

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO
Tratto Selci Lama (E45) – S. Stefano di Gaifa
Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2)
e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (lotto 3)
1° stralcio

PROGETTO ESECUTIVO

COD. AN58

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:

Dott. Geol. Massimo Mezzanatica – Società Pro Iter Srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

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:

Dott. ing. Vincenzo Catone

PROTOCOLLO:

DATA:

OPERE D'ARTE MAGGIORI:

Ing. Enrico Maria Pizzarotti – Società Pro Iter Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. A29470



Catone

06 - OPERE D'ARTE MAGGIORI IN SOTTERRANEO
06.03 - GA.02 - GALLERIA GUINZA - IMBOCCO LATO MARCHE
06.03.02 - OPERE DI STABILIZZAZIONE DEI VERSANTI

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00GA06OSTRE01A.pdf			
L0702M	E	2101	CODICE ELAB. T00GA06OSTRE01		A	-
D						
C						
B						
A	EMISSIONE		FEBBRAIO 2023	CICERI	MOJA	PIZZAROTTI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	1
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	2
2.1	Normativa	2
2.2	Elaborati di progetto	2
2.3	Programmi di calcolo	2
3	MATERIALI	2
3.1	Acciaio per barre di ancoraggio	2
3.2	Malta cementizia	2
4	DESCRIZIONE DELL' INTERVENTO E FASI ESECUTIVE	3
5	CRITERI DI VERIFICA	5
6	SEZIONE DI VERIFICA	5
7	DISCONTINUITÀ E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
8	AZIONE SISMICA	12
9	ANALISI DI STABILITÀ DI SCIVOLAMENTO DEI CUNEI	13
9.1	Analisi statica	13
9.2	Analisi sismica	15
9.3	Ancoraggi	16
9.3.1	<i>Resistenza malta cementizia – terreno</i>	16
9.3.2	<i>Resistenza acciaio – malta cementizia</i>	17
9.3.3	<i>Resistenza dell'ancoraggio lato acciaio</i>	17
9.3.4	<i>Verifica degli ancoraggi</i>	18

1 PREMESSA

Il presente documento analizza il consolidamento con soil nailing che verrà realizzato nell'ambito dei lavori ascrivibili alla realizzazione dell'imbocco lato Marche della galleria Guinza, opera prevista nel progetto esecutivo per l'adeguamento a due corsie del tratto della Galleria della Guinza (Lotto 2°) e del Tratto Guinza – Mercatello Ovest (Lotto 3°) dell'itinerario internazionale E78 S.G.C. Grosseto - Fano.

L'intervento è localizzato tra le Regioni Umbria e Marche, nei Comuni di Parnacciano (PG) e Mercatello sul Metauro (PU). Più dettagliatamente, il 2° Lotto comprende la Galleria della Guinza, mentre il 3° Lotto comprende tutte le opere dall'uscita della Guinza sul lato marchigiano, fino al termine dell'intervento.

Il sistema di consolidamento in oggetto è realizzato con un intervento combinato di chiodature con barre di ancoraggio passive e rivestimento in rete metallica e si configura come una sistemazione a carattere definitivo della parete rocciosa.

Lo scopo della presente relazione è quello di giustificare le scelte progettuali adottate per tale intervento.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa

- [1] DM 17.01.2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- [2] CIRCOLARE 21.01.2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”

2.2 Elaborati di progetto

- [3] T00GN01OSTRE02A: Relazione geomeccanica
- [4] T00GA06OSTDI01A: - Imbocco lato Marche - Opere di stabilizzazione dei versanti - Planimetria e prospetto
- [5] T00GA06OSTDI02A: - Imbocco lato Marche - Opere di stabilizzazione dei versanti – Sezioni e fasi esecutive
- [6] T00GA06OSTDI02A: - Imbocco lato Marche - Opere di stabilizzazione dei versanti – Dettagli costruttivi

2.3 Programmi di calcolo

Swedge 6.0

Rocscience

Programma per il calcolo della stabilità dei cunei in pendii in roccia

3 MATERIALI

3.1 Acciaio per barre di ancoraggio

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f_{tk} =$	540.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} =$	450.00	N/mm ²
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	--
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	= 391.30	N/mm ²
Stato Limite di Esercizio			
Tensione massima di trazione	$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$	= 360.00	N/mm ²

3.2 Malta cementizia

Resistenza caratteristica a compressione cubica (28gg)	$R_{ck} =$	25.00	N/mm ²
Resistenza media a compressione cubica (24h)	$R_{cm} =$	10.00	N/mm ²

4 DESCRIZIONE DELL' INTERVENTO E FASI ESECUTIVE

All'imbocco lato Marche della Galleria Guinza è presente una parete rocciosa non protetta caratterizzata dall'affioramento Formazione Marnoso Arenacea (FMA) – membro FMA5 (“Membro di Collina”) [3]. La parete è caratterizzata da una successione di 7 strati arenacei, di spessore variabile tra 20 cm ed 1 m, a cui si intercalano interstrati marnosi e pelitici potenti fino ad 1 m. L'assetto della stratificazione è a traverpoggio rispetto all'orientazione del versante.

Ad un primo approccio visivo, le bancate e gli strati arenacei, più competenti, mostrano una fratturazione orientata secondo due principali set di discontinuità la cui giacitura è perpendicolare alla stratificazione, mentre gli intervalli marnosi e pelitici presentano una fratturazione pervasiva del tipo a “saponetta”.

Alla base della parete è presente un esteso accumulo detritico a testimonianza della forte erodibilità dei litotipi e della fratturazione diffusa.

L'ammasso roccioso risulta nel suo insieme leggermente alterato e non sono stati rilevati indizi di presenza d'acqua.

In questo contesto, si prevede pertanto di procedere alla sistemazione della parete rocciosa tramite un intervento di protezione a carattere permanente con chiodatura e rete metallica, esemplificato dalle seguenti immagini.

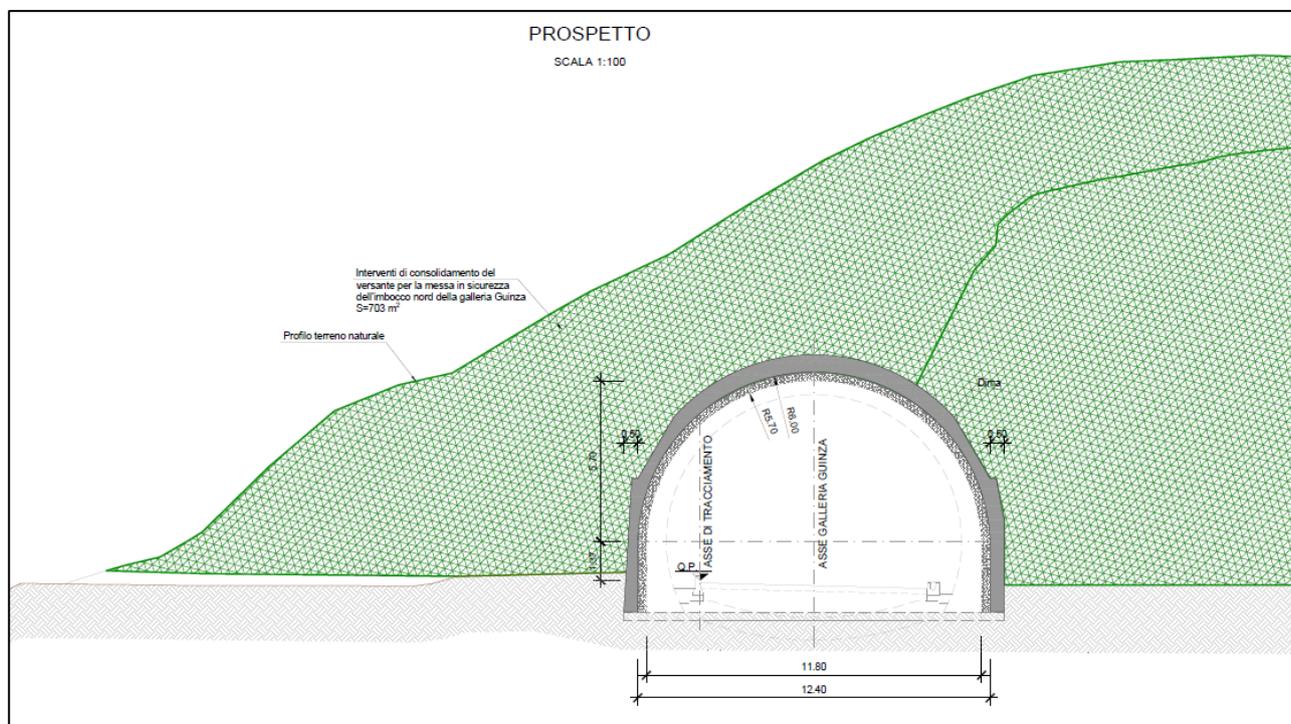


Figura 1 - - Imbocco lato Marche galleria Guinza: intervento sulla parete rocciosa con chiodatura e rete metallica

In particolare, l'intervento di protezione costituito da:

- chiodatura con barre in acciaio B450C ad aderenza migliorata diam. 32mm L=6.0m con disposizione a maglia quadrata 3.00x3.00m, alloggiata e intasata con malta cementizia C25/30 su tutta la lunghezza all'interno di perfori diam. 100mm; la massima altezza dell'intervento di chiodatura è di 12 m;
- posa di una rete metallica a doppia torsione zincata con maglia 8x10mm diam. 3mm, necessaria al fine di prevenire fenomeni di instabilizzazione del detrito tra 2 chiodi adiacenti;
- posa di una rete di funi di acciaio diam. 12mm disposte longitudinalmente e diagonalmente tra le varie file di ancoraggi.

Per le caratteristiche di dettaglio dell'opera si rimanda ai grafici allegati al progetto [4][5][6].

In Tabella 4.1 e Tabella 4.2 sono riportate le principali caratteristiche dell'intervento di rinforzo. Gli ordini di chiodatura vengono numerati dall'alto verso il basso.

Altezza massima parete chiodata (m)	Pendenza media parete chiodata (°)	Ordine di chiodatura (-)	Diametro perforo (mm)	Diametro barra (mm)	Lunghezza Chiodi (m)	Maglia chiodatura (m x m)
16.0	65	I	100	32	6.0	3.0 (h) x 3.0 (v)
		II				
		III				
		IV				
		V				

Tabella 4.1 – Parete chiodata: caratteristiche della parete chiodata.

TABELLA SOIL NAILING					
Ø CHIODO (mm)	AREA SEZIONE CHIODO (mm ²)	f _{0,2k} (MPa)	f _{tk} (MPa)	F _{yk} (kN)	F _{tk} (kN)
32	804	450	540	362	434

Tabella 4.2 – Caratteristiche soil nailing.

Di seguito sono riportate le fasi esecutive dell'intervento

1. Bonifica parete rocciosa mediante taglio vegetazionale, diserbo, estirpazione di radici, pulizia delle fessure e disgiungimento di massi, blocchi o lastre pericolanti.
2. Rivestimento scarpata in roccia con rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale tipo 80x100 diametro 3.00 mm rinforzato con filo di diametro pari a 3.4 mm bloccata in sommità ed al piede della scarpata mediante una fune d'acciaio zincato Ø= 16 mm tipo 114, fili 6x19 anima tessile con resistenza filo elementare di acciaio non inferiore a 180 kg/ mmq, con carico di rottura minimo di 14.000 kg. Ancoraggio alla roccia ogni 3 m mediante ancoraggi in barre d'acciaio Ø= 32 mm, L=6.0m collocati in fori Ø =100-110 mm annegati in malta cementizia antiritiro. Funi di contenimento ad orditura romboidale in fune metallica Ø= 12 mm in trefolo di acciaio zincato.

5 CRITERI 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 [1][2] 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 γ_M pari a 1.25 (M2).

Il coefficiente parziale sulle resistenze γ_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.

6 SEZIONE DI VERIFICA

La stabilità della scarpata descritta nel Par. 4 è stata valutata attraverso un'analisi di stabilità dei blocchi eseguita tramite l'ausilio del programma di calcolo Swedge 6.0.

L'analisi è stata eseguita in corrispondenza della sezione con pendenza massima come mostra la seguente Figura 2.

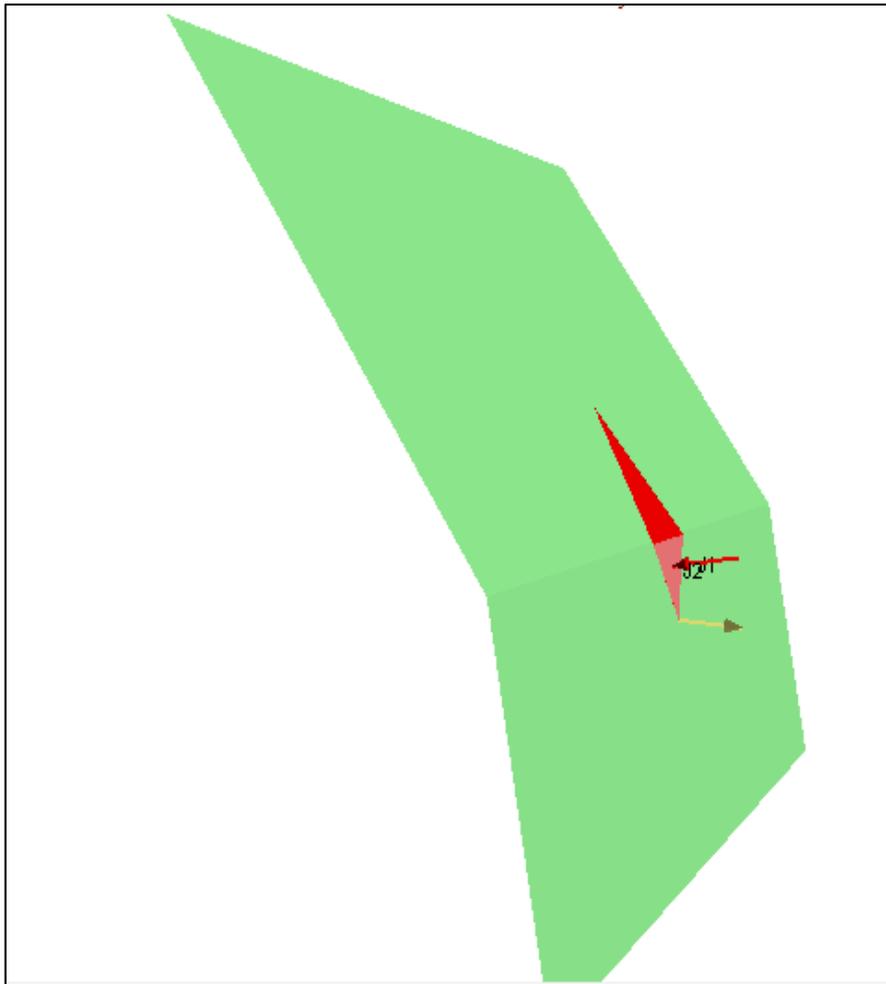


Figura 2: Sezione di verifica

La sezione è caratterizzata dall'immersione e dall'altezza della scarpata (nel seguito indicata come "Slope") e del pendio a monte/berma (nel seguito identificate come "Upper face") come riscontrabile in Tabella 3:

	Slope				
	dip [°]	dip direction [°]	H [m]	W [m]	L [m]
Slope	80	35	20	-	50
Upper face	55	35	-	20	50

Tabella 3: Caratteristiche scarpate

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

7 DISCONTINUITÀ E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le caratteristiche delle discontinuità sono state dedotte del rilievo geomeccanico eseguito nel giugno 2022 nell'ambito del presente progetto esecutivo Anas 2022 e riportato in dettaglio in [3].

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

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

dove:

- JCR: coefficiente di rugosità del giunto.
- JCS: coefficiente che esprime la resistenza a compressione monoassiale lungo il giunto
- Φ'_r : angolo di attrito di base che è funzione unicamente della natura della roccia;

Nella seguente Tabella 4 sono elencate le discontinuità riscontrate durante il rilievo con la rispettiva inclinazione (dip), immersione (dip direction) e caratterizzazione dei giunti (persistenza, Φ'_r , JCS e JCR). Si sottolinea che l'angolo d'attrito di base è stato stimato considerando il valore minimo da letteratura per una roccia arenaria leggermente bagnata (Barton and Choubey, 1976).

ID	Dip [°]	Dip direction [°]	Tipo	Persistenza [m]	Φ'_r : [°]	JCS [MPa]	JCR [-]
1	72	55	JN1	0.3	25	38	6
2	75	60	JN1	1	25	42	10
3	75	65	JN1	0.3	25	34	4
4	89	180	JN2	0.35	25	29	12
5	75	70	JN1	1	25	42	8
6	20	295	BG	10	25	31	4
7	70	75	JN1	0.6	25	38	8
8	70	90	JN	0.2	25	38	4
9	80	240	JN	0.45	25	46	4
10	72	70	JN1	2	25	34	10
11	20	290	BG	10	25	34	6
12	45	50	JN	0.2	25	27	4
13	65	65	JN1	1.2	25	53	10
14	68	5	JN2	0.25	25	58	10
15	75	175	JN	0.3	25	51	8
16	35	25	JN	0.2	25	41	12
17	15	300	BG	5	25	25	10
18	89	185	JN2	0.4	25	49	12
19	52	30	JN2	0.15	25	16	6
20	70	60	JN1	0.5	25	35	8
21	80	30	JN	0.45	25	25	6
22	15	305	BG	10	25	23	4
23	80	65	JN1	1.6	25	41	8
24	35	35	JN	0.2	25	34	4

25	78	20	JN2	0.15	25	15	6
26	82	68	JN1	2.5	25	76	14
27	80	35	JN	0.25	25	37	10
28	12	305	BG	10	25	28	8
29	72	65	JN1	7	25	38	6
30	10	310	BG	8	25	21	6
31	65	70	JN1	0.2	25	43	8
32	75	325	JN2	1.2	25	51	12
33	68	40	JN1	1.6	25	25	10
34	85	325	JN2	0.6	25	37	12
35	76	52	JN1	1.2	25	46	6
36	85	350	JN2	0.1	25	37	4
37	63	40	JN	0.1	25	29	6
38	72	28	JN	0.2	25	25	6
39	87	63	JN	0.4	25	33	8
40	17	265	BG	10	25	25	6
41	85	345	JN2	0.6	25	50	4
42	73	60	JN1	0.3	25	64	6
43	85	345	JN2	0.3	25	37	6
44	80	5	JN	1.2	25	22	10
45	74	67	JN1	0.5	25	52	8
46	88	338	JN2	0.2	25	27	6
47	72	65	JN1	0.6	25	31	6
48	84	0	JN	0.1	25	56	10
49	89	65	JN1	1.2	25	68	8
50	89	180	JN	0.25	25	61	12
51	78	65	JN1	0.25	25	57	8
52	80	180	JN	0.3	25	51	14
53	70	65	JN1	1.3	25	58	10
54	85	350	JN2	0.3	25	68	6
55	72	60	JN1	1.2	25	71	6
56	85	350	JN2	0.6	25	33	6
57	70	65	JN1	0.5	25	38	6
58	89	5	JN2		25	61	

Tabella 4: Discontinuità

In Figura 3 è riportata la rappresentazione stereografica delle discontinuità.

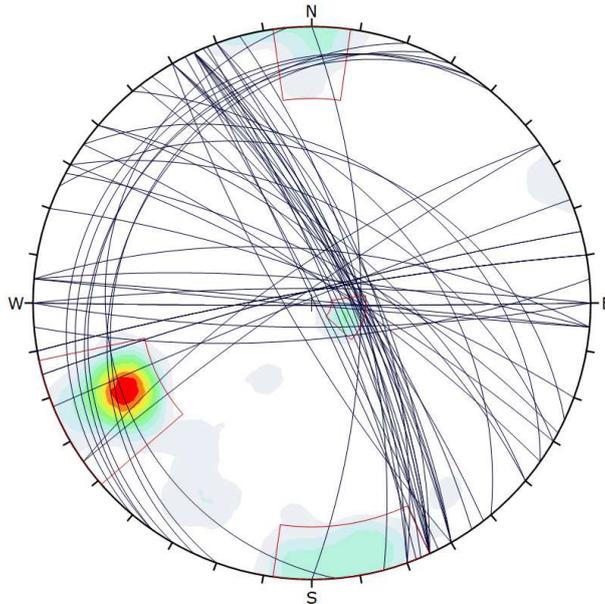


Figura 3: Rappresentazione stereografica di tutte le discontinuità rilevate

Le discontinuità di Tabella 4 possono essere raggruppate in famiglie medie aventi un'inclinazione e un'immersione riassunte in Tabella 5 (con la rappresentazione stereografica di Figura 4) e delle caratteristiche dei giunti riportate in Tabella 6. Si sottolinea che le caratteristiche delle famiglie di giunti sono una stima cautelativa delle caratteristiche dei singoli giunti che compongono le famiglie J1, J2 o Basal plane

joint	dip (°)	dip direction (°)
Basal plane	15	294
JN1	74	64
JN2	89	355

Tabella 5: Inclinazione e immersione – Discontinuità

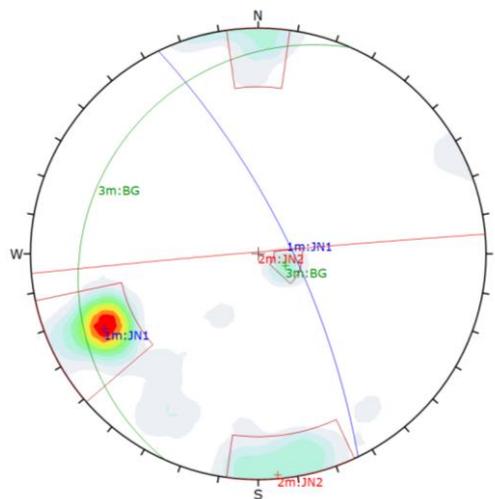


Figura 4: Rappresentazione stereografica

joint	JCR	JCS	Φ'_r	Persistenza
Basal plane	4	21	25°	15m
JN1	4	31	25°	1.1m
JN2	4	22	25°	0.4m

Tabella 6: Caratteristiche resistenza - Discontinuità

È stato considerato un peso di volume del Formazione Marnoso Arenacea (FMA) pari a 26 kN/m³.

L'aderenza fra la malta di intasamento della perforazione dei chiodi ed il terreno τ_{lim} . è stata assunta pari a 500kPa sulla base agli esiti delle prove dilatometriche in roccia e dai dati riportati da Bustamante e Doix (1985).

In particolare, la Tabella 7 riepiloga i risultati delle n.4 prove dilatometriche su roccia eseguite nel corso delle indagini integrative svolte nella campagna del 2018 [3]. Da esse si evince che valori della pressione limite p'L per il flysch sono compresi nel range 5500÷6400 kPa.

Sondaggio di riferimento	Prova (n.)	Prof. (m)	Litologia	p'L (KPa)
S2	1	17,5	Marna siltitica compatta	6282
S4	1	16,5	Marna siltitica compatta	6302
S12p	1	9,0	Marna e arenaria	6433
S13p	1	14,0	Arenaria moderatamente alterata	5511

Tabella 7: Risultati delle prove dilatometriche in roccia.

Assumendo prudenzialmente $p'_L = 5\text{MPa}$, dall'abaco di Bustamante e Doix (si veda Figura 5) si stima per ancoraggi iniettati a gravità/bassa pressione in rocce alterate e fratturate (inviluppo R2) un'aderenza pari a $\tau_{lim} \approx 500 \text{ kPa}$.

Abaco per il calcolo di s per rocce alterate e fratturate

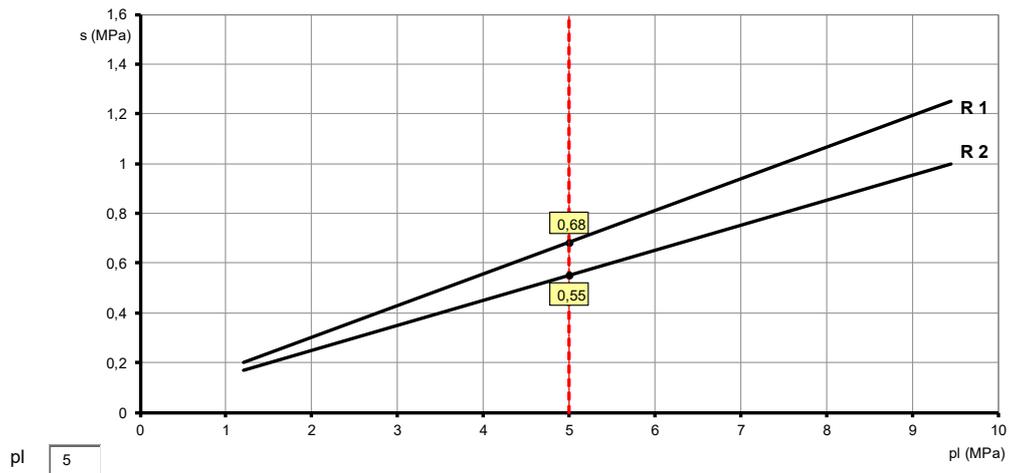


Figura 5: Abaco Bustamante e Doix per rocce alterate e fratturate

8 AZIONE SISMICA

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 lungo la direzione 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.

Per la definizione di k_H sono stati considerati i seguenti parametri sismici:

$$a_g = 0.288g;$$

$$F_0 = 2.377;$$

$$S_s = 1.124 \text{ (calcolato per una categoria di sottosuolo tipo B);}$$

$$S_t = 1.2 \text{ (considerando una categoria topografica T2);}$$

$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t = 0.388 \text{ g;}$$

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

Ottenendo quindi:

$$k_H = \beta_s \cdot a_{max} = 0.147g;$$

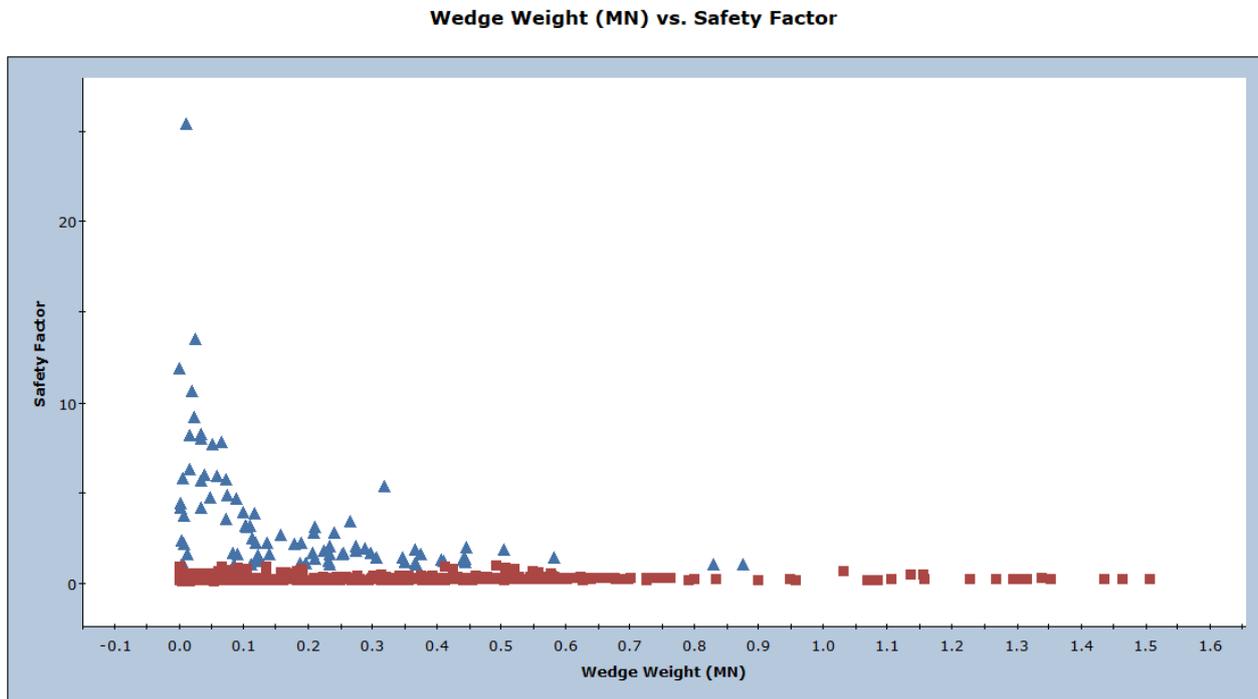
9 ANALISI DI STABILITÀ DI SCIVOLAMENTO DEI CUNEI

Nel seguito si riportano i risultati delle analisi “Combination” svolte tramite il programma Swedge. Tali analisi combinano a coppie tutte le possibili discontinuità e restituiscono il fattore di sicurezza dei cunei che risultano geometricamente validi (ovvero il cui volume è definito dall’intersezione tra due piani di discontinuità, dalla Slope face e dall’Upper face). I piani di discontinuità considerati sono quelli riportati in Tabella 4.

Inoltre, al fine di ottenere dei cunei realisticamente accettabili, la persistenza delle discontinuità è stata limitata a 15m, ovvero alla massima persistenza riscontrata durante i rilievi (si veda Tabella 6).

9.1 Analisi statica

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti dall’analisi “Combination” svolta per il caso statico che ha fornito 595 cunei validi di cui 496 instabili e 99 stabili. Nel grafico sottostante si riporta il fattore di sicurezza in funzione del peso del cuneo.



In Figura 6 è visibile il cuneo con il fattore di sicurezza minimo pari a 0.153.

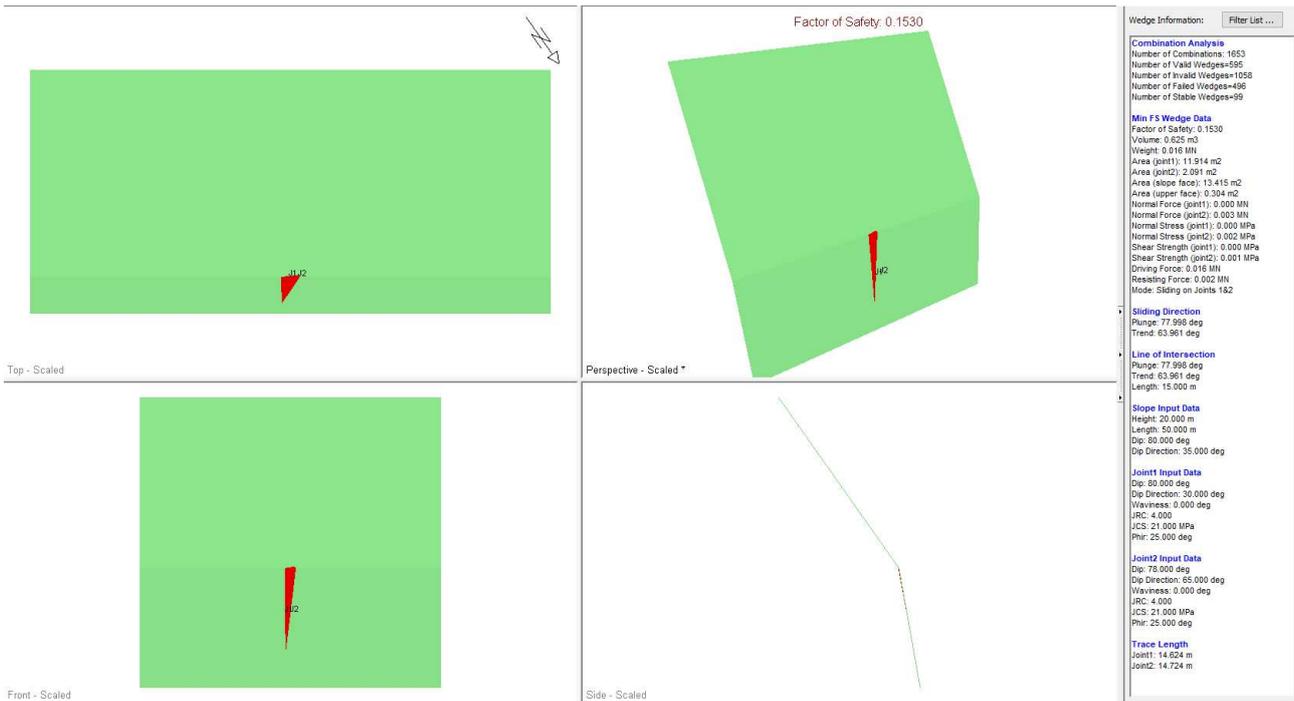


Figura 6 - Risultati analisi statica SWedge con $p_{conf} = 0$ MPa

Per poter garantire la stabilità di tutti i conci, ovvero per raggiungere un fattore di sicurezza pari ad 1,1 come prescritto dal Par. 6.8.2 delle NTC2018, è necessario applicare una pressione sulla faccia del cuneo pari a 0,027MPa. In Figura 7 è visibile il cuneo con $F_s=1.1$.

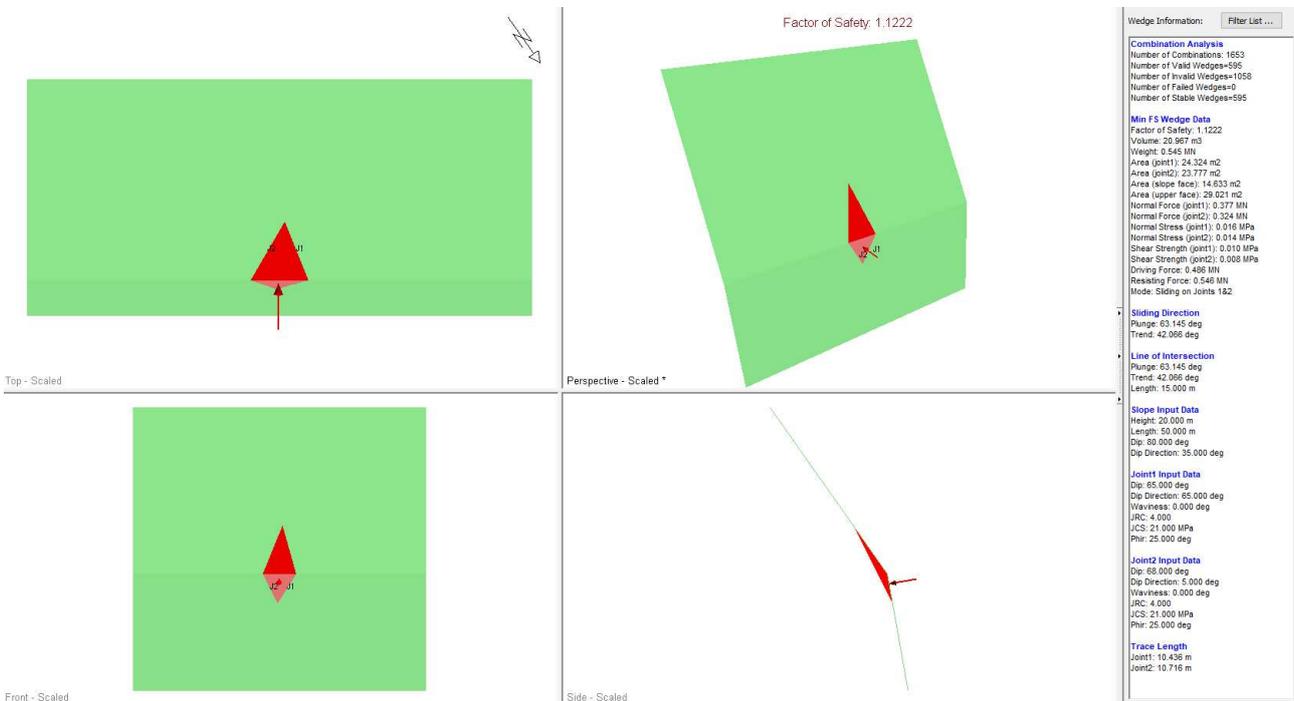
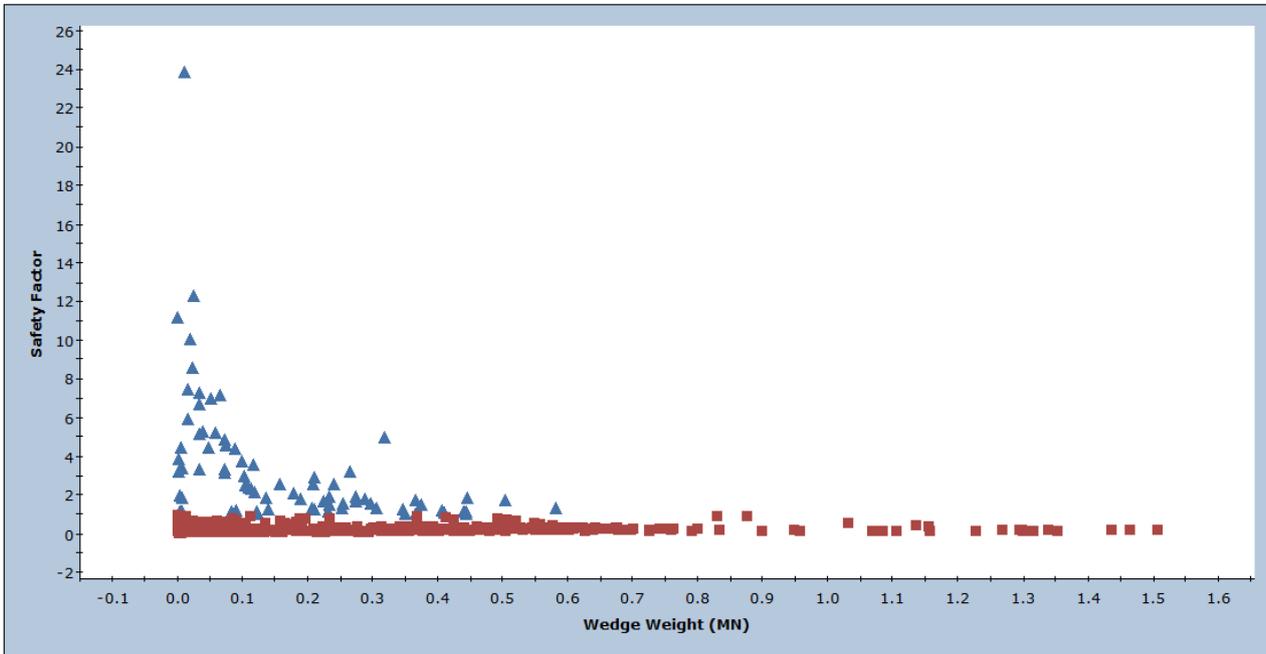


Figura 7 - Risultati analisi statica SWedge con $p_{conf} = 0.027$ MPa

9.2 Analisi sismica

Ripetendo l'analisi precedente considerando i parametri dei materiali caratteristici e l'azione sismica calcolata al Paragrafo 8 si ottengono 595 cunei validi di cui 507 instabili e 88 stabili. Nel grafico sottostante si riporta il fattore di sicurezza in funzione del peso del cuneo.

Wedge Weight (MN) vs. Safety Factor



In Figura 8 è visibile il cuneo con il fattore di sicurezza minimo pari a 0.044.

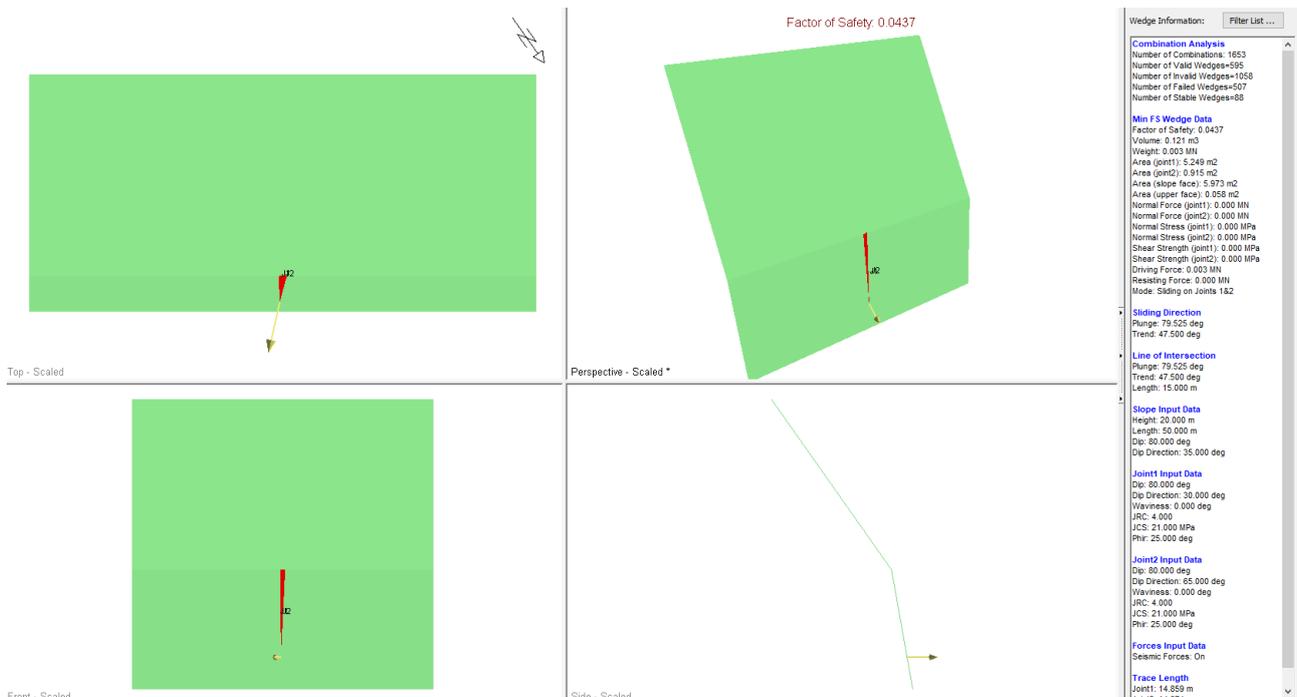


Figura 8 - Risultati analisi dinamica SWedge con $p_{conf} = 0 \text{ MPa}$

In tali condizioni, per garantire a tutti i cunei un fattore di sicurezza maggiore di 1,2 è necessario applicare al cuneo una pressione di almeno 0,029MPa (Figura 9).

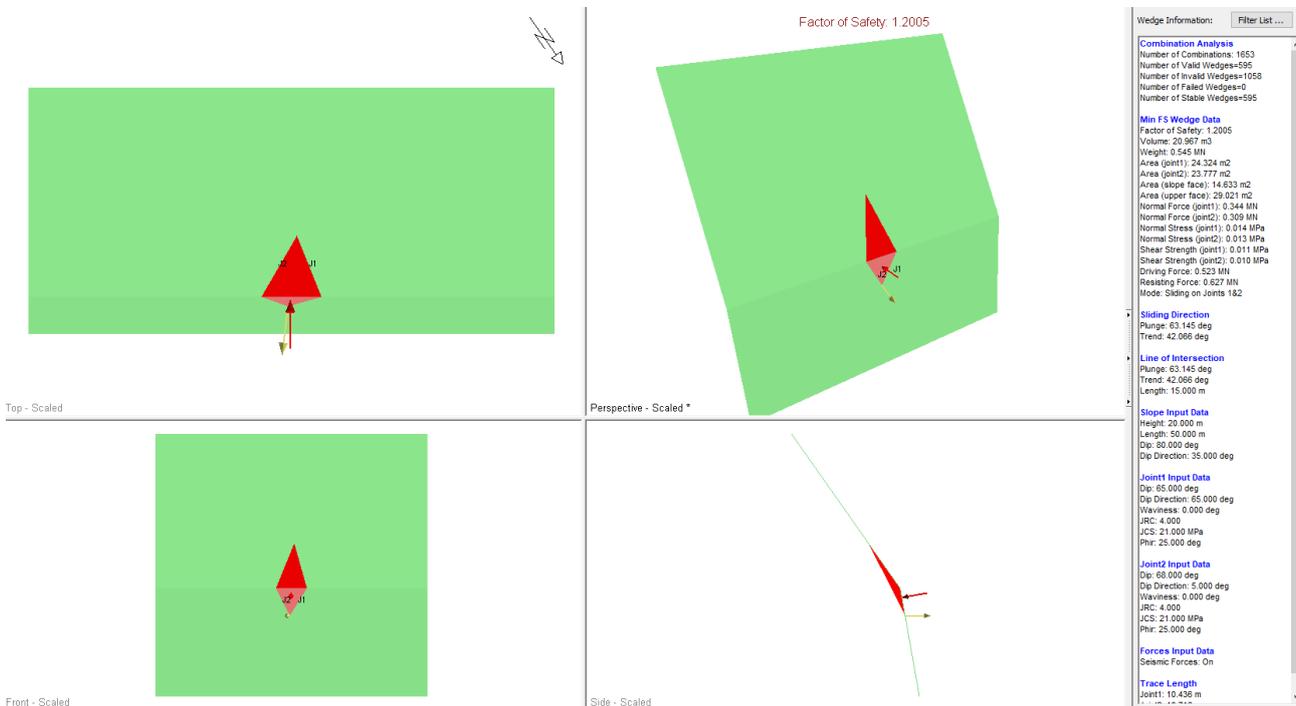


Figura 9 - Risultati analisi dinamica SWedge con $p_{conf} = 0.029 \text{ MPa}$

9.3 Ancoraggi

Nel paragrafo precedente è emerso che per poter garantire l'equilibrio dei blocchi sia nel caso statico che nel caso sismico, occorre applicare sul pendio una pressione stabilizzante. Risulta di conseguenza necessario verificare che la chiodatura (maglia quadrata 3m x 3m) 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 $F_{Ed} = \text{pressione} \times A_{maglia}$ 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.

9.3.1 Resistenza malta cementizia – terreno

La resistenza offerta dal contatto malta cementizia – terreno è calcolata a partire dall'aderenza di Bustamante e Doix (1985). Considerando che il pendio in esame è costituito una roccia marnoso-arenacea e che l'ancoraggio è cementato, si assume un valore della tensione limite di aderenza malta cementizia – terreno pari a $\tau=500 \text{ kPa}$ (come definito nel Par. 7) 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:

$$r_{t-m} = \frac{D_{perf} \cdot \pi \cdot \tau}{\gamma_R \cdot \xi_i} = 73 \text{ kN/m}$$

Dove:

$D_{perf} = 0.1 \text{ m}$ diametro di perforazione;

$\tau = 500 \text{ kPa}$; 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.

9.3.2 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:

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} = 2.5 \text{ MPa}$$

Dove:

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

$\eta_1 = 0.7$;

$\eta_2 = 1$;

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_M} = 1.67 \text{ MPa}$$

considerando $\gamma_M = 1.5$;

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

$$r_{m-a} = \frac{D_{per} \cdot \pi \cdot f_{bd}}{\gamma_R \cdot \xi_i} = 140 \text{ kN/m}$$

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.

9.3.3 Resistenza dell'ancoraggio lato acciaio

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

$$F_{s,yd} = \frac{A_{barra} \cdot f_{yk}}{\gamma_S} = 315 \text{ kN}$$

Dove:

$A_{barra} = 804 \text{ mm}^2$

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

$\gamma_S = 1.15$

9.3.4 Verifica degli ancoraggi

Nella Tabella 8 e Tabella 9 sono riassunti i risultati delle analisi di stabilità presentate nel Par. 9.1 e 9.2 rispettivamente in condizioni statiche e in condizioni sismiche in cui 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 ($3m \times 3m = 9m^2$). 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 di ancoraggio minima $L_{anc,min}$. Tale lunghezza è stata definita come differenza tra la lunghezza totale del chiodo (6 m) e la massima lunghezza che può ricadere all'interno di ciascun cuneo posta cautelativamente pari a 1 m.

Sezioni di verifica	$L_{anc,min}$	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 imbocco nord	5.0	0.153	0.027	243	365	700	315	OK

Tabella 8: Verifica ancoraggi – Condizioni statiche

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 imbocco nord	5.0	0.0437	0.029	261	365	700	315	OK

Tabella 9: Verifica ancoraggi – Condizioni sismiche