

LIAISON LYON - TURIN / COLLEGAMENTO TORINO - LIONE

Partie commune franco-italienne
Section transfrontalière

Parte comune italo-francese
Sezione transfrontaliera

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE

REVISION DE L'AVANT-PROJET DE REFERENCE – REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO
CUP C11J05000030001

GENIE CIVIL – OPERE CIVILI

TUNNEL D'INTERCONNEXION SUSA-BUSSOLENO - TUNNEL DI INTERCONNESSIONE SUSA-BUSSOLENO

PORTAIL OUEST TDI – IMBOCCO OVEST TDI
OUVRAGES PROVISOIRES – OPERE PROVVISORIALI

NOTE DE CALCUL DES OUVRAGES PROVISOIRES – RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	07/12/2012	Première diffusion / Prima emissione	F. DE VIVO (LOM) C. RINALDI (LOM)	M. RUSSO C. OGNIBENE	L. CHANTRON M. PANTALEO
A	31/01/2013	Rèvision suite aux commentaires LTF / Revisione a seguito commenti LTF	F. DE VIVO (LOM) C. RINALDI (LOM)	M. RUSSO C. OGNIBENE	L. CHANTRON M. PANTALEO

CODE DOC	P	D	2	C	3	A	T	S	3	4	6	1	7	A
	Phase / Fase		Sigle étude / Sigla			Émetteur / Emittente			Numero			Indice		

A	P	N	O	T
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	65	10	20	10	01
------------------------------	------------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

ECHELLE / SCALA
-

 **Tecnimont**
Civil Construction
Dott. Ing. Aldo Marcarella
Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

Aldo Marcarella



LTF sas – 1091 Avenue de la Boisse – BP 80631 – F-73006 CHAMBERY CEDEX (France)
Tél : +33 (0)4.79.68.56.50 – Fax : +33 (0)4.79.68.56.75
RCS Chambéry 439 556 952 – TVA FR 03439556952
Propriété LTF Tous droits réservés – Proprietà LTF Tutti i diritti riservati

De projet
est cofinancé par
l'Union européenne
(DG-TREN)



Questo progetto
è cofinanziato
dall'Unione europea
(TEN-T)

SOMMAIRE / INDICE

RESUME/RIASSUNTO	4
1. INTRODUZIONE	5
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3. BASI DI CALCOLO	5
3.1 Normativa di riferimento	5
3.2 Software utilizzati	5
3.3 Approccio progettuale seguito	5
3.4 Parametri per l'analisi sismica	6
3.5 Parametri geotecnici di calcolo	7
4. STABILITÀ DEGLI SCAVI	7
4.1 Modello geotecnico e profili di calcolo considerati	7
4.2 Stabilità scarpata in materiale sciolto	8
4.3 Stabilità scarpata in roccia	8
4.3.1 Sezione A	10
4.3.1.1 Dimensionamento dei tiranti di ancoraggio	11
4.3.1.2 Dimensionamento e verifica della trave di ripartizione	13
4.3.2 Verifica di stabilità della Sezione B	15
4.3.2.1 Verifica dei bulloni da roccia	16
5. ANALISI DEI RISULTATI E SCELTE PROGETTUALI	18
5.1 Geometria ed interventi di stabilizzazione delle scarpate	18
5.2 Drenaggio delle scarpate	19
5.3 Monitoraggio degli scavi	19
6. CONCLUSIONI	19
7. ALLEGATI DI CALCOLO	20
7.1 Stabilità terreno sciolto in condizioni drenate	20
7.2 Stabilità terreno sciolto in condizioni sature	20
7.3 Blocco di roccia Sezione A	20
7.4 Blocco di roccia Sezione B	20

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Sezione tipo con stratigrafia geologica	8
Figura 2 – Planimetria con ubicazione delle sezioni di calcolo	9
Figura 3 – Sezione A pk 0+180 INT BD	10
Figura 4 - Prospetto di scavo tirantato	13
Figura 5 - Schema statico trave di ripartizione	14
Figura 6 – Grafico del momento flettente	14
Figura 7 – Grafico del taglio	14
Figura 8 – Grafico del taglio	16

LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

Figura 1 – Sezione tipo con stratigrafia geologica	8
Figura 2 – Planimetria con ubicazione delle sezioni di calcolo	9
Figura 3 – Sezione A pk 0+180 INT BD	10

Figura 4 - Prospetto di scavo tirantato	13
Figura 5 - Schema statico trave di ripartizione	14
Figura 6 – Grafico del momento flettente	14
Figura 7 – Grafico del taglio	14
Figura 8 – Grafico del taglio	16
Tabella 1 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tabella 6.2.II DM 2008).....	6
Tabella 2 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tabella 6.2.I DM 2008).....	6
Tabella 3 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (tabella 6.8.I DM 2008).....	6
Tabella 4 – Parametri delle discontinuità dell'ammasso considerato	7
Tabella 5 – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi (tabelle 6.6.I DM 2008)	11
Tabella 6 – FS opere provvisionali parete sbancamento – Sezione A	13
Tabella 7 – FS opere provvisionali parete sbancamento – Sezione A	17

RESUME/RIASSUNTO

La construction de la tête coté Ouest des deux tunnels d'Interconnexion pour la NLTL prévoit la réalisation de excavations de déblaiement. Il faut assurer la stabilité des tranchées à réaliser afin de permettre la construction des bouts de galerie artificielle des deux têtes qui seront remblaiés dans l'aménagement finale.

La zone de déblaiement rencontrée au portail est constituée de roche de type Paragneiss avec intercalations de quartzites, il ya une couverture superficielle éluviale-colluviale d'épaisseur limitée (inférieur à 2 m). Les reliefs géo-mécaniques ont permis de localiser les familles de discontinuités présentes.

L'analyse sur la stabilité des talus a été développée sur les sections les plus critiques:

- Section transversale pk 0+180_INT_BD
- Section transversale pk 63+880_LN_BP

On a évalué la résistance au glissement de la couverture éluviale-colluviale et vérifié la stabilité au glissement et au renversement des blocs de roche.

Les calculs ont été exécutés avec référence aux Normes Techniques pour la construction 2008.

Pour la couche superficielle de la couverture éluviale colluviale on n'utilise aucune intervention de stabilisation ; la pente du talus doit être limitée à 1:3.

Pour les couches en roche on prévoit l'utilisation de clouages et des tiges d'ancrage avec différentes interdistances et longueur; la pente du talus doit être limitée à 1:6 sur les parois latérales de la tranchée et à 1:9 sur la parois du front de taille.

Pour minimiser la chute, même de petits blocs de roche, et afin d'assurer la propreté des parois des talus pendant les phases de travail, on prévoit l'installation d'un grillage électrosoudé maille 150 mm x 150 mm, avec successif bétonnage de spritz-beton.

On a en outre prévu l'utilisation de drains et goulottes pour assures le drainage du talus.

La costruzione dell'imbocco lato Ovest delle due gallerie di Interconnessione per la nuova linea Torino-Lione prevede la realizzazione di scavi di sbancamento. La stabilità delle trincee da realizzare deve essere assicurata per consentire la costruzione dei tratti di galleria artificiale dei due imbocchi che saranno ritombati nella sistemazione finale.

La zona di sbancamento in corrispondenza dell'imbocco è costituita da roccia del tipo Paragneiss con intercalazione di quarziti, la copertura superficiale è di tipo eluvio-colluviale con spessore limitato (inferiore ai 2 m). I rilievi geomeccanici condotti hanno permesso di individuare le famiglie di discontinuità presenti.

L'analisi sulla stabilità delle scarpate è stata condotta sulle sezioni più critiche:

- Sezione trasversale pk 0+180_INT_BD
- Sezione trasversale pk 63+880_LN_BP

Si è valutata la resistenza allo scivolamento della coltre eluvio colluviale e verificato la stabilità a scivolamento e ribaltamento dei blocchi di roccia.

I calcoli sono stati condotti con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008.

Per lo strato superficiale di coltre eluvio colluviale non viene richiesto alcun intervento di stabilizzazione; la pendenza della scarpata deve essere limitata a 1:3.

Per gli strati in roccia si prevede introduzione di bullonature e tiranti di ancoraggio con differenti interassi e lunghezza; la pendenza della scarpata deve essere limitata a 1:6 sulle pareti laterali della trincea e a 1:9 sulla parete del fronte d'attacco.

Per minimizzare la caduta, anche di piccoli blocchi in roccia, e per garantire la pulizia delle pareti delle scarpate nelle fasi di lavoro, si prevede l'installazione di una rete elettrosaldata a maglia 150 mm x 150 mm con successivo getto di spritz beton.

Si è inoltre prevista l'introduzione di dreni e canalette di raccolta acqua per garantire il drenaggio della scarpata.

1. Introduzione

La costruzione dell'imbocco Ovest del Tunnel di Interconnessione della Nuova Linea Torino Lione richiede la realizzazione di scavi di sbancamento.

Oggetto della relazione è quello di presentare le ipotesi e i metodi di calcolo da seguire per definire la geometria e gli interventi di stabilizzazione degli scavi in funzione delle caratteristiche del sito.

2. Documenti di riferimento

- PD2_C3A_TS3_4617:Relazione generale illustrativa
- PD2_C3A_TS3_4601:Relazione geotecnica-sismica
- PD2_C3A_TS3_4614:Relazione sui monitoraggi
- PD2_C3A_TS3_4604:Particolari costruttivi
- PD2_C3A_TS3_4620:Planimetria in fase di cantiere
- PD2_C3A_TS3_4628:Prospetti degli scavi
- PD2_C3A_TS3_4623:Sezioni trasversali pk 63+880BP
- PD2_C3A_TS3_4624:Sezioni trasversali pk 0+180BD
- PD2_C3A_TS3_4616:Dima di attacco binario dispari
- PD2_C3B_TS3_0134:Relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e geotecnica
- PD2_C3B_TS3_0136:Sezioni geologiche trasversali

3. Basi di calcolo

3.1 Normativa di riferimento

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008: “Norme tecniche per le costruzioni”
- Decreto Ministeriale 11 marzo 1988: “Norme tecniche riguardanti la stabilità naturale dei pendii e delle scarpate”.

3.2 Software utilizzati

- Carte di stabilità Hoek-Bray Lombardi®
- Stabilità blocchi attivi Lombardi®

3.3 Approccio progettuale seguito

In riferimento a quanto indicato nella Normativa, lo studio di stabilità è stata condotta seguendo l'Approccio Progettuale 1 con la Combinazione 2 generalmente più gravosa dal punto di vista del dimensionamento geotecnico.

Seguendo questo approccio i parametri geotecnici caratteristici del terreno vengono ridotti in funzione dei coefficienti riportati nella tabella 6.2.II delle Norme tecniche per le costruzioni.

Approccio 1 , Combinazione 2: (A2+M2+R2)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza alla 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 1 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tabella 6.2.II DM 2008)

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	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 2 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tabella 6.2.I DM 2008)

Con riferimento al capitolo 6.8 del Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 relativo alla progettazione di opere di materiali sciolti e fronti di scavo le verifiche di sicurezza devono essere condotte tenendo conto del seguente fattore parziale:

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1.1

Tabella 3 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (tabella 6.8.I DM 2008)

3.4 Parametri per l'analisi sismica

Per i passaggi che han portato alla definizione dei parametri utilizzati per l'analisi sismica in funzioni delle condizioni al contorno considerate si faccia riferimento al documento PD2_C3A_TS3_4601:Relazione geotecnica-sismica.

I parametri considerati sono i seguenti:

- $a_{max} = 0.170$ accelerazione massima attesa al sito;

- $k_h = 0.004$ coefficiente sismico orizzontale;
- $k_v = \pm 0.002$ coefficiente sismico verticale;

3.5 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici utilizzati per il calcolo si sono definiti a partire dai valori riportati in PD2_C3A_TS3_4601:Relazione geotecnica-sismica opportunamente ridotti con i coefficienti della normativa (Tabella 1).

- Paragneiss:
 - Peso volumico: $\gamma_d = 28 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno: $\phi_d = 39^\circ$
 - Coesione: $c_d = 1.1 \text{ MPa}$
- Coltre eluvio-colluviale
 - Peso volumico: $\gamma_d = 20 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno: $\phi_d = 25^\circ$
 - Coesione: $c_d = 8 \text{ kPa}$

I parametri delle discontinuità dell'ammasso roccioso considerati nella trattazione del problema sono i seguenti:

DISCONTINUITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO				
Tipo	Dip [°]	Dip Direction [°]	Spaziatura [m]	Persistenza [m]
Scistosità	10	345	-	-
Joint 1 b	70	095	0.2-3.0	1-3
Joint 3 a	85	050	< 0.5	1-3

Tabella 4 – Parametri delle discontinuità dell'ammasso considerato

4. Stabilità degli scavi

4.1 Modello geotecnico e profili di calcolo considerati

Il modello geotecnico considerato per l'analisi di stabilità è stato definito partendo dai dati geologici a disposizione ponendosi nella considerazione più gravosa al fine del dimensionamento.

Dalle sezioni geologiche a disposizione si evidenzia una stratigrafia in corrispondenza dell'area d'imbecco così suddivisa:

- Da piano campagna fino a circa 1-1.5 m di profondità: coltre eluvio-colluviale
- Da 1-1.5 m di profondità: paragneiss listati con intercalazioni di quarziti
- La falda è posta a quota inferiore rispetto al piano di fondo scavo.

Per la verifica della stabilità dello scavo si è suddiviso il problema in due analisi distinte:

- Verifica di stabilità della coltre eluvio colluviale

Verifica di stabilità del paragneiss sottostante

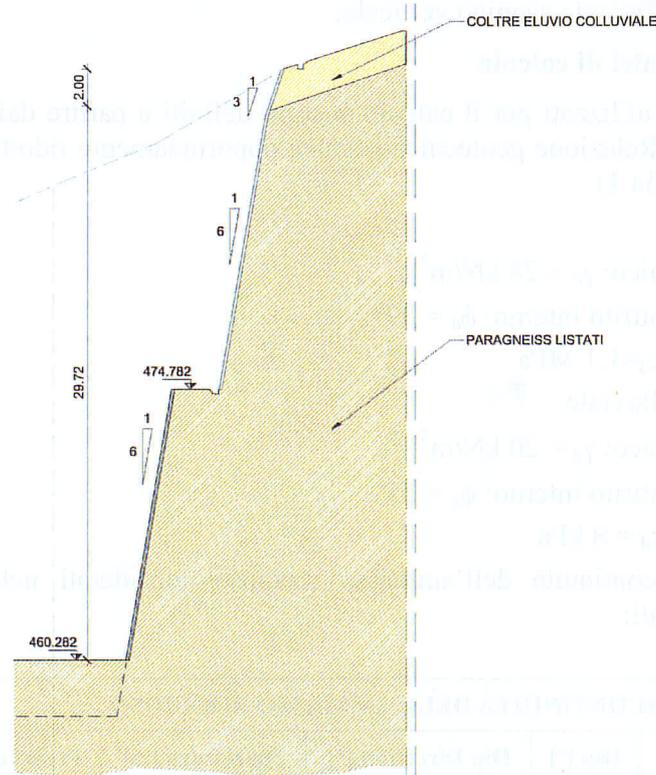


Figura 1 – Sezione tipo con stratigrafia geologica

4.2 Stabilità scarpata in materiale sciolto

La coltre eluvio-colluviale ha uno spessore limitato inferiore ai 2 m; la stabilità del tratto è stata valutata con riferimento ai nomogrammi di Hoek e Bray sullo scivolamento rotazionale.

I parametri di calcolo utilizzati sono riportati in 3.5

La verifica è stata condotta considerando un'inclinazione dello sbancamento con rapporto orizzontale/verticale di 1 su 3 e altezza 2m.

Si sono considerati due casi;

- *Caso 1:* Pendio completamente drenato
- *Caso 2:* Pendio completamente saturo

La verifica ha dato esito positivo in entrambi i casi, con coefficienti di sicurezza di 1.23 nell'analisi in condizioni drenate e 1.11 nel caso di pendio completamente saturo.

Per questo strato non si prevedono pertanto interventi di stabilizzazione particolari se non l'installazione di dreni sub orizzontali per permettere il drenaggio del pendio.

Si riporta in allegato il report di calcolo.

4.3 Stabilità scarpata in roccia

La stabilità dello scavo in materiale roccioso è stata valutata considerando i possibili scivolamenti o ribaltamenti dei blocchi di roccia della parete definiti dalle famiglie di discontinuità. A causa della scarsa quantità di dati attualmente a disposizione sulle caratteristiche dell'ammasso roccioso, si è affrontato lo studio di dimensionamento dei sostegni considerando la condizione più sfavorevole: si è valutata la stabilità di cunei di roccia

delimitati dai giunti di discontinuità orientati a frana poggio rispetto al piano di profilatura richiesto del versante.

Analizzando i piani degli scavi di sbancamento, in funzione dell'orientazione dei giunti di discontinuità, è emersa come zona maggiormente critica per la stabilità dello scavo la parete posta tra il tratto di galleria artificiale del binario di interconnessione dispari e il tratto di galleria naturale del pari. (Prospetti di sbancamento 8-9-10-11 e 6-7-16-17 dell'elaborato di riferimento).

Anche la parete di scavo laterale alla futura galleria artificiale del binario pari presenta il medesimo orientamento (prospetti di sbancamento 12-13-14 e 18-19-20); dalla sezione geologica di riferimento i giunti a frana poggio presentano però una persistenza inferiore. Il calcolo è stato differenziato:

- **Sezione A** valutata in corrispondenza della sezione di sbancamento posta alla pk 0+180_INT_BD
- **Sezione B** valutata in corrispondenza della sezione di sbancamento posta alla pk 63+880_LN_BP

Si riporta nella planimetria sottostante l'ubicazione delle sezioni di calcolo:

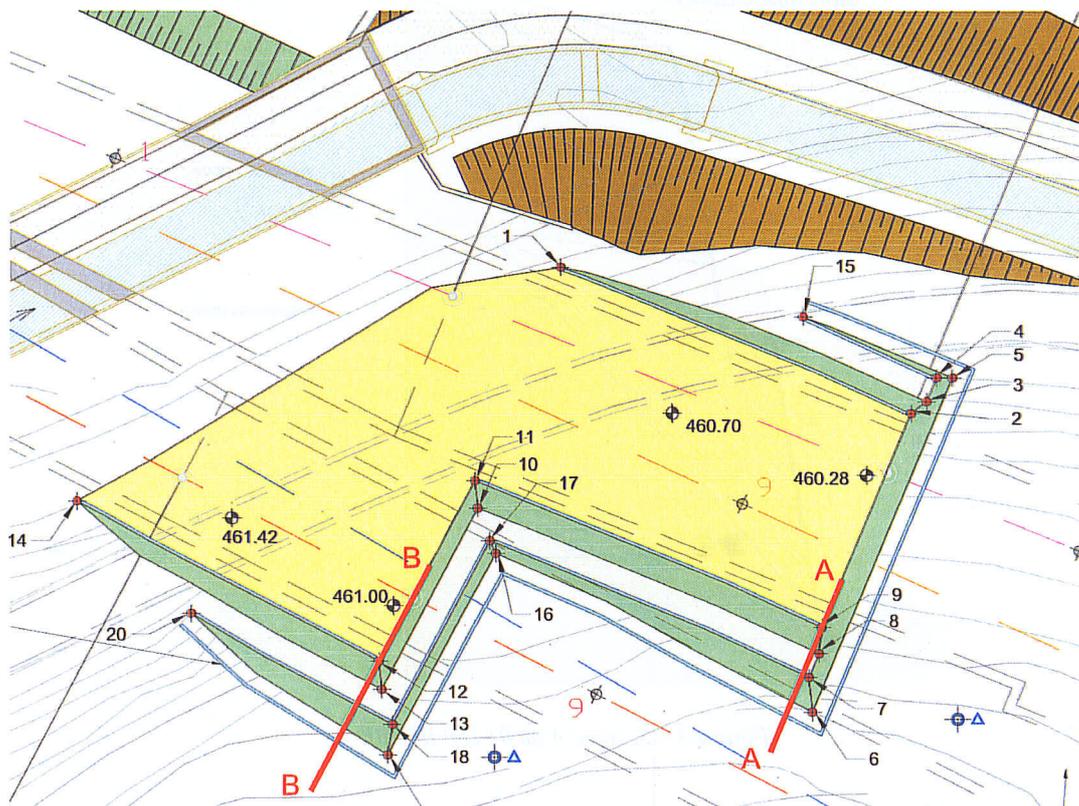


Figura 2 – Planimetria con ubicazione delle sezioni di calcolo

I fronti di scavo sulle pareti d'imbocco dei due tunnels presentano l'immersione dei giunti di discontinuità a reggi poggio mentre la scistosità a frana poggio, il calcolo di stabilità di queste pareti è stato assimilato a quelle della sezione B.

Parallelamente all'asse della linea dispari dell'interconnessione, sul lato esterno alle due canne, le famiglie di discontinuità sono orientate a reggi poggio,

4.3.1 Sezione A

La sezione considerata per il calcolo di stabilità è situata in corrispondenza della progressiva chilometrica d'imbocco della galleria naturale del binario dispari: 0+180 INT_BD. È la sezione con la massima altezza di sbancamento per la realizzazione dell'imbocco (circa 31°m) Il blocco di scivolamento considerato è delimitato dalla famiglia di giunti Joint Set 1B a frana poggio rispetto alla parete, la spaziatura è compresa tra 0.2 e 3 m. Il tratto di versante posto sopra questa parete di sbancamento sarà interessato dallo scavo della galleria naturale del binario pari: si è cautelativamente valutata la stabilità di un blocco di roccia di dimensioni maggiori rispetto a quelle reali. Si riporta nella figura sottostante la geometria dello schema di calcolo.

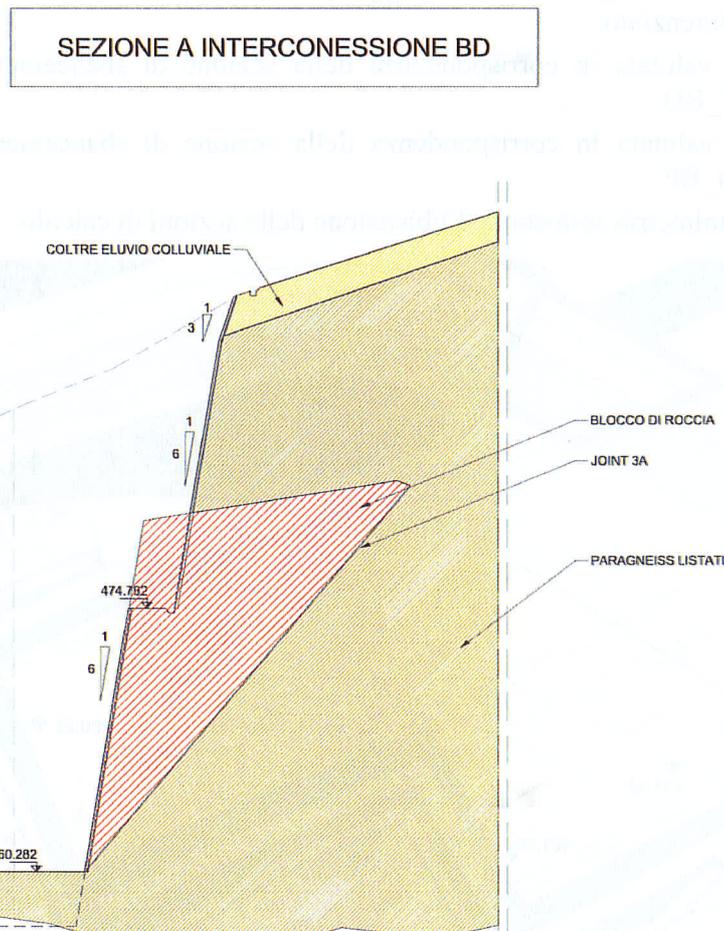


Figura 3 – Sezione A pk 0+180 INT BD

Si è inoltre considerato:

- Carico variabile di calcolo $q_d = 500 \text{ kN/m}$
- Coesione $c = 20 \text{ kPa}$
- Livello saturazione acqua all'interno dei giunti della roccia = 50%
- Effetto del sisma definito al punto 3.4

Il carico variabile è stato definitivo in modo cautelativo per tener conto del peso gravante sopra la parete di scavo e dei possibili carichi variabili presenti durante gli scavi.

Il valore di coesione considerato (inferiore al 2% della coesione della roccia) è stato assunto per considerare l'effetto di aderenza tra le superfici di due blocchi con una data rugosità. Tale

valore, in conformità a nuove indagini potrà essere affinato in fase di progettazione esecutiva. Considerare nulla la coesione in questa trattazione, vista la grande dimensione del blocco, sarebbe troppo sfavorevole ai fini del dimensionamento. La percentuale di coesione considerata simula l'effetto di aderenza tra i vari blocchi: tale valore in fase di progettazione esecutiva potrà essere affinato in funzione di una definizione più dettagliata di JRC.

L'analisi è stata condotta con riferimento alla teoria di Mohr-Coulomb

Si riporta in allegato il report di calcolo.

Il blocco così definito richiede una forza per la stabilizzazione pari a 1323 kN ogni m di parete.

Dovendo in seguito realizzare la galleria naturale del binario pari si assume di stabilizzare l'intero carico del blocco sulla parete del tratto posto al di sopra della berma.

La stabilità del blocco è garantita per mezzo di tiranti di ancoraggio.

4.3.1.1 Dimensionamento dei tiranti di ancoraggio

Il dimensionamento dei tiranti è stato fatto con riferimento al carico da stabilizzare richiesto di 1160 kN/m.

Si considerano tiranti con queste caratteristiche:

- Acciaio: 1570/1770
- Diametro nominale del trefolo: 0.62''
- Area sezione: 150 mm²
- Carico di snervamento: $F_{p0.2k} = 236$ kN
- 4 trefoli per tirante
- Inclinazione: 0°

Le verifiche di sicurezza sono condotte in riferimento al Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008, i coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi risultano così definiti:

	SIMBOLO γ_R	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

Tabella 5 – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi (tabelle 6.6.1 DM 2008)

Gli scavi di sbancamento sono realizzati per permettere la costruzione delle gallerie artificiali in seguito ritombate; la normativa tuttavia definisce l'ancoraggio permanente se la durata dei lavori è superiore ai 2 anni. Si considerano coefficienti di sicurezza relativi ad ancoraggi permanenti. Si prevede di stabilizzare la larghezza di 1 m di parete mediante l'introduzione di 2 ordini di tiranti. Dai risultati di calcolo la massima forza da stabilizzare è pari a

$$E_d = 1322 \text{ kN}$$

Adottando due ordini di tiranti ogni metro di avanzamento, il singolo tirante sarà soggetto a un'azione di progetto pari a $P_d = 661$ kN.

La resistenza di progetto del tirante R_{ad} è definita come:

$$R_{yd} = \frac{n \cdot A_s \cdot f_{pk}}{\gamma_R} = \frac{4 \cdot 150 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ N/mm}^2}{1.2} = 785 \text{ kN}$$

Con:

- n : numero di trefoli per tirante

Risulta quindi :

$$P_d < R_{ad}$$
$$661 \text{ kN} < 856 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza dell'acciaio è soddisfatta.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio è stata condotta confrontando la massima azione di progetto agente sull'ancoraggio P_d con la massima resistenza di progetto così definita:

$$R_{am} = \pi \cdot D_c \cdot \tau_{lim} \cdot L$$

Con:

- $D_c = D_{foro} \cdot \alpha$ con $\alpha=1.2$ per perforazioni in materiale roccioso fratturato
- $\tau_{lim} = 600 \text{ kPa}$ definita in accordo con la teoria di Bustamante- Doix per roccia fratturata
- $L = 4 \text{ m}$ lunghezza fissa dell'ancoraggio

Il diametro del foro si è considerato pari a 150 mm.

Si ottiene:

$$R_{am} = \pi \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 1.2 \cdot 600 \text{ kPa} \cdot 4 \text{ m} = 1357 \text{ kN}$$

Il valore calcolato deve essere ridotto di un fattore di sicurezza ε_{a3} funzione del numero di prove geotecniche condotte in sito o laboratorio per meglio definire il profilo geotecnico d'indagine .

In questo momento non sono presenti prove eseguite direttamente sul sito interessato dallo sbancamento, ai fini del dimensionamento si ipotizza un numero di profili di indagine, da eseguirsi in fase successiva superiore a 5.

Si ottiene :

$$R_{ak} = \frac{R_{am}}{\varepsilon_{a3}} = \frac{1357 \text{ kN}}{1.6} = 848 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo per lo sfilamento è quindi pari a:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_R} = \frac{848 \text{ kN}}{1.2} = 707 \text{ kN}$$

Confrontando con l'azione di progetto si ottiene:

$$661 \text{ kN} < 707 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

La normativa per i tiranti di ancoraggio prevede inoltre la verifica della gerarchia delle resistenze: la resistenza al limite di snervamento dell'ancoraggio deve essere sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione di ancoraggio.

Risulta:

$$R_{yd} > R_{ad}$$
$$785 \text{ kN} > 707 \text{ kN}$$

La gerarchia delle resistenze è soddisfatta.

Si riporta qui di seguito il riepilogo dei fattori di sicurezza per la stabilità allo scivolamento ed al ribaltamento dei blocchi e i fattori di sicurezza degli ancoraggi secondo quanto indicato nel report di calcolo allegato alla relazione.

SEZIONE A - RIEPILOGO FATTORI DI SICUREZZA	
FS per scivolamento planare	1.10
FS al ribaltamento	3.67
FS allo sfilamento dell'ancoraggio (per scivolamento)	1.70
FS allo sfilamento dell'ancoraggio (per ribaltamento)	1.40

Tabella 6 – FS opere provvisionali parete sbancamento – Sezione A

I tiranti di ancoraggio saranno installati nel tratto di versante posto al di sopra della berma per non interferire con la futura realizzazione della galleria naturale del binario pari. Sebbene nel calcolo condotto tutto il carico potenzialmente instabile della parete venga contrastato dai tiranti, sulla parete al di sotto della berma si prevede l'installazione di bulloni da roccia per garantire anche localmente la stabilità a blocchi di roccia di dimensioni più piccole. Per il calcolo di dimensionamento si faccia riferimento alla verifica condotta per la stabilità della Sezione B (4.3.2). La lunghezza dei bulloni nei tratti all'altezza della galleria naturale sarà di 2.5 m per evitare interferenze con gli ombrelli di infilaggi in avanzamento. In fase di progettazione esecutiva, in conformità a indagini geologiche e geotecniche sia in laboratorio che in sito più dettagliate sull'ammasso roccioso si potrà valutare la possibilità di utilizzare barre in VTR.

4.3.1.2 Dimensionamento e verifica della trave di ripartizione

Per il dimensionamento e la verifica della trave di ripartizione tra un tirante e l'altro si fa riferimento alla **Figura 4**; la trave è schematizzata continua su appoggi puntuali (costituiti dai tiranti ad interasse 2 metri) sulla quale viene applicato un carico uniformemente distribuito pari alla somma delle reazioni dei tiranti. Nel caso in esame, a favore di sicurezza, viene considerata la trave posta alla quota più alta che, avendo, il minore numero di appoggi, a parità di carico, ha il maggior momento flettente sull'appoggio di continuità.

Si ipotizza, inoltre, un'appendice di 50 cm ad ogni estremità della trave (vedi **Figura 5**).

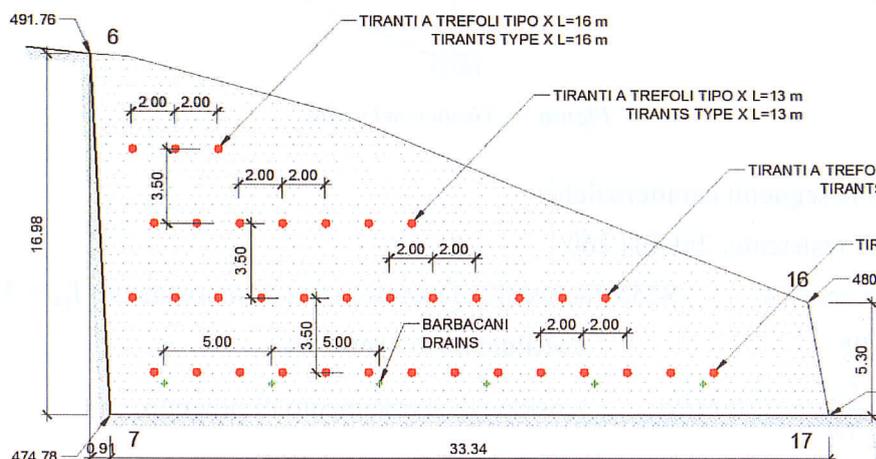


Figura 4 - Prospetto di scavo tirantato

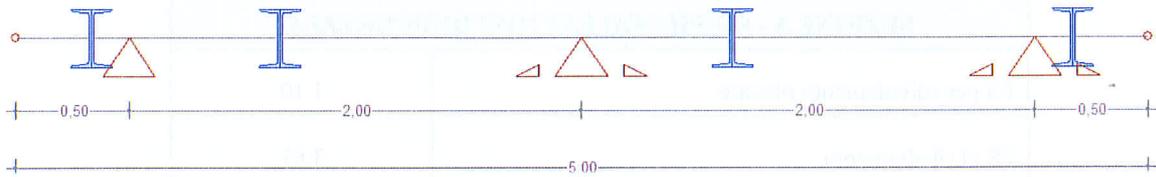


Figura 5 - Schema statico trave di ripartizione

Il carico considerato allo SLU è pari a:

$$Q_{ad} = R_T \cdot \frac{n}{l} = 496 \text{ kN/m}$$

dove:

$R_T = 661 \text{ kN}$ reazione massima sul tirante

$n = 3$ numero di tiranti nel tratto in esame

$l = 4 \text{ m}$ lunghezza di distribuzione del carico

Il momento massimo M_{sd} vale 217,5 kNm

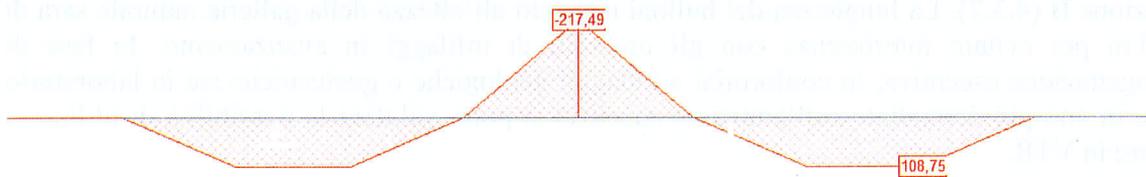


Figura 6 – Grafico del momento flettente

Il taglio massimo V_{sd} vale 544 kN.

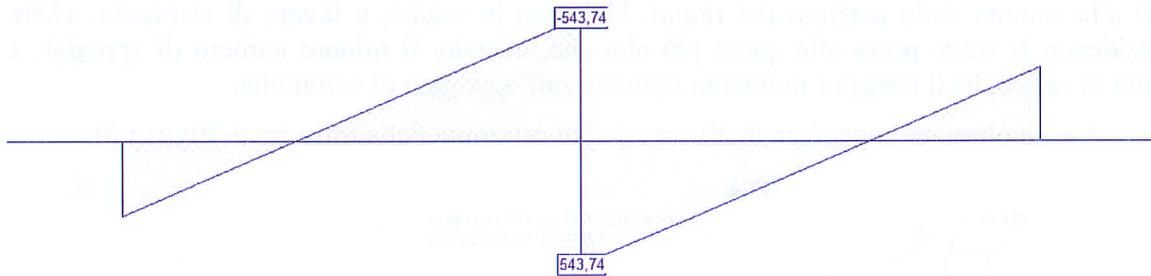


Figura 7 – Grafico del taglio

Si definiscono le seguenti caratteristiche:

- Sezione resistente: 2xUPN 260
- Qualità acciaio: S355 JR (tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$)
- $\gamma_m = 1,05$ coefficiente di sicurezza
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = 338 \text{ MPa}$ tensione di snervamento di progetto
- $W_{pl} = 2 * 442.000 = 884.000 \text{ mm}^3$ modulo di resistenza plastico
- $A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$ area resistente a taglio

dove:

A è l'area lorda della sezione del profilo,
b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,
r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,
trè lo spessore delle ali,
tw è lo spessore dell'anima.

La resistenza di calcolo a taglio vale:

$$V_{rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \approx 1.033 \text{ kN}$$

$V_{rd} > V_{sd}$ verifica a taglio soddisfatta

Avendo posto:

$$A_v = 2 \cdot 2.646 = 5.292 \text{ mm}^2$$

Poiché $V_{sd} > 0,5 V_{rd}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto:

$$\rho = \left(\frac{2V_{sd}}{V_{rd}} - 1 \right)^2$$

$$\rho = 0,002835$$

La resistenza di calcolo a flessione retta vale:

$$M_{rd} = \left(W_{pl} - \rho \frac{A_v^2}{4t_w} \right) \cdot f_{yd}$$

$M_{rd} \approx 2 \times 150 \text{ kNm} = 300 \text{ kNm} > M_{sd}$ verifica a flessione soddisfatta

4.3.2 Verifica di stabilità della Sezione B

La parete di sbancamento compresa tra la pk 63+880 BP_LN lato binario pari e l'inizio dello scavo di sbancamento dalle sezioni geologiche a disposizione non presenta giunti a frana poggio della famiglia joint 1 b se non occasionalmente. È stato condotto un calcolo per la verifica dei blocchi in roccia definito dai piani di scistosità e dalla famiglia di giunti joint 3 a. Tale famiglia presenta una spaziatura massima dell'ordine di 0.5 m, cautelativamente si è assunta una spaziatura di 1 m, la pendenza dello sbancamento è stata mantenuta con rapporto di 1 a 6.

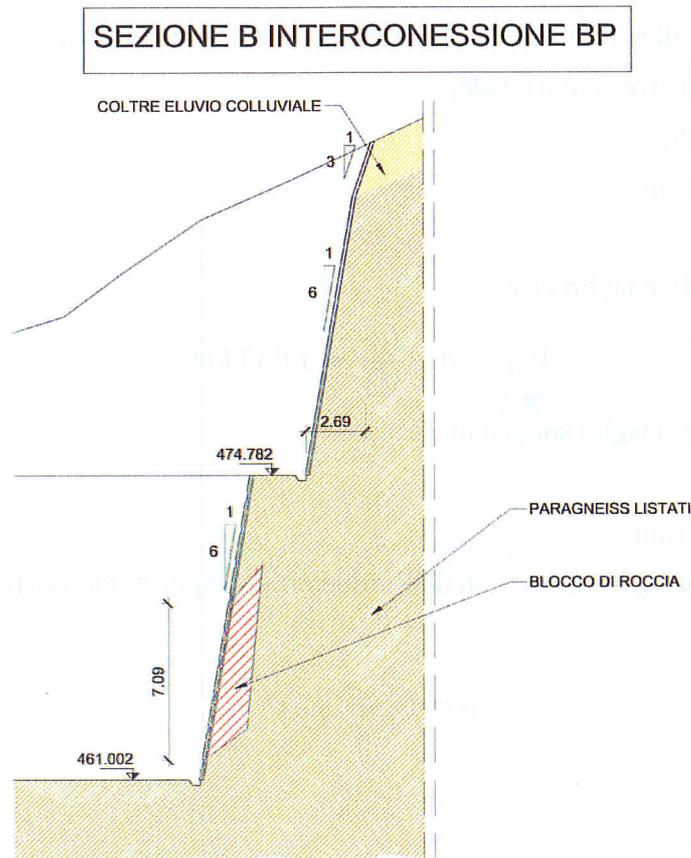


Figura 8 – Grafico del taglio

L'analisi è stata condotta considerando bulloni di acciaio con le seguenti caratteristiche:

- Diametro nominale: 32 mm
- Inclinazione: 5°
- Tipo di acciaio: BSt 500S
- Diametro di sondaggio: 60 mm
- Attrito laterale unitario tra chiodo e terreno: 600 kN/m² (teoria Bustamante-Doix)

Si è considerato l'effetto del sisma e una saturazione di acqua nei giunti pari al 50%, la coesione è stata posta pari a $c = 0$

Il calcolo condotto ha evidenziato un carico massimo sul bullone pari a $P_D = 86.7$ KN/m.

4.3.2.1 Verifica dei bulloni da roccia

La resistenza di progetto del bullone R_{ad} è definita come:

$$R_{yd} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_R} = \frac{804 \text{ mm} \cdot 500 \text{ N/mm}^2}{1.2} = 335 \text{ kN}$$

Risulta quindi :

$$P_d < R_{ad}$$

$$86.7 \text{ kN} < 335 \text{ kN} \Rightarrow \text{FS} = 3.86$$

La lunghezza fissa per il calcolo di verifica al pull out è cautelativamente assunta pari a 2 m.

Il calcolo è stato condotto in analogia a quanto sviluppato al punto precedente per il dimensionamento dei tiranti di ancoraggio.

$$R_{am} = \pi \cdot 0.06m \cdot 1.2 \cdot 600kPa \cdot 2m = 271kN$$

$$R_{ak} = \frac{R_{am}}{\varepsilon_{a3}} = \frac{271kN}{1.6} = 169kN$$

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_R} = \frac{169kN}{1.2} = 140kN$$

Confrontando con l'azione di progetto si ottiene:

$$96.4 \text{ kN} < 140 \text{ kN}$$

Anche la verifica delle gerarchie di resistenza rimane soddisfatta in quanto:

$$R_{yd} > R_{ad}$$

$$335kN > 140kN \Rightarrow \text{FS} = 2.39$$

Si riporta qui di seguito il riepilogo dei fattori di sicurezza per la stabilità allo scivolamento ed al ribaltamento dei blocchi e i fattori di sicurezza degli ancoraggi secondo quanto indicato nel report di calcolo allegato alla relazione.

SEZIONE B - RIEPILOGO FATTORI DI SICUREZZA	
FS per scivolamento planare	1.20
FS al ribaltamento	2.97
FS allo sfilamento dell'ancoraggio (per scivolamento)	2.57
FS allo sfilamento dell'ancoraggio (per ribaltamento)	3.04

Tabella 7 – FS opere provvisionali parete sbancamento – Sezione A

Il report di calcolo è in allegato alla presente relazione.

Si prevede l'installazione di una bullonatura di lunghezza 6 m con interassi di 1.5 m per 1.5 m; tale soluzione viene utilizzata anche per le pareti dei fronti di scavo con pendenza 1:9 e quella a lato della galleria artificiale dispari di interconnessione con pendenza 1:6. Dai dati geologici a disposizione l'immersione della scistosità e delle famiglie principali di discontinuità lungo la parete laterale è a reggi poggio; analogamente i giunti per i fronti di attacco dei fornic. Le bullonature in questi tratti avranno una lunghezza di 3 m sufficiente ad ancorare i possibili blocchi evidenziati.

5. Analisi dei risultati e scelte progettuali

5.1 Geometria ed interventi di stabilizzazione delle scarpate

Gli interventi di stabilizzazione indicati sono definiti sulla base dei calcoli condotti con riferimento ai dati geologici e geotecnici attualmente a disposizione per garantire la stabilità dello sbancamento secondo la Normativa Italiana vigente.

Vengono qui di seguito riportati gli interventi previsti sulle diverse pareti con la numerazione riportata negli elaborati grafici relativi

- Scarpata in materiale sciolto
 - Altezza massima della scarpata: 2 m;
 - Rapporto di scarpata: 1:3;
 - Non sono previsti interventi di stabilizzazione.
- Prospetto di scavo [6-7-16-17]
 - Rapporto di scarpata 1:6;
 - Introduzione di 4 ordini di tiranti a 4 trefoli disposti a quinconce con interasse di 2 m in orizzontale e 3.5 m in verticale, per le caratteristiche dei trefoli si faccia riferimento a 0.
- Prospetto di scavo [8-9-10-11]
 - Rapporto di scarpata 1:6;
 - Introduzioni di una fila di bulloni da roccia di lunghezza 6 m subito al di sotto del piano della berma
 - Introduzione di bulloni da roccia disposti a quinconce con interasse di 1.5 m x 1.5 m e lunghezza 2.5 m.; per le caratteristiche dei chiodi si faccia riferimento a 4.3.2.1.
- Prospetto di scavo [12-13-14]-[18-19-20]
 - Rapporto di scarpata 1:6;
 - Introduzioni di bulloni da roccia di lunghezza 6 m disposti a quinconce con interasse 1.5x1.5;
- Prospetto degli scavi [1-2-3]-[4-5-15]
 - Rapporto di scarpata 1:6;
 - Introduzioni di bulloni da roccia di lunghezza 3 m disposti a quinconce con interasse 1.5x1.5;
- Prospetto degli scavi [10-11-12-13]-[16-17-18-19]-[2-3-4-5-6-7-8-9]
 - Rapporto di scarpata 1:9;
 - Introduzioni di bulloni da roccia di lunghezza 6 m disposti a quinconce con interasse 1.5x1.5 ad eccezione del tratto di parete d'imbocco dove verranno introdotte barre in VTR come definito nei documenti specifici.

Per minimizzare il rischio di cadute, anche di piccole porzioni di roccia, si prevede l'installazione sulle pareti degli scavi di una rete elettrosaldata tipo B450C a maglia 150 mm x 150 mm con diametro 6 mm e successivo getto di spritz-beton con spessore 15 cm.

È prevista la realizzazione di una berma di larghezza 2.5 lungo tutto lo scavo di sbancamento ad eccezione del fronte d'attacco in corrispondenza del binario dispari per limitare l'estensione dello sbancamento. La sicurezza al di sopra di tale fornace durante le fasi di lavoro è comunque garantita dalla presenza della dima di attacco.

5.2 Drenaggio delle scarpate

I dati geologici a disposizione hanno evidenziato la posizione della falda sotto il piano del fondo scavo: è importante garantire il drenaggio delle scarpate realizzate in modo da evitare l'aumento delle pressioni idrostatiche in prossimità delle superfici di potenziale distacco.

Si prevede di installare:

- Collettori di drenaggio in testa e al piede della scarpata e sul piano della berma;
- Dreni sub orizzontali nelle pareti di sbancamento del tipo: tubo filtrante in PVC di lunghezza 5m e Φ 90 mm.

Inoltre, la superficie del terreno immediatamente a tergo del ciglio della scarpata dovrà essere livellata per evitare la formazione di pozzanghere d'acqua piovana.

Il versante su cui viene realizzato l'imbocco è localmente caratterizzato da tratti a pendenza elevata (superiore ai 25°) che sulla base di quanto riportato nella documentazione geologica per effetto dell'acqua potrebbero essere suscettibili di innesco di fenomeni franosi per colamento veloce: durante la fase di cantiere verrà realizzato un fosse di guardia, in aggiunta agli interventi sopra elencati, posto a monte della zona interessata dagli scavi che rimarrà operativo in via definitiva.

5.3 Monitoraggio degli scavi

È previsto un programma di monitoraggio degli scavi di sbancamento dell'imbocco, a tal riguardo si faccia riferimento al documento specifico.

6. Conclusioni

In questa relazione si sono calcolati e verificati gli interventi di stabilizzazione necessari per garantire la stabilità degli scavi di sbancamento necessari alla realizzazione dell'imbocco lato Ovest della linea di Interconnessione.

Gli interventi di stabilizzazione richiesti prevedono l'installazione di tiranti di ancoraggio a trefoli e di bulloni da roccia, le verifiche sono state condotte con riferimento alla normativa vigente.

Come ribadito più volte nella trattazione il calcolo è stato sviluppato con riferimento ai dati geologici a disposizione attualmente indicativi ma non esaustivi per una perfetta modellazione del problema. Il calcolo potrà essere affinato in fase di progettazione esecutiva grazie all'apporto di ulteriori indagini svolte sia in sito che in laboratorio per una miglior caratterizzazione dell'ammasso roccioso.

In conformità a queste considerazioni, per iniziar a realizzare il primo tratto di galleria naturale del binario pari di interconnessione, si ritiene necessaria la costruzione completa del tratto di galleria artificiale del binario dispari in modo da garantire una miglior stabilità del versante per effetto del confinamento laterale fornito dalla struttura. Per lo scavo del primo tratto della galleria naturale si rimanda alla relazione specifica.

7. Allegati di calcolo

7.1 Stabilità terreno sciolto in condizioni drenate

7.2 Stabilità terreno sciolto in condizioni sature

7.3 Blocco di roccia Sezione A

7.4 Blocco di roccia Sezione B

Project: Stabilità coltre eluvio-colluviale
Object: Condizione totalmente drenata

SLOPE SAFETY FACTOR EVALUATION USING CIRCULAR FAILURE CHARTS

Input data:

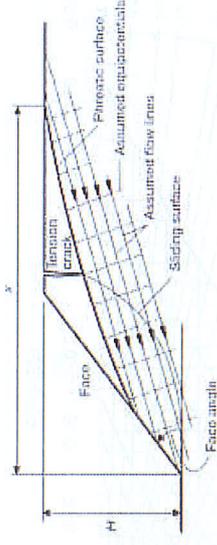
H [m] 2.0 Height of the slope
 φ [°] 25.0 Friction angle
 c [kPa] 8.0 Cohesion
 γ [kN/m³] 20.0 Unit weight
 α [°] 72.0 Slope inclination

Safety factor calculation

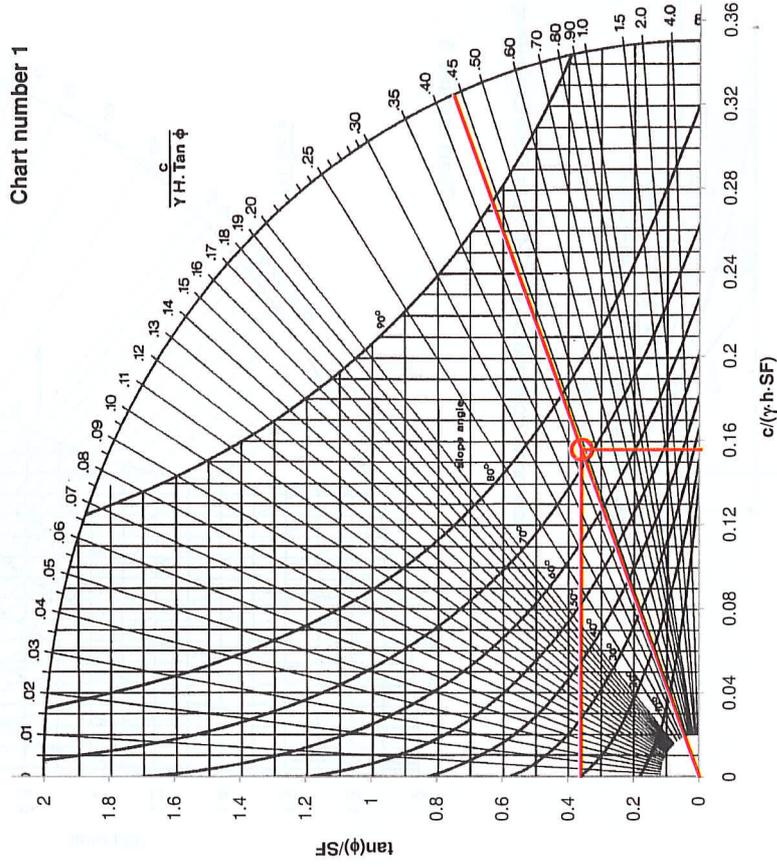
c/[γ·H·tan(φ)] 0.429
 c/[γ·H·SF] 0.756
 tan(φ)/SF 0.363
SF 1.29

Ground flow conditions

Ground water flow conditions	Chart number
Fully drained slope	1
Surface water 8x slope height behind toe of slope	2
Surface water 4x slope height behind toe of slope	3
Surface water 2x slope height behind toe of slope	4
Saturated slope subjected to heavy surface recharge	5



Reference: Hoek and Bray (1974) Rock Slope Engineering



Project: Stabilità coltre eluvio-colluviale
Object: Condizione totalmente satura

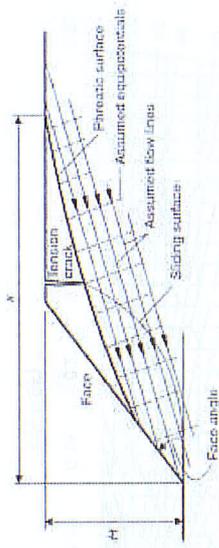
SLOPE SAFETY FACTOR EVALUATION USING CIRCULAR FAILURE CHARTS

Input data:
 H [m] 2.0 Height of the slope
 ϕ [°] 25.0 Friction angle
 c [kPa] 8.0 Cohesion
 γ [kN/m³] 20.0 Unit weight
 α [°] 72.0 Slope inclination

Safety factor calculation
 $c/(\gamma \cdot H \cdot \tan(\phi))$ 0.429
 $c/(\gamma \cdot H \cdot SF)$ 0.180
 $\tan(\phi)/SF$ 0.420
SF 1.11

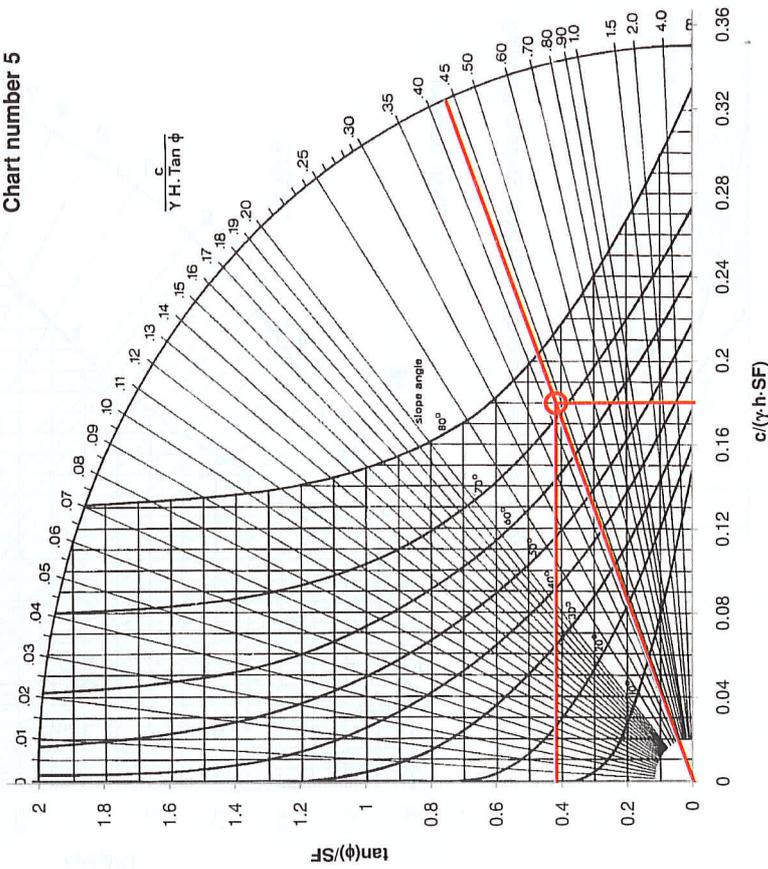
Ground flow conditions

Ground water flow conditions	Chart number
Fully drained slope	1
Surface water 8x slope height behind toe of slope	2
Surface water 4x slope height behind toe of slope	3
Surface water 2x slope height behind toe of slope	4
Saturated slope subjected to heavy surface recharge	5



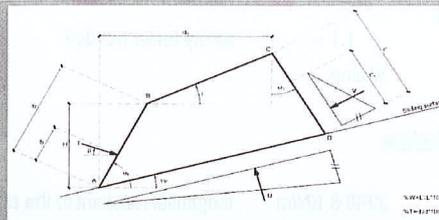
Reference: Hoek and Bray (1974) Rock Slope Engineering

Chart number 5



STABILITY OF ROCK BLOCK (v. 1.8)**Geotechnical input**

γ	=	28.0 kN/m ³	unit weight of the block
ϕ	=	38.7 °	friction angle of the slip surface
c	=	20.0 kPa	cohesion of the slip surface

**Block geometry**

H	=	19.3 m	block front height
d_T	=	17.1 m	distance between tension crack and front toe
ψ_P	=	50.0 °	slip plane angle to the horizontal
ψ_T	=	70.0 °	tension crack angle to the vertical
ψ_F	=	81.0 °	front angle to the horizontal
i	=	9.0 °	ground level angle to the horizontal

Block weight

W	=	3993.0 kN/m	block weight
---	---	-------------	--------------

Water pressure data

γ_w	=	10.0 kN/m ³	water unit weight
% _w	=	50.0 %	% of tension crack height filled with water
CD	=	0.8 m	tension crack length
Z_w	=	0.4 m	tension crack length filled with water
$V_{w \text{ on/off}}$	=	1 -	switch for water pressure in tension crack (1 = ON, 0 = OFF)
$U_{w \text{ on/off}}$	=	1 -	switch for water pressure in sliding plane (1 = ON, 0 = OFF)
V_w	=	0.8 kN/m ²	water pressure in tension crack
U_w	=	55.5 kN/m ²	water pressure on slip surface

Seismic action

a_H/g	=	0.170 -	peak ground acceleration ratio
F_H	=	678.8 kN/m	horizontal seismic force
verse	=	1 -	switch for vertical seismic force direction (+1 = UP; -1 = DOWN)
f	=	50.0 %	% of vertical acceleration respect to the horizontal acceleration
F_V	=	339.4 kN/m	vertical seismic force

Anchors data

β	=	0.0 °	angle for anchor force to the horizontal
% _T	=	75.0 %	% of positioning of T force along AB side
L_{FREE}	=	10.0 m	anchorage free length
L_{FIXED}	=	4.0 m	anchorage fixed length
f_{yd}	=	1470.0 MPa	design value of steel tensile strength
q_{SKIN}	=	600.0 kPa	design value of anchorage adherence
A_s	=	780.0 mm ²	anchorage steel area
D_{BULB}	=	120.0 mm	anchorage bulb diameter
i	=	0.5 m	anchorage spacing

External force

E	=	500.0 kN/m	external force
ω	=	90.0 °	angle for external force to the horizontal
% _E	=	150.0 %	% of positioning of E force along AB (0-100), BC (100-200) or CD (200-300)

Required safety factor

F_s = 1.1 - safety factor needed
 Method = Sliding

Calculation of safety factors

S = 2768.6 KN/m tangential resultant to the slip surface
 R = 3045.0 KN/m resisting force tangential to slip surface
 M_{STAB} = 47439.9 KNm/m stabilizing moment
 M_{OVERT} = 12707.3 KNm/m overturning moment

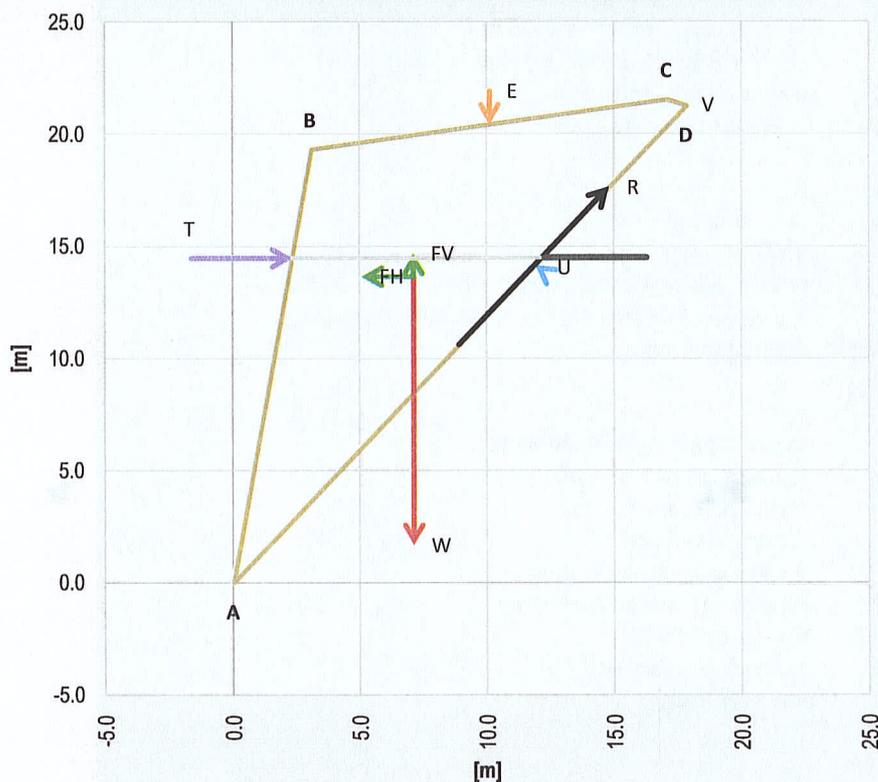
$F_{s,sliding}$ = 1.10 - safety factor for planar sliding
 $F_{s,toppling}$ = 3.73 - safety factor for toppling

$T_{YIELDING}$ = 2293.2 kN/m limit force for yielding rupture of the anchorage
 $T_{PULLOUT}$ = 1809.6 kN/m limit force for pull-out rupture of the anchorage

$F_{s,yielding}$ = 1.73 - safety factor for yielding of the anchorage
 $F_{s,pullout}$ = 1.37 - safety factor for pull-put of the anchorage

$T_{anchors}$ = 1322.9 kN/m anchors force

Block geometry and active forces

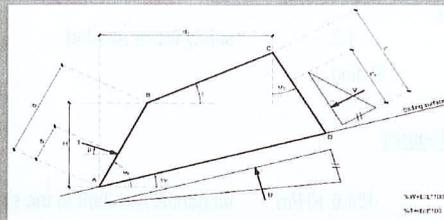


Legend

- = weight
- = water pressure in tension crack
- = water pressure on slip surface
- = horizontal seismic force
- = vertical seismic force
- = resisting force tangential to slip surface
- = anchors force
- = external load

STABILITY OF ROCK BLOCK (v. 1.8)**Geotechnical input**

γ	=	28.0 kN/m ³	unit weight of the block
ϕ	=	38.7 °	friction angle of the slip surface
c	=	0.0 kPa	cohesion of the slip surface

**Block geometry**

H	=	7.1 m	block front height
d_T	=	2.6 m	distance between tension crack and front toe
ψ_P	=	36.0 °	slip plane angle to the horizontal
ψ_T	=	-5.0 °	tension crack angle to the vertical
ψ_F	=	81.0 °	front angle to the horizontal
i	=	23.0 °	ground level angle to the horizontal

Block weight

W	=	304.7 kN/m	block weight
---	---	------------	--------------

Water pressure data

γ_w	=	10.0 kN/m ³	water unit weight
% _w	=	50.0 %	% of tension crack height filled with water
CD	=	0.8 m	tension crack length
z_w	=	0.4 m	tension crack length filled with water
$V_{w \text{ on/off}}$	=	1 -	switch for water pressure in tension crack (1 = ON, 0 = OFF)
$U_{w \text{ on/off}}$	=	1 -	switch for water pressure in sliding plane (1 = ON, 0 = OFF)
V_w	=	0.8 kN/m ²	water pressure in tension crack
U_w	=	5.1 kN/m ²	water pressure on slip surface

Seismic action

a_H/g	=	0.170 -	peak ground acceleration ratio
F_H	=	51.8 kN/m	horizontal seismic force
verse	=	1 -	switch for vertical seismic force direction (+1 = UP; -1 = DOWN)
f	=	50.0 %	% of vertical acceleration respect to the horizontal acceleration
F_V	=	25.9 kN/m	vertical seismic force

Anchors data

β	=	5.0 °	angle for anchor force to the horizontal
% _T	=	50.0 %	% of positioning of T force along AB side
L_{FREE}	=	2.5 m	anchorage free length
L_{FIXED}	=	3.5 m	anchorage fixed length
f_{yd}	=	416.0 MPa	design value of steel tensile strength
q_{SKIN}	=	600.0 kPa	design value of anchorage adherence
A_s	=	804.2 mm ²	anchorage steel area
D_{BULB}	=	60.0 mm	anchorage bulb diameter
i	=	1.5 m	anchorage spacing

External force

E	=	500.0 kN/m	external force
ω	=	90.0 °	angle for external force to the horizontal
% _E	=	150.0 %	% of positioning of E force along AB (0-100), BC (100-200) or CD (200-300)

Required safety factor

F_s = 1.2 - safety factor needed
 Method = Sliding

Calculation of safety factors

S = 434.8 kN/m tangential resultant to the slip surface
 R = 521.5 kN/m resisting force tangential to slip surface
 M_{STAB} = 741.3 kNm/m stabilizing moment
 M_{OVERT} = 250.0 kNm/m overturning moment

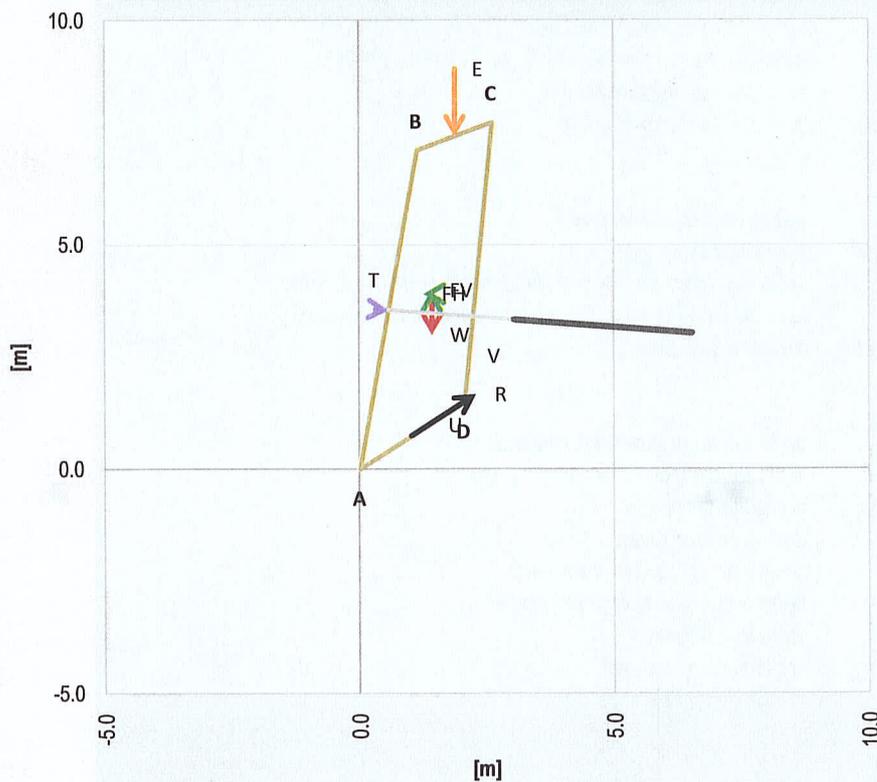
$F_{s,sliding}$ = 1.20 - safety factor for planar sliding
 $F_{s,toppling}$ = 2.97 - safety factor for toppling

$T_{YIELDING}$ = 223.0 kN/m limit force for yielding rupture of the anchorage
 $T_{PULLOUT}$ = 263.9 kN/m limit force for pull-out rupture of the anchorage

$F_{s,yielding}$ = 2.57 - safety factor for yielding of the anchorage
 $F_{s,pullout}$ = 3.04 - safety factor for pull-put of the anchorage

$T_{anchors}$ = 86.7 kN/m anchors force

Block geometry and active forces



Legend

- = weight
- = water pressure in tension crack
- = water pressure on slip surface
- = horizontal seismic force
- = vertical seismic force
- = resisting force tangential to slip surface
- = anchors force
- = external load