

TUNNEL DI BASE DEL BRENNERO: APPROFONDIMENTI SULLA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEGLI AMMASSI ROCCIOSI A SEGUITO DELLO SCAVO DEL CUNICOLO ESPLORATIVO

Ing. Santina Bellini	Pro Iter S.r.l.	Ingegnere Geotecnico
Ing. Enrico Maria Pizzarotti	Pro Iter S.r.l.	Direttore Tecnico
Ing. Maria Teresa Terzini	Pro Iter S.r.l.	Ingegnere Geotecnico Junior
Ing. Raffaele Zurlo	BBT SE	Amministratore Delegato di nomina italiana

1 Introduzione

Un’oggettiva difficoltà nella progettazione di opere in sotterraneo, soprattutto se lunghe e profonde, è l’assegnazione, a partire dai dati geologici e geologico-tecnici, dei parametri di resistenza e di deformabilità degli ammassi interessati dallo scavo. Nella pratica progettuale le caratteristiche meccaniche d’ammasso sono spesso definite a partire dalle proprietà della roccia intatta, tramite correlazioni empiriche e modelli basati sulla definizione di un indice e/o una classe di qualità dell’ammasso [9]. Le classificazioni geomeccaniche principali, utilizzate anche nel presente approfondimento, sono quella di Bieniawski, basata sull’indice *RMR (Rock Mass Rating)* [6], e quella di Barton, basata sulla definizione dell’indice *Q (Quality Index)* [3] [2]. Dopo un breve inquadramento del progetto dal quale si sono ricavati i dati di input (Tunnel di Base del Brennero, Lotto costruttivo Mules 1), sono presentate alcune analisi comparative atte a verificare l’accordo tra il comportamento dell’ammasso stimato mediante le due classificazioni; in particolare sono stati utilizzati il metodo di Hoek & Brown [11], basato sull’indice *GSI (Geological Strength Index)*, a sua volta ricavabile da *RMR*, e il metodo proposto da Barton [2], basato sui coefficienti che compongono l’indice *Q*. Sono riportate anche alcune analisi di sensibilità delle due parametrizzazioni rispetto ai dati di input; sono inoltre presentati i risultati ottenuti applicando le diverse correlazioni tra gli indici *RMR* e *Q*, proposte da autori come Bieniawski [5], Barton [1], Rutledge & Preston [15], Hoek [10] e Goel [8]. Vengono infine svolte alcune considerazioni relative alla scelta dei parametri di progetto, con riferimento alle normative vigenti (NTC 08, Eurocodici,) e alla pratica progettuale.

2 Analisi comparative

2.1 Il Lotto Costruttivo Mules 1 del Tunnel di Base del Brennero

Si sono utilizzati i dati ricavati dal Lotto costruttivo Mules 1 del Tunnel di Base del Brennero, in particolare dallo scavo del Cunicolo Esplorativo. La parte sud del lotto interessa la formazione del Granito di Bressanone (GB), costituita prevalentemente da graniti, granodioriti e localmente da rocce di origine ipoabissale (aplitici e pegmatiti). Il grado di fratturazione è generalmente modesto e gli ammassi hanno perlopiù caratteristiche geomeccaniche da discrete a buone. A Nord del Granito di Bressanone si trova la Lamella Tonalitica di Mules, costituita da tonaliti, talora a tessitura milonitica e grana fine, con locale presenza di corpi dioritici e meta-gabbri foliati (TM). Anche in questo caso gli ammassi presentano in generale una ridotta fratturazione, cui conseguono in generale caratteristiche geomeccaniche discrete-buone. La Faglia della Pusteria, che mette in contatto Granito di

Bressanone e Tonaliti di Mules, afferisce al Lineamento Periadriatico. Questa tratta (FP), è costituita da uno spessore di circa 30m di materiali più o meno tettonizzati (breccia di frizione, cachirite, cataclasite, fault gauge); le caratteristiche geomeccaniche dei materiali attraversati sono risultate piuttosto scadenti. Al limite nord della Lamella Tonalitica di Mules si trova la Faglia della Val di Mules (estensione lungo l'asse superiore a 700m), appartenente al Lineamento Periadriatico, rappresentata da una successione di ammassi con diversi gradi di tettonizzazione, con inclinazione sub-verticale e spessore variabile da qualche metro a decine di metri; in particolare sono stati rinvenuti i seguenti materiali, di qualità da discreta a pessima: Quarziti (FVM Q), Breccia di faglia (FVM B), Paragneiss (FVM P), Scisti grafitici (FVM S), Filladi nere, filloniti grafitiche, cataclasiti e ultracataclasiti (FVM C). Le coperture variano da un minimo di 450m nella zona della Faglia della Val di Mules a un massimo di circa 1000m nei GB. Le informazioni geologiche e geomeccaniche sono state ricavate da 3 sondaggi dalla superficie e da 3 ulteriori sondaggi realizzati in avanzamento rispetto allo scavo. In tutti i sondaggi è stato registrato in continuo il recupero percentuale modificato (*RQD*); inoltre, sui campioni prelevati sono state effettuate prove di laboratorio (prove di compressione monoassiale e di trazione indiretta, point load test, determinazione delle velocità di propagazione delle onde, petrografie, diffrattometrie, prove di abrasività Cerchar), mentre nei fori di sondaggio sono state eseguite prove in sito (prove dilatometriche e Lugeon, sismica a riflessione, down-hole). A seguito dello scavo sono infine disponibili i rilievi del fronte, eseguiti per ogni sfondo di avanzamento; solo per il Cunicolo Esplorativo, dal quale sono stati tratti i dati per le elaborazioni presentate nel seguito, sono stati eseguiti più di 500 rilievi.

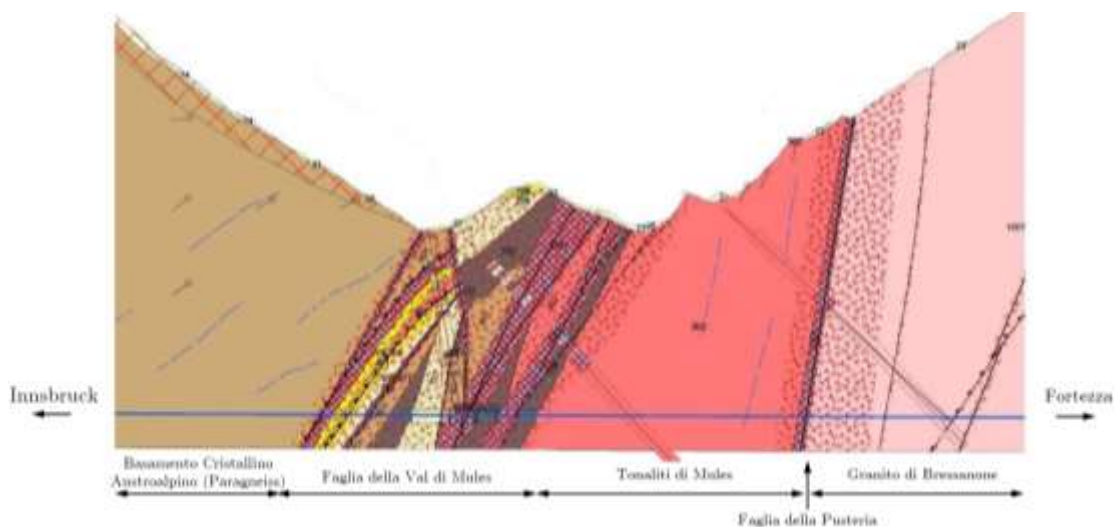


Figura 1: Profilo geologico del Tunnel di Base del Brennero.

2.2 Dati di input

Sia per l'ammasso GB che per l'ammasso TM sono stati utilizzati nove rilievi del fronte, con *RMR* variabile rispettivamente da 38 a 74 e da 32 a 67. Per la caratterizzazione delle faglie si sono invece utilizzati otto rilievi: tre nella zona FP, relativi alla *core zone* (*RMR* = 29), alla *damage zone* (*RMR* = 34) e a una tratta di Tonaliti tettonizzate (*RMR* = 41), e cinque nella zona FVM, negli ammassi FVM B, FVM C, FVM P, FVM Q, FVM S (*RMR* variabile da 32 a 45). Ciascun rilievo contiene le seguenti informazioni principali: Descrizione litologica e dell'ammasso roccioso; Presenza d'acqua; Comportamento dell'ammasso; Numero delle discontinuità e loro caratterizzazione (giacitura, spaziatura, persistenza, apertura, scabrezza

definita attraverso l'indice *JRC*, riempimento, alterazione); Calcolo di *RMR*, con identificazione di tutti i coefficienti da *R1* a *R6*.



Figura 2: Esempio di rilievo del fronte: Cunicolo Esplorativo, Faglia della Val di Mules (parte pittorica e fotografica).

La resistenza a compressione monoassiale σ_{ci} e la costante m_i delle rocce intatte costituenti i diversi ammassi, determinate attraverso prove di laboratorio su campioni prelevati da sondaggi (σ_{ci}), indicazioni da letteratura e/o correlazioni empiriche (m_i), sono riportate in Tabella 1 [14].

Formazione		σ_{ci} [MPa]	m_i
Granito - GB		130	32
Tonalite - TM		45	25
Faglia Pusteria - FP		5	20
Faglia Mules	Scisti - FVM	5	20
	Cataclasiti - FVM C	5	20
	Paragneiss - FVM P	25	20
	Breccia - FVM B	25	23
	Quarziti - FVM Q	50	20

Tabella 1: Dati di input delle rocce intatte costituenti gli ammassi rocciosi considerati (σ_{ci} resistenza a compressione monoassiale, m_i costante della roccia nel criterio di plasticità Hoek & Brown); valori medi.

Adottando la Classificazione di Barton si sono ottenuti valori di *Q* variabili rispettivamente da 2.3 a 12.2 (GB), da 0.9 a 55 (TM), da 0.08 a 0.33 (FP), da 0.05 a 0.42 (FVM). Si osservi che l'indice *Q* è stato ottenuto come media geometrica tra Q_{max} e Q_{min} , vale a dire tra i valori ottenuti con i parametri che rispettivamente massimizzano e minimizzano l'indice *Q*.

2.3 Descrizione delle analisi e metodo di confronto dei risultati

Al fine di verificare la corrispondenza tra le parametrizzazioni ottenute dalle due Classificazioni, per ciascuno dei 26 rilievi considerati è stata svolta un'analisi della cavità non rivestita, confrontando i risultati in termini di convergenze e di estensione della zona plasticizzata. Nelle analisi svolte con la parametrizzazione derivante dalla Classificazione di Bieniawski, per mezzo del criterio di plasticità di Hoek & Brown, si sono considerati due set di parametri di resistenza, di picco [11] [12] e post-picco [7]; per quanto riguarda invece i parametri derivati dalla Classificazione di Barton, in mancanza di indicazioni di letteratura, i parametri di picco e post-picco sono stati assunti coincidenti. Copertura e raggio di scavo (R_s) sono stati mantenuti costanti per tutte le analisi e sono pari rispettivamente a 650m e 3.1m. Per quanto riguarda i moduli di deformazione, si sono utilizzati valori ricavati dalle back-analysis svolte a seguito dello scavo del Cunicolo Esplorativo.

Per permettere il confronto tra le due parametrizzazioni sono state definite le differenze percentuali δ_{Ca} e δ_F :

$$\delta_{Ca} [\%] = |c_{a \text{ Hoek\&Brown}} - c_{a \text{ Barton}}| / c_{a \text{ Hoek\&Brown}}$$

$$\delta_F [\%] = |F_{\text{Hoek\&Brown}} - F_{\text{Barton}}| / F_{\text{Hoek\&Brown}}$$

Dove c_a e F sono rispettivamente la convergenza assoluta e la fascia plastica (raggio plastico R_p meno Raggio di scavo R_i) ottenute con le due parametrizzazioni.

Il primo metodo di analisi del comportamento allo scavo utilizzato è il metodo delle Linee Caratteristiche; la Linea Caratteristica definisce il legame tra la pressione radiale sul contorno del cavo p e lo spostamento radiale c (convergenza) del contorno stesso. Le Linee Caratteristiche sono state tracciate adottando la formulazione proposta da Ribacchi, schematizzando l'ammasso roccioso come un continuo equivalente con criterio di plasticità di Mohr-Coulomb, comportamento di tipo *strength weakening* e flusso non associato, con angolo di dilatanza interpolante i valori suggeriti da Hoek in [10].

In [2] sono proposte due equazioni empiriche per la stima della convergenza c_a della cavità non sostenuta a partire dall'indice Q , dove con *span* si indica la dimensione trasversale caratteristica dell'opera, mentre σ_v è lo sforzo verticale in sito:

$$c_a [\text{mm}] = \text{span} [\text{m}] / Q$$

$$c_a = \text{span} / (100 \cdot Q) \cdot (\sigma_v / \sigma_{ci})^{0.5}$$

In [13] è invece proposta una relazione tra la deformazione ε (definita come rapporto tra convergenza diametrale e diametro della cavità R_s) e il rapporto tra la resistenza a compressione dell'ammasso σ_{cm} e la tensione litostatica p_0 : $\varepsilon [\%] = 0.2 \cdot (\sigma_{cm} / p_0)^{-2}$

2.4 Confronto tra i risultati delle Linee Caratteristiche

I diagrammi seguenti mostrano i risultati dei confronti in termini di variazione di δ_{Ca} in funzione di Q , *Figura 3 (a)*, e di RMR , *Figura 3 (b)*.

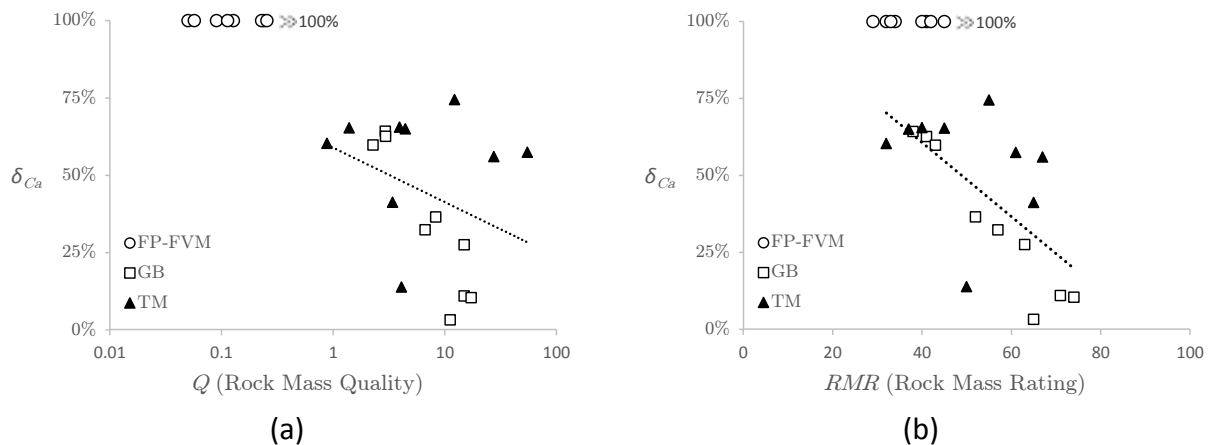


Figura 3: Differenza percentuale δ_{Ca} tra le convergenze assolute ottenute con le Linee Caratteristiche adottando le parametrizzazioni proposte da Barton e da Hoek & Brown; (a) δ_{Ca} in funzione di Q , (b) δ_{Ca} in funzione di RMR . Le linee tratteggiate rappresentano le regressioni lineari dei risultati per GB e TM.

In generale sussiste un buon accordo tra le due parametrizzazioni per i materiali aventi discrete-buone caratteristiche geomeccaniche (GB e TM), in questo caso caratterizzati da $Q > 1$ e $RMR > 30$; si nota inoltre che, come evidenziato dalle linee di tendenza, per tali materiali la differenza tra i risultati tende a diminuire al crescere di Q e di RMR . Si può quindi concludere che per ammassi di discreta-buona qualità le due parametrizzazioni conducono a risultati tra di loro confrontabili in termini di convergenza assoluta della cavità non

sostenuta; di contro, per ammassi scadenti (FP e FVM) la differenza in termini di convergenza assoluta risulta molto più marcata. Per questi materiali i valori di δ_{Ca} superano infatti quelli relativi a GB e TM di numerosi ordini di grandezza; per ragioni di chiarezza della rappresentazione grafica i punti corrispondenti a FP e FVM sono stati fittiziamente riportati in corrispondenza di $\delta_{Ca} = 100\%$. In *Figura 4 (a)* e *Figura 4 (b)* è rappresentata la differenza percentuale tra le estensioni della fascia plastica δ_F , rispettivamente in funzione di Q e di RMR . Anche in questo caso la differenza si mantiene entro valori dell'ordine del 100%, solo per i materiali di buona qualità; per gli ammassi più scadenti (FP e FVM) assume invece valori di numerosi ordini di grandezza superiori, rappresentati a fini grafici in corrispondenza di $\delta_F = 125\%$. In ogni caso, anche per i materiali migliori è difficile identificare un trend di δ_F ; l'aumento della differenza al crescere di Q e RMR può essere in parte spiegata dalla ridotta estensione della fascia plastica, per cui a piccole differenze in termini assolute possono corrispondere elevate differenze in termini percentuali.

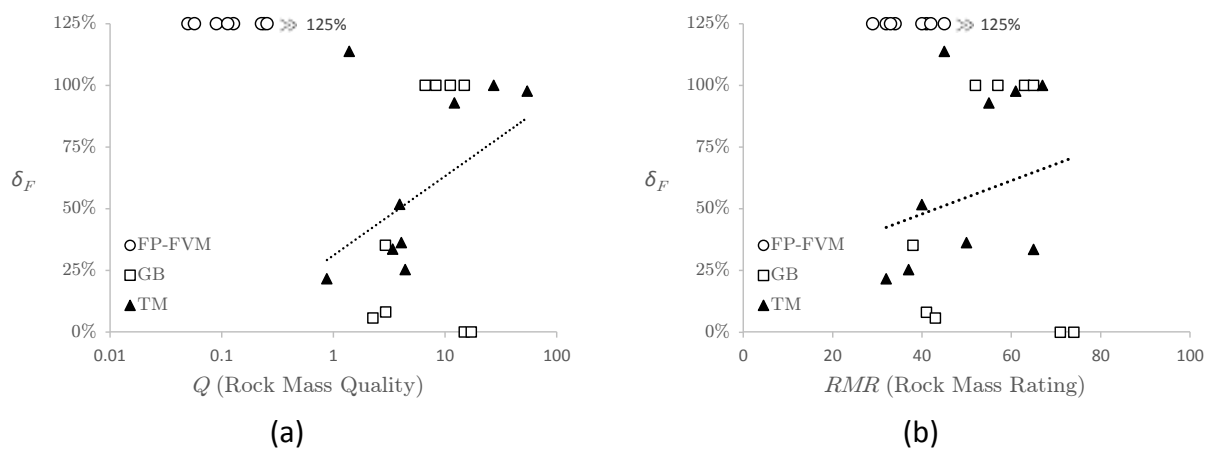


Figura 4: Differenza percentuale δ_F tra le estensioni della fascia plastica ottenute con le Linee Caratteristiche adottando le parametrizzazioni proposte da Barton e da Hoek & Brown; (a) δ_F in funzione di Q , (b) δ_F in funzione di RMR . Le linee tratteggiate rappresentano le regressioni lineari dei risultati per GB e TM.

2.5 Confronto tra i risultati dei metodi semplificati di Barton e di Hoek

Le convergenze ottenute mediante il metodo delle Linee Caratteristiche sono state confrontate anche con le stime di massima proposte da Barton e da Hoek (*Figura 5* e *Figura 6*). Anche in questo caso, i risultati dei due metodi (Linee Caratteristiche e metodi semplificati di Barton e di Hoek) sono comparabili solamente per ammassi di buone caratteristiche geomeccaniche, nel caso corrente GB e TM; per i materiali più scadenti non si trova invece nessuna relazione tra i due set di valori.

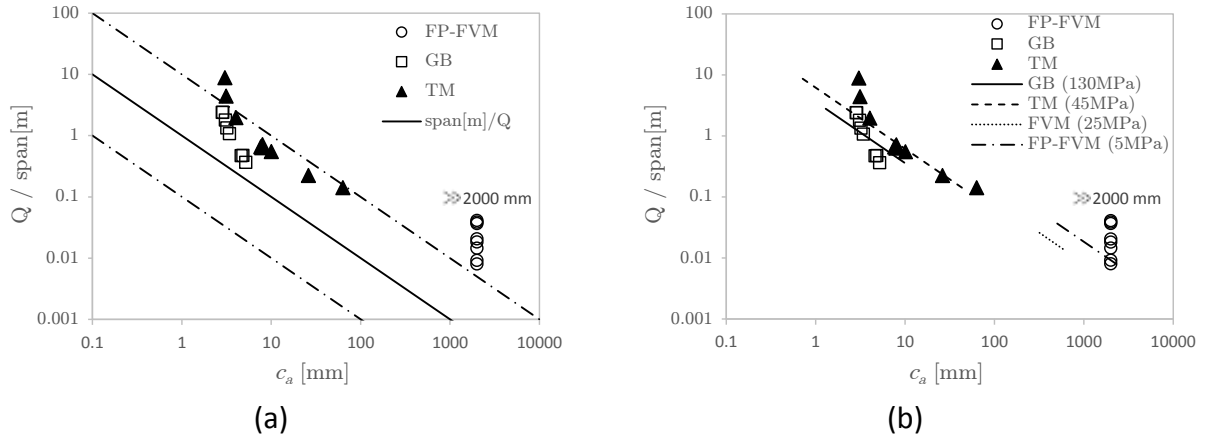


Figura 5: Confronto tra le convergenze assolute c_a ottenute con il metodo delle Linee Caratteristiche e: (a) la relazione proposta in [2], rappresentata dalla linea continua; (b) le relazioni tra $c_a - Q/\text{span}$ [2] in funzione della resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta costituente i diversi ammassi.

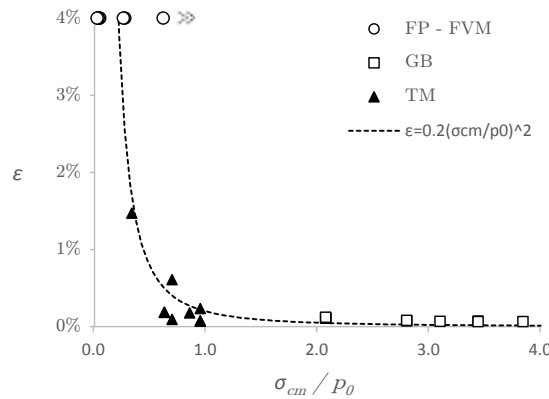


Figura 6: Confronto tra le deformazioni ε (c_a/R_s) ottenute con il metodo delle Linee Caratteristiche e la relazione con $\sigma_{cm} - p_0$ proposta in [13].

2.6 Correlazioni tra gli indici di qualità

In Figura 8 e Figura 7 sono riportati i risultati ottenuti con le correlazioni tra i diversi indici di qualità. Tra le numerose correlazioni $RMR - Q$, il migliore accordo si ha con l'equazione di Rutledge & Preston; si noti infatti la vicinanza tra tale correlazione e la regressione dei dati sperimentali, rispettivamente linea continua e linee puntinata di Figura 8 (a). Non risulta invece particolarmente accurata la correlazione $RCR - N$ [8], Figura 8 (b). Il metodo migliore per determinare Q a partire da RMR o viceversa sembra essere la correlazione $GSI - Q'$ proposta da Hoek [10] (Figura 7). Il processo logico più affidabile sarebbe quindi:

- A partire da Q : noti J_w e SRF si determina Q' , da Q' si ricava GSI attraverso l'equazione $GSI = 9 \ln Q' + 44$, infine da GSI , stimando R_5 e R_6 , si trova RMR .
- A partire da RMR : noti R_5 e R_6 si determina GSI , da GSI si ricava Q' attraverso l'equazione $Q' = \exp((GSI - 44)/9)$, infine da Q' , stimando J_w e SRF , si trova Q .

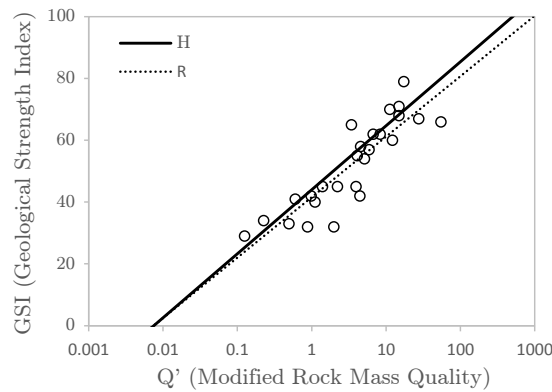


Figura 7: Correlazioni tra GSI e Q' . I punti rappresentano i dati sperimentali, le linee rappresentano le correlazioni: H: Hoek [10], R: regressione dei dati sperimentali.

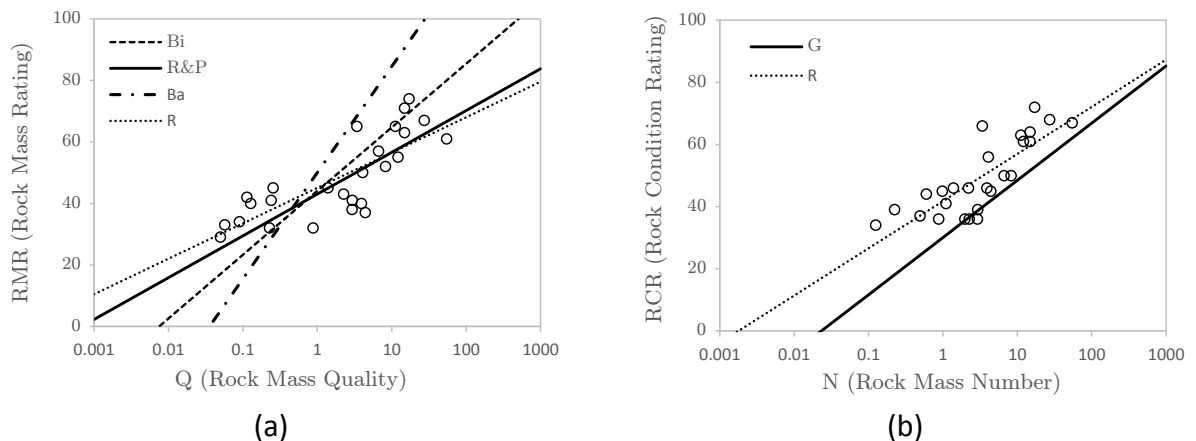


Figura 8: (a) Correlazioni tra RMR e Q . I punti rappresentano i dati sperimentali, le linee rappresentano le correlazioni: Bi: Bieniawski [4], R&P: Rutledge & Preston [15], Ba: Barton [1], R: regressione dei dati sperimentali. (b) Correlazioni tra RCR e N . I punti rappresentano i dati sperimentali, le linee rappresentano le correlazioni: G: Goel [8], R: regressione dei dati sperimentali.

2.7 Analisi di sensitività

Le differenze riscontrate tra i risultati ottenuti con i metodi proposti da Hoek & Brown e da Barton, particolarmente marcate per i materiali scadenti, sono riconducibili al differente grado di sensibilità delle due parametrizzazioni al variare di alcuni parametri di input. A titolo di esempio, nel seguito si riportano per l'ammasso FP l'andamento dei parametri di resistenza del criterio di plasticità di Mohr-Coulomb al variare dei dati di input. Nei grafici le linee nere continue si riferiscono ai valori del parametro c' (asse verticale sinistro), mentre le linee grigie tratteggiate indicano la variazione del parametro ϕ' (asse verticale destro); le linee con indicatori tondi e quadrati rappresentano i valori associati rispettivamente alla parametrizzazione di Barton e a quella di Hoek & Brown. In generale la parametrizzazione di Barton sembra essere più sensibile al variare dei dati di input rispetto a quella di Hoek & Brown; si vedano per esempio i grafici relativi alla variazione di RQD , della rugosità delle discontinuità e della loro alterazione. Si noti inoltre come alcuni parametri che influenzano in maniera sostanziale una parametrizzazione non hanno effetto sull'altra. per esempio, il numero delle famiglie di discontinuità e la presenza di acqua hanno effetti notevoli sui valori di c' e ϕ' ottenuti dalla classificazione di Barton, mentre non influenzano quelli ricavati con il metodo di Hoek & Brown.

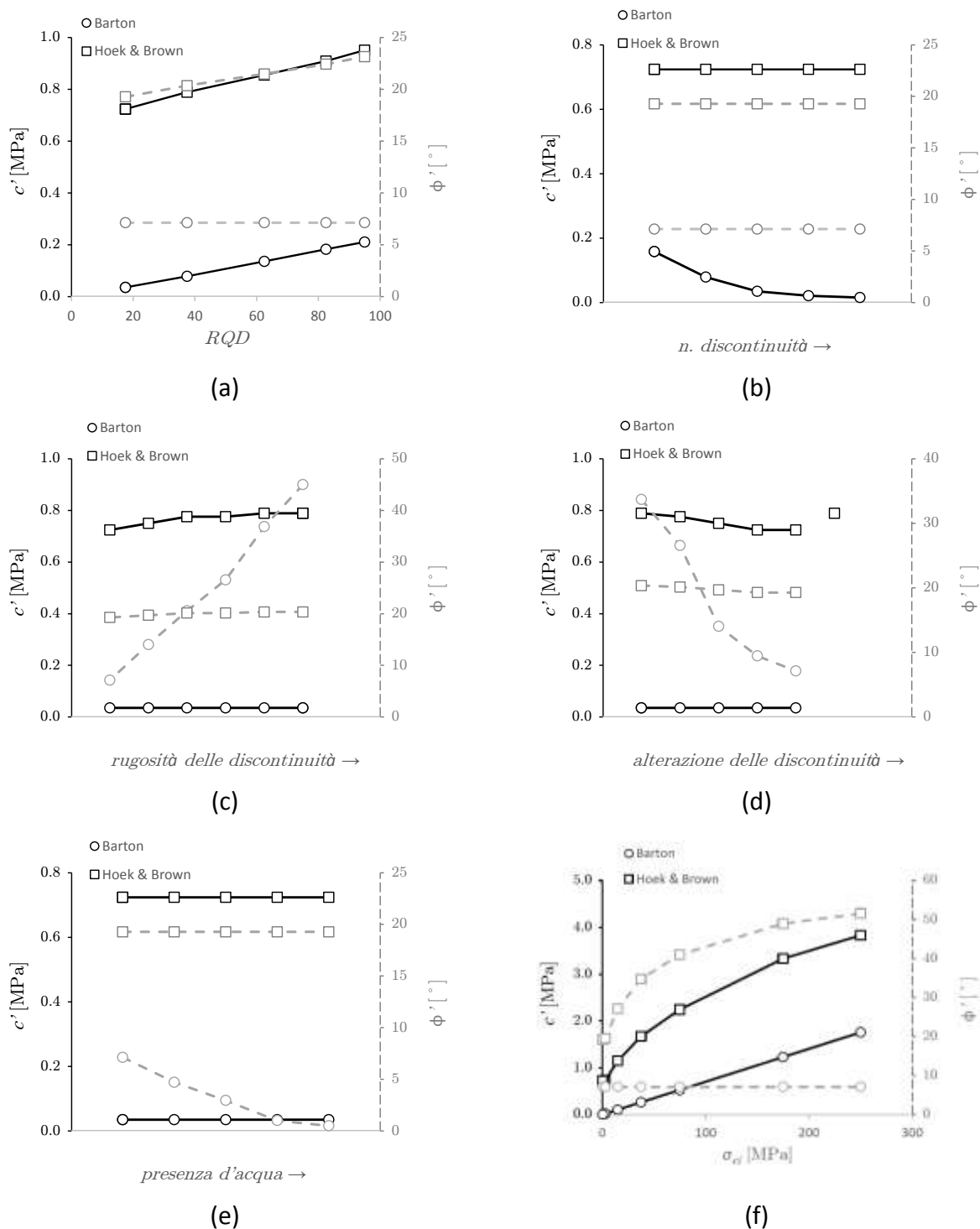


Figura 9: Andamento dei parametri di resistenza del criterio di plasticità di Mohr-Coulomb con le parametrizzazioni di Barton e di Hoek & Brown al variare di: (a) indice RQD (Rock Quality Designation), (b) numero delle famiglie di discontinuità, (c) rugosità delle discontinuità, (d) alterazione delle discontinuità, (e) presenza d'acqua, (f) resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta σ_{ci} .

3 Scelta dei parametri di progetto

In accordo con la normativa italiana (D.M. 14.01.2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”; Circ. Min. n°617 del 02/02/2009: “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni”) e con l’Eurocodice 7 (Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole

generali), nella progettazione delle opere geotecniche si utilizzano i valori caratteristici dei parametri di resistenza e di deformabilità di terreni e rocce. A differenza di quanto avviene per i materiali strutturali, per i quali i parametri caratteristici sono definiti in senso statistico (frattile inferiore dell'ordine del 5% delle resistenze), per i materiali geotecnici il termine assume un significato più ampio, come dettagliato nel Capitolo 6.2.2 del D.M.: "Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato". Nell'Eurocodice 7 si specifica che la scelta del valore caratteristico dei parametri geotecnici deve considerare i seguenti fattori: I dati geologici e le altre informazioni disponibili, come i dati ricavati da progetti precedenti; La variabilità dei valori misurati delle varie proprietà e altre informazioni rilevanti; L'estensione delle indagini in sito e di laboratorio; Il tipo e il numero di campioni prelevati; L'estensione della porzione di terreno che governa il comportamento della struttura geotecnica allo stato limite considerato; La capacità della struttura di trasferire carichi da zone deboli a zone resistenti nel terreno. Nel Capitolo C6.2.2 della Circ. Min. sono proposti due diversi approcci per la determinazione dei valori caratteristici dei parametri, a seconda del volume di terreno coinvolto; in particolare, appare giustificato un riferimento a valori prossimi ai valori medi nel caso in cui "... nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti". Nel caso invece in cui "... siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità" è più corretto assumere valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici. Le opere sotterranee coinvolgono, in generale, un ampio volume di materiale; solitamente risultano inoltre soddisfatte le condizioni di compensazione delle eterogeneità e di trasferimento degli sforzi verso le zone più resistenti. Inoltre, la progettazione statica non può prescindere dall'analisi della deformazione. Per questa ragione, nella prassi progettuale per queste opere ci si riferisce a valori "caratteristici" prossimi a quelli medi, che possano rappresentare cautelativamente il comportamento tensio-deformativo dell'ammasso. Nel caso specifico, a seguito dello scavo attraverso le Faglie della Pusteria e della Val di Mules, si può affermare che per i materiali più scadenti, la parametrizzazione derivata dal criterio di plasticità di Hoek & Brown (e, pertanto, a maggior ragione quella proposta da Barton) risulta decisamente conservativa. Quindi, nei casi in cui possa essere stimata la variabilità statistica dei parametri, espressa in termini di valore medio e deviazione standard, si ritiene di poter efficacemente e cautelativamente adottare come valore caratteristico la stima espressa dalla relazione: $p_k = p_m (1 - V_p/2)$

dove p_k è il valore caratteristico del parametro p , p_m è il valore medio dello stesso parametro e V_p è il coefficiente di variazione, espresso come rapporto tra la deviazione standard e la media del campione analizzato. Si noti che il valore p_k corrisponde al valore di progetto del parametro nella Combinazione *STR*, comunemente utilizzata nelle analisi delle opere in sotterraneo, che prevede, d'altra parte, l'amplificazione delle azioni risultanti dalle analisi per dimensionamento/verifica degli interventi di confinamento.

4 Conclusioni

Le parametrizzazioni di Hoek & Brown e Barton presentano buon accordo tra di loro solo per materiali di discreta-buona qualità. Per materiali di qualità scadente (indicativamente $Q < 1$),

invece, la parametrizzazione di Barton porta a risultati poco realistici; in questi casi anche il metodo di Hoek & Brown, alla luce delle evidenze ricavate nel corso dello scavo, risulta eccessivamente conservativo. Le ragioni sono probabilmente un'eccessiva sensibilità alla variazione dei parametri di input (Barton) e l'effetto moltiplicatore penalizzante delle meso-discontinuità (Hoek & Brown); nel caso di utilizzo dell'approccio di Barton occorre prestare attenzione all'assegnazione delle caratteristiche delle discontinuità (rugosità, alterazione) e del fattore di riduzione degli sforzi (*SRF*), mentre per quanto riguarda l'approccio di Hoek & Brown è opportuno evitare di penalizzare più di un rating parziale (R1 - R4) a causa della presenza di discontinuità alla scala del campione. In mancanza di dati completi, cioè nel caso in cui fossero disponibili solamente i valori dei parametri indice, la correlazione più accurata tra le due caratterizzazioni sembra essere quella $GSI - Q'$.

5 Bibliografia essenziale

- [1] Barton, N., 1995. The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. Keynote lecture. Proceedings of the 8th ISRM Congress, Tokyo. pp. 1023-1032.
- [2] Barton, N., 2002. Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science.
- [3] Barton, N., Lien, R., Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics. 6: 4: 189-236.
- [4] Bieniawski Z.T., 1979. A comparison of rock deformability measurement by Petite Seismic, the Goodman Jack, and flat Jacks. Rapid excavation and Tunneling Conference, Atlanta.
- [5] Bieniawski, Z.T., 1984. Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling, p. 272. Balkema, Rotterdam.
- [6] Bieniawski, Z.T., 1989. Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering. New York: John Wiley & Sons.
- [7] Cai, M., Kaiser, P., Tasaka, Y., Minami, M., 2007. Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences , 44(2), pp. 247-265.
- [8] Goel, R.K., Jehtwa, J.L., Paithankar, A.G., 1995. Correlation between Barton's Q and Bieniawski's RMR - A new approach. Technical Note. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences - Geomechanics Abstracts, 33(2), pp. 179-181.
- [9] Hoek, E., Brown, E.T., 1980. Underground excavations in rock. London. Institution of Mining and Metallurgy.
- [10] Hoek, E., Brown, E.T., 1997. Practical estimates of rock mass strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 34(8), pp. 1165-1186.
- [11] Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B., 2002. Hoek-Brown failure criterion. Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnel Association of Canada Conference. Toronto, Volume 1, pp. 267-273.
- [12] Hoek, E., Diedrichs, 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43, pp. 203-215.
- [13] Hoek, E., Marinos P., 2000. Predicting squeezing. Tunnels and Tunneling Intern.
- [14] Mostyn, G., Douglas K., 2000. Strength of intact rock and rock masses. Proceedings of GeoEngg 2000. Melbourne, pp. 1389-1321.
- [15] Rutledge, J.C., Preston, R.L., 1978. Experience with engineering classifications of rock. Proceedings of the International Tunneling Symposium, pp. A3.1-A3.7.