
Rock Lab

Part I RockLab	1
1 Criterio di rottura Hoek-Brown	1
2 Criterio di Mohr-Coulomb	4
3 Fattore di Disturbo D	9
4 Portanza fondazioni su roccia	13
Part II Bibliografia	16
Part III Contatti	18
Index	0

1 RockLab

1.1 Criterio di rottura Hoek-Brown

Il criterio di rottura di Hoek-Brown (1980)

Hoek e Brown hanno introdotto il loro criterio di rottura nel tentativo di fornire dei dati per le analisi necessarie alla progettazione di scavi sotterranei in roccia dura. Il criterio è stato derivato dai risultati della ricerca, sulla rottura fragile della roccia intatta, di [Hoek \(1968\)](#) e, su studi del modello del comportamento dell'ammasso roccioso fratturato, di Brown (1970).

Il criterio è partito dalle proprietà della roccia intatta e ha introdotto dei fattori per ridurre queste proprietà sulla base delle caratteristiche dei giunti in un ammasso roccioso. Gli autori hanno cercato di collegare il criterio empirico ad osservazioni geologiche per mezzo di uno degli schemi di classificazione disponibili dell'ammasso roccioso e, a tal fine, hanno scelto la classificazione proposta da Bieniawski (1976).

A causa della mancanza di alternative adeguate, il criterio è stato presto adottato dalla comunità della meccanica delle rocce ed il suo utilizzo si diffuse rapidamente al di là dei limiti originali usati nel derivare le relazioni per la riduzione della resistenza.

Di conseguenza, si è reso necessario riesaminare queste relazioni ed introdurre di volta in volta nuovi elementi in ragione della vasta gamma di problemi pratici a cui il criterio è stato applicato. Tipiche di questi miglioramenti sono state l'introduzione del concetto di ammassi rocciosi "indisturbati" e "disturbati" di Hoek e Brown (1997), e l'introduzione di un criterio modificato per imporre a zero la resistenza a trazione dell'ammasso roccioso per gli ammassi di qualità molto scarsa (Hoek, Wood and Shah, 1992).

Una delle prime difficoltà derivava dal fatto che molti problemi geotecnici, in particolare problemi di stabilità dei pendii, sono più convenientemente affrontati in termini di tensioni tangenziali e normali piuttosto che con le relazioni della tensione principale del criterio originale di Hoek-Brown, definita con l'equazione:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad [1]$$

dove σ_1' e σ_3' sono rispettivamente la maggiore e minore tensione efficace a rottura principale, σ_{ci} è la resistenza alla compressione uniassiale del materiale roccioso intatto e m ed s sono costanti del materiale, dove $s = 1$ per la roccia intatta.

Una relazione esatta tra l'equazione 1 e le tensioni a rottura normali e tangenziali è stata ottenuta da Hoek and Bray (1981) e successivamente da Ucar (1986) e Londe (1988).

Hoek ha discusso la derivazione di angoli di attrito equivalenti e forze coesive per varie situazioni pratiche. Queste derivazioni si basavano sulle tangenti all'involuppo di Mohr ottenuto da Bray (1981). Hoek ha suggerito che la forza coesiva determinata inserendo una tangente all'involuppo curvilineo di Mohr è un valore limite superiore e può dare risultati ottimistici nei calcoli di stabilità. Di conseguenza, un valore medio, determinato dall'inserimento di una relazione lineare di Mohr-Coulomb con il metodo dei minimi quadrati, potrebbe essere più appropriato. In questo lavoro Hoek ha introdotto anche il concetto del Criterio Generalizzato di Hoek-Brown nel quale la forma del piano della tensione principale o dell'involuppo di Mohr poteva essere modificata per mezzo di un coefficiente variabile a in luogo del termine della radice quadrata nell'equazione 1.

Hoek e Brown hanno cercato di consolidare tutti i precedenti miglioramenti in una presentazione completa del criterio di rottura e hanno dato un certo numero di esempi concreti per illustrare la sua applicazione pratica.

In aggiunta ai cambiamenti nelle equazioni, è stato anche riconosciuto che la classificazione dell'ammasso roccioso di Bieniawski non era più adeguata come veicolo di relazione tra il criterio di rottura e le osservazioni geologiche nel settore, in particolare per gli ammassi rocciosi molto deboli. Ciò ha comportato l'introduzione dell'indice GSI di [Hoek, Wood e Shah \(1992\)](#), Hoek (1994) e [Hoek, Kaiser e Bawden \(1995\)](#). Questo indice fu successivamente esteso per gli ammassi rocciosi deboli in una serie di articoli da [Hoek, Marinos e Benissi \(1998\)](#), e [Marinos e Marinos e Hoek](#).

Il Criterio Generalizzato di Hoek-Brown

Questo è espresso come:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad [2]$$

dove m_b è un valore ridotto della costante del materiale m_i ed è dato da:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad [3]$$

s ed a sono costanti per l'ammasso roccioso date dalle seguenti relazioni:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad [4]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad [5]$$

D è un fattore che dipende dal grado di disturbo a cui la massa rocciosa è sottoposta dal danneggiamento dell'esplosione e dal rilassamento della tensione. Esso varia da 0 per masse rocciose in situ indisturbate a 1 per masse rocciose molto disturbate (ved. [Linee Guida per la selezione di D](#)).

La resistenza alla compressione uniassiale è ottenuta fissando nell'equazione 2:

$$\sigma_3' = 0$$

fornendo:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad [6]$$

e la resistenza a trazione è data da:

$$\sigma_t = -\frac{s \sigma_{ci}}{m_b} \quad [7]$$

L'equazione 7 è stata ottenuta impostando:

$$\sigma_1' = \sigma_3' = \sigma_t$$

nell'equazione 2. Questa rappresenta una condizione di tensione biassiale. Hoek ha dimostrato che, per materiali fragili, la resistenza a trazione uniassiale è uguale alla resistenza a trazione biassiale.

Si noti che il "passaggio" a $GSI = 25$ per i coefficienti s e a è stato eliminato nelle equazioni 4 e 5 che danno transizioni continue uniformi per l'intera gamma dei valori di GSI . I valori

numerici di a ed s , dati da queste equazioni, sono molto simili a quelli dati dalle precedenti equazioni.

Le tensioni normali e tangenziali sono correlate alle tensioni principali attraverso le equazioni pubblicate da Balmer.

$$\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cdot \frac{d\sigma_1'/d\sigma_3' - 1}{d\sigma_1'/d\sigma_3' + 1} \quad [8]$$

$$\tau = (\sigma_1' - \sigma_3') \cdot \frac{\sqrt{d\sigma_1'/d\sigma_3'}}{d\sigma_1'/d\sigma_3' + 1} \quad [9]$$

$$d\sigma_1'/d\sigma_3' = 1 + am_b (m_b \sigma_3' / \sigma_{ci} + s)^{a-1} \quad [10]$$

Modulo di deformazione

Il modulo di deformazione dell'ammasso roccioso è dato da:

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad [11a]$$

L'equazione 11a vale per $\sigma_{ci} \leq 100MPa$.

Mentre per $\sigma_{ci} > 100MPa$ si usa l'equazione 11b:

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad [11b]$$

Si noti che l'equazione originale proposta da Hoek e Brown è stata modificata, con l'inclusione del fattore D , per consentire gli effetti dei danni dell'esplosione e del rilassamento della tensione.

1.2 Criterio di Mohr-Coulomb

Il criterio di Mohr-Coulomb

Poiché la maggior parte del software geotecnico è ancora scritto in termini di criterio di rottura di [Mohr-Coulomb](#), è necessario determinare angoli di attrito equivalenti e forze coesive per ogni ammasso roccioso ed intervallo di tensione. Ciò viene effettuato inserendo una relazione lineare media per la curva generata, risolvendo l'equazione 2 per un range di valori della tensione principale minore definiti da

$$\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma'_{3 \max}$$

come illustrato in figura 1.

Il processo di adattamento comporta il bilanciamento delle aree sopra e sotto il piano di Mohr-Coulomb. Ciò comporta le seguenti equazioni per l'angolo di attrito ϕ' e la forza coesiva c' :

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad [12]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}) ((1+a)(2+a))}} \quad [13]$$

dove:

$$\sigma_{3n} = \sigma'_{3 \max} / \sigma_{ci}$$

Si noti che il valore di $\sigma'_{3 \max}$, il limite superiore della tensione di confinamento sul quale la relazione tra il criterio di Hoek-Brown e quello di Mohr-Coulomb è considerata, deve essere determinato per ciascun caso individuale.

La forza tangenziale di Mohr-Coulomb τ , per una data tensione normale σ , si ottiene dalla sostituzione di questi valori di c' e ϕ' nell'equazione:

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi' \quad [14]$$

Il piano equivalente, in termini delle tensioni principali maggiore e minore, è definito da:

$$\sigma_1' = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma_3'$$

[15]

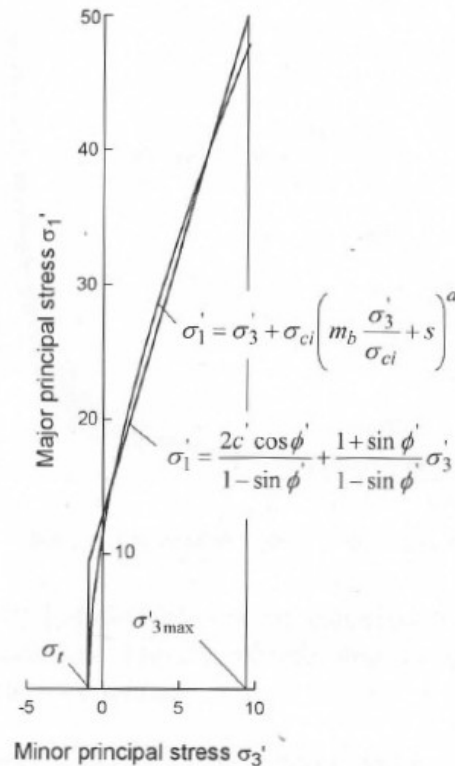


Figura 1: Relazioni tra le tensioni principali maggiore e minore per Hoek-Brown e il criterio equivalente di Mohr-Coulomb.

La resistenza dell'ammasso roccioso

La resistenza a compressione uniassiale dell'ammasso roccioso σ_c è dato dall'equazione 6. La rottura inizia al limite di uno scavo quando σ_c viene superato dallo sforzo indotto da questo limite. La rottura si propaga da questo punto iniziale in un campo di tensione biassiale ed esso infine si stabilizza quando la resistenza locale, definita dall'equazione 2, è più alta delle tensioni indotte σ_1' e σ_3' . La maggior parte dei modelli numerici è in grado di seguire questo processo di propagazione della rottura e questo livello di analisi dettagliata è molto importante se si considera la stabilità di scavi in roccia e nella progettazione di sistemi di sostegno.

Tuttavia, ci sono momenti in cui è utile prendere in considerazione il comportamento generale di un ammasso roccioso piuttosto che il processo di propagazione della rottura dettagliato di cui sopra. Per esempio, quando si considera la resistenza di un pilastro, è più utile avere una stima della resistenza complessiva del pilastro, piuttosto che una conoscenza dettagliata della misura della propagazione della frattura nel pilastro. Questo porta al concetto di "forza dell'ammasso roccioso" globale e Hoek e Brown hanno proposto che questa potrebbe essere stimata dalla relazione di Mohr-Coulomb:

$$\sigma_{cm}' = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

[16]

con c' e ϕ' determinati per l'intervallo tensionale :

$$\sigma_t < \sigma_3' < \sigma_{ci}/4$$

dando

$$\sigma_{cm}' = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

[17]

Determinazione di $\sigma'_{3 \max}$

Il problema di determinare il valore appropriato di $\sigma'_{3 \max}$ per l'utilizzo nelle equazioni 12 e 13 dipende dalla specifica applicazione. Due casi saranno studiati:

1. Gallerie - dove il valore di $\sigma'_{3 \max}$ è quello che dà curve caratteristiche equivalenti per i due criteri di rottura per le gallerie profonde o profili di cedimento equivalenti per le gallerie superficiali.
2. Pendii - qui il fattore di sicurezza calcolato e la forma e la localizzazione della superficie di rottura devono essere equivalenti.

Per il caso delle gallerie profonde, soluzioni in forma chiusa per entrambi i criteri Generalizzato di Hoek-Brown e di Mohr-Coulomb sono state utilizzate per generare centinaia di soluzioni

e trovare il valore di $\sigma'_{3\max}$ che dà curve caratteristiche equivalenti.

Per gallerie superficiali, dove la profondità al di sotto della superficie è minore di 3 diametri di scavo, studi numerici comparativi della misura della rottura e il grado del cedimento della superficie hanno dato una relazione identica a ciò che è stato ottenuto per le gallerie profonde, a condizione che la speleologia in superficie è evitata.

I risultati degli studi per gallerie profonde sono rappresentati in Figura 2 e l'equazione inserita per entrambi i casi è:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$$

[18]

dove σ'_{cm} è la resistenza dell'ammasso roccioso, definita dall'equazione 17, γ è il peso per unità di volume dell'ammasso roccioso ed H è la profondità della galleria al di sotto della superficie. Nei casi in cui la tensione orizzontale è più alta di quella verticale, il valore della tensione orizzontale dovrebbe essere utilizzato al posto di γH .

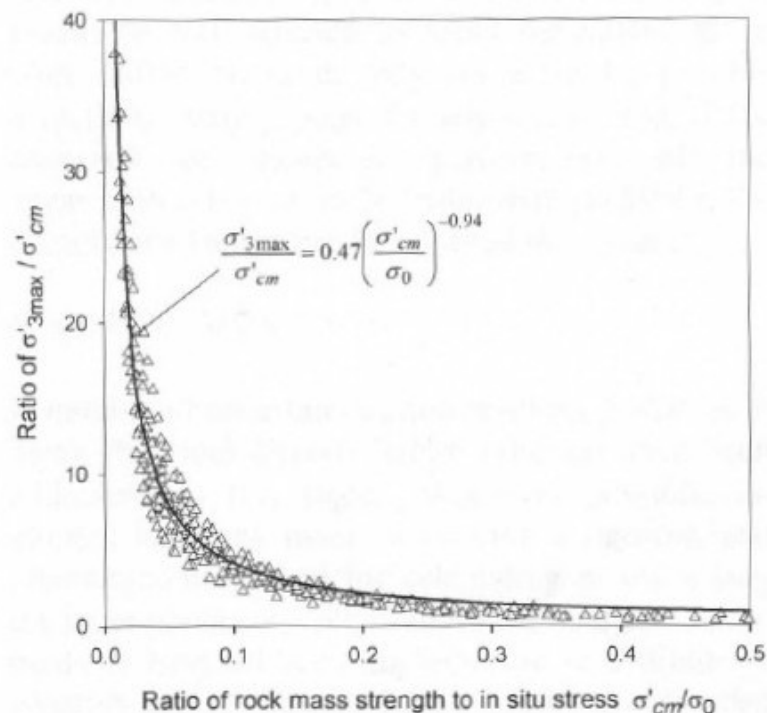


Figura 2: Relazione per il calcolo di $\sigma'_{3\max}$ per i parametri equivalenti di Mohr-Coulomb e Hoek-Brown per le gallerie.

L'equazione 18 si applica a tutti gli scavi sotterranei, che sono circondati da una zona di rottura che non si estende in superficie. Per studi su problematiche quali il blocco dello scavo nelle miniere è consigliabile che non si tenti di correlare i parametri di Hoek-Brown e di Mohr-Coulomb e che la determinazione delle proprietà del materiale e la successiva analisi siano basate su uno solo di questi criteri.

Studi analoghi per i pendii, usando l'analisi a rottura circolare di [Bishop \(1955\)](#) per un'ampia gamma di geometrie di pendii e proprietà di ammassi rocciosi hanno dato:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91}$$

[19]

dove H è l'altezza del pendio.

1.3 Fattore di Disturbo D

Stima del fattore di disturbo D

L'esperienza nella progettazione dei versanti in miniere molto grandi a cielo aperto ha dimostrato che il criterio di Hoek-Brown per ammassi rocciosi in situ indisturbati ($D=0$) determina proprietà dell'ammasso roccioso che sono troppo ottimistiche. Gli effetti del danno della forte esplosione così come la distensione della tensione dovuta all'eliminazione del terreno di copertura risultano di disturbo all'ammasso roccioso. Si ritiene che le proprietà dell'ammasso roccioso "disturbato", $D=1$ nelle equazioni 3 e 4, siano più appropriate per questi ammassi rocciosi.

[Lorig e Varona \(2000\)](#) hanno dimostrato che i fattori come ad esempio il confinamento laterale prodotto da diversi raggi di curvatura dei pendii (in piano) rispetto alla loro altezza influenzano anche il grado di disturbo.

[Sonmez e Ulusay \(1999\)](#) hanno analizzato cinque rotture del versante in miniere di carbone fossile aperte in Turchia e hanno tentato di assegnare dei fattori a ciascun ammasso roccioso in base alla loro valutazione delle proprietà dell'ammasso roccioso predette dal criterio di Hoek-Brown. Purtroppo, una delle rotture del pendio sembra essere strutturalmente controllata mentre

un'altra è costituita da una pila di rifiuti trasportati. Gli autori ritengono che il criterio di Hoek-Brown non sia applicabile per questi due casi.

[Cheng e Liu \(1990\)](#) riportano i risultati di back-analysys delle misure di deformazione molto attenti, da estensimetri posti prima dell'inizio dello scavo, nella caverna del Mingtan in Taiwan. Si è constatato che una zona danneggiata dall'esplosione si estendeva per una distanza di circa 2m in giro per tutti i grandi scavi. La resistenza calcolata e le proprietà di deformazione dell'ammasso roccioso danneggiato danno un fattore di disturbo equivalente $D=0.7$.

Da questi riferimenti è chiaro che un gran numero di fattori può influenzare il grado di disturbo nell'ammasso roccioso circostante uno scavo e che non potrebbe mai essere possibile quantificare questi fattori precisamente. Tuttavia, sulla base della loro esperienza e su un'analisi di tutti i dettagli contenuti in questi documenti, gli autori hanno cercato di elaborare una serie di Linee Guida per la stima del fattore D e queste sono riportate nella Tabella 1.

L'influenza di questo fattore di disturbo può essere significativa.

Ciò è dimostrato da un tipico esempio in cui $\sigma_{ci} = 50\text{Mpa}$, $m_i = 10$ e $GSI = 45$. Per un ammasso roccioso in situ indisturbato circostante uno scavo ad una profondità di 100m, con un fattore di disturbo $D=0$, l'angolo di attrito equivalente è $\phi' = 47.16^\circ$ mentre la forza coesiva è $c' = 0.58\text{Mpa}$. Un ammasso roccioso con gli stessi parametri di base ma in un pendio più disturbato di 100 m di altezza, con un fattore di disturbo $D = 1$, ha un angolo di attrito equivalente di $\phi' = 27.61^\circ$ ed una forza coesiva di $c' = 0.35\text{Mpa}$.

Tabella 1: Linee Guida per la stima del fattore di disturbo D

Descrizione dell'ammasso roccioso	Valore suggerito di D
L'eccellente qualità dell'esplosione controllata o dello scavo attraverso	D=0

<p>la Tunnel Boring Machine (TBM) si traduce in un minimo disturbo all'ammasso roccioso confinato circostante uno scavo.</p>	
<p>Lo scavo meccanico o manuale in ammassi rocciosi di bassa qualità (senza uso di esplosivo) si traduce in un minimo disturbo all'ammasso roccioso circostante. Dove i problemi di compressione risultano sollevati nel piano significativo, il disturbo può essere grave a meno che si posizioni una base temporanea.</p>	<p>D=0</p> <p>D=0.5</p>
<p>Un'esplosione non controllata in uno scavo di roccia dura provoca un danneggiamento locale grave, che si estende per 2 o 3 m nell'ammasso roccioso circostante.</p>	<p>D=0.8</p>
<p>Un'esplosione di piccola scala nei</p>	<p>D=0.7</p>

<p>tagli di scarpate per opere d'ingegneria civile provoca un danno modesto all'ammasso roccioso, in particolare se viene utilizzato lo scoppio controllato. Tuttavia, il rilascio della tensione provoca qualche disturbo.</p>	<p>Esplosivo con cariche controllate</p> <p>D=1.0 Esplosivo con cariche non controllate</p>
<p>I versanti delle miniere a cielo aperto molto grandi soffrono un disturbo significativo dovuto alla pesante esplosione ed anche al rilascio della tensione dalla rimozione del terreno di copertura. In qualche roccia tenera lo scavo può essere effettuato attraverso ripping e dozing ed il grado di danneggiamento al versante è minore.</p>	<p>D=1.0 Uso di esplosivo</p> <p>D=0.7 Scavo meccanizzato</p>

1.4 Portanza fondazioni su roccia

La portanza di fondazioni superficiali su roccia applicando metodi basati sul criterio di rottura di Hoek e Brown

La verifica agli stati ultimi del complesso "terreno-fondazione", secondo la nuova Normativa, riguarda la valutazione dei meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza globale dei materiali. In particolare per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Nel caso specifico, le fondazioni sono costituite da elementi rettangolari con dimensione minore pari a 3,0m attestati alla profondità di 1,5m dal piano campagna, ovvero direttamente poggianti nel substrato formato dall'ammasso roccioso metarenitico.

Per la verifica, considerato che i terreni di fondazione sono rocce lapidee ancorché fratturate, si è fatto riferimento ai metodi di calcolo proposti da [Carter e Kulhawy \(1988\)](#) e da [Serrano, Olalla e Gonzalez \(2000\)](#), entrambi basati sul criterio di rottura di Hoek e Brown, validi proprio per fondazioni superficiali su materiali lapidei.

Metodo di Carter e Kulhawy

La portanza ultima di un ammasso roccioso può essere scritta nella forma:

$$q_u = \sigma_{ci} N_\sigma$$

[20]

dove σ_{ci} è la resistenza a compressione non confinata della roccia intatta e N_σ è definito come fattore di capacità portante.

Secondo tale criterio, la portanza ultima di un ammasso viene considerata come una "frazione" della resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta.

La risoluzione di Carter e Kulhawy fa riferimento al teorema del limite inferiore, in cui lo stato delle tensioni deve soddisfare l'equilibrio e non deve violare le condizioni di plasticità. La risoluzione del problema può essere raggiunta esaminando una condizione di carico in cui l'ammasso roccioso è considerato come privo di peso ed è suddiviso in due zone; in particolare nella zona I, essendo la roccia priva di peso, la tensione principale minore σ_3 coincide con la direzione verticale, mentre la tensione principale maggiore σ_1 coincide con la direzione orizzontale. In questa zona il valore della tensione principale σ_1 si ottiene dall'equazione generale 2 ponendo $\sigma_3 = 0$ e corrisponde alla resistenza a compressione non confinata dell'ammasso.

$$\sigma'_1 = \sigma_c = \sigma_{ci} s^\alpha$$

[21]

Nella zona II, ovvero al di sotto della struttura fondazionale, la σ_1 è verticale ed è uguale a q_u (portanza ultima), mentre σ_3 , poiché l'equilibrio lungo il contatto tra la zona I e la zona II deve essere mantenuto, assume il valore riportato nell'espressione 21.

Sostituendo i valori di σ_1 e σ_3 riportati nella formula del criterio generale di rottura di Hoek e Brown, in corrispondenza della zona II risulta:

Semplificando e mettendo σ_{ci} in evidenza, si ottiene:

$$q_u = \left[s^\alpha + (m_b s^\alpha + s) \right] \sigma_{ci}$$

[22]

L'equazione 22 può essere resa coerente con la 20 ponendo:

$$N_{\sigma_0} = \left[s^\alpha + (m_b s^\alpha + s) \right] _-$$

dove il simbolo N_{σ_0} sta ad indicare che l'ammasso è considerato privo di peso. L'equazione 22, con i vari parametri calcolati secondo le tipologie degli ammassi rocciosi presentati da Hoek e Brown, viene utilizzata per produrre le linee guida del calcolo della

portanza di fondazioni superficiali in ammassi rocciosi nelle "AASHTO - Standard specification for highway bridges".

Metodo di Serrano, Olalla e Gonzalez

[Serrano e Olalla \(1998\)](#) e [Serrano, Olalla e Gonzalez \(2000\)](#) hanno proposto un metodo per la stima della capacità portante ultima di fondazioni superficiali su ammassi rocciosi. Il calcolo è basato sulla teoria della linea di scivolamento sviluppata da Sokolowsky e utilizza anch'esso il criterio messo a punto da Hoek e Brown. L'espressione che permette il computo della portanza ultima è la seguente:

$$q_u = \beta_n (N_\beta - \varsigma_n)$$

[23]

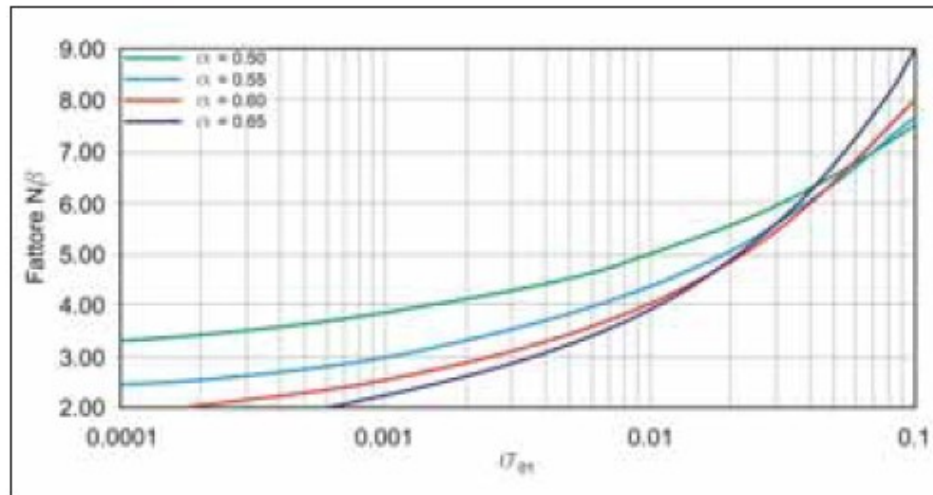
dove ς_n e β_n sono costanti dell'ammasso roccioso che dipendono da m_b , α , s e σ_{ci} secondo le seguenti espressioni:

$$A_n = \left[\frac{m_b (1-a)}{2^{\frac{1}{\alpha}}} \right]^{\alpha/1-\alpha}$$

$$\beta_n = A_n \sigma_{ci}$$

$$\varsigma_n = \frac{s}{m_b A_n}$$

Il fattore N_β può essere determinato graficamente utilizzando l'abaco fornito da Serrano et alii (2001), riportato nella figura seguente



2 Bibliografia

Balmer, G. 1952. A general analytical solution for Mohr's envelope. *Am. Soc. Test. Mat.* 52, 1260-1271.

Bieniawski Z.T. 1976. Rock mass classification in rock engineering. In *Exploration for Rock Engineering, Proc. of the Symp.*, (ed. Z.T. Bieniawski) 1, 97-106. Cape Town, Balkema.

Bishop, A.W., (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique* 5(1): 7-17.

Brown, E.T. (1970). Strength of models of rock with intermittent joints. *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol. 96, SM6, 1935-1949.

Brown, E.T. 1970. Strength of models of rock with intermittent joints. *J. Soil Mech. Foundn Div., ASCE* 96, SM6, 1935-1949.

Cheng, Y., and Liu, S. 1990. Power caverns of the Mingtan Pumped Storage Project, Taiwan. In *Comprehensive Rock Engineering*. (ed. J.A. Hudson), Oxford: Pergamon, 5, 111- 132.

Coulomb, C. A., 1776. Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs, a la architecture. *Mem. Acad. Roy. Div. Sav.*, vol. 7, pp. 343-387.

Hoek, E. 1968. Brittle failure of rock. In *Rock Mechanics in Engineering Practice*. (eds K.G. Stagg and O.C. Zienkiewicz), 99-124. London: Wiley.

Hoek, E. 1983. Strength of jointed rock masses, 23rd. Rankine Lecture. *Géotechnique* 33 (3), 187-223.

- Hoek, E.** 1990. Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion. *Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*. 12 (3), 227-229.
- Hoek, E.** 1994. Strength of rock and rock masses, *ISRM News Journal*, 2 (2), 4-16.
- Hoek, E. and Bray, J.W.** (1981). *Rock Slope Engineering*. (Third ed.) London: Inst. Min. Metall.
- Hoek, E. and Brown, E.T.** 1980. Empirical strength criterion for rock masses. *J. Geotech. Engng Div., ASCE* 106 (GT9), 1013-1035.
- Hoek, E. and Brown, E.T.** 1980. *Underground Excavations in Rock*, London, Instn Min. Metall.
- Hoek, E. and Brown, E.T.** 1988. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. *Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp.* (ed. J.C. Curran), 31-38. Toronto, Dept. Civil Engineering, University of Toronto.
- Hoek, E. and Brown, E.T.** 1997. Practical estimates of rock mass strength. *Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*. 34 (8), 1165-1186.
- Hoek, E., Kaiser P.K. and Bawden W.F.** 1995. *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam, Balkema.
- Hoek, E., Marinos, P. and Benissi, M.** 1998. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. *Bull. Engg. Geol. Env.* 57(2), 151-160.
- Hoek, E., Wood D. and Shah S.** 1992. A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. *Proc. Rock Characterization, Symp. Int. Soc. Rock Mech.: Eurock '92*, (ed. J.A. Hudson), 209-214. London, Brit. Geotech. Soc.
- Londe, P.** 1988. Discussion on the determination of the shear stress failure in rock masses. *ASCE J Geotech Eng Div*, 14, (3), 374-6.
- Lorig, L., and Varona, P.** 2001 Practical slope-stability analysis using finite-difference codes. In *Slope stability in surface mining*. (eds. W.A. Hustralid, M.J. McCarter and D.J.A. Van Zyl). Littleton: Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc., 115-124. 24.
- Sonmez, H., and Ulusay, R.** 1999. Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to the stability of slopes. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 36 (6), 743-760, 25.
- Ucar, R.** (1986) Determination of shear failure envelope in rock masses. *J. Geotech. Engng. Div. ASCE*. 112, (3), 303-315.

3 Contatti

Web:

www.geostru.eu

E-mail:

info@geostru.eu



Consultare la pagina dei contatti del Sito Web per avere maggiori informazioni sui nostri contatti e sugli indirizzi delle sedi operative in Italia e all'Estero.