

S.S. 67 "Tosco Romagnola"  
Lavori di adeguamento della S.S. 67 nel tratto tra la  
località S.Francesco in Comune di Pelago e l'abitato di  
Dicomano.

Variante di Rufina (FI) – LOTTI 2A e 2B

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. FI462

PROGETTAZIONE:  
RAGGRUPPAMENTO  
TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA:



MANDANTI:



**sinergo**



IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI  
SPECIALISTICHE:

Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl  
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045

IL GEOLOGO:

Geol. Massimo Mezzanica – Società Pro Iter Srl  
Ordine Geologi della Lombardia n. 762

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Vi.A Srl  
Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Francesco Pisani



PROTOCOLLO:

DATA:

**14 - GALLERIE**

**14.01 - Galleria Montebello**

Imbocco Nord - Scavi in Sotterraneo

Relazione di calcolo Opere di stabilizzazione imbocco

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	P01-GA02-OST-RE01-A.pdf			
ACNO0113	D 20	CODICE ELAB.	P01GA02OSTRE01	A	R
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	02/2024	CICERI	RIVOLTINI	FORMICHI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

CODIFICA DOCUMENTO  P01-GA02-OST-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 2 di 18
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

## INDICE

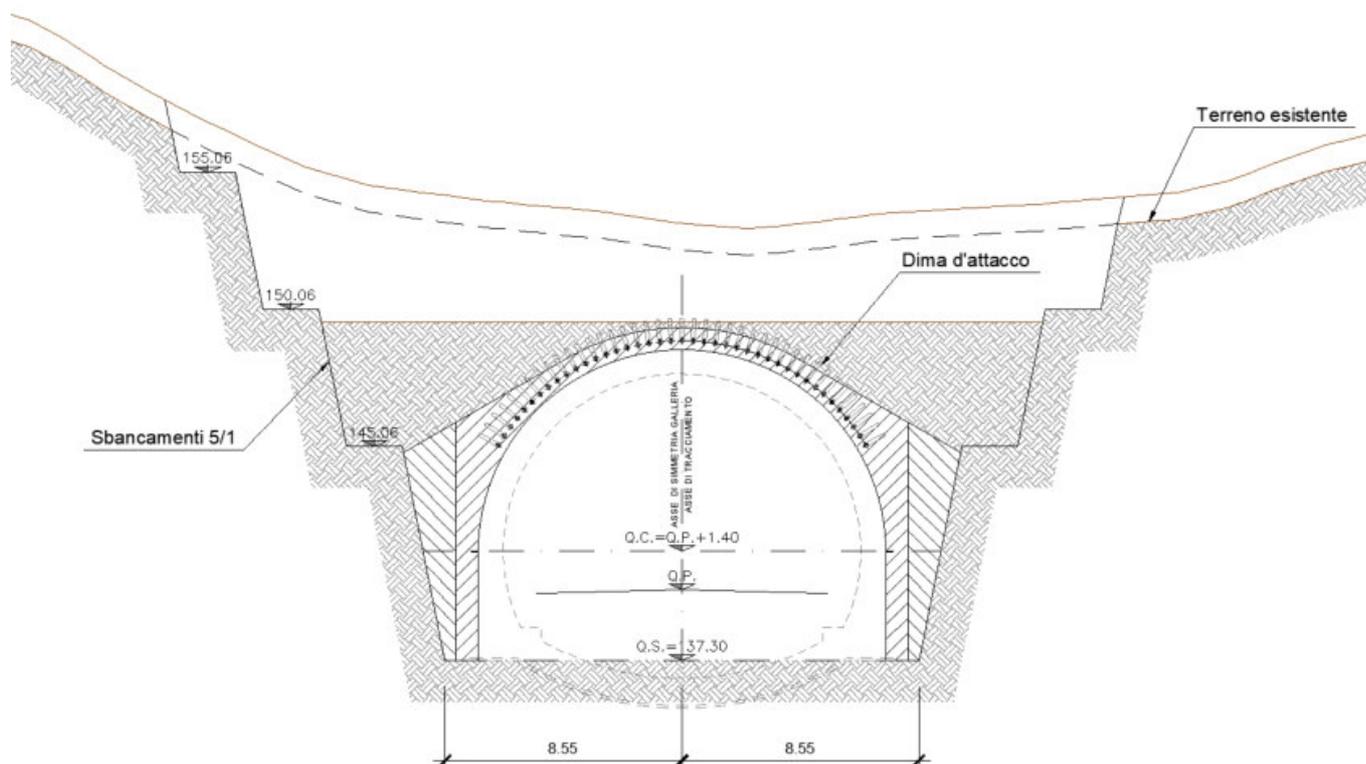
1	PREMESSA .....	3
2	PARAMETRI GEOTECNICI E SEZIONI DI CALCOLO.....	5
3	ANALISI DI STABILITÀ .....	10
3.1	Condizioni di verifica .....	10
3.2	Sezione di verifica 1 - Parete frontale .....	11
3.3	Sezione di verifica 2 - Scarpata laterale di destra .....	13
3.4	Sezione di verifica 3 - Scarpata laterale di sinistra.....	15
3.5	Ancoraggi.....	16

CODIFICA DOCUMENTO  P01-GA02-OST-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 3 di 18
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ENEA</b> ENERGIA SOSTENIBILITÀ AMBIENTE	<b>sinèrgo</b> <b>D-VA</b> D\visionArchitecture	
			Data 10/2023	

# 1 PREMESSA

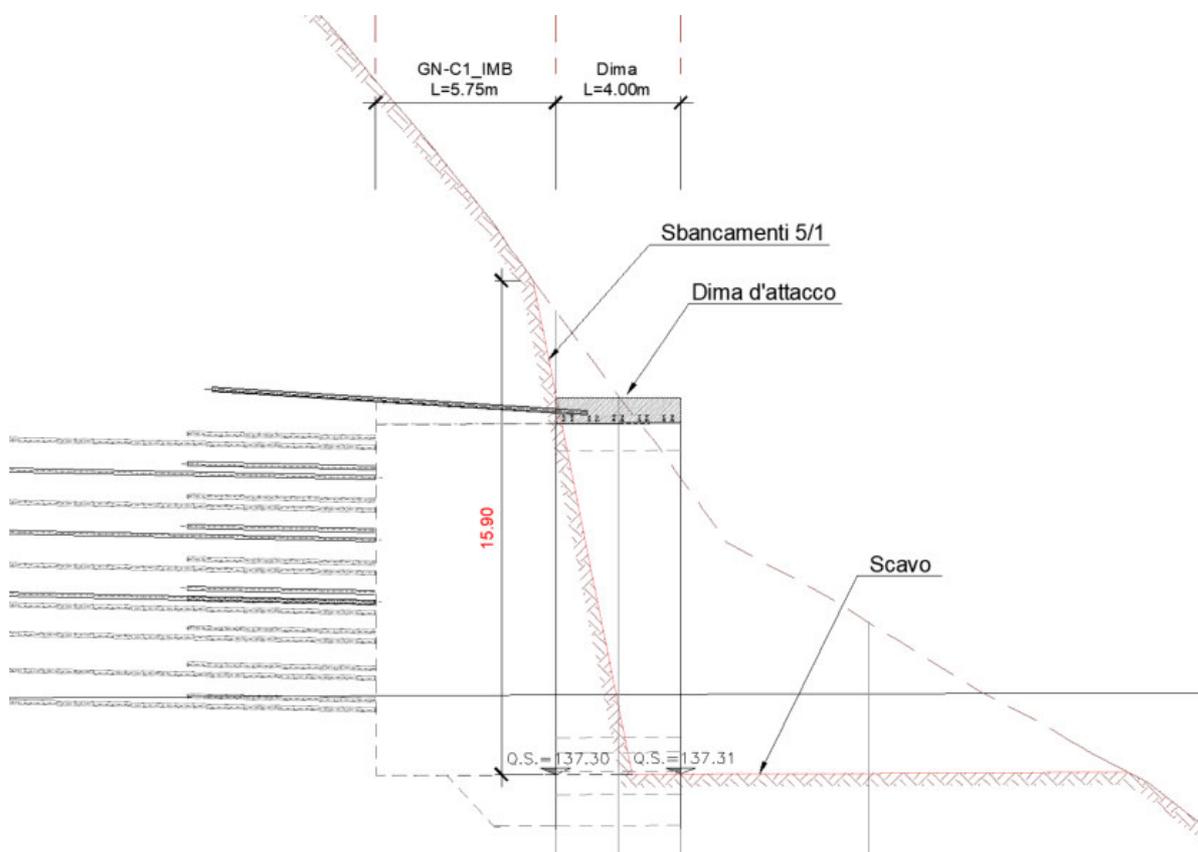
La seguente relazione riporta la verifica della stabilità delle scarpate che verranno realizzate per lo scavo dell'imbocco Nord della galleria Montebonello.

Come riscontrabile dalla Figura 1, sono previsti scavi con pendenze 5:1 e berme di larghezza 2m ogni 5m di altezza ad eccezione della prima scarpata che raggiunge un'altezza fino a circa 7.80m, in corrispondenza del prolungamento del getto della calotta della dima inclinato di 30°. La parete frontale di imbocco verrà scavata sempre con pendenza 5:1 ma senza berme per un'altezza massima di circa 16m (si veda Figura 2). Le scarpate a quote inferiori saranno a contatto con il getto delle opere definitive (dima) o ritombate e assumono perciò un carattere provvisorio. Le scarpate a quote più elevate rimarranno a cielo aperto e assumeranno perciò carattere definitivo.



**Figura 1: Imbocco Nord Galleria Montebonello - Sezione trasversale**

CODIFICA DOCUMENTO  P01-GA02-OST-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 4 di 18
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ENEA</b> ENERGIA SOSTENIBILITÀ AMBIENTE	<b>sinèrgo</b> <b>VA</b> D\visionArchitecture	
			Data 10/2023	



**Figura 2: Imbocco Nord Galleria Montebonello – Profilo in asse galleria**

La sicurezza della scarpata verrà garantita mediante l'utilizzo di:

- rete a doppia torsione a maglia esagonale 8x10cm in filo d'acciaio  $\phi 2.7$ mm.
- Funi metalliche di rinforzo  $\phi 0.6''$  a trefoli di acciaio ( $f_{ptk} \geq 1800$  MPa,  $f_{pyk} \geq 1600$  MPa) disposte in senso diagonale rispetto alla maglia dei chiodi.
- barre in acciaio B450C, L=3m, con diametro di 26 mm, tensione di snervamento  $f_{yk} = 450$ MPa e diametro minimo di perforazione  $D_{perf} = 51$  mm, disposte con maglia romboidale 3m x 4m.

Le barre verranno posizionate con direzione ortogonale al versante in modo da semplificarne l'installazione e massimizzarne l'efficienza.

Tutte le specifiche sui materiali sono riportate all'interno dell'elaborato P01-GN01-GEN-DC23 "Tabella materiali" allegato al presente progetto.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-GA02-OST-RE01-A	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 5 di 18
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  	 D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

## 2 PARAMETRI GEOTECNICI E SEZIONI DI CALCOLO

Gli scavi dell'imbocco Nord verranno realizzati all'interno dell'ammasso roccioso delle Siltiti di Poggiolo Salaiole (PLO), ovvero siltiti in strati decimetrici e lamine centimetriche. Oltre alla stratificazione sono riconoscibili altri 2 sistemi di discontinuità con spaziatura decimetrica.

La stabilità delle scarpate è stata valutata attraverso un'analisi di stabilità dei blocchi eseguita tramite l'ausilio del programma di calcolo Swedge 6.0.

Le caratteristiche delle discontinuità sono state dedotte del rilievo geomeccanico RG1 eseguito in Agosto 2021 proprio in corrispondenza dell'imbocco Nord in progetto. Tutte le informazioni dettagliate del rilievo sono riportate nella Relazione Geomeccanica alla quale si rimanda.

Sono state studiate tre sezioni in corrispondenza di:

- Sezione 1: Parete frontale;
- Sezione 2: Scarpata laterale di destra;
- Sezione 3: Scarpata laterale di sinistra.

Le tre sezioni differiscono solamente per l'immersione e l'altezza della scarpata (nel seguito indicata come "Slope") e del pendio a monte/berma (nel seguito identificate come "Upper face") come riscontrabile in Tabella 1. Si specifica che per le scarpate laterali è stata considerata l'altezza massima pari a quella della prima banca.

	Slope				Upper face			
	dip [°]	dip direction [°]	H [m]	L [m]	dip [°]	dip direction [°]	W [m]	L [m]
Parete frontale	78	75	16	35	51	75	16	35
Scarpata laterale di destra	78	165	7.8	8	0	165	2	8
Scarpata laterale di sinistra	78	345	7.8	8	0	345	2	8

**Tabella 1: Caratteristiche scarpate**

Dove:  
dip [°]: inclinazione;  
dip direction [°]: immersione;  
H [m]: altezza della scarpata;  
L [m]: larghezza fuori piano della scarpata e della pendio a monte/berma;  
W [m]: profondità del pendio a monte/berma.

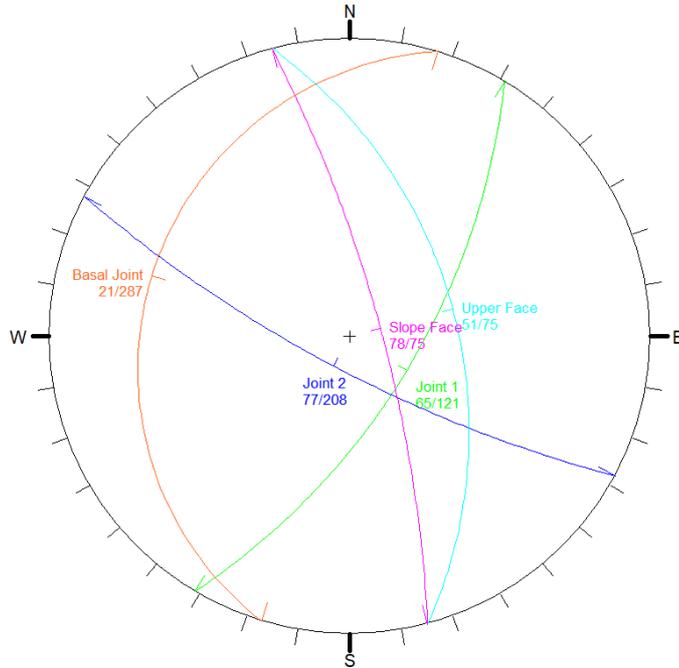
Durante il rilievo sono state individuate rispettivamente le seguenti famiglie di discontinuità:

joint	dip (°)	dip direction (°)
Ks	21	287
K1	65	121
K2	77	208

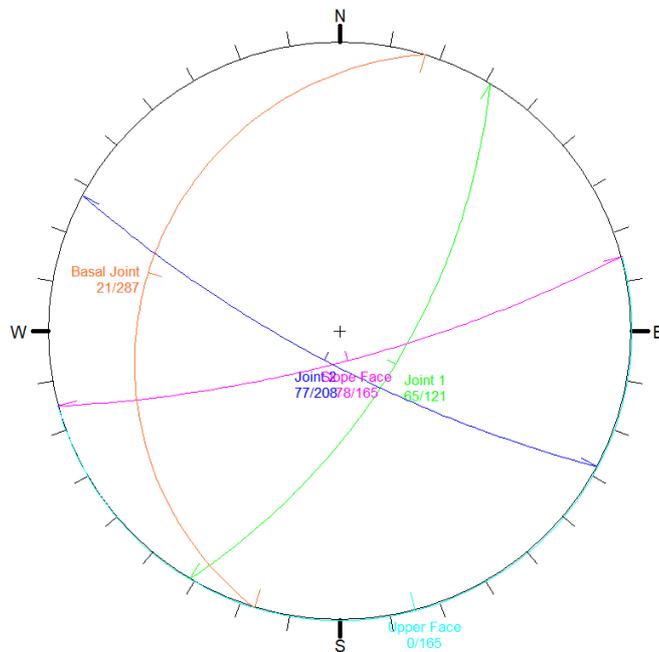
**Tabella 2: Inclinazione e immersione – Discontinuità**

CODIFICA DOCUMENTO <b>P01-GA02-OST-RE01-A</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI   		REV. <b>A</b>	FOGLIO 6 di 18
	Data 10/2023					

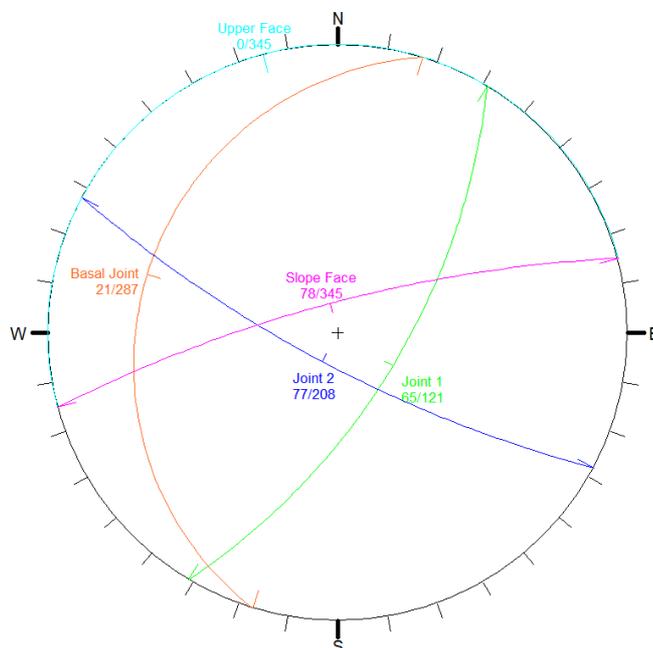
Si riportano nel seguito le rappresentazioni stereografiche delle famiglie di discontinuità e del pendio per le tre sezioni di verifica.



**Figura 3: Rappresentazione stereografica – Sezione 1: Parete frontale**



**Figura 4: Rappresentazione stereografica – Sezione 2: Scarpa laterale dx**



**Figura 5: Rappresentazione stereografica – Sezione 3: Scarpa laterale dx**

La resistenza al taglio lungo i giunti è stata stimata attraverso la teoria di Barton e Bandis:

$$\tau = \sigma'_n \tan(JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma'_n} \right) + \Phi'_r)$$

dove:

- JCR: coefficiente di rugosità del giunto riscontrato durante il rilievo RG1.
- JCS: coefficiente che esprime la resistenza a compressione monoassiale lungo il giunto riscontrato durante il rilievo RG1.
- $\Phi'_r$ : angolo di attrito di base che è funzione unicamente della natura della roccia; tale angolo è stato assunto a favore di sicurezza pari a 30°, corrispondente a circa metà del valore dell'angolo d'attrito dell'ammasso PLO riscontrato durante il rilievo RG1.

La Tabella 3 riassume il valore di JCR, JCS e  $\Phi'_r$  per le famiglie di discontinuità individuate.

joint	JCR	JCS	$\Phi'_r$
Ks	6	12	30
K1	10	24	30
K2	7	23	30

**Tabella 3: Caratteristiche resistenza - Discontinuità**

È stato considerato un peso di volume del Siltiti di Poggiolo Salaiole PLO pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-GA02-OST-RE01-A	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 8 di 18
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITRIMA s.r.l. INGEGNERIA, CONSULENZA, AMBIENTE	 sinèrgo	 D-VA D-VisionArchitecture	
					Data 10/2023

Nel programma di calcolo è stata impostata una persistenza massima per ogni discontinuità come illustrato in Tabella 4 e Tabella 5 in accordo con quanto riscontrato durante il rilievo. La persistenza è stata rapportata alle dimensioni delle aree di scavo pari a circa 30m per la parete frontale e a 20m per le pareti laterali.

joint	Persistenza	
	[%]	[m]
Ks	100	30
K1	79	24
K2	56	17

**Tabella 4: Persistenza – Discontinuità – Parete frontale**

joint	Persistenza	
	[%]	[m]
Ks	100	20
K1	79	16
K2	56	11

**Tabella 5: Persistenza – Discontinuità – Scarpate laterali**

Poiché dal rilievo risulta che l'ammasso roccioso è asciutto al tatto, è stato inizialmente eseguita un'analisi in cui è stato considerato che le fessure siano completamente asciutte. In questa configurazione, si creano dei cunei con volume  $V_{cuneo}$  e superficie esposta sulla scarpata  $A_{slope}$  che risultano sempre stabili con fattori di sicurezza riassunti in Tabella 6.

Sezioni di verifica	$V_{cuneo}$	$A_{slope}$	Fs statico (A2+M2) – fessure asciutte	Fs sismico (A=1; M=1) – fessure asciutte
	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]
Parete frontale	1.74	8.96	>100	>100
Scarpata laterale di destra	10.55	16.17	12.9	13.7
Scarpata laterale di sinistra	25.47	23.60	2.2	2.1

**Tabella 6: Fs – Fessure asciutte**

Tuttavia, è stata considerata la possibilità che l'ammasso venga permeato dall'acqua e che le fessure siano riempite d'acqua al 30% (filled fissures – Ru =0.3).

Le verifiche sono state eseguite per tutte le sezioni sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche. Si sottolinea in fase definitiva le scarpate verranno parzialmente ritombate; tuttavia, nelle verifiche sismiche è stato cautelativamente considerata la stessa altezza delle condizioni statiche provvisorie.

Per le verifiche sismiche è stata considerata la condizione di stato limite ultimo di salvaguardia della vita e l'azione sismica è stata modellata tramite una forza pseudostatica orizzontale applicata cautelativamente con l'inclinazione della linea di scorrimento del cuneo. L'intensità di tale forza è stata considerata pari a:

$$F = W \cdot k_h;$$

Dove W rappresenta il peso del cuneo e  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale definito al paragrafo 7.11.3.5.2 delle NTC 2018.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-GA02-OST-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 9 di 18
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    EITEMA s.r.l. sinèrgo VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Per la definizione di  $k_h$  sono stati considerati i seguenti parametri sismici in accordo con la Relazione Sismica allegata al presente progetto:

$$a_g = 0.224g;$$

$$S_s = 1 \text{ (calcolato per una categoria di sottosuolo tipo A);}$$

$$S_t = 1.06 \text{ (considerando una categoria topografica T2 e l'effettiva posizione dell'opera rispetto alla sommità del pendio);}$$

$$a_{max} = a_g * S_s * S_t = 0.237g;$$

$$\beta_s = 0.38 \text{ come prescritto al Par. 7.11.4 "Fronti di scavo e rilevati" delle NTC2018.}$$

Ottenendo quindi:

$$k_h = \beta_s * a_{max} = 0.090g;$$

CODIFICA DOCUMENTO  P01-GA02-OST-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 10 di 18
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    CITEVA s.r.l. sinèrgo D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

## 3 ANALISI DI STABILITÀ

### 3.1 Condizioni di verifica

Le verifiche di stabilità in condizioni statiche sono state eseguite secondo la **Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1** in accordo con il Capitolo 6.8 delle NTC2018 relativo alla "Opere in materiali sciolti e fronti di scavo".

Si specifica che, come indicato al Par.6.2.4.1.2 delle NTC2018, poiché nella valutazione della resistenza caratteristica degli ammassi rocciosi occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali, il valore di progetto della resistenza si ottiene applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio un coefficiente  $\gamma_M$  pari a 1.25 (M2).

Il coefficiente parziale sulle resistenze  $\gamma_r$  è pari a 1.1 come da Tabella 6.8.I delle NTC2018.

Per l'analisi in condizioni sismiche, i coefficienti amplificativi delle azioni e i coefficienti riduttivi dei parametri dei materiali geotecnici sono stati assunti unitari, mentre il coefficiente riduttivo delle resistenze  $Y_R$  è stato assunto pari a 1.2, come richiesto al Capitolo 7.11.4 "Fronti di scavo e rilevati" delle NTC 2018.

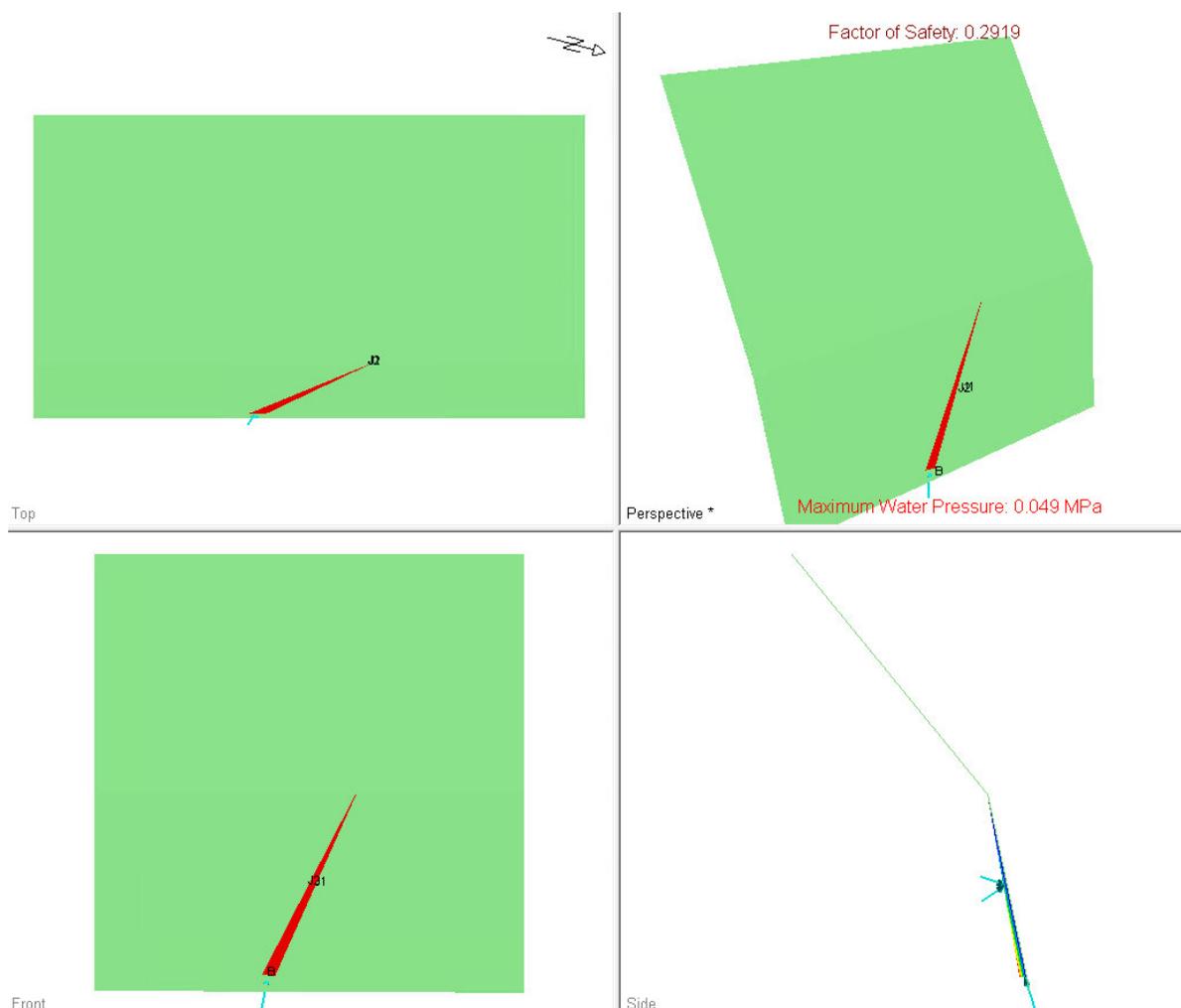
CODIFICA DOCUMENTO  P01-GA02-OST-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 11 di 18
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETEMVA</b> s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	<b>sinèrgo</b> <b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	
			Data 10/2023	

## 3.2 Sezione di verifica 1 - Parete frontale

### 3.2.1 Analisi statica

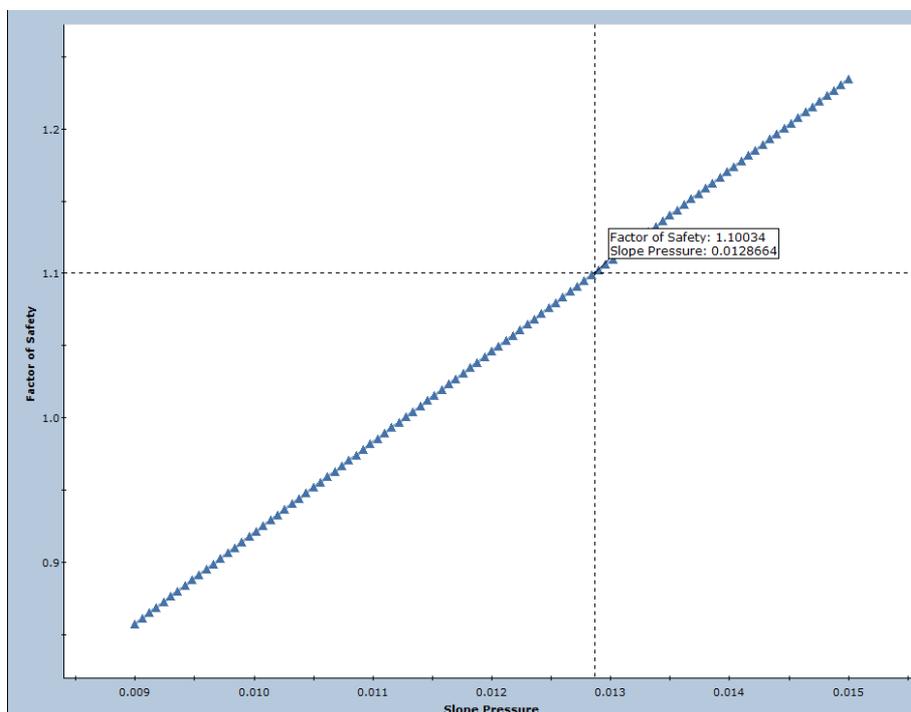
Si riportano nel seguito i risultati ottenuti dall'analisi svolta per il caso statico.

Nelle immagini sotto riportate è visibile il cuneo che si forma che, in assenza di interventi di consolidamento, presenta un coefficiente di sicurezza allo scivolamento pari a 0.292.



Dunque, per poter garantire la stabilità di tale concio, è necessario applicare una pressione alla superficie del pendio. Il grafico sottostante mostra il risultato di un'analisi di sensitività in cui è stato calcolato il fattore di sicurezza allo scivolamento del cuneo al variare della pressione applicata. Si deduce quindi che per raggiungere un fattore di sicurezza pari ad 1,1, come prescritto dal Par. 6.8.2 della normativa, è necessario applicare una pressione sulla faccia del cuneo pari a 0,013MPa.

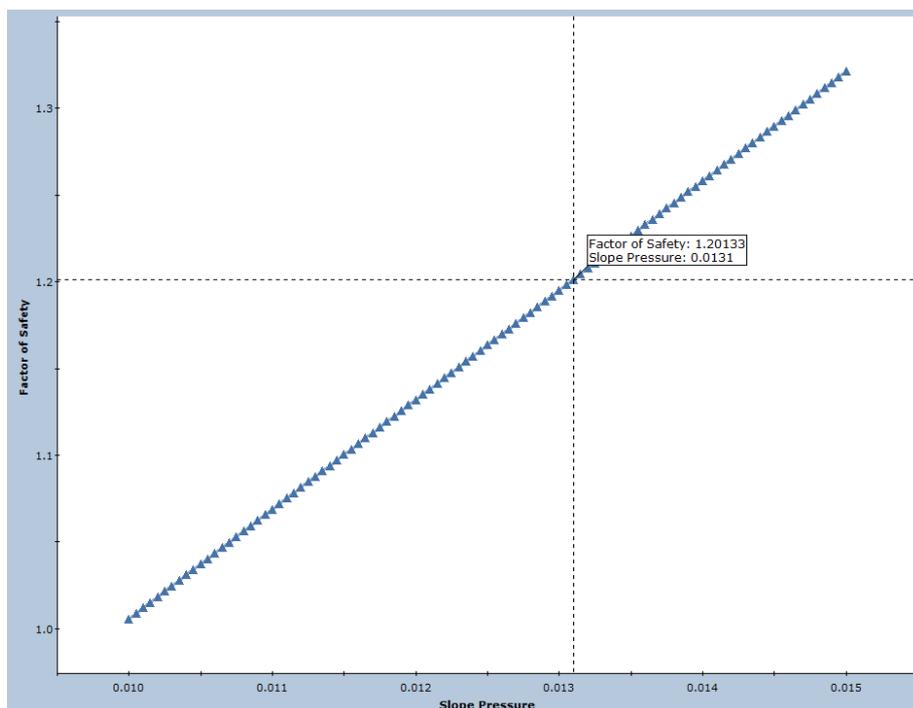
CODIFICA DOCUMENTO <b>P01-GA02-OST-RE01-A</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI <b>ENEA</b> ENERGETICA S.p.A.	<b>sinèrgo</b> s.p.a.	<b>VA</b> D_VisionArchitecture	REV. <b>A</b>	FOGLIO 12 di 18
							Data 10/2023



### 3.2.2 Analisi sismica

Ripetendo l'analisi precedente considerando i parametri dei materiali caratteristici e l'azione sismica come descritto nel Par. 2 si ottiene nuovamente un cuneo instabile.

In tali condizioni, per garantire un fattore di sicurezza maggiore di 1,2 è necessario applicare al cuneo una pressione di almeno 0,013MPa (si veda grafico sottostante).



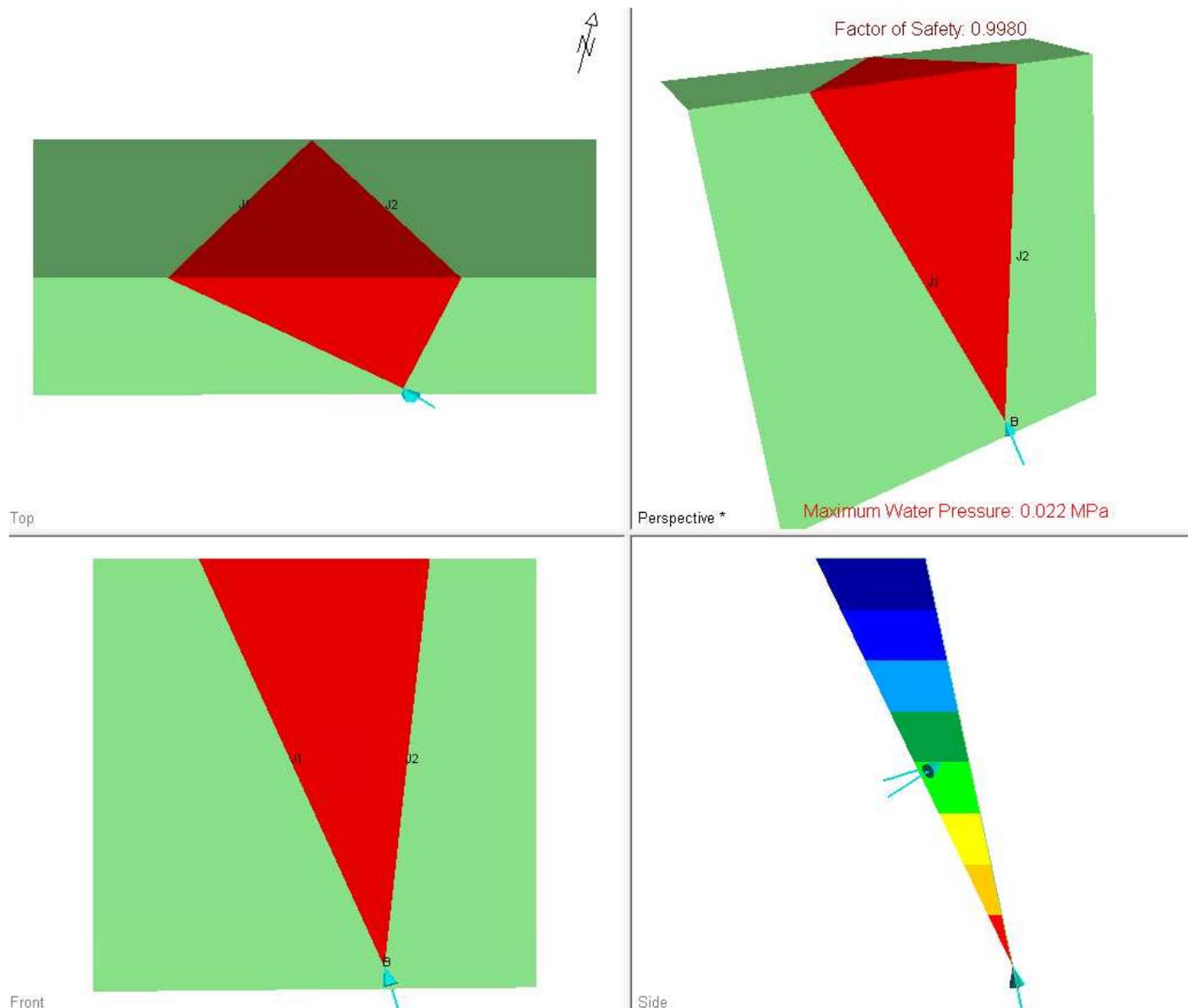
CODIFICA DOCUMENTO <b>P01-GA02-OST-RE01-A</b>	PROGETTAZIONE		REV. <b>A</b>	FOGLIO 13 di 18
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ENEA</b> ENERGIA, SOSTENIBILITÀ, AMBIENTE	<b>sinèrgo</b> <b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	
			Data 10/2023	

### 3.3 Sezione di verifica 2 - Scarpatata laterale di destra

#### 3.3.1 Analisi statica

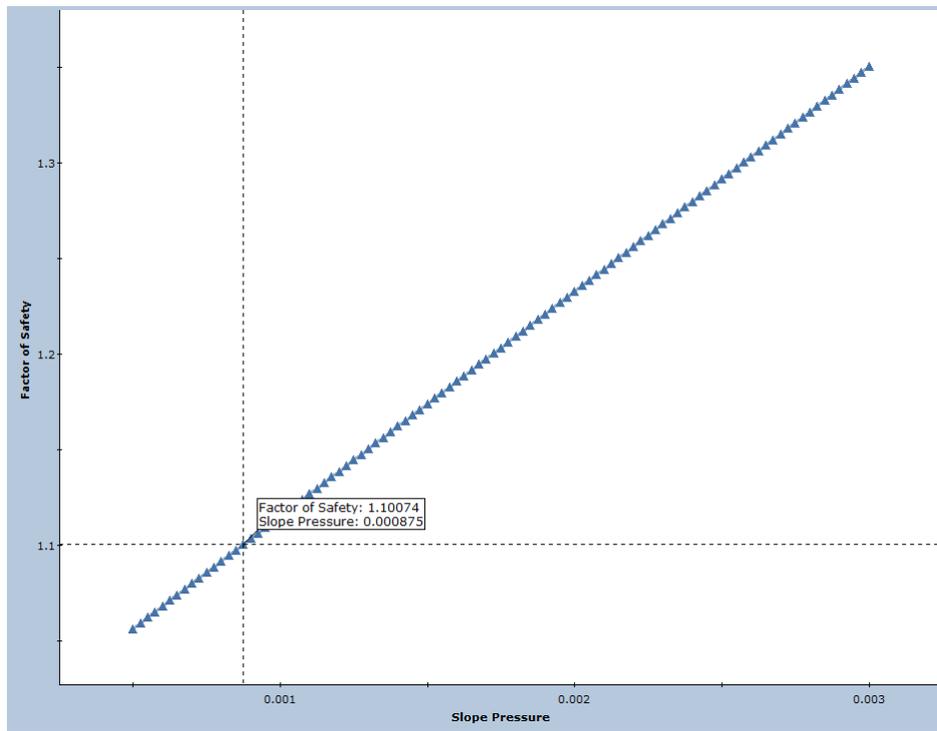
Si riportano nel seguito i risultati ottenuti dall'analisi svolta per il caso statico.

Nelle immagini sotto riportate è visibile il cuneo che si forma che, in assenza di interventi di consolidamento, presenta un coefficiente di sicurezza allo scivolamento pari a 0.998.



Dunque, per poter garantire la stabilità di tale conico, è necessario applicare una pressione alla superficie del pendio. Il grafico sottostante mostra il risultato di un'analisi di sensitività in cui è stato calcolato il fattore di sicurezza allo scivolamento del cuneo al variare della pressione applicata. Si deduce quindi che per raggiungere un fattore di sicurezza pari ad 1,1, come prescritto dal Par. 6.8.2 della normativa, è necessario applicare una pressione sulla faccia del cuneo pari a 0,001MPa.

CODIFICA DOCUMENTO <b>P01-GA02-OST-RE01-A</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI <b>ETA</b> INGENIERIA, S.p.A. S.R.L.		REV. <b>A</b>	FOGLIO 14 di 18
	<b>sinèrgo</b> <small>INGEGNERIA</small>		<b>VA</b> D\VisionArchitecture		Data 10/2023	



### 3.3.2 Analisi sismica

Ripetendo l'analisi precedente considerando i parametri dei materiali caratteristici e l'azione sismica come descritto nel Par. 2 si ottiene un cuneo stabile con fattore di sicurezza pari a 1.570.

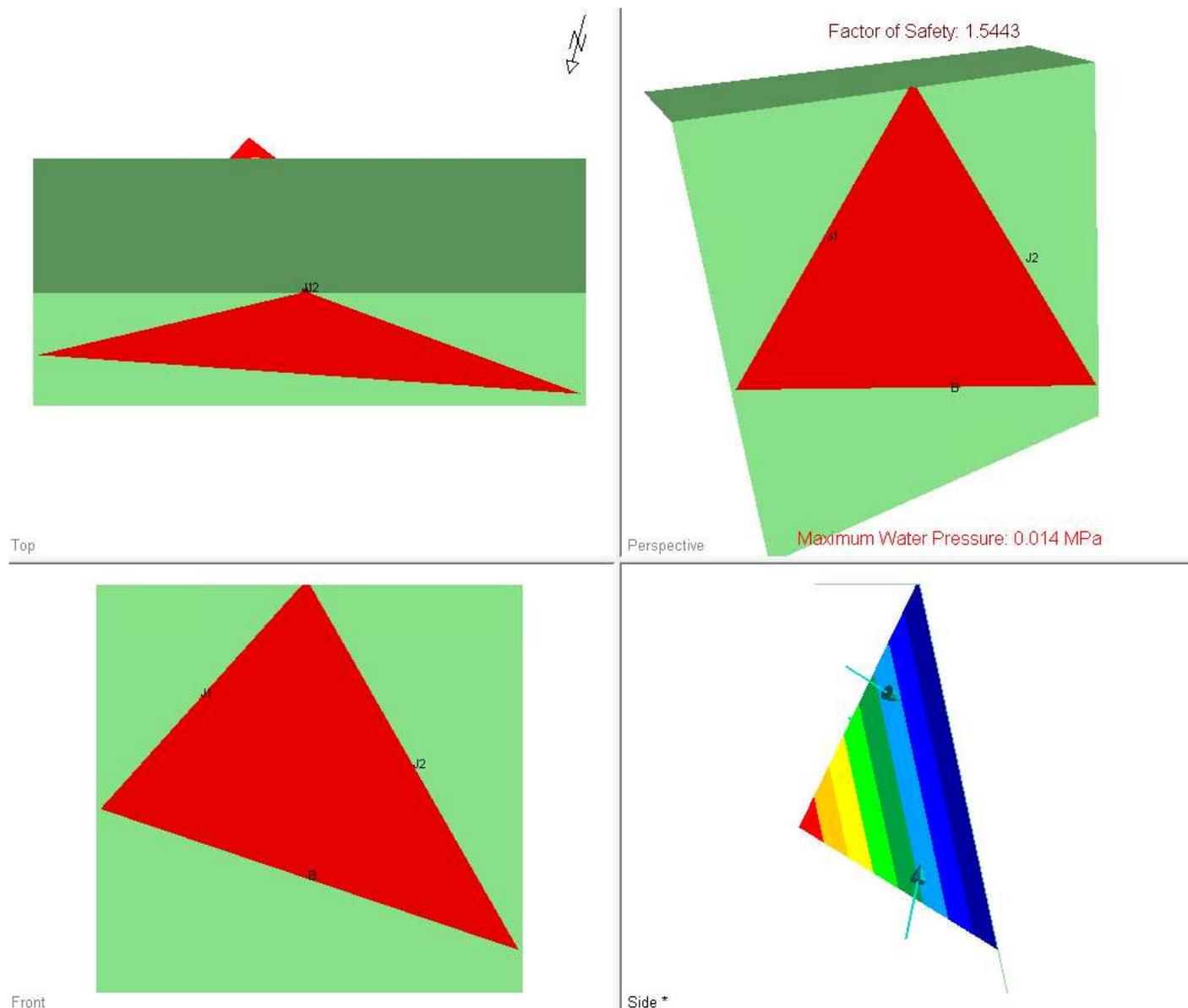
CODIFICA DOCUMENTO <b>P01-GA02-OST-RE01-A</b>	PROGETTAZIONE		REV. <b>A</b>	FOGLIO 15 di 18
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ENEA</b> ENERGIA SOSTENIBILE	Data 10/2023	
		<b>sinèrgo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	

### 3.4 Sezione di verifica 3 - Scarpatata laterale di sinistra

#### 3.4.1 Analisi statica

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti dall'analisi svolta per il caso statico.

Nelle immagini sotto riportate è visibile il cuneo che si forma che, in assenza di interventi di consolidamento, presenta un coefficiente di sicurezza allo scivolamento pari a 1.544 e risulta dunque stabile.



#### 3.4.2 Analisi sismica

Ripetendo l'analisi precedente considerando i parametri dei materiali caratteristici e l'azione sismica come descritto nel Par. 2 si ottiene nuovamente un cuneo stabile con fattore di sicurezza pari a 1.583.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-GA02-OST-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 16 di 18
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    EITVIA s.r.l. sinèrgo DivisionArchitecture	Data 10/2023	

### 3.5 Ancoraggi

Nel paragrafo precedente è emerso che per poter garantire l'equilibrio dei blocchi in presenza di acqua e nel caso sismico, occorre applicare sul pendio una pressione stabilizzante. Risulta di conseguenza necessario verificare che la chiodatura (maglia romboidale 3m x 4m) sia in grado di sostenere tale pressione.

Per la verifica degli ancoraggi, si considera cautelativamente che tale pressione agisca sull'intera area della maglia. Dato che ad ogni singolo chiodo corrisponde un'area di influenza pari alla dimensione della maglia stessa, il valore della forza  $F_{Ed} = \text{pressione} \times A_{\text{maglia}}$  va confrontato con la resistenza a sfilamento dell'ancoraggio (sia lato terreno-malta che malta-acciaio) e la resistenza a trazione del chiodo di seguito calcolate.

#### 3.5.1 Resistenza malta cementizia – terreno

La resistenza offerta dal contatto malta cementizia – terreno è condizionata da numerosi fattori tra cui la tipologia dei materiali, le caratteristiche fisico meccaniche dei terreni, i metodi di perforazione, etc. Pertanto, nel seguito, considerando che la stratigrafia in esame è costituita interamente da siltiti e che l'ancoraggio è cementato, si assume un valore della tensione limite di aderenza malta cementizia – terreno pari a  $\tau=450$  kPa (in accordo con valori di aderenza per le siltiti riportati nella Relazione Geomeccanica allegata in progetto) e un valore del coefficiente di sbulbamento  $\alpha=1.0$ .

In accordo con il Par 6.6 delle NTC2018, si ottiene una resistenza per metro lineare di fondazione dell'ancoraggio pari a:

$$r_{t-m} = D_{\text{perf}} \pi T / (\gamma_R \xi_i) = \mathbf{33 \text{ kN/m}}$$

Dove:

$D_{\text{perf}} = 0.051$  m      diametro di perforazione;

$T = 450$  kPa;      aderenza malta-roccia;

$\gamma_R = 1.2$       coefficiente parziale per gli ancoraggi permanenti;

$\xi_i = 1.8$ .      fattore di correlazione considerando n.1 indagine indagata.

L'effettiva resistenza a sfilamento dell'ancoraggio  $R_{t-m}$  dipende dalla lunghezza di ancoraggio che si trova all'esterno del cuneo di scivolamento.

#### 3.5.2 Resistenza acciaio – malta cementizia

Il valore di aderenza fra acciaio e malta cementizia può essere calcolato mediante la seguente formula in accordo con il Par 4.1.2.1.1.4 delle NTC2018:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$$

Dove:

$f_{ctk} = 0.7 * 0.3 * (0.83 R_{ck})^{(2/3)} = 1.59$  MPa (considerando  $R_{ck} = 25$  MPa);

$\eta_1 = 0.7$ ;

$\eta_2 = 1$ ;

Si ottiene quindi  $f_{bk} = 2.5$  MPa

$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_M = 1.67$  MPa (considerando  $\gamma_M = 1.5$ );

Pertanto risulta che la resistenza a sfilamento della barra nel contatto tra acciaio e malta è pari a:

CODIFICA DOCUMENTO  P01-GA02-OST-RE01-A	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 17 di 18
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  	 D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

$$r_{m-a} = D_{barra} \pi f_{bd} / \gamma_R = 140 \text{ kN/m}$$

Dove:

$D_{barra} = 0.032 \text{ m}$                       diametro esterno barra  
 $\gamma_R = 1.2.$                                 coefficiente parziale per gli ancoraggi permanenti;

L'effettiva resistenza a sfilamento dell'ancoraggio  $R_{m-a}$  dipende dalla lunghezza di ancoraggio che si trova all'esterno del cuneo di scivolamento.

### 3.5.3 Resistenza dell'ancoraggio lato acciaio

La resistenza di progetto lato acciaio, limitata dalla snervamento della barra, può essere calcolata mediante la seguente espressione:

$$F_{s,yd} = A_{barra} f_{yk} / \gamma_S = 208 \text{ kN}$$

Dove:

$A_{barra} = 531 \text{ mm}^2$   
 $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$   
 $\gamma_S = 1.15$

### 3.5.4 Verifica degli ancoraggi

Nella Tabella 7 e Tabella 8 sono riassunti i risultati delle analisi di stabilità delle tre sezioni di verifica presentate nei Par. 3.2, Par 3.3 e Par 3.4 rispettivamente in condizioni statiche e in condizioni sismiche. Per ciascuna sezione è riportato il fattore di sicurezza in assenza di sostegni e la pressione di stabilizzazione necessaria per garantire un fattore di sicurezza pari a 1.1 in condizioni statiche e 1.2 in condizioni sismiche. Tale pressione genera negli ancoraggi la forza  $F_{ed}$  pari alla pressione moltiplicata per l'area della maglia ( $4\text{m} \times 3\text{m} / 2 = 6\text{m}^2$ ). Le stesse tabelle mostrano che  $F_{ed}$  è inferiore alle resistenze a sfilamento (sia terreno-malta che malta-acciaio) e snervamento offerte dalle chiodature calcolate nei paragrafi precedenti, perciò, tutte le verifiche degli ancoraggi risultano soddisfatte:

$$F_{ed} < \min (R_{t-m}; R_{m-a} ; F_{s,yd})$$

Si evidenzia che le resistenze a sfilamento  $R_{t-m}$  e  $R_{m-a}$  sono state ottenute moltiplicando le rispettive resistenze al metro lineare  $r_{t-m}$  e  $r_{m-a}$  per la lunghezza minima  $L_{min}$ , pari alla lunghezza minima dell'ancoraggio che si trova all'esterno del cuneo di rottura. Tale lunghezza è stata calcolata automaticamente dal programma Swedge considerando che il chiodo si trovi nel centroide del cuneo.

Sezioni di verifica	$L_{min}$	$F_s$ statico (A2+M2)	$p$ ( $F_s=1.1$ )	$F_{ed}$	$R_{t-m}$	$R_{m-a}$	$F_{s,yd}$	Verifica barra
	[m]	[-]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
Parete frontale	2.7	0.292	0.013	75	89	308	208	OK
Scarpata laterale di destra	1.7	0.998	0.001	5	58	198	208	OK
Scarpata laterale di sinistra	0.9	1.544	0.000	0	29	99	208	OK

**Tabella 7: Verifica ancoraggi – Condizioni statiche**

CODIFICA DOCUMENTO  P01-GA02-OST-RE01-A	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 18 di 18
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  	 D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Sezioni di verifica	$L_{min}$	$F_s$ sismico (A=1+M=1)	$p$ ( $F_s=1.2$ )	$F_{ed}$	$R_{t-m}$	$R_{m-a}$	$F_{s,yd}$	Verifica barra
	[m]	[-]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
Parete frontale	2.7	0.374	0.013	79	89	308	208	OK
Scarpata laterale di destra	1.7	1.570	0.000	0	58	198	208	OK
Scarpata laterale di sinistra	0.9	1.583	0.000	0	29	99	208	OK

**Tabella 8: Verifica ancoraggi – Condizioni sismiche**