

S.S. 260 "PICENTE"
LAVORI DI ADEGUAMENTO PLANO ALTIMETRICO
DELLA SEDE STRADALE

Lotto "3" – da San Pelino a Marana di Montereale (Aq)
Convenzione di Cofinanziamento ANAS – Regione Abruzzo – Provincia di L'Aquila in data 28/11/05 Rep. n°25597

CUP: F11B07000480001 – CIG: 665875741B

PROGETTO ESECUTIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:



Sede di Firenze
 Viale G. Amendola n.6 int.3
 50121 Firenze – 0552001660
 www.politecnica.it

Direttore della Progettazione Responsabile Opere stradali ed idrauliche Ing. Marcello Mancone Ord. ing. di Firenze n.5723	Responsabile Opere Strutturali Coordinatore Sicurezza in fase di progettazione Ing. Tommaso Conti Ord. ing. di Pistoia n.1149/A	Responsabile Geologia Dott. Pietro Accolti Gil Ord. geol. della Toscana n.728	Direttore Tecnico Responsabile Opere Impiantistiche Ing. Francesco Frassinetti Ord. ing. Bologna n.5897/A	Responsabile Ambientale Arch. Maria Cristina Fregni Ord. arch. di Modena n.611
---	---	--	---	---

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. *FRANCESCO RUOCCO*

IMPRESA ESECUTRICE :

Responsabile di Commessa
 Geom. *Giacomo Giona*
 Direttore Tecnico
 Ing. *Mauro Martini*



07–OPERE D'ARTE MAGGIORI
07.2–GALLERIA NATURALE

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO IMBOCCHI

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. L0718B E 1801	NOME FILE 07.45_P00_GN01_OST_RE02_A	PROGR. ELAB. 07.45	REV.	SCALA:	
CODICE ELAB.	P00GN01OSTRE02	A	—	—	
A	CONSEGNA LUGLIO 2018	07/2018	S.TRONCONI	T. CONTI	M.MANCONE
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

INDICE	1
1 PREMESSA.....	2
2 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	2
3 MATERIALI	3
4 DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
5 DESCRIZIONE DELLE OPERE	5
6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO	8
7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
7.1 Stratigrafia di riferimento.....	9
7.2 Condizioni idrauliche al contorno.....	9
7.3 Caratteristiche meccaniche dei terreni	9
8 NORMATIVA: ESITO DELLE VERIFICHE EFFETTUATE.....	10
9 NORMATIVA: PROCEDURE E METODI	11
10 ANALISI SISMICA.....	13
11 METODO DI CALCOLO E MODELLI	15
11.1 Premessa	15
11.2 Descrizione del codice di calcolo	16
11.3 Sezioni di calcolo di riferimento	18
12 RISULTATI DELLE ANALISI	19
12.1 TRATTO IMBOCCHI GALLERIA NATURALE	19
12.2 FRONTI DI ATTACCO ALLA GALLERIA NATURALE.....	23
13 VERIFICHE AGLI SLU	25
13.1 VERIFICA EQU	25
13.2 VERIFICA STR.....	25
13.3 VERIFICA GEO	26
13.4 VERIFICA UPL	26
13.5 VERIFICA HYD.....	26

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo per la stabilizzazione dei versanti degli imbocchi della galleria naturale da realizzarsi lungo la strada statale Picente SS260.

Nel presente documento si provvederà a:

- richiamare la stratigrafia di progetto;
- richiamare le proprietà meccaniche dei terreni e delle rocce;
- verificare la rispondenza delle opere alle prescrizioni della normativa vigente.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Nel presente studio, si è fatto riferimento alla seguente normativa:

- D.M. 14/01/2008 - "Nuove Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 2 Febbraio 2009 - "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008".

3 MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche dei materiali strutturali richiamati e utilizzati nel progetto.

Il progetto strutturale prevede l'uso di: **Barre autoperforanti tipo "Serive S38" – ancoraggi di tipo passivo**

Acciaio S460 J0		
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	560	MPa
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	460	MPa
Diametro nominale	38	mm
Diametro medio interno	19	mm
Area sezione	800	mm ²
Forza nominale a rottura	470	kN
Forza nominale a snervamento	368	kN
Punta di perforazione	90	mm

Per le stesse barre è possibile calcolare una resistenza al taglio utilizzando la seguente relazione

$$V_{RD} = (f_{yd} / \sqrt{3}) \cdot (\pi \cdot r_m \cdot t / 2)$$

in cui

- f_{yd} è la resistenza di progetto dell'acciaio
- r_m è il raggio medio della barra cava
- t è lo spessore della barra cava

Nel presente caso

$$V_{RD} = 58 \text{ KN}$$

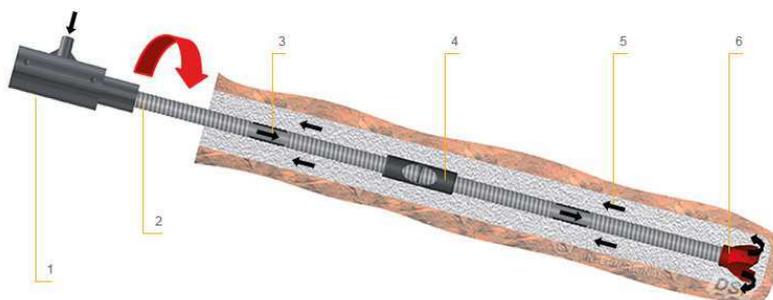
4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La stabilizzazione dei versanti, dove necessario, è affidata a sistemi di chiodature, realizzati con un sistema di barre autopercoranti, le quali sono state progettate secondo le specificità di ciascun tratto.

Le barre autopercoranti consentono una rapida e sicura messa in opera ed un miglior sistema di trasferimento dei carichi rispetto ai metodi di chiodatura tradizionale.

Gli interventi risultano sempre accoppiati ad una rete in acciaio a doppia torsione. Nella figura seguente si riporta uno schema sintetico di installazione delle barre cave autorperforanti:

- la punta a perdere (6) installata sulla parte antistante della barra filettata consente lo scavo contestualmente all'inserimento della barra stessa.
- I singoli spezzoni di barra (3) sono collegabili tra loro attraverso manicotti (4) e ciò consente la realizzazione di barre di svariate lunghezze.
- Lo scavo avviene grazie alla rotazione impressa da un motore rotary appositamente strutturato per consentire anche l'iniezione di malta attraverso il cavo interno della barra.
- L'iniezione avviene immediatamente alla fine della perforazione e consente di sigillare la barra al terreno grazie alla risalita della malta lungo l'intercapedine lasciato in avanzamento dalla punta di scavo.
- E' prevista una finitura del sistema con rete elettrosaldata e betoncino spruzzato che ha soprattutto la funzione di conferire ai singoli elementi (le varie barre) di agire come un unico sistema collaborante.



Barra autopercorante per "soil nailing"

5 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La stabilizzazione dei versanti, dove necessario, è affidata a sistemi di chiodature, le quali sono state progettate secondo le specificità di ciascun tratto.

Dalle analisi di stabilità sono stati riconosciuti 10 tratti nei quali è necessario procedere con opere di stabilizzazione dei versanti, a questi si aggiungono gli imbocchi della galleria naturale ed il tratto di galleria artificiale San Pelino.

Si riporta nel seguito una breve descrizione di tali opere.

CHIODATURE IMBOCCHI GALLERIA NATURALE

- **Dalla Pk 1518 alla Pk 1538 e dalla Pk 1624 alla Pk 1660**
- Sezione di riferimento: Distanza progressiva 1524
- Pendenza scarpate: 70°
- Inclinazione chiodi: 20°
- Primo chiodo da piano strada quota: +2.5 m
- Distanza chiodi in direzione verticale: 2.5 m
- Interasse chiodi: 2 m
- Criterio lunghezza chiodature (da piano strada):
 - o chiodo 1 L = 6.0 m
 - o chiodo 2 L = 6.0 m
 - o chiodo 3 L = 8.0 m
 - o chiodo 4 L = 8.0 m
 - o chiodo 5 L = 10.0 m
 - o chiodo 6 L = 10.0 m
 - o chiodo 7 L = 12.0 m
 - o chiodi successivi L = 12.0 m

Versante lato strada

- Pendenza scarpate: 70°
- Inclinazione chiodi: 20°
- Primo chiodo da piano strada quota: +6 m
- Distanza chiodi in direzione verticale: 3 m
- Interasse chiodi: 4 m
- Lunghezza chiodature: L= 6 m

Sezioni imbocco galleria naturale – Nei due fronti ti attacco della GN

- Pendenza scarpate: Taglio verticale da piano strada a +2 m sopra quota dima di attacco, poi scarpata a 70° fino a raccordo con pendio naturale.
- Inclinazione chiodi: 20°
- Primo chiodo da piano strada quota: +1.5 m
- Distanza chiodi in direzione verticale: 1.5 m
- Interasse chiodi: 2 m
- Criterio lunghezza chiodature (da piano strada):
 - o chiodo 1 L = 6.0 m
 - o chiodo 2 L = 6.0 m
 - o chiodo 3 L = 8.0 m
 - o chiodo 4 L = 8.0 m
 - o chiodo 5 L = 10.0 m
 - o chiodo 6 L = 10.0 m
 - o chiodo 7 L = 12.0 m
 - o chiodi successivi L = 12.0 m

6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

La caratterizzazione geologico geotecnica dell'area è stata supportata da un'ampia campagna di indagini che ha consentito una definizione completa esaustiva delle caratteristiche geometriche fisiche e meccaniche dei terreni interagenti con le opere e delle condizioni idrauliche al contorno.

Per i dettagli riguardanti il modello geologico e geotecnico si rimanda alle relazioni specifiche.

Per i fronti di scavo di altezza >15 m in corrispondenza degli affioramenti calcareo marnosi (MCC2) e marnoso calcarei (MCC1) si è notato, anche dall'esame visuale, come questi risultino degradati e fratturati, soprattutto nei primi 4-6 m di profondità. In fase di modellazione tale osservazione si è tradotta nella scelta di analizzare la stabilità dei versanti secondo superfici di scivolamento circolari. Il meccanismo di scivolamento a blocchi, tipico degli ammassi rocciosi compatti o poco fratturati e governato dai sistemi di discontinuità, sarebbe infatti risultato poco realistico e poco cautelativo visto il grado di fratturazione della roccia.

I parametri geotecnici caratterizzanti l'ammasso roccioso sono stati desunti tenendo in conto tale grado di alterazione e fratturazione, attribuendo valori di GSI che riflettessero lo stato della roccia così da ottenere modelli quanto più possibile realistici e cautelativi.

In corrispondenza di fronti di scavo con altezze superiori ai 15 m può determinare superfici di scivolamento di profondità non compatibili con quelle in cui l'ammasso possa essere considerato scadente. Per non ricadere in risultati, in termini di meccanismo di scivolamento, che fossero irrealistici ed estremamente restrittivi, per lo studio della stabilità dei versanti in roccia cui il fronte supera l'altezza di 15 m, è stato allora adottato un doppio approccio:

- Meccanismo di scivolamento secondo superfici circolari e parametri ridotti considerando il grado di fratturazione per superfici di scivolamento con profondità massima di circa 10 m.
- Meccanismo di scivolamento a blocchi, governato dalle inclinazioni delle discontinuità, e parametri meno gravosi per l'ammasso roccioso in profondità.

I parametri geotecnici attribuiti agli strati rocciosi ed utilizzati per i modelli sono riassunti nella corrispondente tabella e richiamati nelle verifiche di stabilità.

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia di riferimento è riportata nella seguente tabella.

IMBOCCHI GN	Da piano campagna: detriti di falda per uno spessore di circa 2 m; Calcari marnosi e marne calcaree alterati per uno spessore di circa 6 m; Calcari e marne calcaree (MCC2).
-------------	--

Tabella 1. Stratigrafie di calcolo

7.2 Condizioni idrauliche al contorno

Come testimoniato dalle indicazioni sperimentali per le presenti verifiche la falda può essere considerata assente.

7.3 Caratteristiche meccaniche dei terreni

Per le analisi di seguito descritte e commentate ci si riferirà ai seguenti parametri fisici e meccanici, desunti dalla relazione geotecnica di progetto.

	MCC2 non alterato		MCC2 alterato	MCC1a	MCC1b alterato	MCC1b	Brecce	bn 2
	scarpate superficiale	scarpate profonda						
σ_{ci} [MPa]	36	36	36	31	31	31	-	-
m_i [-]	7	7	7	7	7	7	-	-
GSI [-]	30	40	25	20	25	30	-	-
D [-]	0,7	0	0,7	0,7	0,7	0,7	-	-
γ kN/m^3	24	24	24	24	24	24	22	18
c [kPa]	96	249	38	47	35	72	-	-
ϕ [°]	33,4	47,83	40	28,6	38,8	35,2	-	-
γ_d kN/m^3	24	24	24	24	24	24	22	18
c_d [kPa]	76,8	199,2	30,4	37,6	28	57,6	19	27
ϕ_d [°]	27,8	41,5	33,9	23,6	32,7	29,4	32	40

Tabella 2. Caratteristiche meccaniche delle rocce e dei terreni. Per la scelta dei GSI si veda anche il paragrafo 11.1.

8 **NORMATIVA: ESITO DELLE VERIFICHE EFFETTUATE**

Le analisi per il dimensionamento dell'opera sono svolte secondo la metodologia degli stati limite. Per la normativa vigente Le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO

Nelle verifiche allo **Stato Limite Ultimo** deve essere rispettata la seguente relazione:

$$E_d < R_d$$

dove E_d sono le azioni di progetto agenti sul sistema considerato, R_d la resistenza di progetto del sistema considerato. Inoltre, valgono le seguenti relazioni:

$$E_d = \gamma_E E_k \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R_k \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $E_d = \gamma_E E_k$, dei parametri di progetto $X_d = X_k / \gamma_M$ e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione di R_d compare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Con riferimento al paragrafo al punto C.6.2.3.1 della Circolare 2 Febbraio 2009, n.617 – C.S.L.L. le verifiche svolte riguardano tutti i seguenti tipi di Stato Limite Ultimo:

- **EQU** (perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi);
- **STR** (raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione);
- **GEO** (raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura);
- **UPL** (perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua, galleggiamento);
- **HYD** (erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici).

I risultati delle verifiche, come si dimostrerà nel seguito della relazione, sono i seguenti

1.	VERIFICA STR	SODDISFATTA;
2.	VERIFICA GEO	SODDISFATTA;

9 **NORMATIVA: PROCEDURE E METODI**

Le verifiche dei fronti di scavo sono state condotte nel rispetto delle D.M. 14 Gennaio 2008 - Nuove Norme tecniche per le Costruzioni, paragrafo 6.8.

Nelle verifiche è stata rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$

In cui:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) in cui:

A2 sono i coefficienti parziali per i carichi (vedi tabella 6.2.I delle NTC 2008, riportata qui di seguito):

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

In particolare:

- i coefficienti parziali per i carichi permanenti sono da considerarsi pari a $\gamma_{G1}=1$;
- i coefficienti parziali per i carichi variabili sono da considerarsi pari a $\gamma_{Q1}=1.3$ in condizioni statiche e $\gamma_{Q1}=1.0$ in condizioni sismiche.

M2 sono i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (vedi tabella 6.2.II delle NTC 2008, riportata qui di seguito):

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 3 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

R2 è il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (vedi tabella 6.8.1 delle NTC2008, riportata qui di seguito):

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

Tabella 4 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Le verifiche di stabilità sono state condotte introducendo i coefficienti parziali sui parametri di resistenza dei chiodi che si elencano di seguito:

Chiodature provvisorie	1,1
Chiodature definitive	1,2

Tabella 5. coefficienti di sicurezza parziali sulla resistenza dei chiodi

Tali coefficienti sono moltiplicati per un coefficiente di correlazione pari a 1,7 (scelto in base al numero di verticali indagate).

Coefficiente parziale riduttivo per i materiali:

Coefficiente	M1
γ_m	1,05

Tabella 6. Coefficiente di sicurezza parziale sulla resistenza strutturale dell'acciaio

10 ANALISI SISMICA

Nell'ambito delle verifiche di stabilità condotte secondo i metodi dell'equilibrio limite, l'azione sismica può essere introdotta come una azione esterna equivalente di tipo statico, calcolabile secondo le espressioni:

$$F_H = \pm k_H W;$$

$$F_V = \pm 0,5 F_H$$

essendo F_H ed F_V rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile, e W il peso della massa stessa.

Per la determinazione del coefficiente di intensità sismica k_H le Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate il 14/01/2008, forniscono la formula seguente:

$$k_H = \beta \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

In cui la a_g è il valore di accelerazione atteso nel sito specifico per un evento sismico associabile ad un determinato tempo di ritorno; gli altri fattori rappresentano dei coefficienti correttivi rappresentativi della azione amplificativa locale, funzione principalmente della litologia e della morfologia.

Pertanto noti allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

$$a_g = 0.33g$$

$$F_0 = 2.396$$

è possibile calcolare il coefficiente amplificativo S_s (categoria di suolo C) che risulta pari a:

$$S_s = 1.084$$

Per quanto concerne il fattore amplificativo S_T , rappresentativo della topografia del sito, la normativa suggerisce un coefficiente pari a 1.2, corrispondente alla categoria T2.

Ulteriore fattore da determinare è lo smorzamento β_s per il quale la normativa prevede una variabilità a seconda della a_g attesa e della tipologia di terreno, secondo la seguente tabella.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 7 variabilità del fattore di smorzamento β_s

Nel caso specifico β_s è pari a 0.28

Concludendo, il coefficiente di intensità sismica da introdurre nelle verifiche di stabilità eseguite secondo il metodo pseudostatico, è dato dal prodotto dei seguenti fattori, come ricavati fin qui:

$$a_g = 0.33$$

$$S_s = 1.084$$

$$S_T = 1.2$$

$$\beta_s = 0.28$$

Risulta quindi:

- k_H pari a 0.12
- k_v pari a ± 0.06

11 METODO DI CALCOLO E MODELLI

11.1 Premessa

La scelta della forma superfici di scivolamento critiche negli ammassi in roccia dipende dallo stato di fratturazione dell'ammasso.

Bisogna ricordare che:

1. Per ammassi molto fratturati e degradati le superfici di scivolamento più probabili sono di tipo circolare o sub circolare, simili a quelle tipiche dei terreni sciolti, mentre una rottura a blocchi che segua l'andamento delle discontinuità preferenziali della roccia è assai poco probabile dal momento che non si possono individuare piani di scorrimento privilegiati.
Viceversa, per ammassi poco fratturati e/o poco disgregati in cui si possano individuare poche (fino a 5) famiglie di discontinuità la forma della superficie di scivolamento critica è di solito condizionata appunto dagli orientamenti dei piani di frattura e discontinuità.
2. Nel caso in esame l'analisi geomeccanica ha evidenziato coltri di alterazione del materiale roccioso per spessori mai superiori a 6-8 m.
3. Inoltre, se si considerano superfici di scorrimento profonde bisogna tener presente che queste incontrino con probabilità molto maggiore zone non alterate di materiale roccioso (ponti in roccia). Di conseguenza la caratterizzazione dei materiali quando si eseguano verifiche riguardanti superfici di scorrimento superficiali e profonde non può essere invariante e, nello specifico, è corretto stimare un Ground Strength Index maggiore per volumi di roccia compresi in superfici di scorrimento più profonde.

Tenendo conto dei due punti appena esposti per le verifiche di stabilità dei fronti di scavo nei materiali calcareo marnosi e marnoso calcarei si è provveduto ad effettuare le verifiche di stabilità considerando:

- I. superfici di scorrimento subcircolari (associabili a quelle del metodo di Morgenstern e Price) con profondità mai superiori a 10 m. In questo caso i materiali rocciosi sono caratterizzati in base ad un $GSI = 30$;
- II. superfici di scorrimento a blocchi per profondità della superficie superiore a 10.0 m con angoli di ingresso (in alto) e di uscita (in basso) della superficie fissati nei seguenti intervalli:
 - ANGOLO DI USCITA $195^\circ < \alpha < 205^\circ$
 - ANGOLO DI ENTRATA $40^\circ < \alpha < 70^\circ$

concordemente alle indicazioni della campagna di rilievo geomeccanico

In questo caso i materiali rocciosi sono caratterizzati in base ad un $GSI = 40$.

11.2 Descrizione del codice di calcolo

Le verifiche di stabilità con i metodi dell'equilibrio limite rispondono a requisiti di semplicità e rapidità e sono correntemente impiegate, malgrado le loro limitazioni, nella pratica professionale e nella ricerca; ognuno dei metodi disponibili fornisce un'equazione finale che permette di determinare il coefficiente di sicurezza. [Tancredi, 1996].

Ogni metodo assume una serie di ipotesi semplificative così da poter rendere risolvibile il sistema di equazioni che, come vedremo, risulta essere staticamente indeterminato.

Alcuni di questi metodi sono stati risolti con metodo iterativo, vale a dire creando una procedura di calcolo che facilita la loro implementazione su macchina. Tra questi ci interessa maggiormente approfondire il metodo implementato dal programma di calcolo SLOPE/W, che è il metodo di Bishop (1955) e la sua semplificazione.

Le analisi di stabilità che adottano tali metodi sono quelle 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.

Dato l'elevato numero di incognite, ogni metodo assume delle ipotesi semplificative che rendono risolvibile il sistema e sono proprio tali ipotesi che differenziano un metodo dall'altro.

Esistono diverse formulazioni ascrivibili a diversi autori per il calcolo e la soluzione di problemi relativi alla stabilità dei pendii tramite metodi dell'equilibrio limite, tutti questi metodi si basano su ipotesi comuni, che sono:

- Il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- La rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- Il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- La resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tali metodi di calcolo si fa sempre riferimento a problemi piani nei quali, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva e si trascura ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia. [Tancredi, 1996]

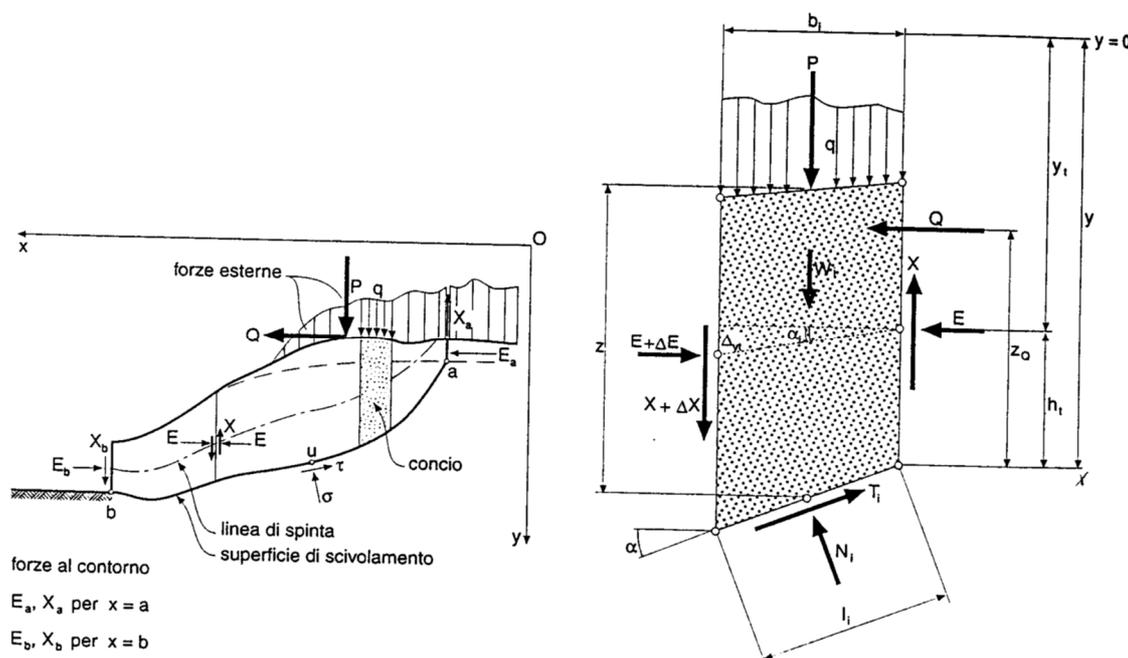


Figura 1- Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n concii, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $5n-2$ così composte:

- n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $2n-2$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato, per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i concii siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse caso per caso e sono queste stesse che caratterizzano un metodo da un altro.

L'esistenza di molti metodi di calcolo porta alcune volte alla indeterminatezza della soluzione, è bene quindi sottolineare che da studi comparativi effettuati per indagare la risposta dei diversi metodi di calcolo, indicano che, quelli che soddisfano tutte le condizioni di equilibrio danno sostanzialmente gli stessi risultati in termini di coefficiente di sicurezza, o meglio che non differiscono tra loro più del 5%. [Duncan, 1980]

11.3 Sezioni di calcolo di riferimento

Per ogni tratto in esame la verifica delle chiodature è stata eseguita su una sezione di riferimento, scelta secondo il criterio della massima altezza di scavo nel tratto considerato.

Nei tratti caratterizzati dall'affioramento di diversi litotipi, le verifiche sono state effettuate su più di una sezione in modo da analizzare l'influenza della presenza di litotipi differenti nella stabilità delle scarpate.

Di seguito si elencano le sezioni sulle quali sono state eseguite le verifiche.

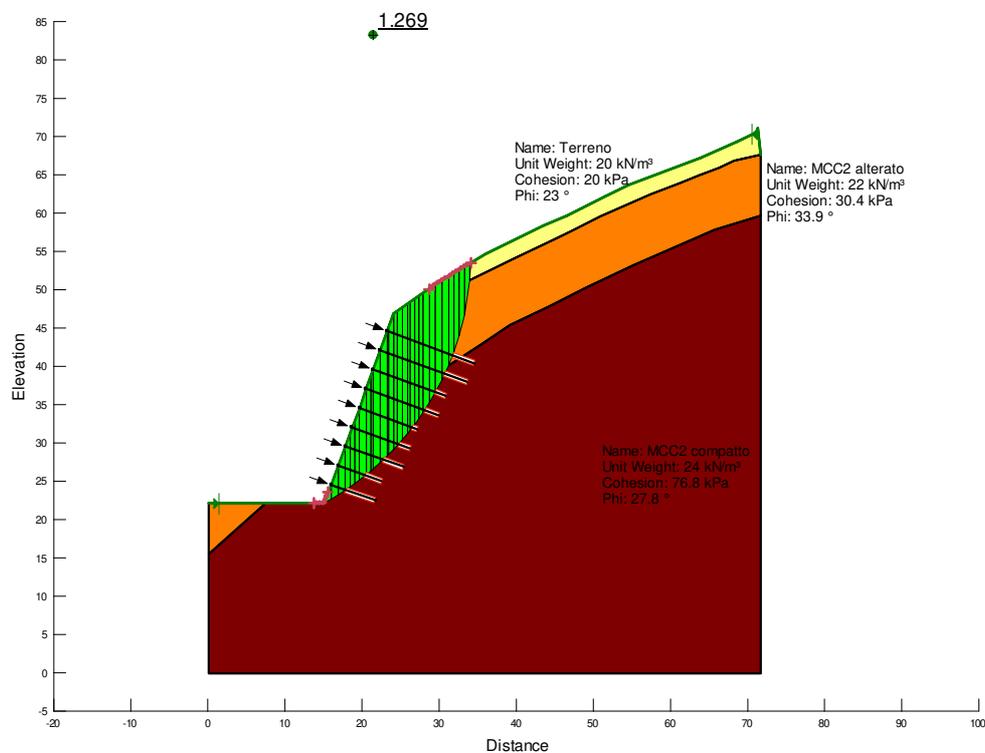
- TRATTO IMBOCCHI GALLERIA NATURALE: sezione Pk 1524
- FRONTI DI ATTACCO ALLA GN: sezione Pk 1538, sezione Pk 1624

12 RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano di seguito i risultati delle analisi di stabilità effettuate in termini di coefficiente di sicurezza minimo in condizioni statiche e sismiche.

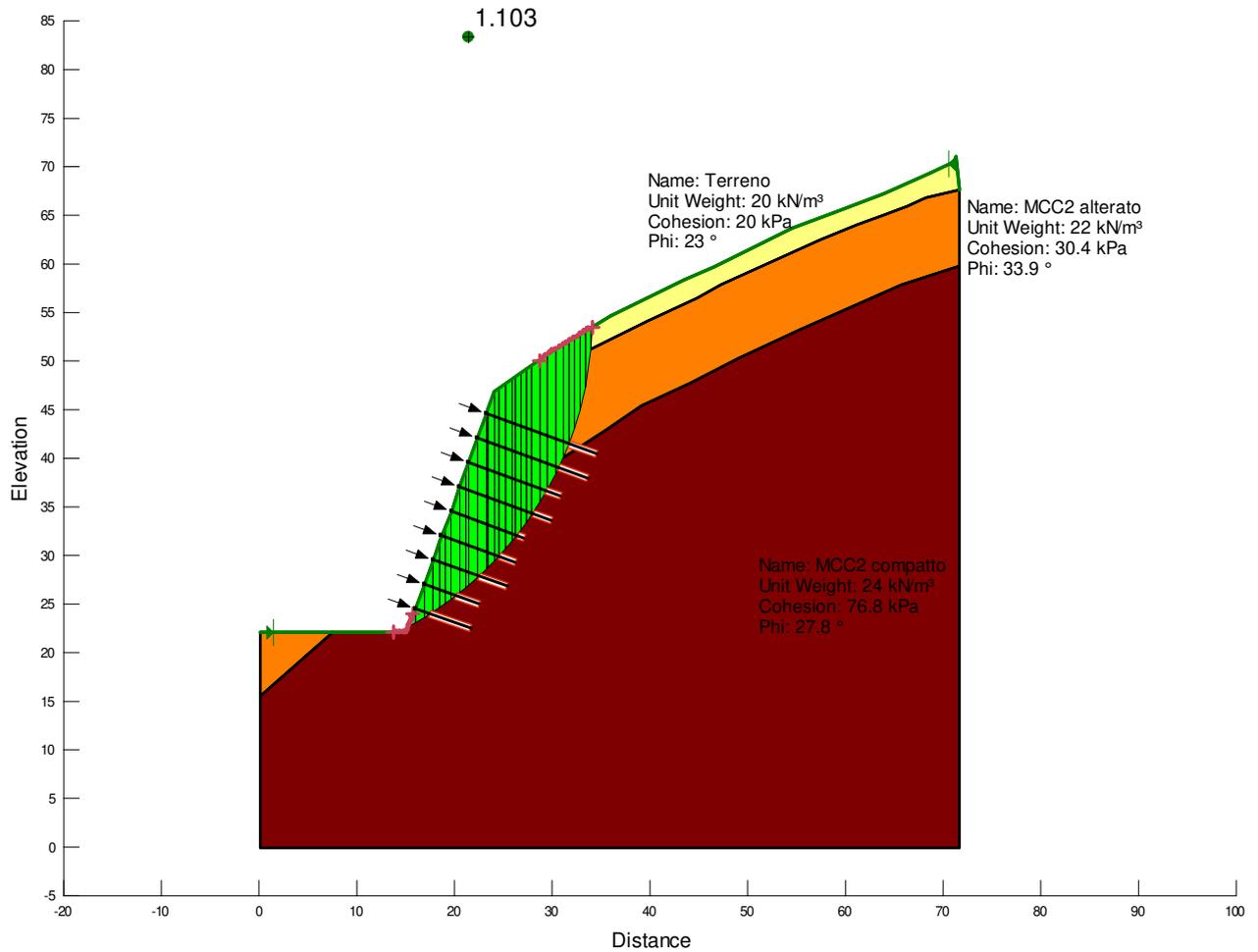
12.1 TRATTO IMBOCCHI GALLERIA NATURALE

- Verifica in condizioni statiche: $F_s=1.269$

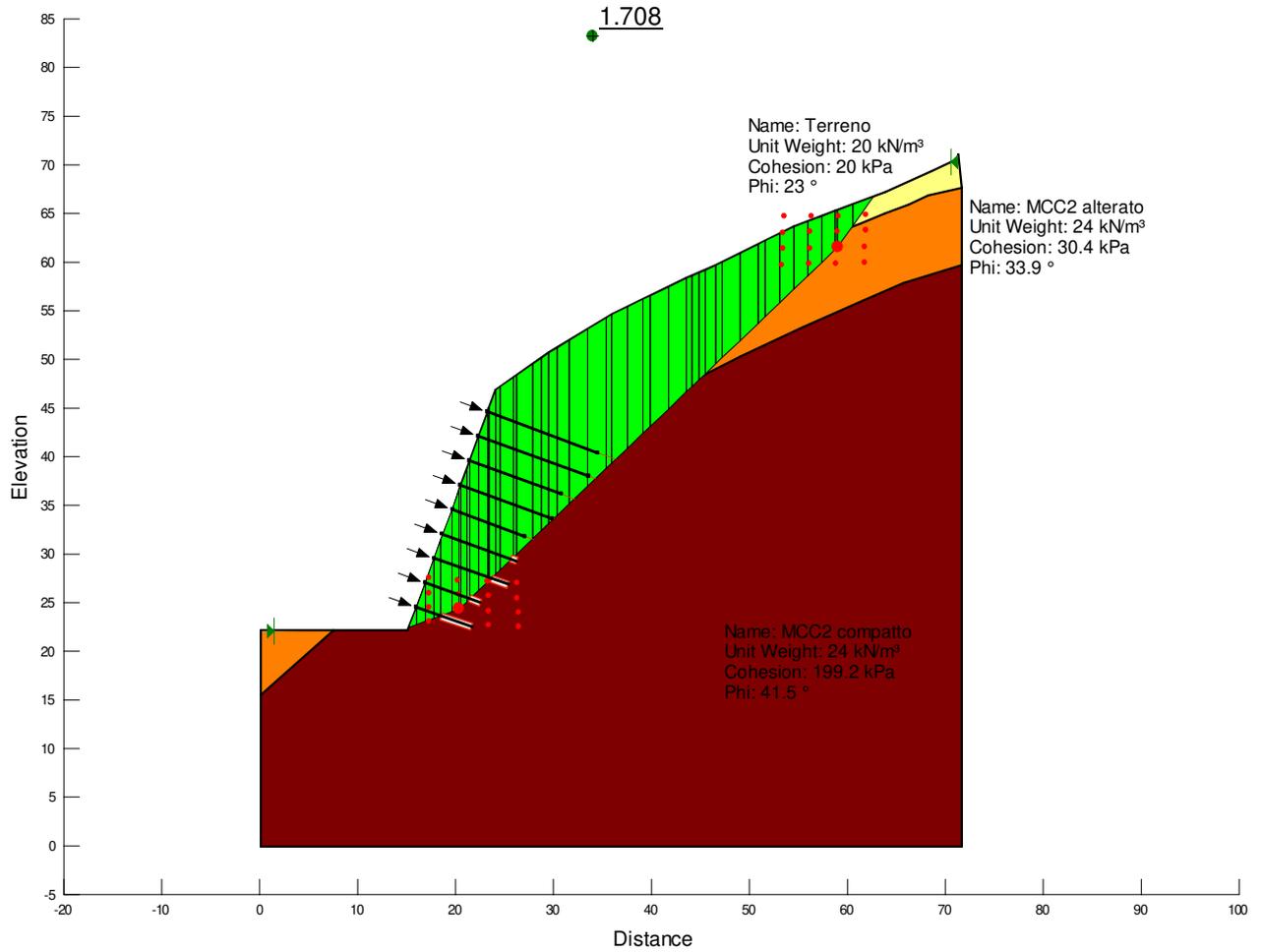


Sezione pk 1524; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche

- Verifica in condizioni sismiche: $F_s=1.103$

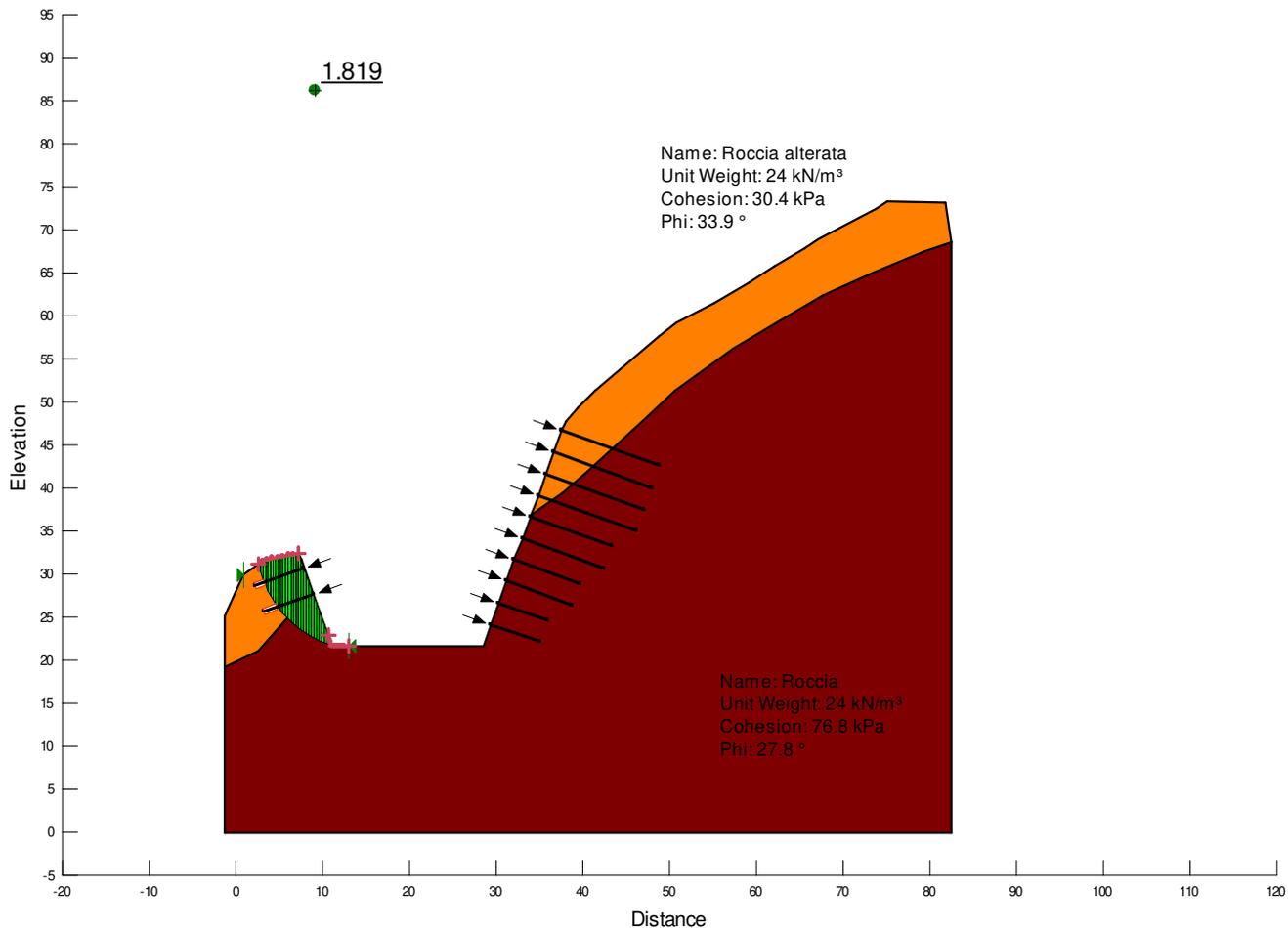


Sezione pk 1524; coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche



Sezione pk 1524; coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche; meccanismo di scivolamento a blocchi

- Verifica idi stabilità locale in condizioni statiche: $F_s=1.819$

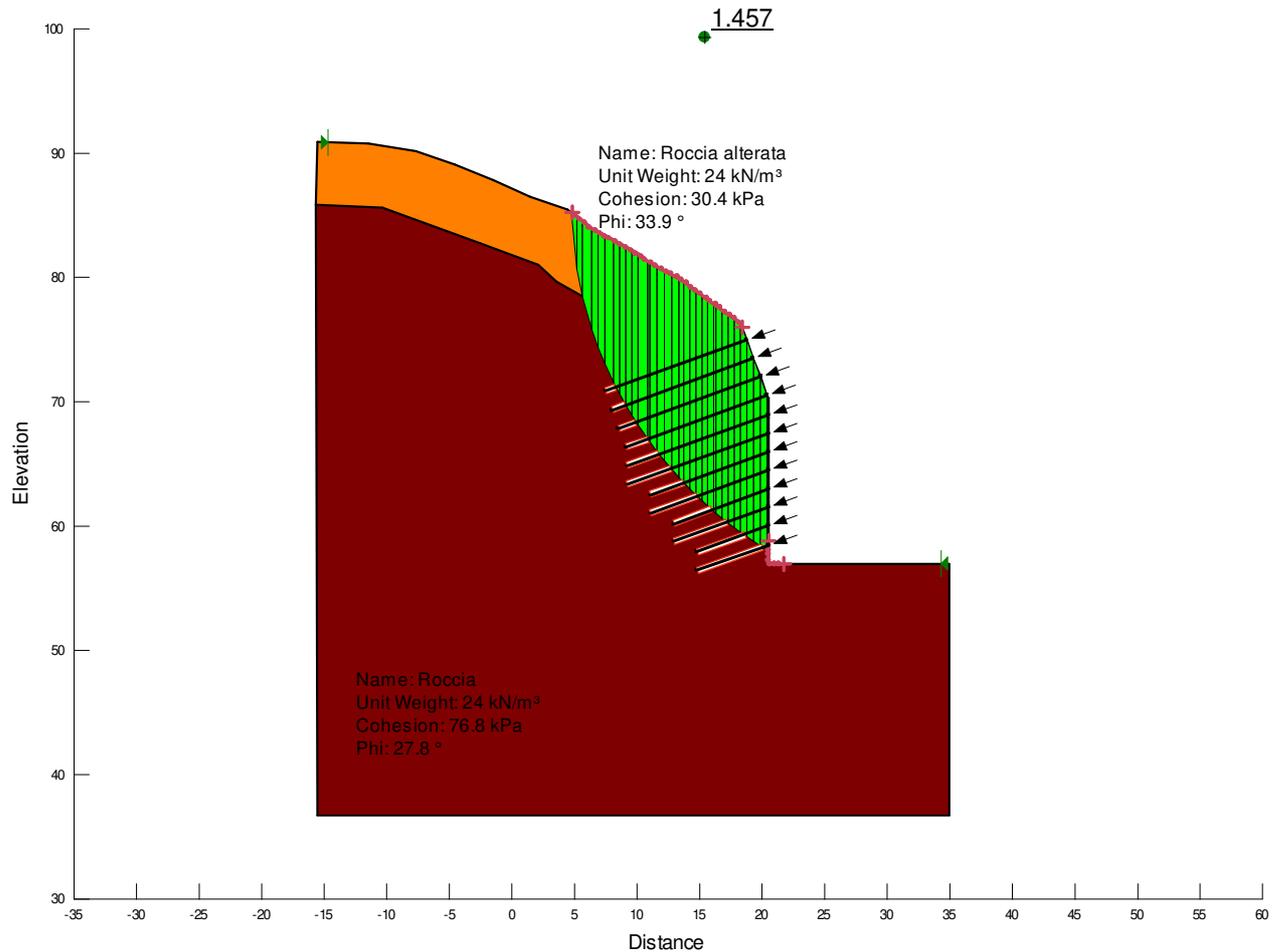


Sezione pk 1538; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche

- Verifica di stabilità locale in condizioni sismiche: verifica non necessaria in presenza di chiodature provvisorie.

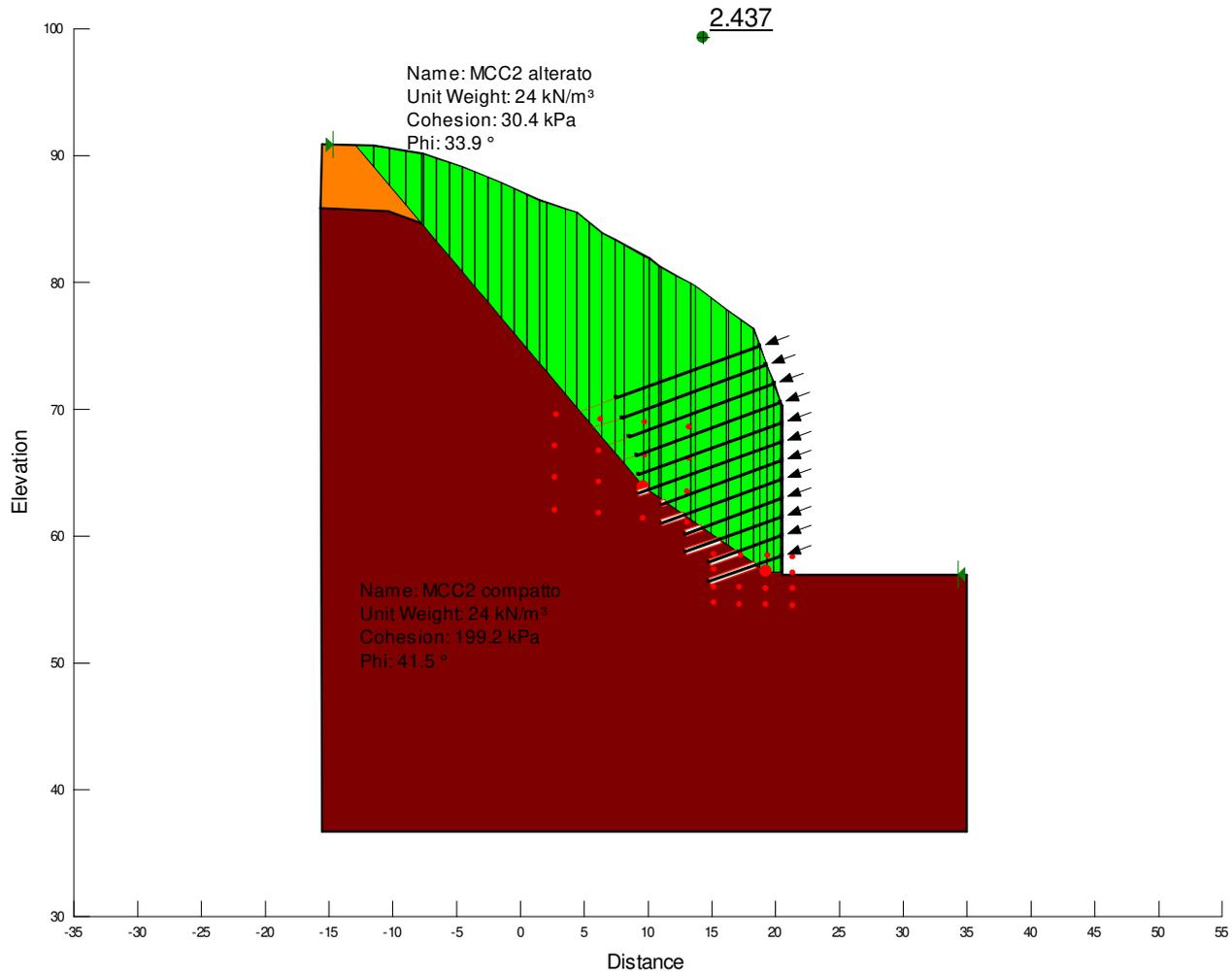
12.2 FRONTI DI ATTACCO ALLA GALLERIA NATURALE

- Verifica in condizioni statiche: $F_s=1.457$



Sezione pk 1624; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche

07.2 GALLERIA NATURALE. RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO IMBOCCHI



Sezione pk 1624; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche; meccanismo di scivolamento a blocchi

- Verifica in condizioni sismiche: verifica non necessaria in presenza di chiodature provvisorie..

13 VERIFICHE AGLI SLU

13.1 VERIFICA EQU

Verifica non richiesta da normativa per il caso in esame.

13.2 VERIFICA STR

I chiodi sono considerati come permanenti e pertanto si è adottato un coefficiente di sicurezza

$$\gamma_{Ra} = 1.2$$

Per il calcolo della resistenza di progetto dei tiranti si è adottato inoltre un fattore di correlazione dipendente dal numero di indagini pari a

$$\xi_{a3} = 1.7.$$

La resistenza di progetto a sfilamento dei chiodi considerata è pari a 350 kPa.

Bisogna sottolineare che:

1. il codice di calcolo Geoslope schematizza le barre di ancoraggio come una forza applicata al sistema. Questa forza, diretta come la barra e applicata nel punto di inserimento della barra stessa è pari al valor minimo tra:
 - o la resistenza strutturale di progetto della barra;
 - o la resistenza a sfilamento di progetto della barra.
2. Dal momento che non esistono carichi esterni variabili che agiscono sui versanti è possibile affermare che le condizioni di verifica secondo la combinazione A2+M2+R2 nei confronti delle quali viene verificata la stabilità globale del pendio sono sicuramente più cautelative delle condizioni A1+M1+R3 nei confronti delle quali la normativa impone di verificare gli ancoraggi.

Il combinato disposto dei punti 1 e 2 implica che il soddisfacimento della verifica di stabilità globale implica necessariamente il soddisfacimento della verifica strutturale e geotecnica degli ancoraggi. Infatti le condizioni di equilibrio limite sono sicuramente quelle in cui la forza sull'ancoraggio è massima e se in queste condizioni la forza è sicuramente inferiore alle resistenze di progetto (strutturale e geotecnica) dell'ancoraggio, allora la forza sull'ancoraggio non supera mai i limiti di normativa. Lo stesso dicasi per la verifica al taglio delle barre: il codice SLOPE consente di inserire la resistenza al taglio di progetto delle barre e utilizza questo valore distribuendolo lungo la striscia corrispondente. Pertanto se al raggiungimento dell'equilibrio limite la resistenza al taglio delle barre non viene

sollecitata per valori superiori a quelle di progetto ciò implica che le forze taglienti sui chiodi non superano mai le resistenze strutturali degli elementi.

Dunque le verifiche strutturali sono da ritenersi sempre soddisfatte.

13.3 VERIFICA GEO

	Fs minimo in condizioni statiche	Fs minimo in condizioni sismiche	Fs minimo NTC08	
IMBOCCHI GN	1.27	1.10	1.1	VERIFICA SODDISFATTA
FRONTI ATTACCO GN	1.46	-	1.1	VERIFICA SODDISFATTA

13.4 VERIFICA UPL

la verifica in questo caso non ha significato fisico.

13.5 VERIFICA HYD

la verifica in questo caso non ha significato fisico.