

LIASON 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 DE BASE - TUNNEL DI BASE TETE EST TUNNEL DE BASE – IMBOCCO EST TUNNEL DI BASE 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 | 09/01/2013 | Première diffusion / Prima emissione | F. DE VIVO (LOM) C. RINALDI (LOM) | M. RUSSO C. OGNIBENE | L. CHANTRON M. PANTALEO |
| A | 31/01/2013 | Revision 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 | 1 | 1 | 2 | 0 | A |
| | Phase / Fase | | Sigle étude / Sigla | | | Émetteur / Emittente | | | Numero | | | Indice | | |

| | | | | |
|----------------|---|-------------|---|---|
| A | P | N | O | T |
| Statut / Stato | | Type / Tipo | | |

| | | | | | | | | |
|------------------------------|-----|----|----|----|----|----|----|----|
| ADRESSE GED INDIRIZZO GED | C3A | // | // | 26 | 70 | 20 | 10 | 01 |
|------------------------------|-----|----|----|----|----|----|----|----|

| |
|-----------------|
| ECHELLE / SCALA |
| - |

 **Tecnimont**
Civil Construction
- Dott. Ing. Aldo Mancarella
Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 Pt

Aldo Mancarella



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

Ce 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 | 6 |
| 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO | 6 |
| 3. BASI DI CALCOLO | 6 |
| 3.1 Normativa di riferimento | 6 |
| 3.2 Software utilizzati | 6 |
| 3.3 Approccio progettuale seguito | 6 |
| 3.4 Parametri per l'analisi sismica | 7 |
| 3.5 Parametri geotecnici di calcolo | 8 |
| 4. REALIZZAZIONE RILEVATO PER PREPARAZIONE IMBOCCO | 8 |
| 4.1 Rilevato stabilizzato a calce | 8 |
| 4.1.1 Caratterizzazione dei terreni | 9 |
| 4.1.2 Studio delle miscele | 10 |
| 4.1.3 Miscela scelta per il calcolo | 10 |
| 4.2 Iniezioni di consolidamento | 10 |
| 4.3 Geometria del rilevato di imbocco e calcolo di stabilità | 11 |
| 4.4 Inizio dello scavo in sotterraneo | 12 |
| 4.4.1 Verifica del setto centrale in calcestruzzo (da pk 61+040 a 61+062) | 13 |
| 4.4.2 Sostegni per il cunicolo pilota e cameroni principali | 13 |
| 5. SCAVI DI SBANCAMENTO | 15 |
| 5.1 Modello geotecnico e profili di calcolo considerati | 15 |
| 5.2 Stabilità scarpata in roccia | 16 |
| 5.3 Stabilità scarpata in materiale sciolto | 19 |
| 6. ANALISI DEI RISULTATI E SCELTE PROGETTUALI | 20 |
| 6.1 Geometria ed interventi di stabilizzazione delle scarpate | 20 |
| 6.2 Drenaggio delle scarpate | 21 |
| 6.3 Monitoraggio degli scavi | 21 |
| 7. CONCLUSIONI | 21 |
| 8. ALLEGATI DI CALCOLO | 23 |
| 8.1 Calcolo di stabilità del rilevato d'imbocco | 23 |
| 8.2 Calcolo di stabilità scarpata in roccia | 23 |
| 8.3 Calcolo di stabilità in materiale sciolto ($H_{max} = 2m$) | 23 |
| 8.4 Calcolo di stabilità in materiale sciolto ($H_{max} > 2m$) | 23 |

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

| | |
|--|----|
| Figura 1 – Planimetria rilevato di preparazione imbocco | 11 |
| Figura 2 – sezione pk 61+060 | 12 |
| Figura 3 – Schema statico tubi di infilaggio | 14 |
| Figura 4 – Grafico momento flettente | 14 |
| Figura 5 – Grafico taglio | 14 |
| Figura 5 – Dettaglio planimetria di imbocco con ubicate le sezioni di calcolo | 16 |
| Figura 6 – Prospetto parete di scavo | 16 |
| Figura 7 – Sezione A verifica blocco in roccia | 17 |

Figura 7 – Sezione B verifica detrito di fondovalle 20

LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

| | |
|---|----|
| Tabella 1 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tabella 6.2.II DM 2008)..... | 7 |
| Tabella 2 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tabella 6.2.I DM 2008)..... | 7 |
| Tabella 3 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (tabella 6.8.I DM 2008)..... | 7 |
| Tabella 4 – Parametri delle discontinuità dell'ammasso considerato | 8 |
| Tabella 5 – Prescrizioni raccomandate in letteratura su terreni stabilizzati a calce..... | 9 |
| Tabella 6 – FS opere provvisionali parete sbancamento – Sezione A | 19 |

RESUME/RIASSUNTO

La construction de la tête coté Est du tunnel de Base pour la NLTL prévoit la réalisation de excavations de déblaiement. Il faut assurer la stabilité des tranchées à réaliser afin de permettre la construction de la partie en galerie artificielle du portail.

Afin d'éviter des excavations de déblaiement d'hauteur considérable en correspondance du portail en galerie naturelle, on réalisera un remblai stabilisé à la chaux qui permettra d'avancer le début de l'excavation.

La zone de déblaiement rencontrée au versant est profil subvertical est constituée de roche de type prasinites, le fond de la vallée est constitué de débris alluvionale. 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:

- Stabilité du talus en roche en correspondance de l'hauteur maximale d'excavation et de l'orientation des goujons plus défavorables.
- Stabilité du talus en terre avec l'hauteur maximale d'excavation

On a évalué la stabilité du remblai stabilisé à la chaux de nouvelle construction.

Pour les déblaiements en roche on prévoit l'utilisation de clouages en acier de longueur de 8 m en quinconce avec empattement de 2 m, avec une pente maximale du talus de 1:6 sur les parois latérales de la tranchée et de 1:9 sur la parois du front de taille mixte roche-remblai stabilisé.

Pour les déblaiements en terrain on prévoit l'utilisation de clouages en acier de longueur 6 m en quinconce avec empattement de 2 m, avec une pente maximale sur les parois latérales de 1:3.

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

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

La costruzione dell'imbocco lato Est del tunnel di base della Nuova Linea ferroviaria Torino-Lione prevede la realizzazione di scavi di sbancamento. La stabilità delle trincee da realizzare deve essere assicurata per consentire la costruzione dello scatolare d'imbocco.

Per evitare scavi di sbancamento di notevole altezza in corrispondenza della zona di imbocco in naturale verrà realizzato un rilevato stabilizzato a calce che permetterà di avanzare il punto di inizio scavo in sotterraneo.

La zona di sbancamento in corrispondenza del versante con profilo subverticale è in roccia del tipo prasiniti, il fondovalle pianeggiante è costituito da detriti alluvionali. I rilievi geomeccanici condotti hanno permesso di individuare le famiglie di discontinuità presenti.

L'analisi sulla stabilità delle scarpate è stata condotta in riferimento alle sezioni più critiche:

- Stabilità scarpata in roccia in corrispondenza della massima altezza di scavo e dell'orientamento dei giunti più sfavorevoli.
- Stabilità della scarpata in terra con massima altezza di scavo.

Si è inoltre valutata la stabilità del rilevato stabilizzato a calce di nuova costruzione.

Per gli sbancamenti in roccia si prevede l'introduzione di chiodature in acciaio di lunghezza 8 m disposte a quinconce con interasse di 2 m, con una pendenza massima di scarpata pari a 1:6 sulle pareti laterali e 1:9 sul fronte d'attacco misto roccia-rilevato stabilizzato.

Per gli sbancamenti in terreno si prevede l'introduzione di chiodature in acciaio di lunghezza 6 m disposte a quinconce con interasse di 2 m e pendenza massima sulle pareti laterali pari a 3:1.

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

électrosoudé maille 150 mm x 150 mm, avec successif bétonnage de spritz-beton.

Pour les parties de versants subverticaux non concernés par les excavations de déblaiement, mais visés vers le portail on prévoit l'installation d'un grillage en acier de maille en adhérence, afin de minimiser l'éventuelle chute de petits blocs de roche.

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

Au-dessus du portail on installera des écrans pare-pierres capables d'absorber une énergie supérieure à 4500 kJ comme indiqué dans le dimensionnement décrit dans le rapport géologique.

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.

Per i tratti di versanti sub-verticali non interessati dagli scavi di sbancamento ma rivolti verso l'area di imbocco si prevedere l'installazione di una rete d'acciaio a maglia in aderenza per contenere eventuali piccoli distacchi di roccia.

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

Al di sopra dell'area d'imbocco saranno installate delle barriere paramassi in grado di assorbire un'energia superiore a 4500 kJ come indicato nel dimensionamento riportato nella relazione geologica.

1. Introduzione

L'imbocco Est del tunnel di Base della Nuova Linea Torno Lione sarà costruito in una zona dove la conformazione geometrica del versante, in relazione alla posizione dell'imbocco, richiederebbe uno sbancamento notevole per garantire le coperture minime necessarie per lo scavo dei due tunnels. Per limitare gli scavi e il conseguente impatto con l'esterno sarà realizzato un rilevato in misto cemento in modo da far avanzare la progressiva di inizio scavo. Oggetto della seguente relazione è presentare le ipotesi e i metodi di calcolo seguiti per definire le caratteristiche del rilevato in misto stabilizzato di nuova costruzione e la geometria e gli interventi di stabilizzazione degli scavi in funzione delle caratteristiche del sito.

2. Documenti di riferimento

- PD2_C3A_TS3_1100:Relazione generale illustrativa
- PD2_C3A_TS3_1101:Relazione geotecnica-sismica
- PD2_C3A_TS3_1104:Relazione sul monitoraggio
- PD2_C3A_TS3_1105:Particolari costruttivi
- PD2_C3A_TS3_1121:Planimetria cantiere iniziale
- PD2_C3A_TS3_1123:Prospetti degli scavi
- PD2_C3A_TS3_1124e1125:Profilo longitudinale imbocco in fase di cantiere
- PD2_C3A_TS3_1126-1127-1128: Sezioni trasversali in fase di cantiere
- PD2_C3A_TS3_1161:Dima di attacco
- PD2_C3B_TS3_0123:Relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e geotecnica
- PD2_C3B_TS3_0124:Profilo geologico di dettaglio
- PD2_C3B_TS3_0070:Sezioni geologiche trasversali
- PD2_C30_TS3_1113_Soumission 44

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 passivi Lombardi®

3.3 Approccio progettuale seguito

In riferimento a quanto indicato nella Normativa, lo studio di stabilità è stata condotto 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 ala 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_1101: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_1101:Relazione geotecnica-sismica opportunamente ridotti con i coefficienti della normativa (Tabella 1).

- Prasiniti:
 - Peso volumico: $\gamma_d = 28 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno: $\phi_d = 44.7^\circ$
 - Coesione: $c_d = 0.8 \text{ MPa}$
- Detrito di versante:
 - Peso volumico: $\gamma_d = 21 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno: $\phi_d = 27.5^\circ$
 - Coesione: $c_d = 2.4 \text{ kPa}$
- Deposito di fondovalle:
 - Peso volumico: $\gamma_d = 20 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno: $\phi_d = 25.7^\circ$
 - 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 | 30 | 330 | 0.05-0.5 | >3 |
| Joint 1 | 55 | 160 | < 1 | 1-3 |
| Joint 2 | 70 | 110 | 1-3 | 1-3 |

Tabella 4 – Parametri delle discontinuità dell'ammasso considerato

La famiglia Joint 2 di discontinuità risulta essere poco pervasiva.

I dati riportati nella tabella riguardano il rilievo geomeccanico SG045, il più rappresentativo per la zona in corrispondenza dell'imbocco.

4. Realizzazione rilevato per preparazione imbocco

4.1 Rilevato stabilizzato a calce

Il versante in corrispondenza dell'imbocco è particolarmente acclive con pendenze dell'ordine dei 70° ; la sua posizione, in relazione alla direzione delle due gallerie di nuova realizzazione, richiederebbe uno sbancamento con altezze superiori ai 40 m per iniziare lo scavo delle gallerie naturali con coperture sufficiente a garantire la stabilità.

Per limitare gli scavi di sbancamento si prevede di realizzare un rilevato a ridosso del versante: ciò permetterà di iniziare gli scavi in sotterraneo in una posizione più avanzata

rispetto a quella richiesta con uno sbancamento per raggiungere le coperture sufficienti. Attualmente al piede del versante e per i primi metri a salire sono presenti dei muretti in pietra a secco che dovranno essere rimossi prima dell'inizio dei lavori di realizzazione del rilevato.

Lo scopo del rilevato è quello di garantire le coperture sufficienti per permettere l'inizio degli scavi in sotterraneo in posizione avanzata rispetto a quella concessa dalla geometria del versante. Per garantire una copertura superiore ai 3 m rispetto all'estradosso dei due cameroni il rilevato avrà un'altezza di 488 m s.l.m. al di sopra del camerone pari e 490 m al di sopra del camerone dispari.

Il rilevato di nuova costruzione dovrà avere caratteristiche meccaniche tali da permettere l'esecuzione dei lavori di scavo richiesti in sicurezza: sarà stabilizzato mediante trattamento a calce.

4.1.1 Caratterizzazione dei terreni

Le caratteristiche e le modalità esecutive per la realizzazione del rilevato dovranno rispettare la Normativa Europea specifica: UNI EN 14227-11 "Miscele legate con leganti idraulici. Terreno trattato con calce".

I terreni da utilizzarsi per il rilevato dovranno essere sottoposti ad adeguate analisi di laboratorio al fine di determinare le caratteristiche propedeutiche alla fattibilità del trattamento a calce, ossia:

- Contenuto di sostanze organiche;
- Contenuto di solfati;
- Contenuto di nitrati;
- Valore di blu;
- Consumo iniziale di calce (C.I.C.).

L'ultimo parametro in particolare è fondamentale per determinare il dosaggio minimo di calce che si dovrà indicativamente applicare e consiste in una misura del pH di miscela terra-calce con dosaggi crescenti di legante; salvo diverse disposizioni si considererà il terreno "stabilizzato" quando il pH della miscela terra-calce avrà raggiunto $\text{pH} = 12.5$

Si riporta qui di seguito una tabella con le prescrizioni raccomandate dalla letteratura, dovranno essere confrontate con i risultati ottenuti dall'analisi dei campioni di terreno.

| Caratteristica | Prescrizioni |
|-------------------------------|--------------|
| Passante allo 0.075% | $\geq 35\%$ |
| Limite liquido | - |
| Indice plastico | > 10 |
| Solfati % | < 0.25 |
| Nitrati % | < 0.1 |
| Sostanze organiche % | < 4 |
| C.I.C % | > 1.0 |
| Valore di blu g/cm^3 | > 200 |

Tabella 5 – Prescrizioni raccomandate in letteratura su terreni stabilizzati a calce

4.1.2 Studio delle miscele

Nelle fasi successive allo studio di laboratorio del terreno dovranno essere preparate delle miscele con contenuto di calce variabile (generalmente con percentuali di calce variabili tra il 2.0 e 3.0% sul peso del terreno secco) con lo scopo di individuare il dosaggio ottimale di legante che assicuri il soddisfacimento delle prescrizioni per le caratteristiche meccaniche. Per poter valutare gli effetti benefici prodotti dalla stabilizzazione, tutte le prove dovranno essere effettuate parallelamente anche su campioni di terreno tal quale.

Si raccomanda di utilizzare una calce con le seguenti caratteristiche:

- $\%(\text{CaO}+\text{MgO}) \geq 84\%$
- $\%\text{CO}_2 \leq 5\%$

4.1.3 Miscela scelta per il calcolo

Per la fase di progettazione attuale si sono scelte caratteristiche di terreno misto stabilizzato con parametri geotecnici valutati in funzione della letteratura disponibile e delle precedenti esperienze.

Si è considerata una miscela calce-terreno con 2.5% di calce; per i calcoli si sono considerate le seguenti caratteristiche:

- Rilevato misto stabilizzato :
 - Peso volumico: $\gamma_d = 22 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno: $\phi_d = 30^\circ$
 - Coesione: $c_d = 20 \text{ kPa}$

4.2 Iniezioni di consolidamento

Lo strato al di sotto del rilevato in misto stabilizzato di nuova costruzione, dai dati geologici a disposizione, risulta interessato da uno spessore variabile (inferiore ai 4 m) di detriti di versante; si ritiene pertanto opportuno l'esecuzione di iniezioni di consolidamento per migliorarne le caratteristiche. Le caratteristiche delle iniezioni previste saranno definitive in fase di progettazione esecutiva sulla base di sondaggi ed analisi in sito ed analisi per definire le reali caratteristiche del terreno da consolidare.

Attualmente si prevede la realizzazione di iniezioni di consolidamento (acqua, cemento, bentonite) con una concentrazione di miscela secca iniettata pari a 50 kg/ml per metro lineare di foro. Tali valori dovranno essere verificati nelle fasi successive della progettazione e potranno subire variazioni in cantiere sulla base dei risultati diretti del terreno trattato.

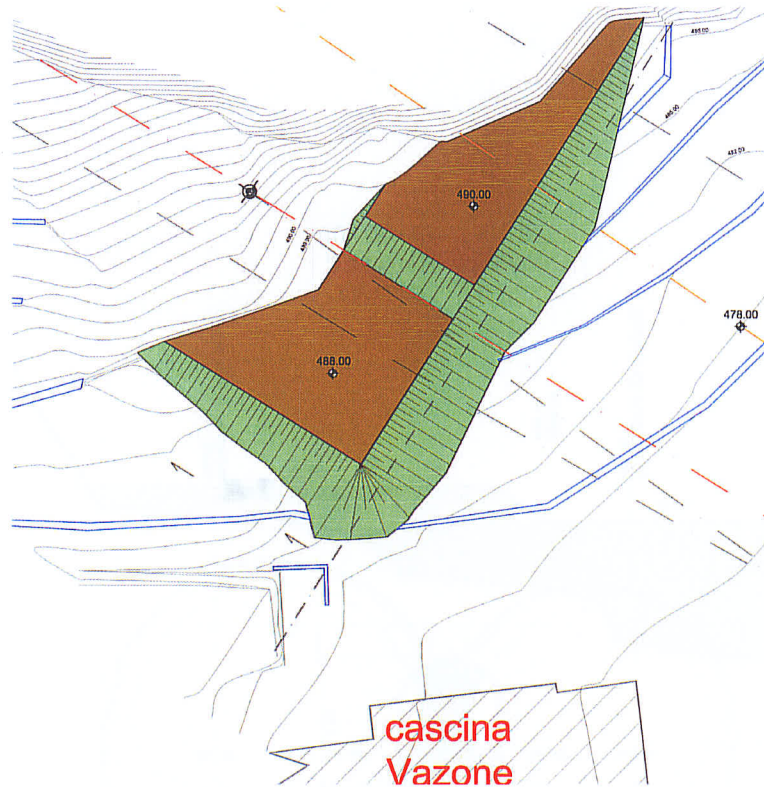


Figura 1 – Planimetria rilevato di preparazione imbocco

4.3 Geometria del rilevato di imbocco e calcolo di stabilità

Come anticipato nei punti precedenti il tratto di rilevato sopra l'imbocco del camerone dispari avrà un'altezza di 490 m s.l.m. e di 488 m s.l.m. al di sopra del camerone pari. La differenza di quota tra i due piani sarà colmata gradualmente da una scarpata con pendenza massima orizzontale/verticale pari a 3 su 2. Le pareti della scarpata del rilevato avranno pendenza pari a 2 su 3. La stabilità è stata verificata con l'utilizzo delle carte di stabilità di Hoek & Bray in riferimento alle caratteristiche del terreno stabilizzato definite al punto 4.1.3.. La massima altezza della scarpata del rilevato si avrà in corrispondenza della pk 61+060 BP con un'altezza di circa 7 m.

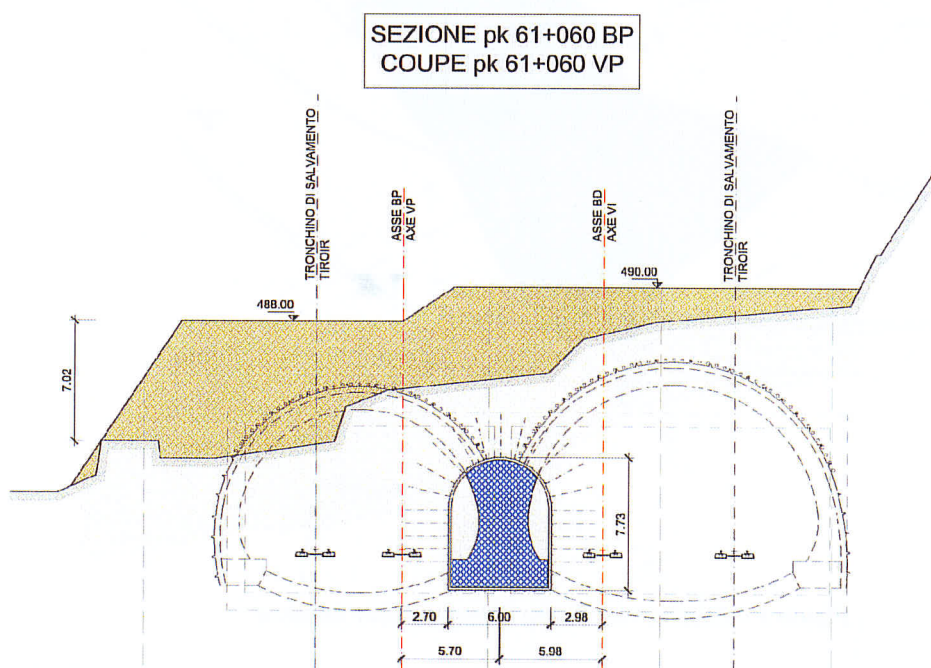


Figura 2 – sezione pk 61+060

L'analisi è stata condotta considerando il rilevato d'imbocco in condizioni drenate. Il coefficiente di sicurezza minima risulta essere pari a $FS=1.30$.

Si riporta in allegato il report di calcolo.

4.4 Inizio dello scavo in sotterraneo

I cameroni dei due binari nel tratto iniziale a partire dall'imbocco sono molto vicini: risulta necessaria la realizzazione di un cunicolo pilota centrale tra le due canne all'interno del quale verrà realizzato un setto in calcestruzzo armato. Il setto servirà come supporto alle centine del rivestimento provvisorio dei due fornici principali.

Nei primi 22 m di scavo dalla pk 61+062 BP alla pk 61+040 BP le pareti del setto svolgeranno la funzione di rivestimento definitivo dei due cameroni principali: data la vicinanza tra le due canne non sarebbe possibile la realizzazione di due rivestimenti definitivi indipendenti. A partire dalla pk 61+040 la distanza tra i due cameroni permetterà di realizzare due rivestimenti definitivi indipendenti di spessore pari a 70 cm.

4.4.1 Verifica del setto centrale in calcestruzzo (da pk 61+040 a 61+062)

L'altezza massima di terreno al centro del camerone precedenza viaggiatori è di circa 20 m in corrispondenza della pk 61+040. A favore di sicurezza si considera gravante sull'arco l'intera colonna di terreno, pertanto sul setto centrale (vedi **Figura 2**) agisce metà carico.

Si ha:

Peso specifico roccia: 28 kN/m³

Altezza della colonna di carico: 20 m

Larghezza della colonna di carico: 19 m

$Q_d = 28 \text{ kN/m}^3 \cdot 20 \text{ m} \cdot 19 \text{ m} \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 6.916 \text{ kN}$ carico agente sul setto al ml allo SLU

$A_{\min} = 2.850 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$ sezione minima del setto di calcestruzzo (al ml)

Ipotesi calcestruzzo C30/37:

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

Si ha:

$$\sigma = \frac{Q_d}{A_{\min}} \approx 2,4 \text{ MPa} < f_{cd} \quad \Leftrightarrow \quad \text{verifica soddisfatta}$$

4.4.2 Sostegni per il cunicolo pilota e cameroni principali

Il dimensionamento dei sostegni previsti, le modalità di scavo in sotterraneo dei cameroni e del cunicolo pilota e la successione delle diverse fasi di l'avanzamento sono definite e rappresentate nei documenti di riferimento specifici relativi allo scavo in sotterraneo.

Nei primi 22 m di scavo dei fornic i sostegni adottati differiscono unicamente da quelli utilizzati per il restante tratto di scavo dei cameroni per il tipo di infilaggi ad ombrello adottato: per evitare di eseguire campi di perforazione troppo ravvicinati si prevede di eseguire infilaggi interasse 50 cm, con tubi 219.1 sp. 10 mm di lunghezza 12 m con sovrapposizione 4 m.

Si riporta qui di seguito il calcolo di dimensionamento.

Interasse centine: 1 m

Altezza massima di calcolo di roccia soprastante: 39,2 m

Peso specifico roccia: 28 kN/m³

Si ipotizza una trave appoggiata su molle con rigidità pari a 500.000 kN/m³ e luce libera iniziale pari ad un metro (interasse tra la prima e la seconda centina).

Si trascura l'inclinazione rispetto al piano orizzontale del tubo.

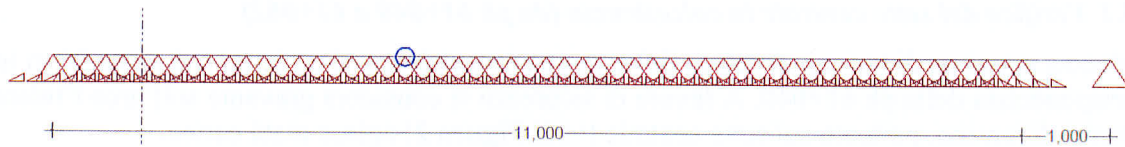


Figura 3 – Schema statico tubi di infillaggio

Si ha:

$$Q_d = 28 \text{ kN/m}^3 \cdot 39,2 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \approx 550 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd, \max} = 77 \text{ kNm} \quad \text{momento massimo agente allo SLU (vedi Figura 4)}$$

$$V_{sd, \max} = 383 \text{ kN} \quad \text{taglio massimo agente allo SLU (vedi Figura 5)}$$

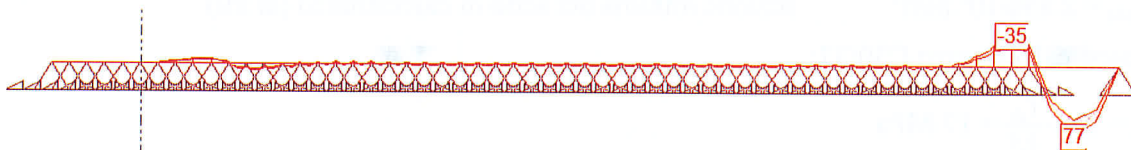


Figura 4 – Grafico momento flettente

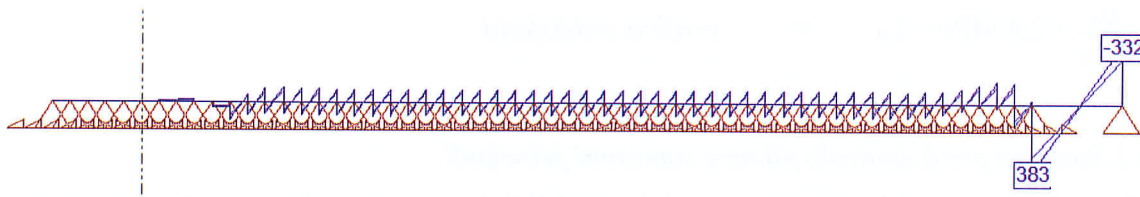


Figura 5 – Grafico taglio

$$A_v = 2(R^2 - r^2) = 4.182 \text{ mm}^2 \quad \text{area resistente a taglio}$$

$$V_{rd} = \frac{A_v \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} = 816 \text{ kN} \quad \text{taglio resistente (con } f_{yd} = 338 \text{ MPa (acciaio tipo S355))}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{rd} \Rightarrow$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione (punto 4.2.31 NTC 2008)

Pertanto:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 0,81$$

$$d/t = 219,1 \text{ mm} / 10 \text{ mm} = 21,91 < 50 \varepsilon^2 = 32,81 \Rightarrow \text{sezione classe 1}$$

$$W_{pl} = \frac{D^3 - d^3}{6} = 437.600 \text{ mm}^3 \quad \text{modulo di resistenza plastico}$$

$$\sigma = \frac{M_{sd}}{W_{pl}} = 176 \text{ MPa} < f_{yd} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

5. Scavi di sbancamento

Nell'area antistante il rilevato in misto stabilizzato verrà fatto uno scavo di sbancamento per raggiungere la quota necessaria per la realizzazione della fondazione dello scatolare di imbocco. Lo sbancamento presenta un'altezza massima in corrispondenza delle sezioni di imbocco in naturale (pk 61+062 BP) pari a 19.5 m

5.1 Modello geotecnico e profili di calcolo considerati

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

Analizzando il profilo e le sezioni geologiche a partire dal fronte di attacco dello scavo in naturale fino alla pk 61+090 BP circa lo scavo di sbancamento avviene all'interno di materiali rocciosi del tipo prasiniti. Dalla pk 61+090 BP verso l'area all'aperto la geologia presenta una coltre di detrito di fondovalle: l'altezza massima di sbancamento in materiale sciolto è di circa 5 m.

La falda è posta a quota inferiore rispetto al piano del fondo scavo.

Le verifiche di stabilità si sono condotte sulla base di considerazioni; si è suddiviso il problema in due analisi distinte studiando le seguenti sezioni:

- **Sezione A:** verifica di stabilità dei blocchi di roccia in corrispondenza della massima altezza di sbancamento.
- **Sezione B:** verifica di stabilità del detrito di fondovalle in corrispondenza della sua massima altezza di sbancamento

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

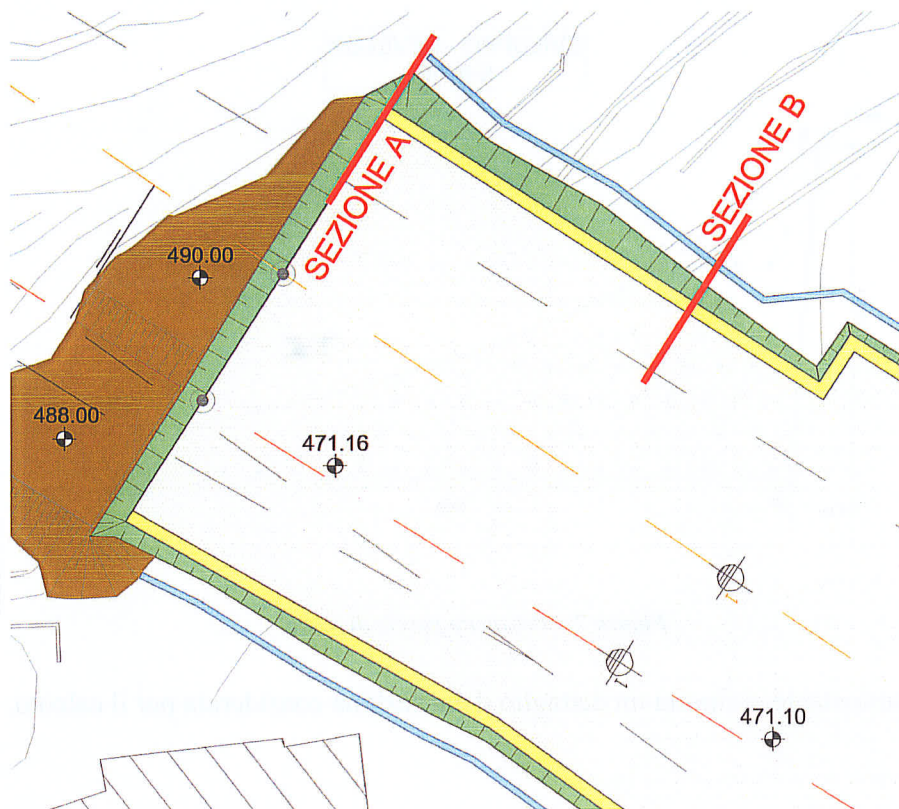


Figura 6 – Dettaglio planimetria di imbocco con ubicate le sezioni di calcolo.

5.2 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. Avendo pochi dati a disposizione sulle caratteristiche dell'ammasso roccioso si è affrontato il problema ponendosi nella condizione più sfavorevole ai fini del dimensionamento dei sostegni: si sono considerati cunei di roccia delimitati dai giunti di discontinuità orientati a frana poggio rispetto al piano di profilatura richiesto del versante. I giunti di discontinuità considerati sono riportati in **Tabella 4**. Nel calcolo si è considerata una maggior spaziatura e persistenza rispetto a quelle indicate dallo studio strutturale eseguito.

La zona più critica per la stabilità dello scavo è la parete laterale orientata a Nord-Est: oltre a presentare la massima altezza di sbancamento, ha un orientamento delle famiglie di giunti principali e della scistosità a franapoggio. Negli elaborati degli scavi d'imbocco corrisponde al prospetto di sbancamento 5-6-7-8.

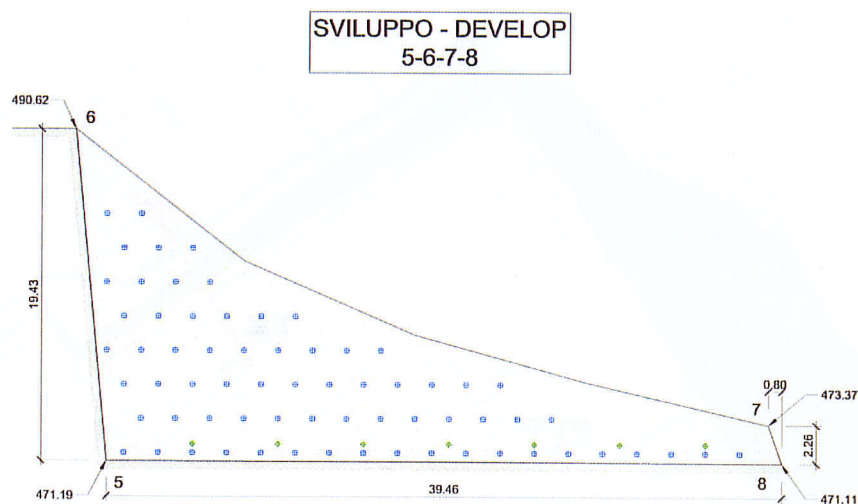


Figura 7 – Prospetto parete di scavo

Nella figura sottostante si riporta un dettaglio della sezione considerata per il calcolo.

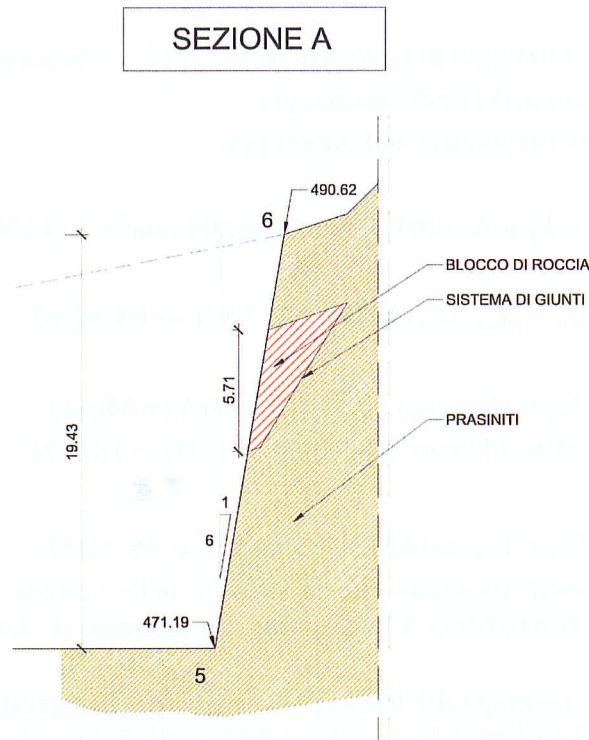


Figura 8 – Sezione A verifica blocco in roccia

Per il calcolo si è considerato:

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

Il carico variabile è stato definito in modo cautelativo per considerare sia il peso gravante sopra la parete di scavo che i possibili carichi variabili presenti durante gli scavi.

Lo scavo di sbancamento rimarrà aperto per il tempo necessario alla realizzazione del primo campo d'infilaggi per la realizzazione dei cameroni e conseguente avanzamento di scavo (circa 8 metri); appena possibile verrà realizzato lo scatolare di imbocco per poter compartimentare lo scavo dall'imbocco. La normativa, in riferimento alle prescrizioni relative agli scavi di sbancamento prevede di considerare la componente del sisma per una durata in opera dello scavo di sbancamento superiore ai 2 anni; cautelativamente si è considerata quest'azione.

La verifica di stabilità è stata condotta considerando ancoraggi di tipo passivi con le seguenti caratteristiche:

- Acciaio tipo B450C
- Diametro: 32 mm
- Lunghezza: 8 m
- Interasse 2 m sia in orizzontale che verticale
- Inclinazione rispetto all'orizzontale: 20°
- Diametro di sondaggio: 60 mm
- Attrito laterale unitario tra chiodo e terreno: 600 kN/m^2 (teoria Bustamante-Doix)

Dai calcoli eseguiti ogni ancoraggio passivo sarà soggetto ad azioni assiali e di taglio pari a:

- $N_{anc} = 142.5$ kN forza assiale nell'ancoraggio
- $T_{anc} = 38.4$ kN forza tangenziale nell'ancoraggio

Si avrà quindi:

$$N_{res} = f_{yd} \times A_s = 391.3 \text{ N/mm}^2 \times 804 \text{ mm}^2 = 314 \text{ kN}$$

Da cui:

$$N_{res} > N_{anc} \Rightarrow 314 \text{ kN} > 142.5 \text{ kN} \Rightarrow \text{FS} = \mathbf{2.20}$$

Per il taglio invece:

$$T_{res} = (f_{yd} \times A_s) / \sqrt{3} \quad (\text{Criterio Von Mises}) \\ = (391.3 \text{ N/mm}^2 \times 804 \text{ mm}^2) / 1.732 = 182 \text{ kN}$$

Da cui:

$$T_{res} > T_{anc} \Rightarrow 182 \text{ kN} > 38.4 \text{ kN} \Rightarrow \text{FS} = \mathbf{4.73}$$

I risultati dei calcoli condotti mostrano che la stabilità della sezione è garantita mediante l'adozione di chiodature di lunghezza 8 m disposte con interasse di 2.0 m sull'orizzontale e 2.0 m in verticale.

Si riporta qui di seguito il riepilogo dei fattori di sicurezza per la stabilità allo scivolamento e al ribaltamento dei blocchi e i fattori di sicurezza relativi agli ancoraggi adottati.

| SEZIONE A - RIEPILOGO FATTORI DI SICUREZZA | |
|--|------|
| FS per scivolamento planare | 3.82 |
| FS al ribaltamento | 1.86 |
| FS allo sfilamento dell'ancoraggio (per scivolamento) | 1.57 |
| FS allo sfilamento dell'ancoraggio (per ribaltamento) | 1.74 |
| FS resistenza a trazione dell'ancoraggio | 2.20 |
| FS resistenza al taglio dell'ancoraggio | 1.74 |

Tabella 6 – FS opere provvisionali parete sbancamento – Sezione A

Il report di calcolo è in allegato alla presente relazione.

Sulla parete opposta rispetto a quella di calcolo la scistosità e la famiglia di giunti principali presentano un'inclinazione a reggi poggio. La parete del fronte di attacco allo scavo in sotterraneo nella parte alta è interessata dal rilevato in misto stabilizzato mentre per la restante area presenta scistosità orientata a reggi poggio e una famiglia di giunti di discontinuità con un leggero orientamento a frana poggio. Vista la spaziatura e la persistenza dei giunti si prevede la realizzazione di una chiodatura analoga a quella prevista per la sezione A. Il tratto di parete interessato al futuro scavo in sotterraneo dei due cameroni verrà stabilizzato mediante i presostegni previsti al fronte per l'inizio dello scavo in sotterraneo.

5.3 Stabilità scarpata in materiale sciolto

Il terreno detritico di fondovalle, dai dati geologici a diposizione, inizia dalla pk 61+090 circa; l'altezza di sbancamento massima richiesta in materiale sciolto è di circa 5 m. L'analisi è stata inizialmente condotta con l'ausilio degli abachi di Hoek e Bray considerando i parametri del terreno definiti al punto 3.5 e con una pendenza massima di scavo di 3su1. Senza interventi di stabilizzazione la scarpata è verificata, sia in condizioni drenate sia sature, per un'altezza inferiore ai 2 m. Si veda il report di calcolo allegato.

Per definire gli interventi necessari a garantire la stabilità della scarpata in roccia si è studiato il problema mediante il software di calcolo SNAILZWin® con l'introduzione di barre di ancoraggio.

Il profilo di calcolo scelto ha le seguenti caratteristiche:

- H = 5 m
- Inclinazione scarpata: 3:1
- Parametri geotecnici di calcolo del detrito di fondovalle : si veda 3.5
- Carico distribuito in superficie = 13 kPa/ml

SEZIONE B

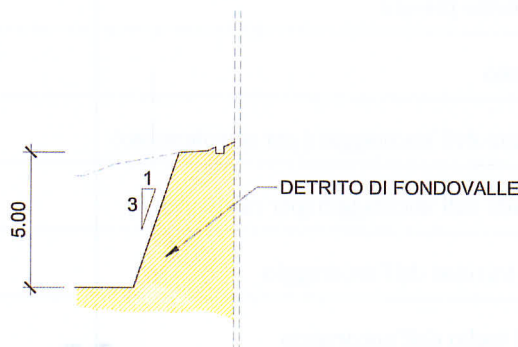


Figura 9 – Sezione B verifica detrito di fondovalle

Per gli ancoraggi si sono considerate barre d'acciaio ad aderenza migliorata del tipo B450C di diametro 32 mm lunghezza 6 m iniettate con boiaccia; il diametro del bulbo è stato assunto pari a 80mm e la tensione di aderenza tra terreno e barra pari a 200 kPa(Bustamante & Doix).

Il calcolo è soddisfatto mediante l'introduzione di barre disposte a quinconce con interasse 2 m x2 m. per ogni metro lineare di scarpata. Il coefficiente di sicurezza minimo calcolato nei confronti dello scivolamento è pari a **FS minimo = 1.17**.

Si riporta in allegato il report di calcolo

6. Analisi dei risultati e scelte progettuali

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

- Scarpata in materiale roccioso.
 - Rapporto di scarpata: 1:6;
 - Introduzione di ancoraggi passivi del tipo: barre di acciaio B450C ad aderenza migliorata di lunghezza 8 m , diametro 32 mm poste ad interasse 2 m x 2 m a quinconce con iniezione di malta cementizia ad eccezione del tratto sulla parete del fronte d'attacco dove verrà realizzato lo scavo dei cameroni.
- Scarpata in materiale sciolto.
 - Rapporto di scarpata: 1:3;
 - Introduzione di ancoraggi passivi del tipo: barre di acciaio B450C ad aderenza migliorata di lunghezza 6 m , diametro 32 mm poste ad interasse 2 m x 2 m a quinconce con iniezione di malta cementizia.

Per i tratti di sbancamento in materiale sciolto con altezza massima 2 m e rapporto di scarpata 3:1 non sono previsti interventi di stabilizzazione specifici se non l'introduzione di adeguati drenaggi, come riportato nei punti seguenti.

Per minimizzare il rischio di cadute, anche di piccole porzioni di roccia si prevedere 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.

Per la parete di roccia esistente posta al di sopra del rilevato in misto stabilizzato di nuova realizzazione si prevede l'installazione di una rete a maglia d'acciaio in aderenza per evitare il distacco di piccoli blocchi di roccia e per garantire la sicurezza durante tutte le fasi delle lavorazioni.

Come indicato nel documento PD2_C3B_TS3_0123 si prevede l'installazione di barriere paramassi al di sopra dell'area di imbocco in grado di assorbire un'energia superiore ai 4250 kJ. Saranno installate due file di barriere al di sopra dell'imbocco con direzione perpendicolare rispetto alla direzione di massima pendenza del versante in grado di assorbire un'energia di 2500 kJ ciascuna. La posizione delle barriere è indicata sulle planimetrie dell'area. Nelle fasi di progettazione esecutiva la posizione delle barriere potrà essere rivista ed affinata in funzione di un rilievo più dettagliato dell'area di imbocco.

6.2 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:

- Canalette di drenaggio in testa e al piede della scarpata;
- 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 al di sopra dell'area di 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. Verranno realizzate delle canalette al di sopra dell'area di imbocco nei tratti costituito da detrito di falda con funzione di regimazione delle acque di precipitazione e di ruscellamento.

6.3 Monitoraggio degli scavi

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

7. 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 Est del Tunnel di base della nuova Linea Torino-Lione. Si è inoltre definita e verificata la stabilità del rilevato in misto stabilizzato da realizzarsi in corrispondenza dell'imbocco per permettere l'avanzamento della progressiva chilometrica di inizio scavo in sotterraneo.

Gli interventi di stabilizzazione dei fronti di scavo prevedono l'installazione di barre di ancoraggio di tipo passivo, 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.

8. Allegati di calcolo

8.1 Calcolo di stabilità del rilevato d'imbocco

8.2 Calcolo di stabilità scarpata in roccia

8.3 Calcolo di stabilità in materiale sciolto ($H_{max} = 2m$)

8.4 Calcolo di stabilità in materiale sciolto ($H_{max} > 2m$)

Project: Imbocco Est Tunnel di Base
Object: Calcolo di stabilità del rilevato di imbocco (cond. Drenate)

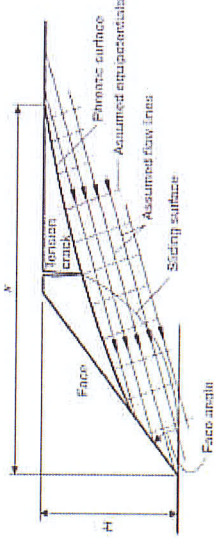
SLOPE SAFETY FACTOR EVALUATION USING CIRCULAR FAILURE CHARTS

Input data:
 H [m] 7.0 Height of the slope
 ϕ [°] 30.0 Friction angle
 c [kPa] 20.0 Cohesion
 γ [kN/m³] 22.0 Unit weight
 α [°] 56.0 Slope inclination

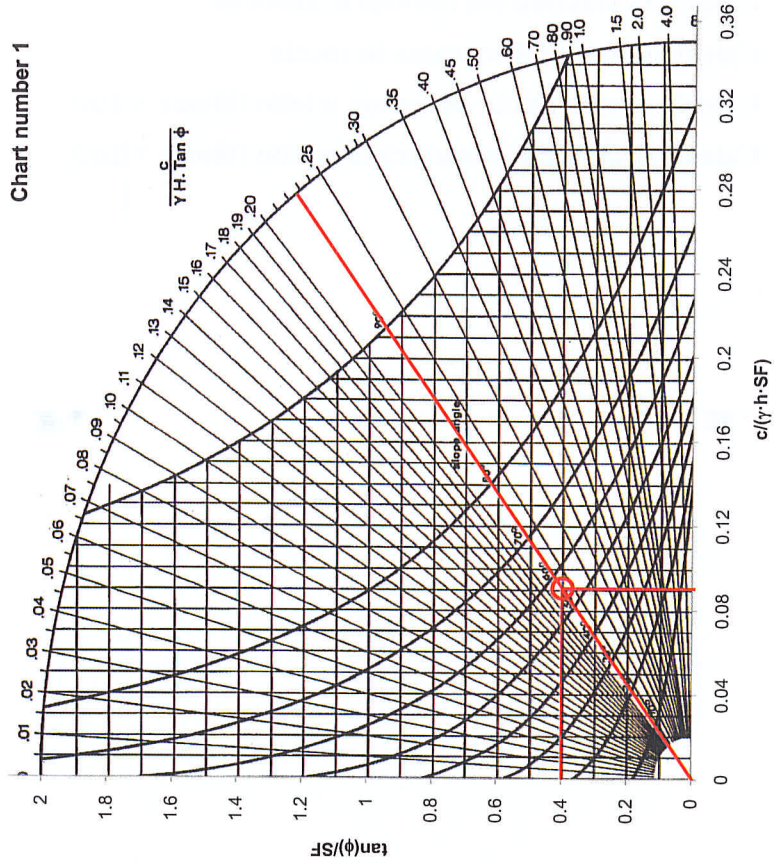
Safety factor calculation
 $c/[\gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)]$ 0.225
 $c/(\gamma \cdot H \cdot SF)$ 0.090
 $\tan(\phi)/SF$ 0.402
SF **1.44**

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 |

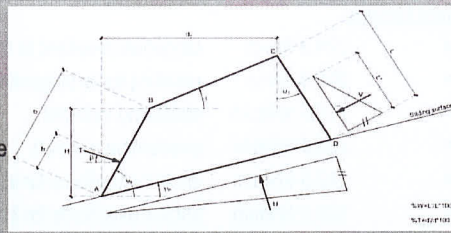


Reference: Hoek and Bray (1974) Rock Slope Engineering



STABILITY OF ROCK BLOCK (v. 2.0)**Geotechnical input**

| | | | |
|----------|---|------------------------|------------------------------------|
| γ | = | 28.0 kN/m ³ | unit weight of the block |
| ϕ | = | 50.0 ° | friction angle of the slip surface |
| c | = | 0.0 kPa | cohesion of the slip surface |
| ψ | = | 0.0 ° | angle of dilatance |

**Block geometry**

| | | | |
|----------|---|---------|--|
| H | = | 5.7 m | block front height |
| d_T | = | 4.6 m | distance between tension crack and front toe |
| ψ_P | = | 19.0 ° | slip plane angle to the horizontal |
| ψ_T | = | -31.0 ° | tension crack angle to the vertical |
| ψ_F | = | 81.0 ° | front angle to the horizontal |
| i | = | 19.0 ° | ground level angle to the horizontal |

Block weight

| | | | |
|---|---|------------|--------------|
| W | = | 318.0 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 | = | 7.9 m | tension crack length |
| Z_w | = | 4.0 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 | = | 78.6 kN/m ² | water pressure in tension crack |
| U_w | = | 10.8 kN/m ² | water pressure on slip surface |

Seismic action

| | | | |
|-----------|---|-----------|---|
| $a_{p/g}$ | = | 0.170 - | peak ground acceleration ratio |
| F_H | = | 54.1 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 | = | 27.0 kN/m | vertical seismic force |

Anchors data

| | | | |
|----------------------|---|-----------------------|--|
| T_{anchors} | = | 0.0 kN/m | anchors force |
| Type | = | Passive | anchors type |
| β | = | 20.0 ° | angle of the anchor to the horizontal |
| % _T | = | 50.0 % | % of positioning of T force along AB (0-100) or BC (100-200) |
| L_{TOT} | = | 8.0 m | anchorage total length |
| L_{FIXED} | = | 4.0 m | anchorage fixed length |
| f_{yd} | = | 391.3 MPa | design value of steel tensile strength |
| q_{SKIN} | = | 600.0 kPa | design value of anchorage adherence |
| A_s | = | 804.0 mm ² | anchorage steel area |
| D_{BULB} | = | 60.0 mm | anchorage bulb diameter |
| s | = | 2.0 m | anchorage spacing |
| Criterion | = | Von Mises | anchors yield criterion |

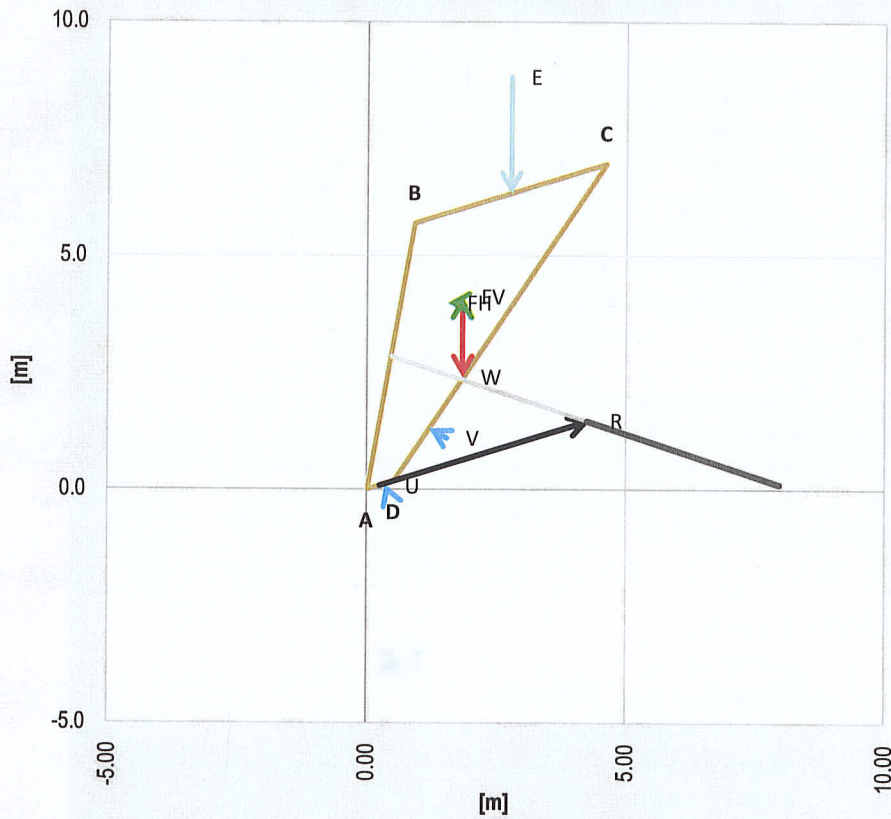
External load

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

Calculation of safety factors

| | | | |
|-------------------------|---|---------------|--|
| S | = | 224.2 kN/m | tangential resultant to the slip surface |
| R | = | 856.9 kN/m | resisting force tangential to slip surface |
| M _{STAB} | = | 756.9 kNm/m | stabilizing moment |
| M _{OVERT} | = | 405.9 kNm/m | overturning moment |
| T _{SLIDING} | = | 142.5 kNm/m | anchor axial force for sliding failure |
| T _{TOPPLING} | = | 128.1 kNm/m | anchor axial force for toppling failure |
| T _{YIELDING} | = | 157.3 kNm/m | limit force for yielding rupture of the anchorage |
| T _{PULLOUT} | = | 223.5 kNm/m | limit force for pull-out rupture of the anchorage |
| F _{s,sliding} | = | 3.82 - | safety factor for planar sliding |
| F _{s,toppling} | = | 1.86 - | safety factor for toppling |
| F _{s,pullout} | = | 1.57 - | safety factor for pull-put of the anchorage (sliding) |
| F _{s,pullout} | = | 1.74 - | safety factor for pull-put of the anchorage (toppling) |

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

Project: Imbocco Est Tunnel di Base
Object: Calcolo di stabilità dello sbancamento in sciolto (c drenate)

SLOPE SAFETY FACTOR EVALUATION USING CIRCULAR FAILURE CHARTS

Input data:

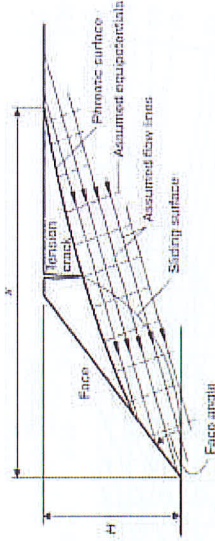
H [m] 2.0 Height of the slope
 φ [°] 25.7 Friction angle
 c [kPa] 8.0 Cohesion
 γ [kN/m³] 20.0 Unit weight
 α [°] 71.5 Slope inclination

Safety factor calculation

$c/[\gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)]$ 0.416
 $c/(\gamma \cdot H \cdot SF)$ 0.152
 $\tan(\phi)/SF$ 0.367
SF 1.31

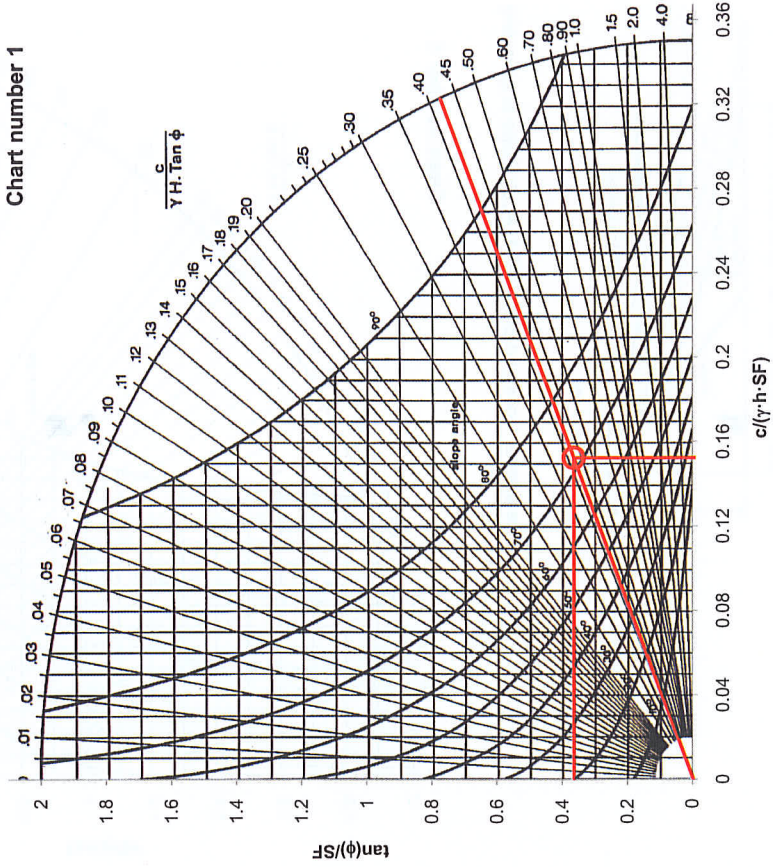
Ground flow conditions

| Ground water flow conditions | Chart number |
|---|--------------|
| Fully drained slope | 1 |
| Surface water 6x 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 1



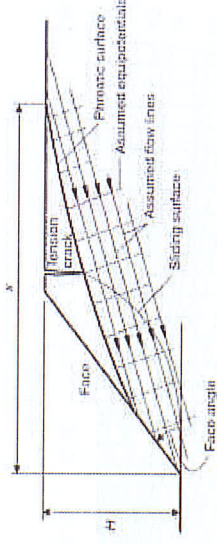
Project: Imbocco Est Tunnel di Base
Object: Calcolo di stabilità dello sbancamento in sciolto(c. satura)

SLOPE SAFETY FACTOR EVALUATION USING CIRCULAR FAILURE CHARTS

| Input data: | | Safety factor calculation | |
|-------------------------------|------|---------------------------------------|-------------|
| H [m] | 2.0 | $c/[\gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)]$ | 0.416 |
| ϕ [°] | 25.7 | $c/(\gamma \cdot H \cdot SF)$ | 0.177 |
| c [kPa] | 8.0 | $\tan(\phi)/SF$ | 0.426 |
| γ [kN/m ³] | 20.0 | SF | 1.13 |
| α [°] | 71.5 | | |

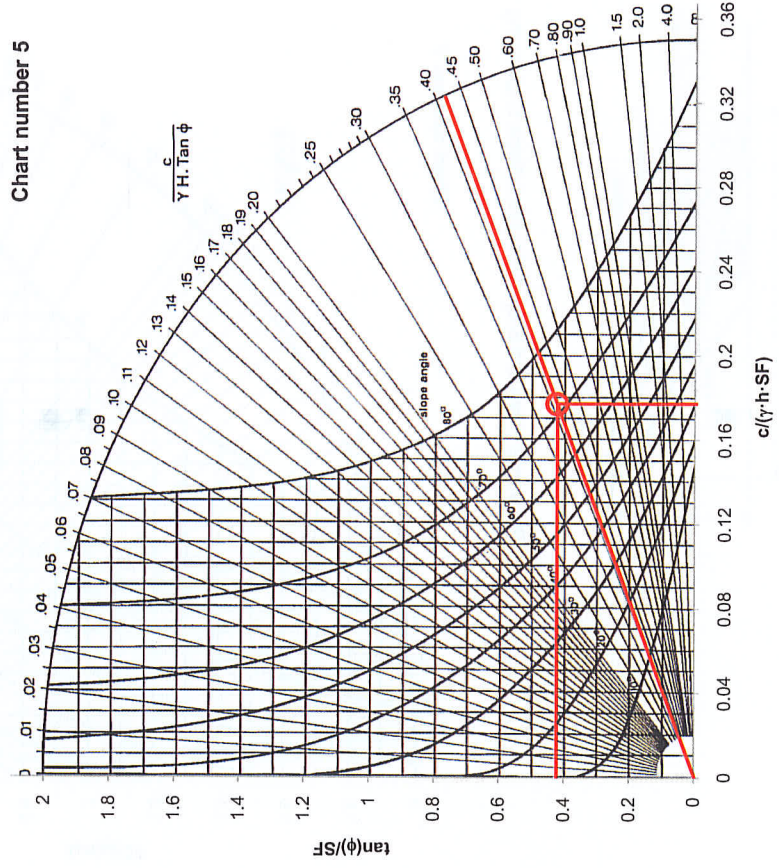
Ground flow conditions

| 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

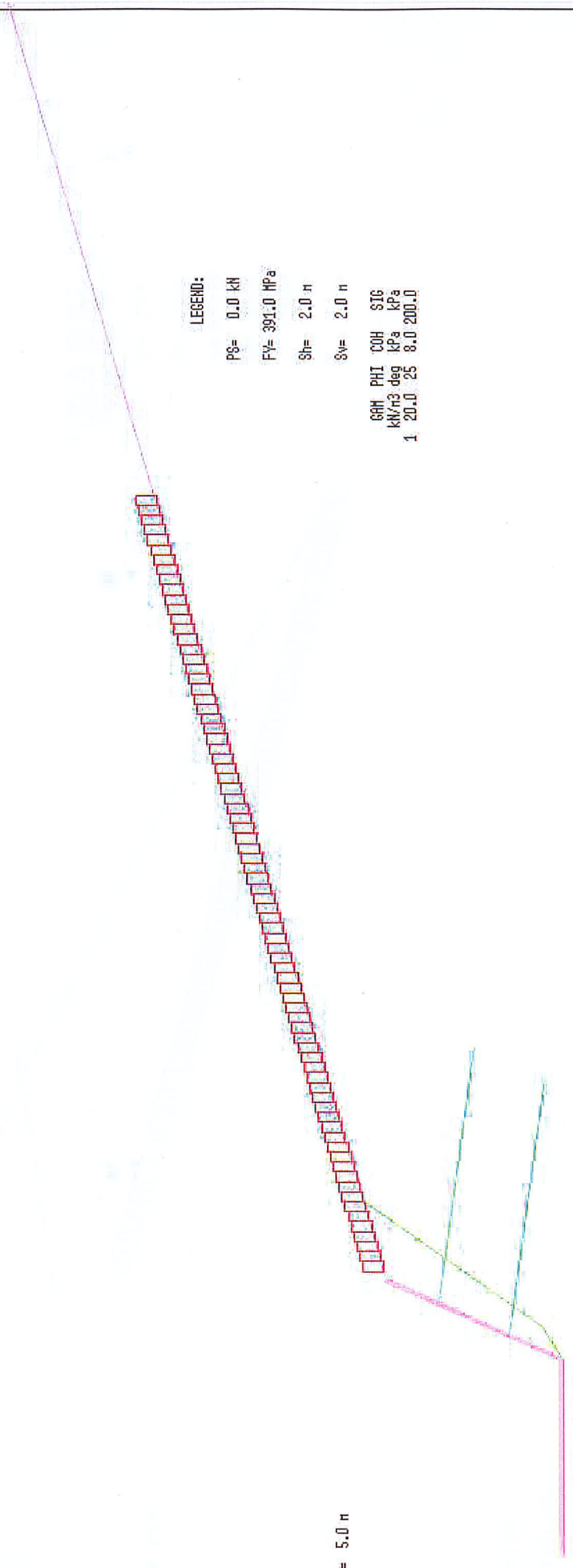


Minimum Factor of Safety = 1.17

1.8 m Behind Wall Crest

ft Wall Toe

H= 5.0 m



Scale = 3 m

Surcharge

Date: 01-07-2013

SnailWin 3.10

File: IdB Stabilit  sciolto

Minimum Factor of Safety = 1.31

18.2 m Behind Hall Crest

At Hall Toe

H= 5.0 m

LEGEND:

PS= 0.0 kN

FV= 391.0 MPa

Su= 2.0 n

Sv= 2.0 n

GMH PHI COH SIG

kV/m3 deg kPa kPa

1 20.0 25 8.0 200.0

Scale = 3 m

Surcharge

