0	08/2013		Pesce	Cacciatori	Venturini
Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Verificato	Approvato

REGIONE LIGURIA PROVINCIA DI GENOVA COMUNE DI GENOVA

PROTOCOLLO D'INTESA PER GLI INTERVENTI STRUTTURALI VOLTI ALLA MITIGAZIONE DELL'EMERGENZA IDRAULICA DEL BACINO DEL TORRENTE BISAGNO, ALLA RIDEFINIZIONE URBANISTICA DEL TRATTO TERMINALE ED ALLA RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE DELL'ALVEO E DELLE AREE CIRCOSTANTI

COMUNE DI GENOVA

AREA TECNICA - DIREZIONE MANUTENZIONE INFRASTRUTTURE E VERDE PUBBLICO

Dirigente **Ing. Stefano PINASCO**

PROGETTISTI:

A.T.I.

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)
STUDIO MAIONE INGEGNERI ASSOCIATI
SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.p.A.
ARTELIA GROUP S.A.

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO **Ing. Stefano PINASCO**

Staff tecnico

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)
Ing. A.Scotti - Ing. S. Venturini
STUDIO MAIONE INGEGNERI ASSOCIATI
Ing. D Cerlini - Ing. M. Ferrari
SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.p.A.
Ing. A.Galli - Ing. U. Galli
ARTELIA GROUP S.A.
Mr. O. Cazaillet

Intervento/Opera

SCOLMATORE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA
PRIMO LOTTO: REALIZZAZIONE DELLE OPERE PER LA MESSA IN SICUREZZA IDRAULICA DEL TORRENTE FEREGGIANO (E RIVI ROVARE E NOCE)

Elaborato
TECHNITAL S.p.A.

Dott. Ing. Simone Venturini

Oggetto della tavola

RELAZIONI DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
Gallerie minori
Calcoli preliminari delle strutture

Scala

Data
Agosto 2013

Progetto Definitivo	Tavola N° PD1.RC.03

Codice GULP	Codice Commessa Precedente	Revisione
12383	DSU100	0

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DEL COMUNE DI GENOVA E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

GALLERIE MINORI

CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

I N D I C E

1. PREMESSA 4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 6
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 7
4. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA 8
   - 4.1. Flysch di Monte Antola 12
     - 4.1.1. Risultati della parametrizzazione 13
   - 4.2. Argilliti di Montoggio 13
     - 4.2.1. Risultati della parametrizzazione 14
   - 4.3. Parametrizzazione geotecnica 15
5. ANALISI DELLA GALLERIA NATURALE 16
   - 5.1. Premessa 16
   - 5.2. Sezioni tipo 16
   - 5.3. Sezioni analizzate 18
6. ANALISI DI STABILITÀ DEL CAVO 19
7. ANALISI DI STABILITÀ DEL FRONTE 32

APPENDICE "A" - CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO – RESISTENZA E DEFORMABILITÀ 35

APPENDICE "B" - ANALISI DI STABILITÀ DEL FRONTE - FILE DI OUTPUT DEL METODO TAMEZ 65

INDICE FIGURE

Fig. 6-1 - Galleria Rovare – Flysch di Monte Antola – Copertura 108 m – Sezione tipo A1-RN – Criterio di resistenza della roccia 21

Fig. 6-2 - Galleria Rovare – Flysch di Monte Antola – Copertura 108 m – Sezione tipo A1-RN – Curva caratteristica della galleria e del fronte sferico 22

Fig. 6-3 - Galleria Rovare – Flysch di Monte Antola – Copertura 108 m – Sezione tipo A1-RN – Comportamento della galleria in prossimità del fronte di scavo 23

Fig. 6-4 - Galleria Rovare – Flysch di Monte Antola – Copertura 108 m – Sezione tipo A1-RN – Curva caratteristica della galleria, del prerivestimento e del rivestimento definitivo 24

Fig. 6-5 - Galleria Rovare – Flysch di Monte Antola – Copertura 108 m – Sezione tipo A1-RN – Rappresentazione delle sollecitazioni sui rivestimenti 25

Fig. 6-6 - Galleria Noce – Flysch di Monte Antola – Copertura 65 m – Sezione tipo A1-RN – Criterio di resistenza della roccia 27

Fig. 6-7 - Galleria Noce – Flysch di Monte Antola – Copertura 65 m – Sezione tipo A1-RN – Curva caratteristica della galleria e del fronte sferico 28

Fig. 6-8 - Galleria Noce – Flysch di Monte Antola – Copertura 65 m – Sezione tipo A1-RN – Comportamento della galleria in prossimità del fronte di scavo 29

Fig. 6-9 - Galleria Noce – Flysch di Monte Antola – Copertura 65 m – Sezione tipo A1-RN – Curva caratteristica della galleria, del prerivestimento e del rivestimento definitivo 30

Fig. 6-10 - Galleria Noce – Flysch di Monte Antola – Copertura 65 m – Sezione tipo A1-RN – Rappresentazione delle sollecitazioni sui rivestimenti 31

INDICE TABELLE

Tab. 4-1 Caratteristiche medie del materiale roccioso 15

Tab. 4-2 Caratteristiche medie dell'ammasso roccioso 15

Tab. 4-3 Caratteristiche medie dell'ammasso roccioso 15

Tab. 7-1 Parametri c e φ 32

Tab. 7-2 Dati di input per metodo Tamez 33

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo preliminare delle gallerie minori del progetto definitivo delle opere di laminazione e controllo delle piene dei rii Fereggiano, Rovare e Noce. Trattasi del Primo Lotto del Progetto Definitivo Generale, datato 2007, relativo al torrente Bisagno ed ai suoi affluenti Fereggiano, Rovare e Noce, in questa sede adeguato anche al fine di destinare il prolungamento dell'esistente galleria del deviatore Fereggiano (costruita nel 1992 senza arrivare a completamento) non a galleria di servizio dello scolmatore del Bisagno (come previsto nel PD 2007) bensì a galleria idraulica a servizio dello scolmatore del Fereggiano, Rovare e Noce.
Il presente progetto di Primo Lotto trova motivazione nella determinazione del Comune di Genova di avviare il più celermente possibile la realizzazione di alcune opere urgenti onde porre in sicurezza idraulica le zone (fra cui in particolare quella del rio Fereggiano) che nell'evento alluvionale del 4 Novembre 2011 furono più duramente colpite, anche con perdita di vite umane.

Lo schema delle opere previste in progetto è il seguente:
- prolungamento dell'esistente galleria del deviatore del Fereggiano dall'attuale progressiva 0+909 alla progressiva 3717;
- n. 3 opere di presa sui rii Fereggiano, Rovare e Noce collegate alla galleria principale; la prima in modo diretto, le altre due attraverso gallerie secondarie a sezione policentrica, diametro interno 3,20 m, la cui lunghezza complessiva somma a circa 500 m;
- n° 4 aerofori/sfiati in corrispondenza della galleria principale, e n° 1 su ciascuna delle opere di presa;
- opera di sbocco a mare, comprensiva di un tratto di raccordo avente lo scopo di abbassare le quote di scorrimento dell'opera attuale in modo da non impattare con le strutture litoranee.

La galleria principale, compresa fra l'opera di presa sul Fereggiano (in Via Pinetti) e lo sbocco a mare (all'altezza dei bagni Benvenuto) si sviluppa con decorso circa nord - sud. Ha sezione policentrica con diametro interno netto di 5,20 m (analogo alla galleria esistente, che però ha sezione circolare) e le seguenti caratteristiche geometriche:
- sezione tipo policentrica con diametro: 5,20 m
- lunghezza complessiva: 909 + 2.808 = 3.717 m
- quota all'imbocco a monte: 12,99 m s.m.m.
- quota al filo esterno di C.so Italia: - 2,82 m s.m.m.

- portata di progetto dal Fereggiano (progr. 3.717 m): 80 m3/s

Le ubicazioni degli aerofori lungo la galleria principale, definite cercando un compromesso fra l'inserimento nel tessuto urbano e le esigenze idrauliche, sono:

- Giardini Casu – progressiva 870 (tratto galleria esistente)
- Via Forte san Martino – progressiva 1.730 m
- Giardini dell'Ospedale Generale san Martino – progressiva 2.370 m
- Via Pasquale Berghini – progressiva 2.900 m

La tipologia adottata per le tre opere di presa è quella delle luci e soglie. Il collegamento con la galleria di derivazione avviene mediante un pozzo a vortice che permette di superare i notevoli dislivelli tra la quota del corso d'acqua e la galleria, garantendo al contempo efficienza idraulica e dissipazione dell'energia. Sul fondo della struttura è prevista una vasca atta a dissipare energia e rilasciare l'aria eventualmente trascinata dalla corrente.
Ogni manufatto di presa è inoltre dotato di una scala di servizio utile per accedere all'opera in condizioni di sicurezza favorendo al contempo le operazioni di ispezione e manutenzione.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nel seguito si riassume la normativa in vigore, utilizzata come riferimento per la redazione della presente relazione.

- D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- D.M. 14/01/2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- D.M. 5 novembre 2001 "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade";
- AFTES – "Considerations on the usual methods of tunnel lining design" – Working Group n° 7, 1993;
- AICAP "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce" – Raccomandazioni, 1993.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano i materiali costituenti le opere di consolidamento, stabilizzazione e rivestimento e secondo quanto prescritto dalla vigente normativa:

Spritz-Beton
Classe di resistenza C 25/30

Calcestruzzo galleria naturale
Classe di resistenza C 32/40

Acciaio armatura
Acciaio in barre tipo B450C

Acciaio centine
tipo S275

Acciaio per infilaggi metallici
tipo S355

4. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

Per la parametrizzazione degli ammassi rocciosi si fa riferimento all'insieme dei dati raccolti durante la campagna geognostica eseguita nel gennaio – agosto 2005 nell'ambito del progetto definitivo. In particolare le informazioni disponibili derivano da un'analisi interpretativa del quadro di informazioni costituito da:

- relazione geologica e relazione idrogeologica;
- profilo geologico e profilo geomeccanico;
- stratigrafie dei sondaggi;
- rilievi geostrutturali su affioramenti in superficie;
- rilievi geostrutturali sulle carote dei sondaggi;
- prove di laboratorio;
- analisi chimico mineralogiche;
- prove tipo point load su campioni prelevati nel corso dei sondaggi,
- prove tipo point load su campioni prelevati in affioramento;
- prove in situ (dilatometriche, Lugeon, down hole);

Nella zona nella quale verrà realizzata l'opera si individuano le seguenti formazioni rocciose:

1 Flysch di Monte Antola (FMA),
2 Argilliti di Montoggio (AM)

Lo stato tensionale originario degli ammassi rocciosi è stato considerato variabile linearmente con la profondità secondo la nota espressione $\sigma_v = \gamma * h$.

Relativamente alla scelta del modello costitutivo idealizzato, nella presente trattazione si è assunto che il comportamento meccanico degli ammassi rocciosi sia rappresentabile attraverso la schematizzazione di continuo equivalente isotropo elastoplastico. Il comportamento dell'ammasso in campo elastico è quindi definito da due parametri di deformabilità: il coefficiente di Poisson ed il modulo di Young.
Per quanto riguarda il comportamento a rottura si è adottato un modello strain softening "idealmente fragile", con immediata riduzione della resistenza al valore residuo una volta raggiunta la condizione di rottura.

Si è ipotizzato infine che le deformazioni plastiche che si accompagnano alla rottura producano un aumento di volume irreversibile nella roccia (dilatanza), regolato dall'esistenza di un potenziale plastico con forma simile a quella della superficie di rottura.

Per la stima della resistenza dell'ammasso roccioso si fa riferimento al criterio di resistenza di Hoek e Brown, mediante il quale s'interpolano i risultati delle prove di laboratorio (resistenze di picco).
La resistenza di picco del materiale roccioso è espressa dall'equazione:

$$[1] \qquad s_1 = s_3 + (m_i s_{ci} s_3 + s_{ci}^2)^{0.5}$$

dove s_1 e s_3 :sono rispettivamente la tensione principale efficace massima e minima adottando la convenzione propria della meccanica delle rocce di considerare positive le tensioni normali compressive.
Lo sforzo s_{ci} rappresenta la resistenza a compressione monoassiale del materiale roccioso intatto, mentre m_i è il parametro di resistenza adimensionale del materiale roccioso intatto; entrambi sono determinabili attraverso l'interpretazione delle prove di laboratorio ed, in particolare, prove di compressione monoassiale, triassiali e prove di trazione. Disponendo infatti dei risultati di "n" prove, ovvero di "n" coppie di valori s_1 e s_3 si può scrivere un equivalente numero di equazioni [1] e ricavare, attraverso un'analisi di regressione, le due incognite m_i e $s_{ci.}$

I criteri di ammasso sono derivati da quello del corrispondente materiale roccioso "scalando" i parametri del materiale intatto attraverso l'indice GSI [E.Hoek. *Strength of Rock and Rock Masses*. ISRM News Journal, Vol. 2, N. 2, 1995]:

La resistenza di picco e residua dell'ammasso roccioso viene definita dalle equazioni:

resistenza di picco: $s_1 = s_3 + s_{ci} (m_{picco} s_3 / s_{ci} + s_{picco})^a$
resistenza residua: $s_1 = s_3 + s_{ci} (m_{residuo} s_3 / s_{ci} + s_{residuo})^a$

con:

$m_{picco} = m_i \exp [(GSI - 100) / (29 - 14D)]$
$s_{picco} = \exp [(GSI - 100) / (9 - 3D)]$
$a = 0.5 + (1/6) [\exp (-GSI/15) - \exp (-20/3)]$

dove i parametri di resistenza residua vengono valutati con le soluzioni proposte da Ribacchi:

$m_{residuo} = 0.7\ m_{picco}$

$s_{residuo} = 0.04\ s_{picco}$

Il parametro D tiene conto del danneggiamento della roccia dovuto all'azione di scavo; si assume convenzionalmente D = 0 per scavo realizzato con sistema meccanizzato e minimo (o nullo) disturbo al contorno, mentre D = 0.8 per scavo in rocce dure con scarso controllo del profilo e grado di disturbo severo esteso per 2 – 3 m esternamente al profilo stesso [E.Hoek, C. Carranza-Torres, B. Corkum. *Hoek and Bown Failure Criterion – 2002 edition*. RockScience RockLab V. 1.0 – User Guide].

Per ottenere parametri di resistenza d'ammasso di più immediata e facile interpretazione le curve di resistenza di Hoek e Brown sono state linearizzate sistematicamente determinando, sia per le condizioni di picco che residue, l'angolo di attrito relativo al segmento intermedio della curva linearizzata indicato rispettivamente con Φ_p e Φ_r. Con lo stesso intento è stato definito il parametro indice delle caratteristiche coesive dell'ammasso sia in condizioni di picco che residue

La resistenza a compressione monoassiale s_{ca} dell'ammasso roccioso è ottenuta imponendo la condizione $s_3 = 0$:

$s_{ca\ picco} = s_{ci}\ s_{picco}^{a}$

$s_{ca\ residuo} = s_{ci}\ s_{residuo}^{a}$

L'angolo di dilatanza può essere valutato secondo la relazione:
$\Psi = 0{,}4\ \Phi_r$

Per quanto attiene l'impostazione metodologica per la stima della deformabilità il coefficiente di Poisson può essere valutato tramite i risultati delle prove di laboratorio.

Per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità dell'ammasso le prove di laboratorio e le prove dilatometriche in sito possono essere integrate ed affinate mediante l'uso di correlazioni empirico sperimentali internazionalmente riconosciute ed accettate. In questa sede vale la pena ricordare la correlazione di Serafim-Pereira (1983) nella forma corretta secondo le recenti indicazioni di Hoek [E.Hoek. *Prectical Rock Engineering*.

RockScience 2004] secondo cui il modulo di deformabilità a livello di ammasso E, espresso in MPa, è dato dalle equazioni:

$E = 1000\ (s_{ci}/100)^{0.5} \exp[(GSI - 10) / 40]$ per $s_{ci} <= 100$ MPa

$E = 1000 \exp[(GSI - 10) / 40]$ per $s_{ci} >= 100$ MPa

Proprio con riguardo alla deformabilità la tipologia correlativa acquista maggiore significato se ottenuta nell'ambito di una certa omogeneità litologica. In tale contesto M. Bringiotti (Guida al Tunnelling, edizione 1996) sulla base di scientifiche esperienze italiane rappresentate da litologie di tutti i generi ha proposto le seguenti correlazioni, valide per il modulo elastico (Ee) e per il modulo di deformabilità (Ed):

$Ee = (BRMR^{2.615})*0.451$ (MPa) (per carico perpendicolare alle discontinuità).
$Ee = (BRMR^{2.525})*0.913$ (MPa) (per carico parallelo alle discontinuità).
$Ed = (BRMR^{2.977})*0.067$ (MPa) (per carico perpendicolare alle discontinuità).
$Ed = (BRMR^{2.843})*0.183$ (MPa) (per carico parallelo alle discontinuità).

Per il caso in argomento, vista la spiccata variabilità dei valori ottenuta dalle prove dilatometriche in situ, peraltro confermata dalle prove di laboratorio su singoli campioni, stante la presenza di un materiale prevalentemente calcareo o calcareo marnoso caratterizzato da una certa eterogeneità, si ritiene opportuno fare riferimento all'espressione di seguito riportata e proposta da Berardi - Bellingeri (1998):

$E = a * \exp^{(b * RMR)}$ (GPa)

dove "a" è un parametro espresso in GPa dipendente dalla classe di roccia, e "b" è un parametro adimensionale anch'esso dipendente dalla classe di roccia.
Considerando, come consigliato dagli autori, un rapporto fra il modulo di elasticità da prove di laboratorio (E_{lab}) e resistenza a compressione monoassiale basso, ovvero inferiore a 350, i parametri a e b valgono rispettivamente a= 0.746 GPa – b= 0.450. Considerando anche lo stato di sforzo in sito ($\sigma_0 < 8$ MPa) i valori divengono rispettivamente a= 0.671 MPa – b = 0.0441. Sostituendo all'equazione i valori di RMR attribuiti alle diverse tratte omogenee i risultati ottenuti si dimostrano sensibilmente, e correttamente, più cautelativi rispetto a quelli forniti da Serafim – Pereira, mentre sono equiparabili a quelli di Bringiotti nella condizione di carico perpendicolare alle discontinuità.

Per le Argilliti di Montoggio la formulazione di Berardi – Bellingeri non può essere ritenuta applicabile, così come la correlazione di Serafim – Pereira che fornisce, in questo caso, valori circa analoghi. Si ritiene pertanto di fare riferimento, oltre all'esperienza pratica acquisita in terreni analoghi o assimilabili, alla correlazione proposta da Stille (1982) ove:

$E = 0.05 * RMR$ (GPa)

Nelle tabelle a seguire sono riportati i parametri fondamentali per la caratterizzazione degli ammassi rocciosi riferibili al Flysch di Monte Antola ed alle Argilliti di Montoggio.

4.1. Flysch di Monte Antola

E' costituito, come dettagliatamente descritto nella relazione geologica, da un'alternanza di calcari marnosi, marne calcaree, marne argillose ed argilliti nerastre. Nelle aree indagate le facies calcareo marnose o marnoso calcaree sono nettamente dominanti.
Lo spessore degli strati carbonatici è variabile da pochi decimetri ad alcuni metri; per gli altri litotipi si hanno spessori nell'ordine di 50 – 60 cm per i livelli più spiccatamente marnosi e 10 – 20 cm per le argilliti.
Il grado di fratturazione è medio o medio basso, ma aumenta sensibilmente in prossimità delle zone di disturbo tettonico.
Il grado di alterazione della roccia è generalmente basso.
Le indagini che hanno interessato la formazione in argomento e già descritte nei capitoli precedenti sono le seguenti:

- sondaggi di progetto definitivo: S1D; S2D; S3D; S4D; S5D; S6D; S7D; S8D.
- sondaggi per il deviatore del Fereggiano: SF4; SF5; SF8; SF9; SF10.
- sondaggi per conto AMGA: SA3;
- sondaggi relativi ad altre indagini pregresse: 3012/S2; 3012/S3; 3092/S37; 3195/S3; 171/S1; 171/S2; 4277/S5;
- traverse sismiche: A – B – C – D;
- prove dilatometriche eseguite sui sondaggi: S1D; S2D; S3D; S4D; S5D; S8D;
- prove Lugeon eseguite sui sondaggi: SF4; SF5; SF6; SF8 del Fereggiano e S1D; S2D; S3D; S8D del Bisagno;
- prove Down Hole eseguite sui sondaggi: S2D e S5D;
- rilievi su stazioni geostrutturali in superficie e sulle carote.

4.1.1. Risultati della parametrizzazione

Il Flysch di Monte Antola è il litotipo nel quale si sviluppano la maggior parte delle opere in sotterraneo.

Sulla base dei dati disponibili ed elencati nei capitoli precedenti possono essere definite, per ciascuna delle tratte elencate nel profilo geomeccanico, le caratteristiche medie del materiale roccioso indicate in tabella 19.

Utilizzando i metodi e le procedure di calcolo riportati nell'appendice "A" allegata, e definendo i parametri m_i e s_{ci} in maniera sperimentale attraverso le coppie di valori s_1 – s_3 ottenuti dalle prove triassiali[1], sono stati definiti i parametri dell'ammasso roccioso indicati in tabella 20. In funzione di una possibile variabilità del parametro RMR e, quindi, GSI, si è voluto proporre un range di variabilità dei valori relativi ai parametri di Hoek – Brown nonché dell'angolo d'attrito e della coesione della roccia.

La figura 1 riporta i risultati delle prove di laboratorio su cui è stata tracciata la curva di resistenza della roccia intatta. In accordo con quanto proposto da Hoek e Marinos [Paul Marinos – Evert Hoek. Estimating the geotechnical proprietes of heterogeneus rock masses such as flysch. Bull. Eng Geol Env (2001)] la presenza di strati calcarei o calcareo marnosi con sottili intercalazioni argillitiche ha consigliato, nella determinazione dei valori di s_{ci} ed m_i, l'applicazione di un coefficiente di riduzione.

4.2. Argilliti di Montoggio

Trattasi di argilliti di colore grigio o bruno fino a nero, fortemente manganesifere, con intercalazioni quarzoso arenacee a grana fine. Il depositi è, normalmente, sovraconsolidato e diageneizzato con consistenza lapidea. Qualora soggette a intensi stress tettonici, come nel caso dell'area del Rio Mermi, le Argilliti di Montoggio assumono una struttura fittamente scagliettata, mentre in affioramento sono sempre fortemente alterabili e, aggredibili dagli agenti esogeni, poco visibili.
Lo spessore della formazione non è mai elevato e normalmente nell'ordine di 30 m; localmente, causa probabilmente sovrapposizioni tettoniche della sequenza, la potenza complessiva raggiunge i 70 – 80 m.

[1] Il parametro m definisce l'inclinazione dell'inviluppo, s definisce le posizioni dell'inviluppo mentre la s_{ci} è definita dall'intercetta della curva con l'asse delle ordinate.

Le indagini che hanno interessato le Argilliti di Montoggio e già descritte nei capitoli precedenti sono le seguenti:

- sondaggi di progetto definitivo: S8D.
- sondaggi relativi ad altre indagini pregresse: 3249/S1;. 3249/S2; 3249/S3; 3249/S4; 3249/S5; 3249/S6; 3249/S7.

Come si evince dai dati disponibili le prove di laboratorio sulle Argilliti di Montoggio non sono molto frequenti. Questo perché fra tutti i sondaggi eseguiti solo l'S8D ha intercettato tale litotipo, mentre dagli affioramenti di superficie non è stato possibile ricavare campioni ritenuti rappresentativi. Inoltre la qualità della roccia carotata è sempre da scadente a mediocre, come confermato dai bassi valori medi dell'RQD. I pochi campioni validi, inoltre, tagliati o comunque lavorati preliminarmente all'esecuzione delle prove, nella maggior parte dei casi si sono rotti in scaglie rendendo impossibile qualsiasi prova.
La caratterizzazione dell'ammasso è stata effettuata in particolare utilizzando le informazioni disponibili, ovvero prove di compressione semplice e Point Load.

4.2.1. Risultati della parametrizzazione

Sulla base dei dati disponibili ed elencati nei capitoli precedenti possono essere definite, per ciascuna delle tratte elencate nel profilo geomeccanico, le caratteristiche medie del materiale roccioso indicate in tabella 19. Anche in questo caso in funzione di una possibile variabilità del parametro RMR e, quindi, GSI, si è voluto proporre un range di variabilità nei valori relativi ai parametri di Hoek – Brown dell'angolo d'attrito e della coesione della roccia.

Utilizzando i metodi e le procedure di calcolo riportati nell'appendice "A" allegata, definendo il parametro s_{ci} in base alle prove point load e di compressione semplice, sono stati definiti i parametri dell'ammasso roccioso indicati in tabella 20. Il parametro m_i, in mancanza di prove triassiali, è stato determinato sulla base dell'esperienza, di valori relativi a materiali ritenuti assimilabili e di tabelle ricavate da fonti bibliografiche,.

4.3. Parametrizzazione geotecnica

Le gallerie sono previste interamente entro il FMA con caratteristiche da discrete a buone in assenza di sistemi dislocativi di rilievo. Sulla base dell'esame della carta geologica, dei rilievi geostrutturali, delle sezioni stratigrafiche e delle indagini eseguite e disponibili si ritiene possibile confermare i parametri geomeccanici assunti per la galleria principale lungo la tratta in affiancamento.

Tab. 4-1 Caratteristiche medie del materiale roccioso

GALLERIA	LITOLOGIA	PESO SPECIFICO (KN/mc)	RQD (%)	sc (MPa)	sci (MPa)	st. (MPa)	mi	ni
Rovare	FMA	26	50-75	25-50	75	5.9	15	0.28
Noce	FMA	26	50-75	25-50	75	5.9	15	0.28

Tab. 4-2 Caratteristiche medie dell'ammasso roccioso

GALLERIA	LITO-LOGIA	RMR 89	GSI	Δ GSI	E (GPa)	Parametri di Hoek e Brown								
						a	mp	Δ mp	sp	Δ sp	mr	Δ mr	sr	Δ sr
Rovare	FMA	50	45	42-48	5	0,50	1,96	1.76-2.19	0,00222	0.00159-0.00310	1,37	1.23-1.53	0,00009	0.00006-0.00012
Noce	FMA	50	45	42-48	5	0,50	1,96	1.76-2.19	0,00222	0.00159-0.00310	1,37	1.23-1.53	0,00009	0.00006-0.00012

Tab. 4-3 Caratteristiche medie dell'ammasso roccioso

GALLERIA	LITOLOGIA	Criterio di Mohr Coulomb equivalente							
		c picco (MPa)	Δ c picco (MPa)	Φ picco (°)	Δ Φ picco (°)	c resid (MPa)	Δ c resid (MPa)	Φ resid (°)	Δ Φ resid (°)
Rovare	FMA	1,02	0.95-1.10	51	50-51	0,76	0.74-79	49	48-50
Noce	FMA	0,64	0.58-0.71	57	56-57	0,37	0.36-0.39	56	55-57

5. ANALISI DELLA GALLERIA NATURALE

5.1. Premessa

Le due gallerie presentano una copertura variabile che al massimo raggiunge i 135 m circa nel caso del rio Rovare e di 65 m nel caso del rio Noce e hanno un raggio di scavo di 2.20 m.

I problemi che andranno affrontati sono di stabilità del cavo, del fronte e di stabilità del rivestimento per la spinta esercitata dall'ammasso a causa della copertura e soprattutto la spinta esercitata dall'elevato battente idraulico in sommità della galleria dovuto alla presenza di acqua nell'ammasso roccioso.
Il progetto dell'opera ha dovuto risolvere nel modo più conveniente dal punto di vista tecnico ed economico i problemi di cui sopra nell'ambito della sicurezza durante l'esecuzione dei lavori e poi nella fase di esercizio.

5.2. Sezioni tipo

I problemi di instabilità sono dovuti in maggiore entità al cavo, per cui il modo più sicuro di procedere è quello che mantiene la roccia all'intorno del cavo in campo prevalentemente elastico. Infatti la sezione progettata raggiunge proprio lo scopo di mantenere l'ammasso roccioso, con i trattamenti previsti, pressoché in campo elastico. Questo fatto è essenziale per evitare convergenze rilevanti.

La tipologia di avanzamento prevede lo scavo a piena sezione e l'esecuzione nelle zone di imbocco di una coronella di infilaggi metallici iniettati al contorno di scavo, mentre nella parte restante si prevede, invece, l'avanzamento a piena sezione con centine e spritz-beton senza l'ausilio di altri interventi conservativi.

Il progetto prevede quindi l'adozione di due sezioni tipo fondamentali descritte con A1-RN e B1-RN le sezioni tipo per le gallerie del Rovare e del Noce.

Sezione tipo A1-RN

La sezione tipo A1-RN si applica nella parte centrale della galleria a meno che nelle zone di imbocco e nelle zone di faglia. Essa è così costituita:

a) Prerivestimento. È costituito da 2 centine IPE 140, con interasse 1.00 m, rivestite da 20 cm di spritz-beton fibrorinforzato. La centina presenta un allargamento al piede per ridurre le pressioni trasmesse al terreno sottostante;
b) Muretta ed arcorovescio. Rappresentano la prima parte del rivestimento definitivo messa in opera e vengono gettate contemporaneamente ad una distanza massima dal fronte pari a 7 diametri; l'arcorovescio ha uno spessore pari a 0,40 m.
c) Impermeabilizzazione e drenaggio. Contro il prerivestimento verrà posto in opera il tessuto non tessuto ricoperto dalla guaina impermeabile di poliestere. Il tessuto non tessuto raccoglie l'acqua che dall'ammasso roccioso filtra attraverso lo spritz-beton nel cavo e lo convoglia ai tubi di drenaggio posti all'altezza della muretta. La guaina di poliestere è sostanzialmente impermeabile ed impedisce all'acqua di raggiungere il rivestimento definitivo;
d) Rivestimento definitivo. Viene gettato il rivestimento definitivo dalla muretta fino alla calotta ad una distanza massima dal fronte pari a 20 diametri. Ha uno spessore in calotta di 0,30 m

Sezione tipo B1-RN

La sezione tipo B1-RN si applica in corrispondenza degli imbocchi e delle zone di faglia. Essa è così costituita:

a) Stabilizzazione del cavo. L'intervento proposto consente di evitare la caduta della parte plasticizzata, con conseguente pericolo per le maestranze, almeno per il periodo di tempo necessario a completare lo scavo e mettere in opera il prerivestimento. Nel caso in esame la lunghezza libera, o sfondo consentito, è pari a 1 m. L'intervento proposto è costituito da una coronella di n° 17 tubi metallici, aventi diametro 88,9 mm, spessore di 10 mm, e con una leggera inclinazione verso l'alto rispetto alla direzione di avanzamento. Essi hanno lunghezza 12 m e verranno eseguiti con una sovrapposizione di 3,00 m. I tubi vanno posizionati ad un interasse di circa 0,40 m lungo la circonferenza per un arco di estensione pari a 150° sulla calotta e saranno valvolati con n° 2 valvole a metro in modo da poter essere iniettati con pressioni di iniezione atte a garantire una sufficiente penetrazione della miscela di iniezione nell'ammasso roccioso circostante. In avanzamento è prevista l'esecuzione di drenaggi posizionati lungo il perimetro dello scavo. I dreni avranno diametro 110 mm, verranno eseguiti con direzione suborizzontale, lunghezza di 24 m ed una sovrapposizione durante l'avanzamento di 9 m. Dal momento che i dreni hanno una funzione provvisoria, e devono essere attivi per un periodo ridot-

to di tempo, non richiedono accorgimenti particolari. Per garantire la stabilità del foro nel periodo di funzionamento sarà sufficiente inserire un tubo microfessurato avente diametro esterno appena inferiore a quello di perforazione;

b) Prerivestimento. È costituito da 2 centine IPE 140, con interasse 1.00 m, rivestite da 20 cm di spritz-beton fibrorinforzato. La centina presenta un allargamento al piede per ridurre le pressioni trasmesse al terreno sottostante;

c) Muretta ed arcorovescio. Rappresentano la prima parte del rivestimento definitivo messa in opera e vengono gettate contemporaneamente ad una distanza massima dal fronte pari a 7 diametri; l'arcorovescio ha uno spessore pari a 0,40 m; entrambi questi elementi strutturali vengono sempre interamente armati;

d) Impermeabilizzazione e drenaggio. Contro il prerivestimento verrà posto in opera il tessuto non tessuto ricoperto dalla guaina impermeabile di poliestere. Il tessuto non tessuto raccoglie l'acqua che dall'ammasso roccioso filtra attraverso lo spritz-beton nel cavo e lo convoglia ai tubi di drenaggio posti all'altezza della muretta. La guaina di poliestere è sostanzialmente impermeabile ed impedisce all'acqua di raggiungere il rivestimento definitivo;

e) Rivestimento definitivo. Viene gettato il rivestimento definitivo dalla muretta fino alla calotta ad una distanza massima dal fronte pari a 20 diametri. Ha uno spessore in calotta compreso fra 0,30 m e 0,84 m circa.

5.3. Sezioni analizzate

La stabilità del cavo all'avanzamento e poi in presenza dei rivestimenti provvisori e definitivi è stata studiata utilizzando i seguenti modelli matematici:

- linee caratteristiche;
- metodo di Tamez.

6. ANALISI DI STABILITÀ DEL CAVO

Le analisi della stabilità del cavo sono state effettuate utilizzando un modello di simulazione piano. Precisamente si è fatto uso di un modello basato sulla teoria delle linee caratteristiche, sviluppato sulla base della formulazione proposta da Brown ed altri (1983) includendo poi gli sviluppi complementari dovuti a Panet (1982) ed a Ribacchi (1993); con tale metodo si è analizzata la stabilità generale di più sezioni con diverse coperture ed ammassi aventi diverse caratteristiche. In particolare con tale metodo è stato analizzato il comportamento delle sezioni evidenziate nelle tabella 6.1.

Con l'inviluppo delle linee caratteristiche si è inteso valutare la stabilità globale del fronte e del cavo, senza e con prerivestimento. Le linee caratteristiche per quanto riguarda lo stato di sollecitazione sul prerivestimento e rivestimento definitivo danno delle indicazioni di massima per il motivo che le modalità di avanzamento delle sezioni di progetto sono tali che il tasso di deconfinamento del cavo si esaurisce interamente sul prerivestimento, con il risultato che viene sovraccaricato dal cavo.

In generale si è potuto osservare che l'ammasso roccioso è nel complesso stabile ed applica pertanto uno stato di sollecitazione compatibile con la resistenza dei sostegni.
Tuttavia esso non è localmente stabile a causa del suo assetto strutturale e pertanto l'ammasso, se non opportunamente rivestito, può dar luogo a fenomeni locali di distacco.
Per questo motivo si è optato per un avanzamento realizzato con sfondi molto contenuti, in genere 1÷3 m circa, e di rivestire subito con il prerivestimento composto da centine e spritz-beton.

Per il rio Rovare e per il Noce sono state analizzate le sezioni più gravose perché con un battente idraulico più elevato, che però non corrispondono alle sezioni alla massima copertura:

- Rovare – Copertura 108 m – Falda a -5 m da p.c.
- Noce – Copertura 65 m – Falda -20 m da p.c.

Galleria Rovare – Flysch di Monte Antola – Copertura di 108 m – Sezione tipo A1-RN

Si è analizzato il comportamento della sezione in corrispondenza di un ricoprimento di 108 m.
La sezione esaminata in tale situazione è la tipo A1-RN, caratterizzata da un prerivestimento costituito da centine metalliche accoppiate IPE 140 con spritz-beton fibrorinforzato di spessore pari a 0,20 m; il rivestimento definitivo presenta nell'arco rovescio uno spessore di 0,40 m e in calotta di 0,30 m.
Nella Fig. 6-2 sono riportate le curve caratteristiche del cavo e del fronte sferico in assenza di rivestimento, calcolate con l'inviluppo di Fig. 6-1. La Fig. 6-3 rappresenta il comportamento della galleria al fronte di scavo.
Nella Fig. 6-4 si riportano le curve caratteristiche del cavo, del prerivestimento e del rivestimento definitivo con il punto di equilibrio che scaturisce dalla messa in opera del primo a cadenze di 1 m di avanzamento, mentre nella Fig. 6-5 vengono riassunte le sollecitazioni agenti sulle varie membrature portanti della struttura, con tensioni massime di 14600 KN/m² in corrispondenza delle centine, di 2200 KN/m² per lo spritz-beton e di 500 KN/m² per il cls del rivestimento definitivo.

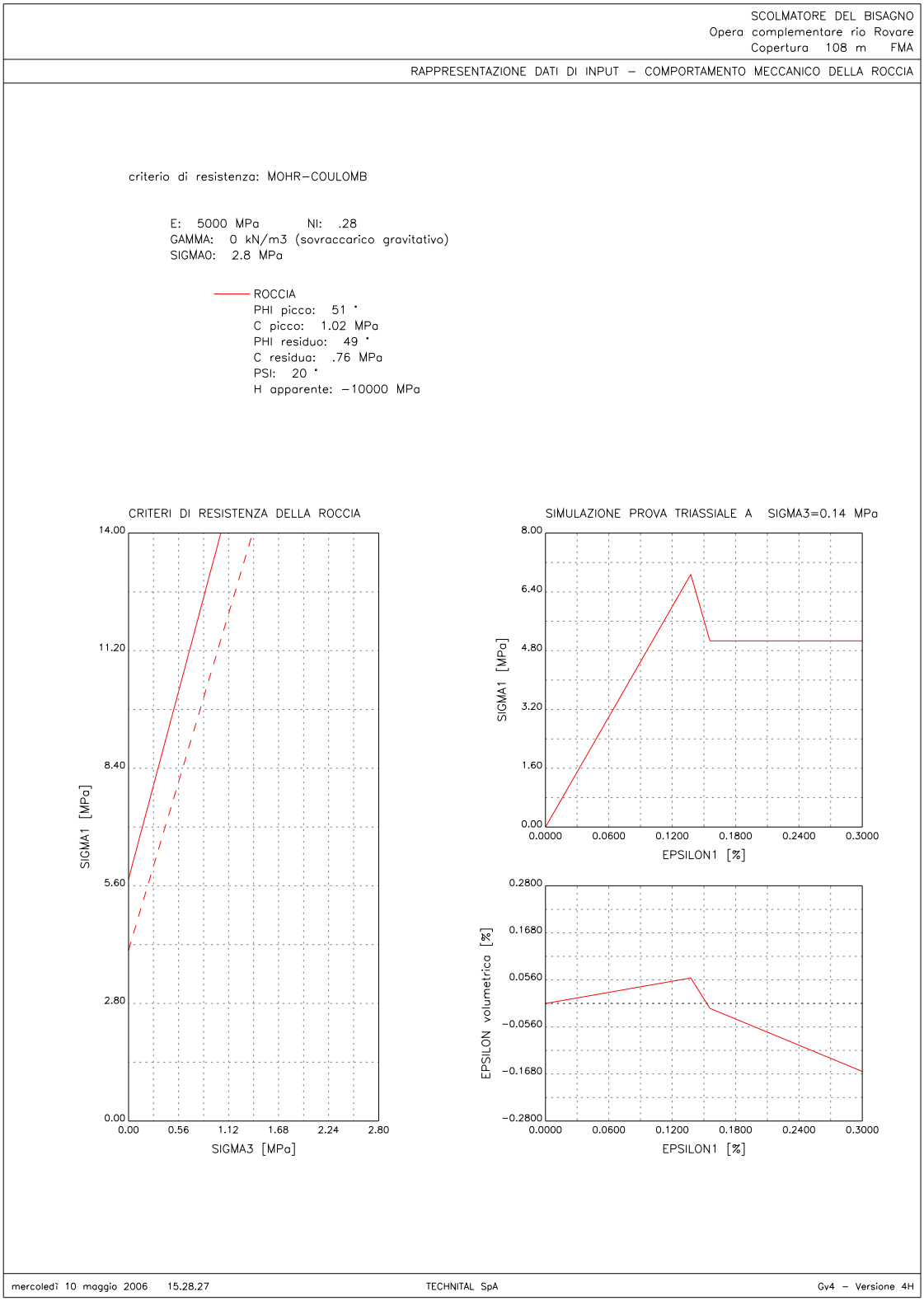


Fig. 6-1 - Galleria Rovare – Flysch di Monte Antola – Copertura 108 m – Sezione tipo A1-RN – Criterio di resistenza della roccia

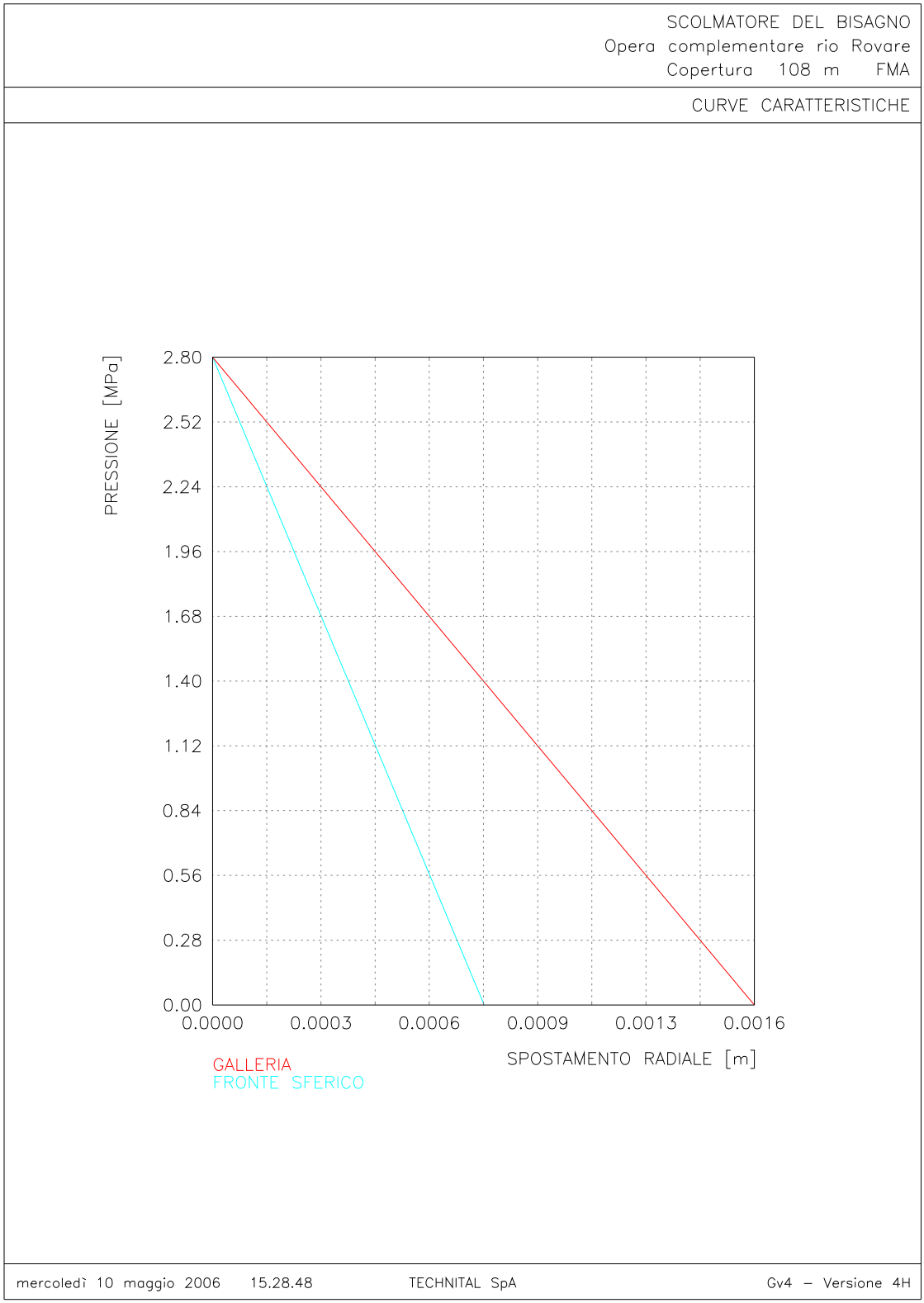


Fig. 6-2 - Galleria Rovare – Flysch di Monte Antola – Copertura 108 m – Sezione tipo A1-RN – Curva caratteristica della galleria e del fronte sferico

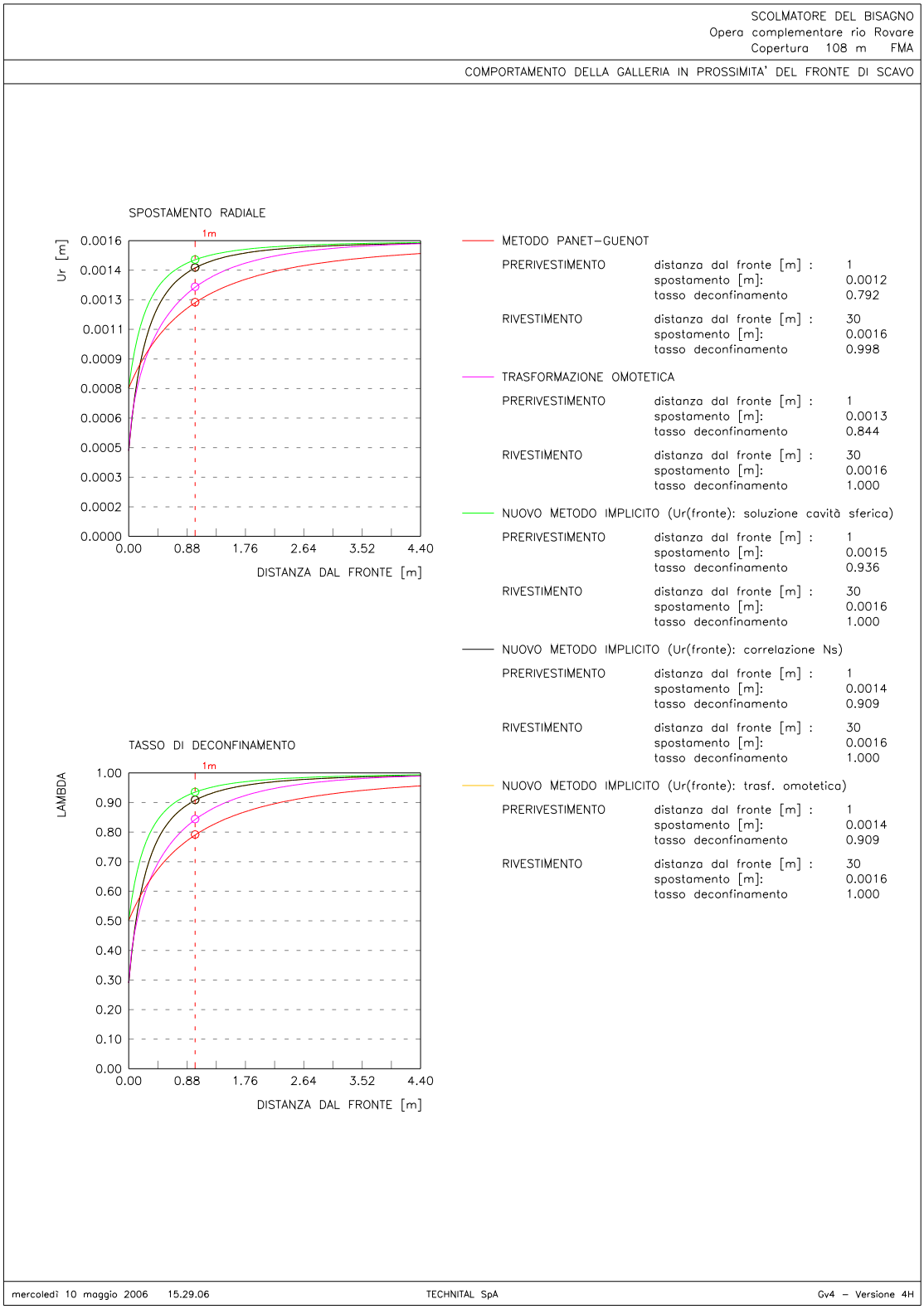


Fig. 6-3 - Galleria Rovare – Flysch di Monte Antola – Copertura 108 m – Sezione tipo A1-RN – Comportamento della galleria in prossimità del fronte di scavo

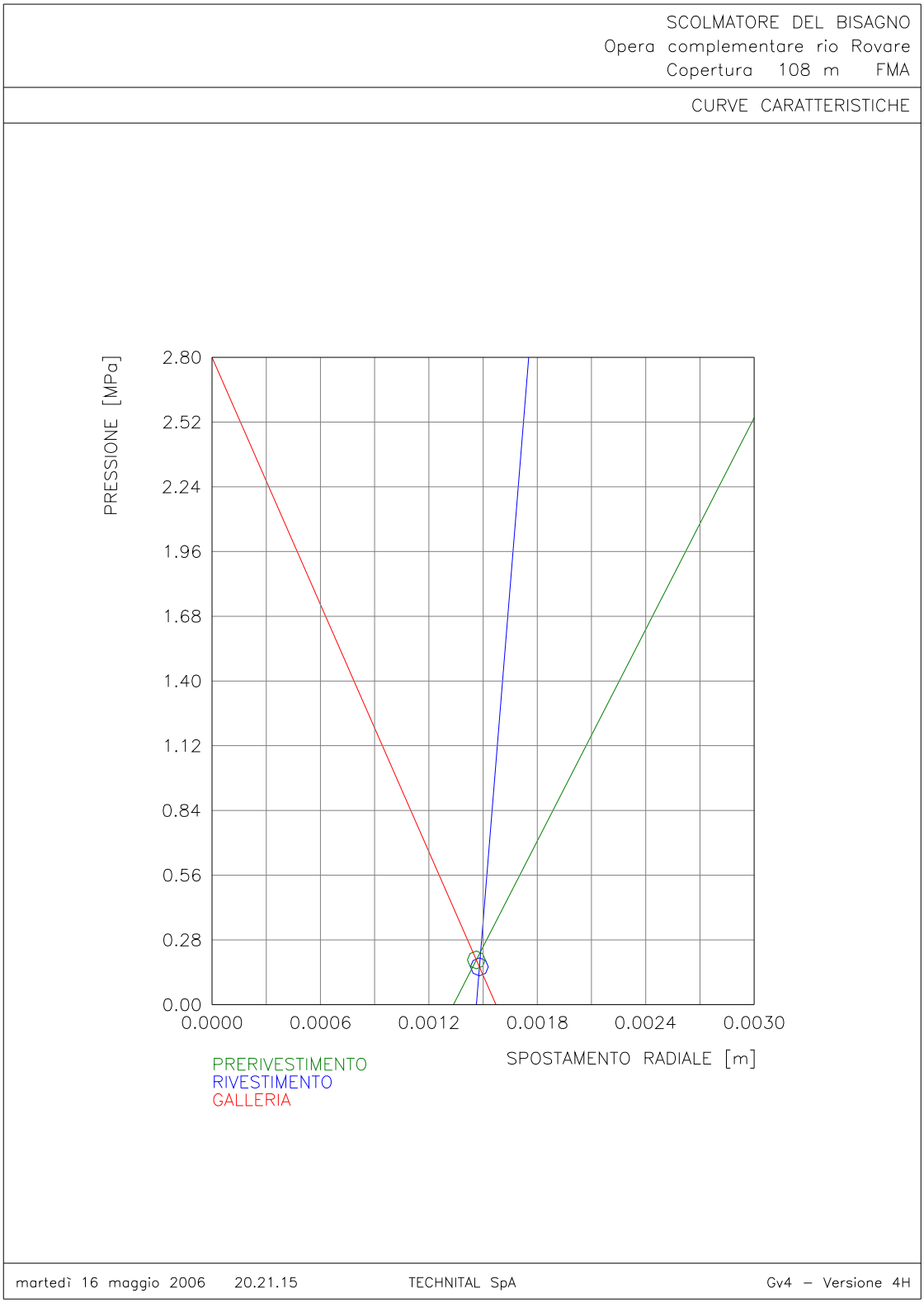


Fig. 6-4 - Galleria Rovare – Flysch di Monte Antola – Copertura 108 m – Sezione tipo A1-RN – Curva caratteristica della galleria, del prerivestimento e del rivestimento definitivo

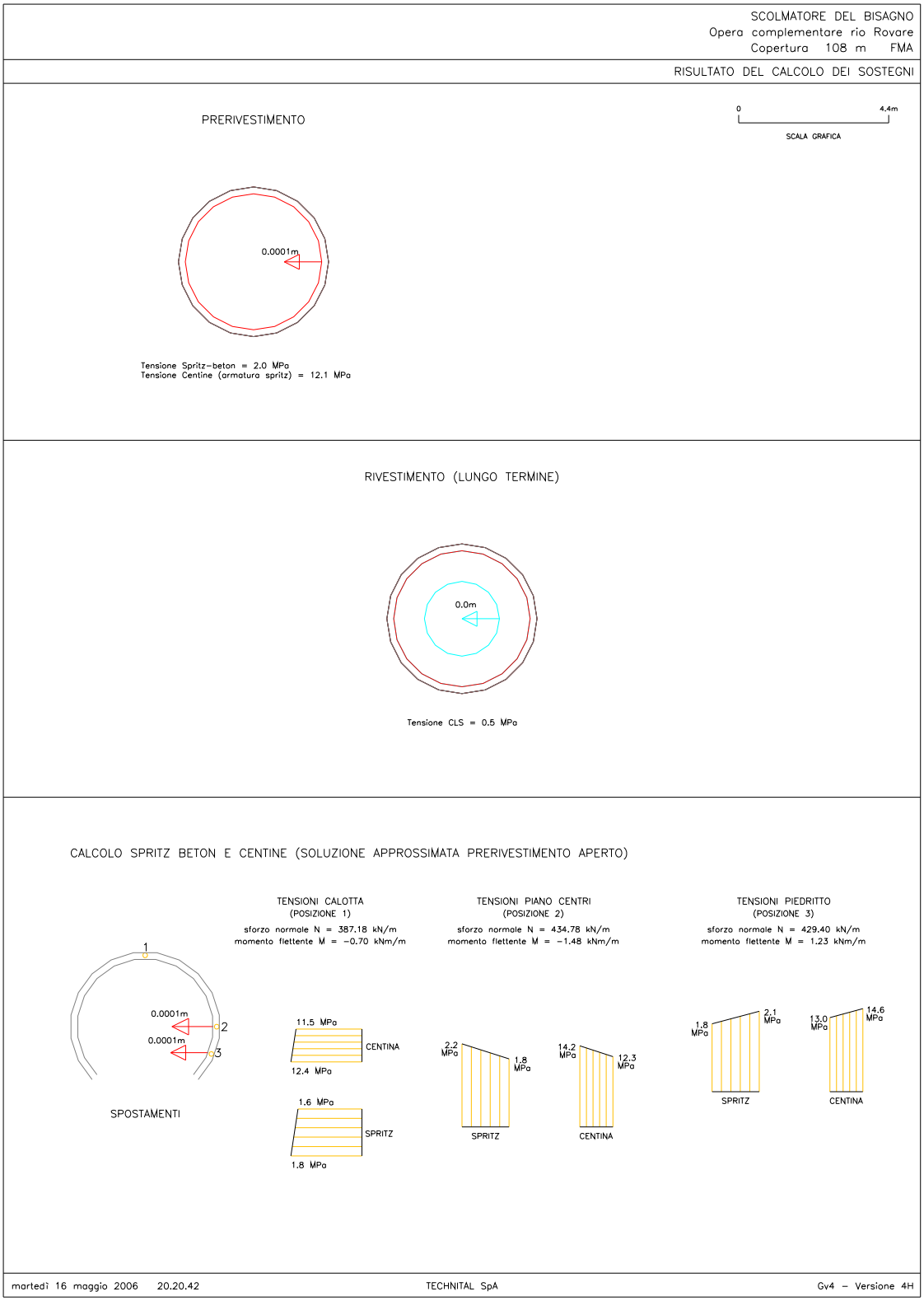


Fig. 6-5 - Galleria Rovare – Flysch di Monte Antola – Copertura 108 m – Sezione tipo A1-RN – Rappresentazione delle sollecitazioni sui rivestimenti

Galleria Noce – Flysch di Monte Antola – Copertura di 65 m – Sezione tipo A1-RN

Si è analizzato il comportamento della sezione in corrispondenza di un ricoprimento di 65 m.
La sezione esaminata in tale situazione è la tipo A1-RN, caratterizzata da un prerivestimento costituito da centine metalliche accoppiate IPE 140 con spritz-beton fibrorinforzato di spessore pari a 0,20 m; il rivestimento definitivo presenta nell'arco rovescio uno spessore di 0,40 m e in calotta di 0,30 m.
Nella Fig. 6-7 sono riportate le curve caratteristiche del cavo e del fronte sferico in assenza di rivestimento, calcolate con l'inviluppo di Fig. 6-6. La Fig. 6-8 rappresenta il comportamento della galleria al fronte di scavo.
Nella Fig. 6-9 si riportano le curve caratteristiche del cavo, del prerivestimento e del rivestimento definitivo con il punto di equilibrio che scaturisce dalla messa in opera del primo a cadenze di 1 m di avanzamento, mentre nella Fig. 6-10 vengono riassunte le sollecitazioni agenti sulle varie membrature portanti della struttura, con tensioni massime di 8800 KN/m² in corrispondenza delle centine, di 1300 KN/m² per lo spritz-beton e di 300 KN/m² per il cls del rivestimento definitivo.

Con riferimento al profilo geomeccanico la tratta in prossimità dell'opera di presa è caratterizzata dalla presenza di una breccia di faglia per la quale vengono proposti parametri geomeccanici più cautelativi. Per effetto della minore copertura in calotta le verifiche evidenziano sollecitazioni inferiori rispetto alla sezione di massima copertura e pertanto anche questa tratta può comunque considerasi verificata.

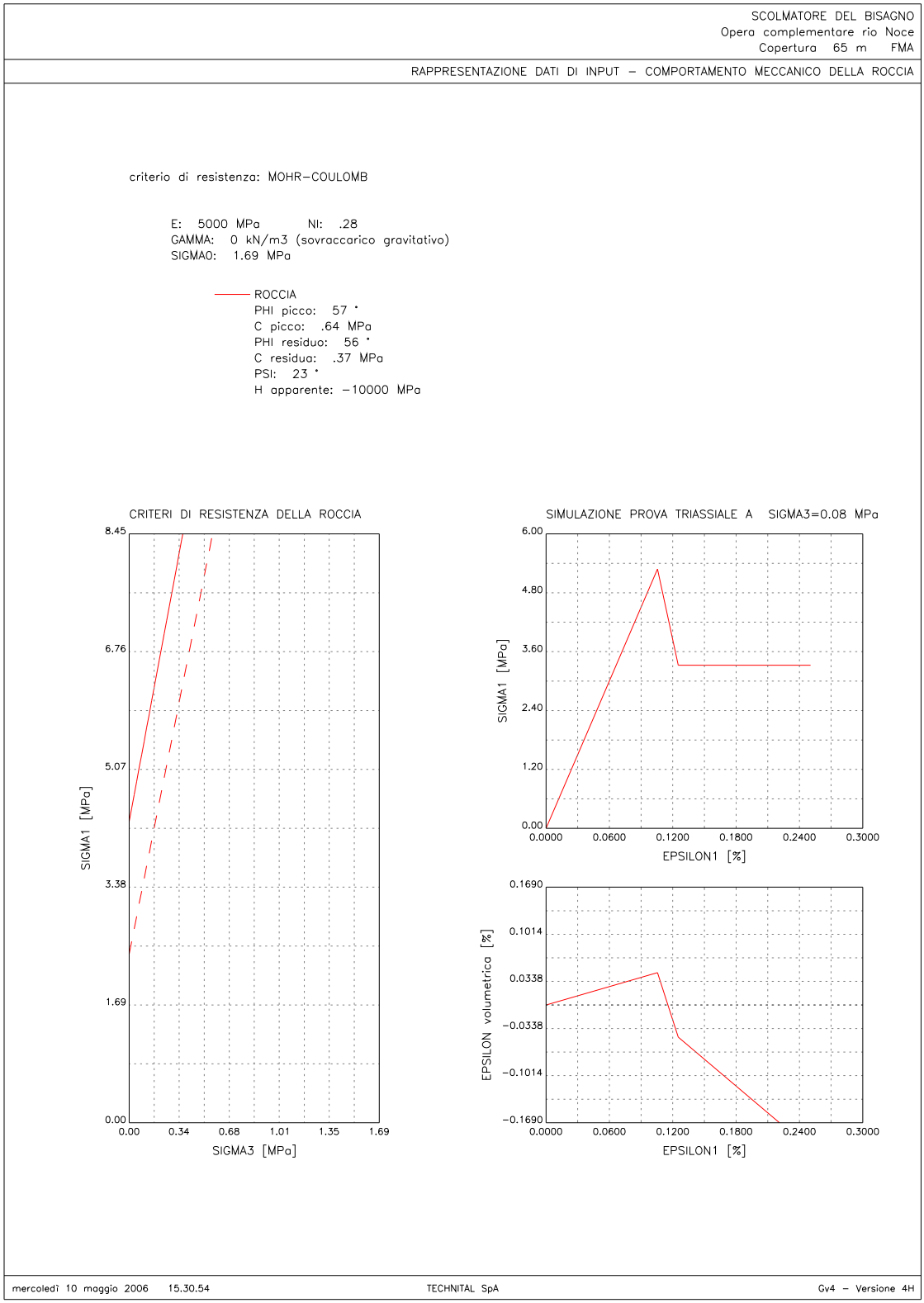


Fig. 6-6 - Galleria Noce – Flysch di Monte Antola – Copertura 65 m – Sezione tipo A1-RN – Criterio di resistenza della roccia

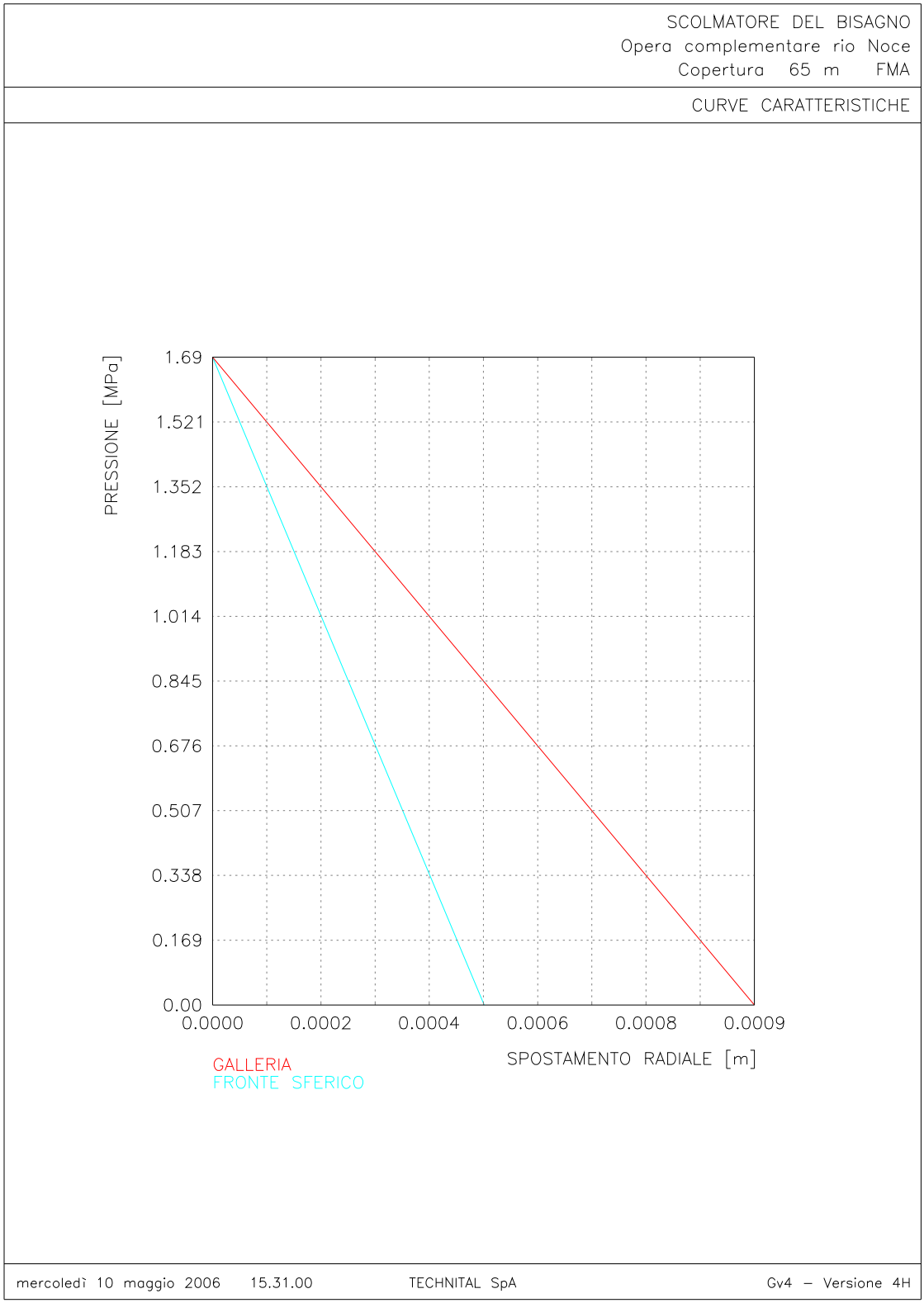


Fig. 6-7 - Galleria Noce – Flysch di Monte Antola – Copertura 65 m – Sezione tipo A1-RN – Curva caratteristica della galleria e del fronte sferico

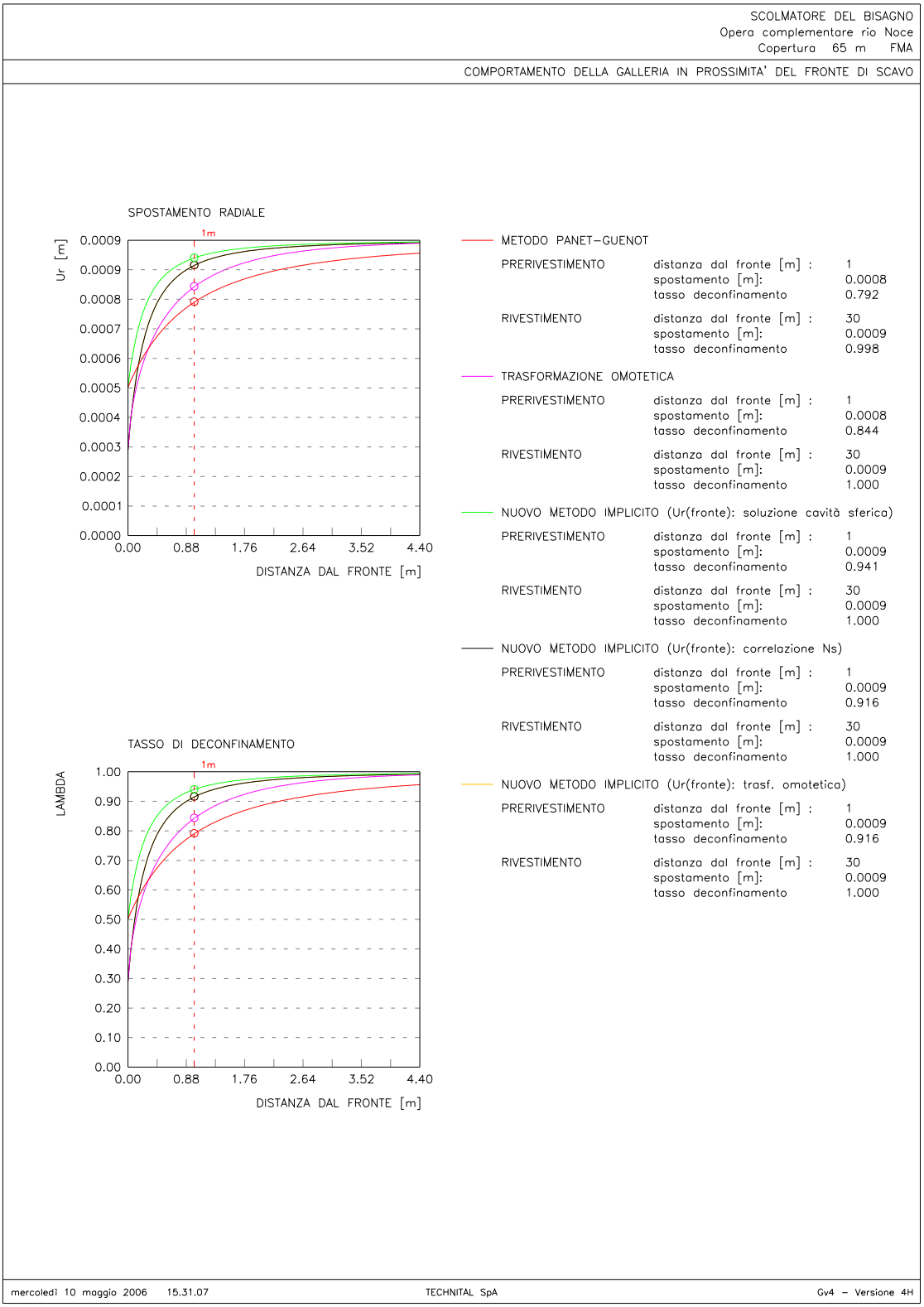


Fig. 6-8 - Galleria Noce – Flysch di Monte Antola – Copertura 65 m – Sezione tipo A1-RN – Comportamento della galleria in prossimità del fronte di scavo

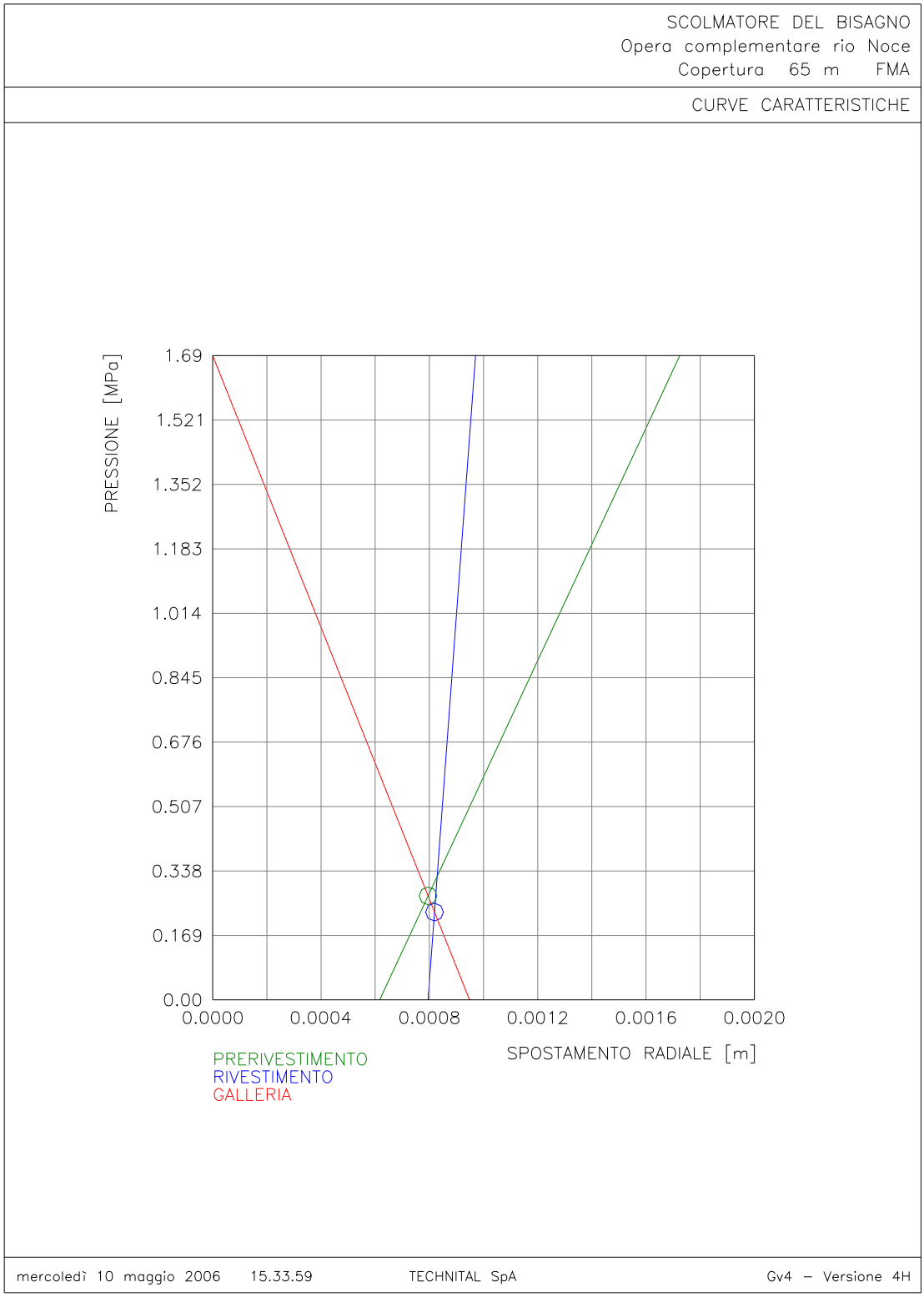


Fig. 6-9 - Galleria Noce – Flysch di Monte Antola – Copertura 65 m – Sezione tipo A1-RN – Curva caratteristica della galleria, del prerivestimento e del rivestimento definitivo

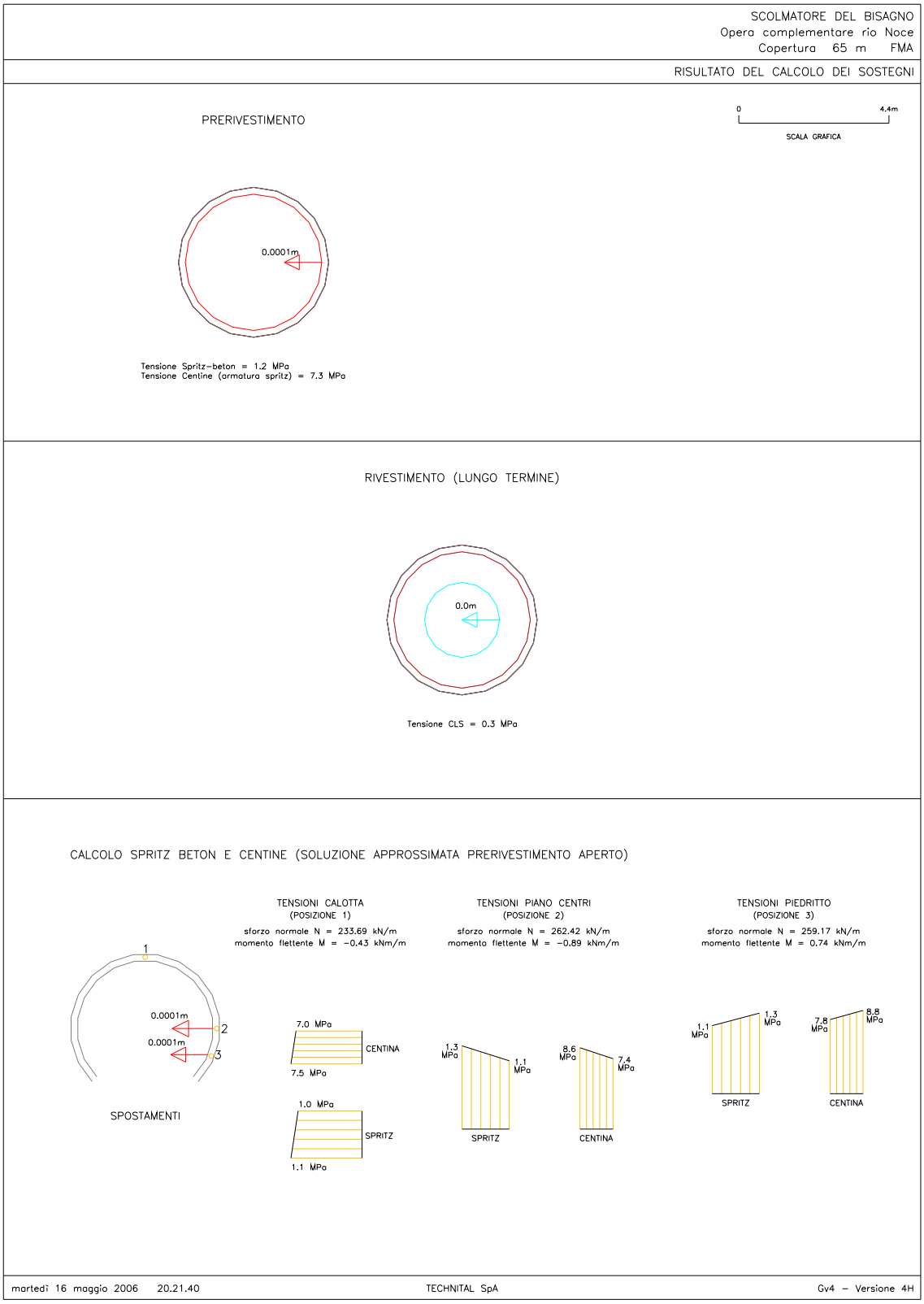


Fig. 6-10 - Galleria Noce – Flysch di Monte Antola – Copertura 65 m – Sezione tipo A1-RN – Rappresentazione delle sollecitazioni sui rivestimenti

7. ANALISI DI STABILITÀ DEL FRONTE

Il metodo utilizzato è quello proposto da Tamez i cui risultati sono riportati nell'Appendice B.

L'analisi di stabilità con il metodo di Tamez è stata effettuata per la sezione tipo A1-RN con copertura di 65 m e dimostra che nelle tre analisi effettuate risulta stabile, con riferimento alla stabilità del fronte, della chiave e la stabilità globale del cavo.

Il metodo non tiene conto della coronella al contorno di scavo.

Per il calcolo della stabilità del fronte con il metodo di Tamez sono stati presi in considerazione i parametri di resistenza al taglio di Mohr-Coulomb c' e φ', individuati, sull'inviluppo di rottura di Hoek-Brown equivalente sul piano (τ, σ), dalla retta passante per $\sigma = 0$ e $\sigma = 0{,}1\ \sigma_{vo}$, con σ_{vo} = carico litostatico.

Nella tabella 7.1 sono stati riportati i valori di c e φ utilizzati per il calcolo della stabilità al fronte.

Tab. 7-1 Parametri c e φ

	Rovare	**Noce**
γ [kN/m3]	26	26
c [MPa]	0.39	0.39
φ [°]	65	65
E [MPa]	5000	5000
v	0.28	0.28

Tab. 7-2 Dati di input per metodo Tamez

Sezioni		**2**	**3**
Tipo		**B1-RN**	**B1-RN**
Litotipo		**Flysch**	**Flysch**
Altezza galleria prima sovrapposizione	"A" (m)	4.32	4.32
Larghezza galleria prima sovrapposizione	"D" (m)	5.6	5.6
Altezza ricoprimento	"H" (m)	108	65
Sezione di scavo	"As" (m²)	21	21
Sovraccarico superficiale	"qs" (t/m²)		
Livello della falda	"hw" (m)	103	45
Peso di volume	"γ" (t/m³)	2.6	2.6
Coesione	"C" (t/m²)	39	39
Angolo di attrito	ϕ (°)	65	65
Numero di trattamenti	"nt"		
Lunghezza totale trattamenti	"l" (m)		
Adesione trattamento/terreno	"Ca" (t/m²)		
Sigma ammissibile trattamento	"σt" (t/m²)		
Diametro trattamento	"Dt" (m)		
Coefficiente	"α1"	0.5	0.5
Coefficiente	"β"	0.9	0.9
Pressione al fronte scelta da utente	"pf" (t/m²)		
Avanzamento scavo	"a" (m)	1	1

Di seguito si riportano i fattori di sicurezza di stabilità del fronte, di stabilità della chiave e di stabilità generale ottenuti con la verifica eseguita con il metodo di Tamez per le sezioni esaminate.

Rovare Flysch di Monte Antola (108 m)

STABILITÁ DEL FRONTE
Fattore di sicurezza FSF = 3.708

STABILITÁ DELLA CHIAVE
Fattore di sicurezza FSC = 2.141

STABILITÁ GENERALE
Fattore di sicurezza FSG = 3.055

Noce Flysch di Monte Antola (65 m)

STABILITÁ DEL FRONTE
Fattore di sicurezza FSF = 2.234

STABILITÁ DELLA CHIAVE
Fattore di sicurezza FSC = 2.307

STABILITÁ GENERALE
Fattore di sicurezza FSG = 2.488

In appendice B sono stati riportati i tabulati di output delle verifiche eseguite sulla sezione esaminata.

APPENDICE "A"

CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO – RESISTENZA E DEFORMABILITÀ

1. Criterio di resistenza – Hoek e Brown

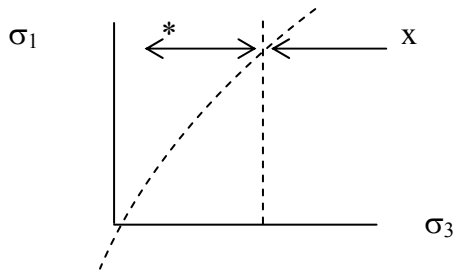
Si adotta quello proposto da Hoek e Brown, che nel piano delle tensioni principali σ_1 e σ_3 si esprime come:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + [m\ \sigma_c\ \sigma_3 + s\ \sigma_c^2]^{0,5} \qquad (1)$$

L'inviluppo è stato ottenuto solo su campioni di roccia con comportamento fragile (= brittle), caratterizzato da resistenza di picco e residua.



Il comportamento duttile (= plastico) si ha con alti valori di σ_3. Il limite tra brittle e duttile è definito nel seguente modo:



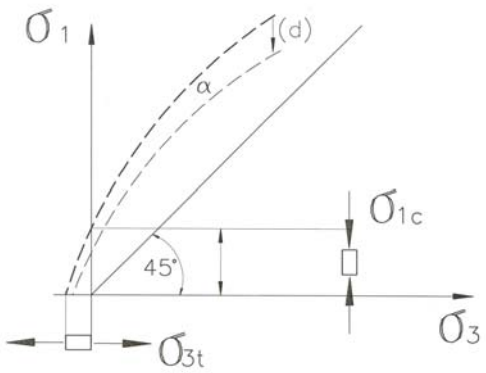
* comportamento brittle
x comportamento duttile

Il limite del campo * brittle è così definito

$\sigma_1 \geq a\ \sigma_3$ a = 3,4 per roccia intatta
= 2 per roccia fessurata

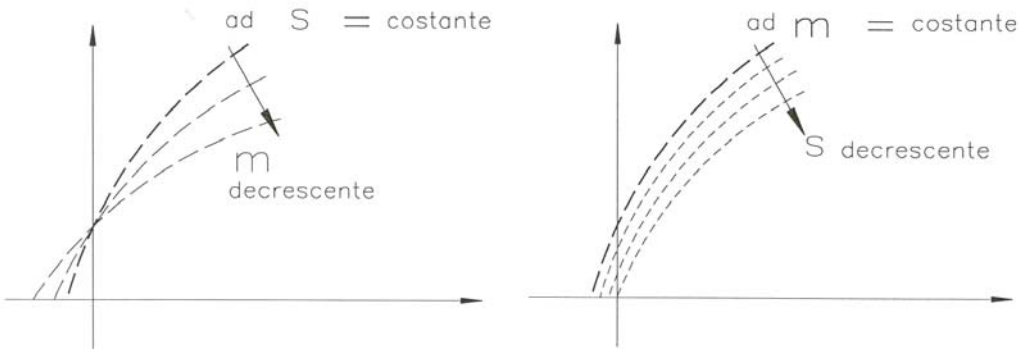
con riferimento ovviamente a campioni di laboratorio.

Caratteristiche dell'inviluppo di rottura



$\sigma_1 = \sigma_3 + [m\,\sigma_c\,\sigma_3 + s\,\sigma_c^{\,2}]^{0,5}$

m = parametro sperimentale; definisce l'inclinazione α corrente dell'inviluppo
s = parametro sperimentale; definisce le posizioni (d) dell'inviluppo
σ_c = resistenza a compressione della roccia intatta



Condizioni limite

Compressione semplice

$\sigma_3 = 0$
$\sigma_{1c} = \sqrt{s\sigma_c^2}$ (2)

Trazione semplice

$\sigma_1 = 0$

$$\sigma_3 = \sigma_t = \frac{1}{2}\ \sigma_c\ [m - (m^2 + 4s)^{0,5}] \qquad (3)$$

se $s = 0$

$\sigma_{3t} = 0$

quindi l'ammasso roccioso non ha resistenza a trazione, ovvero non ha coesione.

1.1. Roccia intatta

In questo caso la resistenza a compressione σ_{1c} coincide con σ_c

$$\sigma_{1c} = \sigma_c = \sqrt{s\sigma_c^2}$$

quindi per roccia intatta risulta:

$s = 1$

ed il parametro m si identifica con m_i.

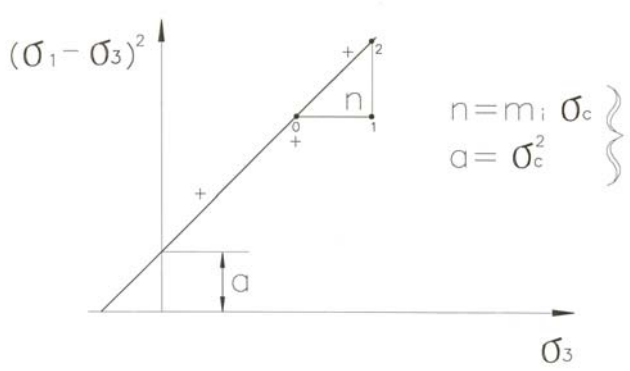
L'inviluppo a rottura diventa

$$\sigma_1 = \sigma_3 + [m_i\ \sigma_c\ \sigma_3 + \sigma_c{}^2]^{0,5} \qquad (4)$$

il parametro m_i è sperimentale e si ottiene:

a) dalle prove triassiali

avendo le coppie σ_1, σ_3 a rottura si ottiene la seguente retta



$$n = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_2^2 - (\sigma_1 - \sigma_3)_1^2}{\sigma_{3(1)} - \sigma_{3(0)}} \qquad m_i = \frac{n}{\sqrt{a}}$$

b) dalla resistenza a trazione, dalla precedente (3):

$$\sigma_t = \frac{1}{2}\ \sigma_c\ [m_i - (m_i^2 + 4)^{0,5}] \tag{5}$$

da cui si ottiene

$$m_i = \frac{\sigma_c}{\sigma_t} - \frac{\sigma_t}{\sigma_c}$$

σ_t può essere misurata, oppure data come percentuale di σ_c

$\sigma_t = \beta\ \sigma_c$

quindi

$$\sigma_t = \frac{1 - \beta^2}{\beta}$$

per il valore di β

$\beta \leq 0,1$

spesso

$\beta \leq 0{,}05$

se $\beta = 0{,}1$ $\quad m_i = 9{,}9 \sim 10$

$\beta = 0{,}05$ $\quad m_i = 19{,}95 \sim 20$

Quindi è importante avere l'ordine di grandezza della trazione rispetto alla compressione per valutare in modo corretto m_i.

In ogni caso si pone un limite a m_i
$m_i \leq 25$

Valore di σ_t

La resistenza a trazione viene determinata in laboratorio con le prove: Brasiliana, Flessione. È una misura indiretta in quanto i campioni vengono sottoposti a compressione e a flessione, che generano uno stato di sforzo caratterizzato da una componente di trazione che produce la rottura.



Valore di σ_c

Si determina dalle prove di compressione.

Varia con il diametro del provino. Se si prende come riferimento il diametro d = 50 mm, si ha:

$$\sigma_c = \sigma_{c\ 50} \left[\frac{50}{d}\right]^{0,18}$$

se

d = 100 mm	$[50/d]^{0,18}$	= 0,88
= 200 mm		= 0,78
= 500 mm		= 0,66
= 1000 mm		= 0,58

= 2000 mm = 0,51

Quindi si possono applicare le seguenti correzioni:

a) roccia fratturata con blocchi intatti aventi dimensione massima < 100 mm
$\sigma_c = \sigma_{c\ 50}$

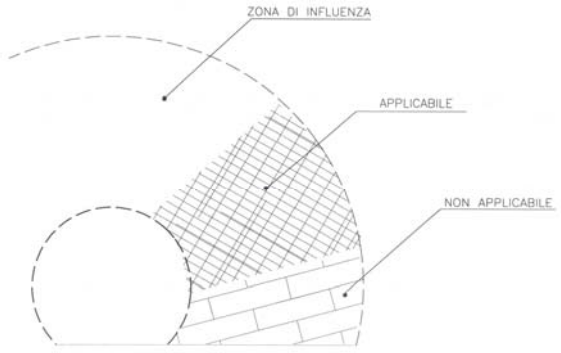
b) roccia fratturata con blocchi intatti tra 100 e 500 mm
$\sigma_c = 0{,}85\ \sigma_{c\ 50}$

c) roccia in strati e con un sistema di giunti, aventi spaziature superiori a 500 mm
$\sigma_c = 0{,}7\ \sigma_{c\ 50}$

Per cui, semplificando:
- roccia intensamente fratturata $\sigma_c = \sigma_c$ (laboratorio)
- roccia mediamente fratturata $\sigma_c = 0{,}85\ \sigma_c$
- roccia in strati di notevole spessore $\sigma_c = 0{,}7\ \sigma_c$

1.2. Ammasso roccioso

Il criterio di rottura di H e B si applica all'ammasso roccioso quando la scala delle discontinuità rispetto alla zona influenzata dall'opera è piccola, così che l'ammasso può essere considerato un continuo



(Nella sua forma più generale l'inviluppo di rottura ha la seguente espressione. L'esponente a è in genere uguale a 0,5).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + [m\ \sigma_c\ \sigma_3 + s\sigma_c^{\,2}]^a \qquad (6)$$

m ed s si ottengono da RMR (1989) oppure dall'indice di Barton Q modificato. L'esponente a dipende da GSI, ovvero da RMR, come si vedrà nel seguito.

RMR (1989)

Si usa la tabella di Bieniawski del 1989 con le seguenti regole:

parameter 1 - σ_c = usare i valori corretti definiti per la roccia intatta, paragrafo precedente

parameters 2, 3, 4 = secondo tabella

paramter 5 - acqua = usare 15 per ammasso secco. Questa ipotesi assume che l'analisi delle tensioni e l'analisi della filtrazione eseguita indipendentemente conducano ad una razionale valutazione dell'effetto dell'acqua.
L'analisi in caso di gallerie è in sforzi totali e non efficaci

6 - rating adjustment = se per l'ammasso roccioso in termini di scala si ritiene applicabile il criterio di H e B, come discusso prima, l'orientazione dei giunti è già considerata nel criterio medesimo.

Calcolato RMR 89 si valuta GSI, distinguendo:

a) RMR 89 ≥ 23

GSI = RMR 89 – 5

b) RMR 89 < 23

GSI = 9 ln Q' + 44

per il valore di Q' utilizzare il valore modificato con Jw = 1, SRF = 1, vedi tabelle seguenti.

Rock Mass Rating System (After Bieniawski, 1989)

CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point load strength index	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	For this low range – uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuites		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel legnth (l/m)	None						
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0						
		General conditions	Completely dry						
	Rating		15						
RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS									
Strike and dip orientations			Very favourable						
Ratings	Tunnels & mines		0						
	Foundations		0						
	Slopes		0						

Valutazione di

$$Q' = \left(\frac{RQD}{Jn}\right)\left(\frac{Jr}{Ja}\right)$$

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	*RQD*	
A. Very poor	0-25	1. Where *RQD* is reported or measured as ≤ 10 (including 0),
B. Poor	25-50	a nominal value of 10 is used to evaluate *Q*.
C. Fair	50-75	
D. Good	75-90	2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently
E. Excellent	90-100	accurate.
2. JOINT SET NUMBER	J_n	
A. Massive, no or few joints	0.5-1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$.
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random,	15	2. For portals use $(2.0 \times J_n)$.
heavily jointed, 'sugar cube', etc.		
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r	
a. Rock wall contact		
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is
E. Rough or irregular, planar	1.5	greater than 3 m.
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having
c. No rock wall contact when sheared		lineations, provided that the lineations are oriented for
H. Zones containing clay minerals thick	1.0	minimum strength.
enough to prevent rock wall contact	(nominal)	
J. Sandy, gravely or crushed zone thick	1.0	
enough to prevent rock wall contact	(nominal)	
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕr degrees (approx.)
a. Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening,	0.75	1. Values of ϕr, the residual friction angle,
impermeable filling		are intended as an approximate guide
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25-35 to the mineralogical properties of the
C. Slightly altered joint walls, non-softening	2.0	25-30 alteration products, if present.
mineral coatings, sandy particles, clay-free		
disintegrated rock, etc.		
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-	3.0	20-25
fraction (non-softening)		
E. Softening or low-friction clay mineral coatings,	4.0	8-16
i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc,		
gypsum and graphite etc., and small		
quantities of swelling clays. (Discontinuous		
coatings, 1-2 mm or less in thickness)		

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
4, JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕr degrees (approx.)
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25-30
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16-24
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12-16
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0-12.0	6-12
c. No rock wall contact when sheared		
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0	
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0	
M. conditions)	8.0-12.0	6-24
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0	
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0-13.0	
P. & R. (see G.H and J for clay conditions)	6.0-24.0	

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES

When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:

1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses: $RQD = 115\text{-}3.3\ J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).

2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n.

3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_r/J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_r/J_a should be used when evaluating Q. The value of J_r/J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.

4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.

5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

Barla suggerisce un approccio più prudente per le rocce tenere e molto fratturate, che è il seguente:

a) $RMR_{89} \geq 30$

$GSI = RMR_{89} - 5$

b) $RMR_{89} < 30$

determinare GSI direttamente dalla tabella 1.

L'indice RMR_{89} può essere ottenuto dall'indice Q utilizzando le seguenti relazioni, sempre secondo Barla:

a) se è noto l'indice Q di Barton si ottiene RMR dalla relazione:

$RMR = 50 + 15 \log Q$

e poi si procede nello stesso modo per GSI.

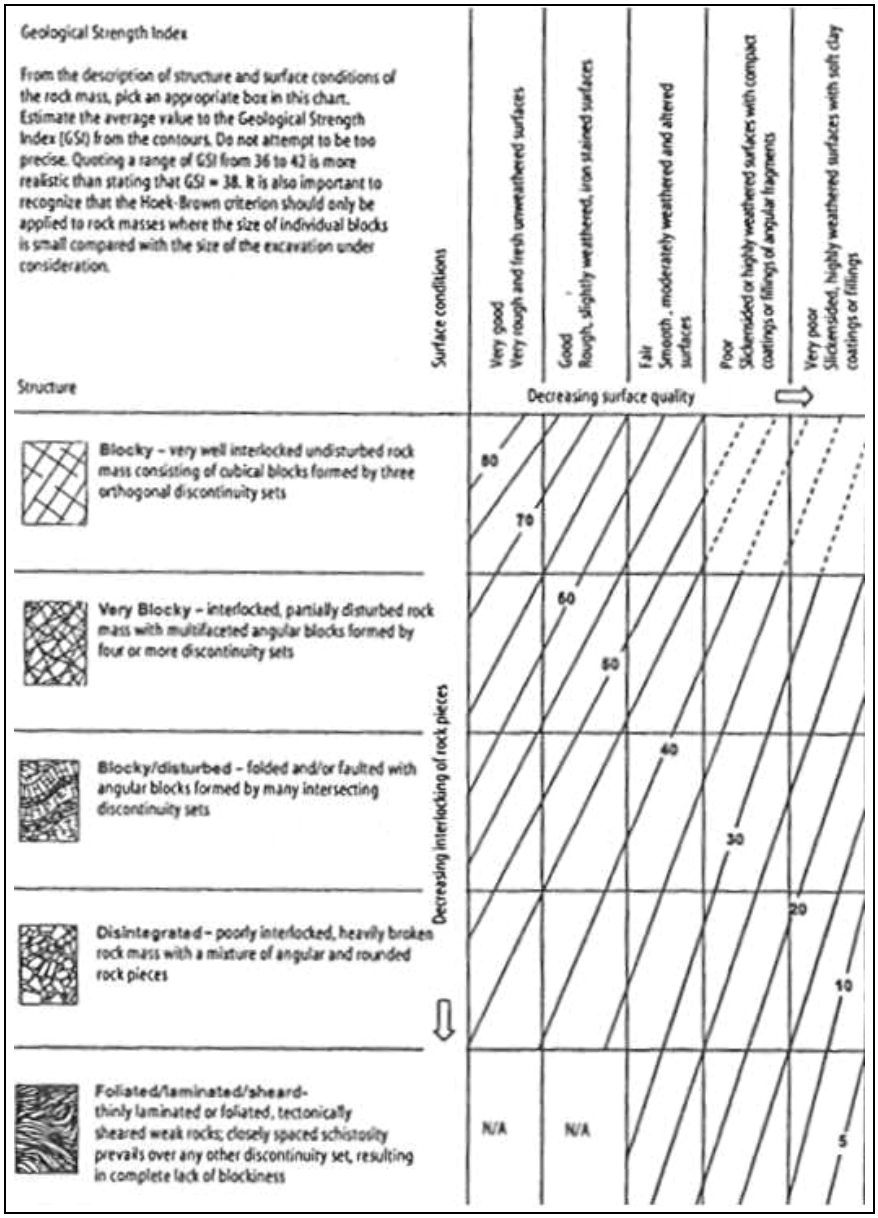
b) se si conosce solo Vp, velocità delle onde elastiche di compressione nell'ammasso roccioso, allora si calcola Q nel seguente modo; vedi figura 1

$V_p = \log Q_c + 3{,}5$ $\quad$ V_p è in Km/s

$Q_c = Q \frac{\sigma_c}{100}$ $\quad$ σ_c è in MPa

Ottenuto Q si ottiene RMR e quindi GSI

Tabella 1 - Per la determinazione dell'indice GSI (Hoek et al. 1998)



La tabella può essere usata anche per roccia non scadente, in funzione della descrizione data nella medesima tabella

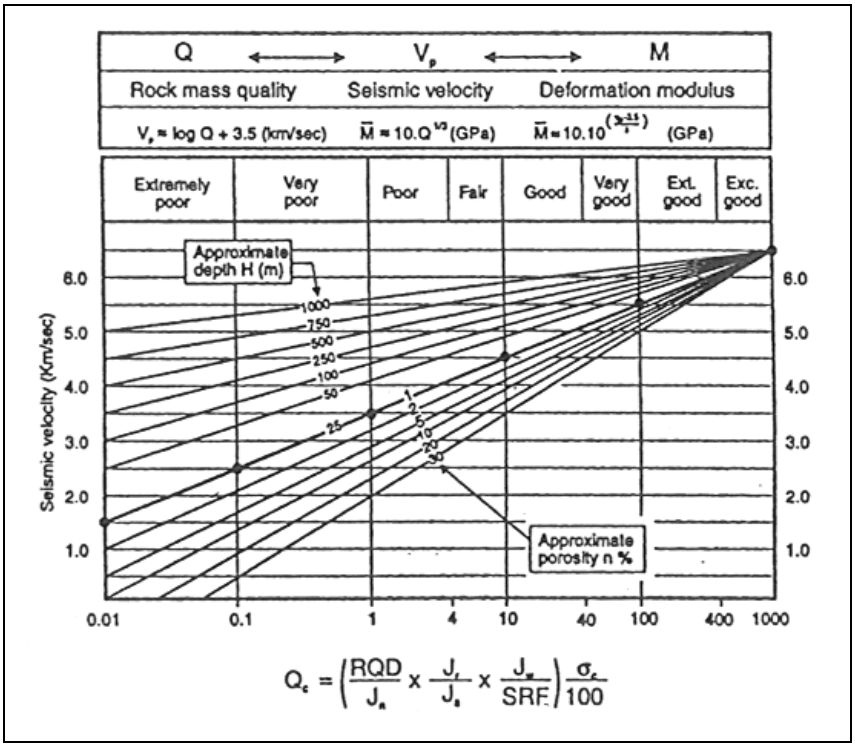


Fig. 1 - Diagramma di correlazione tra V_p e Q_c, utilizzabile anche per la stima del modulo di deformazione E_d (Barton, 1996)

$$\text{Indice Q} = \left(\frac{RQD}{Jn}\right)\left(\frac{Jr}{Ja}\right)\left(\frac{Jw}{SRF}\right)$$

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	*RQD*	
A. Very poor	0-25	1. Where *RQD* is reported or measured as ≤ 10 (including 0),
B. Poor	25-50	a nominal value of 10 is used to evaluate *Q*.
C. Fair	50-75	
D. Good	75-90	2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently
E. Excellent	90-100	accurate.
2. JOINT SET NUMBER	J_n	
A. Massive, no or few joints	0.5-1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$.
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random,	15	2. For portals use $(2.0 \times J_n)$.
heavily jointed, 'sugar cube', etc.		
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r	
a. Rock wall contact		
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is
E. Rough or irregular, planar	1.5	greater than 3 m.
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having
c. No rock wall contact when sheared		lineations, provided that the lineations are oriented for
H. Zones containing clay minerals thick	1.0	minimum strength.
enough to prevent rock wall contact	(nominal)	
J. Sandy, gravely or crushed zone thick	1.0	
enough to prevent rock wall contact	(nominal)	
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕr degrees (approx.)
a. Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening,	0.75	1. Values of ϕr, the residual friction angle,
impermeable filling		are intended as an approximate guide
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25-35 to the mineralogical properties of the
C. Slightly altered joint walls, non-softening	2.0	25-30 alteration products, if present.
mineral coatings, sandy particles, clay-free		
disintegrated rock, etc.		
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-	3.0	20-25
fraction (non-softening)		
E. Softening or low-friction clay mineral coatings,	4.0	8-16
i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc,		
gypsum and graphite etc., and small		
quantities of swelling clays. (Discontinuous		
coatings, 1-2 mm or less in thickness)		

DESCRIPTION	VALUE	NOTES	
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕr degrees (approx.)	
b. Rock wall contact before 10 cm shear			
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25-30	
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16-24	
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12-16	
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0-12.0	6-12	
c. No rock wall contact when sheared			
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0		
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0		
M. conditions)	8.0-12.0	6-24	
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0		
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0-13.0		
P. & R. (see G.H and J for clay conditions)	6.0-24.0		
5. JOINT WATER REDUCTION	J_w	approx. water pressure (kgf/cm^2)	
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0	
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0-2.5	
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5-10.0	1. Factors C to F are crude estimates; increase J_w if drainage installed.
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5-10.0	
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2-0.1	> 10	2. Special problems caused by ice formation are not considered.
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1-0.05	> 10	
6. STRESS REDUCTION FACTOR		*SRF*	
a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated			
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock any depth)		10.0	1. Reduce these values of *SRF* by 25-50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation.
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)		5.0	
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)		2.5	
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)		7.5	
E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)		5.0	
F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)		2.5	
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)		5.0	

DESCRIPTION			VALUE	NOTES
6. STRESS REDUCTION FACTOR			*SRF*	
b. Competent rock, rock stress problems				
	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1		2. For strongly anisotropic virgin stress field
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5	(if measured): when $5 \le \sigma_1/\sigma_3 \le 10$, reduce σ_c
J. Medium stress	200-10	13-0.66	1.0	to $0.8\sigma_c$ and σ_t to $0.8\sigma_t$. When σ_1/σ_3 > 10,
K. High stress, very tight structure	10-5	0.66-0.33	0.5-2	reduce σ_c and σ_t to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$, where
(usually favourable to stability, may				σ_c = unconfined compressive strength, and
be unfavourable to wall stability)				σ_t = tensile strength (point load) and σ_1 and
L. Mild rockburst (massive rock)	5-2.5	0.33-0.16	5-10	σ_3 are the major and minor principal stresses.
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10-20	3. Few case records available where depth of
c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock				crown below surface is less than span width.
under influence of high rock pressure				Suggest *SRF* increase from 2.5 to 5 for such
N. Mild squeezing rock pressure			5-10	cases (see H).
O. Heavy squeezing rock pressure			10-20	
d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water				
P. Mild swelling rock pressure			5-10	
R. Heavy swelling rock pressure			10-15	

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES

When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:

1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses: $RQD = 115\text{-}3.3\ J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).

2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n.

3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_r/J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_r/J_a should be used when evaluating Q. The value of J_r/J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.

4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.

5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

Parametri m ed s

L'inviluppo di Hoek e Brown è quello dato dalla formula (6). Per roccia scadente con GSI < 25 l'esponente a può essere diverso da 0,5 e funzione di GSI. Si distinguono i due casi:

$\sigma_1 = \sigma_3 + [m\ \sigma_c\ \sigma_3 + s\ \sigma_c^2]^a$

dove
$m = m_p, m_r$
$s = s_p, s_r$

Inviluppo di picco

GSI ≥ 25 ammasso roccioso buono

$m = m_p$ $s = s_p$ (p = picco)

$a = 0,5$

$$m_p = m_i \exp\left[\frac{GSI - 100}{28}\right]$$

$$s_p = \exp\left[\frac{GSI - 100}{9}\right]$$

GSI < 25 ammasso roccioso scadente

$$a = 0,65 - \frac{GSI}{200}$$

$$m_p = m_i \exp\left[\frac{GSI - 100}{28}\right]$$

$s_p = 0$

quindi l'ammasso non ha praticamente coesione.

Inviluppo residuo

In funzione della deformazione tangenziale attesa nella zona plastica al contorno del cavo definita come segue:

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{R}$$

in cui
u = spostamento radiale del contorno dello scavo
R = raggio equivalente dello scavo

si hanno le seguenti possibili correlazioni:

per $\varepsilon_\theta \leq 3\%$

$m_r = 0{,}7\ m_p$
$s_r = 0{,}04$ s

per $3\% < \varepsilon_\theta \leq 7\%$

$m_r = 0{,}5\ m_p$
$s_r = 0{,}02$ s

per $\varepsilon_\theta > 7\%$

$m_r = 0{,}5\ m_p$
$s_r = 0$

Resistenza a compressione dell'ammasso roccioso

È data dalla formula (2) e si indica σ_{gd}

$$\sigma_{1c} = \sigma_{gd} = \sqrt{s\sigma_c^2}$$

per i parametri di picco
$\sigma_{gd} = \sigma_c \sqrt{s_p}$

per i parametri residui

$\sigma_{gd} = \sigma_c \sqrt{s_r}$

se $s_r = 0$ $\sigma_{gd} = 0$

La resistenza a trazione dell'ammasso roccioso è data da:

$$\sigma_{tg} = \frac{1}{2} \sigma_c [m_p - (m_p^2 + 4 s_p)]$$

Se risulta alta bisogna correggere i parametri m_p ed s_p per renderla compatibile con lo stato fisico reale dell'ammasso roccioso.

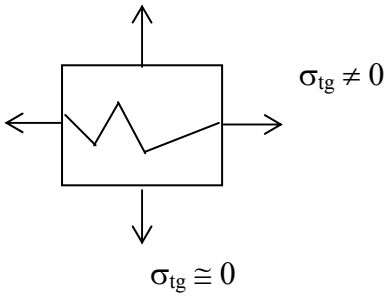
Si suggerisce <u>solo</u> per i parametri di <u>picco</u> di verificare che il rapporto

$$\frac{\sigma_{tg}}{\sigma_{gd}} = \beta$$

risulti sempre inferiore a:

$\beta \leq 0{,}06$

Ma ci sono casi reali nei quali $\sigma_{tg} \cong 0$, per esempio quando la coesione è dovuta all'incastro dei blocchi di roccia e quindi σ_{tg} può essere molto bassa in funzione di come sono applicate le forze rispetto alle discontinuità:



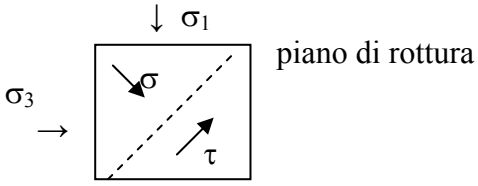
In questo caso è bene adottare un valore più basso di β pari a

$\beta = 0{,}03$

Bisogna quindi apportare delle correzioni ai parametri m_p ed s_p, valutati con GSI, per rispettare questo criterio.

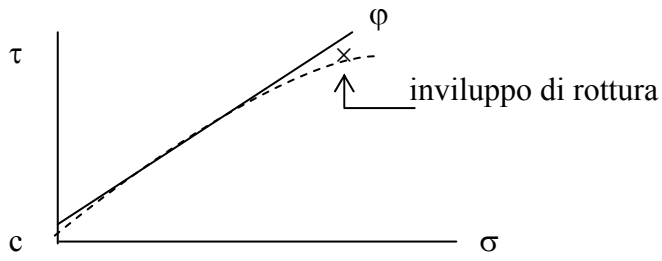
1.3. Equivalenza con Mohr Coulomb

L'inviluppo a rottura di H e B può essere riportato nel piano τ, σ, ovvero degli sforzi agenti sulla superficie di rottura.



L'inviluppo che si ottiene è ovviamente non lineare, come quello nel piano σ_1, σ_3.

Quindi il valore della coesione e dell'angolo di attrito sono variabili, essendo i valori della tangente in ogni punto



Per ottenere l'inviluppo nel piano τ, σ si opera nel seguente modo

σ_3 : assegnato

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[\frac{m\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a$$

se a = 0,5

$$\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} = 1 + \frac{m\sigma_c}{2(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

se a ≠ 0,5

$$\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} = 1 + \ am^a \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right)^{(a-1)}$$

da cui i valori di σ, τ

$$\sigma = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{1 + \frac{d\sigma_1}{d\sigma_3}}$$

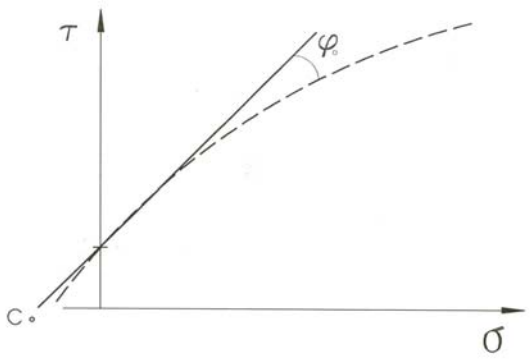
$$\tau = (\sigma - \sigma_3) \sqrt{\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3}}$$

Queste formule valgono in tutti i casi, per il picco, il residuo, GSI $\geq$ 25.
$<$

Si definiscono i seguenti inviluppi tangenti

1. Inviluppo all'origine

fornisce c_o e φ_o di cui

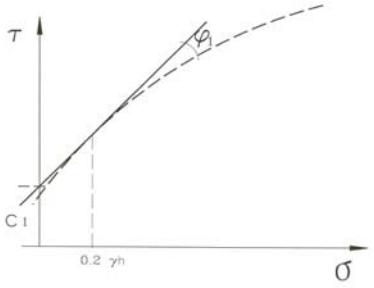


c_o è il valore minimo dell'inviluppo
φ_o è il valore massimo dell'inviluppo

2. Inviluppo a 0,2 (γh)

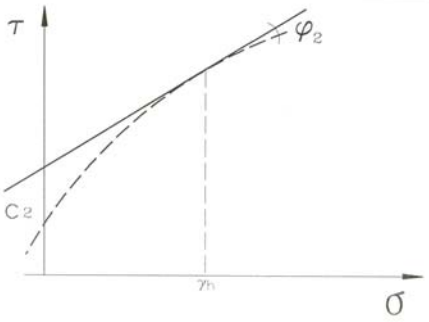
γh = copertura, massimo sforzo verticale iniziale

C_1
φ_1



3. Inviluppo a γh

fornisce c_2 e φ_2



Per il calcolo si procede nel seguente modo.

La schematizzazione con Mohr-Coulomb può essere fatta in due modi, con un unico inviluppo o con una bilatera.

Inviluppo di rottura unico

Stabilità del fronte

Si adotta l'inviluppo di Mohr-Coulomb all'origine, quindi

c_o, φ_o

Stabilità del cavo

Si adotta un unico inviluppo di Mohr-Coulomb, definito dai valori medi di c e φ, quindi:

$$c_c = \frac{c_o + c_1 + c_2}{3}$$

$$\varphi_c = \frac{\varphi_o + \varphi_1 + \varphi_2}{3}$$

Inviluppo di rottura rappresentato da una bilatera

Nel caso si definisca una bilatera, allora si adottano i seguenti valori:

Tratto 1 = definito da
$c_{t1} = c_o$ – all'origine
$\varphi_{t1} = \varphi_1$ – pendenza inviluppo tangente in 0,2 γh

Tratto 2

Definito da c e φ della retta limite passante per i punti intersezione con 0,2 γh e γh. Si ottiene:
c_{t2}
φ_{t2}

Stabilità del fronte

Si valuta solo con l'inviluppo resistente del tratto 1.

Stabilità del cavo

Si valuta con la bilatera.

1.4. Dilatanza

Per tener conto della dilatanza nel criterio di H e B si assume

$\omega = 0{,}33\ m_p$

ed implica che il potenziale plastico non è associato a quello di rottura.

Nel caso di Mohr Coulomb si dovrà scegliere allo stesso modo un angolo di attrito minore di φ_p, possibilmente quello dell'inviluppo corrispondente a H e B, definito da

$m_d = \omega \qquad s_d = s_p$

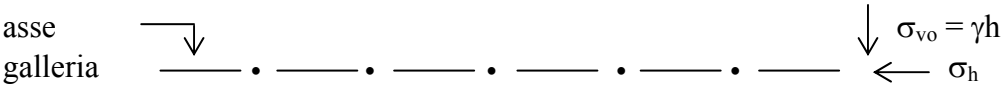
sul quale verranno valutati φ_o, φ_1 e φ_2 precedentemente definiti e quindi si calcolerà la media ottenendo φ_d

$$\varphi_d = \frac{\varphi_o + \varphi_1 + \varphi_2}{3}$$

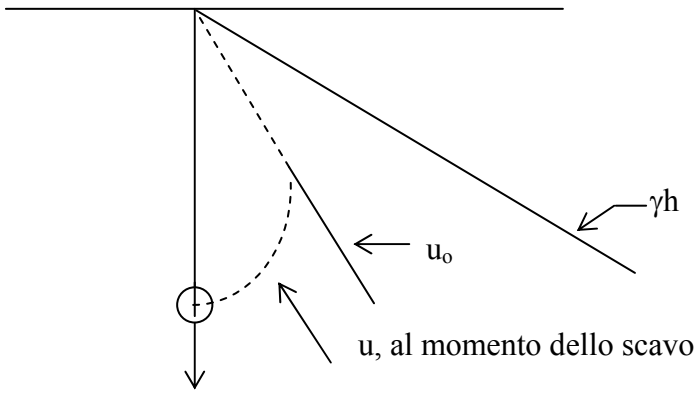
1.5. Pressione litostatica iniziale γh

γ = peso di volume dell'ammasso roccioso
h = profondità asse galleria rispetto alla superficie
γh = sforzo verticale totale agente nell'asse della galleria prima dello scavo

Condizione iniziale



Se c'è falda freatica, andrebbe considerato lo sforzo efficace, ovvero $\gamma h - u$, dove u è la pressione dell'acqua a livello asse galleria



Al momento dello scavo la galleria drena l'ammasso roccioso e quindi al perimetro dello scavo, ovvero nell'immediato contorno del cavo, u = 0 e quindi sforzo efficace e totale coincidono.

$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} = \gamma h$

Se invece si ritenesse che la pressione d'acqua è significativa nella zona intorno al perimetro di scavo, per esempio dovuto alla presenza di uno strato impermeabile, allora lo sforzo efficace iniziale è dato da:

$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u = (\gamma h - u)$

dove u deve essere stimato, variando tra

$0 \leq u \leq u_o$

dove u_o è la pressione corrispondente al livello freatico indisturbato.
Lo sforzo orizzontale σ'_{ho} coniugato è dato da:

$\sigma'_{ho} = k_o \, \sigma'_{vo}$

In questo caso, con $u \neq 0$ a livello del cavo, nella definizione degli inviluppi di Mohr-Coulomb il valore γh viene sostituito dallo sforzo normale medio

$$\sigma'_{vm} = \frac{1 + 2k_o}{3} \, \sigma'_{vo}$$

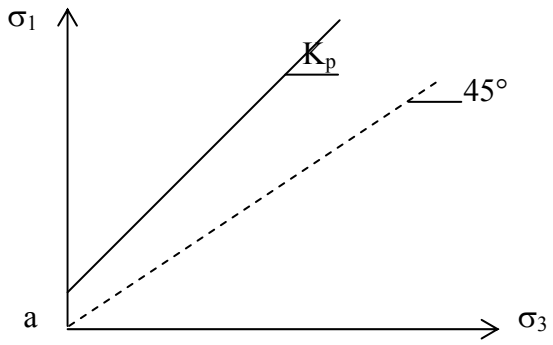
1.6. Resistenza a compressione dell'ammasso roccioso

Nel piano σ_1 σ_3 l'inviluppo di Mohr-Coulomb, se rettilineo, è rappresentato da una retta che ha la seguente equazione:

$$\sigma_1 = \frac{2c\cos\varphi}{1 - sin\varphi} + \frac{1 + sin\varphi}{1 - sin\varphi} \, \sigma_3$$

ovvero essendo $K_p = \frac{1 + sin\varphi}{1 - sin\varphi}$ = coefficiente di spinta passiva

$\sigma_1 = 2 \sqrt{K_p} \; c + K_p \, \sigma_3$



$$a = \frac{2c\cos\varphi}{1-sin\varphi} = 2\sqrt{K_p}\ c$$

$$N_f = K_p = \frac{1+sin\varphi}{1-sin\varphi}$$

Il paramento a è niente altro che σ_{gd}, formula (2), pertanto si ha

$$\sigma_{gd} = 2\sqrt{K_p}\ c = \sigma_c \sqrt{s_p}$$

A questo valore di σ_{gd} possono applicarsi le stesse correlazioni di cui si è detto in precedenza.

Da questa relazione inoltre è possibile ricavare il valore di c in funzione di φ e di s_p

$$c = \frac{\sigma_c \sqrt{s_p}}{2\sqrt{K_p}}$$

oppure il valore di s_p da c e φ, dove c e φ sono valori stimati all'origine dell'inviluppo o medi tra $\sigma_3 = 0 \div \gamma h$.

$$s_p = \left[\frac{2\sqrt{K_p} * c}{\sigma_c}\right]^2$$

Poiché l'inviluppo non è lineare le valutazioni precedenti devono intendersi nel seguente modo:

- il valore di c da s_p è una media dei valori di c ottenibili dall'inviluppo curvilineo, ma abbastanza prossimo alla coesione all'origine;
- il valore di s da c e φ è abbastanza rappresentativo di quello dell'intero inviluppo di H e B, perché calcolato dalla coesione all'origine.

Queste formule possono essere utilizzate per controllare l'ordine di grandezza dei parametri adottati.

Se di un ammasso roccioso si ha una stima di c e φ si può valutare con le formule di cui sopra il valore approssimato di s_p.

2. Deformabilità

Si definisce in funzione di RMR_{89} oppure dell'indice Q con diverse formule empiriche.

Tra tutti i valori determinati si può scegliere quello più appropriato o il minore.

a) In funzione di GSI, per GSI > 25

$$E = 1000 * 10^{\left[\frac{GSI-10}{40}\right]} * 100 \qquad \text{in (t/m²)}$$

b) per ammasso roccioso costituito da roccia tenera o roccia normale

Roccia tenera

$\sigma_{vo} \leq 800$ t/m² ed $E_{lab}/\sigma_c \leq 350$

$$E = 0{,}671 \exp[0{,}0441 * RMR_{89}] * 10^5 \qquad \text{in (t/m²)}$$

$\sigma_{vo} > 800$ t/m²

$$E = 1{,}674 \exp[0{,}037 * RMR_{89}] * 10^5 \qquad \text{in (t/m²)}$$

per roccia normale

$\sigma_{vo} \leq 800$ t/m² ed $E_{lab}/\sigma_c > 350$

$$E = 0{,}691 \exp[0{,}0492 * RMR_{89}] * 10^5 \qquad \text{in (t/m²)}$$

$\sigma_{vo} > 800$ t/m²

$$E = 0{,}862 \exp[0{,}0493 * RMR_{89}] * 10^5 \qquad \text{in (t/m²)}$$

c) per roccia con $\sigma_c < 100$ MPa

$$E = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} * 10^{\left[\frac{GSI-10}{40}\right]} \qquad (\sigma_c \text{ in MPa, } E \text{ in Gpa})$$

d) per tutti i valori di Q

$E_d = 25 \log Q$ E in GPa

e) in funzione di Q_c correlato a V_p

$$E = 10 * Q_c^{1/3} = 10 * 10^{\left(\frac{V_p - 3,5}{3}\right)}$$

f) una buona correlazione per il Modulo è quella fornita da Chappel nella seguente tabella.

Classi di qualità	Descrizione	Indice RMR_{89}	E_d [GPa]
V	Molto scadente	0-20	0,05 → 0,5
IV	Scadente	20-40	0,5 → 1,0
III	Discreta	40-60	1,0 → 5,0
II	Buona	60-80	5,0 → 25
I	Molto buona	80-100	25 → 50

Per il coefficiente di Poisson ν

- roccia buona ν = 0,15
- roccia media ν = 0,2
- roccia scadente ν = 0,3

Si può interpolare tra i valori dati in funzione della struttura reale dell'ammasso.

APPENDICE "B"

ANALISI DI STABILITÀ DEL FRONTE
FILE DI OUTPUT DEL METODO TAMEZ

(File : rovare.out)

Galleria : rovare
Sezione : B1-F

METODO DI TAMEZ

DATI DI INPUT

Altezza galleria	A	= 4.32	m
Larghezza galleria	D	= 5.60	m
Altezza ricoprimento	H	= 108.00	m
Sezione di scavo	as	= 21.00	m2
Sovraccarico superficiale	qs	= .00	t/m2
Livello della falda	hw	= 103.00	m
Peso di volume	ga	= 2.60	t/m3
Coesione	c	= 39.00	t/m2
Angolo di attrito	fi	= 65.	gradi
Numero di trattamenti	nt	= 0	
Lunghezza dei trattamenti	la	= .00	m
Adesione trattamenti/terreno	ca	= .00	t/m2
Coefficiente "alfa1"		= .50	
Coefficiente "beta"		= .90	

PARAMETRI CALCOLATI

Parametro "zd"	zd	= 9.520	
Parametro "Kf"	kf	= .098	
Parametro "Kp"	kp	= 20.346	
Parametro "alfa"	alfa	= .450	
Parametro "u"	u	= 44.208	

RISULTATI DEL CALCOLO

STABILITA' DEL FRONTE

qn = 469.36

pf = .00

sm2= 82.89
Fattore di sicurezza FSF = 8.451

qn1 = 280.80

pfmax = -9.27

sm2 = 63.06
Fattore di sicurezza FSF = 3.708

qn = 280.75

pf = -9.27

sm2 = 63.06
Fattore di sicurezza FSF = 3.708

STABILITA' DELLA CHIAVE

pa = .00

fsp= 3.47

sm3= 26.80
Fattore di sicurezza FSC = 2.141

pa = .00

sm3 = 26.80
Fattore di sicurezza FSC = 2.141

```
          STABILITA' GENERALE
          pf =  -9.27
          pa =    .00
          qn = 280.75
          sm2=  63.06
          sm3=  26.80
                        Fattore di sicurezza  FSG =   3.055
----------------------------------------------------------
          VALORI CALCOLATI :
          Tr =    .00 t    (Sforzo sui trattamenti)
          l  =    .00 m    (Lunghezza di calcolo trattam.)
          st =     0. t/m2 (Sigma nei trattamenti)
```

(File : noce.out)

Galleria : noce
Sezione : B1-F

METODO DI TAMEZ

DATI DI INPUT

Altezza galleria	A	= 4.32	m
Larghezza galleria	D	= 5.60	m
Altezza ricoprimento	H	= 65.00	m
Sezione di scavo	as	= 21.00	m2
Sovraccarico superficiale	qs	= .00	t/m2
Livello della falda	hw	= 45.00	m
Peso di volume	ga	= 2.60	t/m3
Coesione	c	= 39.00	t/m2
Angolo di attrito	fi	= 65.	gradi
Numero di trattamenti	nt	= 0	
Lunghezza dei trattamenti	la	= .00	m
Adesione trattamenti/terreno	ca	= .00	t/m2
Coefficiente "alfa1"		= .50	
Coefficiente "beta"		= .90	

PARAMETRI CALCOLATI

Parametro "zd"	zd	= 9.520
Parametro "Kf"	kf	= .098
Parametro "Kp"	kp	= 20.346
Parametro "alfa"	alfa	= .450
Parametro "u"	u	= 18.108

RISULTATI DEL CALCOLO

STABILITA' DEL FRONTE

qn = 469.36

pf = .00

sm2= 69.48
Fattore di sicurezza FSF = 12.114

qn1 = 169.00

pfmax = -14.76

sm2 = 37.90
Fattore di sicurezza FSF = 2.234

qn = 169.05

pf = -14.76

sm2 = 37.91
Fattore di sicurezza FSF = 2.235

STABILITA' DELLA CHIAVE

pa = .00

fsp= 3.47

sm3= 17.37
Fattore di sicurezza FSC = 2.307

pa = .00

sm3 = 17.37
Fattore di sicurezza FSC = 2.307

```
          STABILITA' GENERALE
          pf = -14.76
          pa =    .00
          qn = 169.05
          sm2=  37.91
          sm3=  17.37
                        Fattore di sicurezza  FSG =   2.488
----------------------------------------------------------
          VALORI CALCOLATI :
          Tr =    .00 t    (Sforzo sui trattamenti)
          l  =    .00 m    (Lunghezza di calcolo trattam.)
          st =     0. t/m2 (Sigma nei trattamenti)
```