POLITECNICO DI TORINO
Repository ISTITUZIONALE

Approcci multiscala per la caratterizzazione degli ammassi rocciosi nella progettazione di gallerie con elevate coperture

Original
Approcci multiscala per la caratterizzazione degli ammassi rocciosi nella progettazione di gallerie con elevate coperture / Migliazza, M.. - CD-ROM. - 1:(2025), pp. 77-102. (XXVIII CONVEGNO NAZIONALE DI GEOTECNICA Venezia, Isola di San Servolo (Ita) 11-13 giugno 2025).

Availability:
This version is available at: 11583/3007382 since: 2026-02-05T16:33:00Z

Publisher:
Casa Editrice prof. Riccardo Pàtron & C. srl

Published
DOI:

Terms of use:

This article is made available under terms and conditions as specified in the corresponding bibliographic description in the repository

Publisher copyright

(Article begins on next page)

10 September 2026

Approcci multiscala per la caratterizzazione degli ammassi rocciosi nella progettazione di gallerie con elevate coperture

M.R. Migliazza
Politecnico di Torino

Sommario: La progettazione di gallerie profonde è un processo complesso che interessa la scelta del tracciato, la definizione delle tecnologie e delle procedure più opportune per la realizzazione degli scavi nonché la definizione dei sistemi di sostegno e rinforzo provvisionali e del rivestimento definitivo atti a garantire le condizioni di sicurezza in fase realizzativa e di esercizio dell'opera. I problemi di stabilità del cavo possono essere differenti e dipendono strettamente dalle caratteristiche meccaniche della roccia, del suo grado di fratturazione, dalle condizioni di stato tensionale in sito che interessano l'ammasso roccioso attraversato dall'opera. Essendo queste opere poste a grande profondità, la caratterizzazione diretta degli ammassi rocciosi è di complessa definizione, se non durante la fase realizzativa. Si rende quindi necessaria una fase conoscitiva caratterizzata da un approccio multiscala: alla grande scala gli studi geologici, geostrutturali, idrogeologici consentono la definizione dei principali lineamenti geologici come la presenza di grandi strutture come faglie e la definizione delle sezioni stratigrafiche con l'individuazione delle litologie interessate dagli scavi; le indagini in sito e i rilievi di ammassi rocciosi affioranti consentono di avere indicazioni di massima sui sistemi di discontinuità che interesseranno gli ammassi rocciosi scavati; i sondaggi spinti alle profondità di interesse dell'opera in progetto consento il prelievo di campioni che possono essere investigati anche alla scala del laboratorio per la caratterizzazione fisico, petrografica e meccanica della roccia. Dopo un'analisi delle differenti problematiche che possono interessare le operazioni di scavo di gallerie profonde realizzate in differenti tipologie di ammasso roccioso in relazione anche alle condizioni di stato tensionale pre-esistente, si descrivono le fasi conoscitive e le tecniche impiegabili alle varie scale necessarie per l'acquisizione di tutte le informazioni utili alla fase di progettazione.

1 Introduzione

La progettazione di una galleria profonda è un processo interdisciplicare che implica la collaborazione e l'integrazione di diverse conoscenze per affrontare problemi complessi e raggiungere obiettivi che richiedono una vasta gamma di competenze. È un processo che interessa la scelta del tracciato, la definizione delle tecnologie e delle procedure più opportune per la realizzazione degli scavi, l'individuazione dei rischi associati ai processi tensio-deformativi indotti al contorno dello scavo, nonché la definizione dei sistemi di sostegno e rinforzo provvisionali e del rivestimento definitivo atti a garantire le condizioni di sicurezza in fase realizzativa e di esercizio dell'opera. Il percorso progettuale di infrastrutture che prevedono l'attraverso di aree montane con la realizzazione di gallerie profonde parte dalla scelta di un tracciato sulla base di indicazioni geologiche, idrogeologiche, geotecniche, cantieristiche e si conclude solo a galleria realizzata (Figura 1).

Generalmente è prevista una fase di studi preliminari con la raccolta di dati geologici e geotecnici attraverso indagini sul campo, rilievi in sito e analisi di laboratorio e l'identificazione di vincoli normativi, ambientali e infrastrutturali. Le informazioni raccolte, unitamente alla forma e dimensione degli scavi in progetto e alle tecniche di scavo che si intendono porre in atto rendono possibile la definizione di un modello geotecnico del suolo che prevede una rappresentazione concettuale dei mezzi attraversati con modelli continui, discontinui o continui equivalenti (Barton, 1981 Barla, Ferrero et al., 2004, etc).

Differenti sono gli strumenti di calcolo che possono essere impiegati per analizzare lo stato tensio-deformativo indotto, le condizioni di stabilità dell'ammasso roccioso al contorno dello scavo e gli stati tensionali a cui i sistemi di sostegno e/o rinforzo e di rivestimento definitivo sono soggetti:

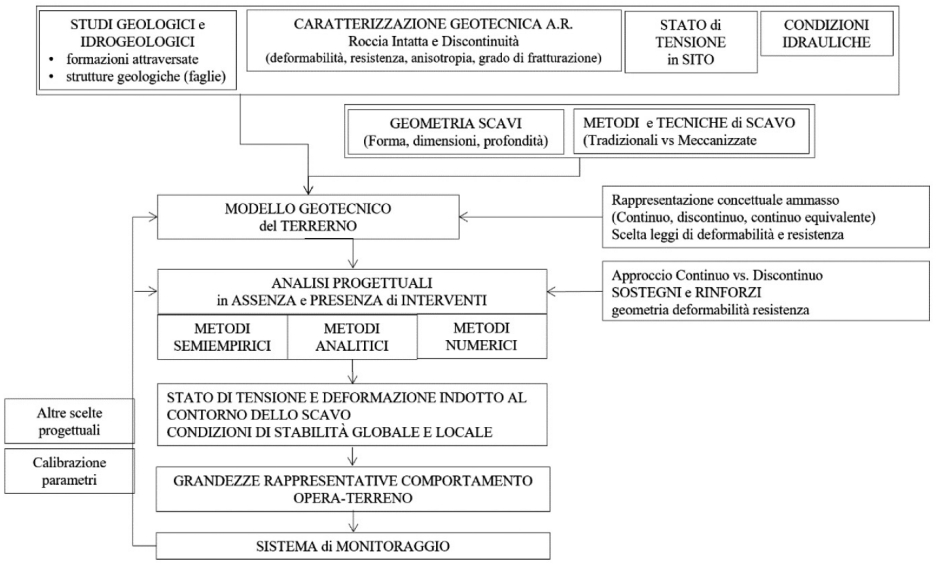


Figura 1. Fasi principali per la progettazione di opere in sotterraneo.

- approcci empirici o semi-empirici estremamente semplificati (Barton, 1974; Bieniwsly, 1973, 1989; Palmstrong 2000) che consentono di eseguire una progettazione di massima degli interventi di stabilizzazione;
- modelli analitici per lo più disaccoppiati che consentono da una parte di definire lo stato tensio - deformativo indotto dallo scavo considerando geometrie e legami costitutivi e condizioni di plasticizzazione semplificate (Kirsch, 1982); simulano la galleria come avente forma prettamente circolare e l'ammasso roccioso come un mezzo continuo equivalente, omogeno, isotropo con comportamento elastico-idealmente plastico;
- metodi definiti di confinamento della convergenza ("Convergence Confinement methods") che studiano in campo 2D con approcci disaccoppiati i problemi tridimensionali di interazione associati alla installazione di supporti in prossimità del fronte di scavo; questi metodi richiedono la definizione e il confronto tra il profilo longitudinale di spostamento (PLS), che relaziona la convergenza radiale con la distanza dal fronte di scavo (Panet, 1995; Hoek et al, 2008), la curva caratteristica dei supporti che descrive la relazione tensio-deformativa negli elementi di supporto (Hoek, 1999; Peila e Oreste, 1995; Oreste, 2008) e la curva caratteristica della galleria che descrive la convergenza radiale al diminuire della tensione di confinamento per effetto delle fasi di scavo (Carranza-Torres and Fairhurst, 2000; Alejano et alii, 2009)
- modelli numerici (Jing, 2003) 2D e 3D, che impiegano approcci continui (FEM, FDM, BEM), discontinui (DEM, DFN) o ibridi (FEM/DEM; FEM/BEM) e che permettono di superare i limiti degli approcci sopra riportati in quanto consentono di simulare geometrie e comportamenti meccanici complessi in termini di legami costitutivi, leggi di flusso plastiche, comportamenti di danno, di contatto e di evoluzione delle fratture; consentono inoltre di eseguire analisi di interazione simulando passo-passo le varie fasi di scavo ed installazione dei sistemi di supporto e/o rinforzo consentendo anche complesse analisi accoppiate termo-idro-meccaniche.

Nella progettazione di gallerie profonde le principali problematiche che devono emergere dalle analisi condotte non riguardano tanto l'interazione e gli effetti sul costruito ma, principalmente, gli effetti della variazione al contorno dello scavo dello stato tensionale preesistente in relazione alla risposta meccanica delle formazioni rocciose attraversate (Hoek et al. 1995). I problemi di stabilità del cavo possono essere differenti e dipendono strettamente dalle caratteristiche meccaniche della roccia, del suo grado di fratturazione, nonché dalle condizioni di stato tensionale in sito che inte-

ressano l'ammasso roccioso attraversato dall'opera. In ammassi rocciosi poco consistenti si possono avere problemi di autosostentamento degli scavi anche a breve termine che devono essere quindi preceduti da opportune opere di consolidamento in avanzamento. La presenza di ammassi rocciosi rigonfianti o spingenti può indurre grandi deformazioni e stati tensionali elevati, anche variabili nel tempo, sulle opere di rivestimento. Anche ammassi rocciosi molto resistenti e competenti possono manifestare condizioni di rottura; per bassi stati tensionali (Figura 2) le condizioni di rottura sono generalmente localizzate e controllate principalmente dai sistemi di discontinuità esistenti che possono dare luogo a crolli di singoli blocchi che si liberano cinematicamente all'avanzare dello scavo. All'aumentare della profondità della galleria lo stato di tensione in sito aumenta così come quello indotto al contorno dello scavo; quest'ultimo può raggiungere le condizioni di resistenza dell'ammasso roccioso provocando l'insorgere di nuove fratture (rottura fragile) o manifestando problemi di rilascio energetico con rotture improvvise (colpi di tensione) estremamente pericolose.

Risulta evidente come, ancor prima della scelta e definizione dei sistemi di sostegno e di rinforzo atti a garantire le condizioni di sicurezza in fase di scavo, sia necessario e fondamentale individuare ed analizzare i possibili problemi di stabilità quali:

- rotture fragili (rockburst o spalling) in rocce molto competenti che hanno un rilascio energetico legato alle deformazioni indotte.
- grandi deformazioni legate a fenomeni di swelling o creep
- possibili instabilità legate alla pressione idraulica e ai fattori sismici
- variazioni delle proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso dovute, ad esempio, alla presenza di zone di taglio importanti con materiale fortemente alterato nelle zone di faglie ovvero di ammassi fortemente fratturati non previsti durante gli studi preliminari (quelli che vengono chiamati "imprevisti geologici").

È evidente quindi come nel processo di progettazione la caratterizzazione geotecnica degli ammassi rocciosi attraversati gioca un ruolo fondamentale. La scelta dei legami costitutivi e dei criteri di resistenza che meglio descrivono il comportamento meccanico dei materiali coinvolti è strettamente correlata non solo alla tipologia di ammasso roccioso coinvolto ma anche al metodo di analisi che si intende applicare e alla tipologia di fenomeno di instabilità che si studia. Approcci del continuo e del discontinuo richiedono una caratterizzazione meccanica approfondita non solo della roccia intatta ma anche del sistema di fratture che interessano l'ammasso roccioso esplicitandone non solo le condizioni di resistenza ma, e forse soprattutto, anche quelle geometriche di orientazione, continuità e spaziatura. Approcci del continuo equivalente, utili quando il grado di fratturazione

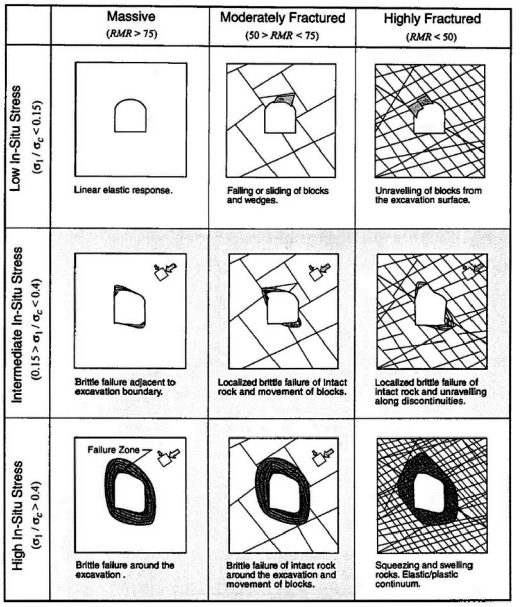


Figura 2. Condizioni di rottura al contorno dello scavo in relazione allo stato tensionale di sito e della qualità dell'ammasso roccioso (Hudson, 1995).

aumenta rispetto alla scala del problema, richiedono che le caratteristiche dei sistemi di frattura siano tenute in conto implicitamente nelle leggi matematiche descriventi il comportamento meccanico, attraverso processi empirici di omogeneizzazione basati tipicamente sulla definizione della qualità dell'ammasso roccioso (RMR, Qsystem, GSI).

In entrambi i casi le proprietà meccaniche delle rocce e delle discontinuità devono essere determinate sul campo attraverso l'impiego di molteplici strumenti applicabili a diverse scale. Nell'analisi di ammassi rocciosi come mezzi continui equivalenti queste informazioni vengono omogenizzate al fine di trovare un mezzo "sintetico" che modifica le proprietà della matrice rocciosa sulla base del suo grado di fratturazione.

Le ipotesi fatte nelle fasi di progettazione devono essere costantemente validate durante l'esecuzione degli scavi con l'applicazione del metodo osservazionale. Essendo queste opere poste a grande profondità la caratterizzazione diretta degli ammassi rocciosi è di complessa definizione, se non durante la fase realizzativa. La progettazione di queste opere deve quindi essere basata su una approfondita fase conoscitiva caratterizzata da un approccio multiscala: alla grande scala gli studi geologici, geostrutturali, idrogeologici consentono la definizione dei principali lineamenti geologici come la presenza di grandi strutture come faglie e delle loro caratteristiche, la presenza di eventuali battenti idraulici e la definizione delle sezioni stratigrafiche con l'individuazione delle litologie interessate dagli scavi; le indagini in sito e i rilievi di ammassi rocciosi affioranti consentono di avere indicazioni di massima sui sistemi di discontinuità; i sondaggi, spinti alle profondità di interesse dell'opera in progetto, consento il prelievo di campioni che possono essere investigati anche alla scala del laboratorio per la caratterizzazione fisico, petrografica e meccanica dei materiali interessati.

Queste azioni che vengono eseguite preliminarmente al progetto devono essere integrate costantemente anche durante la fase realizzativa al fine di applicare il metodo osservazionale che si basa proprio su una fase conoscitiva continua degli ammassi rocciosi scavati interagendo con quella di progettazione, sino al completamento dell'opera, integrando informazioni preliminari, utili a definire scenari attraverso l'impiego di modelli numerici, con dati monitorati e indagini eseguite durante la realizzazione degli scavi.

In questa relazione, dopo un'analisi delle differenti problematiche che possono interessare le operazioni di scavo di gallerie profonde realizzate in differenti tipologie di ammasso roccioso in relazione anche alle condizioni di stato tensionale pre-esistente, si descrivono le fasi conoscitive e le tecniche impiegabili alle varie scale necessarie per l'acquisizione di tutte le informazioni utili alla fase di progettazione, con particolare riferimento alle tecniche più innovative.

2 Caratterizzazione geomeccanica di rocce, discontinuità e ammassi rocciosi

La caratterizzazione meccanica di rocce intatte, discontinuità e ammassi rocciosi è un aspetto fondamentale nei processi progettuali di opere sotterranee. La letteratura di settore su queste tematiche è estremamente vasta e non è scopo di questa relazione descriverla nel dettaglio. Si descrive quindi nel seguito quanto previsto usualmente nella pratica progettuale ed indicato anche nelle raccomandazioni della Società Internazionale di Meccanica delle Rocce (ISRM, 2007, 2014) con particolare attenzione ad alcuni aspetti più innovativi che sono ormai entrati nella pratica sperimentale e di rilievo.

2.1 *Roccia intatta*

La caratterizzazione meccanica della roccia intatta viene definita attraverso prove di laboratorio condotte su provini di roccia, usualmente cilindrici, definendone sia le proprietà deformative che di resistenza. Sono eseguite classicamente prove di compressione monoassiale, triassiale e prove di resistenza a trazione dirette od indirette, in controllo velocità di carico e/o di deformazione, qualora si voglia cogliere anche la fase seguente al picco di resistenza per rocce che evidenziano comportamenti duttili o fragili (Walton, 2021). Il numero di prove deve tenere in conto la variabilità aleatoria naturale di questi materiali, eseguendo un numero di test sufficienti affinché i risultati siano statisticamente rappresentativi.

La direzione di azione dei carichi deve essere scelta considerando eventuali anisotropie microstrutturali che ne influenzano il comportamento alla scala del materiale, caratteristiche soprattutto di alcune rocce sedimentarie e metamorfiche che possono mostrare, ad esempio, comportamenti trasversalmente isotropi. In questo caso la caratterizzazione meccanica deve essere preceduta da analisi petrografiche che diano indicazioni specifiche sulla microstruttura della roccia intatta e la campagna sperimentale dovrebbe essere condotta eseguendo prove di laboratorio su campioni di roccia differentemente orientati rispetto ai piani di asimmetria strutturale (Figura 3).

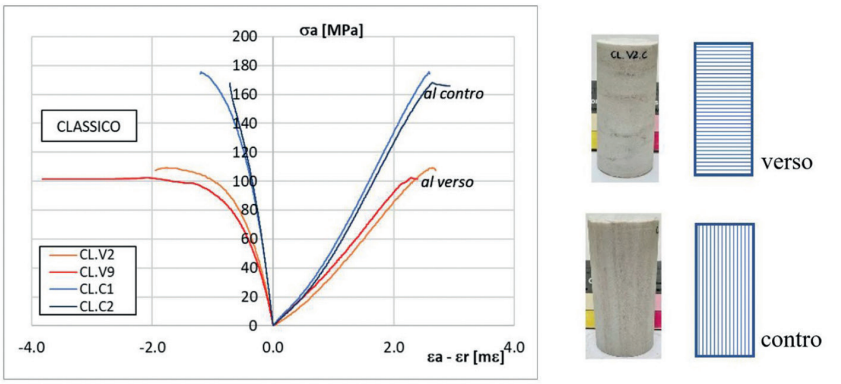


Figura 3. Curva sforzi-deformazioni ottenuta da prove di compressione monoassiale su campioni cilindrici di roccia trasversalmente isotropa (marmo dolomitico) eseguite lungo l'asse di anisotropia (verso) o lungo il piano di isotropia (contro).

Anche laddove si possa ipotizzare la presenza di comportamenti rigonfianti e/o spingenti, la caratterizzazione meccanica del materiale deve essere preceduta da un'analisi mineralogica e petrografica che dia conto, ad esempio, del grado di alterazione e della eventuale presenza di minerali argillosi (smectite, mortmorillonite). In questo caso risulta importante nella campagna sperimentale considerare l'effetto delle pressioni interstiziali e del tempo, con specifiche prove di creep in modo da avere indicazioni sull'evoluzione del comportamento deformativo.

La misura dell'evoluzione delle componenti deformative con lo stato di sollecitazione può avvenire attraverso misure eseguite con comparatori lineari (lvdt), strain gauges o attraverso più sofisticate tecniche di correlazione di immagini digitali (DIC) che consentono anche di identificare l'insorgere di localizzazioni deformative indicanti la formazione, l'evoluzione e la coalescenza di microcrack e fessure (Ferrero et al, 2007, Wubalem 2025). In Figura 4 si riporta la curva tensione-deformazione assiale determinata da prove di compressione monoassiale su un campione di marna (Ferrero et al, 2007) affiancata con uno delle prime applicazioni sperimentali della tecnica DIC con la mappatura dell'evoluzione della fessurazione superficiale e la comparazione con le fessure visibili ad occhio nudo nelle fasi post picco.

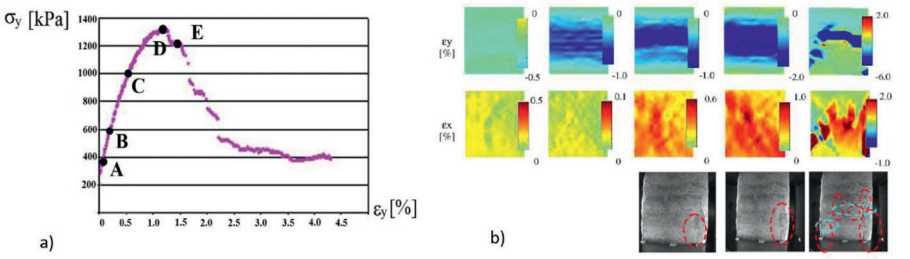


Figura 4. a) Curva sforzi-deformazioni ottenuta da prove di compressione monoassiale su un campione di marna e b) mappe delle deformazioni verticali (assiaali) e orizzontali (ey, ex) tramite le tecniche DIC (da Ferrero et al, 2007)

Il comportamento meccanico viene poi interpretato attraverso leggi costitutive, criteri di resistenza e leggi di flusso plastico o elasto-visco-plastico, che possano descrivere in maniera appropriata la relazione tra stato tensionale e stato deformativo e la sua eventuale evoluzione nel tempo entro i limiti di resistenza che caratterizzano il materiale.

Il comportamento elastico viene generalmente interpretato attraverso la legge di Hook generalizzata per un materiale elastico lineare, definendo il valore dei parametri elastici coerentemente con il grado di anisotropia evidenziato dalle prove di laboratorio (2 parametri, modulo di Young E e rapporto di Poisson ν, per comportamento isotropo, che diventano 5 per quello trasversalmente isotropo, 9 se ortotropo e 12 se completamente anisotropo). Dato che le rocce non mostrano in una prima fase un comportamento elastico lineare per la chiusura di eventuali pori o micro-crack, la definizione dei parametri elastici si riferisce nominalmente (ISRM, 1979) ad un livello di carico pari al 50% della resistenza a compressione monoassiale.

Le condizioni di rottura relativa alla matrice rocciosa sono definite attraverso il criterio lineare di Mohr-Coulomb, ovvero attraverso quello non lineare di Hoek e Brown espresso tipicamente nel piano delle tensioni principali efficaci da

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\sqrt{m\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1} \tag{1}$$

dove s_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta e m è un parametro caratteristico del litotipo.

Le prove di creep vengono eseguite in condizioni di tensione monoassiale o triassiale, mantenendo costante un livello di tensione inferiore a quello massimo e misurando l'evoluzione nel tempo delle deformazioni che può essere qualitativamente descritta dalla curva rappresentata in Figura 5 dove si possono osservare differenti fasi: una deformazione iniziale immediata e relativa al livello di carico raggiunto come rappresentativo della prova; una prima fase (I) definita primaria o transitoria caratterizzata da un andamento non lineare delle deformazioni, seguito da una fase (II) stazionaria pressochè lineare alla quale segue una fase (III) accelerata sino alla rottura per creep del provino. Differenti sono i modelli costitutivi (Debernardi e Barla, 2009; Tarifard et al, 2024) che possono simulare lo sviluppo nel tempo delle deformazioni e che possono essere implementati in metodi analitici o numerici per le applicazioni ingegneristiche. Tarifard (2024) riporta una revisione numerosa dei metodi empirici, sintetici combinati e basti sul comportamento micromeccanico della struttura della roccia che risponde ad azioni costanti con un comportamento elasto-visco-plastico dettato dalla formazione di micro-crack ed un'evoluzione del grado di danneggiamento della matrice

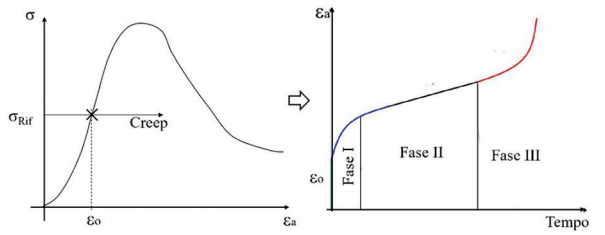


Figura 5. Schema dell'evoluzione nel tempo delle deformazioni in prove di creep su roccia intatta

2.2 *Discontinuità*

Il rilievo e la caratterizzazione delle discontinuità prevedono, attraverso acquisizione di misure in sito e prove di laboratorio, la determinazione delle caratteristiche geometriche (orientazione, spaziatura, continuità o persistenza), di superficie (rugosità, alterazione, apertura, riempimento) e del comportamento meccanico dei sistemi di frattura che interessano gli ammassi rocciosi. Sono attività fondamentali che permetto di caratterizzare i sistemi di fratture sia per analizzare i problemi del discontinuo, sia per considerare l'ammasso come un mezzo continuo equivalente.

I rilievi vengono condotti su affioramenti rocciosi o, più raramente, lungo fori di sondaggio e, se la numerosità dei dati acquisiti è sufficientemente alta, la loro elaborazione statistica consente di raggruppare le discontinuità in sistemi e di rappresentare la variabilità aleatoria dei parametri di geometrici caratteristici di ciascuna famiglia in termini di: orientazione (espressi in genere in termini di inclinazione, dip, e direzione di immersione, dip direction), spaziatura e persistenza.

Applicando approcci semplificati (Palmstrong, 1996, 2005) o vettoriali (Umili et al, 2024), quando i blocchi sono formati e delimitati da tre sistemi di discontinuità è possibile definirne il volume, note l'orientazione relativa tra i sistemi di discontinuità e le spaziature ad essi associate. Considerando opportune distribuzioni statistiche descriventi la variabilità in termini di orientazione e spaziatura, è possibile ricavare una distribuzione di volumi di blocchi caratterizzante il grado di fratturazione dell'ammasso analizzato.

L'impiego di tecniche di rilievo da non contatto (Ferrero et al, 2009; Migliazza et al, 2021) che basate su rilievi eseguiti con metodi fotogrammetrici o con laser scanner sono ormai pratiche consolidate ed impiegate soprattutto nei casi di affioramenti rocciosi di grandi estensioni, non facilmente raggiungibili o che manifestano condizioni di pericolo di distacco di blocchi per gli operatori. L'uso di queste tecniche consente l'acquisizione di numerosi dati di orientazione e spaziatura, statisticamente rappresentativi delle condizioni degli ammassi studiati.

Il rilievo di non-contatto si basa sull'interrogazione della nuvola di punti o del modello digitale di superficie (DSM) nelle aree in cui presente una porzione esposta di superficie di frattura in modo da ottenerne anche descrizioni geometriche come orientazione e posizione e, quindi, spaziatura e lunghezze delle tracce.

Questi metodi si possono applicare su pendii naturali che su fronti di scavo; nel primo caso la morfologia del versante è impostata classicamente proprio sulle discontinuità, mentre nel secondo la superficie analizzata è per lo più formata da superfici di rottura create artificialmente dalle operazioni di scavo. Nel caso di fronti di scavo di galleria, ad esempio, la maggior parte della superficie avrà un'orientazione simile allo scavo e le superfici di discontinuità emersioni di limitate dimensioni, le nuvole di punti che ne descrivono la geometria devono avere ottime risoluzioni.

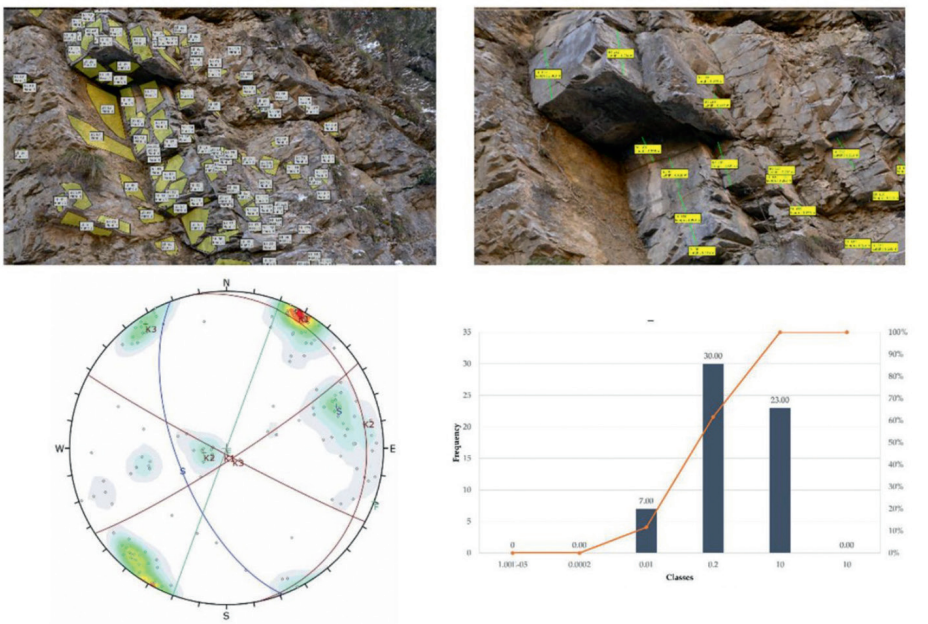


Figura 6. Rilievo con tecniche di non contatto dell'orientazione delle superfici di discontinuità e dei dati di spaziatura su modello digitale ricostruito con fotogrammetria applicata ad affioramenti naturali di superficie; proiezione stereografica equiarea dei piani rilevati e tracce dei sistemi principali; distribuzione di frequenza dei volumi (da Migliazza et al, 2021)

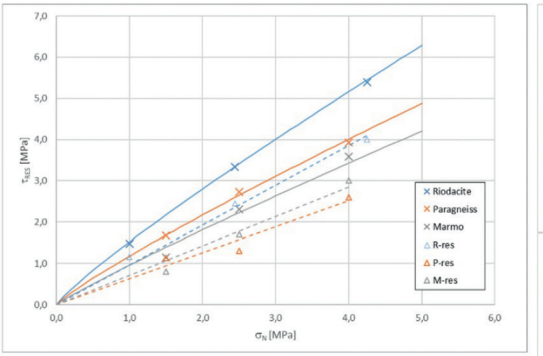
Le prove di taglio diretto consentono di definire le condizioni di resistenza a taglio offerte dalle discontinuità. Queste sono condotte su campioni di roccia contenenti una discontinuità formata ai quali viene applicato uno stato di tensione normale di confinamento e una azione di taglio crescente. Possono essere eseguite mantenendo costante lo stato tensionale di confinamento (prove a dilatanza libera e a carico costante) per simulare condizioni caratteristiche di problemi di stabilità superficiali, ovvero mantenendo vincolato lo spostamento nella direzione normale alla discontinuità (prove a dilatanza impedita), simulando una condizione più prossima a quelle di scavi in profondità.

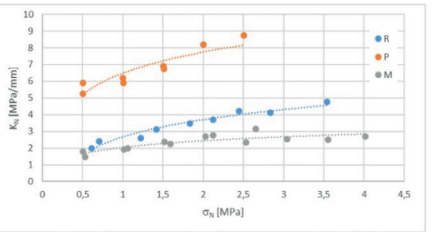
Le prove sono eseguite con una prima fase in cui viene applicato il carico normale e viene misurata lo spostamento nella stessa direzione. Durante la fase di taglio viene applicato una azione crescente parallela alla discontinuità e vengono contestualmente misurate le componenti normali e di taglio degli spostamenti indotti. Questo consente di definire i parametri deformativi associati al giunto espressi in termini di rigidezze normali kn e di taglio ks date dal rapporto tra tensione applicata e spostamento misurato.

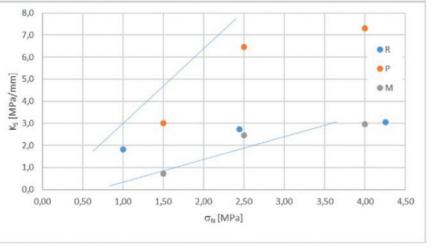
Per quanto riguarda la resistenza è necessario distinguere le condizioni di picco dalle condizioni residue. Mentre per discontinuità lisce, o in condizioni residue, il criterio di resistenza che meglio interpreta il comportamento meccanico a taglio è quello lineare di Mohr-Coulomb, per discontinuità rugose nella definizione della resistenza di picco, si impiegano criteri non lineari come quello di Barton (Barton e Bandis, 2017)

$$\tau_P = \sigma_N \left(\varphi_{RES} + JRC \cdot Log_{10} \frac{JCS}{\sigma_N} \right) \tag{2}$$

dove s_n è lo stato di tensione normale, f_{res} è l'angolo di resistenza residuo ottenuto dopo diversi cicli di taglio, JCS (joint compressive strength) è la resistenza a compressione delle superfici di discontinuità e JRC (joint roughness coefficient) è il parametro meccanico che quantifica il contributo della rugosità di superficie. I valori dei parametri JCS e JRC risentono di un effetto scala (Barton e Chouby, 1977) che deve essere tenuto in conto nelle applicazioni in campo.







	RIODACITE	PARAGNEISS	MARMO
ϕ_{RES} [°]	43,9	35,5	32,1
JCS [MPa]	52,5	69,7	155
JRC_{BA} [--]	7,4	7,7	5,3

Figura 7. Prove di taglio dirette lungo discontinuità eseguite a carico normale costante per tre tipologie di roccia. Inviluppi di resistenza di picco (Barton) e residuo (Mohr Coulomb) e relativi parametri, valori della rigidezza normale kn e tangenziale ks.

Nella Figura 7 sono riportati i risultati di alcune terne di prove di taglio diretto condotte cambiando lo stato di sollecitazione normale su discontinuità naturali rugose in diversi litotipi, riodacite, paragneiss e marmo. In questo caso le condizioni residue sono state raggiunte dopo cinque cicli di taglio sulla medesima discontinuità. In figura sono riportati anche i parametri del criterio di Barton: f_{res},

ottenuto analizzando le condizioni residue, JCS attraverso l'uso di sclerometri e JRC con regressioni lineari interpretando i risultati sperimentali.

2.3 *Ammasso roccioso*

La caratterizzazione degli ammassi rocciosi non può essere definita attraverso delle misure dirette ma passa dalla definizione di indici o classi di qualità che tengono in conto delle proprietà della roccia intatta, del grado di fratturazione e delle proprietà di resistenza delle discontinuità presenti. I sistemi maggiormente impiegati sono nella pratica ingegneristica sono i ben noti Rock Mass Raiting di Bieniawski (1973, 1989), il Q system di Barton (1974) e il Geological Strength Index GSI di Hoek (Hoek et al. 1998; Marinos and Hoek 2000, 2001).

Mentre i primi due vengono calcolati sulla base di combinazioni di punteggi asseganti a parametri della massa rocciosa ritenuti significativi (condizioni generali della matrice rocciosa, dei sistemi di discontinuità, presenza di acqua e di particolari stati tensionali in sito) il GSI è basato principalemente su una stima visiva del grado di fratturazione dell'ammasso roccioso e dello stato delle discontinuità. Cai et al. (2004) propongono anche per il GSI un approccio quantitativo basato sulla stima del volume caratteristico (correlato al grado di fratturazione) e della resistenza al taglio delle discontinuità (correlata alle caratteristiche generali dei giunti).

La deformabilità di un ammasso roccioso può essere stimata proprio a partire dai valori degli indici di qualità. Zangh (2017) riporta una revisione sufficientemente esaustiva riguardo le numerose correlazioni empiriche proposte da vari autori.

Le condizioni di resistenza sono definite attraverso il criterio generalizzato di Hoek e Brown (2019), espresso sul piano delle tensioni principali dalla

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\left(m_b\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \tag{3}$$

dove m_b, s e a sono i parametri del criterio esprimibili in funzione delle proprietà della roccia intatta (mi) della qualità dell'ammasso roccioso (GSI) e del grado di disturbo indotto dalle condizioni di scavo (D)

$$\begin{aligned} m_b &= m_i \exp[(GSI - 100)/(28 - 14D)] \\ s &= \exp[(GSI - 100)/(9 - 3D)] \\ a &= 1/2 + 1/6\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \end{aligned} \tag{4}$$

3 Condizioni di Instabilità in gallerie profonde

È evidente come le azioni di scavo in ammassi rocciosi, naturalmente caratterizzati da uno stato tensionale di sito più o meno nota, inducano una loro ridistribuzione al contorno dei vuoti inducendo stati deformativi più o meno gravosi.

I problemi di instabilità connessi sono strettamente correlati alle caratteristiche specifiche degli ammassi rocciosi attraversati. In ammassi rocciosi massivi e competenti con un basso grado di fratturazione, caratterizzato da sistemi di discontinuità spaziati e sufficientemente continui, due sono i principali fenomeni di instabilità che si possono incontrare: instabilità di blocchi o cunei definiti dall'intersezione di discontinuità esistenti e instabilizzati principalmente dalla forza di gravità; fenomeni di "spalling-slabbing" causate da stati tensionali indotti nella matrice rocciosa e che ne causano una laminazione per rottura fragile. Nel primo caso è necessario conoscere e caratterizzare geometricamente e meccanicamente i sistemi di discontinuità presenti, nel secondo gioca un ruolo fondamentale il comportamento meccanico della roccia intatta.

In gallerie scavate in ammassi rocciosi molto fratturati, possono manifestarsi problemi associati a comportamenti più lenti ma altrettanto significativi che includono fenomeni di swelling e/o di

squeezing. Nel primo caso si ha un fenomeno di rigonfiamento che si manifesta in rocce o terreni argillosi, spesso associato alla presenza di minerali smectitici che hanno la capacità di assorbire acqua, causando un aumento di volume. È tipico di ammassi rocciosi costituiti, ad esempio da scisiti argillosi o rocce evaporitiche. Lo squeezing, o comportamento spingente, è un fenomeno di deformazione plastica lenta, che si sviluppa nel tempo (creep), che induce grandi deformazioni e che progredisce alche dopo il completamento della galleria provocando potenziale instabilità strutturale a lungo termine. È tipico di ammassi rocciosi estremamente fratturati ed alterati, presenti soprattutto nelle zone di contatto tettonico o di faglia (gneiss, micascisti e calcescisti argille, argille marnose).

Le pressioni idrauliche esercitate dall'acqua presente principalmente nei sistemi di frattura o concentrate nelle bande di taglio associate a sistemi di faglia, possono amplificare gli effetti destabilizzanti sopra descritti, richiedendo un'attenzione particolare durante la progettazione dell'opera, ma anche durante le fasi di monitoraggio e di rilievo durante la sua realizzazione. Infatti, le variazioni impreviste nelle formazioni geologiche attraversate possono complicare ulteriormente il processo di scavo, introducendo condizioni non previste che richiedono modifiche al progetto e adattamenti immediati. Quest'ultimo aspetto gioca un ruolo fondamentale nel processo di progettazione soprattutto quando sono previsti scavi meccanizzati con TBM caratterizzati da un adattamento marginale alle variazioni della risposta meccanica dei mezzi attraversati.

3.1 *Distacchi di blocchi*

Il distacco di blocchi dalla calotta, lungo i fianchi o dal fronte di una galleria è un problema del discontinuo definito dalla presenza di sistemi di fratture che, intersecandosi con le pareti di scavo, formano dei blocchi cinematicamente removibili ed instabili mobilitati principalmente dall'azione di gravità. Solitamente riguardano problemi di instabilità locale che possono essere individuati, analizzati e stabilizzati conoscendo le proprietà geometriche (orientazione, spaziatura e continuità) e meccaniche delle discontinuità presenti, mentre la roccia intatta non gioca alcun ruolo se non quello di offrire resistenza lungo i piani di discontinuità nel caso questi non siano continui (presenza di ponti di roccia).

È evidente come il rilievo continuo delle discontinuità durante le fasi di scavo permetta di valutare la variazione delle caratteristiche geometriche dei sistemi di fratture per definire ed anticipare il possibile distacco di blocchi ponendo in opera opportuni sistemi di supporto o rinforzo (generalmente chiodature o bullonature).

Da un punto di vista meccanico risulta necessario stimare la resistenza a taglio offerta lungo i potenziali piani di scivolamento, tenendo in conto dell'eventuale presenza di ponti di roccia e delle condizioni al contorno. Per gallerie profonde, infatti, i possibili cinematismi di scivolamento di blocchi potrebbero essere confinati impedendo di fatto il manifestarsi di spostamenti normali (dilatanza impedita), aumentandone la tensione di confinamento nel caso di discontinuità rugose.

3.2 *Rotture fragili (Spalling)*

Il rockburst o colpo di tensione è un fenomeno di rottura fragile che avviene improvvisamente con un elevato rilascio energetico. Può avvenire in ammassi roccioso poco fratturati, poco deformabile, molto resistenti ma caratterizzati da un comportamento di tipo fragile e soggetti ad elevati stati tensionali. Sono fenomeni estremamente violenti e pericolosi perché poco prevedibili sia in termini temporali che spaziali, anche se caratterizzati da rilasci microsismici molto prossimi all'instabilità per una progressiva fratturazione che si sviluppa e manifesta nella eiezione di volumi rocciosi dalle pareti di scavo. I microsismi che di poco precedono il collasso e testimoniano il progressivo sviluppo di fratture, possono essere misurati con opportuni sistemi di monitoraggio in sito con il rilievo di emissioni acustiche.

Tra i fenomeni legati ad un comportamento fragile degli ammassi rocciosi e più frequente nelle gallerie è quello definito come spalling. Già Tezaghi (1946) fornì uno dei primi tentativi di descrivere il comportamento della roccia che egli indica come "popping rock", oggi chiamato appunto

spalling come: “formazioni rocciose dalle quali si formano improvvisamente delle lastre sottili di roccia dopo che la roccia è stata scavata in una cava o in un tunnel. Il sollevamento si verifica normalmente solo in rocce dure allo stato intatto. Nei tunnel le lastre si staccano dai lati o dal tetto del tunnel. Popping è stato trovato solo in rocce dure e fragili”.

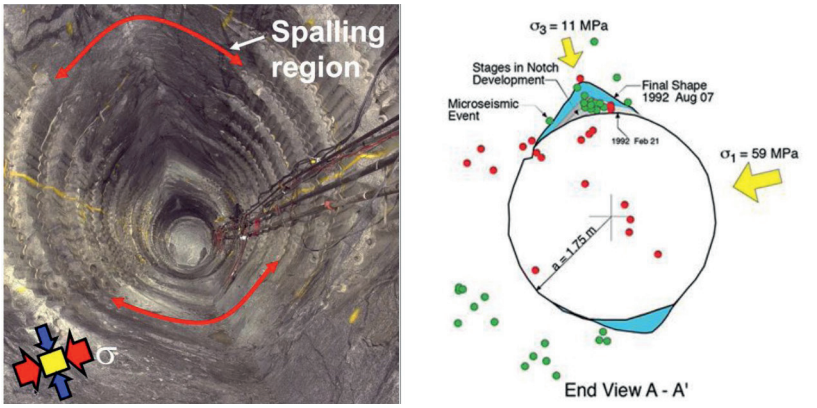


Figura 8. Esempio e schematizzazione del fenomeno di spalling (Martin D. 2019)

È prevalentemente una rottura per trazione che avviene nella roccia intatta in prossimità dello scavo quando soggetta ad uno stato di compressione confrontabile con la resistenza della roccia intatta. La posizione, l’estensione e la forma del volume che si distacca è fortemente dipendente dallo stato tensionale anisotropo in sito e dalla presenza di fratture pre-esistenti che complicano i meccanismi di distacco. La roccia integra di frattura con la formazione di superfici di discontinuità parallele alla superficie di scavo formando delle lamine che si sollevano e si distaccano, con spessore variabile da qualche millimetro a qualche decina di centimetri a seconda delle condizioni della roccia. Il volume di distacco ha classicamente una forma a V allungata lungo la direzione di tensione principale minima caratterizzante lo stato di tensione in sito.

Non esistono raccomandazioni o normative di riferimento per l’esecuzione di prove specifiche che permettano l’individuazione di un potenziale fenomeno di spalling. I metodi suggeriti dalla letteratura tecnica (Martin 2014, Read, 2004, Andersson et al., 2009) fanno riferimento ad approcci empirici supportati da evidenze sperimentali in sito che mostrano come l’entità dello stato tensionale indotto in corrispondenza delle pareti di scavo in cui si manifestano le rotture risulta decisamente inferiore alla resistenza a compressione monoassiale di picco della roccia intatta.

Le relazioni empiriche proposte si basano sul confronto tra lo stato di tensione di sito in corrispondenza del quale si sono manifestati fenomeni di spalling e la curva sforzi deformazioni della roccia intatta ottenuta con prove di compressione monoassiale in laboratorio. È noto come la curva sforzi deformazioni di una roccia intatta mostri un primo tratto elastico ma non lineare (Figura 9) che corrisponde alla chiusura dei microcrack presenti; questo è seguito, all’aumentare delle sollecitazioni, da una incipiente propagazione stabile delle microfessure (CI) che diventa in seguito instabile sino a raggiungere le condizioni di picco.

Nicksiar & Martin (2013) mostrano come l’incipienza del fenomeno di spalling in sito si manifesti con uno stato tensionale confrontabile a quello in cui si misura l’incipienza della microfessurazione (CI) in laboratorio che, pertanto, ne rappresenta un limite inferiore.

Il livello di inizializzazione delle microfratture CI (crack initiation) può essere definito attraverso prove di laboratorio attrezzando non solo con opportuni strain guages i campioni di roccia ma eseguendo misure di emissioni acustiche in grado di cogliere l’insorgere di nuovi microcraks ed analizzando le curva sforzi-deformazioni risultanti; ovvero è possibile impiegare le tecniche di correlazione di immagine (DIC) che consentono di evidenziare, almeno sulla superfice del campione, l’insorgere e l’evoluzione delle microfratture durante l’intera durata della prova (Ferrero et al, 2008;Wubalem et al, 2025).

Le analisi condotte su differenti tipologie di roccia (Nicksiar & Martin, 2013) mostrano (Figura 10) come il valore di CI sia all'incirca pari a 0,45 s_{ci}.

Una volta noto CI è possibile confrontarlo con il valore di stato tensionale massimo lungo le pareti di scavo pari a smax = 3 s1 – s3, se la galleria è circolare (Kirsh), ovvero da modelli numerici in campo elastico per geometri più complesse. Le condizioni di incipienza relative allo spalling si hanno qualora:

$$\frac{UCS}{\sigma_{MAX}} \geq 0.4 \tag{5}$$

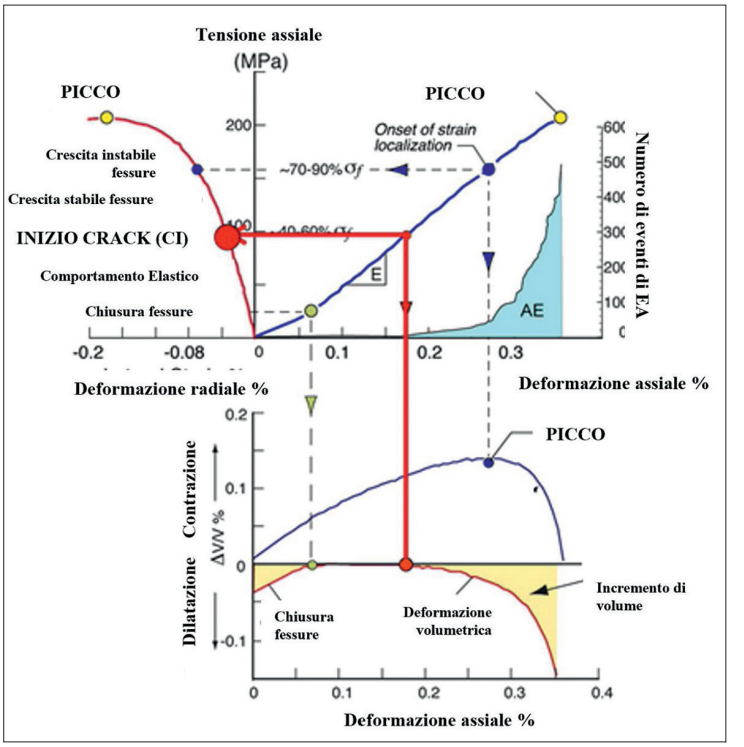


Figura 9. Interpretazione della curva tensione-deformazione ottenuta da prove di compressione monoassiale su roccia intatta per la determinazione del livello tensionale CI di inizializzazione della microfratturazione (da Martin, 2019).

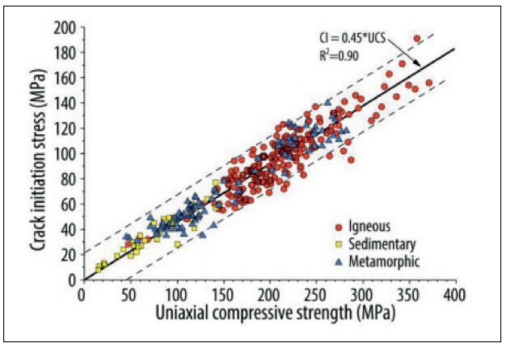


Figura 10. Livello di inizializzazione della microfratturazione (CI) d prove di laboratorio su differenti tipologie di roccia (Nicksiar e Martin, 2013).

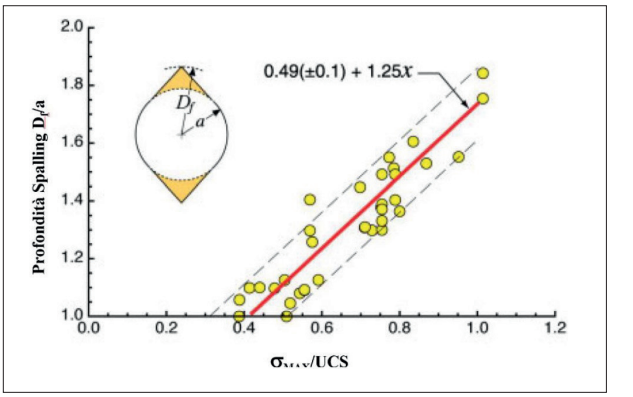


Figura 11. Estensione della zona interessata da spalling (da Martin, 1999).

Come definito sopra, la porzione di ammasso soggetta a rottura fragile ha classicamente una forma a V diretta lungo la direzione principale minima (s_3) e con un'estensione Dt funzione della dimensione dello scavo e dello stato tensionale. Questa può essere definita in prima approssimazione considerando quanto proposto da Martin et al. (1999) sulla base di numerosi case histories.

Il fenomeno di rottura fragile nelle zone di spalling è caratterizzato da una laminazione progressiva del materiale, inizialmente continuo, attraverso una serie di fratture parallele alla parete di scavo che formano delle lastre con spessore variabile da qualche millimetro a qualche decina di centimetri a seconda delle condizioni di sito.

L'estensione delle zone di rottura può essere analizzata anche attraverso modellazioni numeriche che devono poter considerare l'evoluzione del fenomeno di rottura fragile di una materiale inizialmente integro e caratterizzato da una laminazione progressiva. In questo caso i modelli numerici impiegati devono poter considerare inizialmente l'ammasso roccioso come un mezzo continuo ed essere in grado di simulare la progressiva fratturazione caratterizzante questo fenomeno di instabilità con una diminuzione della coesione del mezzo nella fase pre-picco (corrispondente alla formazione e propagazione delle fratture) ed un comportamento puramente attritivo nella fase post-picco. Possono essere impiegati modelli numerici continui, discontinui (Shin, 2010) o ibridi.

Nel caso di modelli continui devono essere implementate leggi di comportamento meccanico complesse in grado di legare la mobilizzazione della resistenza alla deformazione plastica (Cabezas e Vallejos, 2022) con approcci disaccoppiati che prevedono una diminuzione di coesione ed un aumento di angolo d'attrito con l'aumento delle deformazioni plastiche; generalmente viene impiegato il criterio di resistenza di Hoek e Brown generalizzato (Hoek et al, 2002) in cui i parametri a, s e m sono legati alle condizioni di incipienza di spalling (CI) misurata in laboratorio, alla resistenza a compressione monoassiale della roccia UCS e alla resistenza a trazione ottenuta con prove brasiliane per considerare l'effetto del confinamento. I parametri, proposti da Diederichs et al. (2010), sono riportati in Tabella 1 e il processo di transizione delle condizioni di resistenza è rappresentato in Figura 12.

Tabella 1. Parametri del criterio generalizzato dei Hoek e Brown per la modellazione di fenomeni di spalling (Diederichs et al, 2010).

Parametri criterio di Hoek e Brown	**a**	**s**	**m**
Limite coesivo di picco	$\frac{CI}{UCS}$	$\left(\frac{CI}{UCS}\right)^{\frac{1}{a}}$	$s\left(\frac{UCS}{\lvert T\rvert}\right)$
Condizioni residue	0.75	0.0001	da 7 a 10

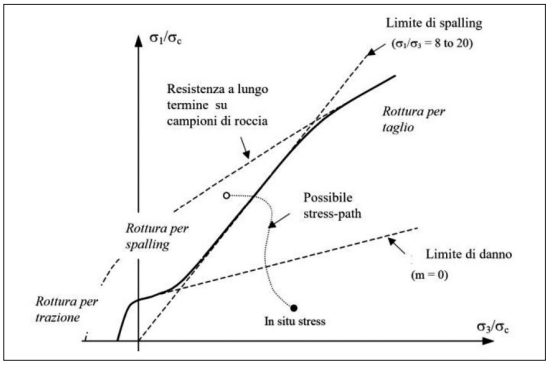


Figura 12. Andamento del criterio di HB per considerare la transizione tra la condizione pre picco e quella post picco nell'analisi di spalling (da Diederichs, 1999; Kaiser et al, 2000).

3.3 *Grandi deformazioni (Ammassi spingenti e rigonfianti)*

Il fenomeno di squeezing (o rigonfiamento) è un fenomeno caratterizzato da grandi deformazioni dipendenti dal tempo che si manifestano al contorno dello scavo ed è associato essenzialmente a comportamento di creep in condizioni plastiche (con deformazioni irreversibili) derivante da tensioni tangenziali elevate che superano le condizioni di resistenza (Barla, 1995). Queste deformazioni possono terminare durante la costruzione della galleria o progredire per lunghi tempi, provocando l'insorgere di azioni elevate sui rivestimenti definitivi.

Diversi sono i casi di gallerie che hanno mostrato fenomeni di grandi deformazioni a partire dal primo grande tunnel ferroviario del Frejus realizzato nel XIX ma anche gallerie di base o più superficiali che attraversano sia l'arco Alpino (Tunnel di base Torino – Lione; Galleria del Gottardo; Galleria del Lotschberg; Galleria idraulica di Pont Ventoux) che la catena appenninica (galleria Raticosa e galleria San Donato).

È un fenomeno che si può manifestare in gallerie realizzate sia a debole che elevata profondità (Barla, 2005), in ammassi rocciosi complessi dal punto di vista geologico e geomeccanico, fratturati o alterati e spesso in corrispondenza di strutture tettoniche come le faglie. In questo caso possono essere presenti delle vere e proprie zone di taglio, aventi spessori anche rilevanti che possono raggiungere decine di metri e oltre, caratterizzate dalla presenza di cataclasiti o miloniti, quindi rocce estremamente alterate e degradate, che possono presentare componenti anche rilevanti di minerali argillosi. In queste strutture spesso si concentrano anche flussi di acqua profondi caratterizzati da elevate pressioni. In questi casi la componente mineralogica può giocare un ruolo fondamentale, soprattutto in presenza di acqua, e le condizioni di materiale deformabile per comportamento prettamente viscoso (creep) si possono sommare ad un comportamento rigonfiante (swelling), complicando ulteriormente i fenomeni deformativi.

L'evoluzione delle deformazioni plastiche nel tempo sono funzione non solo delle condizioni di sito (caratteristiche ammasso roccioso, stato tensionale, presenza di acqua, …) ma anche dei metodi di scavo applicati (convenzionale o meccanizzato), dei supporti installati (rigidi o deformabili) e delle sequenze di scavo realizzate (piena sezione o sezione parzializzata). È evidente, quindi, come

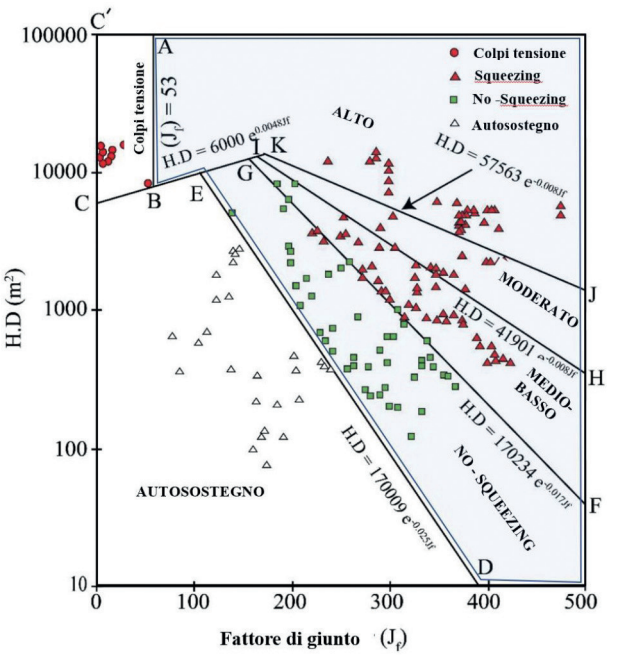


Figura 13. Diagramma che definisce diversi livelli di squeezing sulla base del prodotto tra profondità H e dimensione B della galleria e il fattore di giunto Jf (modificato da Dwivedi et al., 2019).

la capacità di prevedere possibili comportamenti deformativi legati a fenomeni di squeezing e/o swelling è uno dei passi fondamentali nella progettazione delle gallerie.

Diversi sono i metodi metodi empiri e semiempiri (Das, 2023) proposti nella letteratura tecnica che sono stati sviluppati, sulla base anche di case histories, per definire la propensione al manifestare importanti fenomeni deformativi al contorno dello scavo, quello che viene definito come "swelling ground contition" (SGC).

I medoti empiri (Singh. et al, 1992; Goel et al., 1995; Singh e Goel, 2011; Jimenez e Recio 2011; Dwivedi et al., 2019) pongono l'occorrenza di questi fenomeni in relazione alla profondità (H) e alla dimensione (B) della galleria, alla qualità dell'ammasso roccioso espressa attraverso l'indice Qsystem (Barton, 1974) nella sua versione completa, ovvero attraverso alcuni suoi parametri come il rock mass number N (pari a Q calcolato considerando un Stress Reduction Factor SRF uguale ad 1) ovvero il parametro Jf che rappresenta le condizioni (alterazione e rugosità) dei sistemi di frattura presente. I metodi definiscono, sostanzialmente, una profondità H espressa in funzione della qualità dell'ammasso roccioso che funge da limite inferiore per considerare il manifestarsi di tali processi. Alcuni metodi (Dwivedi et al., 2019) consentono di prevedere anche la severità di tale fenomeno, tanto più marcata quanto più elevato è il livello di deformazione atteso.

I metodi semiempirici (Jethwa et al., 1984; Aydan et al., 1993; Barla, 1995; Hoek, 1999) forniscono una prima stima delle deformazioni attese al contorno degli scavi che consente di suddividere la propensione ad un comportamento spingente in differenti livelli di severità.

Tabella 2. Livelli di deformazione dell'ammaso roccioso in corrispondeza delle pareti di scavo per la definizione di livelli di severità di squeezing ottenuti con metodi semiempirici (Singh et al, 1995; Aydan et al., 1993; Hoek, 2001).

Classe	*Singh et al, (1995)*		*Aydan et al (1993)*		*Hoek (2001)*	
	Livello	**deformazione [%]**	**Livello**	**deformazione [%]**	**Livello**	**deformazione [%]**
1	Lieve o minore	– 3.0	No	< 1.0	Minore	<1
2			Lieve	– 2.0	Severo	1-2.5
3	Moderato o severo	3.0 – 5.0	Medio	2.0 – 3.0	Molto severo	2.5 – 5.0
4	Alto o molto severo	> 5.0	Alto	2.0 – 5.0	Molto severo	5.0 – 10.0
5			Molto Alto	> 5.0	Estremamente severo	> 10.0

Quando ci si riferisce a condizioni spingenti è importante definire l'entità attese delle convergenze associate ai fenomeni di squeezing ma anche la velocità con cui esse si manifestano, l'estensione della zona di plasticizzazione al contorno della galleria. Queste dipenderanno dalle condizioni geologiche, dallo stato tensionale di sito, dalla presenza di acqua e delle condizioni di flusso e di pressione neutra e, ovviamente, dalle proprietà dell'ammasso roccioso.

Questa fondamentale fase di progettazione deve prevedere:

- la caratterizzazione meccanica della roccia intatta attraverso prove triassiali utili a definire le condizioni di deformabilità e resistenza e prove di creep per misurare la variazione di deformazione con il tempo
- il comportamento meccanico deve essere descritto attraverso legami costitutivi, criteri di resistenza, leggi di flusso plastico in grado di descrivere il comportamento elasto-visco-plastico della roccia intatta
- queste leggi devono essere poi implementate in modelli numerici, generalmente condotti con approcci continui tridimensionali (FEM o FDN), al fine di simulare passo-passo la realizzazione degli scavi, riproducendo i percorsi di sollecitazione analoghi a quelli caratterizzanti le condizioni di sito, e la posa in opera dei sistemi di sostegno e/o rinforzo.

Uno degli aspetti progettuali più delicati e difficili in questo processo è proprio la difficoltà di valutare il comportamento della massa rocciosa nel tempo attraverso l'esecuzione di prove di laboratorio su campioni di roccia intatta.

Il comportamento di ammassi rocciosi alla scala di sito non può essere definito attraverso prove di laboratorio a piccola scala, ma deve passare attraverso processi di calibrazione e validazione basati sul confronto tra i risultati di modelli numerici che riproducono il più fedelmente possibile le condizioni di scavo della galleria e quelli derivanti da dati di misura acquisiti in sito da sistemi di monitoraggio di grandezze riconosciute come rappresentative del problema in esame.

4 Indagini ed analisi ALLA scala regionale e di sito per la caratterizzazione degli ammassi rocciosi

La caratterizzazione geologica e geotecnica degli ammassi rocciosi interessati dallo scavo delle gallerie è una attività che riguarda le fasi conoscitive preliminari del progetto ma continua anche durante l'esecuzione dell'intera opera. Nelle fasi preliminari lo scopo principale è quello di acquisire tutte le informazioni utili per la progettazione delle gallerie, per la definizione delle più opportune tecniche di scavo e per il dimensionamento delle opere di sostengo e rinforzo utili a garantire le condizioni di sicurezza degli scavi. La definizione delle formazioni litogiche individuate come interessate dalle operazioni di scavo e della loro estensione in sotterraneo, consente di suddividere l'intero tracciato in domini omogenei per i quali si considera un grado di fratturazione caratteristico basato sulle analisi geostrutturali eseguite su affioramenti di formazioni superficiali analoghe.

Nella fase realizzativa ha la finalità di confermare quanto previsto nella fasi progettuali, valutare variazioni del comportamento meccanico dell'ammasso roccioso in relazione anche al suo stato di fratturazione, anticipare possibili formazioni con scarse qualità meccaniche (zone di faglia, ammassi estremamente deformabili e/o fratturati, importanti venute di acqua, etc), in modo da modificare in corso i sistemi di sostegno e/o rinforzo o intervenire opportunamente con opere di consolidamento preliminare per mantenere l'esecuzione degli scavi in condizioni di sicurezza.

Per fare ciò, oltre alla caratterizzazione petrografica, mineralogica, fisico-meccanica della matrice rocciosa costituente le formazioni incontrata, è necessario acquisire tutte le informazioni che, in maniera sintetica permettono di quantificare il grado di fratturazione degli ammassi e di identificare le principali strutture tettoniche, la loro estensione e lo spessore delle zone di taglio di eventuale materiale milonizzato o cataclastico.

Un importante ruolo in questo è definito da una parte dall'impiego di tecniche di rilievo avanzate che, grazie all'interpretazione di immagini aeree o satellitari, unitamente a tecniche di rilievo geostrutturali di non contatto, offre uno strumento di analisi integrato molto utile nelle fasi preliminari; dall'altra i cunicoli esplorativi offrono interessanti opportunità per caratterizzare gli ammassi rocciosi incontrati, ma anche per sperimentare nuove tecniche di indagine e mettere a punto modelli previsionali utili per la progettazione prelimiare di opere future.

4.1 *Rilievo del grado di fratturazione a differenti scale*

Maggiore è la profondità e l'estensione dell'opera in progetto, più profondi e numerosi saranno i sondaggi, i rilievi e le prove di caratterizzazione da eseguire per avare un'analisi accurata di tutte le proprietà rilevanti per il progetto. Risulta quindi necessaria l'ottimizzazione del processo di indagine per ottenere dati completi e affidabili per la progettazione dell'infrastruttura.

Dato il loro rapido sviluppo e la sempre maggiore accessibilità, i metodi automatici o semi-automatici di telerilevamento basati sull'analisi di foto satellitari e di modelli digitali del terreno (DTM) vengono sempre più impiegati a scala regionale (Bonetto et al, 2015), fornendo un utile mezzo a supporto ed integrazione delle indagini tradizionali per la definizione dei principali lineamenti geologici presenti sul territorio. Dall'altra parte, come è già stato anticipato, il sempre più frequente impiego di tecniche avanzate ed ormai consolidate come quelle fotogrammetriche e di laser scan-

ner, offre un potente strumento per il rilievo geostrutturale e la rappresentazione delle caratteristiche geometriche degli ammassi rocciosi anche per scavi sotterranei.

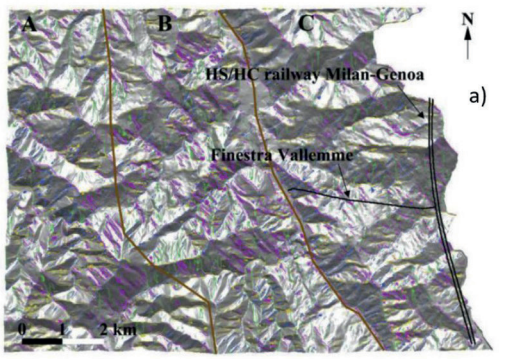
L'orientazione dei sistemi di discontinuità presenti alla scala locale non è disgiunta ed indipendente dalla disposizione spaziale dei lineamenti geologici, come pieghe e faglie. In entrambi i casi la loro formazione e disposizione è strettamente connessa agli stati tensionali e deformativi che hanno caratterizzato le fasi evolutive e la storia tettonica regionale e locale. Gli elementi strutturali (sistemi di discontinuità) che si osservano alla scala locale dell'affioramento o del fronte della galleria, ma anche quelli micrtostrutturtali che si osservano alla scala del provino (foliazioni e anisotropie) possono essere correlati alle strutture geologiche principali a più grande scala. Un approccio integrato multiscala, che correli le evidenze alla scale regionale con quelle alla scala locale si configura come un utile strumento previsionale per la pianificazione e l'ottimizzazione del processo di indagine.

Umili et al (2018) mostrano l'applicazione di un'analisi multiscala confrontando i risultati di un metodo semi-automatico per l'identificazione delle caratteristiche lineari su scala regionale, e quelli ottenuti attraverso rilievi tradizionali e di non contatto per il rilievo delle discontinuità ai fronti di scavo. In questo studio le metodologie proposte sono applicate all'analisi di un settore della galleria "Finestra Val Lemme" che costituisce un accesso laterale della galleria Terzo Valico del Giovi (Genova).

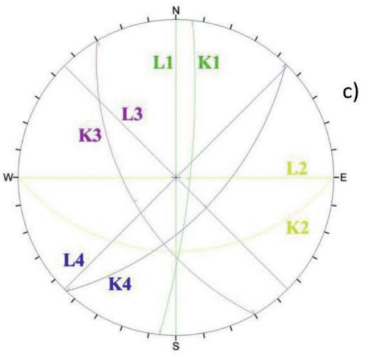
L'impiego del software Curvatool (Umili et al., 2013; Bonetto et al., 2015) applicato al DTM con una risoluzione di 1 punto ogni 10 m fornito dal portale della Regione Piemonte e esteso per un'area di 104 km^2 ha consentito, analizzando l'allineamento delle distribuzioni di creste ed avvallamenti, l'individuazione e la definizione dell'orientamento dei principali lineamenti geologici presenti nella zona (Figura 14.a).

Durante le fasi di scavo della galleria, le tecniche di rilievo fotogrammetrico dei fronti, già descritte precedentemente, sono state applicate in continuo un tratto di galleria ed applicati a 62 fronti di scavo, al fine di definire in maniera accurata l'orientazione dei sistemi di discontinuità caratterizzanti gli ammassi interessati dagli scavi (Figura 14.b).

Il forte accordo tra i risultati ottenuti (Figura 14.c) mostra le potenzialità di tali studi soprattutto nei casi in cui la letteratura offra informazioni geologiche, geomorfologiche e strutturali limitate o insufficientemente dettagliate.



a)



c)

b)

Set ID Lineamenti Geologici	Orientazione Direzione Principale	Direzione azimutale	Deviazione Standard
L1	N-S	0	20
L2	E-O	90	20
L3	NO-SE	135	20
L4	NE-SO	45	20

Set ID	Orientazione (Dip/ Dip Direction)	
Fronti di Scavo	Rilievi speditivi	Rilievi non-contatto
K1	80/094	88/105
K2	46/180	40/185
K3	56/260	52/240
K4	67/125	60/140
K5	57/309	--

Figura 14. a) Mappa dei principali lineamenti ottenuti tramite l'analisi Conftool; b) tabelle con i dati di orientazione ottenuti a scala regionale e locale (fronti di galleria); c) confronto in proiezione stereografica dei risultati dei rilievi a scala regionale e locale (da Umili et al, 2018).

4.2 *Acquisizione dati lungo cunicolo esplorativo*

Laddove l'importanza dei tunnel in progetto, l'incertezza nella definizione degli aspetti geologici e geotecnici delle formazioni attraversate, ad esempio per estensione e profondità delle opere o per la complessità del contesto geologico, vengono realizzati preliminarmente alle gallerie di linea dei tunnel esplorativi, spesso chiamati anche gallerie pilota.

Sono gallerie di diametro ridotto, realizzate per l'intera lunghezza ed in asse con quelle principali e la loro importanza risiede principalmente nell'essere comparabili di fatto a veri e propri sondaggi profondi di grandi dimensioni lungo i quali raccogliere informazioni vitali sul contesto geologico, geotecnico e idrogeologico dell'area interessata. Se la loro realizzazione comporta un costo iniziale aggiuntivo consistente, in realtà essa può portare ad una ottimizzazione dei costi complessivi generali del progetto. Permettono infatti di osservare direttamente le condizioni geologiche del sottosuolo, migliorando la comprensione delle caratteristiche delle rocce, delle discontinuità e delle zone di faglie presenti.

Questo è essenziale per identificare eventuali anomalie, come zone di frattura o stratificazioni instabili, che potrebbero influenzare il processo di scavo o la stabilità della galleria definitiva consentendo di meglio di valutare con anticipo e in dimensioni di scala ridotte, gli eventuali problemi di instabilità connessi a condizioni geologiche e geotecniche complesse o non precedentemente riconosciute, limitando e semplificando la gestione di tali rischi.

Permettono quindi di avere approcci più consolidati ed oggettivi riguardo la scelta del tracciato, le tecniche di scavo più opportune, come l'uso di tecniche convenzionali o di scavo meccanizzato con TBM, e di rinforzi strutturali applicabili, la scelta dei sistemi di ventilazione, drenaggio e del rivestimento definitivo, ovvero essere sede di realizzazione di opere di consolidamento che si rendessero necessarie per la realizzazione delle future gallerie.

Consentono, attraverso sistemi di monitoraggi in continuo, la validazione dei modelli preliminari di progetto attraverso l'applicazione del metodo osservazionale confrontando la risposta dei mezzi ottenuta dalle previsioni progettuali con osservazioni dirette, migliorando la precisione dei modelli geotecnici.

Con l'avanzamento della tecnologia, i tunnel esplorativi stanno diventando piattaforme per testare nuove soluzioni e metodi di monitoraggio. Ad esempio, tecniche di rilievo laser o fotogrammetriche, sensori per il monitoraggio in tempo reale delle deformazioni o l'impiego di nuove strumentazioni per riuscire a rilevare in anticipo eventuali zone problematiche.

Quando le gallerie vengono realizzate con tecniche meccanizzate l'acquisizione contemporanea dei dati caratterizzanti l'ammasso roccioso e le prestazioni della macchina di scavo, permettono la messa a punto di modelli previsionali in grado di aiutare la scelta della tipologia di TBM da impiegare.

Nel seguito viene riportata l'esperienza maturata durante la realizzazione del cunicolo esplorativo de "la Maddalena" scavato nell'ambito del progetto del tunnel di base Torino – Lione (Armetti et al, 2018).

4.2.1 *Tunnel esplorativo de "La Maddalena"*

L'opera ha una lunghezza complessiva di circa 7,5 km, di cui 3,6 km circa in allineamento alle due canne del tunnel di base. L'imbocco del cunicolo è localizzato al fondo del tratto terminale della valle Clarea, nel territorio del comune di Chiomonte (Torino) in valle di Susa, alla quota di 673 m s.l.m. Una volta completata, la galleria funge come accesso al cantiere del tunnel di base e, quando questo entrerà in funzione, come condotto di ventilazione, manutenzione e passaggio di sicurezza.

Il tunnel della Maddalena è scavato nel Massiccio d'Ambin, parte della Falda del Gran San Bernardo e appartenente strutturalmente al Dominio Pennidico medio. Questo massiccio affiora al confine tra Italia e Francia, formando una grande antiforme con una prominente culminazione assiale. La regione è influenzata da tre principali sistemi di faglie: il sistema di faglie "Mompantero – Colle delle Finestre", con direzione media NNE-SSW, associato alla "Linea Cenischia-Nizza"; Il sistema di faglie "Media Valle di Susa – Alta Valle del Chisone"; la zona di taglio del "Sangone", con

direzione media N110°-N120°, associata a movimenti estensionali e trascorrenti sinistrorsi rilevati tra Oulx e Bardonecchia.

Lo scavo del tunnel della Maddalena ha riguardato nello specifico i complessi di Ambin (gneiss) e Clarea (micascisti) riportati nella sezione geologica ricostruita in Figura 15, che sono stati suddivisi in tre domini omogenei dal punto di vista litologico e meccanico:

1. Dominio 1 (DI): è composto da gneiss del complesso Ambin, con una texture foliata data dall'alternanza di livelli sialici (quarzo e feldspati) e lepidoblastici (mica bianca). L'orientamento dei piani di foliazione è di 123°/50°, ma varia a causa delle pieghe (trend medio 325°, immersione di 60°). Interessa la galleria per una lunghezza di circa 800 m di galleria.
2. Dominio 2 (DII): rappresenta una zona di transizione con alternanza di livelli di gneiss e micascisti, in proporzioni variabili ed interessa la galleria per circa 400 m.
3. Dominio 3 (DIII): è costituito da micascisti del complesso Clarea. La foliazione è data da strati micacei e sialici, orientati 116°/31°, con variazioni in corrispondenza delle pieghe (asse orientato 281°/54°). Alcune zone includono quarzo-micascisti e una banda cataclastica tra 1800 e 2000 m. Interessa un tratto di galleria lungo circa 650 m.

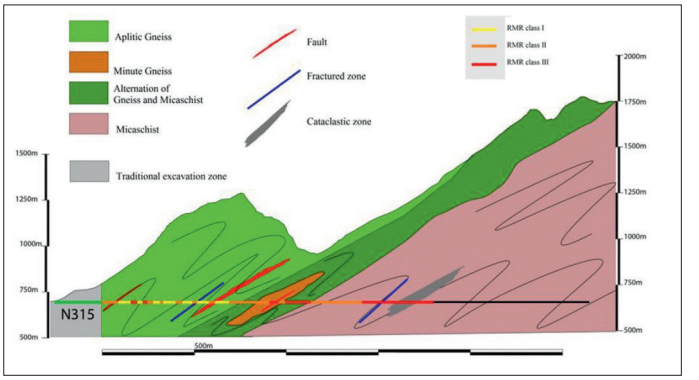


Figura 15. Sezione geologica longitudinale del tunnel de "La Maddalena" (Armetti et al, 2018).

La galleria è stata realizzata con una TBM aperta, con diametro di 6.30m e dotata di gripper laterali per l'avanzamento. La massa rocciosa incontrata ha una qualità complessiva buona, che garantisce condizioni di sicurezza accettabili nel sottosuolo, rendendo superflui elementi di rinforzo e/o supporto, in quanto la cavità è autoportante. Bulloni da roccia, centine d'acciaio e calcestruzzo spruzzato sono stati utilizzati solo in caso di intensa fratturazione (ad esempio, durante l'attraversamento di faglie o zone cataclastiche) o in aree localizzate con caratteristiche di massa rocciosa scadenti. Per la maggior parte della lunghezza, le pareti della cavità sono prive di elementi di supporto e di calcestruzzo proiettato, quindi le pareti del tunnel erano accessibili (in conformità con il tipo di TBM aperto). La profondità del tunnel varia tra 80 e 1000 metri dalla superficie.

Una lunghezza totale di 2010 m, suddivisa in sezioni di 10 m, è stata investigata per acquisire dati geologici e geotecnici delle masse rocciose e delle proprietà delle rocce intatte. Nella stessa tratta i dati prestazionali della TBM sono stati raccolti e registrati da un sistema di acquisizione specifico. I rilievi hanno permesso di descrivere le proprietà delle discontinuità nelle masse rocciose, come l'orientamento delle discontinuità e delle faglie, la spaziatura delle giunzioni, la persistenza, la rugosità, l'alterazione e il riempimento. Le proprietà fisico-meccaniche delle rocce intatte, come la resistenza alla compressione uniassiale (UCS) e il contenuto di quarzo, sono state determinate attraverso prove di laboratorio, test di carico puntuale e analisi mineralogiche.

Più di 1000 dati di orientazione sono stati rilevati con tecniche tradizionali ed analizzati, suddividendoli anche nei singoli domini, per definire la giacitura dei principali sistemi di discontinuità che risultata essere sostanzialmente costante lungo l'intera tratta della galleria; sono stati individuati tre principali sistemi: il sistema denominato K1 che si sviluppa anche in una foliazione ed è sub-parallelo all'asse della galleria ed i sistemi K2 e K3, meno frequenti del primo aventi una incli-

nazione di circa 60° e una direzione di immersione di 295° e 350°, pressoché simmetriche alla direzione di avanzamento (330° nord). L'orientazione dei singoli piani è stata anche valuta attraverso l'angolo α tra la direzione dell'asse della galleria e il piano di discontinuità, usualmente impiegato per descrivere l'influenza dell'orientazione dei piani sulle prestazione delle TBM (Bruland, 1998).

$$\alpha = \arcsin(\sin\alpha_f * \sin(\alpha_t - \alpha_s)) \quad (6)$$

dove α_f e α_s sono, rispettivamente l'inclinazione e strike dei piani di discontinuità e αt la direzione di scavo del tunnel espressa in gradi rispetto al Nord.

I dati di spaziatura sono stati analizzati per definire il grado di fratturazione dell'ammasso espresso in termini di Volumetric Joint Count (Jv; Palmstrom, 1995) pari al numero totale di discontinuità nell'unità di volume di ammasso, espresso come

$$Jv = \sum \left(\frac{1}{S_i}\right) + \left[\frac{N_{r5}}{5}\right] \quad (7)$$

dove Si è la spaziatura media e Nr5 è il numero di discontinuità casuali osservate lungo uno stendimento di 5 m di lunghezza.

Le altre condizioni dei giunti (rugosità, apertura, riempimento, continuità) sono state impiegate per definire il coefficiente Jc (Bieniwski, 1989) che rappresenta le condizioni generali delle discontinuità.

La resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta è stata valutata ogni 10 m di scavo attraverso sia i risultati di prove di compressione monoassiale, sia da prove di carico puntuale realizzate direttamente in sito ed interpretate attraverso la relazione proposta da by Broch and Franklin (1972):

$$\sigma_c = Is_{50} * 23.7 \quad (8)$$

dove I_{S50} rappresenta l'indice di resistenza determinato dalle prove e corretto rispetto ad un campione equivalente avente dimensione di 50 mm.

Per quanto riguarda il contenuto mineralogico è stata considerata la presenza di quarzo in quanto è quello che maggiormente influenza in termini di abrasività e durezza la vita degli utensili di taglio (cutter) presenti sulla testa di scavo. Valutazione importante perché la loro efficienza influenza le prestazioni dello scavo e la loro manutenzione prevede dei fermo-macchina non graditi.

In tutte le sezioni analizzate sono stati anche calcolati le classi di qualità in termini di RMR e GSI.

Nella Figura 16 sono riassunte le distribuzioie lungo la lunghezza della galleria di alcuni dei dati raccolti con la suddivisone nei vari domini (Armetti, 2018).

È possibile osservare come la resistenza a compressione assiale della matrice rocciosa varia tra 60-250 MPa, con un valore medio di 150 MPa. I Domini I e II hanno valori abbastanza variabili, mentre nel dominoi III si nota una transizione in cui UCS cresce, attestandosi poi su un valore abbastanza costante pari a quello medio.

Il contenuto di quarzo, espresso in termini percentuali, è stato misurato attraverso analisi mineralogiche di sezioni sottili. Le analisi petrografiche mostrano una diminuzione del contenuto dal dominio I al III in accordo alle formazioni attraversate: 55-60% negli gneiss del dominio I, 45-50% negli gneiss e micascisti e 25.35% nei micascisti.

Il valore di a che è stato calcolato per tutte le discontinuità misurate risulta costantemente variabile lungo l'intero tratto di galleria.

Il coefficiente volumetrico Jv legato alle spaziature, mostra un grado di fratturazione degli ammasi crescente dal dominio I al III.

Nella Figura 17 sono riportati gli andamenti lungo la galleria degli indici di qualità RMR e GSI. Nel Dominio I l'ammasso roccioso è di ottima qualità (valore medio di RMR pari ad 80) mentre nei Domini II e III si abbassa un po' mantenendosi comunque buona.

Durante la perforazione, i parametri operativi della macchina (velocità di avanzamento, spinta, ecc) sono stati misurati in continuo dal sistema acquisizione di cui è dotata la macchina di scavo. Questo ha permesso di trovare i valori di alcuni indici prestazionali che consentono di esprimere in maniera sintatica la propensione della massa rocciosa ad essere scavata.

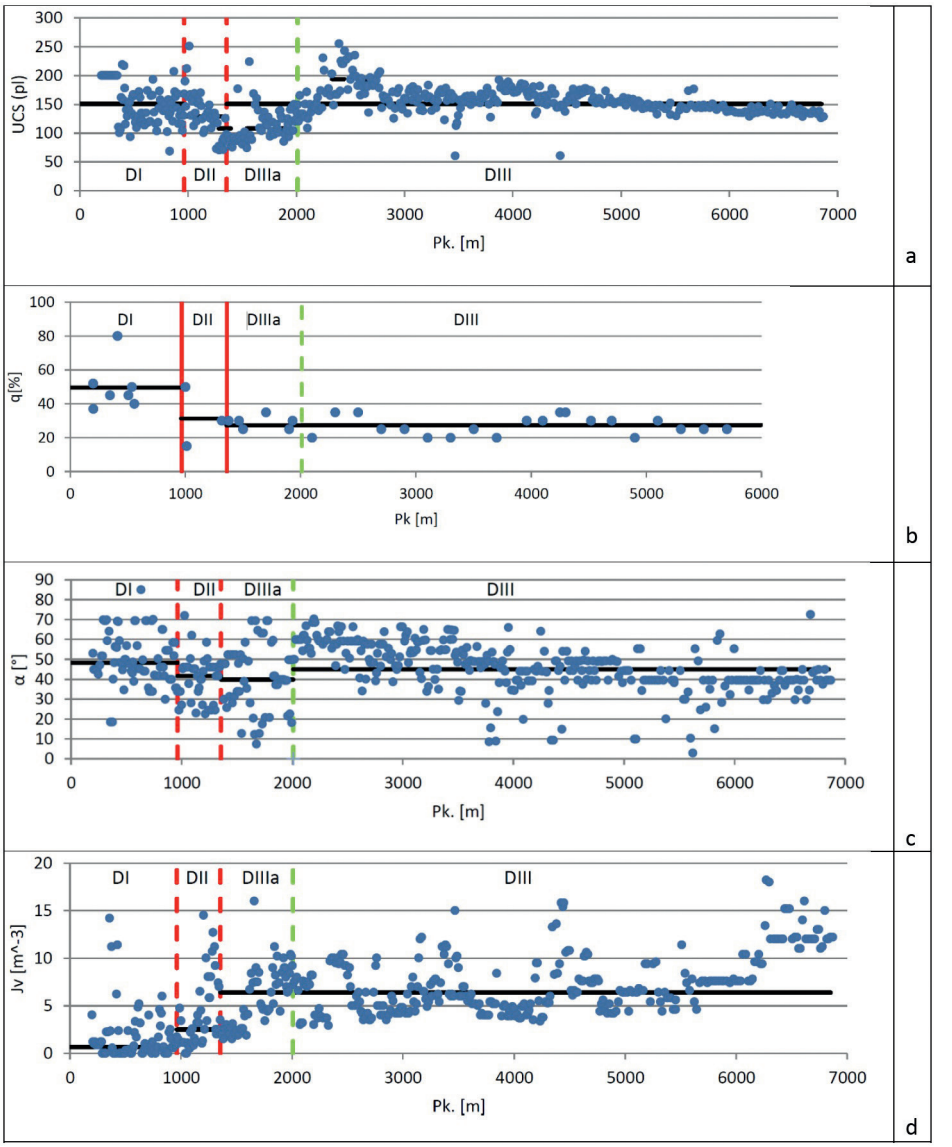


Figura 16. Andamento di alcuni dei parametri rilevati lungo lo sviluppo della galleria “la Maddalena”: a) resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta; b) contenuto percentuale di quarzo; c) angolo di inclinazione delle discontinuità rispetto alla direzione di avanzamento dello scavo; d) coefficiente volumentrico Jv (da Armetti, 2018).

In particolare sono stati calcolati il Penetration Rate (PR o ROP) e il Field penetration index (Nelson et al., 1983) Il primo è definito dalla:

$$ROP = Le / Te$$

dove Le è la lunghezza di scavo realizzata senza interruzioni e il tempo effettivo, espressa generalmente in m/h o in mm/min.

Il Field penetration index FP rappresenta la forza necessaria per ottenere una determinata penetrazione durante una singola rivoluzione della testa di scavo ed è dato dal rapporto dato dal rapport tra la forza totale agente su un singolo tagliente (Cutter) o sulla testa di sscao. Si misura in kN/cutter/mm/rev or in kN/mm/rev.

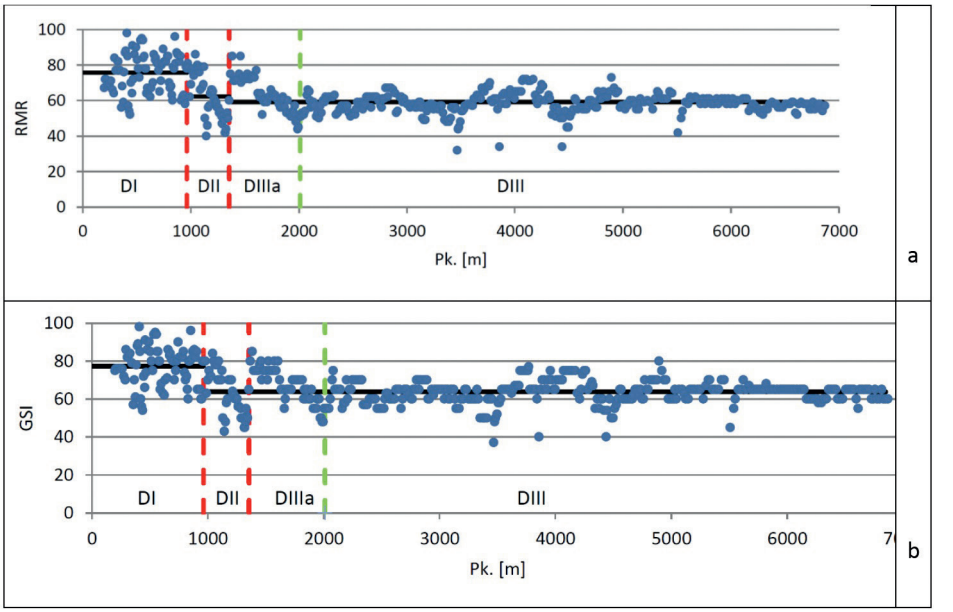


Figura 17. Andamento e gli indici di qualità degli ammassi rocciosi ricavati lungo lo sviluppo della galleria "la Maddalena": a) RMR; b) GSI (da Armetti, 2018).

I valori calcolati lungo l'intero tracciato sono riportati in Figura 18.

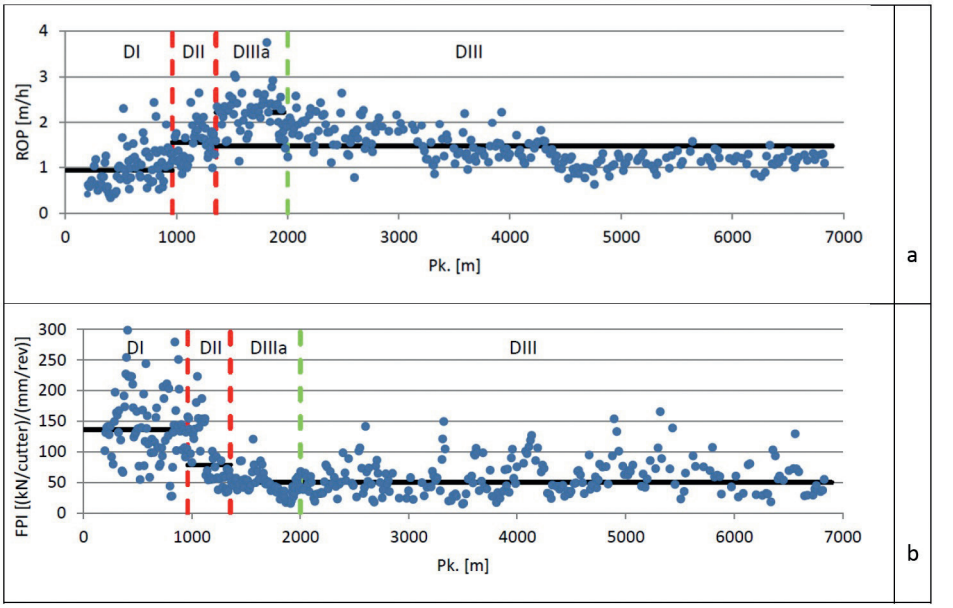


Figura 18. Andamento e gli indici prestazionali della TBM calcolati lungo lo sviluppo della galleria "la Maddalena": a) ROP; b) FP (da Armetti, 2018).

Il confronto tra i dati di caratterizzazione e quelli prestazionali (Figura 19) ha consentito di verificare che le prestazioni delle TBM dipendono dalle proprietà delle rocce intatte e delle masse rocciose e che la resistenza alla compressione uniassiale (UCS), il contenuto di quarzo e la spaziatura delle discontinuità influenzano maggiormente le prestazioni delle TBM rispetto ad altri parametri geolo-

gici e geotecnici. Evidenziando l'importanza di una descrizione e caratterizzazione geologica-geotecnica accurata del sito che ospita il tunnel.

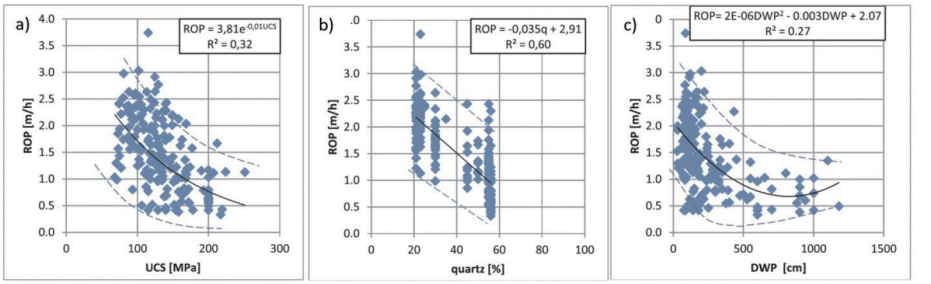


Figura 19. Confronto tra le caratteristiche degli ammassi e l'indice prestazionale della TBM, ROP: a) compressione monoassiale; b) contenuto di quarzo; c) spaziatura (da Armetti et al, 2018).

5 Conclusioni

La progettazione di gallerie profonde è un processo complesso, che interessa molteplici discipline, tra le quali gioca un ruolo fondamentale la caratterizzazione geotecnica delle formazioni rocciose attraversate. Questa, se accurata, permette, anche durante le fasi di progettazione, l'individuazione di possibili problemi di instabilità, indicando opportune scelte relative alle tecniche di scavo e agli interventi di consolidamento strutturale da porre in atto per mantenere le condizioni di sicurezza sia durante le fasi di realizzazione, sia durante la fase di esercizio della galleria.

Gli ammassi rocciosi sono mezzi discontinui e la presenza dei sistemi di frattura modifica sostanzialmente il loro comportamento meccanico. La caratterizzazione di questi mezzi, intesa come scelta delle leggi che meglio descrivono il loro comportamento, i parametri ingegneristici che devono essere definiti e le azioni che devono esser messe in atto per ottenerli non sono a priori definiti, ma dipendono anche dalla schematizzazione continua, discontinua o di un mezzo continuo equivalente che meglio li descrive.

Si rende quindi necessaria una fase conoscitiva caratterizzata da un approccio multiscala che impieghi anche tecniche innovative di rilievo ed analisi, in grado di integrare fattivamente competenze geologiche e geotecniche e che studi il problema partendo dalla scala regionale per arrivare alla caratterizzazione del materiale in laboratorio.

Nella nota dopo un'analisi delle differenti problematiche che possono interessare le operazioni di scavo di gallerie profonde realizzate in differenti tipologie di ammasso roccioso in relazione anche alle condizioni di stato tensionale pre-esistente; sono state illustrate alcune delle fasi conoscitive e delle tecniche anche avanzate che possono essere messe in campo a differenti scale utili alla acquisizione di tutte le informazioni e i dati geotecnici da impiegare durante il progetto.

Bibliografia

Alejano L.R., Rodriguez-Dono A., Alonso E. e Fdez.-Manín G. (2009) - Ground reaction curves for tunnels excavated in different quality rock masses showing several types of post-failure behavior. Tunn and Undergr Space Techol, 24 (2009) 689–705

Armetti G. (2018) - Geomechanical characterization of rock masses for tunnel excavation with TBM- Tesi di Dottorato del XXXI ciclo.

Armettia G., Migliazza M.R., Ferrarica F., Berti A. e Padovese P. (2018) - Geological and mechanical rock mass conditions for TBM performance prediction. The case of "La Maddalena" exploratory tunnel, Chiomonte (Italy). Tunnelling and Underground Space Technology 77 (2018) 115–126.

Aydan, O., Akagi, T., & Kawamoto, T. (1993). The squeezing potential of rocks around tunnels; Theory and prediction. Rock Mechanics and Rock Engineering, 26(2), 137–163.

Barla, G. (1995). Squeezing rocks in tunnel. International Society of Rock Mechanics News Journal, 2(3), 44–49.

Barla G. (2005). Sviluppi nell'analisi progettuale delle opere in sotterraneo. Rivista Italiana di Geotecnica, 3, pp 11-67.

Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, *6*(4), 189-236.

Barton, N., Choubey, V. The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics 10, 1–54 (1977).

Barton N., Bandis (2017) - Characterisation and modelling of the shear strength, stiffness and hydraulic behaviour of rock joints for engineering purposes. Rock Mechanics and Engineering, CRC Press, Vol 1, chapter 1, pp 1-38.

Bieniawski, Z.T. 1973. Engineering classification of jointed rock masses. Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs 15, 335-344.

Bieniawski, Z.T. 1989. Engineering rock mass classifications. New York: Wiley.

Bonetto S, Facello A, Ferrero AM, UmiliG. (2015) - A tool for semi-automatic linear feature detection based on DTM. Computers and Geosciences, 75, pp 1-12.

Broch, E., Franklin, J.A., 1972. The point-load strength test. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. 9 (6), 669–676.

Bruland, A., 1998. Hard rock tunnel boring. Doctoral thesis, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway.

Cabezas R., Vallejos J. (2022) - Nonlinear criterion for strength mobilization in brittle failure of rock and its extension to the tunnel scale. Int J of Min Scie and Tech, 32, pp. 685-705.

Carranza-Torres, C., Fairhurst, C., 2000. Application of convergence–confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek–Brown failure criterion. Tun Und. Spac Tech. 15 (2), 187–213.

Das R. (2023) - Tunnelling in squeezing ground – a review on prediction and measurement of boundary deformation and available mitigation methods. Conference: 5th International Disaster Risk and Vulnerability Conference (DRVC 2023), Kottayam, Kerala, India

Diederichs, M. S., T. G. Carter, & C. D. Martin (2010). Practical rock spall prediction in tunnels. In E. Eberhardt (Ed.), In Proceedings ITA World Tunnel Congress, Vancouver, Volume CD-ROM. International Tunnelling Organization

Dwivedi, R. D., Goel, R. K., Singh, M., Viladkar, M. N., & Singh, P. K. (2019). Prediction of Ground Behaviour for Rock Tunnelling. Rock Mechanics and Rock Engineering, 52(4), 1165–1177.

Ferrero A.M., Migliazza M., Giani G. (2004) – Analysis of the stability condition of tunnels: comparison between continuous and discontinuous approaches. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 41, suppl. 1, pp. 646-651.

Ferrero A.M., Migliazza M., Roncella R., Tebaldi G. (2008) - Analysis of the failure mechanisms of a weak rock through photogrammetrical measurements by 2D and 3D visions . Engineering Fracture Mechanics 75 (2008) 652–663

Ferrero, A.M.; Forlani, G.; Roncella, R.; Voyat, H.I. Advanced Geostructural survey Methods Applied to Rock Mass Characterization. Rock Mech. Rock Eng. 2009, 42, 631–665.

Goel, R. K., Jethwa, J. L., & Paithankar, A. G. (1995). Indian experiences with Q and RMR systems. Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless, 10(1), 97–109.

Hoek, E., Kaiser, P. K., and Bawden, W. F., 1995. Support of Underground Excavations in Hard Rock. A. A. Balkema, Rotterdam.

Hoek, E. (1999). Support for very weak rock associated with faults and shear zones. International Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining, 14–19.

Hoek E. e Marinos V.P. (2000) – Predictiong squeeze, estimating rock mass strength. Tunnels & Tunnelling International, pp 45-51 (Part 1), pp 33 – 36 (Part 2).

Hoek, E. (2001). Big tunnels in bad rock. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(9), 726–740.

Hoek, E., C. Carranza-Torres, & B. Corkum (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. Proc.5th

North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada Conference: NARMS-TAC, Toronto, Volume 1, Toronto, pp. 267–273. University of Toronto Press.

Hoek E, Brown ET (2019) - The HoekeBrown failure criterion and GSI e 2018 edition. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 11 (2019) 445e463

Hudson J.A., Harrison J.P. (2005) – Engineering rock mechanics. Pergamon Press.

Jethwa, J. L., Singh, B., Singh, B., Brown, E. T., & Hudson, J. A. (1984). Estimation of Ultimate Rock Pressure for Tunnel Linings Under Squeezing Rock Conditions - a New Approach. Design and Performance of Underground Excavations: ISRM Symposium, 231–238.

ISRM (2007). The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006, Editors:Reşat Ulusay and John Hudson.

ISRM (2014) - The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014. Editors:Reşat Ulusay, pp 1-293.

Jimenez, R., & Recio, D. (2011). A linear classifier for probabilistic prediction of squeezing conditions in Himalayan tunnels. Engineering Geology, 121(3–4), 101–109.

Jing J. (2003) – A review of techniques, advances and outtanding issues in numerical modeling for rock mechanics and rock engineering. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 40, pp. 283-353.

Kirsch (1982) -Die Theorie der elastizitat und die Bedurinisse der Festigkeitslehere, in "V.D.J.", 42 (29).

Martin C.D., Kaiser P.K. e McCreath D.R. (1999) - Hoek–Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. Can. Geotech. J. 36: 136–151.

Martin D. (2014) - The impact of brittle behaviour of rocks on tunnel excavation design. Proceeding of Eurock2014 on "Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses", Taylor & Francis Group, London, pp. 51 – 62.

Migliazza M, Carriero MT, Lingua A, Pontoglio E, Scavia C (2021)Rock mass characterization by uav and close-range photogram-metry: a multiscale approach applied along the Vallone dell'ElvaRoad (Italy). Geosciences 11:436

(PDF) A New Analytical Solution for Calculating Rock Block Volume. Available from: https://www.researchgate.net/publication/377848339_A_New_Analytical_Solution_for_Calculating_Rock_Block_Volume#fullTextFileContent [accessed Mar 10 2025].

Nicksiar, M. & C. D. Martin (2013). Crack initiation stress in low porosity crystalline and sedimentary rocks. Engineering Geology 154(64–76).

Oreste, P., 2008. Distinct analysis of fully grouted bolts around a circular tunnel considering the congruence of displacements between the bar and the rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 45 (5), 1052–1067.

Palmstrom, A., 1995. RMi-a rock mass characterization system for rock engineering purposes.

Palmstrøm A (1996) Characterizing rock masses by the RMi for usein practical rock engineering. Tunn Undergr Space Technol11(2):175–188.

Palmstrøm A (2000) - Recent developments in rock support estimates by the RMi, Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology, vol. 6, no. 1, May 2000, pp. 1 – 19

Palmstrøm A (2005) Measurements of and correlations between blocksize and rock quality designation (RQD). Tunn Undergr SpaceTechnol 20(4):362–377.

(PDF) A New Analytical Solution for Calculating Rock Block Volume. Available from: https://www.researchgate.net/publication/377848339_A_New_Analytical_Solution_for_Calculating_Rock_Block_Volume#fullTextFileContent [accessed Mar 10 2025].

Panet, M., 1995. Le calcul des tunnels par la méthode des curves convergence–confinement. Presses de l´École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Peila, D., Oreste, P., 1995. Axisymmetrical Analysis of Ground Reinforcing in Tunnelling Design, Computer and Geotechnics, vol. 17. Elsevier Science Ltd., London, UK. pp. 253–274.

Read, R. S. (2004). 20 years of excavation response studies at AECL's Underground Research Laboratory. International Journal Rock Mechanics and Mining Science 41(8), 1251–1275.

Shin, S.W. (2010). Excavation Disturbed Zone in Lac du Bonnet Granite. Ph. D. thesis, Dept. Civil & Environmental Engineering, Univeristy of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada

Singh, B., Jethwa, J. L., Dube, A. K., & Singh, B. (1992). Correlation between observed support pressure and rock mass quality. Tun. and Underground Space Technology Incorporating Trenchless, 7(1), 59–74.

Singh, B., & Goel, R. K. (2011). Engineering Rock Mass Classification Tunneling, Foundations, and Landslides. Elsevier.
Tarifard A., Török A. e Görög P. (2024) - Review of the creep constitutive models for rocks and the application of creep analysis in geomechanics, Rock Mech and Rock Eng 57:7727–7757.
Umili G, Ferrero AM ,Einstein HH (2013) – A new method for automatic discontinuity traces sampling on rock mass 3D model . Computers and Geosciences, 51 pp 182 - 92.
Walton G. (2021) - A New Perspective on the Brittle–Ductile Transition of Rocks, Rock Mechanics and Rock Engineering (2021) 54:5993–6006.
Wubalem A., Caselle C, Ferrero A.M., Umili G., Migliazza M.R. e Vagnon F. (2025). Effetti micromeccanici dell'alterazione chimica sul marmo di Carrara. Atti del XXVIII Convegno Nazionale Geotecnica, AGI, su "Sicurezza, manutenzione e sviluppo delle infrastrutture", Venezia, giugno 2025.
Zhang L. (2017) - Evaluation of rock mass deformability using empirical methods – A review. Underground Space, pp 1-17.

Abstract

Multiscale approaches for rock mass characterization for deep tunnel design

Keywords: Rock mass, geotechnical characterization, multiscale approaches

The design of deep tunnels is a complex process which involves the choice of the layout, the definition of the most appropriate technologies and procedures for carrying out the excavations, as well as the definition of the temporary and long term structural support to guarantee safety conditions during the construction phase and life of the work. The stability problems of the tunnel can be of different natures and they strictly depend on the mechanical properties of the rock, its fracturing degree and in situ state of stress. Since these works are located at great depth, the direct characterization of the rock masses is complicated to define, except during the construction stage. It is therefore necessary to have a cognitive phase, characterized by a multiscale approach. At regional scale the geological, geostructural and hydrogeological studies allow the definition of the main geological features, such as: the presence of large structures, like faults, and the definition of the stratigraphic sections by identifying the lithologies affected by the excavation; the in situ investigations and the emerging rock masses surveys allow to have a general indications on the discontinuity affecting the excavated rock masses; the surveys pushed to the depths of interest of the work in project allow the collection of samples that can be studied at laboratory scale as well, with the goal of determining the physic, petrographic and mechanical characterization of the rock. After an analysis of the different problems the can affect the deep tunnels excavations, made in different types of rock mass and considering the pre-existing conditions of the state of stress as well, the cognitive phases and applicable techniques at different scales necessary to collect the useful data for the design are described.