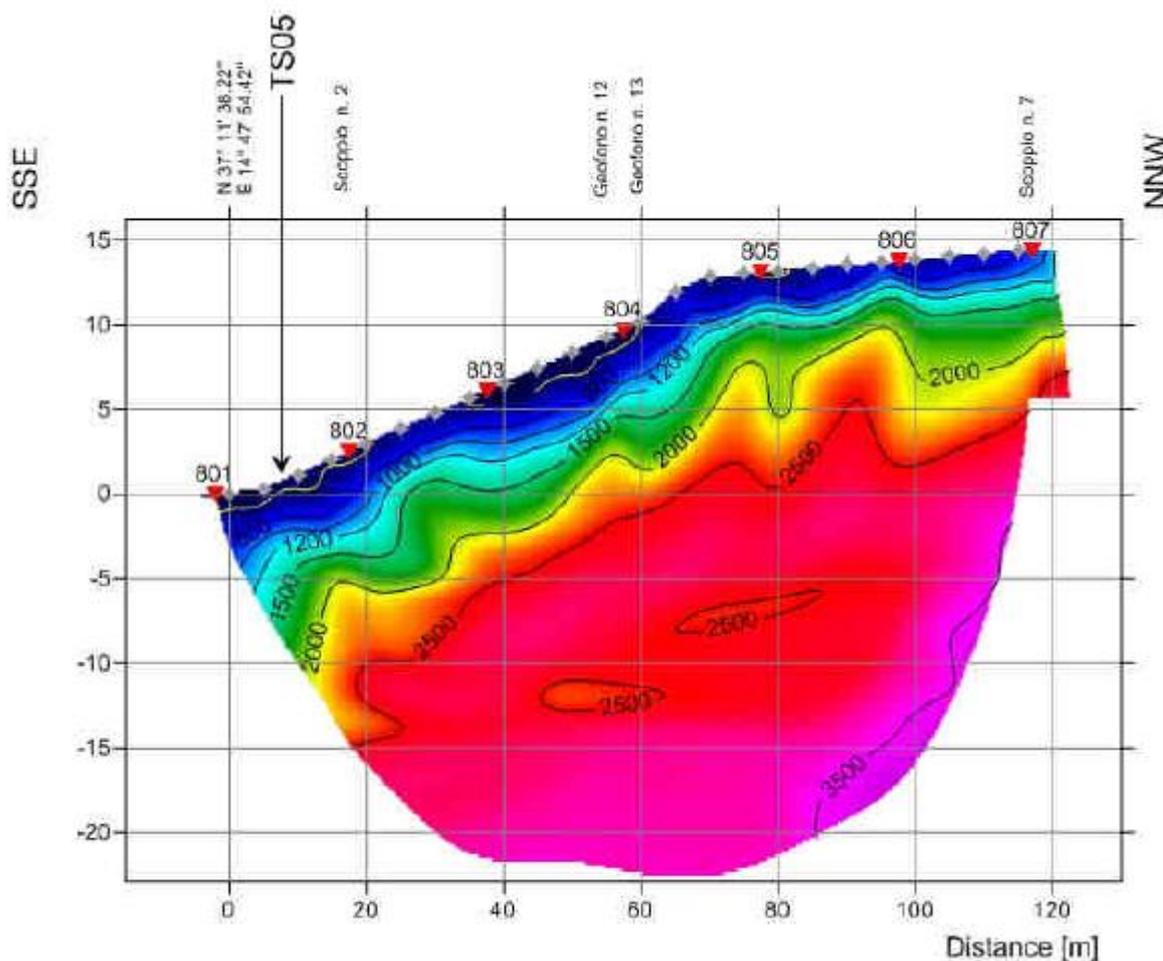
Considerando i risultati ottenuti dall'interpretazione delle tomografie, si è definito il passaggio dalle formazioni lapidee degradate o alterate alle formazioni lapidee integre assumendo un valore di soglia convenzionale per la velocità delle onde di compressione V_p . In assenza di falda, il passaggio alle formazioni lapidee integre è stato quindi associato ad un valore di V_p almeno pari o superiore a 1300 m/s: considerando il mezzo elastico, tale valore corrisponde ad

una velocità delle onde di taglio V_s pari a circa 800 m/s così come indicato dalla letteratura specifica ed adottato dalle norme Tecniche DM 14.01.2008 per i sottosuoli rocciosi di tipo A.

Dai profili geotecnici è emerso che per il tratto in esame la falda si trova sempre a profondità superiore a 30 m dal p.c. e pertanto oltre la profondità di interesse ai fini del progetto. Il criterio adottato consente pertanto la definizione di un profilo di riferimento.

A titolo di esempio si riporta nella Figura seguente l'interpretazione della Tomografia TS08 eseguita circa alla pk 4+400. Dal modello di velocità si può evidenziare che viene raggiunto un valore di V_p superiore a 1300 m/s a circa 3 m di profondità nella zona di monte e a circa 5 m nella zona di valle. A tale profondità è pertanto ragionevole assumere il passaggio alla formazione litoide integra.

Figura E.4: Interpretazione Tomografia TS08



I risultati ottenuti dalle tomografie eseguite sono stati quindi estesi anche alle zone intermedie non direttamente investigate interpolando spazialmente.

In fase costruttiva le assunzioni sul passaggio alla formazione litoide dovranno essere confermate puntualmente sulla base delle evidenze emerse durante gli scavi, in modo da adattare gli interventi previsti alle effettive condizioni in sito.

I parametri geotecnici della formazione Pvl sono stati ricavati dai risultati disponibili dalle prove in sito e dalle analisi di laboratorio su campioni di terreno estratti dai sondaggi S161, S164, S166 e S167 ubicati alle progressive di interesse. Per quanto riguarda gli ammassi rocciosi si è fatto più riferimento anche ai risultati del rilievo con stazioni geomeccaniche eseguito per il tratto di interesse (SG057, SG058, SG059, SG060).

Considerando gli strati in roccia fratturata o degradata, dai sondaggi disponibili è emerso che si hanno in genere degli strati di terreni incoerenti che possono essere attribuiti a vulcaniti basaltiche fratturate (VBf) e vulcanoclastiti basaltiche ghiaiose in matrice sabbiosa limosa (Vcgs). Considerando i parametri riportati nella relazione geotecnica per il tratto in esame sono stati definiti i seguenti parametri geotecnici di calcolo.

Tabella E.1: Parametri geotecnici per la formazione Pvl sciolta

Litotipo	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [°]
Pvl sciolte	19	0	40

Per quanto riguarda gli strati a carattere litoide i sondaggi definiscono degli strati costituiti da vulcaniti basaltiche (VB). Considerando i risultati ottenuti dalle stazioni geomeccaniche e dai sondaggi di riferimento, tenendo conto dei parametri indicati nella relazione geotecnica per il tratto in esame ed assumendo i valori minimi tra quelli ottenuti, sono stati definiti i seguenti parametri geotecnici di calcolo.

Tabella E.2: Parametri geotecnici per la formazione Pvl litoide

Litotipo	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [°]
Pvl litoide	23	229	27.5

Nel caso di interventi localizzati ove sia presente un sondaggio in prossimità dell'intervento, si sono assunti i valori di calcolo contestuali.

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità dei fronti rocciosi per la verifica del distacco dei cunei, si è fatto riferimento alle stazioni geomeccaniche di interesse per la zona in esame. Nella Tabella seguente sono indicati i parametri caratteristici per ciascuna stazione geomeccanica di riferimento riportati nella documentazione di progetto; tali valori sono stati introdotti nelle analisi di stabilità alle diverse progressive.

Tabella E.3: Risultati stazioni geomeccaniche di interesse per le opere in progetto

		Famiglia					JRC [-]	JCS [kg/cm ²]	persistenza [m]
		1	2	3	4	5			
SG57	Inclinazione (Ψ)	68	68	40	85	85	9.4	195.2	2
	Immersione (α)	299	187	144	215	25			
SG58	Inclinazione (Ψ)	88	76	82	85		9.4	195.2	2
	Immersione (α)	268	138	85	35				
SG59	Inclinazione (Ψ)	82	83	81	31	78	16.1	195.2	2
	Immersione (α)	44	190	160	29	339			
SG60	Inclinazione (Ψ)	83	59	33	82	42	4	195.2	3
	Immersione (α)	64	231	349	180	131			

F VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale (V_N) di un'opera è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è classificabile, secondo il DM 2008, come "Opera ordinaria, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per la quale viene prevista una vita nominale ≥ 50 anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione è definita di Classe IV, ossia afferente a "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 D.M. 5 novembre 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."

Per il dimensionamento delle opere pertanto sono stati considerati i seguenti parametri di progettazione:

- Vita nominale opera V_N : 50 anni (opera di importanza ordinaria)
- Classe d'uso Opera: IV
- Coefficiente d'uso: $C_U = 2$
- Vita di riferimento: $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni
- Stato limite di riferimento per l'azione sismica: SLV (salvaguardia della vita)
- Probabilità di superamento P_{VR} : 10%
- Tempo di ritorno T_R determinato con la seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.10)} = 949 \text{ anni}$$

G CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Nel presente capitolo verranno esposti i criteri di analisi e verifica nei confronti di:

- stabilità dei fronti di scavo in roccia o delle scarpate in terreni granulari o lapidei degradati;
- muri in terra rinforzata;
- interventi di stabilizzazione e consolidazione.

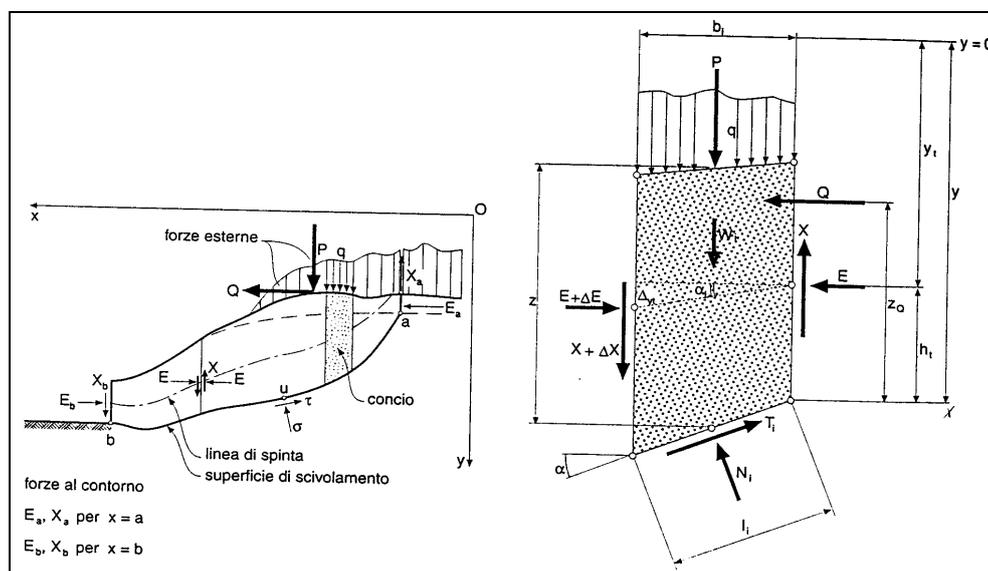
G.1 Verifica di stabilità delle scarpate

Le verifiche di stabilità degli scavi a cielo aperto consentono di accertare che la geometria della sezioni esaminate lungo il corpo stradale, in relazione alle caratteristiche di resistenza al taglio del materiale impiegato, assicuri un sufficiente fattore di sicurezza nei confronti della rottura.

L'analisi di stabilità è stata condotta secondo il principio dell'equilibrio limite globale; come è noto tale verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio.

Scelta quindi una superficie di rottura, si suddivide in conci la parte instabile, si studia poi l'equilibrio della singola striscia e infine si passa alla stabilità globale; qui di seguito sono riportate schematicamente le azioni agenti su di un singolo concio.

Figura G.1: Forze agenti sul singolo concio



Per ogni concio sono disponibili per la risoluzione del sistema le tre equazioni della statica (equilibrio traslazione verticale, orizzontale ed equilibrio dei momenti), quindi per n conci si avranno $3n$ equazioni linearmente indipendenti.

Per l'analisi di stabilità è stato utilizzato il metodo di calcolo di Bishop, che permette di determinare il coefficiente di sicurezza alla rottura.

Le analisi sono state condotte utilizzando superfici di rottura circolari; come prescritto dalla normativa la verifica viene effettuata secondo la "Combinazione 2": ($A2+M2+R2$) in condizioni statiche e ($M2+R2+Sisma$) in condizioni sismiche.

Il fattore di sicurezza minimo del versante è stato assunto pari a 1.10 così come indicato dalle Norme Tecniche e più precisamente al punto 6.8.2 del DM 14/01/2008. Tale fattore di sicurezza viene applicato sia per il caso statico che per il caso sismico.

G.2 Analisi di stabilità dei fronti rocciosi per scivolamento di cunei

G.2.1 Introduzione

Le verifiche di stabilità di pareti di scavo nei confronti del possibile scorrimento di cunei sono state effettuate a partire da un'attenta analisi dei dati provenienti dal rilievo strutturale dell'ammasso roccioso ed eseguendo successivamente un'analisi cinematica in proiezione stereografica, al fine di individuare potenziali geometrie dei cunei e modalità di rottura di quest'ultimi.

Per l'analisi dinamica di stabilità si è fatto ricorso al programma di calcolo Swedge 4.0 della Rocscience, il quale consente di calcolare il fattore di sicurezza per semplice scorrimento di un cuneo superficiale in roccia, definito dall'intersezione di due piani di discontinuità con la superficie del fronte, nonché dall'eventuale presenza di un giunto di trazione.

G.2.2 Tipologia di analisi

L'analisi condotta per lo scivolamento di cunei adottata nella presente relazione risulta essere di tipo deterministico.

G.2.3 Definizione geometrica del cuneo e analisi cinematica di stabilità

In tutte le analisi di stabilità gli input utilizzati per definire la geometria del cuneo potenzialmente instabile sono i seguenti:

- altezza del fronte di scavo;

- giacitura del fronte di scavo;
- giacitura dei piani di discontinuità;
- persistenza dei piani di discontinuità (funzione Scale di Swedge).

Il metodo adottato dal programma per la determinazione del potenziale cuneo è quello descritto da Goodman e Shi (1985). Il codice consente inoltre di avere una rappresentazione stereografica del potenziale cuneo di rottura.

G.2.4 Determinazione del fattore di sicurezza

Il programma classifica tutte le forze sul cuneo come Attive o Passive: quelle Attive rappresentano le forze instabilizzanti nel calcolo del fattore di sicurezza, mentre quelle Passive rappresentano le forze stabilizzanti o resistenti ai fini della stabilità. Il programma esegue un'analisi di tipo vettoriale, calcolando inizialmente i vettori di ogni singola forza (ad esempio peso del cuneo, azione del rinforzo, azione dell'acqua) e successivamente, attraverso un'operazione di somma anch'essa di tipo vettoriale, determinando i vettori risultanti delle forze attive e passive.

Per ciò che attiene la direzione di scivolamento Swedge considera quattro possibili direzioni di scivolamento: caduta/sollevarmento, scivolamento su una singola superficie di discontinuità o scivolamento lungo la linea di intersezione di due piani di discontinuità. Il processo di calcolo della direzione di scivolamento che esegue il software si articola in due fasi:

- calcolo di tutte le possibili direzioni di scivolamento;
- definizione, tra tutte le possibili direzioni di scivolamento, della direzione valida.

Una volta definita la direzione di scivolamento e i vettori delle risultanti delle azioni il programma calcola un fattore di sicurezza così semplificato:

$$FS = \frac{\text{forze stabilizzanti (resistenza a taglio, rinforzo, ecc.)}}{\text{forze instabilizzanti (peso, sisma, acqua, ecc.)}}$$

G.2.5 Considerazioni sull'azione sismica

Per quanto riguarda l'azione sismica, Swedge consente di tenere in conto dell'effetto instabilizzante del sisma sul cuneo solamente in direzione orizzontale. Per tener conto anche dell'azione del sisma in direzione verticale è stato ipotizzato un incremento oppure un

alleggerimento del peso del cuneo agendo sul parametro peso per unità di volume dell'ammasso.

G.2.6 Criterio di resistenza

Il criterio di resistenza utilizzato nelle analisi per caratterizzare il comportamento delle discontinuità scabre e pulite, ossia senza materiale di riempimento, è il criterio di Barton-Bandis:

$$\tau_i = \sigma'_{n,i} \cdot \tan \left(JRC_i \cdot \log \left(\frac{JCS_i}{\sigma'_{n,i}} \right) + \varphi'_{r,i} \right)$$

dove:

- JRC_i è il coefficiente di scabrezza del giunto i-esimo;
- JCS_i è il coefficiente di resistenza di parete del giunto i-esimo;
- $\varphi_{r,i}$ è l'angolo di attrito residuo del giunto i-esimo;
- $\sigma'_{r,i}$ è la tensione normale media agente lungo la discontinuità.

G.3 Muro in terra rinforzata

G.3.1 Azioni di calcolo

Per il progetto e la verifica delle opere sono state esaminate le varie azioni riportate nei paragrafi seguenti.

G.3.1.1 *Peso proprio*

Per il calcolo del peso proprio del paramento in terra rinforzata si assume il peso unitario di seguito indicato:

Terreno di riempimento:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

G.3.1.2 *Spinta delle terre*

La valutazione delle spinte delle terre viene effettuata considerando un angolo di attrito tra paramento della terra rinforzata e terreno pari al valore dell'angolo di resistenza al taglio di progetto φ' .

Nelle verifiche la spinta del terreno viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

nella quale:

- $\sigma'_v(z)$ è la tensione verticale efficace alla generica quota z ;
- K_a è il coefficiente di spinta attiva;
- q è un eventuale sovraccarico uniformemente distribuito;

Per il calcolo dei coefficienti di spinta si fa riferimento alle espressioni di Rankine.

G.3.1.3 Sovraccarico uniforme

Si è tenuto conto di un sovraccarico accidentale uniforme dovuto al traffico stradale pari a 20 kPa.

G.3.1.4 Azioni sismiche

Per la caratterizzazione dell'azione sismica sulle opere si fa riferimento alle coordinate geografiche variabili lungo i tracciati.

Per la determinazione delle azioni sismiche si è fatto riferimento ai seguenti parametri:

- categoria di sottosuolo;
- fattore di sito $S = S_s \cdot S_t$;
- massima accelerazione orizzontale al suolo a_g/g ;
- coefficiente di riduzione β_s ;
- coefficiente di intensità sismica orizzontale k_h ;
- coefficiente di intensità sismica verticale k_v ;

in condizioni sismiche l'opera è soggetta alle forze di inerzia degli elementi strutturali e delle porzioni di terreno solidali con la struttura, valutate come:

$$F_{hi} = k_h \cdot W$$

$$F_{vi} = k_v \cdot W$$

essendo W il peso dell'elemento o della porzione di terreno considerata, mentre k_h e k_v sono i coefficienti di intensità sismica verticale ed orizzontale descritti nel precedente paragrafo. Tali forze sono applicate nel baricentro delle masse dell'elemento considerato.

G.3.2 Combinazioni di carico e verifiche

G.3.2.1 *Combinazioni di carico*

Il progetto e la verifica delle strutture in questione sono stati eseguiti mediante il metodo degli "Stati Limite", verificando:

- scorrimento sul piano di posa;
- ribaltamento;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno e stabilità interna (locale);

Le verifiche di stabilità globale e stabilità interna sono state effettuate con riferimento all'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2). Per quanto riguarda le verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa e collasso per carico limite dell'insieme fondazione, in accordo con quanto prescritto dalla normativa e in vista di un possibile utilizzato in fase esecutiva, si fa riferimento all'approccio 2 (A1+M1+R3). Fa eccezione la verifica al ribaltamento del paramento in terra rinforzata per cui, in accordo alla normativa vigente, è stata condotta utilizzando i coefficienti parziali delle azioni della tabella 2.6.I (colonna EQU) del DM 2008 ed i coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Nel seguito si riporta una breve descrizione dei criteri di verifica, sia con riferimento alle condizioni statiche che alle condizioni sismiche.

G.3.2.2 *Verifica allo scorrimento sul piano di posa (GEO)*

La risultante delle azioni orizzontali agenti sulla struttura non deve risultare superiore alla forza resistente costituita dall'attrito sul piano di imposta. Questa a sua volta è valutata come prodotto della risultante delle azioni verticali (ortogonali al piano di imposta) per il coefficiente di attrito in fondazione $\mu = \tan(\varphi')$.

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse della terra rinforzata e/o ad essa collegate.

G.3.2.3 *Verifica al ribaltamento (EQU)*

La somma dei momenti instabilizzanti, valutati rispetto allo spigolo di valle del blocco, dovuti alle azioni agenti sulla terra rinforzata non deve risultare superiore al momento stabilizzante dovuto al peso proprio del blocco e le relative azioni variabili.

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse della terra rinforzata e/o ad essa collegate.

G.3.2.4 Verifica di capacità portante (GEO)

Nella verifica di collasso fondazione-terreno (verifica della capacità portante) l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze normali al piano di posa, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite del terreno di fondazione.

G.3.2.5 Resistenza a rottura di esercizio dei rinforzi (geogriglie)

La resistenza di esercizio degli elementi di rinforzo (geogriglie) è stata determinata facendo riferimento alla British Standard 8006:1995 "Code of practice for strenghtened/reinforced soils and fills". In accordo alla BS 8006, la resistenza di progetto T_{progetto} del rinforzo è determinata come segue:

$$T_{\text{progetto}} = T_{\text{rottura}} / (f_{\text{creep}} \times f_m)$$

dove:

- T_{rottura} è il carico di rottura nominale del rinforzo;
- f_{creep} è il fattore di creep del rinforzo a lungo termine;
- f_m è il fattore di sicurezza del rinforzo, pari a $f_{m11} \cdot f_{m12} \cdot f_{m21} \cdot f_{m22}$
- f_{m11} tiene conto delle procedure produttive (tolleranze)
- f_{m12} tiene conto della qualità dei processi industriali e di sviluppo del prodotto
- f_{m21} valuta gli effetti dovuti al danneggiamento potenziale durante l'installazione
- f_{m22} rappresenta la suscettibilità all'aggressione chimica, fisica e biologica

il fattore f_{creep} viene calcolato per una data deformazione massima ammissibile durante la vita di progetto, tenendo conto di eventuali fenomeni di creep che dovessero interessare i rinforzi; per le opere in terra rinforzata le deformazioni massime ammissibili nei rinforzi sono nell'ordine del 5 %. Ciò significa che ad esempio per le rete metallica a doppia torsione, non subendo essa gli effetti del creep, avendo un resistenza a rottura con deformazioni inferiori al 5 %, tale resistenza può essere assunta come resistenza a trazione nominale ($f_{\text{creep}} = 1.00$).

i fattori parziali di sicurezza che concorrono al valore di f_m per i rinforzi sono considerati all'interno del software a seconda del tipo di rinforzo e del terreno da armare mediante tali rinforzi.

Tale verifica risulta implicitamente verificata nella risoluzione del modello con il software Macstars.

G.3.2.6 Resistenza allo sfilamento del rinforzo (pull-out)

Il calcolo delle forze ultime di sfilamento viene eseguito nell'ipotesi che in tutti i punti del rinforzo sia raggiunta la condizione ultima.

La forza necessaria per lo sfilamento del rinforzo del rilevato (F_{po}) è data dalla seguente relazione:

$$F_{po} = 2 \cdot \sigma_v \cdot L \cdot W \cdot \mu \cdot \tan \varphi$$

dove:

- σ_v è la tensione verticale agente sul rinforzo
- L è la lunghezza della zona di ancoraggio
- W è la larghezza del rinforzo
- μ è il coefficiente di interazione tra materiale del rilevato e rinforzo
- φ è l'angolo d'attrito interno del materiale da rilevato

i valori del coefficiente di interazione μ derivano da prove di laboratorio e variano a seconda del tipo di terreno che compone il rilevato.

Per i rinforzi in rete metallica a doppia torsione sono stati assunti pari a:

Tabella G.1: Valori del coefficiente di interazione μ per rinforzi metallici

Tipo di interazione	Valore di μ
Interazione rinforzo-rinforzo	0.30
Sfilamento rinforzo-ghiaia	0.90
Sfilamento rinforzo-sabbia	0.65
Sfilamento rinforzo-limo	0.50
Sfilamento rinforzo-argilla	0.30

Tabella G.2: Valori del coefficiente di interazione μ per rinforzi in poliestere ad alta tenacità

Tipo di interazione	Valore di μ
Interazione rinforzo-rinforzo	0.316
Sfilamento rinforzo-ghiaia	0.90
Sfilamento rinforzo-sabbia	0.90
Sfilamento rinforzo-limo	0.70
Sfilamento rinforzo-argilla	0.40

Come è possibile dedurre per ogni livello di rinforzi all'interno della struttura il valore della resistenza a rottura rimane costante, mentre la resistenza allo sfilamento varia in quanto è direttamente correlata alla tensione normale agente a quella determinata profondità.

Tale verifica risulta implicitamente verificata nella risoluzione del modello con il software Macstars.

G.3.2.7 Verifica di stabilità globale e di stabilità interna (GEO)

Queste verifiche consentono di accertare che la geometria della sezione esaminata, in relazione alle caratteristiche di resistenza al taglio del materiale impiegato, assicuri un sufficiente fattore di sicurezza nei confronti della rottura.

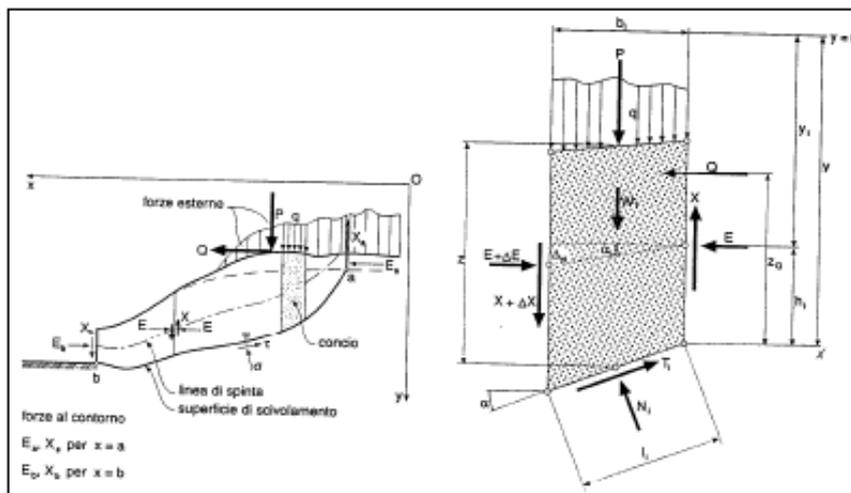
Per l'analisi di stabilità è stato utilizzato il metodo di calcolo di Bishop, che permette di determinare il coefficiente di sicurezza alla rottura.

L'analisi di stabilità è stata condotta secondo il principio dell'equilibrio limite globale; tale verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio.

Scelta quindi una superficie di rottura si suddivide in conci la parte instabile, si studia dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi si passa alla stabilità globale.

Di seguito sono riportate schematicamente le azioni agenti su di un singolo concio.

Figura G.2: Forze agenti sul singolo concio



Per ogni concio sono disponibili, per la risoluzione del sistema, le tre equazioni della statica (equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale ed equilibrio dei momenti), quindi per n conci si avranno $3n$ equazioni linearmente indipendenti; il contributo dei rinforzi viene introdotto nel calcolo solo se essi intersecano la superficie di scivolamento.

La resistenza a trazione nei rinforzi può mobilitarsi per l'aderenza tra il rinforzo stesso ed i materiali (terreno o altri rinforzi) che si trovano sopra e sotto.

Tale contributo viene simulato con una forza stabilizzante diretta verso l'interno del rilevato applicata nel punto di contatto tra la superficie di scorrimento e il rinforzo stesso; il modulo di tale forza è determinato scegliendo il minore tra il valore della resistenza a rottura del rinforzo ed il valore della resistenza allo sfilamento del rinforzo nel tratto di ancoraggio o nel tratto interno alla porzione di terreno instabile (il minimo tra i due valori). La prima è costante ed assegnata mentre le seconde variano linearmente con la profondità.

Per tenere conto dell'effetto dei rinforzi è stato implementato un modello di comportamento rigido; in tale modello si ipotizza che un qualsiasi rinforzo che attraversi la superficie di potenziale scorrimento analizzata fornisca la forza di rottura del rinforzo penalizzata del relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidità dei rinforzi stessi.

Per ciascun rinforzo devono essere garantite le seguenti condizioni:

- ancoraggio minimo;
- resistenza allo sfilamento nella zona di ancoraggio.

Infatti una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione del rinforzo, mentre se non viene garantita la resistenza allo sfilamento nella zona di ancoraggio la resistenza a trazione viene limitata al valore di sfilamento.

Un corretto dimensionamento di una struttura in terra rinforzata implica pertanto una scelta opportuna della lunghezza e della spaziatura dei rinforzi, al fine di garantire la stabilità.

L'analisi di stabilità è stata condotta distinguendola in due tipi:

- **Stabilità globale**: verifica delle dimensioni della massa strutturale nei confronti di scivolamenti più esterni, che possano determinare fenomeni di instabilità più profondi negli strati di terreno; in questo caso si è assunto che le superfici partano a valle del piede dell'opera ed è stata individuata per tentativi la posizione più critica del punto di partenza delle superfici di scivolamento, spostando tale punto verso valle.
- **Stabilità interna**: verifica della lunghezza necessaria e della spaziatura degli elementi di rinforzo tali da garantire che il rilevato rinforzato sia sufficientemente compatto e resistente alle azioni interne provocate dai carichi; si è assunto in questo caso che le superfici partano dal piede di valle dell'opera e si stendano verso monte fino ad incontrare il profilo del terreno, intersecando totalmente o anche solo parzialmente l'ammasso rinforzato. In quest'ultimo caso è considerato che la superficie più critica, ossia con fattore di stabilità minimo, non necessariamente si svilupperà interamente all'interno dell'ammasso rinforzato.

La verifica viene condotta utilizzando superfici di rottura circolari adottando, come prescritto dalla normativa, l'Approccio 1 – Combinazione 2: (A2+M2+R2) in condizioni statiche e (M2+R2+Sisma) in condizioni sismiche.

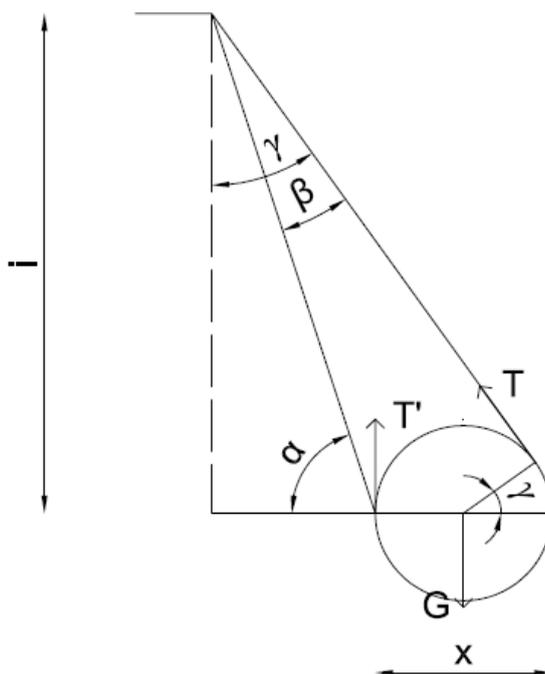
G.4 Interventi di stabilizzazione

Sono previsti interventi di stabilizzazione sia per quanto riguarda la parte rocciosa integra che la parte rocciosa alterata. Nel primo caso si prevede l'installazione di reti in aderenza fissate con opportuna chiodatura, resa solidale con le teste delle chiodature mediante funi di acciaio romboidali. Nel secondo caso invece si prevede un intervento di chiodatura con successiva posa di reti in aderenza per prevenire la caduta di blocchi di piccole dimensioni. Nel seguito si descrivo i modelli di calcolo e le verifiche condotte per i diversi elementi di consolidazione e/o rinforzo.

G.4.1 Verifica a trazione della rete

Per il dimensionamento della rete è stato preso come riferimento lo schema riportato in figura ove si prevede la sezione maggiormente critica, ovvero si suppone che il masso di progetto, di peso G , esca dalla parete e venga completamente trattenuto dalla rete stessa, una volta distaccatosi dalla sua sede originaria. Il distacco del masso provoca la deformazione della rete stessa, la quale forma un angolo β con la scarpata, e il peso proprio del masso di progetto viene bilanciato da due azioni di tiro, corrispondenti ai due ancoraggi della rete, T e T' . Il peso del masso viene distribuito per metro lineare nella direzione ortogonale alla sezione mostrata. La verifica consiste nel confronto della forza massima (T) sviluppata nel singolo filo della rete a seguito dell'applicazione dell'azione di tiro del blocco di progetto, con la resistenza della sezione di acciaio del filo stesso, una volta applicati gli opportuni coefficienti sulle azioni e sulle resistenze.

Figura G.3: Schema di calcolo per la valutazione della forza massima nella rete



L'angolo α riportato in Figura rappresenta l'inclinazione della scarpata rispetto all'orizzontale, mentre l'angolo γ è l'inclinazione della forza di tiro massima che si genera all'interno della rete rispetto alla verticale.

Nota il valore di T' , corrispondente a $G/2$, tramite semplici considerazioni geometriche è possibile determinare il tiro agente nella rete come $G/2\cos\gamma$.

Il valore di γ si ricava attraverso la seguente espressione:

$$\gamma = \tan^{-1}\left(\frac{x + i \cdot \cos \alpha}{i}\right)$$

dove:

- x è la dimensione massima del blocco;
- i è l'interasse verticale dei chiodi;
- α è l'angolo di inclinazione della scarpata.

La verifica consiste nell'assicurare che l'azione sviluppata sui singoli fili della rete dovuta al peso del masso di progetto sia sempre inferiore alla resistenza del filo stesso.

G.4.2 Verifica chiodature

In accordo con le Raccomandazioni AGI-AICAP per gli "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce" ed. 2012 il progetto e l'analisi delle chiodature, a seguito di specifiche analisi di stabilità, tiene conto dei seguenti stati limite, una volta stabilita la massima azione di progetto:

- rottura per sfilamento della fondazione
- rottura dell'armatura

per contenere il rischio di rotture di tipo fragile, per il rispetto della gerarchia delle resistenze, la resistenza a sfilamento della fondazione di ancoraggio deve essere minore della resistenza a snervamento dell'acciaio.

Una volta determinato il tiro di progetto (P_d) deve valere la relazione:

$$P_d \leq R_{a,d}$$

Ove $R_{a,d}$ rappresenta la resistenza caratteristica $R_{a,k}$ alla quale vengono applicati i coefficienti riduttivi (γ_R) previsti dal DM 14/01/2008, pari a 1.2 per i rinforzi definitivi.

La lunghezza del bulbo di ancoraggio deve essere valutata in relazione allo stato limite di sfilamento della fondazione, imponendo la disuguaglianza di cui sopra. Nel caso presente la resistenza a sfilamento è determinata con metodi di calcolo analitici, tra i quali si adotta il

Metodo 2 delle Raccomandazioni (6.4.2.2.). In relazione a ciò $R_{a,d}$ corrisponde al minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valore medio e al valore minimo delle resistenze di calcolo $R_{a,c}$.

$$R_{a,k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

La tabella seguente mostra i valori dei fattori di correlazione in funzione del numero di indagini svolte, utili alla comprensione del modello geologico e geotecnico relativo alla zona di ancoraggio.

Tabella G.3: Coefficienti di correlazione

Numero dei profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

In accordo con le suddette raccomandazioni i coefficienti relativi ai parametri geotecnici caratteristici sono posti pari all'unità.

La resistenza di calcolo viene valutata attraverso correlazioni sperimentali sviluppate da Bustamante e Doix (1985). In accordo con tale metodo la resistenza a sfilamento tiene conto della tecnologia di iniezione della malta cementizia e del diametro reale di perforazione, $D_s = \alpha_s \cdot D_d$, valutabile attraverso apposite tabelle.

Tabella G.4: Valori del coefficiente moltiplicativo del diametro α , Bustamante e Doix (1985)

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata V_s	Rapporto A/C
	IRS ($p_i \geq p_l$)	IGU ($p_i < p_l$)		
Ghiaia	1,8	1,3 ÷ 1,4	1,5 V_s	1,7 ÷ 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 + 1,8	1,2 + 1,4	1,5 V_s	
Sabbia ghiaiosa	1,5 + 1,6	1,2 + 1,3	1,5 V_s	
Sabbia grossa	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia media	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia fine	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 V_s	
Sabbia limosa	1,4 + 1,5	1,5 + 2,0	IRS: (1,5 + 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s	
Limo	1,4 + 1,6	1,1 + 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s	1,7 + 2,4
Argilla	1,8 + 2,0	1,2	IRS: (2,5 + 3) V_s ; IGU: (1,5 + 2) V_s	
Marna	1,8	1,1 + 1,2	(1,5 + 2) V_s per strati compatti	1,7 + 2,4
Calcarei marnosi	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) V_s o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 + 1,2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(2+6) V_s o più per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati	1,7 + 2,4
IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione p_l : pressione limite dalla prova pressiométrica Menard p_i : pressione di iniezione			$V_s = L_f D_s^2 / 4$ L_f : lunghezza della fondazione D_s : diametro reale della fondazione	
<i>Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)</i>				

Il metodo distingue tra due possibili tipologie di iniezione della malta cementizia per la realizzazione del bulbo di fondazione:

- IRS: bulbo realizzato attraverso iniezioni ripetute e controllate ad alta pressione, ovvero superiore alla pressione limite del terreno determinata attraverso prove pressiométriche;
- IGU: bulbo realizzato attraverso unica iniezione a bassa pressione, tipicamente inferiore alla metà della pressione limite del terreno.

La resistenza di calcolo pertanto si ottiene attraverso la seguente relazione:

$$R_{a,c} = \pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot q_s$$

dove:

- L_f rappresenta la lunghezza del tratto reagente;
- q_s rappresenta la resistenza unitaria del tratto di fondazione, valutata attraverso grafici proposti dagli autori.

G.4.3 Stabilizzazione rilevato

Laddove richiesto è previsto un intervento di miglioramento del materiale costituente il rilevato (misto cementato). Tale intervento prevede un'opera miglioramento delle caratteristiche meccaniche del materiale, che consiste in un incremento della coesione efficace.

H VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DEGLI SCAVI

H.1 Formazione Pvl litoide

Per la caratterizzazione geotecnica di questa formazione, sono stati considerati i dati derivanti dall'elaborazione delle stazioni geomeccaniche e le risultanze dei sondaggi, con particolare riferimento al sondaggio S166. Nella presente relazione si riporta la verifica di stabilità, condotta sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche, alla progressiva che presenta il più elevato valore di altezza del fronte di scavo pari a 24 m.

La pendenza di progetto delle scarpate per i tratti interessati dalla formazione in oggetto risulta pari a 3/1 (V/H), con la realizzazione di una banca di larghezza uguale a 3 m, ogni 8 m di altezza.

I risultati delle verifiche in condizioni statiche e in condizioni sismiche risultano sempre superiori ai limiti di normativa pari a 1.1, in quanto si sono ricavati valori del coefficiente di sicurezza rispettivamente pari a 2.315 e 2.038.

Nella Figura seguente si riporta la scheda con la sintesi dei parametri di input, pendenza di progetto e fattori di sicurezza.

Tutti i dettagli del calcolo sono riportati in allegato.

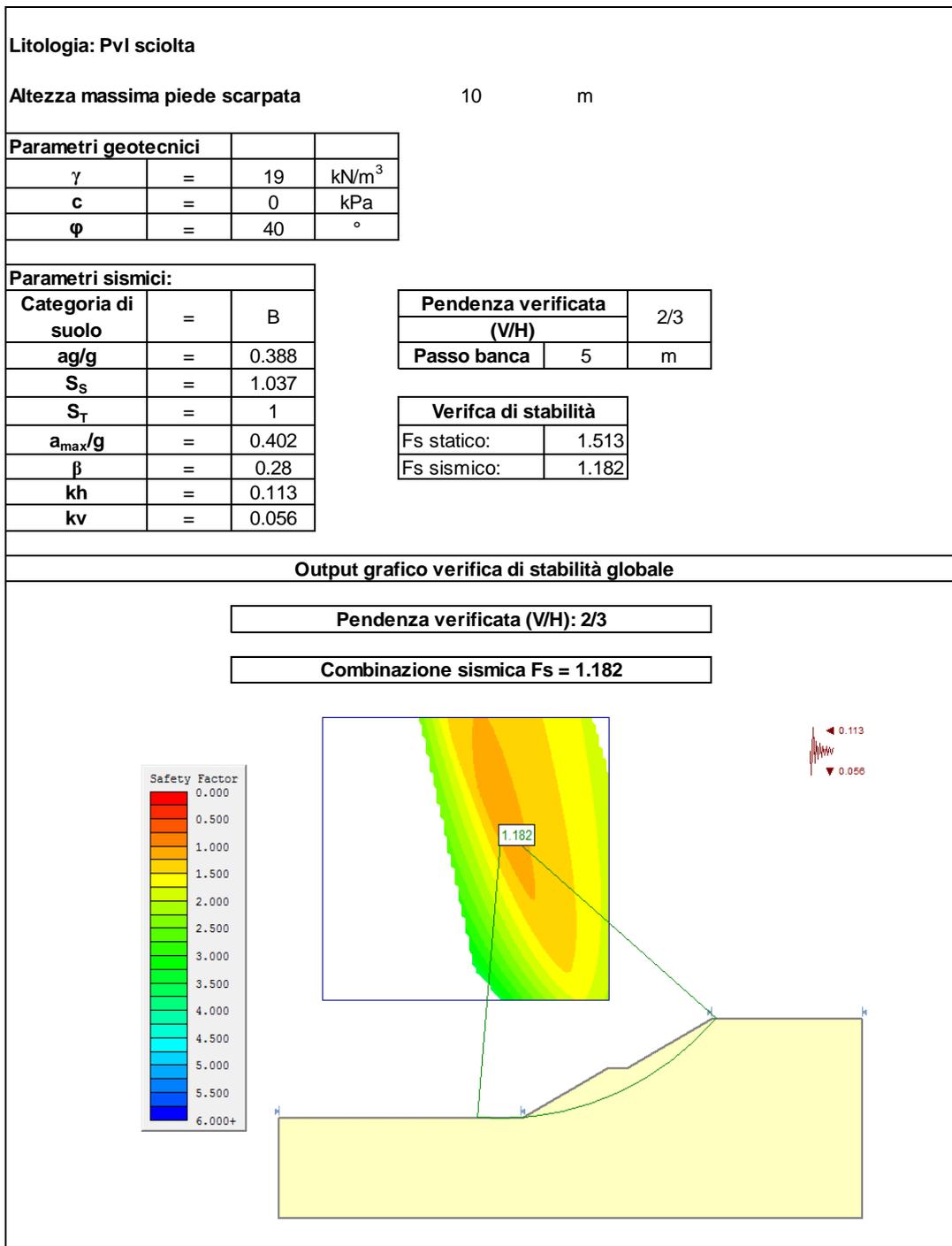
H.2 Formazione Pvl sciolte

Per la caratterizzazione geotecnica di questa formazione, sono stati considerati i dati derivanti dall'elaborazione del sondaggio S167, che assegnano alla formazione in oggetto una coesione pari a 0 kPa e un angolo di resistenza al taglio pari a 40°. La verifica è stata condotta per un'altezza massima uguale a 10 m.

La pendenza di progetto delle scarpate per i tratti interessati dalla formazione in oggetto è prevista pari a 2/3 (V/H) per altezze massime del fronte pari a 10 m; è prevista la realizzazione di banche di larghezza pari a 2 m ogni 5 m di altezza.

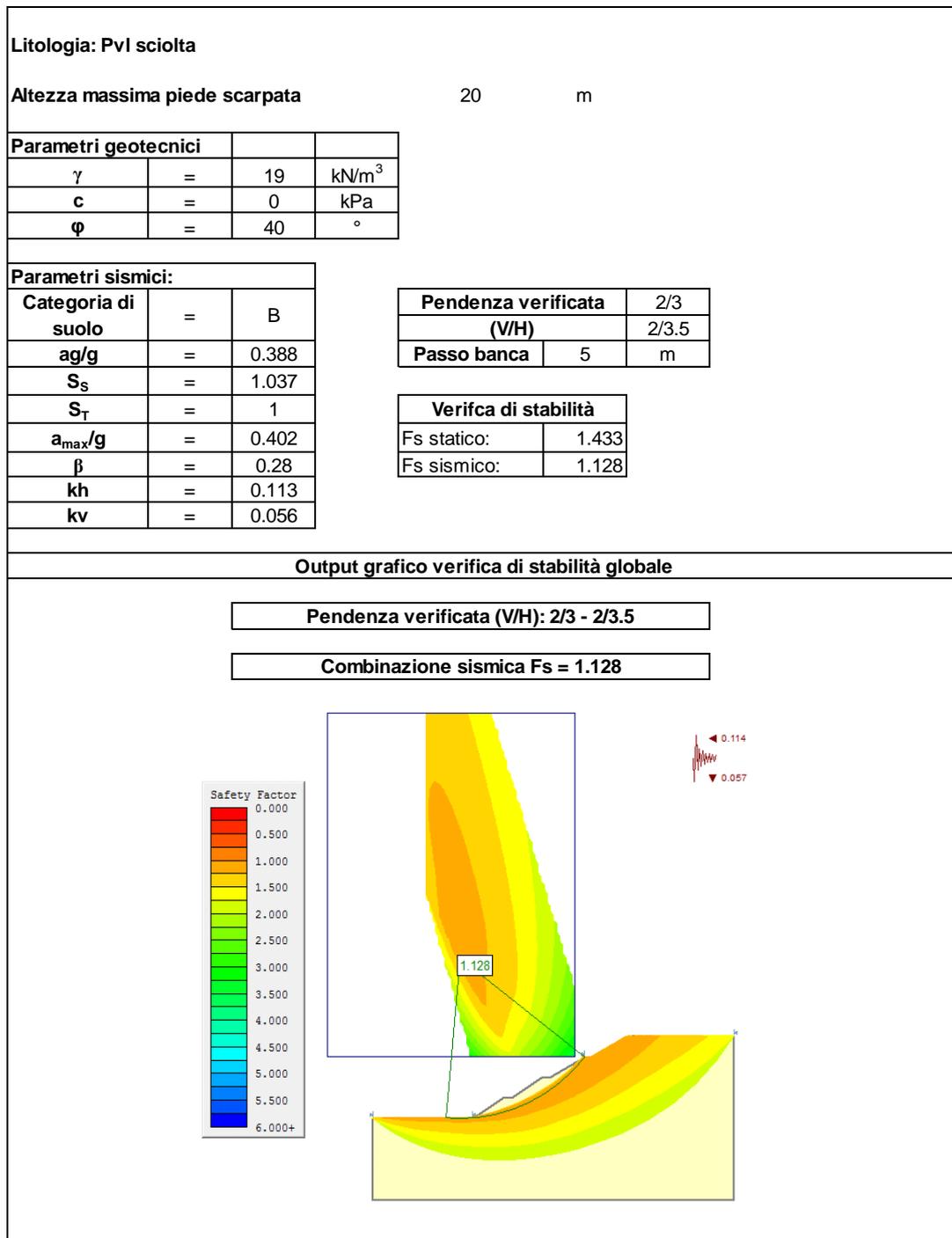
Con tali limitazioni, i risultati delle verifiche in condizioni statiche e in condizioni sismiche risultano sempre superiori ai limiti di normativa pari a 1.1, in quanto si sono ricavati valori del coefficiente di sicurezza rispettivamente pari a 1.513 e 1.182.

Figura H.2: Scheda di verifica trincea Pvl sciolte (altezza massima fronte 10 m)



Nel caso di fronti di scavo in roccia alterata o degradata con altezza superiore a 10 m, è prevista una conformazione della scarpata con pendenza pari a 2/3 (V/H) fino ad un'altezza di 10 m, passante ad una pendenza pari a 2/3.5 (V/H) per altezze superiori. In entrambe le configurazioni sono previste banche di larghezza pari a 2 m ogni 5 m di altezza.

Figura H.3: Scheda di verifica trincea Pvl sciolte (altezza fronte superiore a 10 m)



Tutti i dettagli del calcolo sono riportati in allegato.

I VERIFICHE DI STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO ROCCIOSI INTEGRALI

Le analisi di stabilità del fronte di scavo sono state condotte sul tratto di strada compreso tra la pk 3+350.00 e la pk 5+150.00. Data l'estensione del tratto studiato e la variazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche delle diverse famiglie di discontinuità, il tratto è stato suddiviso in diverse parti, ciascuna delle quali fa riferimento alle famiglie di discontinuità della stazione geo-meccanica ricompresa nel tratto in esame.

Per ogni tratto sono state verificate di tutte sezioni con passo di 25 m. Per brevità e semplicità di rappresentazione, la presente relazione riporta, per ogni tratto, soltanto le sezioni che presentano i fattori di sicurezza minimi.

Nella Tabella seguente sono indicati sia l'ubicazione del tratto analizzato sia la stazione geo-meccanica cui si fa riferimento.

Tabella I.1 Suddivisione dei tratti di interesse

Tratto	pk iniziale [km]	pk finale [km]	Stazione geo-meccanica	pk [km]
1	3+350	3+750	SG59	3+550
2	3+750	4+300	SG 60	3+950
3	4+300	4+700	SG 57	4+550
4	4+700	5+150	SG 58	4+850

I.1.1 Verifiche di stabilità tratto 1 – lato sinistro

I.1.1.1 Sezione di studio

In questo paragrafo si riportano i risultati delle analisi di stabilità svolte per il fronte sinistro della sezione critica del tratto 1, compreso tra le progressive chilometriche pk. 3+350 e pk. 3+750.

Tabella I.2 Caratteristiche della sezione analizzata

Sezione	Progressiva [km]	Tipo opera	Altezza scarpata [m]	Inclinazione scarpata [v/h]	Immersione scarpata [°]
173	3+575	Permanente	7.5	3/1	145

I.1.1.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici utilizzati nelle analisi di stabilità sono stati desunti dal rilievo della stazione geomeccanica SG59 posta alla progressiva pk 3+550. Essi sono riferiti alla scala di sito e non di laboratorio, pertanto i valori ottenuti sono ritenuti caratteristici dell'ammasso roccioso, e utilizzabili direttamente nelle analisi.

Tabella I.3 Parametri geotecnici utilizzati

	M1	M2
Unità litoide	Pvl	Pvl
γ [kN/m ³]	25	25
ϕ'_r [°]	27	22.2
JRC [-]	16.1	12.88
JCS [t/m ²]	1952	1952

Tabella I.4 Coefficienti riduttivi

	M1	M2
γ_γ	1.00	1.00
γ_ϕ	1.00	1.25
γ_{JRC}	1.00	1.25
γ_{JCS}	1.00	1.00

Per quanto riguarda i coefficienti di sicurezza parziali relativi al peso di volume e all'angolo di attrito di base si sono utilizzati quelli previsti da normativa per le terre. Relativamente ai parametri JRC e JCS si è deciso di abbattere del 25% il parametro di scabrezza (JRC), mantenendo invece inalterato il parametro di resistenza (JCS), ritenendo sufficientemente cautelativa l'assunzione fatta.

1.1.1.3 Parametri sismici di calcolo

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e quindi i seguenti parametri:

Tabella I.5 Parametri sismici utilizzati

a_g/g	0.336
S_t	1
S_s	1
a_{max}/g	0.336
β	0.3
K_h	0.10
K_v	0.05

1.1.1.4 Verifiche di stabilità a scorrimento di cunei in roccia

Nella Tabella seguente si riportano i fattori di sicurezza relativi a ciascun fenomeno d instabilità potenzialmente verificabile. Il fattore di sicurezza minimo nei confronti della stabilità è stato assunto pari a 1.1 così come indicato al punto 6.8.2 del DM 14/01/2008. Tale fattore di sicurezza viene applicato sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, rispettivamente nelle condizioni (A2+M2+R2) e (M2+R2+SISMA).

Tabella I.6 Verifiche di stabilità

Fenomeni potenzialmente instabili	CONDIZIONI STATICHE	CONDIZIONI SISMICHE
	Fattore di sicurezza minimo ($\gamma_R \geq 1.1$)	Fattore di sicurezza minimo ($\gamma_R \geq 1.1$)
k2 – k4	24.08	15.28
k3 – k4	8.88	6.89

Come si evince dalla precedente Tabella, il coefficiente di sicurezza minimo imposto dalla normativa viene rispettato sia nelle condizioni statiche che nelle condizioni sismiche, pertanto per tale tratto non è richiesto un intervento di stabilizzazione.

I.1.2 Verifiche di stabilità tratto 1 – lato destro

I.1.2.1 Sezione di studio

In questo paragrafo si riportano i risultati delle analisi di stabilità svolte per il fronte destro della sezione critica del tratto 1, compreso tra le progressive chilometriche pk. 3+350 e pk. 3+750.

Tabella I.7 Caratteristiche della sezione analizzata

Sezione	Progressiva [km]	Tipo opera	Altezza scarpata [m]	Inclinazione scarpata [v/h]	Immersione scarpata [°]
178	3+700	Permanente	8	3/1	325

I.1.2.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici utilizzati nelle analisi di stabilità sono stati desunti dal rilievo della stazione geomeccanica SG59 posta alla progressiva pk 3+550. Essi sono riferiti alla scala di sito e non di laboratorio, pertanto si ritengono essere valori caratteristici utilizzabili direttamente nelle analisi.

Tabella I.8 Parametri geotecnici utilizzati

	M1	M2
Unità litoide	Pvl	Pvl
γ [kN/m ³]	25	25
ϕ'_r [°]	27	22.2
JRC [-]	16.1	12.88
JCS [t/m ²]	1952	1952

Tabella I.9 Coefficienti riduttivi

	M1	M2
γ_Y	1.00	1.00
γ_ϕ	1.00	1.25
γ_{JRC}	1.00	1.25
γ_{JCS}	1.00	1.00

Per quanto riguarda i coefficienti di sicurezza parziali relativi al peso di volume e all'angolo di attrito di base si sono utilizzati quelli previsti da normativa per le terre. Relativamente ai parametri JRC e JCS si è deciso di abbattere del 25% il parametro di scabrezza (JRC), mantenendo invece inalterato il parametro di resistenza (JCS), ritenendo sufficientemente cautelativa l'assunzione fatta.

1.1.2.3 Parametri sismici di calcolo

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e quindi i seguenti parametri:

Tabella I.10 Parametri sismici utilizzati

a_g/g	0.336
S_t	1
S_s	1
a_{max}/g	0.336
β	0.3
K_h	0.10
K_v	0.05

I.1.2.4 Verifiche di stabilità a scorrimento di cunei in roccia

Nella Tabella seguente si riportano i fattori di sicurezza relativi a ciascun fenomeno d instabilità potenzialmente verificabile. Il fattore di sicurezza minimo nei confronti della stabilità è stato assunto pari a 1.1 così come indicato al punto 6.8.2. del DM 14/01/2008. Tale fattore di sicurezza viene applicato sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, rispettivamente nelle condizioni (A2+M2+R2) e (M2+R2+SISMA).

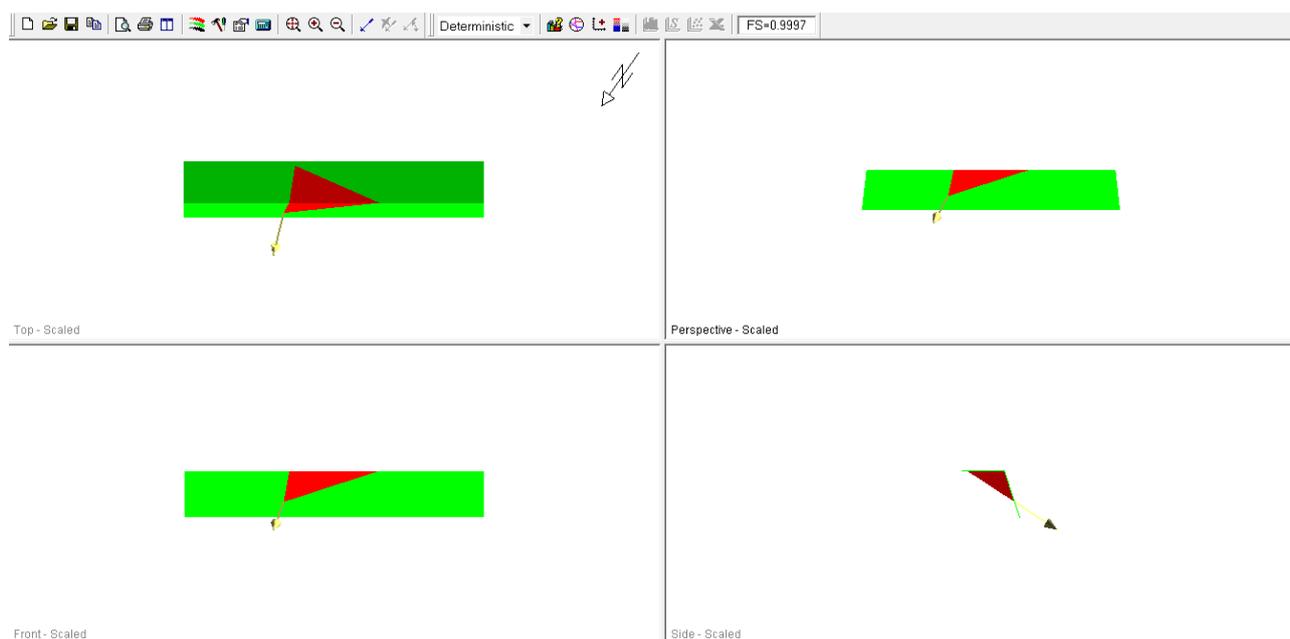
Tabella I.11 Verifiche di stabilità

Fenomeni potenzialmente instabili	CONDIZIONI STATICHE Fattore di sicurezza minimo ($\gamma_R \geq 1.1$)	CONDIZIONI SISMICHE Fattore di sicurezza minimo ($\gamma_R \geq 1.1$)	Volume blocco [m³]
k1 – k3	1.18	1.00	0.46
k2 – k3	1.77	1.43	-
k3 – k4	10.23	5.42	-

Come si evince dalla Tabella, il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto è pari a 1.00 in condizioni sismiche per le sole famiglie k1-k3 con dimensione media del cuneo instabile pari a 0.46 m³. È pertanto necessario predisporre un intervento di stabilizzazione al fronte tramite chiodatura e reti in aderenza, il cui dimensionamento è trattato nei capitoli successivi

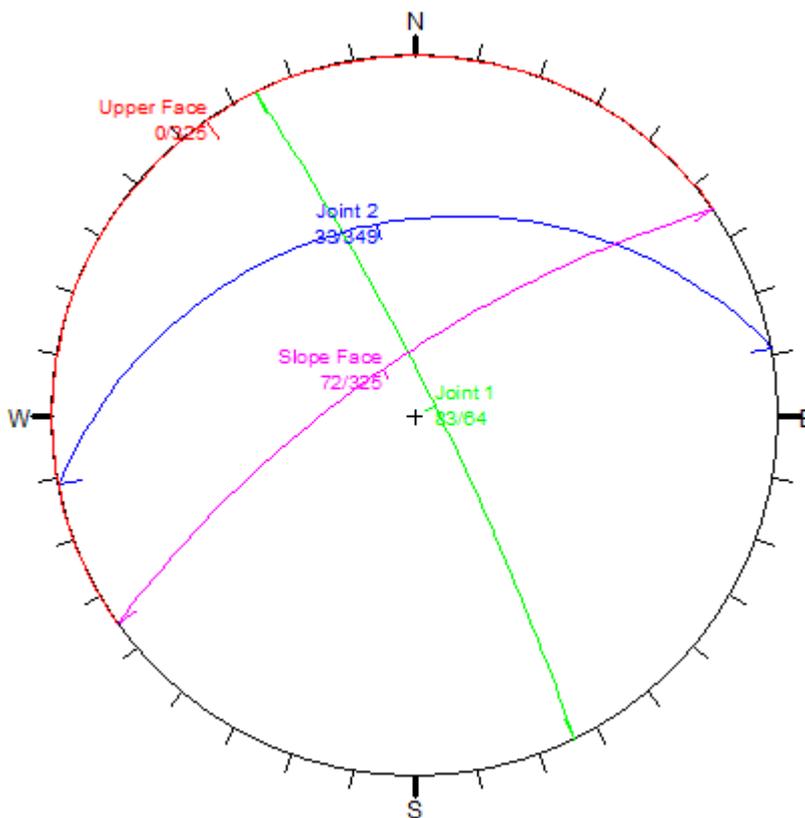
Nella figura seguente si riporta l'output grafico del software Swedge con riferimento al potenziale cuneo di scivolamento.

Figura I.1: Immagine relativa al cuneo k1-k3



Nella visualizzazione con stereogramma si evidenzia il potenziale cuneo in condizione di instabilità individuato dall'intersezione delle famiglie di discontinuità k1 e k3 con la linea del fronte di scavo.

Figura I.2: Reticolo stereografico relativo al cuneo k1-k3



I.1.3 Verifiche di stabilità tratto 2 – lato sinistro

I.1.3.1 Sezione di studio

In questo paragrafo si riportano i risultati delle analisi di stabilità svolte per il fronte sinistro della sezione critica del tratto 2, compreso tra le progressive chilometriche pk. 3+750 e pk. 4+300.

Tabella I.12 Caratteristiche della sezione analizzata

Sezione	Progressiva [km]	Tipo opera	Altezza scarpata [m]	Inclinazione scarpata [v/h]	Immersione scarpata [°]
203	4+300	Permanente	14	3/1	163

I.1.3.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici utilizzati nelle analisi di stabilità sono stati desunti dal rilievo della stazione geo-meccanica SG60 posta alla progressiva pk 3+950. Essi sono riferiti alla scala di sito e non di laboratorio, pertanto si ritengono essere valori caratteristici da utilizzare direttamente nelle analisi.

Tabella I.13 Parametri geotecnici utilizzati

	M1	M2
Unità litoide	Pvl	Pvl
γ [kN/m ³]	25	25
ϕ'_r [°]	27	22.2
JRC [-]	4	3.2
JCS [t/m ²]	1952	1952

Tabella I.14 Coefficienti riduttivi

	M1	M2
γ_γ	1.00	1.00
γ_ϕ	1.00	1.25
γ_{JRC}	1.00	1.25
γ_{JCS}	1.00	1.00

Per quanto riguarda i coefficienti di sicurezza parziali relativi al peso di volume e all'angolo di attrito di base si sono utilizzati quelli previsti da normativa per le terre. Relativamente ai parametri JRC e JCS si è deciso di abbattere del 25% il parametro di scabrezza (JRC), mantenendo invece inalterato il parametro di resistenza (JCS), ritenendo sufficientemente cautelativa l'assunzione fatta.

I.1.3.3 Parametri sismici di calcolo

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e quindi i seguenti parametri:

Tabella I.15 Parametri sismici utilizzati

a_g/g	0.336
S_t	1
S_s	1
a_{max}/g	0.336
β	0.3
K_h	0.10
K_v	0.05

I.1.3.4 Verifiche di stabilità a scorrimento di cunei in roccia

Nella tabella seguente si riportano i fattori di sicurezza relativi a ciascun fenomeno di instabilità potenzialmente verificabile e i relativi volumi di roccia mobilitati in caso di collasso. Il fattore di sicurezza minimo nei confronti della stabilità è stato assunto pari a 1.1 così come indicato al punto 6.8.2. del DM 14/01/2008. Tale fattore di sicurezza viene applicato sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, rispettivamente nelle condizioni (A2+M2+R2) e (M2+R2+SISMA).

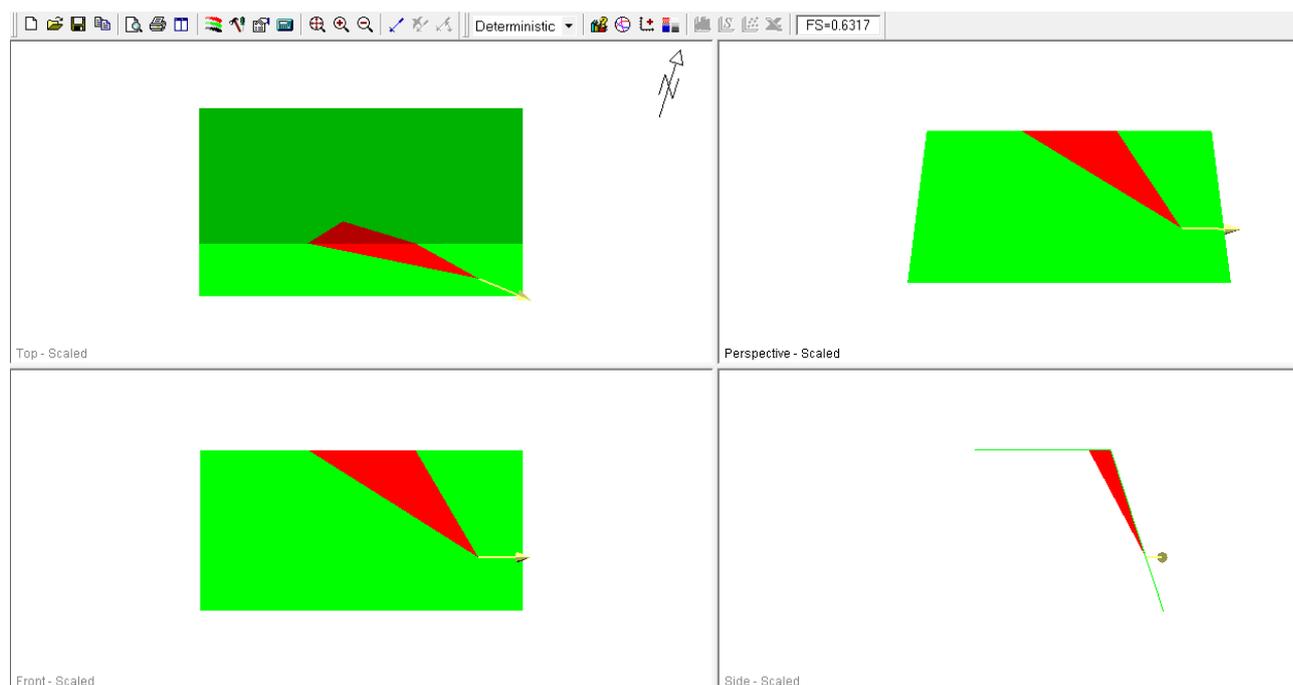
Tabella I.16 Verifiche di stabilità

Fenomeni potenzialmente instabili	CONDIZIONI STATICHE Fattore di sicurezza minimo ($\gamma_R \geq 1.1$)	CONDIZIONI SISMICHE Fattore di sicurezza minimo ($\gamma_R \geq 1.1$)	Volume blocco [m ³]
k1 – k2	6.03	4.42	-
k1 – k5	0.98	0.8	0.74
k2 – k5	1.1	0.9	1.28
k4 – k5	0.75	0.63	0.13

Come si evince dalla Tabella, il coefficiente di sicurezza è pari a 0.75 in condizioni statiche e pari a 0.63 in condizioni sismiche per la famiglia k4-k5 con dimensione media del cuneo instabile pari a 0.13 m^3 , pari a 0.98 in condizioni statiche e a 0.8 in condizioni sismiche per la famiglia k1-k5 con dimensione media del cuneo instabile pari a 0.74 m^3 , pari a 0.9 in condizioni sismiche per la famiglia k2-k5 con dimensione media del cuneo instabile pari a 1.28 m^3 . Ciò implica la necessità di predisporre un intervento di stabilizzazione al fronte tramite chiodatura e reti in aderenza, il cui dimensionamento è trattato nei capitoli successivi.

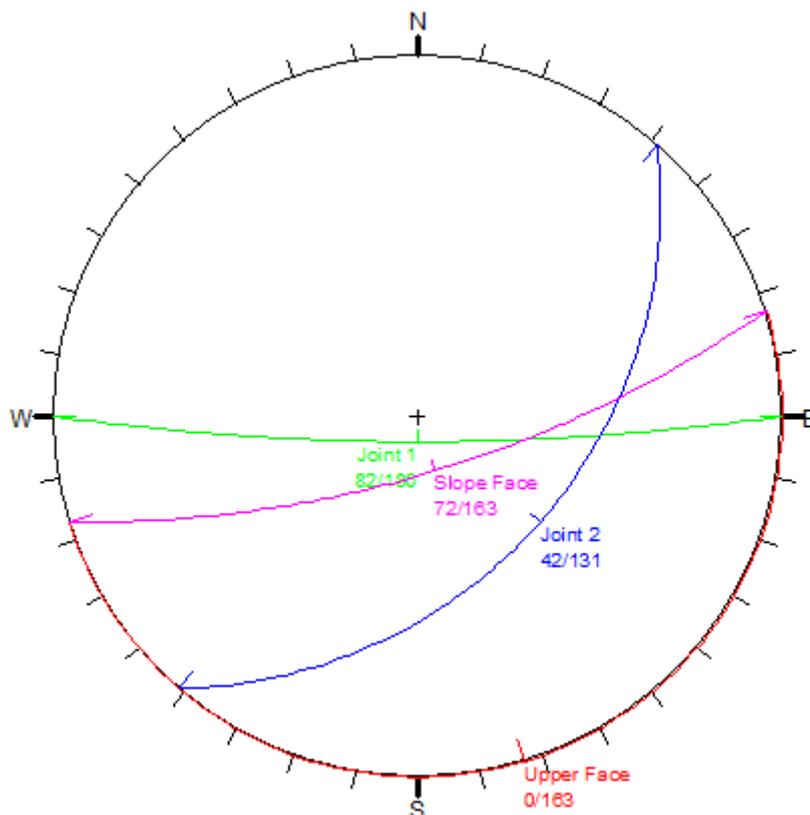
Nella Figura seguente si riporta l'output grafico di Swedge con riferimento al potenziale cuneo di scivolamento.

Figura I.3: Immagine relativa al cuneo k4-k5



Nella visualizzazione con stereogramma si evidenzia il potenziale cuneo in condizione di instabilità individuato dall'intersezione delle famiglie di discontinuità k4 e k5 con la linea del fronte di scavo.

Figura I.4: Reticolo stereografico relativo al cuneo k4-k5



Come si nota, il cuneo presenta modeste dimensioni, tali da non consentire il sostegno mediante chiodatura sistematica, pertanto si ritiene opportuno per tale tratto un intervento di stabilizzazione con reti metalliche fissate con chiodi.

I.1.4 Verifiche di stabilità tratto 2 – lato destro

I.1.4.1 Sezione di studio

In questo paragrafo si riportano i risultati delle analisi di stabilità svolte per il fronte destro della sezione critica del tratto 2, compreso tra le progressive chilometriche pk. 3+750 e pk. 4+300.

Tabella I.17 Caratteristiche della sezione analizzata

Sezione	Progressiva [km]	Tipo opera	Altezza scarpata [m]	Inclinazione scarpata [v/h]	Immersione scarpata [°]
189	3+950	Permanente	5	3/1	330

I.1.4.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici utilizzati nelle analisi di stabilità sono stati desunti dal rilievo della stazione geomeccanica SG60 posta alla progressiva pk 3+950. Essi sono riferiti alla scala di sito e non di laboratorio, pertanto si ritengono essere valori caratteristici da utilizzare direttamente nelle analisi.

Tabella I.18 Parametri geotecnici utilizzati

	M1	M2
Unità litoide	Pvl	Pvl
γ [kN/m ³]	25	25
ϕ'_r [°]	27	22.2
JRC [-]	4	3.2
JCS [t/m ²]	1952	1952

Tabella I.19 Coefficienti riduttivi

	M1	M2
γ_γ	1.00	1.00
γ_ϕ	1.00	1.25
γ_{JRC}	1.00	1.25
γ_{JCS}	1.00	1.00

Per quanto riguarda i coefficienti di sicurezza parziali relativi al peso di volume e all'angolo di attrito di base si sono utilizzati quelli previsti da normativa per le terre. Relativamente ai parametri JRC e JCS si è deciso di abbattere del 25% il parametro di scabrezza (JRC), mantenendo invece inalterato il parametro di resistenza (JCS), ritenendo sufficientemente cautelativa l'assunzione fatta.

I.1.4.3 Parametri sismici di calcolo

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e quindi i seguenti parametri:

Tabella I.20 Parametri sismici utilizzati

a_g/g	0.336
S_t	1
S_s	1
a_{max}/g	0.336
β	0.3
K_h	0.10
K_v	0.05

I.1.4.4 Verifiche di stabilità a scorrimento di cunei in roccia

Nella tabella seguente si riportano i fattori di sicurezza relativi a ciascun fenomeno di instabilità potenzialmente verificabile e i relativi volumi di roccia mobilitati in caso di collasso. Il fattore di sicurezza minimo nei confronti della stabilità è stato assunto pari a 1.1 così come indicato al punto 6.8.2. del DM 14/01/2008. Tale fattore di sicurezza viene applicato sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, rispettivamente nelle condizioni (A2+M2+R2) e (M2+R2+SISMA).

Tabella I.21 Verifiche di stabilità

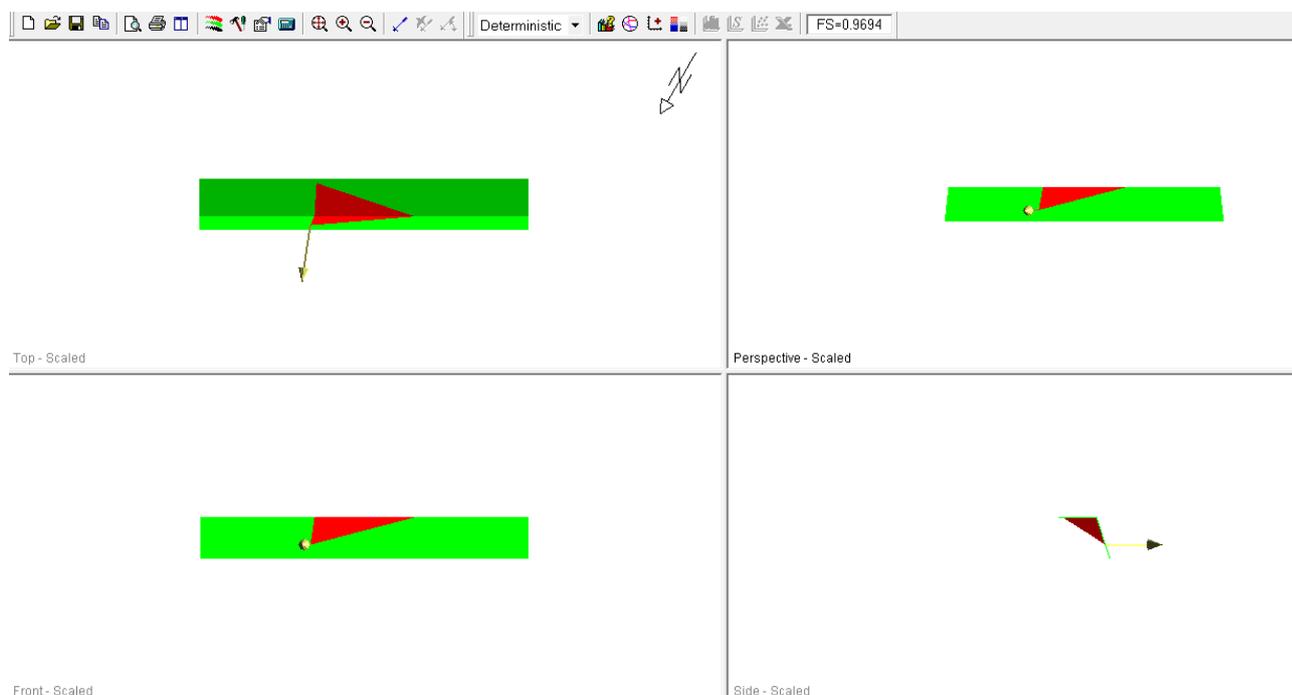
Fenomeni potenzialmente instabili	CONDIZIONI STATICHE Fattore di sicurezza minimo ($\gamma_R \geq 1.1$)	CONDIZIONI SISMICHE Fattore di sicurezza minimo ($\gamma_R \geq 1.1$)	Volume blocco [m ³]
k1 – k3	1.20	0.97	0.38
k2 – k3	1.79	1.40	-
k3 – k4	10.28	5.40	-

Come si evince dalla tabella, il coefficiente di sicurezza minimo è pari a 0.97 in condizioni sismiche, il che implica la necessità di predisporre un intervento di stabilizzazione al fronte.

Come si evince dalla Tabella, il coefficiente di sicurezza è pari a 0.97 in condizioni sismiche per la famiglia k1-k3 con dimensione media del cuneo instabile pari a 0.38 m³. Ciò implica la necessità di predisporre un intervento di stabilizzazione al fronte tramite chiodatura e reti in aderenza, il cui dimensionamento è trattato nei capitoli successivi.

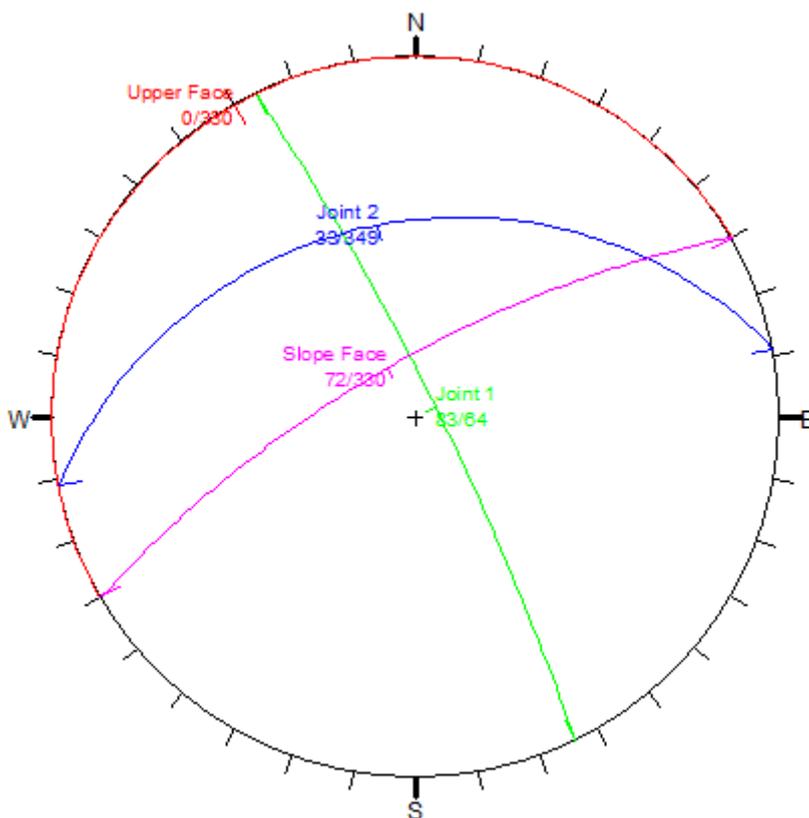
Nella figura seguente si riporta l'output grafico di Swedge con riferimento al potenziale cuneo di scivolamento.

Figura I.5: Immagine relativa al cuneo k1-k3



Nella visualizzazione con stereogramma si evidenzia il potenziale cuneo in condizione di instabilità individuato dall'intersezione delle famiglie di discontinuità k1 e k3 con la linea del fronte di scavo.

Figura I.6: Reticolo stereografico relativo al cuneo k1-k3



Come si nota, il cuneo presenta modeste dimensioni, tali da non consentire il sostegno mediante chiodatura sistematica, pertanto si ritiene opportuno per tale tratto un intervento di stabilizzazione con reti metalliche fissate con chiodi.

I.1.5 Verifiche di stabilità tratto 3 – lato sinistro

I.1.5.1 Sezione di studio

In questo paragrafo si riportano i risultati delle analisi di stabilità svolte per il fronte sinistro della sezione critica del tratto 3, compreso tra le progressive chilometriche pk. 4+300 e pk. 4+700.

Tabella I.22 Caratteristiche della sezione analizzata

Sezione	Progressiva [km]	Tipo opera	Altezza scarpata [m]	Inclinazione scarpata [v/h]	Immersione scarpata [°]
207	4+400	Permanente	14.5	3/1	166

I.1.5.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici utilizzati nelle analisi di stabilità sono stati desunti dal rilievo della stazione geo-meccanica SG57 posta alla progressiva pk 4+550. Essi sono riferiti alla scala di sito e non di laboratorio, pertanto si ritengono essere valori caratteristici da utilizzare direttamente nelle analisi.

Tabella I.23 Parametri geotecnici utilizzati

	M1	M2
Unità litoide	Pvl	Pvl
γ [kN/m ³]	25	25
ϕ'_r [°]	27	22.2
JRC [-]	9.4	7.52
JCS [t/m ²]	1952	1952

Tabella I.24 Coefficienti riduttivi

	M1	M2
γ_γ	1.00	1.00
γ_ϕ	1.00	1.25
γ_{JRC}	1.00	1.25
γ_{JCS}	1.00	1.00

Per quanto riguarda i coefficienti di sicurezza parziali relativi al peso di volume e all'angolo di attrito di base si sono utilizzati quelli previsti da normativa per le terre. Relativamente ai parametri JRC e JCS si è deciso di abbattere del 25% il parametro di scabrezza (JRC), mantenendo invece inalterato il parametro di resistenza (JCS), ritenendo sufficientemente cautelativa l'assunzione fatta.

I.1.5.3 Parametri sismici di calcolo

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e quindi i seguenti parametri:

Tabella I.25 Parametri sismici utilizzati

a_g/g	0.336
S_t	1
S_s	1
a_{max}/g	0.336
β	0.3
K_h	0.10
K_v	0.05

I.1.5.4 Verifiche di stabilità a scorrimento di cunei in roccia

Nella tabella seguente si riportano i fattori di sicurezza relativi a ciascun fenomeno d instabilità potenzialmente verificabile. Il fattore di sicurezza minimo nei confronti della stabilità è stato assunto pari a 1.1 così come indicato al punto 6.8.2 del DM 14/01/2008. Tale fattore di sicurezza viene applicato sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, rispettivamente nelle condizioni (A2+M2+R2) e (M2+R2+SISMA).

Tabella I.26 Verifiche di stabilità

Fenomeni potenzialmente instabili	CONDIZIONI STATICHE	CONDIZIONI SISMICHE
	Fattore di sicurezza minimo ($\gamma_R \geq 1.1$)	Fattore di sicurezza minimo ($\gamma_R \geq 1.1$)
k1 – k3	7.34	5.2
k2 – k3	1.41	1.19
k2 – k5	6.53	5.28
k3 – k5	1.51	1.27

Come si evince dalla precedente tabella, il coefficiente di sicurezza minimo imposto dalla normativa viene rispettato sia nella condizione statica che nella condizione sismica, pertanto per tale tratto non è richiesto intervento di stabilizzazione.

I.1.6 Verifiche di stabilità tratto 3 – lato destro

I.1.6.1 Sezione di studio

In questo paragrafo si riportano i risultati delle analisi di stabilità svolte per il fronte sinistro della sezione critica del tratto 3, compreso tra le progressive chilometriche pk. 4+300 e pk. 4+700.

Tabella I.27 Caratteristiche della sezione analizzata

Sezione	Progressiva [km]	Tipo opera	Altezza scarpata [m]	Inclinazione scarpata [v/h]	Immersione scarpata [°]
205	4+350	Permanente	13.5	3/1	345

I.1.6.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici utilizzati nelle analisi di stabilità sono stati desunti dal rilievo della stazione geo-meccanica SG57 posta alla progressiva pk 4+550. Essi sono riferiti alla scala di sito e non di laboratorio, pertanto si ritengono essere valori caratteristici utilizzabili direttamente nelle analisi.

Tabella I.28 Parametri geotecnici utilizzati

	M1	M2
Unità litoide	Pvl	Pvl
γ [kN/m ³]	25	25
φ'_r [°]	27	22.2
JRC [-]	9.4	7.52
JCS [t/m ²]	1952	1952

Tabella I.29 Coefficienti riduttivi

	M1	M2
γ_V	1.00	1.00
γ_ϕ	1.00	1.25
γ_{JRC}	1.00	1.25
γ_{JCS}	1.00	1.00

Per quanto riguarda i coefficienti di sicurezza parziali relativi al peso di volume e all'angolo di attrito di base si sono utilizzati quelli previsti da normativa per le terre. Relativamente ai parametri JRC e JCS si è deciso di abbattere del 25% il parametro di scabrezza (JRC), mantenendo invece inalterato il parametro di resistenza (JCS), ritenendo sufficientemente cautelativa l'assunzione fatta.

1.1.6.3 Parametri sismici di calcolo

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e quindi i seguenti parametri:

Tabella I.30 Parametri sismici utilizzati

a_g/g	0.336
S_t	1
S_s	1
a_{max}/g	0.336
β	0.3
K_h	0.10
K_v	0.05

I.1.6.4 Verifiche di stabilità a scorrimento di cunei in roccia

Nella tabella seguente si riportano i fattori di sicurezza relativi a ciascun fenomeno d instabilità potenzialmente verificabile. Il fattore di sicurezza minimo nei confronti della stabilità è stato assunto pari a 1.1 così come indicato al punto 6.8.2 del DM 14/01/2008. Tale fattore di sicurezza viene applicato sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, rispettivamente nelle condizioni (A2+M2+R2) e (M2+R2+SISMA).

Tabella I.31 Verifiche di stabilità

Fenomeni potenzialmente instabili	CONDIZIONI STATICHE Fattore di sicurezza minimo ($\gamma_R \geq 1.1$)	CONDIZIONI SISMICHE Fattore di sicurezza minimo ($\gamma_R \geq 1.1$)
k4 – k5	9.92	8.68

Come si evince dalla tabella, il coefficiente di sicurezza, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche, risulta essere maggiore del valore minimo imposto dalla normativa pertanto il fronte si ritiene stabile, non richiedendo interventi di stabilizzazione.

I.1.7 Verifiche di stabilità tratto 4 – lato sinistro

I.1.7.1 Sezione di studio

In questo paragrafo si riportano i risultati delle analisi di stabilità svolte per il fronte sinistro della sezione critica del tratto 4, compreso tra le progressive chilometriche pk. 4+700 e pk. 5+150.

Tabella I.32 Caratteristiche della sezione analizzata

Sezione	Progressiva [km]	Tipo opera	Altezza scarpata [m]	Inclinazione scarpata [v/h]	Immersione scarpata [°]
227	4+875	Permanente	7.5	3/1	145

I.1.7.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici utilizzati nelle analisi di stabilità sono stati desunti dal rilievo della stazione geo-meccanica SG58 posta alla progressiva pk 4+850. Essi sono riferiti alla scala di sito e non di laboratorio, pertanto si ritengono essere valori caratteristici utilizzabili direttamente nelle analisi.

Tabella I.33 Parametri geotecnici utilizzati

	M1	M2
Unità litoide	Pvl	Pvl
γ [kN/m ³]	25	25
ϕ'_r [°]	27	22.2
JRC [-]	9.4	7.52
JCS [t/m ²]	1952	1952

Tabella I.34 Coefficienti riduttivi

	M1	M2
γ_γ	1.00	1.00
γ_ϕ	1.00	1.25
γ_{JRC}	1.00	1.25
γ_{JCS}	1.00	1.00

Per quanto riguarda i coefficienti di sicurezza parziali relativi al peso di volume e all'angolo di attrito di base si sono utilizzati quelli previsti da normativa per le terre. Relativamente ai parametri JRC e JCS si è deciso di abbattere del 25% il parametro di scabrezza (JRC), mantenendo invece inalterato il parametro di resistenza (JCS), ritenendo sufficientemente cautelativa l'assunzione fatta.

I.1.7.3 Parametri sismici di calcolo

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e quindi i seguenti parametri:

Tabella I.35 Parametri sismici utilizzati

a_g/g	0.336
S_t	1
S_s	1
a_{max}/g	0.336
β	0.3
K_h	0.10
K_v	0.05

I.1.7.4 Verifiche di stabilità a scorrimento di cunei in roccia

Nella tabella seguente si riportano i fattori di sicurezza relativi a ciascun fenomeno d instabilità potenzialmente verificabile. Il fattore di sicurezza minimo nei confronti della stabilità è stato assunto pari a 1.1 così come indicato al punto 6.8.2 del DM 14/01/2008. Tale fattore di sicurezza viene applicato sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, rispettivamente nelle condizioni (A2+M2+R2) e (M2+R2+SISMA).

Tabella I.36 Verifiche di stabilità

Fenomeni potenzialmente instabili	CONDIZIONI STATICHE Fattore di sicurezza minimo ($\gamma_R \geq 1.1$)	CONDIZIONI SISMICHE Fattore di sicurezza minimo ($\gamma_R \geq 1.1$)
cuneo non formato		

In questo caso le caratteristiche geometriche delle discontinuità sono tali da non creare blocchi potenzialmente instabili pertanto non sono richiesti interventi di stabilizzazione.

J DIMENSIONAMENTO DELLE RETI CORTICALI

Gli interventi di stabilizzazione previsti in progetto consistono nell'installazione di una rete in aderenza, fissata con opportuna chiodatura ($L=6\text{m}$) di maglia $3\times 3\text{m}$ e resa solidale con le teste delle chiodature mediante funi di acciaio romboidali, diametro 12 millimetri, disposte con maglia $3\times 6\text{m}$ (Intervento tipo C). La rete dovrà essere installata per pannelli verticali, tra i quali dovrà essere garantita un'adeguata sovrapposizione, con legatura tra pannelli adiacenti. La rete metallica prevista è del tipo 8×10 a doppia torsione, con filo $\varnothing 3\text{mm}$ galvanizzato e plastificato ad alta resistenza ($f_t \geq 1770\text{ MPa}$).

Il tratto oggetto dell'intervento, come riportato nelle tavole di progetto, è compreso tra le progressive chilometriche 3+688 e 4+313.

J.1 Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali di questi interventi riguardano il dimensionamento degli elementi costituenti il sistema di intervento, ossia rete e singolo chiodo di sostegno.

J.1.1 Verifica a trazione della rete

Il progetto è stato condotto con riferimento a quanto riportato al paragrafo F.4.1 della presente relazione.

L'inclinazione della scarpata è pari a 72° secondo le pendenze di scavo di progetto. Le dimensioni del masso di progetto sono quelle maggiori riscontrate tra le sezioni di studio analizzate corrispondenti ad un blocco di 1.28 m^3 , considerando quindi un involuppo dei risultati ottenuti. Il peso del masso viene distribuito per metro lineare nella direzione ortogonale alla sezione mostrata, adottando una verifica in condizioni piane: considerando pertanto il blocco di 1.28 m^3 per ogni metro di profondità, le dimensioni del masso di progetto utilizzate sono tali da ottenere una sezione di 1.28 m^2 .

Di seguito si riportano i risultati delle analisi condotte

Tabella J.1 Verifiche a trazione della rete

inclinazione scarpata	α	72	[°]
volume blocco	V	1.3	[m ³ /m]
lunghezza blocco	x	2.5	[m]
altezza blocco	h	0.52	[m]
peso di volume blocco	γ_b	25	[kN/m ³]
diametro singolo filo maglia	df	0.003	[m]
sezione filo	Af	7.07E-06	[m ²]
interasse fili maglia	if	0.1	[m]
resistenza ultima filo	σ	1770	[MPa]
interasse verticale chiodi	i	3	[m]
peso del blocco	G	32.5	[kN/m]
inclinazione tiro	γ	49.2	[°]
peso sulla porzione di rete aderente	T'	16.25	[kN/m]
azione massima di tiro sulla rete	T	24.9	[kN/m]
tensione sul singolo filo	σ	352	[MPa]
coefficiente di amplificazione azioni	γ	1.3	
tensione di progetto	σ_d	457	[MPa]
coefficiente sicurezza acciaio	γ_s	1.15	
resistenza progetto	Rd	1539	[MPa]
	FS	3.4	

J.1.2 Verifica chiodature

La verifica delle chiodature è stata condotta con riferimento criteri di calcolo riportati al paragrafo F.4.2.

J.1.2.1 Verifica a taglio del chiodo

Con riferimento allo schema mostrato in Figura G.3, si riporta la verifica a taglio del chiodo di ancoraggio della rete. Dal momento che la maglia di installazione di progetto è pari a 3x3m, facendo riferimento alle dimensioni del blocco assunte nel dimensionamento della rete, è lecito affidare l'intero peso del singolo blocco ad un solo allineamento verticale.

La verifica consiste nell'assicurare che il contributo di taglio del chiodo sia sempre superiore alle azioni trasferite alla rete, derivanti dal peso del blocco di progetto trattenuto dalla rete stessa. Il modello di calcolo è sempre quello riportato in figura, dove si individua il valore del tiro T' .

Nel seguito sono riportati i dettagli del calcolo

Tabella J.2 Verifica a taglio del chiodo

diametro barra	Φ	20	[mm]
Area barra	A_b	314	[mm ²]
tensione snervamento	f_{yk}	500	[MPa]
resistenza a snervamento	N_y	157.1	[kN]
fs acciaio		1.25	
resistenza di calcolo	R_d	125.7	[kN]
resistenza di taglio	T_b	62.8	[kN]
peso volume blocco	γ_b	25	[kN/m ³]
volume blocco	V	1.3	[m ³ /m]
peso del blocco	G	32.5	[kN/m]
azione di taglio max	T'	15.5	[kN]
fs azioni	γ_{G1}	1.3	
azione progetto	E_d	20.1	[kN]
fattore di sicurezza	FS	3.1	

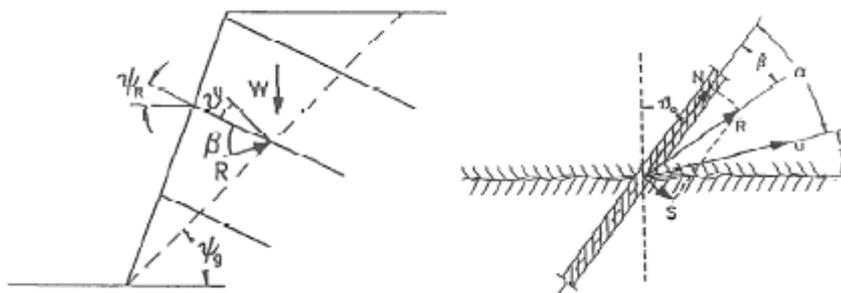
J.1.2.2 Verifiche geotecniche di ancoraggio del chiodo

Le verifiche geotecniche condotte sono relative alla determinazione della lunghezza di ancoraggio del chiodo impegnato nel sostegno della rete metallica; infatti, verificato che il chiodo sia sufficientemente resistente all'azione di taglio diretto, deve essere valutata la lunghezza di installazione. Nella determinazione della lunghezza complessiva del chiodo, si è sempre considerata una parte non reagente in prossimità del fronte in modo che l'ancoraggio delle chiodature sia sempre effettuato nella porzione più profonda dell'ammasso roccioso, al di fuori della porzione instabile.

Il modello geotecnico di calcolo per la valutazione della lunghezza di ancoraggio si basa sul principio che l'azione tangenziale venga trasferita all'ammasso roccioso alterato e che questo, soggetto ad un movimento traslazionale tra i giunti, generi uno spostamento ortogonale al giunto stesso a causa della superficie irregolare e corrugata che richiama un effetto di dilatanza.

Lo schema di calcolo è riportato nella figura seguente, per cui a causa del meccanismo di ingranamento tra i giunti e quindi per la presenza della dilatanza, si genera un movimento traslazionale nella direzione della discontinuità per il quale risulta che lo sforzo di taglio si trasferisce alla roccia, generando uno sforzo di trazione nel chiodo.

Figura J.1 Schema di calcolo per la verifica geotecnica delle chiodature



Il calcolo pertanto conduce alla valutazione della lunghezza minima del chiodo, tenendo conto del tratto non reagente, pari alla profondità del blocco di progetto ed ella lunghezza minima di ancoraggio. Questa è stata valutata esplicitandola dalle relazioni riportate nel paragrafo 5.6 (Raccomandazioni AGI-AICAP) e uguagliando il valore della resistenza (R_d) al carico di esercizio del chiodo stesso (P_d , equivalente alla resistenza allo snervamento).

Tabella J.3 Verifica geotecniche del chiodo

diametro	Φ	20	[mm]
area barra	A_b	314	[mm ²]
tensione snervamento	f_{yk}	500	[MPa]
resistenza a snervamento	N_y	157.1	[kN]
coefficiente sicurezza acciaio	γ_s	1.15	
resistenza di calcolo	R_d	136.6	[kN]
carico esercizio chiodo	P_d	136.6	[kN]
lunghezza chiodo interna cuneo	L_n	1.5	[m]
lunghezza ancoraggio minima	L_c	4.5	[m]
diametro bulbo perforazione	D_d	0.09	[m]
coefficiente maggiorativo diametro	α	1	
diametro reale bulbo	D_s	0.09	[m]
tensione aderenza malta-roccia	τ	250	[kPa]
resistenza a sfilamento nominale	$R_{a,c}$	318.1	[kN]
fattore riduttivo	ξ	1.8	
resistenza a sfilamento caratteristica	$R_{a,k}$	176.7	[kN]
coefficiente parziale resistenze	γ_R	1.2	
resistenza a sfilamento progetto	$R_{a,d}$	147.3	[kN]
lunghezza totale	L_{tot}	6	[m]
$P_d \leq R_{a,d}$			VERIFICATO

K INTERVENTO DI CHIODATURA SU STRATI ROCCIOSI ALTERATI

Dalle analisi di stabilità eseguite tramite il software SLIDE sono stati riscontrati possibili fenomeni di instabilità che interessano lo strato superficiale alterato di terreno, nei tratti di strada compresi tra le progressive pk 3+688 e pk 4+029 e tra le progressive pk 4+336.4 e pk 4+571.9 sul lato sinistro del tracciato stradale e in due tratti di intervalla compresi tra le progressive pk 4+155 e pk 4+180 e tra le progressive pk 4+563 e pk 4+608. Tali tratti, con pendenze della scarpata 1/1 (V/H), sono stabilizzati con interventi di chiodatura e reti in aderenza.

Anche il tratto compreso tra le progressive 4+538 e 4+738, con scarpate aventi pendenza 3/1 (V/H), necessitano di un intervento di stabilizzazione costituiti da chiodature e reti in aderenza.

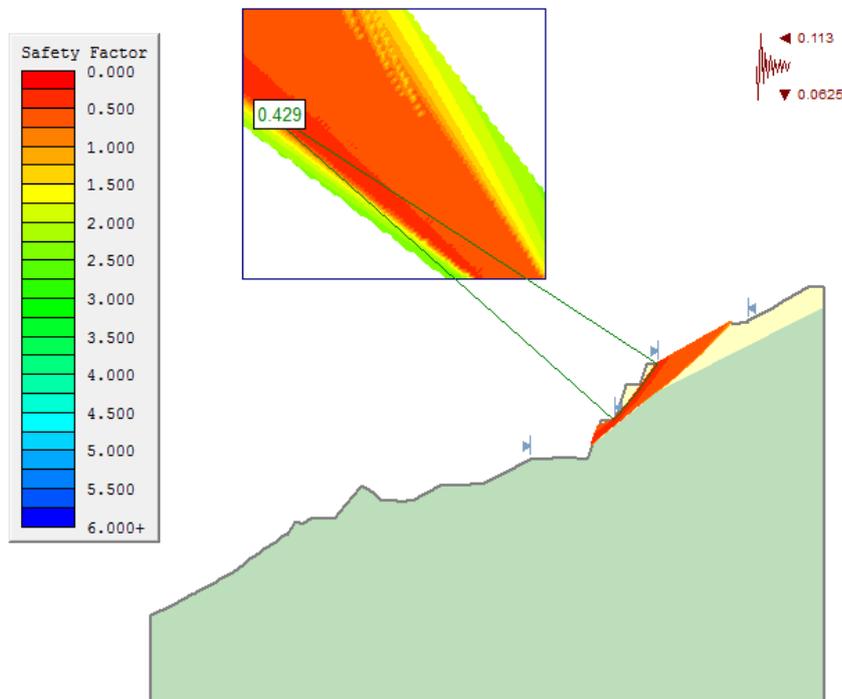
Per le diverse sezioni di progetto, sono state condotte una serie di analisi di stabilità globale che consentono di accertare che la geometria della sezione esaminata, in relazione alle caratteristiche di resistenza al taglio del materiale impiegato, assicuri un sufficiente fattore di sicurezza nei confronti della rottura.

Per l'analisi di stabilità è stato utilizzato il metodo di calcolo di Bishop, che permette di determinare il coefficiente di sicurezza alla rottura.

K.1 Risultati analisi

Dalle analisi condotte si individuano possibili fenomeni di instabilità che interessano le scarpate aventi pendenze pari a 3/1 e 1/1 realizzate nello stato di roccia alterata, come riportato nella Figura seguente.

Figura K.1 Output grafico della verifica a stabilità globale nei tratti in roccia alterata con pendenza pari a 3/1 e 1/1



K.2 Progetto chiodatura

La forza necessaria a stabilizzare il pendio verrà distribuita sulle singole barre attraverso una opportuna maglia. Il carico di lavoro massimo ammissibile per le singole barre corrisponde alla forza di snervamento.

L'intervento prevede:

- Chiodatura del versante roccioso mediante barre di acciaio cementate al fine di incrementare il grado di sicurezza della parete rocciosa nei riguardi dei fenomeni di instabilità corticali e mediamente profondi;
- Posa di rete in aderenza al fine di evitare locali fenomeni di caduta di piccoli blocchi rocciosi;
- Solidarizzazione della rete alla testa delle barre di consolidamento mediante un reticolo di funi di acciaio, che hanno lo scopo di contenere eventuali distacchi localizzati di blocchi di roccia ripartendo lo sforzo necessario sul maggior numero possibile di chiodature.

Gli interventi di stabilizzazione previsti sono:

- Scarpata di pendenza 1/1 (intervento A):
 - Chiodatura: chiodi Ø25, lunghezza 9 m, maglia 3x3 m;
 - Rete: rete con filo da 3mm, maglia 8x10;
- Scarpata di pendenza 3/1 (intervento B):
 - Chiodatura: chiodi Ø25, lunghezza 9 m, maglia 2x2 m;
 - Rete: rete con filo da 3mm, maglia 8x10;

La fase di progetto e verifica del sistema di stabilizzazione è stata condotta in analogia a quanto riportato al capitolo riguardante la verifica delle chiodature nel capitolo relativo al dimensionamento delle reti corticali previste per i fronti rocciosi intatti (par. J.1.2). Si tiene cioè conto di due possibili stati limite:

- Rottura per sfilamento della fondazione
- Rottura dell'armatura

Per quanto riguarda il secondo punto la verifica risulta essere automaticamente soddisfatta in quanto il numero di chiodi necessario per soddisfare le verifiche di stabilità globale è stato assunto in modo da ottenere uno sforzo agente in ciascun chiodo inferiore alla tensione di snervamento dell'acciaio.

Di seguito sono riportate le schede e gli output grafici relativi alle analisi di stabilità globale condotte, assumendo che ciascun chiodo sia soggetto ad un carico pari alla resistenza a snervamento del singolo elemento costituente l'intervento di stabilizzazione.

Figura K.2: Verifica di stabilità globale, intervento A

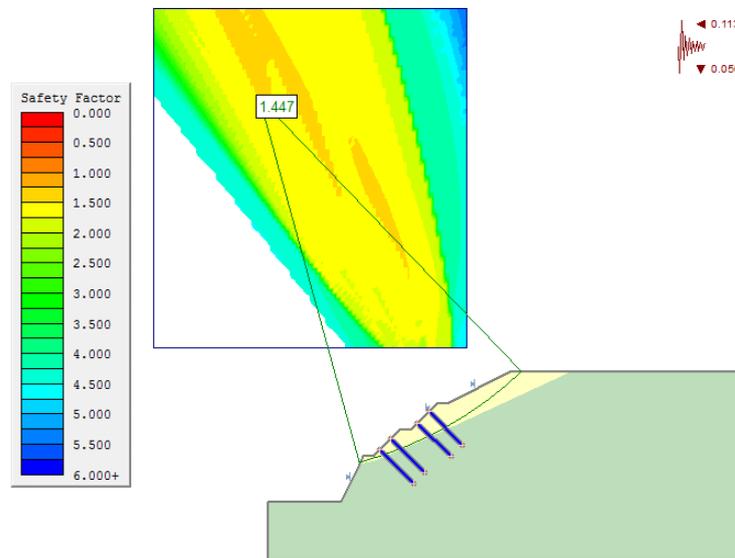


Figura K.3: Verifica di stabilità globale, intervento B

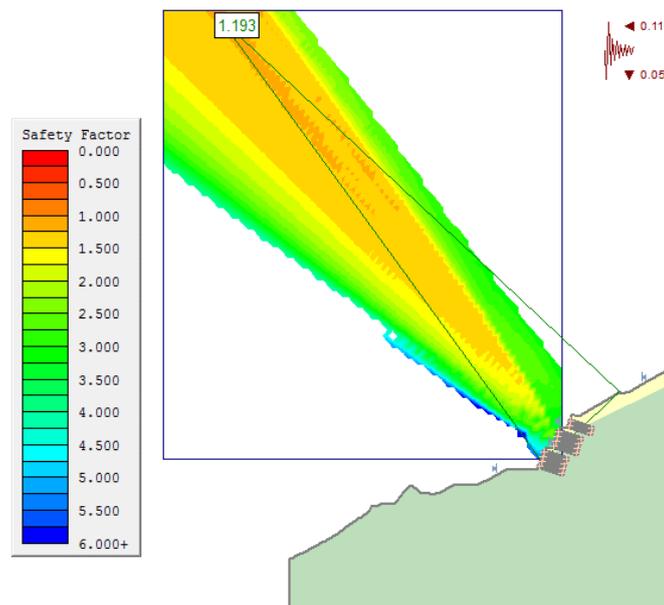


Figura K.4: Scheda di verifica di stabilità globale, intervento A

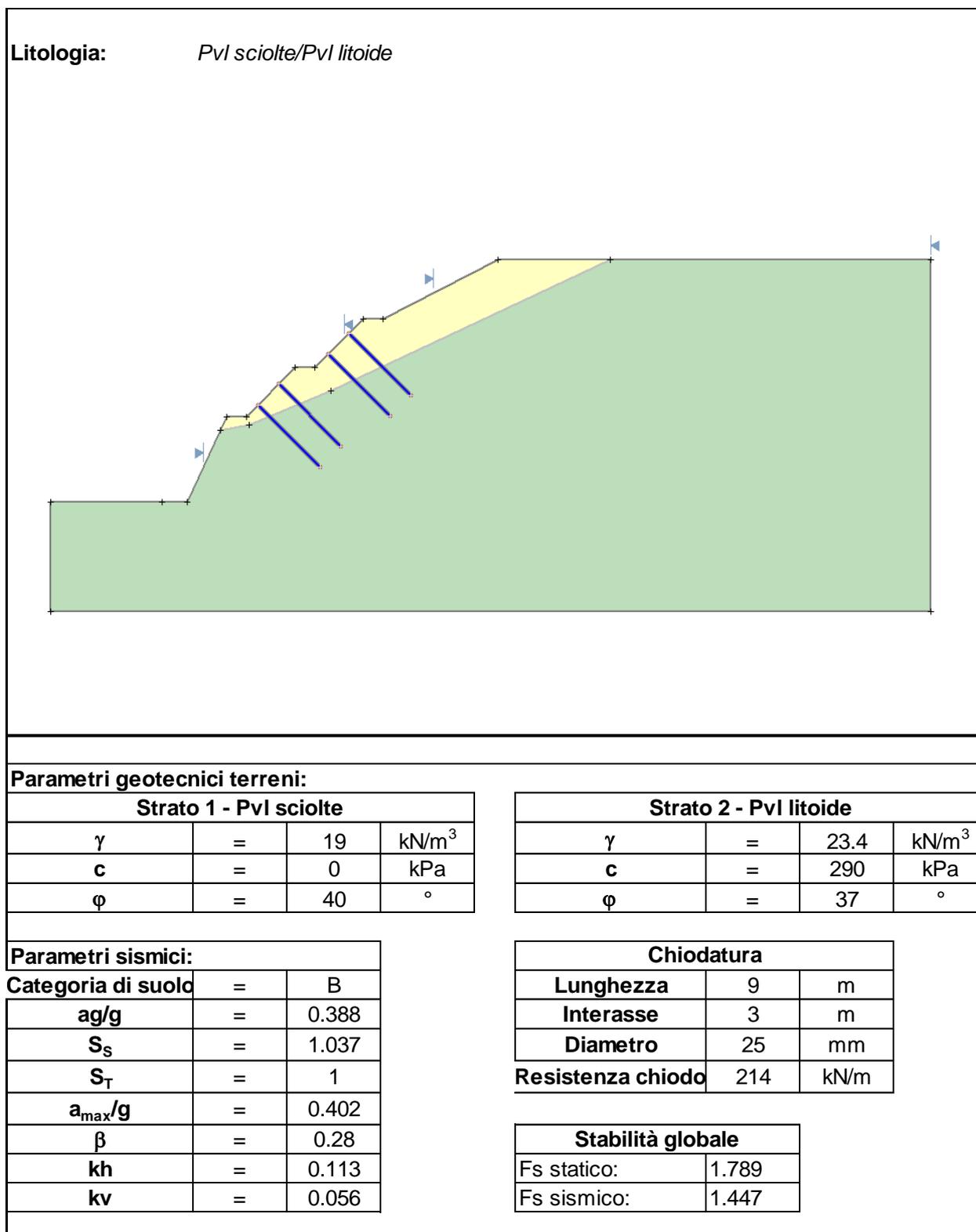
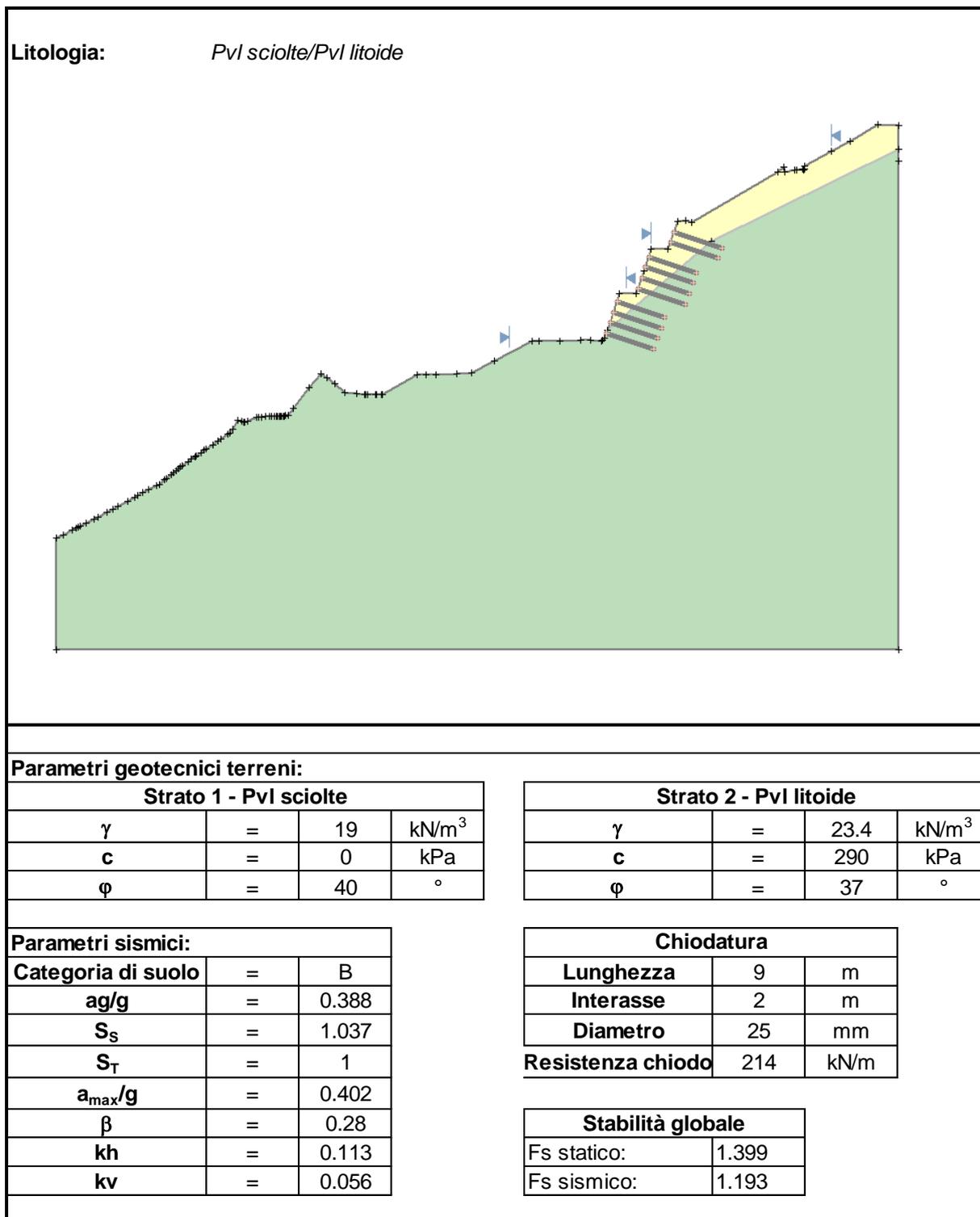


Figura K.5: Scheda di verifica di stabilità globale, intervento B



La verifica allo sfilamento, riportata nel seguito, è stata invece condotta secondo quanto riportato al paragrafo G.4.2 della presente relazione.

Tabella K.1: Verifica ancoraggio chiodatura, interventi A e B

diametro	Φ	25	[mm]
area barra	A_b	491	[mm ²]
tensione snervamento	f_{yk}	500	[MPa]
resistenza a snervamento	N_y	245.4	[kN]
coefficiente sicurezza acciaio	γ_s	1.15	
resistenza di calcolo	R_d	213.4	[kN]
carico esercizio chiodo	P_d	213.4	[kN]
lunghezza chiodo interna cuneo	L_n	1.5	[m]
lunghezza ancoraggio minima	L_c	7.5	[m]
diametro bulbo perforazione	D_d	0.12	[m]
coefficiente maggiorativo diametro	α	1	
diametro reale bulbo	D_s	0.12	[m]
tensione aderenza malta-roccia	τ	250	[kPa]
resistenza a sfilamento nominale	$R_{a,c}$	706.9	[kN]
fattore riduttivo	ξ	1.8	
resistenza a sfilamento caratteristica	$R_{a,k}$	392.7	[kN]
coefficiente parziale resistenze	γ_R	1.2	
resistenza a sfilamento progetto	$R_{a,d}$	327.2	[kN]
lunghezza totale	L_{tot}	9	[m]
$P_d \leq R_{a,d}$		SI	

L MURO IN TERRA RINFORZATA PK 4+029÷4+191

L.1 Premessa

Il muro in oggetto si sviluppa tra la pk 4+029 e la pk 4+191, per uno sviluppo complessivo pari a 160 metri.

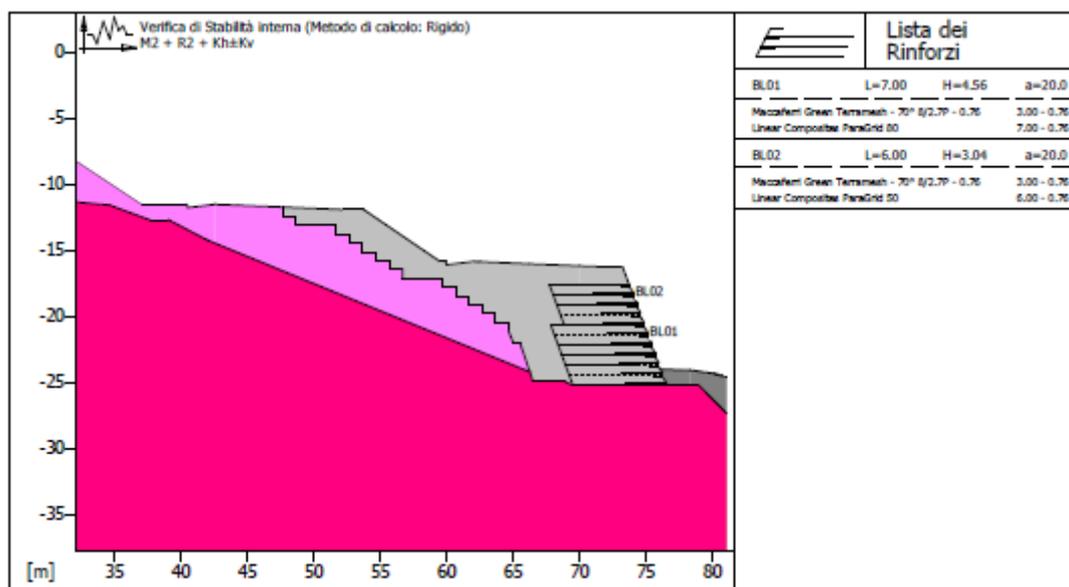
Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche geometriche e meccaniche del muro in terra rinforzata, con riferimento alla sezione alla pk 4+100.00.

Tabella 2 Caratteristiche geometriche e meccaniche dei blocchi in terra rinforzata

Blocco	Larghezza (m)	Altezza (m)	Lunghezza rinforzo (m)	Resistenza nominale rinforzi
BL01	7	4.56	7	80
BL02	6	3.04	6	50

Nella figura seguente si riporta il modello di input della terra rinforzata.

Figura L.1 Input di calcolo modello terra rinforzata



L.2 Caratteristiche geotecniche

Le stratigrafie ed il complesso delle indagini eseguite hanno portato alla definizione e caratterizzazione geotecnica delle seguenti unità litologiche:

- Vulcaniti basiche costituite da da prevalenti colate di lave bollose e scoriacee e da subordinati prodotti piroclastici (Pvl)

I parametri geotecnici, desunti dalle indagini eseguite nell'ultima campagna di sondaggi, sono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 3 Parametri geotecnici modello di calcolo

Litotipo	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
Pvl sciolta	19	40	0
Pvl litoide	23.4	37	290
Rilevato esistente	19	34	0
Rilevato di nuova realizzazione	19	38	0

Dai sondaggi di riferimento non si rileva la presenza della falda.

L.3 Azione sismica

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

- categoria di sottosuolo B;
- fattore di sito $S = 1.037$;
- massima accelerazione orizzontale al suolo $a_g/g = 0.388$;
- coefficiente di riduzione $\beta_s = 0.28$;
- coefficiente di intensità sismica orizzontale $kh = 0.113$;
- coefficiente di intensità sismica verticale $k_v = 0.056$;

L.4 Verifiche di stabilità

Le verifiche di stabilità comprendono le verifiche di stabilità globale e le verifiche di stabilità interna. Di seguito si riportano gli output grafici delle combinazioni sismiche, risultate le più gravose, e successivamente in una tabella riassuntiva si riportano tutti i risultati delle verifiche.

Figura L.2 Verifica di stabilità globale

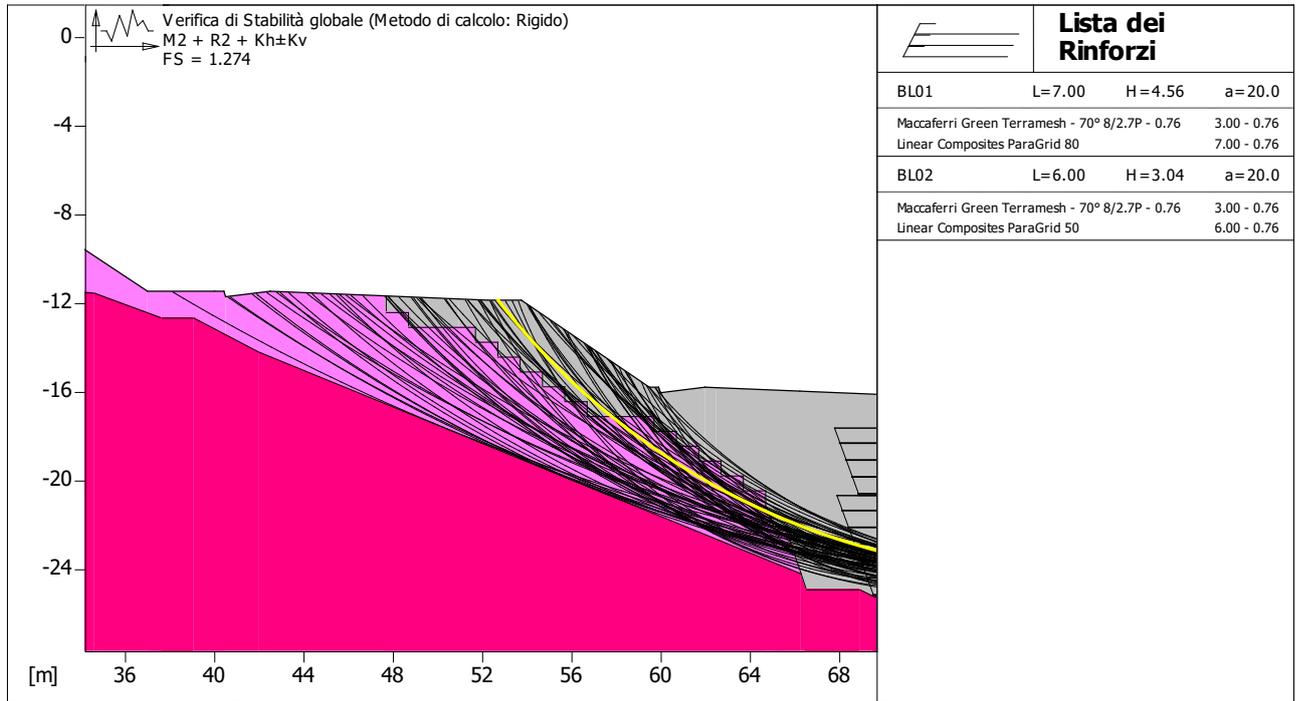
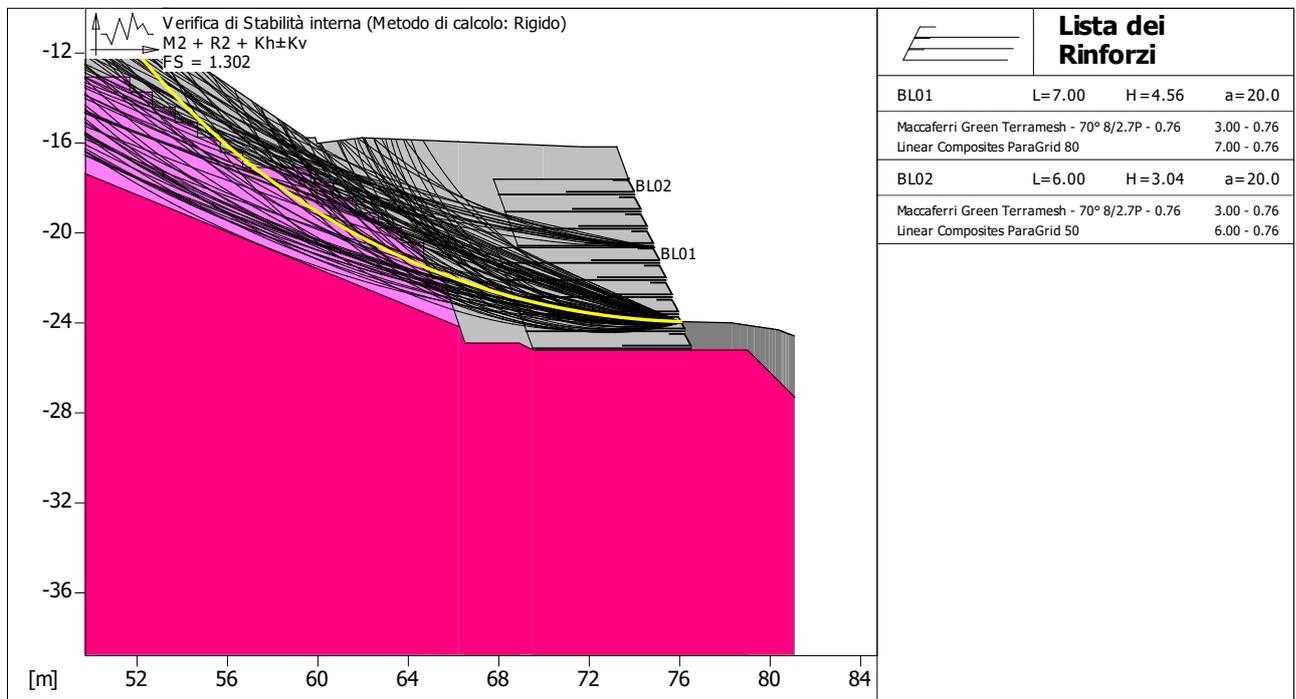


Figura L.3 Verifica di stabilità interna



Nella tabella seguente si riportano i coefficienti di sicurezza normalizzati del fattore γ_R previsto dalla normativa al variare della combinazione e della tipologia di verifica.

Tabella 4 Coefficienti di sicurezza analisi di stabilità

Combinazione	Fs stab globale	Fs stab interna
Statica	1.713	1.670
Sismica	1.274	1.302

Come si evince dalla tabella precedente tutte le verifiche di stabilità, globale e interna, risultano soddisfatte per la terra rinforzata in esame.

In calce alla presente relazione è allegato il tabulato di calcolo delle verifiche di stabilità globale per la sezione appena descritta.

L.5 Verifiche di corpo rigido

Le verifiche di corpo rigido comprendono le verifiche allo scorrimento, al ribaltamento e alla capacità portante. Di seguito si riportano gli output grafici delle combinazioni sismiche, risultate le più gravose, e successivamente in una tabella riassuntiva si riportano tutti i risultati delle verifiche.

Figura L.4 Verifica d corpo rigido (ribaltamento)

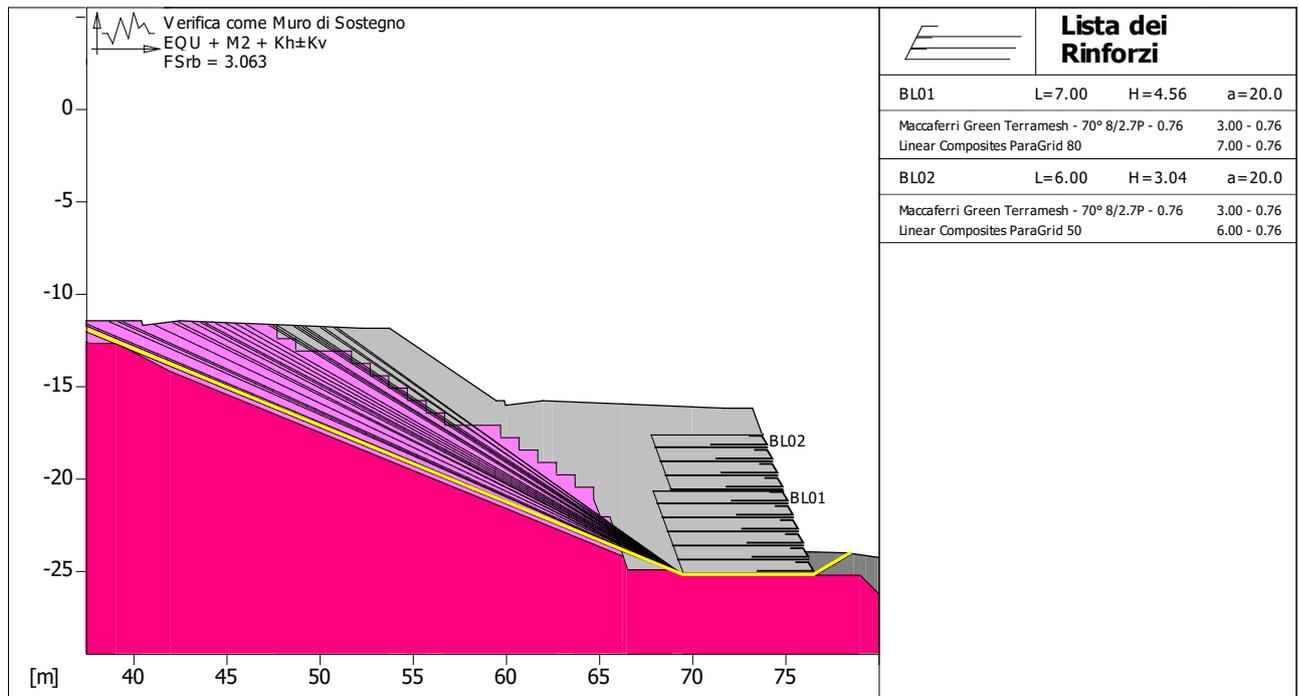
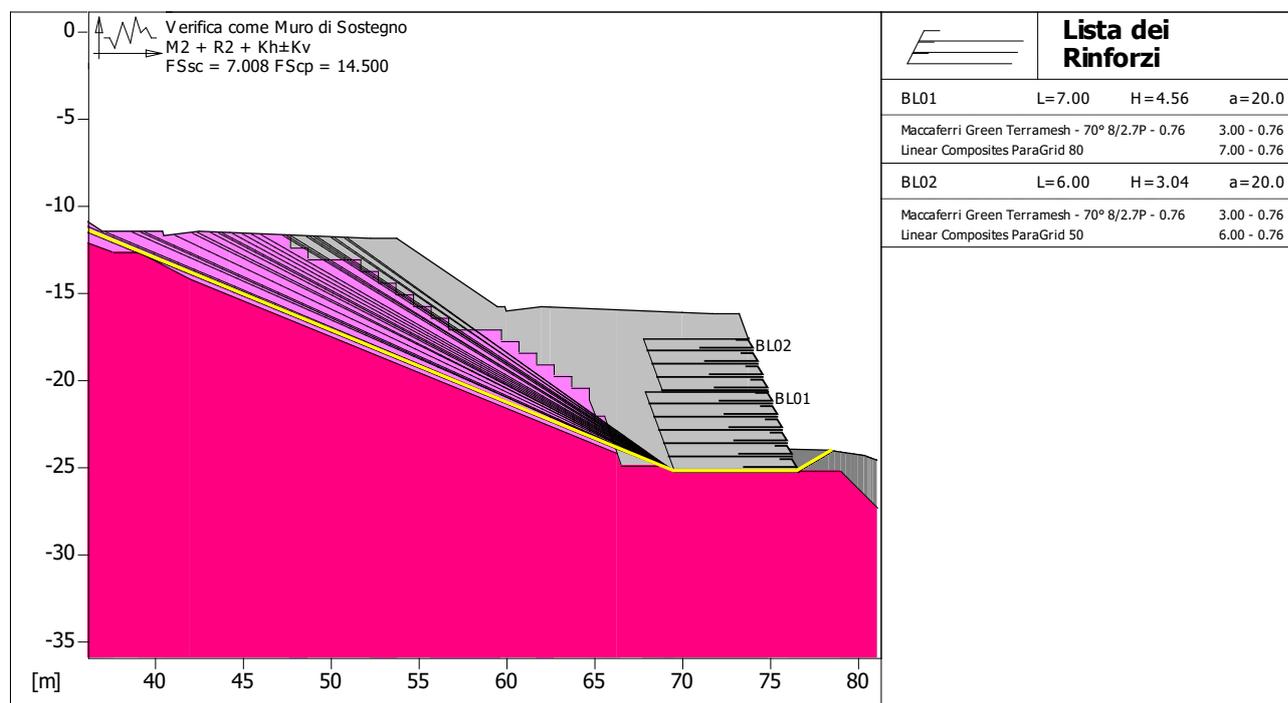


Figura L.5 Verifica di corpo rigido (scorrimento e capacità portante)



Nella tabella seguente si riportano i coefficienti di sicurezza normalizzati del fattore γ_R previsto dalla normativa al variare della combinazione e della tipologia di verifica.

Tabella 5 Coefficienti di sicurezza analisi di stabilità

Combinazione	Fs scorrimento	Fs ribaltamento	Fs capacità portante
Statica	11.697	6.530	17.500
Sismica	7.008	3.063	14.500

Come si evince dalla tabella precedente tutte le verifiche di stabilità, globale e interna, risultano soddisfatte per la terra rinforzata in esame.

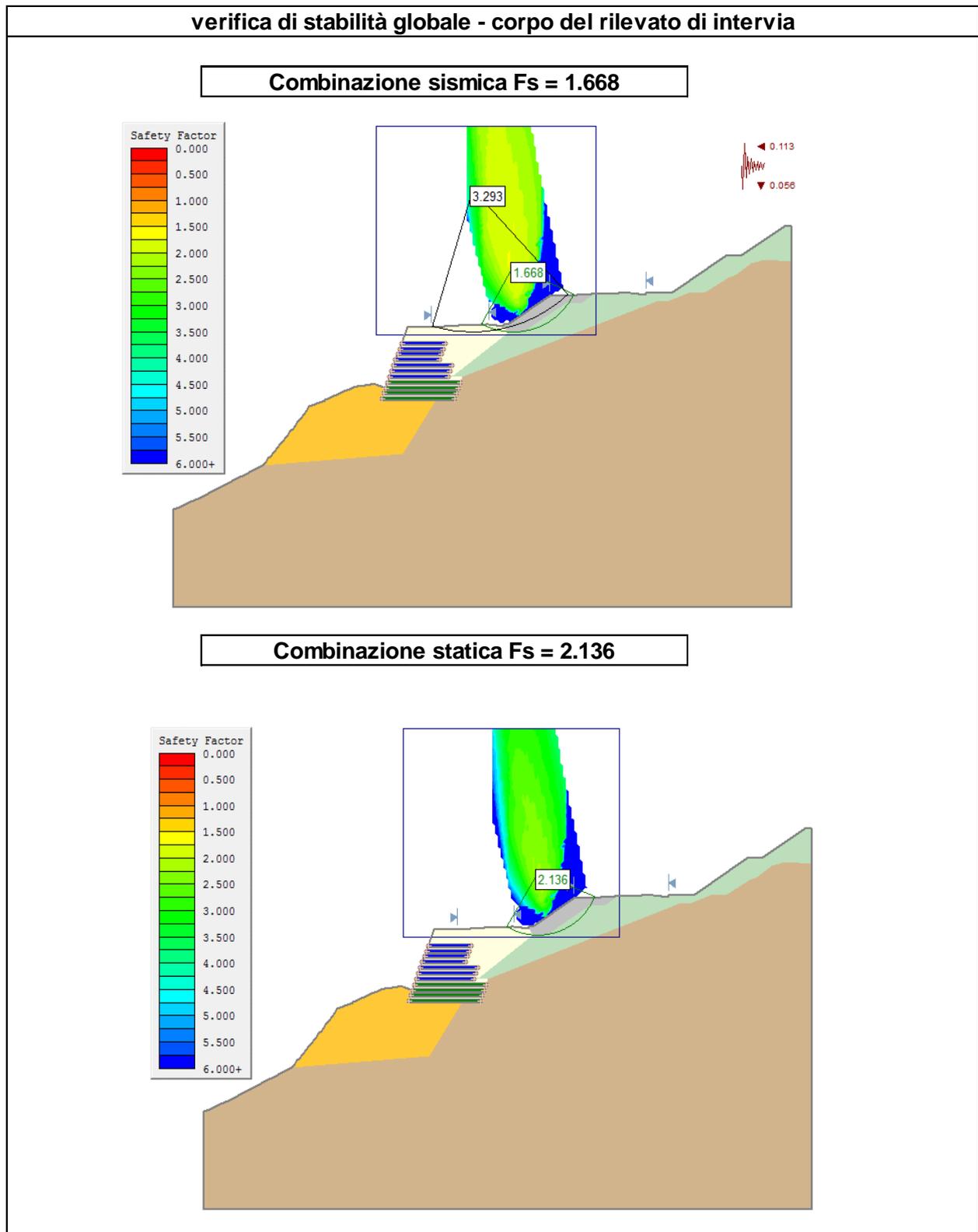
M VERIFICHE DI STABILITA' RILEVATO DI INTERVIA

Nel presente paragrafo si riporta la verifica di stabilità del corpo del rilevato di intervia, situato tra le progressive pk 4+013 e pk 4+155 e tra le progressive pk 4+608 e pk 4+788, con riferimento alla sezione di maggiore altezza alla pk 4+100. L'analisi di stabilità, condotta in accordo ai criteri di progetto riportati al paragrafo G.1 della presente relazione, considera le superfici di scivolamento superficiali ricadenti all'interno del rilevato in esame. In condizioni sismiche si ottiene un fattore di sicurezza nei confronti della stabilità globale pari a 0.943, minore del limite di 1.1 imposto dalla normativa, pertanto si ritiene necessario un intervento di miglioramento delle caratteristiche meccaniche del rilevato. La realizzazione del rilevato di intervia in misto cementato, avente le caratteristiche riportate nella tabella sottostante, permette di ottenere un fattore di sicurezza pari a 1.668, maggiore del limite di normativa.

Figura M.1: Parametri di input modello e risultati delle verifiche

Altezza massima rilevato	4	m
Pendenza (V/H)	1/1	
Rilevato in misto cementato		
γ	=	19 kN/m ³
c	=	30 kPa
ϕ	=	38 °
Parametri sismici:		
Categoria di suolo	=	B
ag/g	=	0.388
S_s	=	1.037
S_T	=	1
a_{max}/g	=	0.402
β	=	0.28
kh	=	0.113
kv	=	0.056
Rilevato		
γ	=	19 kN/m ³
c	=	0 kPa
ϕ	=	38 °
Rilevato esistente		
γ	=	19 kN/m ³
c	=	0 kPa
ϕ	=	34 °
Pvl sciolte		
γ	=	19 kN/m ³
c	=	0 kPa
ϕ	=	40 °
Pvl litoide		
γ	=	23.4 kN/m ³
c	=	290 kPa
ϕ	=	37 °
Verifica di stabilità		
Fs statico:	2.136	
Fs sismico:	1.668	

Figura M.2: Output grafico verifiche di stabilità corpo del rilevato



M.1 Stabilità globale versante pk 4+029 e pk 4+191

Nel tratto di strada compreso tra la pk 4+029 e la pk 4+191 la stabilità globale del versante in condizioni sismiche non risulta soddisfatta, portando alla formazione di superfici di scorrimento profonde che presentano fattori di sicurezza inferiori al valore limite previsto dalla normativa vigente (FS = 1.1).

Per soddisfare tali verifiche si prevede pertanto la realizzazione di una berlinese di micropali verticali $\varnothing_{\text{perf}}$ pari a 220 mm, disposti con interasse di 0.6 m, armati con un tubo $\varnothing 168.3$ mm, spessore 10 mm e lunghezza pari a 10 m, con funzione di cucitura delle superfici di scorrimento non verificate. I micropali sono collegati superiormente dalla fondazione di un muro in c.a. di modesta altezza, previsto per il sostegno della viabilità secondaria a valle del tracciato stradale.

La resistenza al taglio della paratia di micropali, inserita nel modello di calcolo a stabilità globale del versante, è stata stimata considerando il contributo della sola sezione d'acciaio e tenendo conto della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ riportata nella formula delle NTC (equazione 4.2.18):

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Considerando che la paratia è realizzata con tubi di spessore uniforme l'area resistente al taglio può essere assunta pari ad $A_v = 2A/\pi$: per l'acciaio S355, dato il coefficiente di sicurezza $\gamma_{M0} = 1.05$, la resistenza a taglio del singolo palo vale 618.00 kN.

Tale valore è stato preso in conto nel modello di calcolo come resistenza della paratia di micropali diviso per l'interasse di 0.6 m (618 kN / 0.6 m = 1030 kN/m).

Considerando la presenza della berlinese di micropali le analisi di stabilità globale del versante portano ad un fattore di sicurezza minimo in condizioni sismiche pari a 1.640, superiore al limite imposto dalla Normativa.

Di seguito è riportata la scheda di verifica del pendio.

Figura M.3: Parametri di input modello e risultati delle verifiche

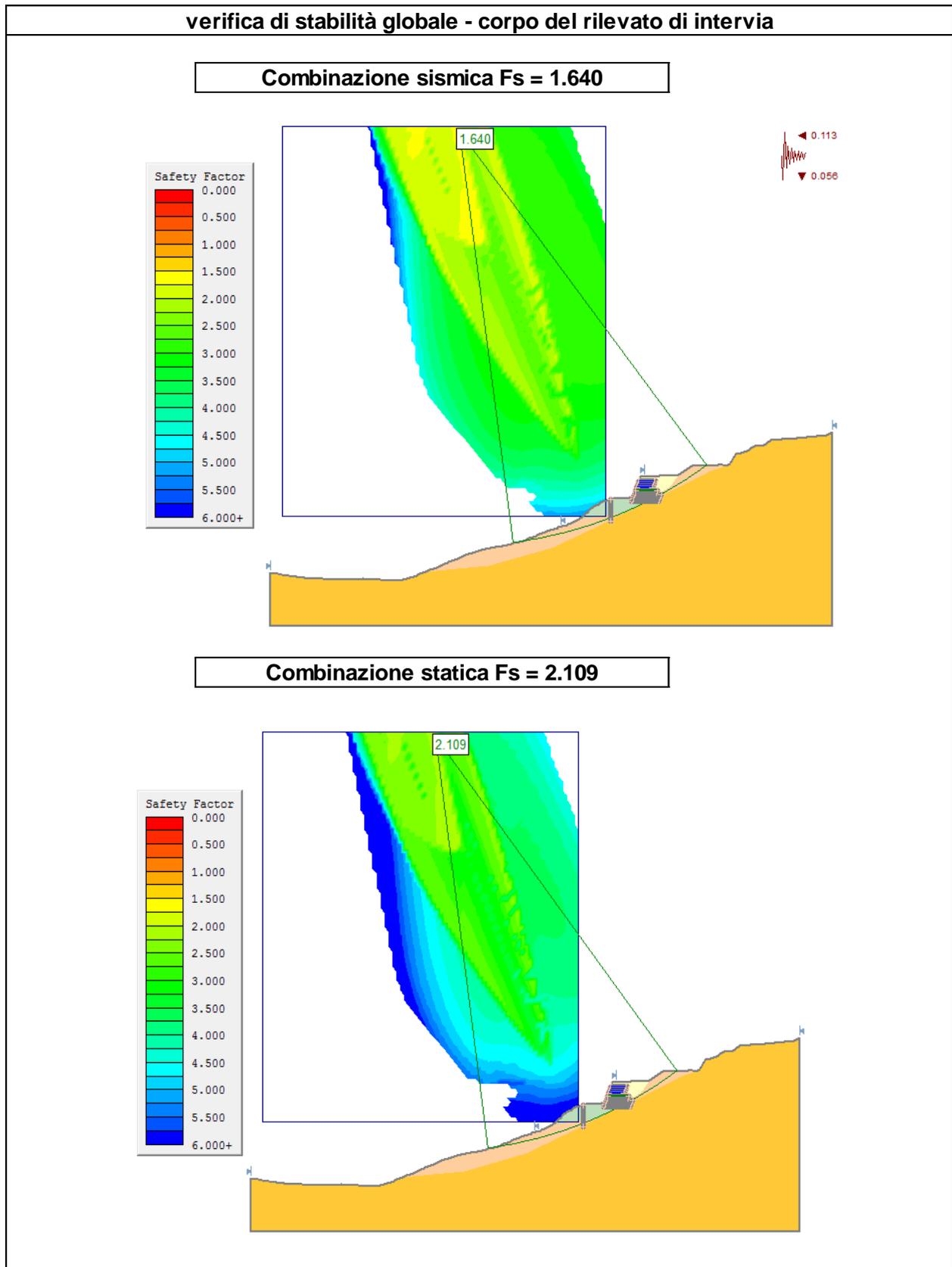
Paratia di micropali			
Palo \varnothing_{perf}	=	220	mm
Tubo \varnothing_{est}	=	168.3	mm
Spessore tubo	=	10	mm
Lunghezza palo	=	10	m
Interasse palo	=	0.6	m
$V_{c,Rd}$ tubo	=	618	kN

Parametri sismici:		
Categoria di suolo	=	B
ag/g	=	0.388
S_s	=	1.037
S_T	=	1
a_{max}/g	=	0.402
β	=	0.28
kh	=	0.113
kv	=	0.056

Rilevato			
γ	=	19	kN/m ³
c	=	0	kPa
φ	=	38	°
Rilevato esistente			
γ	=	19	kN/m ³
c	=	0	kPa
φ	=	34	°
Pvl sciolte			
γ	=	19	kN/m ³
c	=	0	kPa
φ	=	40	°
Pvl litoide			
γ	=	23.4	kN/m ³
c	=	290	kPa
φ	=	37	°

Verifica di stabilità	
Fs statico:	2.109
Fs sismico:	1.64

Figura M.4: Output grafico verifiche di stabilità globale



N PRESCRIZIONI IN FASE DI SCAVO

Come evidenziato nel cap. E della presente relazione le assunzioni sulla stratigrafia di riferimento sono state desunte dall'interpretazione delle tomografie sismiche eseguite.

In particolare il passaggio dalla formazione litoide alterata alla formazione litoide integra è stato associato ad un valore di soglia della velocità delle onde di compressione V_P , interpolando spazialmente i risultati ottenuti lungo il profilo stradale.

Per quanto riguarda i parametri geotecnici delle formazioni individuate sono stati invece definiti a partire dalle prove di laboratorio e in sito eseguite sui campioni estratti dai sondaggi e dai rilievi geomeccanici disponibili.

Il passaggio tra la formazione litoide alterata alla formazione litoide integra rappresenta in particolare un'informazione critica risultando direttamente associato alla variazione della pendenza di scavo e alla spaziatura degli interventi di rinforzo previsti nel progetto.

Tali assunzioni dovranno pertanto essere puntualmente confermate in fase costruttiva, tramite informazioni che si potranno reperire solo durante l'esecuzione degli scavi.

In particolare si prescrive di eseguire durante gli scavi per lo meno le seguenti indagini:

1. Rilievi geomeccanici di dettaglio;
2. Estrazione locale di campioni ed esecuzione di prove di laboratorio di compressione monoassiale sulle formazioni lapidee integre e taglio diretto sulle formazioni alterate.

I risultati di tali indagini e osservazioni potranno essere utilizzate per adattare le pendenze di scavo e gli interventi di rinforzo previsti alle effettive condizioni locali rilevate in sito.

BIBLIOGRAFIA

- ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- BALDI G., BELLOTTI R., GHIONNA V., JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. (1981) "Cone Resistance in Dry NC and OC sands", ASCE Symp. on Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis.
- BARLA G., BECCI B., COLOMBO A., NOVA R., PEDUZZI R. (1988) "A method for the analysis and design of flexible retaining structures. Application to a strutted excavation", Proceedings of the Sixth Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck
- BATHE, K.J. (1996), "Finite element procedure", Prentice Hall
- BECCI, B., NOVA, R. (1987) "Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie", Rivista Italiana di Geotecnica
- BISHOP, A. W. (1955) "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", Geotechnique
- BOLTON, M.D., (1986) "The strength and dilatancy of sands", Geotechnique 36, 1, 65-78.
- BOWLES J.E. (1988), "Foundation Analysis and design", 4th ed. McGraw-Hill
- BRANSBY P.L., MILLIGAN G.W.E. (1975) "Soil Deformations near Cantilever Sheet Pile Walls", Geotechnique
- BRINCH-HANSEN, J. [1970] - "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity" - The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.28, Copenhagen.
- BUSTAMANTE M., GIANESELLI L.. [1982] - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.
- CAQUOT A. & KERISEL J. (1948) "Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations", Gautiers-Villars, Paris

- CAQUOT A., KERISEL J., ABSI E., (1973) "Tables de butée et de poussée", Gautiers-Villars, Paris
- CESTARI F. (1990) "Prove geotecniche in sito", Geo-Graph
- CESTELLI-GUIDI C. (1984) "Geotecnica e tecnica delle fondazioni", Hoepli
- CLOUGH, G. W. AND O'ROURKE, T. D. (1990). "Construction induced movements of in-situ walls." Design and Performance of Earth Retaining Structures, Proceedings of a Specialty Conference at Cornell University, ASCE, New York
- COMITATO EUROPEO DI NORMAZIONE (CEN) (1994) "ENV 1997 - EUROCODICE 7 – Progettazione geotecnica" Parte 1: Regole generali (Norma UNI ENV 1997-1, aprile 1997).
- CUBRINOVSKY M.C. & ISHIHARA K, (1999) "Empirical correlations between SPT N-value and relative density for sandy soils", Soils and Foundations
- CUNDALL P., BOARD M. (1988) "A microcomputer program for modelling large-strain plasticity problems", Proceedings of the Sixth Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck
- D'APPOLONIA D.J., D'APPOLONIA E., BRISETTE R.F. (1970) "Discussion on settlements of spread footings in sand", ASCE J. SMFD 96.
- DE BEER, E.E., LADANYI, B. [1961] - "Etude experimentale de la capacite portante du sable sous des fondations circulaires etablies en surface". 5th ICSMFE, Paris, 1, 577-581.
- DUNCAN J. M. & BUCHIGANI A. L., (1976) "An Engineering Manual for Settlements Studies", Dept. of Civil Engineering, Univ. of California, Berkeley
- FELLENIUS, W. (1936) "Calculation of the stability of earth dams", Proceedings of the Second Congress in Large Dams
- FENELLI G.B. & PAGANO L., (1999) "Computing Top-Beam Effects in Retaining Walls", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 125, 8, 665-672
- FLEMING W.G.K., WELTMAN A.J., RANDOLPH M.F., ELSON W.K., (1992) "Piling Engineering", 2nded., Blackie
- GROUP 5.0 for windows [2000] – Technical & User's manual – Ensoft Inc.
- INTERACTIONS SOLS-STRUCTURES, pp. 657-664

- JAMIOLKOWSKI M. et al. [1983] - "Scale effects of ultimate pile capacity" - Discussion, JGED, ASCE.
- JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R., MARCHETTI S., NOVA R., PASQUALINI E. (1979) "Design parameters for soft clays" 7 ECSMFE, Brighton
- JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. (1979) "Introduzione ai diversi metodi di calcolo dei diaframmi con riferimento ai parametri geotecnici che vi intervengono e alla loro determinazione sperimentale" Atti Istituto Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino
- JANBU N. (1963) "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests" 3 ECSMFE, Wiesbaden
- KUNG G. T. C., JUANG C. H., HSIAO E. C. L., AND Y. M. A. HASHASH (2007) "Simplified Model for Wall Deflection and Ground-Surface Settlement Caused by Braced Excavation in Clays" ASCE J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.
- LADD C.C., FOOT R., ISHIHARA K., SCALLOSSER F, POULOS H.G, (1977) "Stress-deformation and Strength characteristics"
- LAMBE T.W., WHITMAN R.V. (1969) "Soil Mechanics", John Wiley & Sons, Inc.
- LANCELLOTTA R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- LIAO, S..C. and WHITMAN, R.V. (1986). "Overburden correction factors for SPT in sand" Journal of Geotechnical Engineering
- MEYERHOF G.G., SASTRY V.V.R.N. [1978] - "Bearing capacity of piles in layered soils. Part 1. Clay overlying sand" - Canadian Geotechnical Journal, 15,171-182, 183-189.
- MEYERHOF, G.G. [1951] - "Some recent research on the bearing capacity of foundations" - Canadian Geotechnical Journal,1, 16-26
- MORGENSTERN, N. R., PRICE, V. E., (1965) "The analysis of the stability of general slip surfaces", Geotechnique
- NAVFAC (1986) "Design Manual D:M 7.02 -Foundations and earth structures", USA
- NOVA,R. , (1978) "Geotecnica",ed. CLUP, Milano
- NOVA,R.,BECCI,B. (1987) "A method for analysis and design for flexible retaining structures", Proc. Conf.

- POULOS, H.G., DAVIS, E.H. (1980) - "Pile foundation analysis and design", John Wiley & Sons.
- RANDOLPH M. F., (1981) "The response of flexible piles to lateral loading" , Geotechnique
- REESE L.C., W.R.COX, F.D. KOOP [1975] - "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" – Paper N° OCT 2313, Proceedings, Seventh Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.
- REESE L.C., WRIGHT S.J. [1977] - "Drilled shaft manual" - U.S. Dept. Transportation, Offices of Research and Development, Implementation Div., HDV 2, Whashington D.C., vol.1
- SCHMERTMANN J.H. (1977) "Interpreting the Dynamics of Standard Penetration Test", Univ. of Florida, Gainesville (USA)
- SCOTT R.F. (1981) "Foundation analysis", Prentice Hall
- SKEMPTON, A. W. [1951] - "The bearing capacity of clays" - Building Research Congress, London, 1, 180-189.
- TIMOSHENKO, S. P., GOODIER, J. N. (1970), "Theory of Elasticity", 3th ed. McGraw-Hill
- VESIC, A.S. [1970] - "Tests on instrumented Piles, Ogeechee River Site" - JSMFD, ASCE, V. 96, N. SM2, Proc. Paper 7170, March.
- VESIC, A.S. [1973] - "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations". - JSMFD, ASCE, Jan., 45-73.
- VIGGIANI C. (1999) "Fondazioni", Hevelius Edizioni
- VIGGIANI G. & ATKINSON J. H., (1995) "Stiffness of fine-grained soil at very small strains" , Geotechnique
- WELCH, R.C., REESE L.C. [1972] - "Laterally loaded Behavior of drilled shafts" – Research Report N° 3-5-65-89, conducted for Texas Highway Department and U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, by Center for Highway Research, The University of Austin.

ALLEGATO 1

Verifica di stabilità globale

A. VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE TRINCEA IN PVI LITOIDE PENDENZA SCARPATA 3/1 (V/H)

A.1. Combinazione statica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Analisi banche Pvl_litoide_3 banche_3 su 1_statica_rev01

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Failure Direction: Right to Left

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Radius increment: 10

Minimum Elevation: Not Defined

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Pvl litoide

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 23 kN/m³

Cohesion: 183.2 kPa

Friction Angle: 22.609 degrees

Water Surface: None

List of Coordinates

External Boundary

30.000	20.000
0.000	20.000
0.000	0.000
60.000	0.000
70.000	0.000
70.000	44.000
44.000	44.000
41.333	36.000
38.333	36.000
35.667	28.000
32.667	28.000

Search Grid

4.943	22.255
50.912	22.255
50.912	76.961
4.943	76.961

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 2.315360

Center: 30.226, 38.667

Radius: 18.687

Left Slip Surface Endpoint: 29.361, 20.000

Right Slip Surface Endpoint: 48.913, 38.667

Left Slope Intercept: 29.361 20.000

Right Slope Intercept: 48.913 44.000

Resisting Moment=133630 kN-m

Driving Moment=57714.4 kN-m

A.2. Combinazione sismica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Analisi banche Pvl_litoide_3 banche_3 su 1_rev01

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Failure Direction: Right to Left

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.114
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.057

Material Properties

Material: Pvl litoide
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 23 kN/m³
Cohesion: 183.2 kPa
Friction Angle: 22.609 degrees
Water Surface: None

List of Coordinates

External Boundary

30.000	20.000
0.000	20.000
0.000	0.000
60.000	0.000
70.000	0.000
70.000	44.000
44.000	44.000
41.333	36.000
38.333	36.000
35.667	28.000
32.667	28.000

Search Grid

4.943	22.255
50.912	22.255
50.912	76.961
4.943	76.961

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 2.038490
Center: 30.226, 40.718
Radius: 20.740
Left Slip Surface Endpoint: 29.272, 20.000
Right Slip Surface Endpoint: 50.966, 40.718
Left Slope Intercept: 29.272 20.000
Right Slope Intercept: 50.966 44.000
Resisting Moment=164728 kN-m
Driving Moment=80808.8 kN-m

B. VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE TRINCEA IN PVI ALTERATA PENDENZA SCARPATA 2/3 (V/H)

B.1. Combinazione statica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Analisi banche Pvl_sciolte_rev02_statica

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Pvl sciolte
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 33.87 degrees
Water Surface: None

List of Coordinates

External Boundary

40.000	0.000
40.000	20.000
24.500	20.000
15.750	15.000
13.750	15.000
5.000	10.000
-20.000	10.000
-20.000	0.000

Search Grid

-15.527	21.862
13.992	21.862
13.992	50.167
-15.527	50.167

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.512650

Center: 2.922, 39.199

Radius: 29.302

Left Slip Surface Endpoint: 0.467, 10.000

Right Slip Surface Endpoint: 25.058, 20.000

Resisting Moment=12829.2 kN-m

Driving Moment=8481.26 kN-m

B.2. Combinazione sismica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Analisi banche Pvl_sciolte_rev02

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Failure Direction: Right to Left

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.113
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.056

Material Properties

Material: Pvl sciolte
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 33.87 degrees
Water Surface: None

List of Coordinates

External Boundary

40.000	0.000
40.000	20.000
24.500	20.000
15.750	15.000
13.750	15.000
5.000	10.000
-20.000	10.000
-20.000	0.000

Search Grid

-15.527	21.862
13.992	21.862
13.992	50.167
-15.527	50.167

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.181660
Center: 2.922, 39.199
Radius: 29.302
Left Slip Surface Endpoint: 0.467, 10.000
Right Slip Surface Endpoint: 25.058, 20.000
Resisting Moment=12934.3 kN-m
Driving Moment=10945.9 kN-m

C. VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE TRINCEA IN PVI ALTERATA PENDENZA SCARPATA 2/3 (V/H) e 2/3.5 (V/H)

C.1. Combinazione statica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Analisi banche Pvl_2su3_2su3.5_statico

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Pvl sciolto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 33.87 degrees
Water Surface: None

List of Coordinates

External Boundary

90.000	-20.000
90.000	20.000
63.500	20.000
54.750	15.000
52.750	15.000
44.000	10.000
42.000	10.000
34.500	5.000
32.500	5.000
25.000	0.000
0.000	0.000
0.000	-20.000

Search Grid

-11.324	15.175
50.466	15.175
50.466	99.108
-11.324	99.108

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.432500

Center: 21.888, 39.306

Radius: 39.468

Left Slip Surface Endpoint: 18.311, 0.000

Right Slip Surface Endpoint: 52.984, 15.000

Resisting Moment=37321 kN-m

Driving Moment=26053.1 kN-m

C.2. Combinazione sismica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Analisi banche Pvl_2su3_2su3.5

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Failure Direction: Right to Left

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Radius increment: 10

Minimum Elevation: Not Defined

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.114

Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.057

Material Properties

Material: Pvl sciolto

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 33.87 degrees

Water Surface: None

List of Coordinates

External Boundary

90.000	-20.000
90.000	20.000
63.500	20.000
54.750	15.000
52.750	15.000
44.000	10.000
42.000	10.000
34.500	5.000
32.500	5.000
25.000	0.000
0.000	0.000
0.000	-20.000

Search Grid

-11.324	15.175
50.466	15.175
50.466	99.108
-11.324	99.108

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.127780

Center: 21.888, 39.306

Radius: 39.468

Left Slip Surface Endpoint: 18.311, 0.000

Right Slip Surface Endpoint: 52.984, 15.000

Resisting Moment=37568.3 kN-m

Driving Moment=33311.7 kN-m

D. INTERVENTO DI CHIODATURA SU STRATI ROCCIOSI ALTERATI SCARPATE DI PENDENZA 3/1 (V/H)

D.1. Combinazione statica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: parete_chiodata_3su1_rev01_statica

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Pvl fratturato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 33.87 degrees
Water Surface: None

Material: Pvl base

Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 23.4 kN/m³
Cohesion: 232 kPa
Friction Angle: 31.08 degrees
Water Surface: None

Support Properties

Support: chiodatura
chiodatura
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 1 m
Pile Shear Strength: 143 kN

List of Coordinates

Material Boundary – Pvl litoide

68.917	115.878
87.504	131.765
120.839	148.

External Boundary

120.839	145.994
120.839	148.205
120.839	152.395
117.100	152.559
112.197	149.615
108.821	147.691
104.029	145.093
103.959	144.686
103.807	144.501
103.659	144.553
102.572	144.410
102.282	144.410
102.186	144.382
100.421	144.092
100.239	144.874
99.174	144.051
83.873	135.109
82.831	135.410
81.384	135.282
79.753	130.389
76.753	130.388
75.420	126.388
74.086	122.388
71.086	122.387
69.399	117.325
69.357	117.198
68.917	115.878
68.420	114.387
68.000	114.156
67.920	113.902
65.920	114.152
64.170	114.100
60.420	113.989
56.670	113.877

55.420	113.862
48.839	110.382
44.676	108.181
42.089	108.101
38.339	107.986
36.589	107.932
35.089	107.932
28.926	104.410
28.645	104.410
27.861	104.410
27.702	104.451
26.240	104.339
25.933	104.343
25.923	104.389
25.760	104.422
24.333	104.520
22.223	104.672
20.351	106.334
18.890	107.352
17.985	108.062
15.867	105.539
13.010	101.951
12.061	100.686
12.034	100.682
11.613	100.608
11.412	100.560
11.164	100.509
10.901	100.458
10.690	100.426
10.539	100.410
10.525	100.410
10.194	100.410
9.899	100.410
9.597	100.410
9.030	100.410
8.734	100.409
8.098	100.409
7.369	100.397
6.888	100.392
6.386	100.400
4.868	99.691
4.344	99.410
4.085	99.500
3.880	99.556
3.073	99.832
2.133	98.244
1.634	97.410
1.409	97.261
0.132	96.410
-0.367	96.078
-1.358	95.410
-2.483	94.659
-2.857	94.410
-3.514	93.939
-4.273	93.410
-4.553	93.219
-5.125	92.827

-5.695	92.410
-6.750	91.615
-7.060	91.410
-7.503	91.098
-7.925	90.771
-8.400	90.410
-8.790	90.090
-9.672	89.410
-10.010	89.166
-10.879	88.410
-11.341	88.159
-12.776	87.410
-13.820	86.850
-14.671	86.410
-15.331	86.038
-16.476	85.410
-18.243	84.410
-19.053	83.969
-20.112	83.410
-21.737	82.509
-22.444	82.142
-23.948	81.410
-24.971	80.878
-25.227	80.752
-25.659	80.542
-26.289	80.231
-27.942	79.410
-29.161	78.794
-29.161	58.794
120.839	58.794
<u>Support</u>	
68.724	115.301
77.263	112.455
<u>Support</u>	
69.357	117.198
77.895	114.352
<u>Support</u>	
69.989	119.096
78.527	116.250
<u>Support</u>	
70.622	120.993
79.160	118.147
<u>Support</u>	
74.388	123.292
82.926	120.446
<u>Support</u>	
75.020	125.190
83.559	122.344
<u>Support</u>	
75.653	127.087

84.191 124.241

Support

76.285 128.984

84.823 126.139

Support

80.118 131.484

88.656 128.638

Support

80.751 133.381

89.289 130.535

Search Grid

-78.932 118.246

77.631 118.246

77.631 294.917

-78.932 294.917

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.398970

Center: -57.405, 292.709

Radius: 216.487

Left Slip Surface Endpoint: 69.364, 117.221

Right Slip Surface Endpoint: 100.340, 144.442

Resisting Moment=500609 kN-m

Driving Moment=357842 kN-m

D.2. Combinazione sismica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: parete_chiodata_3su1_rev01

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Failure Direction: Right to Left

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.113
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.056

Material Properties

Material: Pvl fratturato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 33.87 degrees
Water Surface: None

Material: Pvl base
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 23.4 kN/m³
Cohesion: 232 kPa
Friction Angle: 31.08 degrees
Water Surface: None

Support Properties

Support: chiodatura
chiodatura
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 1 m
Pile Shear Strength: 143 kN

List of Coordinates

Material Boundary – Pvl litoide
68.917 115.878
87.504 131.765
120.839 148.

External Boundary
120.839 145.994

120.839	148.205
120.839	152.395
117.100	152.559
112.197	149.615
108.821	147.691
104.029	145.093
103.959	144.686
103.807	144.501
103.659	144.553
102.572	144.410
102.282	144.410
102.186	144.382
100.421	144.092
100.239	144.874
99.174	144.051
83.873	135.109
82.831	135.410
81.384	135.282
79.753	130.389
76.753	130.388
75.420	126.388
74.086	122.388
71.086	122.387
69.399	117.325
69.357	117.198
68.917	115.878
68.420	114.387
68.000	114.156
67.920	113.902
65.920	114.152
64.170	114.100
60.420	113.989
56.670	113.877
55.420	113.862
48.839	110.382
44.676	108.181
42.089	108.101
38.339	107.986
36.589	107.932
35.089	107.932
28.926	104.410
28.645	104.410
27.861	104.410
27.702	104.451
26.240	104.339
25.933	104.343
25.923	104.389
25.760	104.422
24.333	104.520
22.223	104.672
20.351	106.334
18.890	107.352
17.985	108.062
15.867	105.539
13.010	101.951
12.061	100.686
12.034	100.682

11.613	100.608
11.412	100.560
11.164	100.509
10.901	100.458
10.690	100.426
10.539	100.410
10.525	100.410
10.194	100.410
9.899	100.410
9.597	100.410
9.030	100.410
8.734	100.409
8.098	100.409
7.369	100.397
6.888	100.392
6.386	100.400
4.868	99.691
4.344	99.410
4.085	99.500
3.880	99.556
3.073	99.832
2.133	98.244
1.634	97.410
1.409	97.261
0.132	96.410
-0.367	96.078
-1.358	95.410
-2.483	94.659
-2.857	94.410
-3.514	93.939
-4.273	93.410
-4.553	93.219
-5.125	92.827
-5.695	92.410
-6.750	91.615
-7.060	91.410
-7.503	91.098
-7.925	90.771
-8.400	90.410
-8.790	90.090
-9.672	89.410
-10.010	89.166
-10.879	88.410
-11.341	88.159
-12.776	87.410
-13.820	86.850
-14.671	86.410
-15.331	86.038
-16.476	85.410
-18.243	84.410
-19.053	83.969
-20.112	83.410
-21.737	82.509
-22.444	82.142
-23.948	81.410
-24.971	80.878
-25.227	80.752

-25.659	80.542
-26.289	80.231
-27.942	79.410
-29.161	78.794
-29.161	58.794
120.839	58.794
<u>Support</u>	
68.724	115.301
77.263	112.455
<u>Support</u>	
69.357	117.198
77.895	114.352
<u>Support</u>	
69.989	119.096
78.527	116.250
<u>Support</u>	
70.622	120.993
79.160	118.147
<u>Support</u>	
74.388	123.292
82.926	120.446
<u>Support</u>	
75.020	125.190
83.559	122.344
<u>Support</u>	
75.653	127.087
84.191	124.241
<u>Support</u>	
76.285	128.984
84.823	126.139
<u>Support</u>	
80.118	131.484
88.656	128.638
<u>Support</u>	
80.751	133.381
89.289	130.535
<u>Search Grid</u>	
-78.932	118.246
77.631	118.246
77.631	294.917
-78.932	294.917

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.193100
Center: -57.405, 292.709
Radius: 216.487
Left Slip Surface Endpoint: 69.364, 117.221
Right Slip Surface Endpoint: 100.340, 144.442
Resisting Moment=506148 kN-m
Driving Moment=424229 kN-m

E. INTERVENTO DI CHIODATURA SU STRATI ROCCIOSI ALTERATI SCARPATE DI PENDENZA 1/1 (V/H)

E.1. Combinazione statica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: parete_chiodata_1su1_statica

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Pvl fratturato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 33.87 degrees
Water Surface: None

Material: Pvl base

Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 23.4 kN/m³
Cohesion: 232 kPa
Friction Angle: 31.08 degrees
Water Surface: None

Support Properties

Support: Support 1

Support 1

Support Type: Micro-Pile

Force Application: Passive

Out-of-Plane Spacing: 1 m

Pile Shear Strength: 143 kN

List of Coordinates

Material Boundary – Pvl litoide

17.344	-1.424
20.262	-0.859
28.654	2.658
57.231	16.000

External Boundary

11.407	-8.736
0.000	-8.736
0.000	-20.000
90.000	-20.000
90.000	16.000
57.231	16.000
45.777	16.000
35.000	10.000
33.000	10.000
28.000	5.000
26.000	5.000
21.000	0.000
18.000	0.000
17.344	-1.424
13.974	-8.736

Support

22.099	1.099
28.463	-5.265

Support

24.220	3.220
30.584	-3.144

Support

29.387	6.387
35.751	0.023

Support

31.508	8.508
37.872	2.144

Search Grid

-21.639	20.710
37.580	20.710
37.580	85.325
-21.639	85.325

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.789180

Center: -1.653, 68.363

Radius: 72.297

Left Slip Surface Endpoint: 17.360, -1.390

Right Slip Surface Endpoint: 48.197, 16.000

Resisting Moment=117058 kN-m

Driving Moment=65425.8 kN-m

E.2. Combinazione sismica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: parete_chiodata_1su1

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Failure Direction: Right to Left

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Radius increment: 10

Minimum Elevation: Not Defined

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.113
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.056

Material Properties

Material: Pvl fratturato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 33.87 degrees
Water Surface: None

Material: Pvl base
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 23.4 kN/m³
Cohesion: 232 kPa
Friction Angle: 31.08 degrees
Water Surface: None

Support Properties

Support: chiodatura
chiodatura
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 1 m
Pile Shear Strength: 143 kN

List of Coordinates

Material Boundary – Pvl litoide

17.344	-1.424
20.262	-0.859
28.654	2.658
57.231	16.000

External Boundary

11.407	-8.736
0.000	-8.736
0.000	-20.000
90.000	-20.000
90.000	16.000
57.231	16.000
45.777	16.000
35.000	10.000
33.000	10.000
28.000	5.000
26.000	5.000
21.000	0.000
18.000	0.000
17.344	-1.424
13.974	-8.736

Support

22.099	1.099
28.463	-5.265

Support

24.220	3.220
30.584	-3.144

Support

29.387	6.387
35.751	0.023

Support

31.508	8.508
37.872	2.144

Search Grid

-21.639	20.710
37.580	20.710
37.580	85.325
-21.639	85.325

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.447470

Center: -1.653, 68.363

Radius: 72.297

Left Slip Surface Endpoint: 17.360, -1.390

Right Slip Surface Endpoint: 48.197, 16.000

Resisting Moment=118541 kN-m

Driving Moment=81895.2 kN-m

F. VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE RILEVATO DI INTERVIA

F.1 Combinazione statica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: L6-195_pk_4+100_stabilizzato_cemento_statica

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Pvl litoide_vulcaniti
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 23.4 kN/m³
Cohesion: 232 kPa
Friction Angle: 31.08 degrees
Water Surface: None

Material: Pvl sciolte_vulcaniti
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 33.87 degrees

Water Surface: None

Material: Rilevato

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 32 degrees

Water Surface: None

Material: Rilevato esistente

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 28.35 degrees

Water Surface: None

Material: Rilevato stabilizzato

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 24 kPa

Friction Angle: 32 degrees

Water Surface: None

List of Coordinates

Material Boundary – Rilevato esistente

40.461	50.730
59.618	52.268
64.315	59.798
66.699	59.798

Material Boundary - Rilevato

66.477	62.909
73.994	68.834

Material Boundary – Rilevato stabilizzato

73.994	68.834
75.994	68.834
78.994	70.834
81.994	72.834

Material Boundary – Pvl litoide

66.699	59.798
67.773	62.763
94.427	73.116
95.860	73.116
98.878	74.237
101.213	74.436
104.257	76.324
105.369	76.725
107.356	78.336
108.800	78.611
109.637	78.701
111.128	78.663
112.960	78.594

External Boundary

112.960	31.402
112.960	78.594
112.960	83.284
112.022	83.322
105.972	79.289
103.972	79.289
96.472	74.290
93.472	74.290
93.052	74.290
92.972	74.040
90.972	74.290
89.222	74.218
85.860	74.078
85.472	74.062
81.722	73.906
81.222	73.885
79.727	73.885
73.994	69.962
73.574	69.962
73.494	69.712
71.494	69.962
70.994	69.942
67.244	69.786
63.494	69.630
61.744	69.557
60.885	69.557
60.244	69.557
58.631	65.118
57.802	62.838
57.420	61.788
57.250	61.318
56.015	61.734
55.158	61.730
54.808	61.676
54.468	61.625
54.177	61.580
53.919	61.543
53.694	61.510
53.509	61.483
53.354	61.460
53.238	61.440
53.146	61.423
53.093	61.424
52.950	61.361
52.932	61.345
52.881	61.329
52.795	61.302
52.744	61.283
52.649	61.247
52.636	61.244
52.412	61.160
51.559	60.836
51.313	60.730
49.330	59.789
49.206	59.730
48.981	59.635
48.920	59.610

46.815	58.730
46.443	58.251
46.081	57.730
45.599	57.123
45.264	56.730
44.887	56.239
44.513	55.730
44.231	55.361
43.729	54.730
43.127	53.981
42.923	53.730
42.868	53.667
42.126	52.730
41.489	51.970
41.237	51.730
40.944	51.248
40.461	50.730
38.576	49.771
38.494	49.730
38.446	49.706
36.533	48.730
35.833	48.383
34.559	47.730
33.246	47.069
32.589	46.730
31.764	46.329
30.308	45.730
28.949	45.055
28.166	44.730
28.166	31.402

Search Grid

56.037	68.471
86.144	68.471
86.144	96.922
56.037	96.922

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 2.135710

Center: 74.854, 77.362

Radius: 8.688

Left Slip Surface Endpoint: 70.377, 69.916

Right Slip Surface Endpoint: 82.845, 73.953

Resisting Moment=3044.63 kN-m

Driving Moment=1425.58 kN-m

F.2. Combinazione sismica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: L6-195_pk_4+100_stabilizzato_cemento_sismica

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.113
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.056

Material Properties

Material: Pvl litoide_vulcaniti
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 23.4 kN/m³
Cohesion: 232 kPa
Friction Angle: 31.08 degrees
Water Surface: None

Material: Pvl sciolte_vulcaniti
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 33.87 degrees
Water Surface: None

Material: Rilevato
Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 32 degrees
Water Surface: None

Material: Rilevato esistente
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 28.35 degrees
Water Surface: None

Material: Rilevato stabilizzato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 24 kPa
Friction Angle: 32 degrees
Water Surface: None

List of Coordinates

Material Boundary – Rilevato esistente

40.461	50.730
59.618	52.268
64.315	59.798
66.699	59.798

Material Boundary - Rilevato

66.477	62.909
73.994	68.834

Material Boundary – Rilevato stabilizzato

73.994	68.834
75.994	68.834
78.994	70.834
81.994	72.834

Material Boundary – Pvl litoide

66.699	59.798
67.773	62.763
94.427	73.116
95.860	73.116
98.878	74.237
101.213	74.436
104.257	76.324
105.369	76.725
107.356	78.336
108.800	78.611
109.637	78.701
111.128	78.663
112.960	78.594

External Boundary

112.960	31.402
112.960	78.594
112.960	83.284
112.022	83.322

105.972	79.289
103.972	79.289
96.472	74.290
93.472	74.290
93.052	74.290
92.972	74.040
90.972	74.290
89.222	74.218
85.860	74.078
85.472	74.062
81.722	73.906
81.222	73.885
79.727	73.885
73.994	69.962
73.574	69.962
73.494	69.712
71.494	69.962
70.994	69.942
67.244	69.786
63.494	69.630
61.744	69.557
60.885	69.557
60.244	69.557
58.631	65.118
57.802	62.838
57.420	61.788
57.250	61.318
56.015	61.734
55.158	61.730
54.808	61.676
54.468	61.625
54.177	61.580
53.919	61.543
53.694	61.510
53.509	61.483
53.354	61.460
53.238	61.440
53.146	61.423
53.093	61.424
52.950	61.361
52.932	61.345
52.881	61.329
52.795	61.302
52.744	61.283
52.649	61.247
52.636	61.244
52.412	61.160
51.559	60.836
51.313	60.730
49.330	59.789
49.206	59.730
48.981	59.635
48.920	59.610
46.815	58.730
46.443	58.251
46.081	57.730
45.599	57.123

45.264	56.730
44.887	56.239
44.513	55.730
44.231	55.361
43.729	54.730
43.127	53.981
42.923	53.730
42.868	53.667
42.126	52.730
41.489	51.970
41.237	51.730
40.944	51.248
40.461	50.730
38.576	49.771
38.494	49.730
38.446	49.706
36.533	48.730
35.833	48.383
34.559	47.730
33.246	47.069
32.589	46.730
31.764	46.329
30.308	45.730
28.949	45.055
28.166	44.730
28.166	31.402

Search Grid

56.037	68.471
86.144	68.471
86.144	96.922
56.037	96.922

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.667630

Center: 74.854, 78.073

Radius: 9.317

Left Slip Surface Endpoint: 70.354, 69.915

Right Slip Surface Endpoint: 83.218, 73.968

Resisting Moment=3367.16 kN-m

Driving Moment=2019.13 kN-m

G. VERIFICA DI STABILITA' RILEVATO VERSANTE pk 4+043 e pk 4+195

G.1 Combinazione statica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: L6-68_pk_4+070.00_new_statica

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Failure Direction: Right to Left

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Radius increment: 10

Minimum Elevation: Not Defined

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Rilevato new

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 32 degrees

Water Surface: None

Material: Rilevato old

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 28.35 degrees
Water Surface: None

Material: Pvl sciolte
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 33.87 degrees
Water Surface: None

Material: Pvl litoide
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 23.4 kN/m³
Cohesion: 232 kPa
Friction Angle: 31.08 degrees
Water Surface: None

Support Properties

Support: Paratia micropali
Paratia micropali
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.6 m
Pile Shear Strength: 618 kN

List of Coordinates

Material Boundary Pvl sciolte

149.720	106.196
167.533	108.970
175.339	112.606
176.075	112.949
178.704	112.949
179.598	112.949
180.371	115.083
180.633	115.807
179.598	115.807
184.501	119.179
184.843	119.564
185.138	119.649
185.145	119.670
185.155	119.703
185.176	119.755
185.215	119.862
185.328	120.164
185.335	120.179
185.380	120.263
185.998	121.351
186.774	122.139
186.805	122.164
186.990	122.348
187.375	122.732
187.517	122.875
187.587	122.945

187.823	123.164
188.393	123.771
188.871	124.164
189.100	124.347

External Boundary

176.327	122.598
174.577	122.526
173.077	122.526
172.569	121.127
170.898	116.521
170.704	115.989
170.638	115.807
170.363	115.047
170.180	114.544
169.924	114.531
169.563	114.512
169.146	114.491
168.652	114.466
163.327	114.237
163.300	114.234
163.241	114.229
163.061	114.215
163.006	114.123
162.762	114.011
162.430	114.012
161.699	113.778
158.893	113.164
157.744	112.519
157.174	112.164
156.017	111.517
155.399	111.164
154.875	110.721
154.708	110.576
154.400	110.303
154.246	110.164
154.173	110.102
153.990	109.939
153.142	109.164
151.996	108.199
151.957	108.164
151.920	108.132
151.814	108.030
151.719	107.950
150.861	107.164
149.720	106.196
149.685	106.164
149.473	106.056
149.258	105.945
149.082	105.857
147.493	105.164
146.180	104.603
146.066	104.562
145.931	104.509
145.698	104.414
145.538	104.348

145.347	104.268
145.122	104.168
145.113	104.164
143.545	103.684
142.988	103.515
142.422	103.348
142.315	103.317
142.251	103.300
142.201	103.287
142.160	103.277
142.030	103.245
142.028	103.245
142.021	103.243
142.010	103.241
142.004	103.240
141.950	103.228
141.928	103.223
141.753	103.164
139.208	102.269
138.985	102.164
137.029	101.450
136.242	101.164
136.112	101.116
135.890	101.027
134.130	100.351
133.750	100.164
132.450	99.645
131.204	99.164
130.125	98.658
128.892	98.164
127.172	97.790
125.573	97.417
125.235	97.358
124.330	97.164
121.174	96.229
120.991	96.164
119.608	95.934
118.553	95.761
114.679	95.164
113.298	94.900
110.810	94.164
108.539	93.291
108.281	93.164
107.752	92.930
107.245	92.742
105.625	92.164
103.375	91.231
103.215	91.164
103.175	91.145
103.168	91.142
103.157	91.137
103.142	91.131
103.077	91.107
103.073	91.105
103.069	91.104
103.050	91.097
102.112	90.723

100.754	90.185
100.730	90.175
100.708	90.164
100.600	90.116
98.459	89.164
97.847	88.896
96.277	88.164
94.472	87.460
93.718	87.164
92.617	86.716
92.372	86.619
91.234	86.164
91.229	86.164
89.407	85.359
89.390	85.350
89.308	85.317
88.869	85.164
86.904	84.315
86.688	84.229
86.499	84.164
86.498	84.164
86.423	84.143
85.949	84.013
85.613	83.927
85.329	83.855
85.072	83.793
84.978	83.771
84.823	83.738
84.680	83.712
84.617	83.702
84.550	83.693
84.491	83.684
84.257	83.655
84.123	83.638
84.002	83.623
83.888	83.609
83.781	83.596
83.677	83.586
83.574	83.577
81.373	83.289
81.337	83.287
81.301	83.285
81.214	83.281
81.142	83.279
81.071	83.277
81.001	83.278
78.452	83.343
78.344	83.346
78.027	83.355
77.830	83.362
75.553	83.453
75.273	83.463
74.973	83.479
74.641	83.496
72.759	83.577
70.568	83.711
69.212	83.778

68.822	83.773
68.414	83.766
66.353	83.666
65.859	83.662
65.354	83.659
64.860	83.668
64.380	83.674
63.917	83.682
63.469	83.690
63.028	83.696
62.607	83.704
62.188	83.709
53.588	83.820
53.205	83.827
52.835	83.833
52.487	83.837
52.142	83.843
51.809	83.849
51.491	83.853
51.176	83.858
50.874	83.860
50.137	83.859
49.835	83.863
49.111	83.861
48.189	83.930
47.952	83.946
47.764	83.976
47.619	83.998
47.507	84.016
47.415	84.030
47.340	84.042
46.549	84.164
41.033	85.028
40.504	85.110
40.148	85.164
39.577	85.253
38.556	85.414
37.835	85.525
37.367	85.583
36.794	85.660
36.220	85.717
35.776	85.768
34.793	85.895
34.513	85.932
33.827	86.063
33.827	66.063
244.951	66.063
244.951	135.555
244.951	137.756
244.951	139.241
244.643	138.969
244.121	138.734
242.865	138.164
235.535	137.315
235.427	137.303
234.323	137.164
232.981	137.085

231.651	136.981
226.132	136.611
222.449	136.285
222.029	136.122
218.968	133.985
217.638	134.160
217.462	134.164
217.022	134.164
216.580	134.164
216.302	134.164
215.854	134.164
214.721	133.453
214.283	133.164
213.574	132.703
212.855	132.164
209.615	131.167
209.607	131.164
209.593	131.160
208.793	130.919
206.253	127.108
205.833	126.877
205.799	126.769
205.753	126.624
205.495	126.656
203.753	126.874
202.003	126.801
198.253	126.645
194.503	126.490
194.003	126.469
193.253	126.469
192.507	126.469
189.100	124.347
186.827	122.931
186.407	122.931
186.327	122.681
184.327	122.931
183.827	122.910
180.077	122.754

Support

161.699	113.778
161.669	103.778

Search Grid

38.287	107.435
159.761	107.435
159.761	254.555
38.287	254.555

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 2.109170

Center: 105.098, 252.716

Radius: 156.668

Left Slip Surface Endpoint: 125.108, 97.331

Right Slip Surface Endpoint: 198.101, 126.639

Resisting Moment=824380 kN-m
Driving Moment=390855 kN-m

G.2. Combinazione sismica

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: L6-68_pk_4+070.00_new

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.113
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.056

Material Properties

Material: Rilevato new
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 32 degrees

Water Surface: None

Material: Rilevato old

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 28.35 degrees

Water Surface: None

Material: Pvl sciolte

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 33.87 degrees

Water Surface: None

Material: Pvl litoide

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 23.4 kN/m³

Cohesion: 232 kPa

Friction Angle: 31.08 degrees

Water Surface: None

Support Properties

Support: Paratia micropali

Paratia micropali

Support Type: Micro-Pile

Force Application: Passive

Out-of-Plane Spacing: 0.6 m

Pile Shear Strength: 618 kN

List of Coordinates

Material Boundary Pvl sciolte

149.720	106.196
167.533	108.970
175.339	112.606
176.075	112.949
178.704	112.949
179.598	112.949
180.371	115.083
180.633	115.807
179.598	115.807
184.501	119.179
184.843	119.564
185.138	119.649
185.145	119.670
185.155	119.703
185.176	119.755
185.215	119.862
185.328	120.164
185.335	120.179
185.380	120.263
185.998	121.351
186.774	122.139
186.805	122.164

186.990	122.348
187.375	122.732
187.517	122.875
187.587	122.945
187.823	123.164
188.393	123.771
188.871	124.164
189.100	124.347

External Boundary

176.327	122.598
174.577	122.526
173.077	122.526
172.569	121.127
170.898	116.521
170.704	115.989
170.638	115.807
170.363	115.047
170.180	114.544
169.924	114.531
169.563	114.512
169.146	114.491
168.652	114.466
163.327	114.237
163.300	114.234
163.241	114.229
163.061	114.215
163.006	114.123
162.762	114.011
162.430	114.012
161.699	113.778
158.893	113.164
157.744	112.519
157.174	112.164
156.017	111.517
155.399	111.164
154.875	110.721
154.708	110.576
154.400	110.303
154.246	110.164
154.173	110.102
153.990	109.939
153.142	109.164
151.996	108.199
151.957	108.164
151.920	108.132
151.814	108.030
151.719	107.950
150.861	107.164
149.720	106.196
149.685	106.164
149.473	106.056
149.258	105.945
149.082	105.857
147.493	105.164
146.180	104.603

146.066	104.562
145.931	104.509
145.698	104.414
145.538	104.348
145.347	104.268
145.122	104.168
145.113	104.164
143.545	103.684
142.988	103.515
142.422	103.348
142.315	103.317
142.251	103.300
142.201	103.287
142.160	103.277
142.030	103.245
142.028	103.245
142.021	103.243
142.010	103.241
142.004	103.240
141.950	103.228
141.928	103.223
141.753	103.164
139.208	102.269
138.985	102.164
137.029	101.450
136.242	101.164
136.112	101.116
135.890	101.027
134.130	100.351
133.750	100.164
132.450	99.645
131.204	99.164
130.125	98.658
128.892	98.164
127.172	97.790
125.573	97.417
125.235	97.358
124.330	97.164
121.174	96.229
120.991	96.164
119.608	95.934
118.553	95.761
114.679	95.164
113.298	94.900
110.810	94.164
108.539	93.291
108.281	93.164
107.752	92.930
107.245	92.742
105.625	92.164
103.375	91.231
103.215	91.164
103.175	91.145
103.168	91.142
103.157	91.137
103.142	91.131
103.077	91.107

103.073	91.105
103.069	91.104
103.050	91.097
102.112	90.723
100.754	90.185
100.730	90.175
100.708	90.164
100.600	90.116
98.459	89.164
97.847	88.896
96.277	88.164
94.472	87.460
93.718	87.164
92.617	86.716
92.372	86.619
91.234	86.164
91.229	86.164
89.407	85.359
89.390	85.350
89.308	85.317
88.869	85.164
86.904	84.315
86.688	84.229
86.499	84.164
86.498	84.164
86.423	84.143
85.949	84.013
85.613	83.927
85.329	83.855
85.072	83.793
84.978	83.771
84.823	83.738
84.680	83.712
84.617	83.702
84.550	83.693
84.491	83.684
84.257	83.655
84.123	83.638
84.002	83.623
83.888	83.609
83.781	83.596
83.677	83.586
83.574	83.577
81.373	83.289
81.337	83.287
81.301	83.285
81.214	83.281
81.142	83.279
81.071	83.277
81.001	83.278
78.452	83.343
78.344	83.346
78.027	83.355
77.830	83.362
75.553	83.453
75.273	83.463
74.973	83.479

74.641	83.496
72.759	83.577
70.568	83.711
69.212	83.778
68.822	83.773
68.414	83.766
66.353	83.666
65.859	83.662
65.354	83.659
64.860	83.668
64.380	83.674
63.917	83.682
63.469	83.690
63.028	83.696
62.607	83.704
62.188	83.709
53.588	83.820
53.205	83.827
52.835	83.833
52.487	83.837
52.142	83.843
51.809	83.849
51.491	83.853
51.176	83.858
50.874	83.860
50.137	83.859
49.835	83.863
49.111	83.861
48.189	83.930
47.952	83.946
47.764	83.976
47.619	83.998
47.507	84.016
47.415	84.030
47.340	84.042
46.549	84.164
41.033	85.028
40.504	85.110
40.148	85.164
39.577	85.253
38.556	85.414
37.835	85.525
37.367	85.583
36.794	85.660
36.220	85.717
35.776	85.768
34.793	85.895
34.513	85.932
33.827	86.063
33.827	66.063
244.951	66.063
244.951	135.555
244.951	137.756
244.951	139.241
244.643	138.969
244.121	138.734
242.865	138.164

235.535	137.315
235.427	137.303
234.323	137.164
232.981	137.085
231.651	136.981
226.132	136.611
222.449	136.285
222.029	136.122
218.968	133.985
217.638	134.160
217.462	134.164
217.022	134.164
216.580	134.164
216.302	134.164
215.854	134.164
214.721	133.453
214.283	133.164
213.574	132.703
212.855	132.164
209.615	131.167
209.607	131.164
209.593	131.160
208.793	130.919
206.253	127.108
205.833	126.877
205.799	126.769
205.753	126.624
205.495	126.656
203.753	126.874
202.003	126.801
198.253	126.645
194.503	126.490
194.003	126.469
193.253	126.469
192.507	126.469
189.100	124.347
186.827	122.931
186.407	122.931
186.327	122.681
184.327	122.931
183.827	122.910
180.077	122.754

Support

161.699	113.778
161.669	103.778

Search Grid

38.287	107.435
159.761	107.435
159.761	254.555
38.287	254.555

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.640270
Center: 105.098, 252.716
Radius: 156.668
Left Slip Surface Endpoint: 125.108, 97.331
Right Slip Surface Endpoint: 198.101, 126.639
Resisting Moment=840248 kN-m
Driving Moment=512262 kN-m

ALLEGATO 2

Opera di sostegno in terra rinforzata 4+029÷4+191

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : LIT	Descrizione : litoide
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 290.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 37.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 23.40
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 23.40
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30

Terreno : PVL	Descrizione : vulcaniti
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 0.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 40.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 19.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 19.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30

Terreno : RILNEW Descrizione : rilevato nuovo

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace

Coesione.....[kN/m²].....: 0.00

Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio

Angolo d'attrito.....[°].....: 38.00

Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00

Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole

Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 19.00

Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 19.00

Modulo elastico.....[kN/m²].....: 0.00

Coefficiente di Poisson.....: 0.30

Terreno : RILOLD Descrizione :

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace

Coesione.....[kN/m²].....: 0.00

Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio

Angolo d'attrito.....[°].....: 34.00

Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00

Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole

Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 19.00

Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 19.00

Modulo elastico.....[kN/m²].....: 0.00

Coefficiente di Poisson.....: 0.30

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: LIT Descrizione: strato litoide

Terreno : LIT

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	-12.27	2.81	-11.85	5.39	-11.21	7.46	-10.90
10.30	-9.86	12.42	-8.92	14.61	-7.77	16.27	-7.44

17.57	-7.39	18.97	-7.31	20.03	-7.20	22.37	-7.11
23.86	-7.07	24.70	-7.16	26.14	-7.43	28.13	-9.04
29.24	-9.45	32.29	-11.33	34.62	-11.53	37.64	-12.65
39.07	-12.65	42.00	-14.19	66.27	-24.18	66.51	-24.91
68.92	-24.91	69.53	-25.21	79.00	-25.21	81.09	-27.31

Strato: PVL

Descrizione: terreno di base

Terreno : PVL

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	0.00	0.13	-0.04	0.20	-0.04	0.40	-0.04
0.84	-0.04	1.42	-0.04	1.94	-0.04	3.71	-0.04
4.45	-0.04	7.00	-0.47	7.47	-0.54	8.14	-0.66
9.40	-0.89	10.31	-1.04	11.09	-1.29	12.82	-1.77
12.88	-1.77	13.30	-1.83	14.59	-1.58	16.58	-1.89
16.79	-1.92	17.73	-1.82	18.35	-2.13	18.36	-2.13
18.95	-2.10	19.27	-2.09	19.39	-2.09	19.67	-2.20
19.71	-2.21	20.10	-2.37	20.54	-2.49	21.48	-2.45
27.53	-6.48	29.53	-6.48	37.03	-11.48	40.03	-11.48
40.45	-11.48	40.53	-11.73	42.53	-11.48	44.28	-11.55
47.68	-11.69	47.68	-12.40	48.68	-12.40	48.68	-13.07
51.68	-13.07	51.68	-13.74	52.68	-13.74	52.68	-14.41
53.68	-14.41	53.68	-15.08	54.68	-15.08	54.68	-15.75
55.68	-15.75	55.68	-16.42	56.68	-16.42	56.68	-17.09
59.68	-17.09	59.68	-17.76	60.68	-17.76	60.68	-18.43
61.68	-18.43	61.68	-19.10	62.68	-19.10	62.68	-19.77
63.68	-19.77	63.68	-20.44	64.68	-20.44	64.68	-21.11
65.05	-22.04	65.55	-22.04	66.27	-24.18		

Strato: RILNEW

Descrizione: rilevato nuovo

Terreno : RILNEW

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
47.68	-11.69	50.97	-11.83	52.28	-11.88	53.77	-11.88
59.51	-15.81	59.93	-15.81	60.01	-16.06	62.01	-15.81

62.51	-15.83	66.26	-15.98	70.01	-16.14	71.76	-16.21
73.26	-16.21	76.08	-23.98				

Strato: RILOLD

Descrizione:

Terreno : RILOLD

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
69.70	-23.99	70.72	-23.78	76.08	-23.98	78.34	-24.04
78.69	-24.09	79.03	-24.14	79.32	-24.19	79.58	-24.23
79.81	-24.26	79.99	-24.29	80.15	-24.31	80.26	-24.33
80.35	-24.35	80.41	-24.35	80.55	-24.41	80.57	-24.42
80.62	-24.44	80.71	-24.47	80.76	-24.49	80.85	-24.52
80.86	-24.53	81.09	-24.61	81.09	-24.61		

BLOCCHI RINFORZATI

Blocco : BL01

Dati principali.....[m].....: Larghezza.....= 7.00 Altezza.....= 4.56

Coordinate Origine.....[m].....: Ascissa.....= 76.53 Ordinata.....= -25.21

Inclinazione paramento.....[°].....: 20.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Ghiaia

Rilevato strutturale.....: RILNEW

Terreno di riempimento a tergo.....: RILNEW

Terreno di copertura.....: RILNEW

Terreno di fondazione.....: LIT

Rinforzi :

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76

Lunghezza.....[m].....= 3.00

Interasse.....[m].....= 0.76

Risolto.....[m].....= 0.65

Linear Composites - ParaGrid - 80

Lunghezza.....[m].....= 7.00
Interasse verticale.....[m].....= 0.76
Offset.....[m].....= 0.00

Blocco : BL02

Dati principali.....[m].....: Larghezza.....= 6.00 Altezza.....= 3.04
Arretramento.....[m].....= 0.00 da BL01
Inclinazione paramento.....[°].....: 20.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Ghiaia
Rilevato strutturale.....: RILNEW
Terreno di riempimento a tergo.....: RILNEW
Terreno di copertura.....: RILNEW
Terreno di fondazione.....: RILNEW

Rinforzi :

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76

Lunghezza.....[m].....= 3.00
Interasse.....[m].....= 0.76
Risolto.....[m].....= 0.65

Linear Composites - ParaGrid - 50

Lunghezza.....[m].....= 6.00
Interasse verticale.....[m].....= 0.76
Offset.....[m].....= 0.00

CARICHI

Sisma :

Classe : Sisma

Accelerazione [m/s²]...: Orizzontale...= 1.11 Verticale.....= 0.55

PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI

Linear Composites - ParaGrid - 50

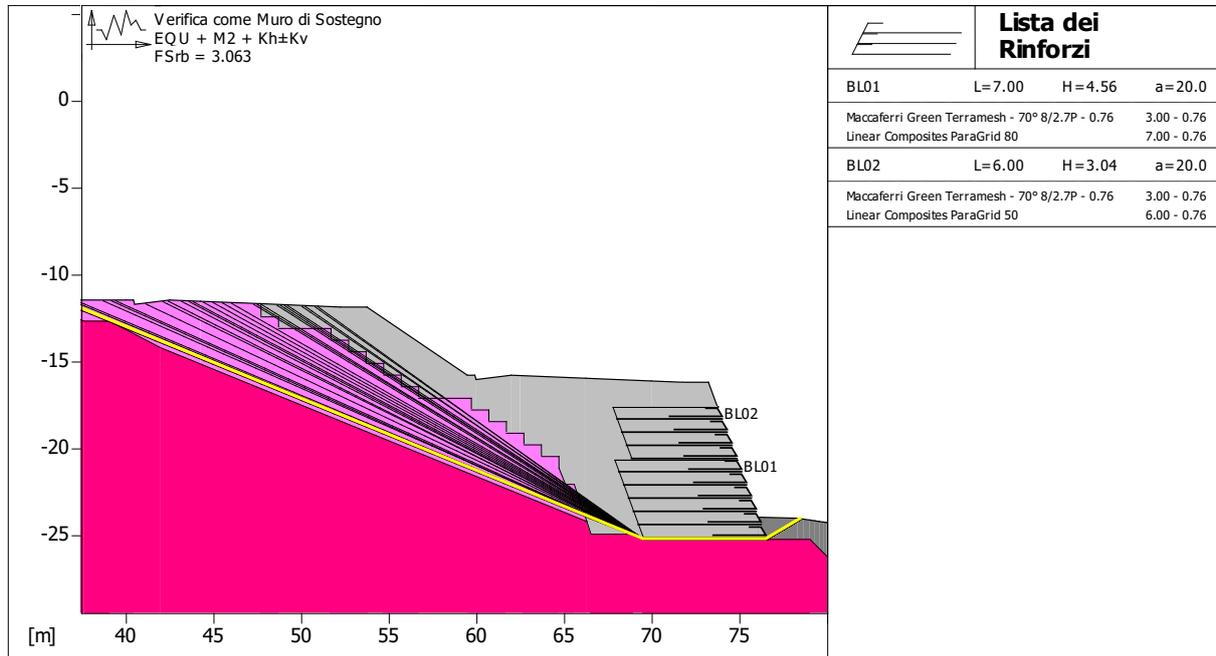
Carico di rottura Nominale.....[kN/m].....:	50.00
Rapporto di Scorrimento plastico.....:	0.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....[m³/kN].....:	1.10e-04
Rigidezza estensionale.....[kN/m].....:	415.00
Lunghezza minima di ancoraggio.....[m].....:	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia).....:	1.72
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....:	1.55
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....:	1.55
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....:	1.55
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo.....:	0.16
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia.....:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia.....:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo.....:	0.70
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla.....:	0.40

Linear Composites - ParaGrid - 80

Carico di rottura Nominale.....[kN/m].....:	80.00
Rapporto di Scorrimento plastico.....:	0.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....[m³/kN].....:	1.10e-04
Rigidezza estensionale.....[kN/m].....:	665.00
Lunghezza minima di ancoraggio.....[m].....:	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia).....:	1.67
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....:	1.54
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....:	1.54
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....:	1.54
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00

Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo	:	0.16
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia	:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia	:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo	:	0.70
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla	:	0.40
Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76		
Carico di rottura Nominale.....[kN/m].....	:	50.11
Rapporto di Scorrimento plastico.....	:	2.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....[m³/kN].....	:	1.10e-04
Rigidezza estensionale.....[kN/m].....	:	500.00
Lunghezza minima di ancoraggio.....[m].....	:	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia).....	:	1.44
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....	:	1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....	:	1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out	:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....	:	1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	:	1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo	:	0.30
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia	:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia	:	0.65
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo	:	0.50
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla	:	0.30

VERIFICHE



Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : EQU + M2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : BL01

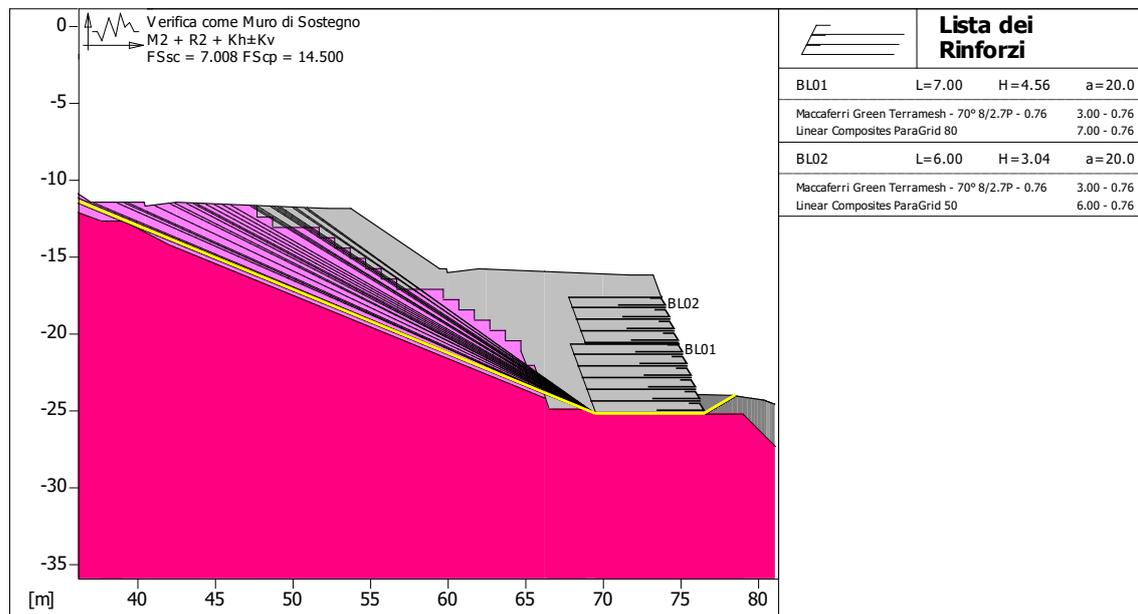
Momento Stabilizzante.....[kN*m/m].....: 5611.90

Momento Instabilizzante.....[kN*m/m].....: 1832.00

Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....: 3.063

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.00	Coeff. parziale R - Ribaltamento



Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : BL01

Forza Stabilizzante.....[kN/m].....: 2276.10

Forza Instabilizzante.....[kN/m].....: 324.79

Classe scorrimento.....: Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento.....: 7.008

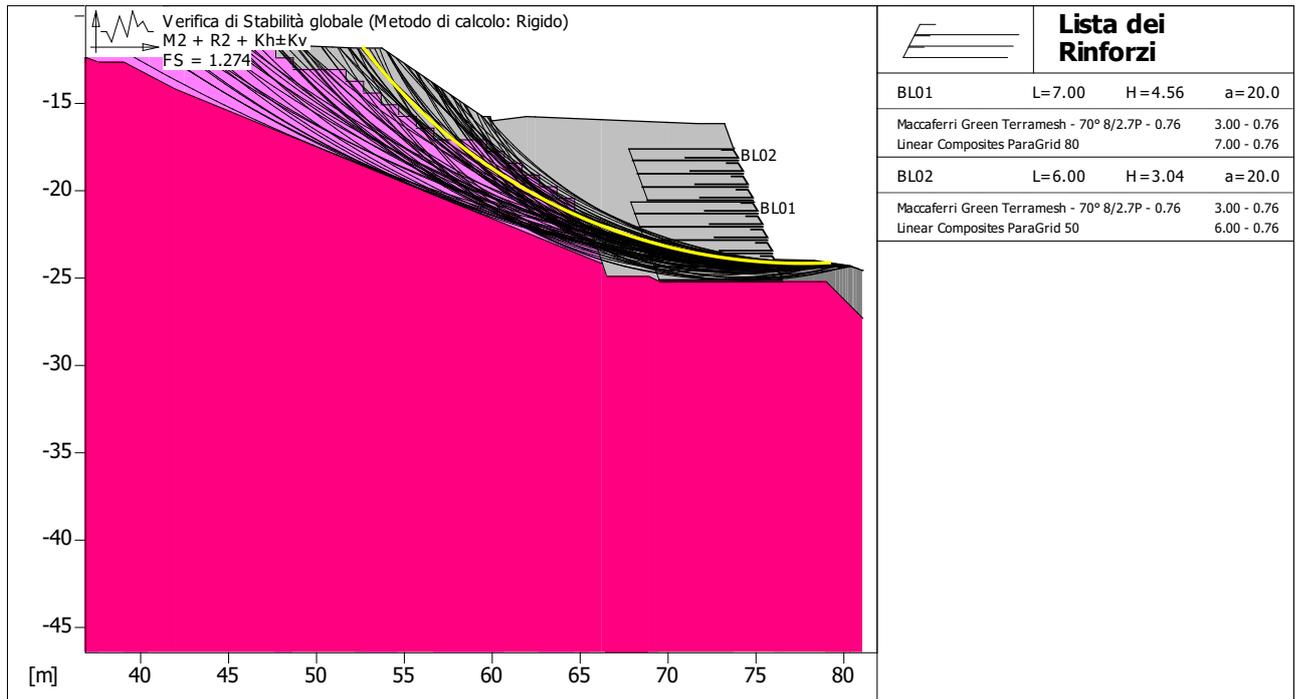
Pressione Limite.....[kN/m²].....: 2343.60

Pressione massima agente.....[kN/m²].....: 161.62

Classe pressione.....: Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante.....: 14.500

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.00	Coeff. parziale R - Scorrimento
1.00	Coeff. parziale R - Capacità portante



Verifica di stabilità globale :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato: 1.274

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
35.00	60.00	77.00	80.50
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza		100	
Numero totale superfici di prova		1000	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....		0.50	
Angolo limite orario.....[°].....		0.00	
Angolo limite antiorario.....[°].....		0.00	

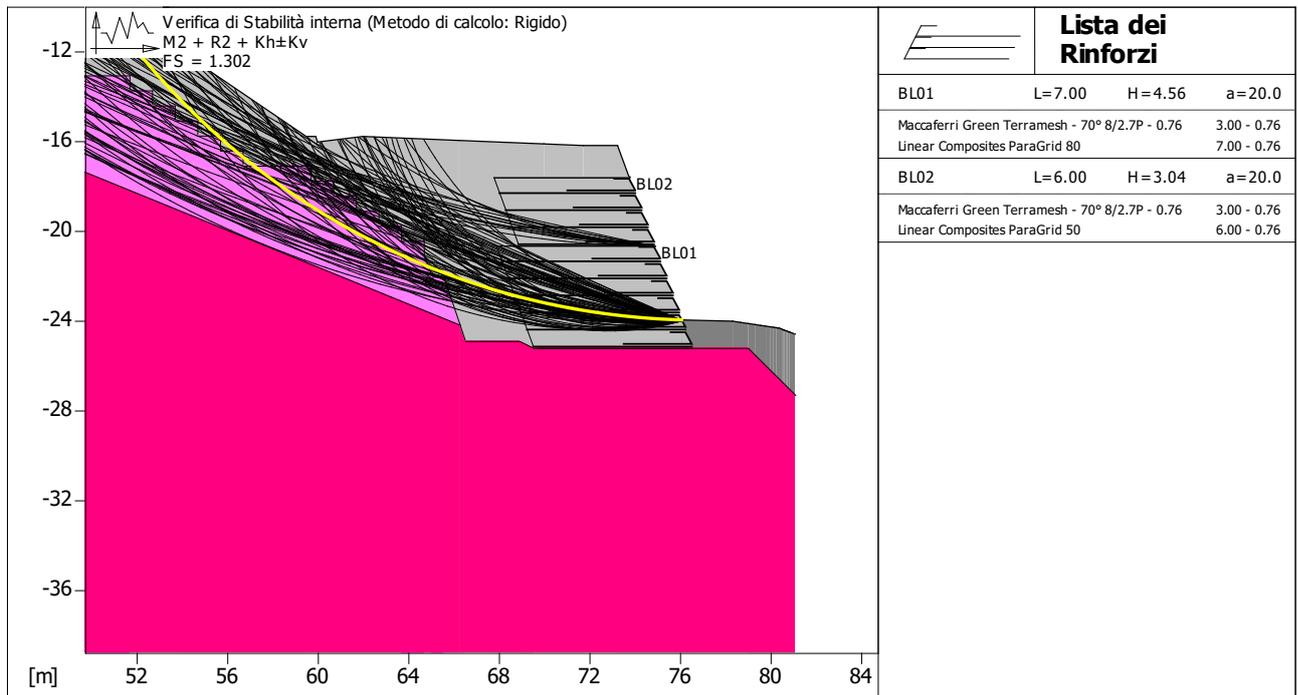
Blocco : BL01

Linear Composites - ParaGrid - 80

Rapporto forza/resistenza nei rinforzi

Y [m]	Fmax
1.52	0.599

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità



Verifica di stabilità interna :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato: 1.302

Intervallo di ricerca delle superfici

Blocco	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
	Primo punto	Secondo punto
BL01	40.00	67.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:	1	
Numero totale superfici di prova.....:	500	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:	0.50	
Angolo limite orario..... [°].....:	0.00	
Angolo limite antiorario..... [°].....:	0.00	

Blocco : BL01

Linear Composites - ParaGrid - 80

Rapporto forza/resistenza nei rinforzi

Y [m]	Fmax
1.52	0.599

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità