



Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 2090A -

ANNO: 2017

A P P U N T I

STUDENTE: Aimar Mauro

MATERIA: Meccanica delle rocce - Prof. Scavia e Barbero

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

**ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**

INTRODUZIONE

1) Meccanica e ingegneria delle rocce

- **MECCANICA**: disciplina sperimentale e teorica che studia il comportamento dei materiali;
- **INGEGNERIA**: applicazione dei concetti ai casi reali.

2) In genere, la roccia è simbolo di stabilità e spesso si usa come materiale da costruzione.

A volte, però, ci sono movimenti franosi in roccia poiché nell'ammasso roccioso esistono discontinuità dette **discontinuità naturali**.

Queste esistono a diverse scale

→ micro-scala (10^{-3} m)

→ meso-scala

→ macro-scala (10^2 m)

Le discontinuità sono sede di debolezza della roccia, poiché queste mostrano delle superfici a contatto in cui possono avvenire fenomeni di scivolamento, rotazione, etc.

Esse sono presenti sempre ma a volte

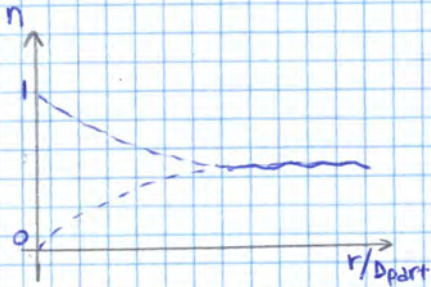
→ possono essere molto spaziate

→ possono essere orientate in modo favorevole (es. orizzontale o verticale)

CONSEGUENZE DELLE DISCONTINUITÀ

→ effetti sulla **RESISTENZA**

→ effetti sullo **STATO TENSIONALE**, che diventa complesso e varia soprattutto attorno alla discontinuità.



Man mano che il REV aumenta, si comincia ad avere un numero di particelle che porta sempre a tanti risultati, che ora sono però dispersi in un intervallo più piccolo.
 A un certo punto, a parte una piccola variazione di tipo statistico, si prende un volume così grande rispetto alla dimensione delle particelle che si ottiene un unico valore.

⇒ il REV è il più piccolo valore x cui ha senso sostituire all'insieme di particelle un continuo.

Nella meccanica delle terre, si ha sempre la situazione dove il risultato è univoco perché le particelle sono così piccole che un volume ne contiene tantissime.

Nella meccanica delle rocce, invece, la sostituzione non è sempre lecita:

avendo un campione con discontinuità di 10 m, x determinarne le proprietà occorrerebbero grandissimi volumi.



⇒ il grosso problema della meccanica delle rocce è che non si possono fare prove di laboratorio x determinare le proprietà del continuo. Ciò è possibile solo con provini aventi microfessure, in cui si può trovare il REV e determinare le caratteristiche.
 Il problema è che quel provino non rappresenta l'ammasso e, se si fa l'opera, questa è influenzata dalle macrodiscontinuità.

il ruolo del laboratorio è molto più limitato rispetto alla meccanica delle terre

Per questo motivo, storicamente si è fatta una distinzione

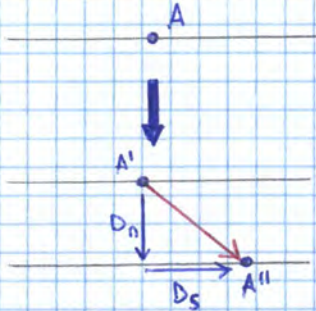
→ il materiale avente solo microfessure si dice **materiale roccioso**. Questo, se ha buone caratteristiche anche dal punto di vista estetico, diventa anche materiale da costruzione. Questo è studiato non tanto x la stabilità ma x la durabilità.

→ **discontinuità**, aventi grosse dimensioni e diversa origine

L'insieme materiale roccioso + discontinuità costituisce l'**ammasso roccioso**.

DISCONTINUITÀ

DEFINIZIONE MECCANICA



Si consideri una linea avente un punto A. Se questa non è una discontinuità (è una sola linea semplice) e si carica il corpo, il punto A si sposta e il campo degli spostamenti è continuo, cioè non ci sono strappi o compenetrazioni.

Se ci fosse uno strappa, il punto A si dividerebbe in A' e A'' e tra A' e A'' nascerebbe una DISCONTINUITÀ DI SPOSTAMENTO (discontinuità nel campo degli spostamenti), avente

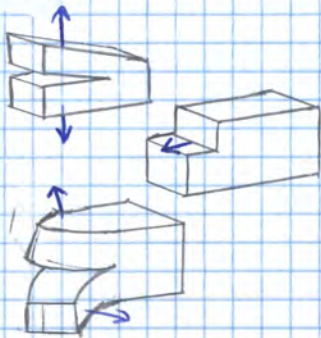
- componente D_n normale alle facce di frattura
- componente D_s tangenziale alle facce di frattura.

⇒ la discontinuità è una qualunque interruzione della continuità nel campo degli spostamenti nel mezzo (qui il materiale riacciso è distrutto e ci sono 2 lembi a contatto).

Tali discontinuità possono essere

- pre-esistenti all'opera, le quali possono propagarsi a causa della variazione dello stato tensionale (ci si focalizza su queste)
- create dall'opera

Le fratture si originano in modo diverso a seconda della storia geologica. La meccanica della frattura dice che le fratture, sia pre-esistenti sia create, nascono a combinazione di 3 fenomeni



→ APERTURA, dove c'è una fessura in campo di trazione che tende ad aprirsi, con

$$D_n \neq 0$$

→ SCIOLIMENTO NEL PIANO, dove si ha

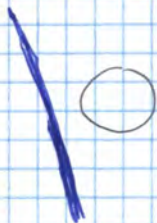
$$D_s \neq 0$$

→ STRAPPO

DEFINIZIONE GEOLOGICA

Le discontinuità si dividono in 2 famiglie

→ faglie



Esse sono grandi discontinuità che sono nate a sollecitazioni di taglio o trazione, legate ai movimenti tettonici che hanno subito GRANDI SPOSTAMENTI e si legano a fenomeni attritivi.

Infatti, se le placche tendono a schiacciarsi e a scorrere, nasce una discontinuità che di solito è riempita di materiale di frizione che si viene a creare.

Caratteristiche delle discontinuità

1 Nelle discontinuità, interessano 3 diverse proprietà

→ PROPRIETÀ GEOMETRICHE

→ PROPRIETÀ MECCANICHE

→ PROPRIETÀ IDROLOGICHE (come l'acqua circola all'interno della discontinuità)

Per capire quali discontinuità sono presenti all'interno dell'ammasso roccioso e le proprietà, bisogna procedere al **rilievo delle discontinuità**:

questo si può eseguire su alcune porzioni dell'ammasso roccioso e deve definire alcune caratteristiche, raccomandate dall'International Society for Rock Mechanics (ISRM)

→ ORIENTAZIONE

→ SPAZIATURA

→ APERTURA

→ PERSISTENZA

→ SCABREZZA

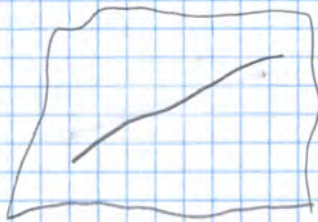
→ RESISTENZA DELLE PARETI

→ RIEMPIMENTO

→ NUMERO

la caratterizzazione avviene in modo semi-quantitativo, in cui si ottengono caratteristiche geometriche e parametri che non sono parametri meccanici ma che consentono di costruire un modello meccanico della discontinuità

2 Per determinare le caratteristiche, occorre innanzitutto determinare le discontinuità e fissarle in una data posizione all'interno dell'ammasso roccioso.



Data il fronte dell'ammasso roccioso, su di esso si può vedere la traccia dell'intersezione discontinuità-frontera (non si vede cosa succede all'interno). Se poi c'è stato un crollo, si vedono dei tratti di discontinuità che vengono alla luce.

↓ fronte non liscio

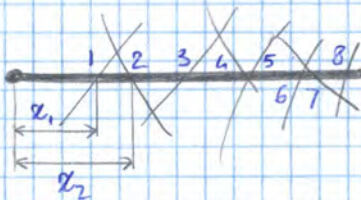
Spesso, si lavora sulle tracce delle discontinuità e si possono usare più metodi

→ **stendimento** (metodo tradizionale):

Fissato un punto di partenza, si tira in genere orizzontalmente una baionetta metallica lunga l_0 m sul fronte.

Dall'origine del sistema, si indicano le discontinuità con un numero e a esse poi si associano le caratteristiche fisiche e geometriche, tra cui la distanza x_i dall'origine.

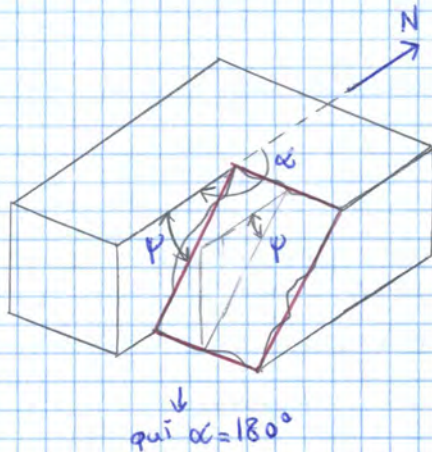
Più stendimenti si fanno, meglio si conosce il sistema di discontinuità presenti



n	x	α	ψ	(...)
1
2

Orientamento

È una proprietà importante tra quelle geometriche e si richiede una certa attenzione nella sua valutazione.



A rigori, le superfici non sono planari ma, ai fini della giacitura, ci si accontenta dell'ipotesi di planarità.

In fatti, se si tenesse conto dell'ondulosità, sarebbe complesso dare la giacitura e sarebbe poco utile dal punto di vista pratico.

Esistono diversi modi x dare la giacitura della discontinuità nella meccanica delle rocce, x definire l'orientamento del piano nello spazio (non interessa la posizione), si definiscono 2 angoli.

→ sul piano si definisce la linea di massima pendenza, cioè la linea sul piano lungo la quale rotolerebbe un corpo.

Per tale linea si fa passare un piano verticale che interseca il piano orizzontale formando una linea. L'angolo compreso si dice **inclinazione** ψ o DIP.

→ partendo dal Nord in senso orario, l'angolo che la linea di massima pendenza forma con la direzione del Nord nel piano orizzontale si dice **direzione di immersione** α o DIP DIRECTION.

Questa è una rappresentazione univoca, dove

$$\alpha \in [0^\circ; 360^\circ]$$

$$\psi \in [0^\circ; 90^\circ]$$

→ se si va oltre i 90° , il piano guarda dall'altra parte e cambia il valore di α

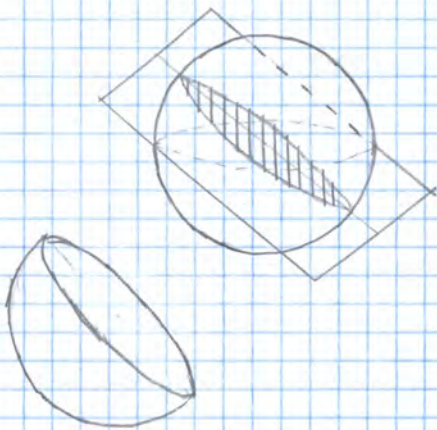
PROBLEMA: a rigori, si conosce solo la traccia del piano sul fronte. Di conseguenza, avendo solo una linea, non si potrebbe fare la misura. In realtà, c'è sempre un'azione di erosione che mette alla luce una porzione sufficientemente adeguata di piano.

Tutta la parte di stabilità dei pendii in roccia si basa su parametri come la giacitura.

3 Lo studio dell'orientamento serve a vedere se si creano delle combinazioni di discontinuità che portano a un cinematicismo ~~o~~ pericoloso o la stabilità. Il problema è che, in genere, si rilevano molte discontinuità (centinaia) e dare una rappresentazione grafica a tutti questi piani è molto complesso.

Pertanto, x facilitare la rappresentazione, non si usa l'assonometria ma si ricorre a un altro strumento, cioè la **proiezione stereografica**:

essa è una rappresentazione che porta nel piano ciò che è tridimensionale.



Per rappresentare un piano, lo si fa intersecare con una sfera, facendolo passare x il suo centro. L'intersezione che si genera è un cerchio, detto **GRANDE CERCHIO**, che delimita 2 emisferi. A seguito della convenzione legata ai poli, si tiene solo la parte inferiore.

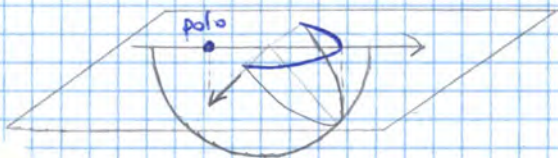
Se invece di un piano, si avesse una retta passante x il centro (il polo), si otterrebbe un punto sull'emisfera inferiore.

Il tutto è poi proiettato sul piano orizzontale. Esistono diverse modalità di proiezione, legate alle proiezioni geografiche, ciascuna caratterizzata da un errore. Quelle tipicamente fatte sono

→ **PROIEZIONE EQUI-AREA**, in cui la proiezione sul piano mantiene la stessa area ma varia l'angolo e la forma (piccole distorsioni)

→ **PROIEZIONE STEREOGRAFICA**, che mantiene la forma ma varia l'area.

In genere, si usa la proiezione equi-area.



Il lavoro di proiezione si può semplificare ricorrendo al cosiddetto **reticolo stereografico**, che consente di rappresentare i piani. Siccome però è complicato rappresentare i diversi piani, si definisce il piano equatoriale e si rappresentano inizialmente solo i piani con

$$\alpha = 90^\circ \quad \alpha = 270^\circ$$

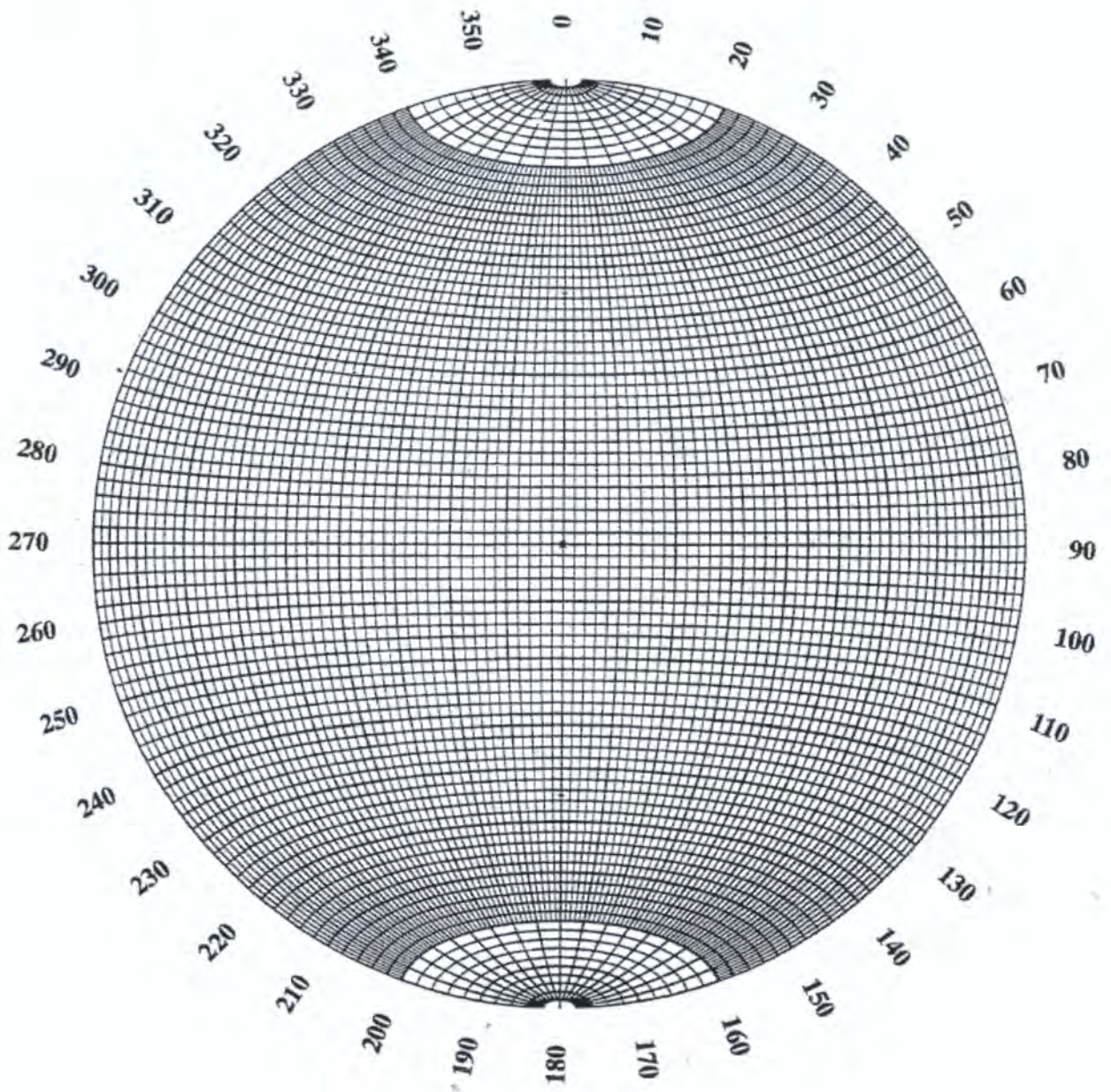
Facendo variare l'inclinazione ψ da 0° a 90° , si ottiene una serie di linee che definiscono il reticolo stereografico equatoriale. In particolare, la curva tende a schiacciarsi all'aumentare di ψ , con 2 casi limite

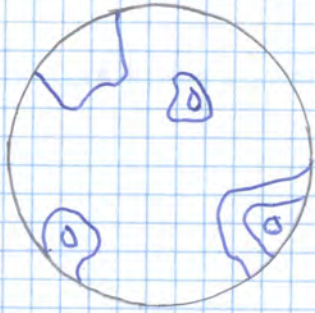
→ $\psi = 90^\circ \Rightarrow$ retta

→ $\psi = 0^\circ \Rightarrow$ semicirconferenza

Tutto questo vale x $\alpha = 270^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$

In questo modo, è immediato rappresentare un qualunque piano con 90° o 270° di immersione.





Come risultato, si ottiene uno stereogramma in cui si vedono degli addensamenti.

L'aspetto interessante è che i sistemi di discontinuità sono fatti in modo che la zona a percentuale più elevata sia quella più interna e, man mano che ci si allontana dalla parte centrale, la percentuale diminuisce.

⇒ questo è un segno di un vero sistema di discontinuità

PROBLEMA : dato un polo in un certo punto, lo si include o no nell'area isofrequenziale?
 Ciò dipende dalla percentuale limite scelta, che non è stabilita a priori ma va fissata.
 Comunque, non esistono metodi matematici a capire se, dati un punto e un sistema, il punto appartiene al sistema. Piuttosto, si può sfruttare la rappresentazione visiva e vedere se alcuni poli, che stanno al limite, appartengono al sistema o no.

Una volta ottenuto il sistema di discontinuità, questo presenta una certa variabilità nei parametri angolari, ad es.

$$\alpha = 60^\circ \div 80^\circ \quad \psi = 10^\circ \div 50^\circ$$

Al fine di trovare un valore rappresentativo di piano, si vuole trovare il polo rappresentativo α il sistema.



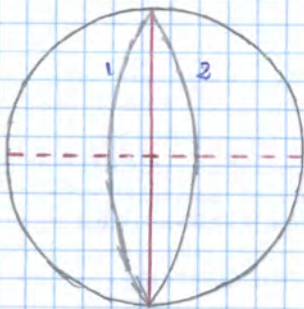
In prima battuta, si potrebbe considerare il baricentro dell'area più interna, leggendo i relativi valori di α e ψ .

In alternativa, avendo tanti valori di α e ψ , se ne può fare la media.
 Ciò non va bene perché in realtà le rette sono associate a vettori.

Es si considerino 2 piani

$$1 (\alpha_1 = 270^\circ ; \psi_1 = 45^\circ)$$

$$2 (\alpha_2 = 90^\circ ; \psi_2 = 45^\circ)$$



Intuitivamente, il piano rappresentativo è quello intermedio, ossia il piano verticale.
 Se si fa la media, invece, si ottiene

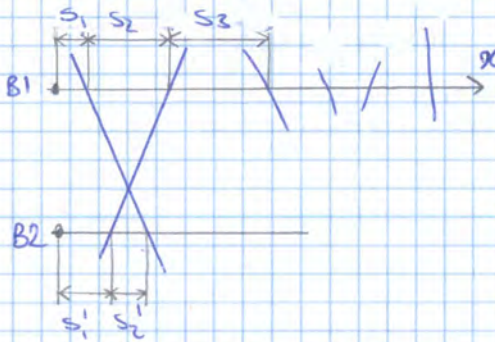
$$\alpha_m = 180^\circ \quad \psi_m = 45^\circ$$

cioè un piano che guarda a 180° ed è inclinato di 45° .

Spaziatura delle discontinuità

1 Essa indica quanto è fratturato l'ammasso roccioso.

2 DEFINIZIONE MATEMATICA



Date 2 discontinuità parallele, la spaziatura è la DISTANZA tra esse, cioè la lunghezza della normale alle superfici delle 2 discontinuità.

In realtà, i sistemi non hanno discontinuità parallele. Pertanto, data la bandella intermedia, la spaziatura si calcola come

$$S_i = x_i - x_{i-1} \quad i=1; \dots; n$$

Dunque, anche se la spaziatura si definisce solo con elementi paralleli tra di loro, si adotta una definizione approssimata. Infatti, la singola spaziatura dipende dalla posizione della bandella rispetto alle discontinuità (se si sposta, la spaziatura cambia completamente poiché non sono parallele).

Si nota però che all'aumentare del numero di discontinuità, l'istogramma delle spaziature non varia molto a seconda della posizione della bandella. In altri termini, variano le singole spaziature ma, nell'insieme, media e scarto quadratico medio della popolazione delle fratture non varia significativamente. Ciò è tanto più forte quante più fessure si considerano e quanti più studiamenti si fanno.

L'operazione di misura può essere fatta sia globalmente su tutte le fratture (qui si ha un'idea più chiara dello stato di fratturazione dell'ammasso roccioso) o sulle fratture già organizzate in sistemi o in entrambi i modi.

In base alla spaziatura, la norma ISRM definisce una classificazione e i valori estremi sono

→ minimo (in media)

$$S = 20 \text{ mm}$$

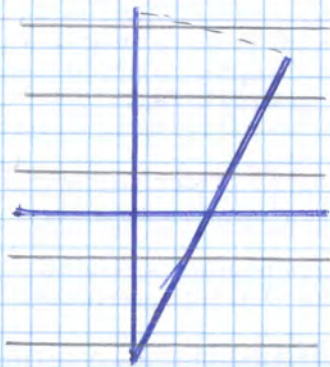
→ oltre questo valore, non è più un ammasso roccioso ma un ghiaione

→ massimo

$$S = 8000 \text{ mm}$$



→ errore di mutuo orientamento bandella - discontinuità



In presenza di un sistema di discontinuità, il modo corretto di rilevamento è perpendicolare alle discontinuità.

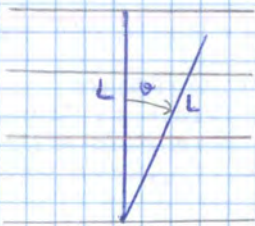
Spesso però non c'è un unico sistema di discontinuità e ci sono diversi orientamenti all'interno dello stesso sistema.

Pertanto, la misura avviene secondo un generico angolo φ tra la normale ai piani di discontinuità (si assume a semplicità che siano paralleli) e la bandella.

In questo modo, siccome le bandelle hanno la stessa lunghezza, può variare il numero N_s di discontinuità che si intersecano.

In particolare, a $\varphi \rightarrow 90^\circ$, la bandella tende a diventare parallela alle discontinuità e dunque si è in una situazione dove non si intersecano le discontinuità. Pertanto, negli stereogrammi polari, qualche sistema può non comparire perché non rilevato.

Per tenere conto di questo errore, bisogna trovare il rapporto tra il numero N_s di discontinuità rilevate sulla bandella reale rispetto al numero N teorico che si dovrebbe rilevare seguendo la maniera corretta.



Si indichi con L la lunghezza della bandella perpendicolare alle discontinuità, in cui si rilevano N discontinuità.

In realtà, la bandella è inclinata di un angolo φ . Se si vuole che essa continui a rilevare sempre N discontinuità occorre usare una bandella più lunga, avente lunghezza di stendimento L_s , con

$$L_s = \frac{L}{\cos \varphi}$$

Qual è la frequenza che si determina nei 2 casi, cioè il rapporto numero di discontinuità - lunghezza di stendimento?

→ FREQUENZA CORRETTA, che si determina se la bandella è perpendicolare

$$\lambda = \frac{N}{L}$$

→ FREQUENZA RILEVATA sullo stendimento inclinato

$$\lambda_s = \frac{N}{L_s}$$

Sullo stendimento inclinato, la frequenza vale anche

$$\lambda_s = \frac{N}{L_s} = \frac{N_s}{L}$$

È però noto il valore di L_s e, sostituendo, si ha

$$\lambda_s = \frac{N}{L} \cos \varphi = \frac{N_s}{L}$$

Confrontando le uguaglianze, si ottiene

$$N = \frac{N_s}{\cos \varphi}$$

Questa quantità si dice **peso della discontinuità**

$$w_j = \frac{1}{\cos \theta_j}$$

Il termine $\cos \theta_j$ si ricava a partire dalla giacitura del polo e dello stendimento

$$\cos \theta_j = \cos(\alpha_n - \alpha_s) \cos \psi_n \cos \psi_s + \sin \psi_n \sin \psi_s \rightarrow \text{Formula del coseno tra 2 vettori}$$

Il peso di fatto dà alla discontinuità una rappresentatività inferiore rispetto alle discontinuità misurate con uno stendimento misurato con angolo maggiore. In altri termini, quando si rileva una discontinuità con uno stendimento quasi parallelo, questo ha un peso maggiore perché è stato difficile intersecarlo.

Si nota che il peso è unitario quando $\cos \theta_j = 1$, cioè quando c'è perpendicolarità (lì si misura il valore giusto). In tutti gli altri casi, la discontinuità ha peso maggiore di 1.

Si nota che, sommando i pesi w_j , non si ottiene il numero totale di discontinuità rilevate (altrimenti ogni peso varrebbe 1). Siccome

$$w_j \geq 1$$

si ottiene un **NUMERO PESATO DI DISCONTINUITÀ**

$$N_w = \sum_{j=1}^N w_j \geq N$$

In realtà, non si vuole parlare con discontinuità fittizie ma si ragiona sul numero N di discontinuità. Pertanto, si normalizza il peso definendo un **peso normalizzato**

$$w_j' = w_j \frac{N_s}{N_w}$$

N_s = numero di discontinuità misurate sullo stendimento

N_w = numero pesato di discontinuità

In questo modo, la somma dei pesi corretti è effettivamente uguale al numero di discontinuità.

$$N_s = \sum w_j'$$

Questa correzione si dice **correzione di Terzaghi**:

ogni discontinuità è contrassegnata con un peso che poi è normalizzato e, in questo modo, si trovano degli addensamenti di poli e si valutano i relativi parametri ($\alpha; \psi$).

Se non si correggesse, si rischierebbe di sovrastimare qualche sistema di discontinuità rispetto agli altri a causa della diversa inclinazione della battezza e si avrebbero diversi poli rappresentativi.



(X) Si trovano i valori α e φ rappresentativi del nuovo piano corretto

$$\alpha_r = \arctan \frac{r_x}{r_y}$$

$$\varphi_r = \arctan \frac{r_z}{\sqrt{r_x^2 + r_y^2}}$$

Esistono dei valori di raccomandazione dell'ISRM circa la spaziatura e i valori tipo sono quelli relativi alla spaziatura moderata e larga, con

$$S = 200 \div 2000 \text{ mm}$$

La spaziatura può poi essere rappresentata in un istogramma in cui si riportano le diverse grandezze.
Ciò è fatto x sistemi di discontinuità distinti o x tutto l'insieme dei risultati.

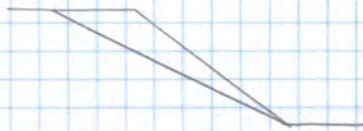
Infatti, il modello che si crea alla fine deve fondarsi sulle distribuzioni delle discontinuità e dei ponti di roccia.

Da qui, in effetti, il parametro **persistenza** si definisce in un sistema piano come rapporto tra la lunghezza complessiva delle discontinuità e la lunghezza complessiva dei ponti.

$$k' = \frac{\sum_{i=1}^N p}{\sum_{i=1}^N p_p}$$

Una definizione alternativa prevede di confrontare la lunghezza complessiva delle discontinuità con la lunghezza totale di riferimento.

$$K = \frac{\sum_{i=1}^N p_i}{L}$$



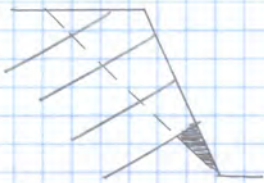
Nel caso che $\sum p_i = L$, si è in una situazione dove la persistenza è al 100%.
 Man mano che compaiono ponti di roccia, la lunghezza complessiva delle discontinuità diventa via via più piccola rispetto a L , fino a una situazione limite dove non ci sono più tracce.

$$K = 0$$

In base al valore di persistenza, si possono avere più situazioni

- DISCONTINUITÀ PERSISTENTI
- DISCONTINUITÀ SUB-PERSISTENTI
- DISCONTINUITÀ NON PERSISTENTI

APPLICAZIONI: la persistenza ha un ruolo fondamentale perché la sede della debolezza giace sulle discontinuità, mentre un ponte di roccia non è sede di debolezza perché ha resistenza elevata, pertanto il fatto di avere discontinuità persistenti è segnale di potenziale instabilità in quella zona.



Occorre poi attenzione se si è in presenza di un sistema di diverse fratture (non ce n'è una sola).
 In questo caso, lo schema che si ottiene potrebbe non essere reale (non corrisponde alla meccanica) e potrebbe svilupparsi una superficie di dimensioni minori senza ponti di roccia.

⇒ occorre prestare attenzione ai ponti di roccia nella formulazione del modello



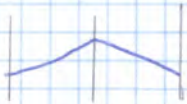
del resto, la persistenza è un parametro complesso che tiene conto non solo della lunghezza della traccia, ma anche della presenza di ponti di roccia.

2 MISURA DELLA FORMA

Un metodo x caratterizzare ondulosità e scabrezza è il **laser** (metodo sofisticato).

LABORATORIO:

esso consiste in un puntatore libero di muoversi secondo un certo percorso, in modo da scansionare tutto il profilo. In base al tempo di risposta, si definisce la forma della superficie (inclinazione media delle asperità e scarto). In genere, il laser ha un passo di lettura di 50 μm (ogni 50 μm da un punto) e dunque ha precisione molto elevata.



SITO:

esso ha precisione molto alta, sui 5-10 mm

In realtà, dal punto di vista ingegneristico, conviene avere strumenti pratici e veloci che diano risultati di facile uso.

→ ONDULAZIONI



Sulla discontinuità si dispone una riga che, appoggiandosi, consente di misurare l'angolo di inclinazione.

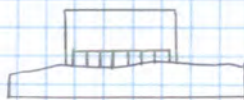
In tal modo, si esprime l'ondulosità principale con un angolo.

↳ questo è il dato in sito che interessa poiché influenza la resistenza a taglio

→ SCABREZZA

Si utilizza il **profilometro di Barton**:

una porzione lunga 10 cm di discontinuità (da sondaggio) è posta sotto un elemento centrale, cioè il profilometro. Questo presenta tanti fori, all'interno dei quali scorrono degli aghi.



Perché gli aghi scorrono, occorre applicare una certa pressione siccome c'è un certo attrito lungo la loro sede. Pertanto, si appoggia il pettine e lo si schiaccia. Gli aghi allora si spostano a seconda delle asperità e, dagli spostamenti, si deduce il profilo.

Da qui si ottiene una serie di sezioni e Barton osservò che, in fondo, le superfici di discontinuità a 10 cm di scala, presentano una forma non qualunque, bensì queste rientrano in certi range di forma. Le superfici tipo sono riportate con grado crescente di scabrezza

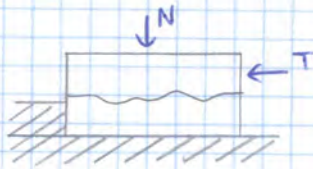
→ liscia

→ massima scabrezza che si può trovare sui giunti

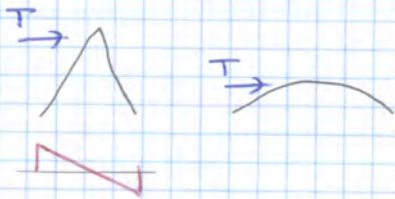
Resistenza delle pareti

La resistenza delle asperità è un aspetto che influenza la resistenza a taglio delle discontinuità.

Le asperità della superficie consentono infatti di esplicare una certa resistenza.



In particolare, se si esegue una prova a taglio diretto (si applicano una forza normale N e una forza di taglio T) la forma ha un certo ruolo ma è anche importante la resistenza delle asperità. Da una parte, infatti, le asperità creano un effetto di mutuo incastramento, ma, dall'altra, possono essere anche schiacciate o rotte.



Intuitivamente, se l'asperità è molto inclinata, nasce un momento flettente e, sapendo che la resistenza a trazione è molto inferiore alla resistenza a compressione, l'asperità può andare a rottura a trazione ($\sigma < 0$).

Se l'asperità è poco inclinata, tende più a rompersi a taglio.

⇒ il predominio di un tipo di rottura o di un altro dipende dalla forma della discontinuità.

Allora si vuole trovare un parametro globale relativo alla superficie di discontinuità e che sia facile da determinare.

Si stabilisce dunque che il parametro considerato sia un parametro che ricorda la **resistenza a compressione monoassiale**.

↳ ipotesi, conta solo questa resistenza

Come si trova la resistenza a compressione monoassiale dell'asperità?

Non potendo eseguire una prova monoassiale sull'asperità, si sceglie un metodo speditivo basato sul cosiddetto **sclerometro** (o **MARTELLINO DI SCHMIDT**).



Esso è uno strumento dotato di una punta in acciaio che è collegata a una molla, alloggiata dentro lo sclerometro.

Lo strumento è appoggiato alla superficie del provino, perpendicolarmente a essa.

Si spinge dunque lo strumento contro la superficie e la punta rientra all'interno dello strumento, comprimendo la molla.

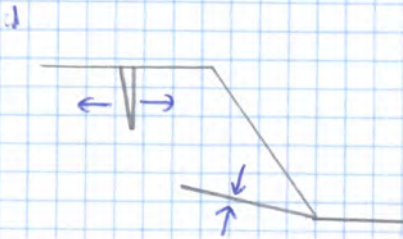
La molla poi si sgancia e rimane così con una certa quantità di energia immagazzinata.

Si inserisce dunque uno strumento di contrasto e si sgancia la molla con un pulsante. La punta allora fuoriesce e inizierà a rimbalzare contro il muro.

Se il materiale fosse perfettamente elastico, la punta rimbalzerebbe all'infinito.

In realtà, il numero di rimbalzi è limitato soprattutto perché il materiale contro cui batte la punta si plasticizza.

Apertura delle discontinuità



Data la sezione verticale di un pendio, si possono distinguere 2 situazioni relative all'apertura delle discontinuità

→ **fratture aperte**, che si trovano nella parte alta del pendio e, più in generale, si trovano nei campi di trazione

→ **fratture chiuse**, che si trovano nella parte più bassa del pendio e in campi di compressione.



Se la frattura è aperta, si può definire l'**apertura** come **distanza media tra i lembi della frattura**.

In teoria, si può parlare di apertura anche x le fratture chiuse poiché le superfici possono non essere perfettamente combacianti. Così, misurando alla parete, si avrà una certa apertura.

In realtà, la frattura è chiusa perché esistono punti di contatto dove l'apertura è nulla.

⇒ conviene parlare di apertura solo in campi di trazione, dove si considera l'apertura media della frattura; nelle fratture chiuse, ciò non ha senso perché ad es. non c'è flusso d'acqua all'interno.

In realtà, l'ISRM dà altre definizioni

→ frattura chiusa se l'apertura è sotto i 0,5 mm (poco sensato)

→ frattura aperta se l'apertura è sopra 1 cm

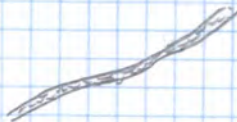
↳ in realtà, le fratture aperte sono le uniche in cui abbia senso definire l'apertura

2 RUOLO DELLE APERTURE

→ se ci sono fratture aperte nella parte superiore del pendio (punti di trazione), queste sono il segnale che si sta avviando il processo di rottura del pendio

→ l'apertura delle fessure influenza ~~la~~ circolazione delle acque all'interno dell'ammasso roccioso.

→ nelle fratture aventi una certa apertura, si può trovare un **riempimento**.



L'acqua che passa, a volte, trasporta del terreno ed è molto pericoloso se si trasporta un terreno di tipo argilloso.

Se presente e se lo spessore è importante, infatti la resistenza a taglio della discontinuità è condizionata in modo molto pesante dal riempimento e si può dire che **la resistenza a taglio coincide con la resistenza a taglio del riempimento**.

Tale classificazione è importante perché dà un'idea se l'acqua che filtra attraverso le discontinuità può andare in pressione.

→ Se ci sono solo gocce, ovviamente non è in pressione.

→ Se c'è una venuta d'acqua, questa può andare in pressione e si può avere una situazione di condotta con acqua in pressione o una corrente a pelo libero.

Ciò porta a definire delle ipotesi a livello progettuale sulla presenza o meno di pressione.

2 Numero di sistemi di discontinuità:

esso definisce l'insieme dei sistemi presenti e influisce l'aspetto esterno dell'ammasso roccioso e il comportamento meccanico (importante x stabilità e scavi).

Questo parametro, combinato con la spaziatura delle fratture, definisce un parametro derivato detto DIMENSIONE DEL BLOCCO ROCCIOSO.

In seguito, sul materiale roccioso si definiscono le cosiddette **proprietà indice** (ricordano gli indici della classificazione geotecnica), che sono indice rispetto alle caratteristiche di deformabilità e resistenza. ESSE sono importanti quando si usa il materiale roccioso come materiale da costruzione.

→ **tipo di materiale:**

il geologo con certi strumenti esegue un'analisi mineralogica e petrografica che permette di risalire al tipo di materiale roccioso in base ai minerali contenuti nella roccia. In questo modo, si definiscono parametri non determinabili in prove macroscopiche (dimensione dei grani, tessitura, microtessitura, etc.) che però possono influenzare il comportamento.

Ci si basa sulla tecnica delle sezioni sottili in cui si taglia una fettina sottile di materiale roccioso e la si pone sul vetrino di un microscopio. Facendola attraversare da una luce, i minerali la polarizzano in modo diverso. A seconda del colore, si riesce a risalire al tipo di materiale in esame.

→ **porosità:**

essa presenta la stessa definizione usata in geotecnica, come volume dei vuoti rispetto al volume totale e essa tende a ridurre la resistenza e aumentare la deformabilità.

$$n = \frac{V_v}{V}$$

Il range è molto ampio ($n = 0 \div 90\%$). ma nel materiale roccioso la comunicazione dei pori è molto difficoltosa e dunque la permeabilità è bassa. Per saturare il materiale roccioso, occorre mettere sotto vuoto perché così nascono pressioni negative che tendono a lasciar circolare l'acqua. Tipicamente, in condizioni naturali, non c'è contenuto d'acqua e la permeabilità è trascurabile.

La porosità si misura attraverso la densità o il contenuto d'acqua dopo saturazione.

→ **peso specifico**

$$\gamma = \frac{P}{V} \quad \text{Ud m} [\gamma] = \text{KN/m}^3$$

I valori sono poco diversi da roccia a roccia ma essa diminuisce all'aumentare della porosità.

$$\gamma = 26 \div 27 \text{ KN/m}^3 \quad \rightarrow \text{nelle terre, } \gamma = 18 \div 20 \text{ KN/m}^3$$

→ **velocità sismica**

Quando un materiale roccioso è di buona qualità, esso tende a trasmettere più facilmente le onde.

La prova prevede di misurare la velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali in laboratorio. In particolare, si inseriscono dei trasduttori sulle facce del provino e si emette l'onda sismica. Con un ricevitore, in base alla relativa posizione, si ricava la velocità. I materiali rocciosi hanno diverse velocità in base ai minerali costituenti e microdifetti (dà dunque un'idea della qualità).

$$\text{Gabbro (molto resistente)} \quad v_L = 7000 \text{ m/s} \quad \text{Arenaria} \quad v_L = 600 \text{ m/s}$$

In situ, questa quantità si misura con la prova sismica e qui la velocità è minore perché le discontinuità interrompono e deviano le onde, soprattutto se sono aperte. Confrontando con il risultato in laboratorio, si ha indicazione sul grado di fratturazione.

Prova a compressione monoassiale



Essa prevede di applicare al campione un carico assiale e non un carico laterale.
Questa è una prova molto importante x le rocce e può anche essere applicata su terreni, purché si riesca a confezionare un provino che si autosostiene (coesione efficace non nulla \Rightarrow argille oc)

REQUISITI DEL CAMPIONE

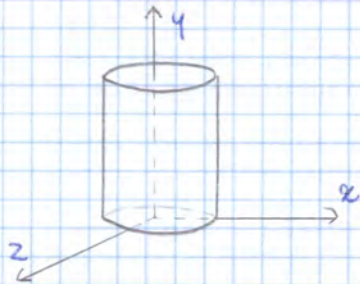
\rightarrow a livello di geometria, occorre che

$$\frac{h}{D} = 2 \div 3 \quad \text{e} \quad D \geq 5 \text{ mm} \quad \text{e} \quad D \geq 20 \text{ Dgrano più grande}$$

- \rightarrow facce perfettamente piane (l'irregolarità è minore di 0,01 mm) e perpendicolari all'asse (piccola deviazione - sotto i 0,05 mm in 50 mm)
- \rightarrow superficie laterale regolare, cioè il diametro è costante lungo l'altezza
- \rightarrow il diametro è dato dalla media delle misure diametrali fatte a 3 altezze distinte (l'errore in diametro e altezza deve essere sotto 0,1 mm)
- \rightarrow la prova deve essere eseguita entro 30 giorni dal confezionamento e possibilmente preservando il contenuto d'acqua
- \rightarrow il numero di campioni deve essere rappresentativo in modo da ottenere un risultato rappresentativo x la roccia (almeno 5 CAMPIONI)

PRINCIPI DELLA PROVA

Con questa prova, si vuole creare all'interno del provino uno stato tensionale che sia possibilmente uguale in tutti i punti.



Si sa che lo stato tensionale è rappresentato da un tensore. In un sistema di riferimento xyz , il tensore è rappresentato da una matrice 3×3

$$[\sigma_{xyz}] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Se si considera un provino cilindrico, il tensore si semplifica perché, in linea teorica, non c'è taglio sulle facce laterali e l'unica tensione σ_y corrisponde alla tensione assiale σ_a

$$[\sigma_{xyz}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_a & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

In realtà, non è semplice ricreare questo stato tensionale all'interno del campione.

RISULTATO



Dalla prova si ottiene una curva sforzo - deformazione di un certo tipo.

Da questa curva si ottiene innanzitutto il massimo valore di carico applicato, cioè la **resistenza a compressione monoassiale**, C_0 .
Tale valore cambia a seconda del materiale roccioso e tende a essere superiore rispetto a quello del calcestruzzo (270 MPa) poiché

$$C_0 = 5 \div 300 \text{ MPa}$$

⇒ buon materiale da costruzione

In seguito, si determinano le caratteristiche del materiale. Per descrivere il materiale, occorre fare riferimento a un certo modello di legge costitutiva.

Infatti, si riconoscono 3 fasi

- fase elastica, in cui si segue lo stesso percorso (lineare o non lineare) nel carico e nello scarico
- fase elasto-plastica in cui lo scarico non segue più il percorso di carico
- rottura del provino, che è di tipo fragile

A seconda di come ci si muove, si ha legge costitutiva elastica o elasto-plastica.

In realtà, spesso nei materiali rocciosi ci si limita a caratterizzare la fase elastica e la fase di rottura, ignorando la fase elasto-plastica poiché è molto ristretta. Infatti, il materiale roccioso ha comportamento elastico fino a un livello di sforzo elastico, seguito da una piccola fase elasto-plastica e poi da rottura.

⇒ SI VALUTA IL COMPORTAMENTO ELASTICO E SI DEFINISCE UN CRITERIO DI ROTTURA

→ comportamento elastico

In un mezzo elastico, omogeneo e isotropo, esiste un legame negli assi x, y, z tra deformazioni e tensioni

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

In compressione monoassiale, siccome σ_x e σ_z sono nulli, si ottiene

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} \sigma_y \quad \epsilon_x = \epsilon_z = -\frac{\nu}{E} \sigma_y = -\nu \epsilon_y$$

In questo caso, si scrive

$$\epsilon_w = \frac{1}{E} \sigma_w \quad \epsilon_r = -\nu \epsilon_w$$

→ **coefficiente di Poisson**

Esso è il rapporto tra deformazione diametrale (valutata con l'estensimetro in direzione ~~radia~~ circonferenziale) e la deformazione assiale in valore assoluto, siccome queste sono discorsi. Il rapporto è valutato a $\epsilon_0/2$.

$$\nu = \left| \left(\frac{\epsilon_r}{\epsilon_a} \right)_{\epsilon_0/2} \right|$$

Il coefficiente di Poisson ha dei limiti teorici

$$0 \leq \nu \leq 0,5$$

Ciò si lega alla variazione di volume durante il processo, che vale

$$\begin{aligned} \frac{\Delta V}{V} &= \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = \\ &= -\nu \epsilon_y + \epsilon_y - \nu \epsilon_y = \\ &= (1 - 2\nu) \epsilon_y = (1 - 2\nu) \epsilon_a \end{aligned}$$

Quando $\nu = 0,5$, si non c'è variazione di volume ($\Delta V = 0$) e qui si è al limite. Tipicamente, avviene diminuzione di volume e $\nu < 0,5$.

Più tipicamente, nel materiale roccioso si ha

$$0,25 \leq \nu \leq 0,4$$

OSSERVAZIONE: se si calcola il coefficiente di Poisson nel picco a sinistra, si trova

$$\nu \geq 0,5$$

Questo non è una contraddizione perché si sta chiamando impropriamente con ν il rapporto deformazione radiale - deformazione assiale quando si è in plasticità (e lì è possibile un aumento di volume).

→ **post-picco e comportamento a rottura**

Adora si è visto la parte pre-picco.



Un tempo, la parte post-picco era ignorata perché si tendeva a caricare fino a rottura fragile. Infatti, si applicava una certa velocità di carico, a cui le piastre imponevano un carico di n kPa in 1 s

$$\text{kPa/s}$$

In questo senso, si avvicinavano le piastre in modo da mantenere una certa velocità di carico. Al punto di rottura, a poter definire il post-picco, occorre abbassare il carico ma la macchina può solo aumentare il carico con un'unica velocità

⇒ si produceva una rottura catastrofica del provino e si ignorava così la parte post-picco.

una velocità di deformazione positiva ma anche negativa (x fare la parte rientrante).
Cio' però non è possibile.

↳ nel tipo I, la deformazione aumenta sempre e si può mantenere una velocità positiva

Una prova a controllo di parametro richiede che questo parametro cresca sempre, in modo da impostarlo.

Un buon parametro di feedback è la DEFORMAZIONE RADIALE ϵ_r , poiché il provino si spaccia e ϵ_r cresce sempre di più.

Pertanto, si monitora questo valore e si imposta una certa velocità di deformazione radiale.

Si può allora notare che, x mantenere quella velocità nel post-picco, può essere necessario allontanare le piastre, ossia permettere ridurre la deformazione assiale, x poi riprendere.

Perché il provino tende a tornare indietro nella deformazione assiale e poi la recupera?



Nella fase di post-picco, se si diminuisce il carico, accadono 2 cose

→ una parte continua a spostarsi verso il basso lungo la superficie di rottura

→ tutto il resto del materiale è intatto. Se si scarica il materiale intatto (si riduce il carico dopo il picco), questo torna su perché è rimasto elastico e la plasticizzazione è concentrata nella frattura

⇒ ci sono 2 spostamenti e 2 deformazioni di segno opposto, cioè l'effetto dello scorrimento rigido della porzione superiore e l'effetto di espansione della parte integra

Detto ciò, nel comportamento di tipo I, lo spostamento sulla superficie di rottura è preponderante rispetto allo spostamento dovuto allo scarico del materiale intatto (effetto del rilascio), cioè il campione tende a raddrizzarsi ma domina lo scollamento

⇒ comportamento non troppo fragile

Nel comportamento di tipo II, lo scarico del materiale intatto è preponderante nella fase iniziale. Dunque c'è un recupero e un rilascio elastico con aumento di altezza del provino fino a un certo punto. Poi, quando il carico diminuisce, l'elemento inizia a scivolare e lo scorrimento prevale il sopravvento

⇒ comportamento estremamente fragile

Se i 2 effetti sono uguali, essi si annullano e la curva è verticale.

VALORI TIPO

Per quanto riguarda i moduli di deformabilità e C_0 , all'interno di uno stesso litotipo ci sono valori molto diversi a seconda della provenienza e dunque si ripartano dei valori indicativi.

Al livello di resistenza C_0 , si definiscono delle **classi di qualità della roccia** infatti

Classe	C_0	Esempio
A (molto alta)	$> 200 \text{ MPa}$	Quarziti
B (alta)	$100 \div 200 \text{ MPa}$	Calcari, rocce ignee
C (media)	$50 \div 100 \text{ MPa}$	Arenarie
D (bassa)	$25 \div 50 \text{ MPa}$	Tufi, (calcestruzzo)
E (tenera)	$< 25 \text{ MPa}$	Rocce alterate

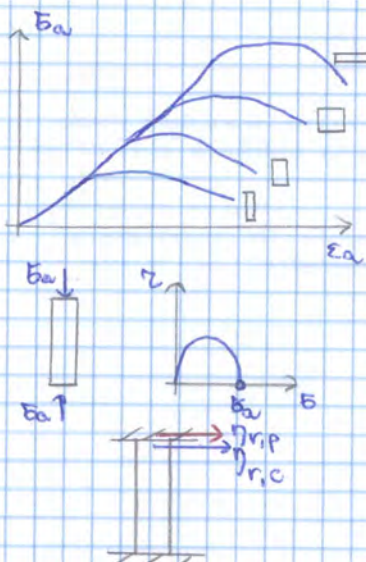
La classificazione prevede anche di definire il rapporto tra i moduli E_t / C_0 e x le rocce più comuni e si definiscono diversi livelli

BASSO	$E / C_0 < 200$	
MEDIO	$E / C_0 = 200 \div 500$	→ se è minore la resistenza, è minore il modulo
ALTO	$E / C_0 > 500$	

ASPETTI CHIAVE

→ **forma del campione**

A rigori, C_0 non è la caratteristica di un materiale e dunque bisogna fissare alcune convenzioni.



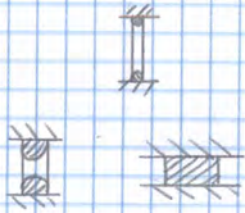
Inanzitutto, si nota che campioni snelli sembrano essere meno resistenti mentre un campione tozzo ha resistenza molto alta. Inoltre, si nota che il comportamento tende a essere sempre più fragile man mano che aumenta la snellezza.

In fatti, nella prova si vorrebbe riprodurre all'interno del provino uno stato tensionale uniforme dove, in ogni punto del provino, lo stato tensionale è monoassiale. In realtà, e come è applicato il carico (con piastre), lo stato tensionale non è di compressione monoassiale e, in particolare, tensione radiale e tensione assiale non sono più le tensioni principali. Ciò è dovuto al fatto che si sviluppa dell'attrito al contatto piastra - provino, che influenza le zone del provino limitrofe alla piastra. Infatti, l'attrito impone una continuità tra lo spostamento radiale nella piastra e lo spostamento radiale nel provino.

Immaginando di ragionare in campo elastico, sotto il carico la piastra libera presenta una certa deformazione radiale nel punto di contatto.

$$\epsilon_{r,p} = \nu_p \epsilon_{a,p} = \frac{\nu_p}{E_p} \sigma_a$$

↓
perché è compressione monoassiale



→ se il provino è snello, la parte centrale si trova in compressione monoassiale e si possono interpretare i dati in termini di compressione monoassiale.

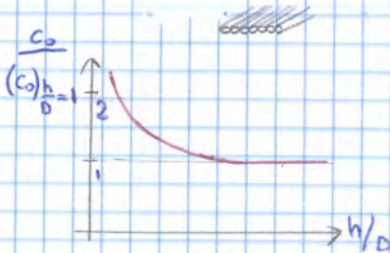
→ se il provino è tozzo, la zona disturbata cresce di importanza fino alla condizione dove il provino è tutto in compressione triassiale.

⇒ l'ISPM richiede di eseguire prove in cui

$$h \geq 2,5D$$

Siccome è difficile trovare spezzoni lunghi di cedere, e economia si accettano anche altezze pari a 2D.

Esiste poi un limite superiore di altezza, e questioni economico-pratiche ma anche e problemi di instabilità del provino (carico di punta).

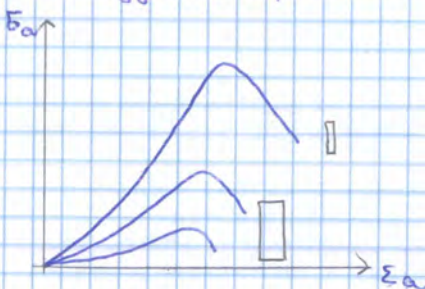


In fine, in laboratorio esistono degli accorgimenti e ridurre l'attrito, in modo da diminuire l'effetto sulla resistenza. In particolare, all'interfaccia, si inseriscono fogli di carta oleata o rulli che consentano lo spostamento relativo.

L'aspetto chiave è che LA RESISTENZA MONOASSIALE È CARATTERISTICA DI UN DETERMINATO TIPO DI ESTRATTO IN UN CERTO PUNTO, PURCHÉ SI PRESTI ATTENZIONE ALLA FORMA.

→ **Dimensioni del campione**

A parità di forma, la resistenza dipende anche dalle dimensioni del campione soggetto alla prova.



In fatti, campioni di piccole dimensioni mostrano grande resistenza. Con campioni più grandi, la resistenza diminuisce.

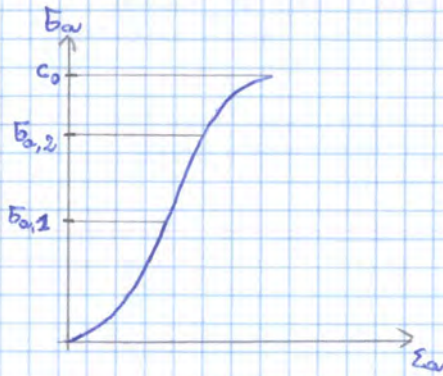
Ciò è dovuto all'effetto scala secondo cui più il provino è grande, più esso è fragile, ossia la curva discendente tende a scendere più rapidamente fino ad avere addirittura uno snap-back (comportamento del II tipo).

Così con provini più piccoli si ottengono risultati ben diversi rispetto a campioni grandi. Per questo motivo, si fissano dei diametri convenzionali.

$$D = 54 \div 82 \text{ mm} \rightarrow \text{l'altezza è vincolata dalla snellezza.}$$

Visto che tale criterio si può rappresentare sul piano $\tau - \sigma$, si può provare a vedere in esso cosa succede durante una prova monoassiale.

SITUAZIONE ①

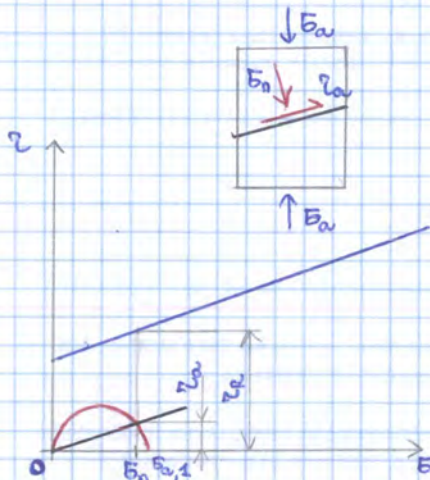


Si applica al provino un carico assiale fino a un certo valore $\sigma_{0,1}$.
A questo stato tensionale corrisponde un cerchio di Mohr di compressione monoassiale, con

$$\sigma_3 = 0 \quad \sigma_1 = \sigma_{0,1}$$

In queste condizioni, secondo questo criterio, avviene rottura?

La rottura avviene se esiste un piano in cui la tensione tangenziale eguaglia la tensione tangenziale resistente. Sapendo che in compressione monoassiale l'origine dei piani coincide con l'origine O , si traccia allora una retta generica (che corrisponde a un piano) e la tensione tangenziale τ_a agente su quel piano corrisponde all'ordinata del punto di intersezione della retta con il cerchio. Questo valore è confrontato con τ_R . Graficamente, si confronta il valore trovato con il valore corrispondente sulla retta del criterio di Coulomb (σ_n è lo stesso). Si può allora notare che $\tau_R > \tau_a$.

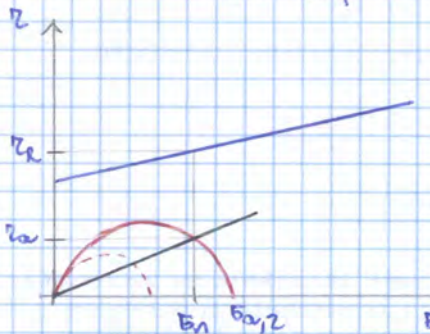


Esistono però infiniti piani passanti x il provino e dunque, x quel valore $\sigma_{0,1}$ applicato, esistono altri piani in cui può avvenire rottura.

Pertanto si esegue il controllo sugli altri piani e si può notare che la tensione tangenziale agente è sempre minore della tensione tangenziale resistente

⇒ x quel valore di sforzo assiale, si creano tensioni tangenziali e normali nei piani del provino tali che non avviene rottura nel provino.

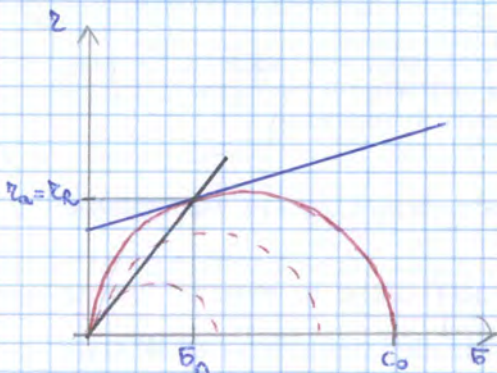
SITUAZIONE ②



Si incrementa la tensione agente a un valore $\sigma_{0,2}$. Il cerchio ora è più grande e si segue lo stesso ragionamento, tracciando un generico piano e confrontando le tensioni tangenziali. Anche in questo caso non avviene rottura perché τ_a è minore di τ_R corrispondente.

⇒ anche x $\sigma_{0,2}$ non avviene rottura.

SITUAZIONE ③



Quando aumenta il cerchio, la tensione tangenziale agente aumenta e la corrispondente tensione resistente non cambia. Dunque i due valori si avvicinano, fino a una condizione dove c'è un punto di tangenza. In particolare, se si considera un piano, su di esso non avviene rottura.

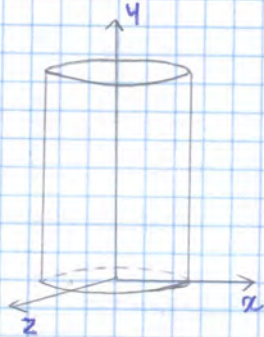
Se però si considera un piano più inclinato, si nota che τ_a e τ_R corrispondente si avvicinano fino al piano passante x il punto di tangenza, dove

$$\tau_a = \tau_R$$

⇒ ESISTE UN PIANO DI ROTTURA e le tensioni agenti su di esso corrispondono alle coordinate del punto di tangenza.

Prova di compressione triassiale

PRINCIPIO DELLA PROVA



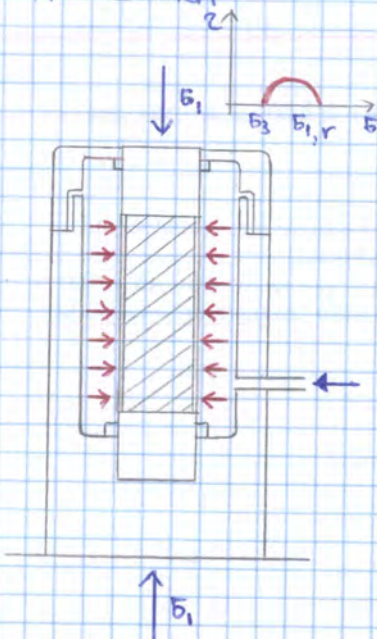
In questa prova, dato un sistema di riferimento xyz , si impone uno stato tensionale dove σ_x vale σ_r , σ_y vale σ_a e le tensioni tangenziali sono nulle.

$$\begin{bmatrix} \sigma_r & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_a & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_r \end{bmatrix}$$

Se ci si mette nel piano, lo stato tensionale è caratterizzato da σ_a e σ_r

$$[\sigma_{xy}] = \begin{bmatrix} \sigma_r & 0 \\ 0 & \sigma_a \end{bmatrix}$$

PROCEDURA



La prova triassiale prevede di utilizzare una cella (x applicare la tensione σ_r) che è più semplice rispetto a quella usata nella meccanica delle terre grazie all'assenza d'acqua nei pori della matrice rocciosa (non bisogna misurare pressioni interstiziali e volume).

Un campione cilindrico snello è alloggiato all'interno della cella e, una volta inserito l'estensimetro, esso è messo all'interno di una membrana impermeabile. In questo modo, si protegge l'estensimetro dal fluido che applica la pressione (es. olio).

Fatto ciò, si esegue la classica **prova di consolidamento in condizioni drenate e isotrope (CID)**, in cui si applicano inizialmente gli stessi valori di σ_a e σ_r a gradini fino a un certo valore. In seguito, si incrementa σ_a , mentre le pressioni laterali sono mantenute costanti.

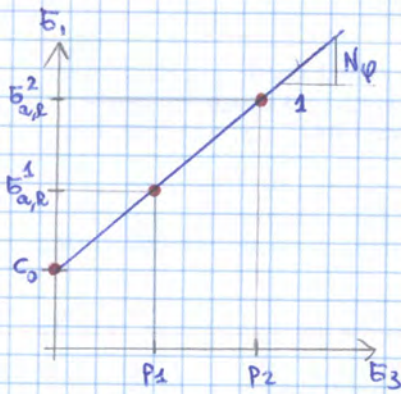
↓ non ci sono tanti tipi di prova

Il campione poi giunge a rottura allo stesso modo della compressione monoassiale, solo che ora si parte da $\sigma_3 \neq 0$.

PROPRIETÀ → si sa che nel materiale roccioso c'è il problema del passaggio dalla situazione teorica alla situazione da riprodurre in laboratorio. Ciò pone delle difficoltà dal punto di vista sperimentale e, infatti, gli apparecchi di prova triassiale sono complessi e costosi.

Costruzione della curva σ - ϵ	Monoassiale	vs	Triassiale
	200-300€		500-700€

→ anche alla prova triassiale si può applicare il **criterio di Coulomb**. Del resto, a parte i problemi sperimentali appena accennati, si può immaginare la prova monoassiale come una prova triassiale in cui la tensione radiale è nulla. Cioè le due prove sono identiche dal punto di vista meccanico.



I risultati possono essere riportati sul diagramma $\sigma_1 - \sigma_3$ (importante nelle rocce).
 Si riportano le coppie di punti corrispondenti ai vari stati tensionali e, con il criterio di Coulomb, si cerca l'interpolante attraverso una retta.
 L'intercetta è data da c_0 perché è la tensione limite assiale corrispondente a $\sigma_3 = 0$. La pendenza della retta è $N\phi$.

$$\sigma_{1,R} = c_0 + \sigma_3 N\phi$$

Si può notare che $\sigma_{1,R}$ e σ_3 sono legati da parametri riconducibili a c e ϕ perché, una volta fissata la tensione di confinamento σ_3 del cerchio a rottura, il valore $\sigma_{1,R}$ è legato a σ_3 perché il cerchio a rottura è tangente alla retta di Coulomb (di parametri c e ϕ).

In particolare, si ha

$$N\phi = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad \rightarrow \text{ricorda le spinte}$$

$$c_0 = 2c\sqrt{N\phi} = \frac{2c \cos\phi}{1 - \sin\phi}$$

Da qui si ottengono le espressioni x c e ϕ

$$c = \frac{c_0}{2\sqrt{N\phi}}$$

$$\phi = \arcsin\left(\frac{N\phi - 1}{N\phi + 1}\right)$$

\times questo non si confeziona di
 \rightarrow provino di sabbia perché, quando lasciati scarichi sono in condizione monassiale ($\sigma_3 = 0$) e la coesione è nulla

In questo caso, occorre usare uno strumento che immersi il campione, in modo che le basi del provino rimangano attaccate alla pressa e siano solidali a essa.

A tal scopo, esistono più metodi

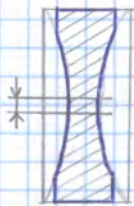
→ si applicano ganasce meccaniche attaccate alle estremità del provino



→ si incollano con colle molto resistenti le superfici alla pressa o a elementi solidali alla pressa.

Questi approcci x attaccare il provino alla pressa, però, alterano il materiale a contatto della zona di attacco.

Ad es. la colla, x funzionare, deve impregnare l'estremità del campione; viceversa, con le ganasce, si nota che il provino tende a rompersi nella zona in cui le ganasce fanno presa x valori di carico inferiori a quello teorico.



Pertanto storicamente si è sagomato il provino in modo che assumesse una forma simile a quella di osso di cane. In questo modo, si è ridotta l'area e chiaramente la rottura avviene nella zona di lontananza dalla zona di disturbo. La rottura avviene poi x valori di carico inferiori, ma la tensione, che è il rapporto carico-area, è invariata. Il problema è che è costoso sagomare il campione in questo modo e così questo approccio è caduto in disuso.

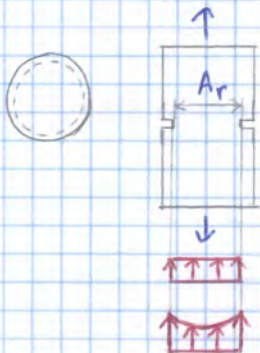
Si è così adottato un metodo più semplice:



si applica un intaglio nella zona centrale, mediante sega circolare.

La rottura si verifica in corrispondenza della sezione più piccola, avente area A_r , e la resistenza a trazione vale così

$$T_{\text{intaglio}} = \frac{P}{A_r}$$



Il problema è che, se prima la riduzione di sezione era graduale e le tensioni erano costanti, ora c'è un brusco salto di sezione, che si traduce in una distribuzione non uniforme di tensioni. Pertanto, la formula non è più valida.

In particolare, avviene concentrazione delle tensioni all'apice, con valore molto elevato (in teoria andrebbe all'infinito, in realtà la spigola plasticizza prima che le tensioni vadano all'infinito). Così, rispetto a un campione a osso di cane (che dà il valore corretto di resistenza) la rottura avviene più facilmente siccome è più facile incrinare la frattura.

In questo modo, si ottiene un carico di rottura inferiore a quello reale e, mediante analisi numerica, si è notato che si può convertire al valore corretto di resistenza mediante applicazione di un fattore correttivo.

$$T = 1,15 T_{\text{intaglio}}$$

VALORI TIPO: rispetto alla resistenza a compressione, sono molto bassi

$$T = \frac{1}{10} \div \frac{1}{25} C_0$$

Es Basalto $T = 10 \div 30 \text{ MPa}$

Si può notare che c'è grande variabilità e ciò si lega alla diversità dei meccanismi di rottura a trazione e a compressione, che fa sì che non ci sia perfetta corrispondenza.

Questa tensione, man mano che si applica il carico, aumenta finché non si raggiunge la resistenza a trazione T_0 .
In questo modo, si può esprimere tale resistenza in funzione del carico applicato.

$$T_0 = \frac{2 P_{max}}{\pi + D}$$

Ora, occorre però osservare che i valori di trazione determinati con questo sistema sono valori poco superiori a quelli ottenuti a trazione diretta e si nota che

$$T = \frac{T_0}{1,25}$$

In fatti, il valore T_0 è ottenuto usando la teoria elastica e dunque è valido x stati tensionali molto bassi.

Se invece il valore è applicato a rottura, si commette un errore perché lì si è in elasto-plasticità e non in elasticità.

Si come questo problema è nato ed è corretto con il fattore 1,25, conviene ricorrere alla prova brasiliana rispetto a quella a trazione diretta. Infatti, essendo meno costosa (30 volte in meno), si possono fare più prove migliorando la rappresentatività del campione.

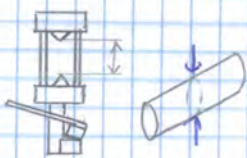
D'altra parte, la trazione diretta è già affetta dalla correzione x l'intaglio e dunque, se c'è da applicare una correzione, conviene applicarla su una prova meno costosa.

4 Prova di flessione: anche questa si basa sulla teoria dell'elasticità e dunque, come la prova brasiliana, presenta l'errore legato all'applicazione di una formula della teoria elastica a rottura.

5 Point load test

Essa è una prova che rientra nelle prove di trazione anche se non fornisce un vero e proprio parametro meccanico bensì un **INDICE DI RESISTENZA**, cioè un parametro determinato in modo qualitativo. Tale parametro permette però di classificare la resistenza.

Inoltre, l'apparecchiatura è portatile e dunque la prova può essere eseguita anche in sito.



Lo strumento presenta 2 punte coniche tra le quali si inserisce un campione.

Questo sarà soggetto a un carico di compressione radiale P e le punte si sposteranno di una quantità S , seguendo un certo andamento fino al carico massimo P_{max} . Lì avviene rottura. A quel punto, si valuta la grandezza D , che non è il diametro del campione (questo può essere irregolare e/o deformarsi nell'area di carico) ma è la distanza tra le punte. Da qui si determina un indice di resistenza

$$I_s = \frac{P_{max}}{D^2}$$

Si può notare che la formula non è precisa e, x questo, I_s non è una grandezza meccanica ma solo un indice.

Questo indice esprime una resistenza a trazione. Infatti, se si prende la direzione AP passante x il centro, la tensione E_x a un certo punto diventa negativa, esattamente come nella prova brasiliana.

⇒ è una PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA

Si può capire che, nel criterio, le incognite sono

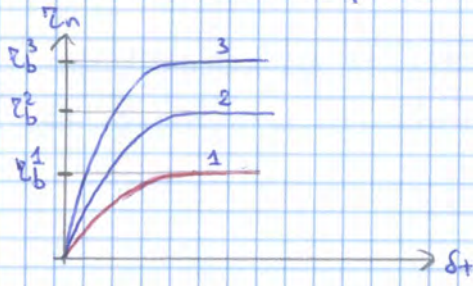
→ $E_{c,i}$: da prova di compressione monoassiale

→ m

OSSERVAZIONE : quale criterio usare tra Coulomb e Hoek-Brown?

Ciò dipende dalle situazioni perché esistono teorie che si sono sviluppate con un criterio e teorie che si basano sull'altro.

Cosa succede in questo caso?



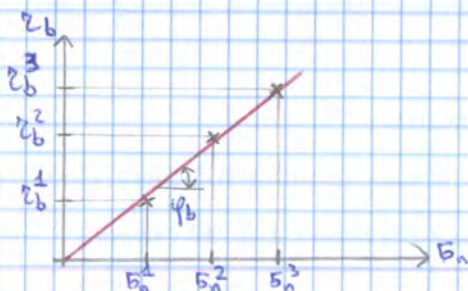
Faccendo un esperimento, si ottiene un andamento delle tensioni tangenziali rispetto agli spostamenti simile alle argille NC e si raggiunge un valore τ_b che si dice **tensione tangenziale di base**.

Passando al diagramma degli spostamenti $\delta_n - \delta_t$, siccome la superficie è liscia e il campione si sposta tangenzialmente, esso si sposta senza doversi alzare e abbassare e dunque si possono assumere nulli gli spostamenti verticali.

$$\delta_n = 0$$

Per vedere come varia la tensione τ_b in funzione del carico N , si eseguono prove a diversi valori di N :

All'aumentare della tensione σ_n , aumenta la tensione di base τ_b perché è una legge di attrito



1	σ_n^1	\Rightarrow	τ_b^1
2	$\sigma_n^2 > \sigma_n^1$	\Rightarrow	$\tau_b^2 > \tau_b^1$
3	$\sigma_n^3 > \sigma_n^2$	\Rightarrow	$\tau_b^3 > \tau_b^2$

Se si diagrammano le coppie di valori, si nota che la migliore interpolante tra i punti è una retta passante x l'origine

$$\tau_b = \sigma_n \tan \varphi_b$$

φ_b = angolo di attrito

Questa legge di attrito è molto simile al criterio di Coulomb, solo che c'è coesione nulla da parte del giunto.

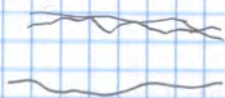
Il parametro φ_b è caratteristico del litotipo (dipende solo da GRANULOMETRIA e MINERALOGIA) perché è determinata su una superficie ottenuta con sega circolare all'interno del materiale e dunque su una superficie con scabrezza "standard".

Scisti $\varphi_b = 20 \div 27^\circ$

Arenarie, gneiss $\varphi_b = 27 \div 34^\circ$

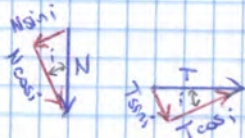
Basalto, granito, calcare $\varphi_b = 34 \div 40^\circ$

In realtà, le discontinuità sono SCABRE in natura e, a parità di materiale, una discontinuità scabra sembra manifestare maggiore resistenza rispetto alla discontinuità liscia.



Inoltre, la resistenza aumenta molto se le discontinuità sono abbastanza combacianti, cioè se la parte superiore e inferiore si compenetrano a vicenda e non si distinguono i lembi.

In questo senso, la resistenza è data dall'INGRANAMENTO.



$$T^* = T \cos i - N \sin i$$

$$N^* = T \sin i + N \cos i$$

Focalizzandosi poi sulla singola asperità, si sa che questa presenta più elementi di dettaglio. A un certo punto, ci si ferma con i dettagli e si può dire che sulla scabrezza interviene l'angolo di attrito di base φ_b , cioè l'asperità è di fatto liscia.

Se essa è liscia, quando avviene lo scorrimento, le forze T^* e N^* sono legate tra di loro da un'equazione di equilibrio limite alla traslazione lungo la direzione tangenziale.

$$T^* = N^* \tan \varphi_b$$

$$T \cos i - N \sin i = (T \sin i + N \cos i) \tan \varphi_b$$

Si divide l'equazione x $\cos i$.

$$T - N \tan i = (T \tan i + N) \tan \varphi_b$$

Si ricava così la forza T tangenziale al piano orizzontale (quella che si applica nella prova) necessaria allo scorrimento

$$T = N \frac{\tan i + \tan \varphi_b}{1 - \tan i \tan \varphi_b} = N \tan (\varphi_b + i)$$

Si nota che il rapporto $T-N$ che corrisponde all'angolo di picco, è legato alla somma dell'angolo dell'attrito di base e l'inclinazione delle asperità.

$$\varphi_p = \varphi_b + i$$

Si come il modello è molto semplice e non si riferisce a discontinuità aventi una singola asperità, Patton ha fatto degli esperimenti su dei modelli in calcestruzzo aventi più asperità e ha osservato che le diverse inclinazioni erano simili a un valore medio di inclinazione. Così, scrivendo

$$\varphi_p = \varphi_b + \bar{i}$$

si ottengono risultati validi.

Con questo modello si spiegano 2 aspetti

→ $\varphi_p > \varphi_b$ perchè sulla discontinuità esistono delle asperità inclinate e, dal punto di vista energetico, bisogna spendere energia x superarle

→ DILATANZA: se esistono asperità inclinate, x poter avere uno spostamento δ_t occorre necessariamente avere anche uno spostamento verticale δ_n .



Il criterio di resistenza diventa così

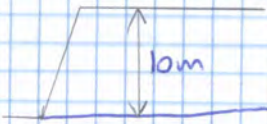
$$\tau_p = \sigma_n \tan (\varphi_b + \bar{i})$$

Criterio di resistenza di picco di Patton

ES. (APPLICAZIONE)

Una prova di taglio diretto ha fornito i seguenti valori

$$\varphi_b = 30^\circ \quad JRC = 10 \quad JCS = 50 \text{ MPa}$$



Per determinare la resistenza a taglio, si sceglie un valore σ_n , che corrisponde a un valore caratteristico cui lavora la discontinuità in site.
Assumendo di avere un pendio di altezza 10 m, si ha

$$\begin{aligned} \sigma_n = \sigma_v = \gamma \cdot h \\ = 10 \text{ [m]} \cdot 25 \text{ [kNm}^{-3}] = 0,25 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Si determina ora l'angolo di picco della discontinuità.

$$\begin{aligned} \varphi_p &= \varphi_b + JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} = \\ &= 30^\circ + 10 \cdot \log_{10} \frac{50}{0,25} = 53^\circ \end{aligned}$$

→ valore tipico nelle situazioni superficiali

A una profondità di 100 m, la tensione σ_n sale a 2,5 MPa e si ha

$$\begin{aligned} \varphi_p &= \varphi_b + JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} = \\ &= 30^\circ + 10 \cdot \log_{10} \frac{50}{2,5} = 43^\circ \end{aligned}$$

→ l'angolo si è ridotto

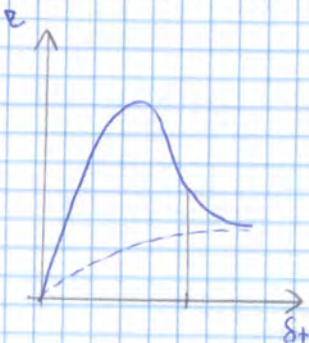
OSSERVAZIONE (I) : DIFFERENZA ANGOLO RESIDUO φ_r - ANGOLO DI BASE φ_b

L'angolo di base φ_b è determinato sul materiale roccioso integro che è tagliato con una sega circolare, indipendentemente dalla posizione della discontinuità, ed è quasi una caratteristica del materiale roccioso. In altri termini, è l'angolo relativo a una discontinuità attenuata artificialmente e macroscopicamente liscia sul campione integro.

Viceversa, l'angolo residuo è determinato su una discontinuità liscia e naturale, ad es. la superficie di una discontinuità su cui c'è stata percolazione d'acqua e conseguente alterazione.

Il criterio di Barton vale in entrambi i casi (superfici naturali e artificiali), purché si inserisca il relativo valore di angolo.

OSSERVAZIONE (II)



Nel comportamento picco-residuo, a forza di far scorrere, l'asperità si liscia e, all'aumentare dello spostamento, l'angolo tende al valore di base o residuo. Quanto vale lo spostamento δ_t necessario a passare al residuo?

Nella prova di taglio diretto, lo spostamento δ_t è limitato e dunque, come nei terreni, si esegue una prova di TAGLIO ANULARE, in cui si applica una torsione che induce uno spostamento δ_t e sforzi di taglio.

3 Effetto scala:

il criterio di Barton definisce l'angolo di resistenza su discontinuità lunghe 10 cm, poiché lì si definisce il JRC, ma le condizioni di laboratorio non sono rappresentative delle condizioni in sito e si vuole avere un criterio valido x discontinuità più lunghe.
Pertanto, Barton e Bandis hanno studiato l'effetto scala x la lunghezza delle discontinuità:

più si va nel grande, meno sono inclinate le asperità che intervengono a quella scala, in quanto lì interviene la cosiddetta ondulosità

$$\lambda_{ond} < d_{scalor}$$

Barton e Bandis, in particolare, realizzarono dei calchi in calcestruzzo con aggregato molto fine di una discontinuità molto grande (es. 2 m x 2 m) e, in laboratorio, eseguirono su di essa una prova di taglio.
In seguito, divisero il giunto in 2 parti e sottoposero a taglio ciascuna parte.
Il terzo calco fu invece ^{secondo} diviso in 6 parti e così via, fino a ottenere campioni lunghi 10 cm.

Essi osservarono che gli angoli di picco sulle diverse lunghezze dipendevano dalle lunghezze considerate e, in particolare, discontinuità più piccole manifestavano angoli di picco più grandi.
Si sa però che le discontinuità più piccole appartengono allo stesso calco grande, cioè tutte le discontinuità si riportano a una forma globale di discontinuità, ma comunque una porzione di discontinuità assume diverso comportamento rispetto alla discontinuità nel suo insieme.

Vista la dipendenza dalla lunghezza, si potrebbe cercare una dipendenza diretta con l'angolo di picco.
Avendo però trovato una relazione dell'angolo di picco con dei parametri, conviene valutare l'effetto scala su di essi

→ ϕ_r o ϕ_b : siccome è determinata sulla superficie liscia, essa non cambia in quanto a tutti i livelli si vede la stessa asperità.
Di fatto, è un parametro caratteristico del materiale.

→ JRC e JCS dipendono dalla lunghezza.

Barton e Bandis hanno trovato la legge di dipendenza di questi parametri dalla lunghezza e dunque la relazione tra i parametri in sito e i parametri di laboratorio.

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,02 JRC_0}$$

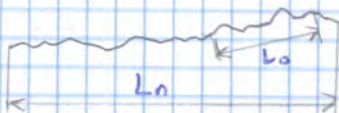
$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,03 JRC_0}$$



JRC_0, JCS_0 = parametri determinati sul campione di 10 cm

$L_0 = 10$ cm

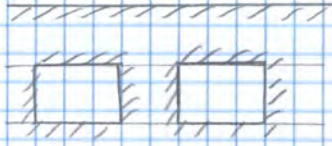
L_n = lunghezza del giunto in sito



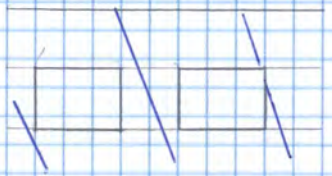
È importante tenere conto dell'effetto scala perché, usando solo i valori di laboratorio, si rischia un errore a sfavore di sicurezza.

MODELLO DEL CONTINUO

Finora si sono visti il materiale roccioso e le discontinuità, poiché tipicamente si studiano problemi legati ad ammassi rocciosi in cui il REV è ben maggiore delle dimensioni dell'opera e bisogna usare un modello del discontinuo.



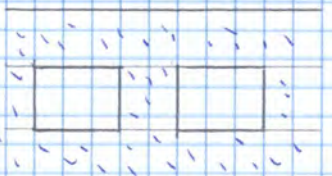
Ad es in un problema di coltivazione mineraria a camere e pilastri, si vuole che i pilastri siano i più piccoli possibile, cioè estrarre più materiale possibile nel filone. Visto che sono presenti delle discontinuità nell'ammasso roccioso, si definisce un REV e si valuta se questo ha dimensioni piccole o grandi rispetto alle dimensioni dell'opera.



Se le fratture sono grosse, il REV è enorme e bisogna usare un metodo del discontinuo in cui si studiano separatamente frattura e materiale roccioso e x caratterizzarli dal punto di vista della resistenza, bisogna dare

→ angolo di picco della faglia

→ coesione e angolo di resistenza del materiale roccioso



È possibile anche che ci siano tante piccole discontinuità e l'ammasso roccioso presenta un REV piccolo rispetto alla dimensione delle camere.

Al posto di tutto questo, si può sostituire un **continuo equivalente** che presenta caratteristiche meccaniche più scadenti rispetto a quelle del materiale roccioso

$$c_m \quad \varphi_m \quad E_m$$

Con questo procedimento, si semplifica il calcolo ma si pone un grosso problema:

come si determinano i parametri del continuo equivalente?

Con il calcestruzzo e con il terreno (particelle molto piccole), non c'erano problemi. D'altra parte, nelle rocce, anche se il REV è piccolo, questo non è piccolissimo (es. 10 m x 10 m) e non si può prelevarla direttamente.

⇒ bisogna trovare dei **METODI INDIRECTI** x stimare le proprietà e questo è il grosso problema del continuo equivalente.

Per fare ciò, si è pensato di introdurre degli **indici dell'ammasso roccioso**.

In base al valore C_0 , si assegna un punteggio che, al massimo vale 15.

C_0 [MPa]	< 1	1 ÷ 5	5 ÷ 25	25 ÷ 50	50 ÷ 100	100 ÷ 250	> 250
I_s	-	-	-	1 ÷ 2	2 ÷ 4	4 ÷ 10	> 10
Punteggio	0	1	2	4	7	12	15

→ **Rock Quality Designation (RQD):**

è un indice molto usato nelle miniere ed è un indice di fratturazione, che in realtà è poco significativo perché ripete un po' la spaziatura.

Dato una cassetta portacampioni contenente le carote, si misurano solo gli spezzoni di carota aventi lunghezza superiore a 10 cm. Si sommano gli spezzoni e si divide x la lunghezza totale considerata.



$$RQD = \frac{\sum L_i (L_i > 10 \text{ cm})}{L_{tot}}$$

Esso è minore di 1 e lo eguaglia solo se gli spezzoni hanno tutti quanti lunghezza superiore a 10 cm. In questo senso, può nascere un problema

→ tutti gli spezzoni sono lunghi 9,9 cm ⇒ RQD = 0

→ tutti gli spezzoni sono lunghi 10,1 cm ⇒ RQD = 1

Queste sono due situazioni limite, ma è chiaro che questo parametro presente dei difetti.

Dal parametro RQD, si assegna un punteggio che arriva fino a 20 punti. È possibile interpolare i valori.

RQD [%]	< 25	25 ÷ 50	50 ÷ 75	75 ÷ 90	90 ÷ 100
Punteggio	3	8	13	17	20

→ **spaziatura delle discontinuità:**

essa è misurata in 1m e si considera una spaziatura media caratteristica dell'intera massa rocciosa. Essa si determina sulla cassetta o sul fronte.

$$S_m = \frac{L}{N}$$

S_m [m]	< 0,06	0,06 ÷ 0,2	0,2 ÷ 0,6	0,6 ÷ 2	> 2
Punteggio	5	8	10	15	20

Questo parametro permette la STIMA DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'AM-
MASSO ROCCIOSO e, in particolare, dei parametri di deformabilità e resistenza
del continuo equivalente:

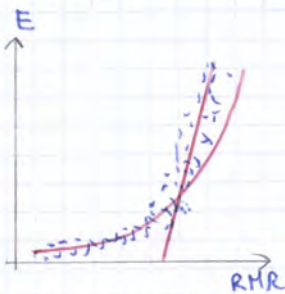
esiste una serie di relazioni empiriche che legano il valore di RMR con i
parametri.

→ relazione di Bieniawski

$$E_H [GPa] = 2 RMR - 100, RMR >$$

La relazione è riferita a casi con RMR molto elevato (da 60 ÷ 70 in su)

→ relazione di Serafim - Pereira



$$E_m [GPa] = 10^{\frac{RMR-10}{40}}, RMR < 50$$

La relazione si usa x ammassi rocciosi di qualità scadente, ma
si può usare anche x RMR > 50.
Si può notare che le due relazioni danno valori di modulo elastico
realistici in quanto, applicati a un caso reale, si notano spostamenti
teorici coerenti con quelli misurati.

→ PARAMETRI DI RESISTENZA:

si sono trovati dei valori ~~non~~ conservativi non tanto x φ ma x c che è molto basso
(applicando a un caso reale, segnala collasso mentre non è così).
Del resto, la stima dei parametri è il punto debole nel continuo equivalente e, nella
pratica, quel parametro di resistenza non è più decessato.

RMR	20	21 ÷ 40	41 ÷ 60	61 ÷ 80	81 ÷ 100
c [MPa]	< 0,1	0,1 ÷ 0,2	0,2 ÷ 0,3	0,3 ÷ 0,4	> 0,4
φ	< 15°	15° ÷ 25°	25° ÷ 35°	35° ÷ 45°	> 45°

Detto ciò, il parametro RMR dipende da un VI fattore, che è legato all'**orientazione relati-
va della discontinuità** rispetto all'asse dell'opera (es. galleria).

Nel RMR di base si è ignorato questo aspetto perché essa esprime la qualità dell'ammasso
roccioso e ciò si lega solo alle sue caratteristiche dell'opera e non dall'opera che si sta
costruendo e la sua direzione.

D'altra parte, la stabilità di un'opera dipende non solo dal RMR di base ma anche dal-
l'orientazione della discontinuità rispetto all'asse.

Pertanto, il parametro di orientazione relativa è introdotto x definire un altro indice,
detto **indice RMR corretto**.

$$RMR_{corr} = RMR_{base} + P_{orientaz.}$$

Il termine $P_{orientaz.}$ è negativo e riduce l'indice RMR. Esso è tanto più grande in
valore assoluto quanto più è sfavorevole la condizione.

Angolo	Condizione	Porientaz
$< 20^\circ$	Mediocre	-5
$20^\circ \div 45^\circ$	Sfavorevole	-10
$45^\circ \div 90^\circ$	Molto sfavorevole	-12

In realtà, non si mai nella situazione A o B ma in una intermedia e dunque si va verso la situazione più vicina.
 Se permangono dei dubbi, ci si muove verso quella più a favore di sicurezza.

APPLICAZIONE: con l'indice RMR si può stimare il tempo di autosostegno dell'opera ma anche predimensionare le opere di sostegno e/o di rinforzo x assicurare le condizioni di sicurezza durante lo scavo del vuoto sotterraneo.

Q System

Se Bieniawski fondò il proprio indice sull'attività mineraria, Barton si basò sul suo lavoro in Norvegia, poiché lì ci sono molte città sotterranee fondate su graniti.

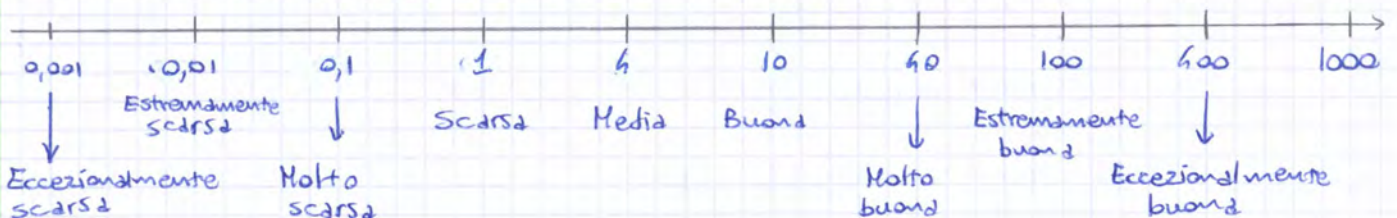
L'indice Q System è più difficile da determinare rispetto al RMR e si determina a partire da alcuni parametri (alla cui stima è fatto corrispondere un coefficiente numerico) che sono poi messi in rapporto.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$$

I 3 rapporti rappresentano

- GEOMETRIA DEI GIUNTI (spaziatura RQD e numero di sistemi J_n)
- RESISTENZA A TAGLIO (scabrezza J_r e alterazione J_a)
- TENSIONI IN GIOCO (pressione dell'acqua J_w e tensione presente SRF)

I valori di Q variano da 0,001 a 1000.



Ora si trattano i singoli parametri

→ Rock Quality Designation

$$RQD = \frac{\sum L_i (L_i > 10 \text{ cm})}{L_{tot}}$$

→ Joint Alteration Number:

esso dipende dal GRADO DI ALTERAZIONE della superficie dei giunti e dall'eventuale materiale di riempimento.

Sulla base della valutazione del geologo, si riconoscono più casi

1) LEMBI A CONTATTO : la valutazione del grado di alterazione della parete dei giunti è importante perché influenza il fattore JCS.
Nei casi peggiori x la stabilità (es. patina di materiale che riduce la resistenza), si attribuisce una valore J_a maggiore.

2) LEMBI A CONTATTO DOPO SCORRIMENTO DI 10 cm:

A un certo punto, i lembi vanno a contatto.

In questo caso, c'è un gioco tra alterazione e riempimento perché c'è un riempimento che impedisce il contatto e un'alterazione al contatto.

A seconda del materiale, ci sono diverse interazioni perché un riempimento in sabbia è poco pericoloso mentre uno in argilla poco sovracconsolidata resiste meno e rigancia con le piogge.

3) NESSUN CONTATTO : all'aumentare della spessore, le cose peggiorano.

Caso	Alterazione - Riempimento	J_a
1	A) Riempimento viscoso, non rammolliente, cementante e resistente (quarzo)	0,75
1	B) Pareti non alterate o alterate in tracce	1
1	C) Lembi debolmente alterati con patina minerale non rammolliente (sabbia)	2
1	D) Patina sabbiosa e silteosa e poca argilla non rammolliente	3
1	E) Patina con poca argilla e talco, grafite, gesso e uno spessore di 1 ÷ 2 mm di argilla poco espansiva	4
2	F) Particelle di sabbia, roccia frantumata senza argille	4
2	G) Riempimento di argilla molto oc (spessore < 5 mm)	6
2	H) Riempimento di argilla poco oc (spessore < 5 mm)	8
2	I) Riempimento di argilla riganciante (montmorillonite)	8 ÷ 12
3	K, L, M) Zone di roccia disgregata con argilla secondo G, H, I	6-8-12
3	N) Zone di argilla silteosa con piccola percentuale di argilla rammolliente	5
3	O, P, R) Zone potenti di argilla, secondo G, H, I	10 ÷ 20

Caso	Descrizione	SRF		
A	Molte zone deboli con argilla o roccia degradata o fratturata, roccia molto distesa, indipendentemente dalla profondità	10,0		
	Zone singolari, discontinuità maggiori con argille o roccia chimicamente degradata per profondità ≤ 50 m	5,0		
	Zone singolari, discontinuità maggiori con argille o roccia chimicamente degradata per profondità > 50 m	2,5		
	Molte zone con discontinuità interessate da precedenti scorrimenti, roccia distesa e rilasciata	7,5		
	Discontinuità maggiori (faglie e superfici di scorrimento) in roccia competente in assenza di argilla, x profondità ≤ 50 m	5,0		
	Discontinuità maggiori (faglie e superfici di scorrimento) in roccia competente in assenza di argilla, x profondità > 50 m	2,5		
	Discontinuità aperte e rilasciate, massa rocciosa molto fratturata e a blocchi, indipendentemente dalla profondità	5,0		
	Descrizione	C_0/B_1	T_0/B_1	SRF
B	Sforzi naturali deboli (superficiali)	> 200	> 13	2,5
	Sforzi naturali medi	$10 \div 200$	$0,66 \div 13$	1
	Sforzi naturali elevati	$5 \div 10$	$0,33 \div 0,66$	$0,5 \div 2$
	Ammasso roccioso di tipo massivo e possibili colpi di tensione di debole intensità	$2,5 \div 5$	$0,16 \div 0,33$	$5 \div 10$
	Ammasso roccioso di tipo massivo e possibili colpi di tensione di forte intensità	2,5	0,16	$10 \div 20$
	Descrizione			SRF
C	Pressione debole			$5 \div 10$
	Pressione elevata			$10 \div 20$
D	Pressione debole			$5 \div 10$
	Pressione elevata			$10 \div 15$

→ asse X: esso dà indicazioni sulle condizioni della superficie di contatto

→ VERY GOOD: molto rugosa e inalterata

→ GOOD: rugosa e poco alterata

→ FAIR: liscia e moderatamente alterata

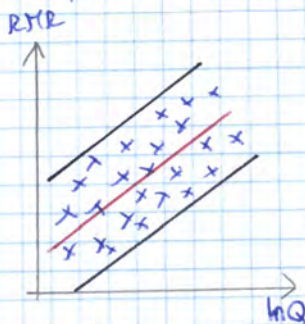
→ POOR: levigata, molto alterata con patina o riempita con frammenti spigolosi

→ VERY POOR: superfici levigate ($\varphi \approx \varphi_{base}$), altamente alterate (basso JRC) e rivestite con una patina o riempite con argilla.

APPLICAZIONI: stima indiretta dei parametri di deformazione e resistenza.

Correlazioni tra gli indici

Si come i vari indici presentano dei tratti in comune, questi devono essere correlati a meno della dispersione statistica.



Riportando in un diagramma i valori di RMR e di Q System relativi al medesimo ammasso roccioso, si è trovata la retta che interpola la media dei valori

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad \text{Formula di Bieniawski - Orr}$$

In realtà, questa relazione non vale x RMR piccolo e, x poter estendere la correlazione in altri campi, si è corretta la formula

$$RMR = 13,5 \log Q + 43$$

Esiste anche la Formula di Barton.

$$RMR = 50 + 15 \log Q$$

Nella pratica, si usano tutte le formule e si valutano i risultati.

Tornando alla relazione di Bieniawski - Orr, essi hanno anche individuato le rette che delimitano il campo di variazione.

$$RMR = 9 \ln Q + 62$$

$$RMR = 9 \ln Q + 26$$

→ sono rette parallele

A queste, si aggiunge un'altra relazione

$$GSI = RMR_{99} - 5 > 25$$

RMR_{99} = indice RMR modificato, con indice x le venute d'acqua pari a 15 e indice x ~~la~~ l'orientamento dei giunti nullo

↓ non c'è acqua

Tale relazione non si usa x ammassi rocciosi di scarsa qualità, poiché è difficile stimare l'indice RMR.

L'utilità di queste relazioni è che consentono di partire da parametri semplici da calcolare (es. GSI) e di determinare da essi altri parametri che intervengono in formule empiriche x stimare le proprietà dell'ammasso roccioso. In realtà, in presenza di un ammasso roccioso, conviene stimare direttamente tutti gli indici.

→ SCAVO CON HARTELLONE

$$D = 0$$

→ SCAVO CON PROBLEMI DI squeezing:

In presenza di ammassi rocciosi di bassa qualità, si possono sviluppare grandi spostamenti a causa della plasticizzazione e così la base dello scavo può sollevarsi. Per limitare ciò, si inserisce un ARCO ROVESCIO, cioè un rivestimento in cemento armato e calcestruzzo messo a fondo della galleria.

→ con arco rovescio $D = 0$

→ senza arco rovescio $D = 0,5$

→ SCAVO CON ESPLOSIONI DI BASSA QUALITÀ, che danno una pessima sagomatura dell'opera.

$$D = 0,8$$

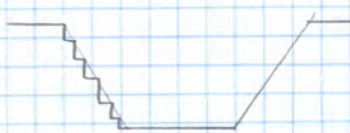
Passando dagli scavi in superficie, i valori di grado di disturbo sono molto alti perché in superficie il disturbo è ben maggiore.

→ ESPLOSIONI DI PICCOLA SCALA E CONTROLLATE

$$D = 0,7$$

→ ESPLOSIONI SCADENTI, con rilascio tensionale forte

$$D = 1,0$$



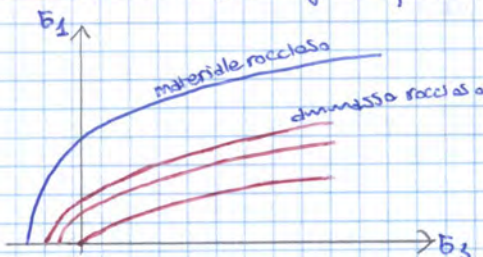
Nel caso di opere in superficie a grande scala (es. open pit mines, cioè cave con pendii gradonati), si ha

→ scavo con esplosione $D = 1,0$

→ scavo a via meccanica $D = 0,7$

2 Criterio di Hoek e Brown per l'ammasso roccioso:

In esso intervengono i parametri GSI e D.



In virtù dell'ipotesi di continua equivalente, si può passare dalle curve del materiale roccioso ed estenderle all'ammasso roccioso.

Queste però sono più basse poiché le discontinuità subentrano come decaimento dei parametri di resistenza.

In particolare, le curve si abbassano e si portano verso destra e ciò implica che la resistenza a trazione tende ad annullarsi.

Il criterio conserva la classica espressione

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{c,i} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{c,i}} + s \right)^\alpha$$

I 3 parametri ora dipendono dalla qualità dell'ammasso roccioso e dunque da GSI e dal grado di disturbo D.

Si esegue dunque un'analisi a rottura:

il pilastro può andare a rottura?

Si valuta innanzitutto il materiale roccioso dal punto di vista delle caratteristiche di resistenza e ci si riferisce al criterio di Coulomb.

Attraverso le prove triassiali sui campioni estratti, si ricavano i seguenti valori dei parametri.

$$C = 5 \text{ MPa} \quad \varphi = 45^\circ$$

Passando alle discontinuità, si ricava

$$\varphi_p = 60^\circ \quad \alpha = 20^\circ$$

La verifica di resistenza consiste nel confrontare tensione tangenziale agente con tensione tangenziale resistente e, siccome si usa un criterio del discontinuo, si esegue prima l'analisi del materiale roccioso e poi sulla discontinuità.

→ MATERIALE ROCCIOSO

Per ricavare la tensione agente, si potrebbe usare uno schema di calcolo di tipo numerico.



In realtà, vista la situazione geometrica molto semplice, si può ignorare la discontinuità e assumere che lo stato tensionale nel pilastro sia di compressione monoassiale (anche se esiste una tensione fuori piano). La tensione è data, a semplicità, dal peso dell'area di influenza.

$$\begin{aligned} \sigma_{2g} &= \frac{W}{A} = \frac{\gamma V}{A} = \\ &= \frac{\gamma(d+L)H}{d} = \sim 1 \text{ m di profondità} \\ &= \frac{25 [\text{kNm}^{-3}] \cdot (10 [\text{m}] + 50 [\text{m}]) \cdot 100 [\text{m}]}{10 [\text{m}]} = 15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Lo stato tensionale agente nel pilastro si può così esprimere come

$$[\sigma_{xy}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 15 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

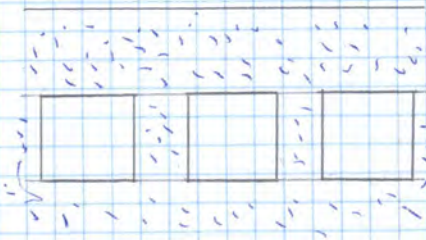
Nota lo stato tensionale nel materiale roccioso, a definirne la resistenza si fa riferimento al criterio di rottura di Coulomb in termini di tensioni principali, poiché sono note.

$$\begin{aligned} \sigma_{1,r} &= C_0 + \sigma_3 N_\varphi = \\ &= 2c\sqrt{N_\varphi} + \sigma_3 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \\ &= 2 \cdot 5 [\text{MPa}] \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\pi}{8}\right) = 24 \text{ MPa} \quad \sim \sigma_3 = 0 \end{aligned}$$

Visto che il criterio è espresso in termini di tensioni principali, si confrontano queste.

$$\sigma_{1,2g} = 15 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} = \sigma_{1,r}$$

CASO II : PICCOLE FESSURE



Conservando la stessa geometria, ora l'ammasso roccioso è caratterizzato da discontinuità molto più piccole e meno estese.

Il REU addirittura diventa più piccolo rispetto alla dimensione caratteristica del problema (dimensione del pilastro).

In queste condizioni, si può far riferimento all'approccio del continuo equivalente e togliere così tutte le discontinuità, tenendo un continuo che non ha le stesse caratteristiche dell'ammasso roccioso.

Siccome si ragiona sull'ammasso roccioso, si usa il criterio di Hoek & Brown. Dal rilievo, si ricavano

→ GSI : esso può cambiare spostandosi di zona e se il cambiamento è piccolo, si trascura, se è grande, si fa un'analisi più complessa.

$$GSI = 70 \rightarrow \text{qualità media-alta}$$

→ D : si assume uno scavo con esplosivo (tipico dell'attività mineraria, che è molto speditiva e usa fattori di sicurezza più limitati a causa della ridotta permanenza all'interno della cavità)

$$D = 0,5$$

Il problema è sempre monassiale e dunque si ricava la resistenza monassiale dell'ammasso roccioso.

$$\sigma_{1,r} = \sigma_{c,i} S^\alpha$$

$$s = e^{\frac{70-100}{9-1,5}} = 0,018 \quad \alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{70}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right) = 0,5$$

$$\Rightarrow \sigma_{1,r} = \sigma_{c,i} S^\alpha = 50 \cdot 0,018^{0,5} = 6,7 \text{ MPa} < \sigma_{1,dg} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{c,i} = 50 \text{ MPa}$ ↓ effetto della discontinuità

La verifica non è soddisfatta e bisogna allora modificare la tensione agente, tipicamente modificando la geometria del problema:

siccome l'altezza è fissata, si varia la posizione e spessore del pilastro finché non si verifica il fattore di sicurezza.

Se non si riesce, si cambia il tipo di scavo, ad es. passando a gallerie di piccolo diametro.

OSSERVAZIONE : i metodi numerici sono più precisi ma è sempre meglio riferirsi inizialmente a modelli semplificati non numerici.

Infatti, non si sa come funzionano i sistemi numerici e c'è il rischio di inserire dati non corretti.

Viceversa, con il calcolo "manuale", si ha un'idea dell'ordine di grandezza.

Del resto, il calcolo numerico non potrà mai sostituire il comportamento fisico in quanto i parametri che si inseriscono derivano da determinate ipotesi e considerazioni.

3 Nello studio del fenomeno delle frane in roccia, si distinguono 2 momenti

→ **innesco**: è quello che accade appena prima che avvenga la frana

→ **propagazione**: è la fase di movimento della frana successiva al distacco.
Questa fase è importante perché permette di definire l'area di invasione della frana e i possibili effetti sui bersagli (es. infrastrutture ed edifici).

Queste due fasi sono distinte perché non esiste una metodologia che permetta di prevedere sia la fase di distacco che la fase di propagazione.

4 Nello studio delle frane, esiste un procedimento che porta a definire il **rischio di frana** (come già x altri fenomeni naturali) in cui, da una parte, si considera il modello fisico e, dall'altra parte, la valutazione delle conseguenze

→ **MODELLO FISICO**:

Assolutamente dalla definizione dei volumi coinvolti, la cui stima spesso non è semplice. In seguito, si definiscono

→ modello meccanico di innesco, che definisce la probabilità di distacco

→ modello meccanico di propagazione, che definisce la probabilità che la massa raggiunga una certa zona a valle (in altri termini, l'area di interesse) e da quante "intensità", cioè l'energia che investe l'elemento (energia cinetica).

Tutto questo porta alla definizione di un parametro, detto **pericolosità H**.

$$H = P_d \cdot P_p$$

P_d = probabilità di distacco
 P_p = probabilità che la frana colpisca una certa zona con una certa intensità

La pericolosità rappresenta la probabilità che la frana si stacchi e colpisca una zona o un oggetto con una certa intensità.

→ **VALUTAZIONE DELLE CONSEGUENZE**:

nella zona di interesse, si definiscono quali siano gli elementi a rischio. Nota l'intensità con cui impatta la frana e la resistenza dell'elemento a rischio, a ciascun elemento si può associare il danno all'elemento a rischio dovuto alla frana. Il danno è espresso mediante un indice detto **vulnerabilità**, compreso tra 0 e 1

0 = tutti gli edifici non sono più utilizzabili

1 = non è danno agli edifici

Tradotta in termini economici, la vulnerabilità porta a un **costo del danno C**.

Unendo le due informazioni, si ottiene il **rischio**, che vale

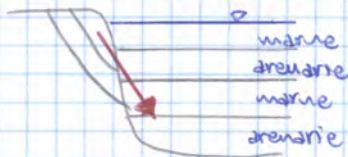
$$R = H \cdot C$$

OSSERVAZIONE: questa definizione di rischio, basata sulla valutazione del costo del danno solo sulle strutture, è corretta finché non ci sono vittime. Il problema è che la valutazione del rischio diventa più difficile se sono coinvolte vite umane. Del resto, si potrebbe dire che non si può accettare che ci siano possibili vittime. D'altra parte, questo cozza contro il fatto che le risorse siano limitate

Scioglimento planare

Questo fenomeno prevede di avere uno scioglimento su piani inclinati di $8-10^\circ$ rispetto all'orizzontale, pur sapendo che l'angolo minimo di attrito del giunto di roccia è l'angolo di attrito di base e vale circa 20° . Allora perché avviene lo scioglimento?

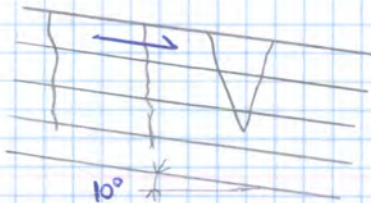
Si può fare un parallelo con i fenomeni di scioglimento nelle terre, in particolare con le frane nelle Langhe. In questo caso, la parte coinvolta presenta un'alternanza di marne (argille cementate) e arenarie (sabbie cementate).



Queste si sono formate sul fondo del mare:

Dalla piattaforma continentale si sono staccate grosse frane ^{in mare} che si sono depositate sul fondo del mare. Quando il materiale finisce in acqua, avvengono fenomeni di sedimentazione e stratificazione in cui la parte più pesante scende più velocemente rispetto alla parte meno pesante.

Il risultato è la formazione di strati in sabbia ^{e argilla} che, per la pressione, si cementano in arenarie e marne.



Per effetto del contatto delle zolle, la stratificazione è stata poi compressa e ciò ha determinato l'inclinazione degli strati e la formazione di fratture verticali. In seguito, la struttura è stata incisa dai corsi d'acqua.

Il problema è che, attraverso le fessure, l'acqua piovana entra all'interno del terreno, venendo a contatto con gli straterelli all'interno delle marne (anche queste sono ^{in presenza d'acqua} in presenza d'acqua) costituiti da materiale fine poco resistente e rigonfiante che perde resistenza fino a raggiungere valori dell'angolo di attrito molto bassi. Tra l'altro, gli straterelli tendono a lavorare al valore residuo dell'angolo di attrito poiché il sollevamento tettonico ha fatto scorrere gli strati tra di loro.

In questo modo, si capisce perché avvengono frane di scioglimento planare se ci sono piogge intense. Come si risolve il problema?

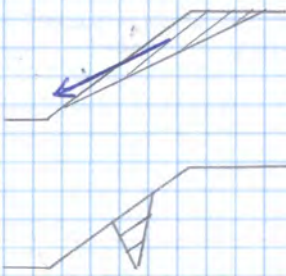
È chiaro che occorre capire dove si trovano gli straterelli, ma ciò è difficile perché possono trovarsi a qualunque profondità. Una volta individuata la profondità coinvolta nel fenomeno (fino a 50 m), si realizzano dei pozzi di drenaggio verticali spinti fino a tale profondità, in modo da raccogliere l'acqua ed allontanarla.

Esistono anche fenomeni di scioglimento nell'ammasso roccioso, che possono essere di tipo

→ SCIOLIMENTO PIANO

→ SCIOLIMENTO TRIDIMENSIONALE, lungo 2 piani di discontinuità da cui si liberano dei coni di roccia.

In seguito, si passa allo studio dei **cinematismi**, che valuta la possibilità che si verifichi un cinematismo di spostamento.



Tale attività prevede di considerare ciascuna zona omogenea, presa una alla volta, e di applicare a essa una metodo del discontinuo:

Si valuta se le discontinuità si combinano tra di loro fino a formare un solido che può mettersi in movimento.

Perché ciò accada, le discontinuità devono combinarsi in modo opportuno tra di loro e con il fronte del pendio.

Se può avvenire il movimento, si parla di **CINEMATISMO POSSIBILE**.

In tal caso, si costruisce un **modello geomeccanico**, che permette di mettere insieme

→ CAUSE che possono portare a instabilità (pressione, sisma)

→ PARAMETRI DELLA LEGGE COSTITUTIVA DEL MATERIALE (resistenza e deformabilità)

In questo modo, si può capire effettivamente se il cinematismo avviene o meno:

Infatti, lo studio dei cinematismi evidenzia solo i cinematismi possibili, cioè i solidi che potrebbero muoversi.

D'altra parte, è possibile che il movimento non avvenga perché le azioni resistenti superano le azioni instabilizzanti.

Pertanto, il modello geomeccanico porta a un **metodo di calcolo per la valutazione della stabilità del pendio**, che permette di capire se c'è frana o meno (es. fattore di sicurezza)

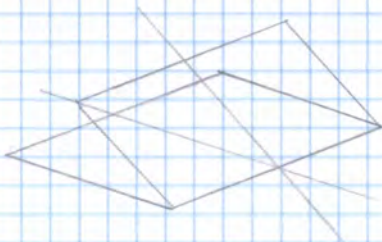
L'ingegnere si occupa della definizione dei cinematismi, del modello geomeccanico e del metodo di calcolo.

3 Cinematismo planare

Dalle analisi preliminari, si ottiene uno stereogramma in cui si definiscono le giaciture dei piani rappresentativi di sistemi di discontinuità e faglie.

E allora possibile trovare dei criteri di calcolo che permettano di dire quali tipi di solido, dal punto di vista cinematico, si possono formare sul pendio.

In parti calde, come si possono formare solidi che si possono schematizzare in modo piano?



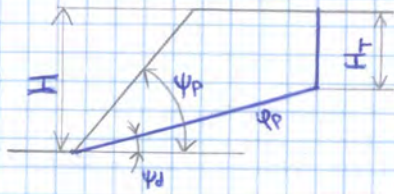
Perché si formi un solido di questo tipo, devono esistere piani di discontinuità tali che tutte le sezioni verticali del solido che si forma siano uguali tra di loro.

Per fare ciò, deve sussistere una relazione tra le giaciture del fronte e del sistema di discontinuità:

nota la dip direction del fronte, occorre che i 2 elementi guardino dalla stessa parte, ossia

$$\alpha_d = \alpha_f$$

4 Modello geomeccanico dello scivolamento planare



La geometria di riferimento è definita sulla base degli stereogrammi e, tipicamente, prevede la presenza di un giunto di trazione. Questo, a semplicità, può essere verticale.

Rispetto al caso in cui non c'è il giunto di trazione, sembra che la situazione non sia molto diversa, a parte un diverso volume del blocco.

In realtà, attraverso il giunto di trazione può avvenire infiltrazione d'acqua presente sul pendio, la quale esercita una pressione che può instabilizzare il blocco, diversamente da quanto accade in assenza di tale giunto.

Una volta definita la geometria, occorre definire nel modello geomeccanico

→ FORZE agenti sul solido (es. forza peso)

→ RESISTENZE: nello scivolamento, si sviluppa una resistenza lungo la superficie di discontinuità, caratterizzata dall'angolo di attrito φ_p .

Si può notare che, siccome il fenomeno è piano, si adotta allora una schematizzazione piana in cui si considera una sezione e la geometria si definisce con le sole misure di altezza H e inclinazione ψ (e non immersione d).

Fatto ciò, si provvede a definire il metodo di calcolo:

Esistono tanti metodi, i quali forniscono le soluzioni $\{q\}$, $[E]$ e $[B]$ in ogni punto del pendio, mediante integrazione sotto determinate condizioni al contorno di un sistema di equazioni differenziali

→ equazioni di equilibrio

→ equazioni di congruenza

→ equazioni costitutive

Questo è lo schema che si usa in ogni problema e si parla di

→ METODI ANALITICI, quando si riesce a trovare una funzione che esprima spostamento, deformazione e tensione in forma chiusa (da una soluzione analitica).

→ METODI NUMERICI, che si utilizzano quando non è possibile l'integrazione perché la legge costitutiva o le condizioni al contorno sono complesse.

Tutti i metodi richiedono la costruzione di un modello geomeccanico e dev'essere verificata la possibilità cinematica.

Nell'ambito della stabilità dei pendii in roccia, si fa ricorso a un metodo del discontinuo.

Tra i tanti, si sceglie il metodo più semplice che però presenta un errore comunque piccolo rispetto ai metodi completi.

Esso è il **metodo dell'equilibrio limite**:

esso è un metodo analitico che si basa su una forte semplificazione sulla legge costitutiva del materiale, il quale si ipotizza avere un **comportamento rigido**.

Pertanto, il materiale ha resistenza infinita e non è deformabile (non si calcolano tensioni e deformazioni nel materiale).

Ciò chiaramente non vale nella superficie di scivolamento, che non è deformabile ma lungo la quale esiste una resistenza limitata.

Si è nella situazione di equilibrio limite e, dal punto di vista meccanico, il pendio è considerato instabile, poiché avviene collasso.

In realtà, la norma richiede di calcolare E e R con i valori caratteristici di resistenze e azioni (di fatto, sono i valori misurati) e da qui si definisce un **fattore di Sicurezza**

$$F_s = \frac{R}{E}$$

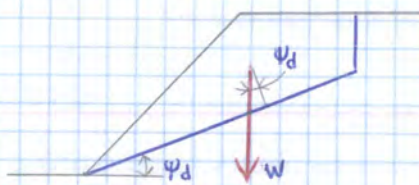
Il progettista poi sceglie un valore di tale fattore che ritiene accettabile, purché

$$F_s \geq 1,3$$

→ in genere non si va oltre, perché può portare interventi più costosi

Detto ciò, si valuta come si pone il modello geomeccanico x lo scivolamento planare in diversi casi.

Ⓘ W, φ_p



Si considera un modello semplice, in cui la superficie di scivolamento è caratterizzata dall'angolo d'attrito φ_p della discontinuità e agisce solo il peso.

Il fattore di sicurezza allora vale

$$F_s = \frac{W \cos \psi_d \tan \varphi_p}{W \sin \psi_d}$$

In questo caso, la forza scivolante è la componente tangenziale del peso, mentre la resistenza è data dalla sola forza d'attrito, data da $\tan \varphi_p$ x la componente del peso normale al piano di scivolamento.

Da qui si ottiene

$$F_s = \frac{\tan \varphi_p}{\tan \psi_d}$$

$$F_s = \frac{\tan \varphi_p}{\tan \psi_d}$$

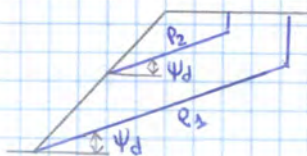
Se $F_s < 1,3$, secondo la norma avviene collasso (bisogna intervenire)

Se $F_s \geq 1,3$, si è in stabilità.

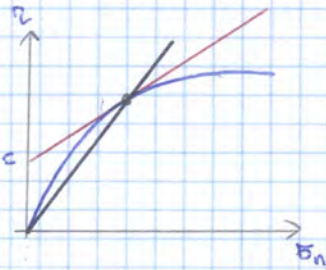
Tra l'altro, l'equilibrio ^{limite} sussiste quando il fattore di sicurezza è unitario, cioè quando

$$\tan \varphi_p = \tan \psi_d \Rightarrow \varphi_p = \psi_d \quad \text{CONDIZIONE DI EQUILIBRIO LIMITE}$$

PROPRIETÀ: siccome si è semplificato il termine di peso W, si può dire che IL PROBLEMA È INDIPENDENTE DALLE DIMENSIONI. Così, se ci sono 2 geometrie aventi identico valori di ψ_d e φ_p , la situazione è la stessa.



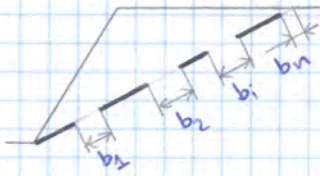
In realtà, perché ψ_d e φ_p siano gli stessi, occorre che le discontinuità siano uguali nei due casi, ossia che le discontinuità appartengano alla stessa famiglia.



Questa però è una coesione apparente perché, in realtà, può non esistere coesione. In quei casi, se si fa ricorso al valore S ed ante, si ottiene

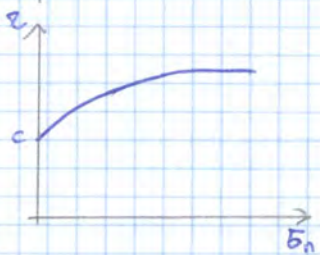
$$\tau = \sigma_n \tan \varphi_s$$

Il rischio di utilizzare il valore tangente è di introdurre una coesione laddove magari non esiste. In tal caso, se questa fosse aggiunta fittiziamente x via del modello di calcolo della resistenza nelle rocce, si otterrebbe un risultato errato.



In realtà, anche se il modello geomeccanico prevede che si presenti un giunto lungo, è possibile trovare lungo la superficie di scivolamento delle discontinuità più piccole rispetto a quelle teoriche, accompagnate da PONTI DI ROCCIA.

In tal caso, si può dire che il materiale roccioso abbia una certa coesione EFFETTIVA (che può essere elevata). Tra l'altro, questa non agisce sull'intera lunghezza l , bensì sui tratti b_i e così il fattore di sicurezza si riscrive con e



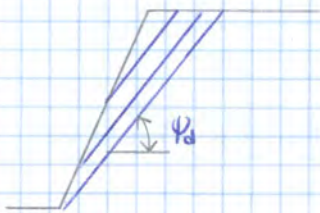
$$F_s = \frac{W \cos \varphi_d \tan \varphi_p + c_m \sum b_i}{W \sin \varphi_d}$$

A questo punto, sorge un nuovo problema: quanto vale $\sum b_i$?

Se la coesione c_m è determinata su prove triassiali sul materiale roccioso, la lunghezza dei ponti rocciosi è difficile da determinare.

Pertanto, si possono solo fare delle ipotesi basandosi sulla parete e, spesso, a favore di sicurezza, si assume

$$\sum b_i = 0$$



Questo in realtà è poco sensato perché esistono casi in cui è chiaro che esistono ponti di roccia.

Ad es. se il piano del fronte e la superficie di scivolamento sono molto inclinati, ignorando il contributo di coesione, perché non avveniva rottura sarebbe necessario che

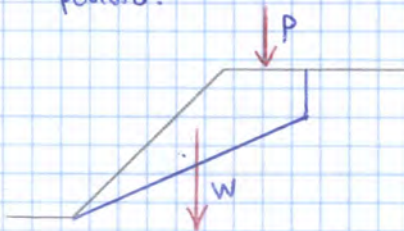
$$\varphi_d < \varphi_p$$

Occorrerebbe dunque avere un angolo di dritta molto elevato, ma questo non esiste in sito (al più, si arriva a 45°).

Pertanto, x forza, in questi casi esistono dei ponti di roccia che tengono in equilibrio l'ammassa.

III $\varphi_p; W; P$

Si considera ora la presenza di un SOVRACCARICO verticale P applicando sul pendio.



Il fattore di sicurezza ora vale

$$F_s = \frac{(W+P) \cos \varphi_d \tan \varphi_p}{(W+P) \sin \varphi_d}$$

→ stesso modello cinematico, diverso modello geomeccanico

Dalla distribuzione delle pressioni si può passare a una forza, integrando la distribuzione (corrispondente alla sua area)

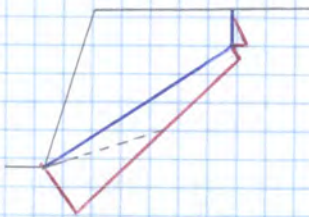
→ risultante V sul giunto di trazione

$$V = \frac{H_w^2 \gamma_w}{2}$$

→ risultante U sulla superficie di scivolamento

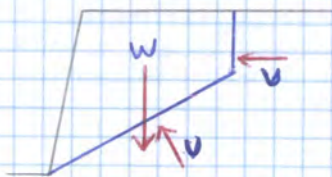
$$U = \left\{ \frac{\left[H_w \gamma_w + H_w \gamma_w + \frac{H-H_T}{2} \gamma_w - \frac{H-H_T}{2 \sin \psi_d} \right]}{2} + \frac{\left[H_w \gamma_w + \frac{H-H_T}{2} \gamma_w \right] - \frac{H-H_T}{2 \sin \psi_d}}{2} \right\} \cdot 1$$

OSSERVAZIONE: la distribuzione delle tensioni tiene conto della filtrazione poiché va a 0 in B e dunque tiene conto della dissipazione di energia.



A volte, si può assumere la distribuzione idrostatica, che però è molto severa nei confronti della stabilità. In effetti, tale modello si assume solo quando viene bloccato l'efflusso d'acqua alla base del pendio, a una grande estensione nell'altra dimensione rispetto al piano (in modo che l'acqua non fuoriesca di fianco).

Detto ciò, si riscrive la relazione del Fattore di sicurezza.



In questo caso, l'acqua interviene secondo il principio degli sforzi efficaci (riduce la forza normale efficace) e aumenta la forza scivolante.

$$F_s = \frac{(W \cos \psi_d - V \sin \psi_d - U) \tan \varphi}{W \sin \psi_d + V \cos \psi_d}$$

In questo caso, nel considerare l'acqua, sorge un problema:

la valutazione non è fatta al momento (in cui si può avere $F_s > 1$), bensì bisogna prevedere come si evolve la condizione e il regime dell'acqua in futuro.

Infatti, se piove tanto, è possibile avere

$$F_s = 1$$

Pertanto, tipicamente si fa un'ipotesi estrema in cui si immagina che il giunto sia completamente riempito e dunque

$$V = V(H_w = H_T) \quad U = U(H_w = H_T)$$

β = parametro legato al fatto che, come riferimento, si considera l'accelerazione massima ma questa agisce x poco tempo e allora non si può farla agire x sempre, altrimenti la progettazione diventa estremamente conservativa. Pertanto, si inserisce questo fattore correttivo, pari a

$$\beta = 0,2 \div 0,3$$

e questo valore deriva dall'interpretazione di alcuni crolli che erano avvenuti a causa di un sisma

a_{max} = accelerazione massima del punto di interesse (es. frana) che si può aspettare.

In linea teorica, questa è determinata dall'accelerogramma relativo a quel punto.

In realtà, in Italia ci sono 1000 punti di misura e allora si può cercare quello più vicino alla posizione della frana.

Ciascun punto di misura fornisce un accelerogramma e anche il valore di accelerazione massima del suolo a_g in funzione del periodo di ritorno del sisma (derivata elaborazione statistica).

$$a_g = a_g(T)$$

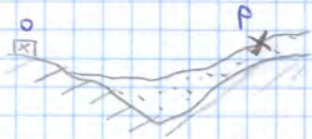
Pertanto, si stabilisce un periodo di ritorno di progetto e si legge l'accelerazione corrispondente.

Il problema è che questa accelerazione è riferita al punto di misura, in cui la misura è fatta su un piano orizzontale e su roccia. Occorre così riportare l'accelerazione al punto di interesse:

se il punto di interesse si trova su un pendio in terra, allora rispetto al punto di interesse ci sono differenze legate a

→ stratigrafia sotto il punto

→ inclinazione



Questi due fattori possono modificare di molto l'accelerogramma nel punto di interesse rispetto al punto di misura, x cui

$$a_g \neq a_{max}$$

Questo è il problema fondamentale dell'ingegneria sismica.

Nel caso di PENDII IN ROCCIA, la norma prescrive la seguente relazione

$$a_{max} = a_g S_T S_S$$

S_S = coefficiente x la stratigrafia

Roccia

$$S_S = 1$$

Terreno (amplifica l'accelerazione)

$$S_S > 1$$

S_T = coefficiente topografico, tabulato in funzione della pendenza del pendio.

Esso amplifica l'accelerazione e, siccome i pendii in roccia sono molto in clima fi, si considera il valore massimo.

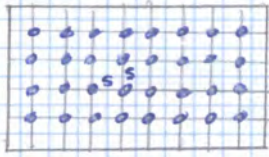
$$S_T = 1,4$$

$$\Rightarrow a_{max} = 1,4 a_g$$

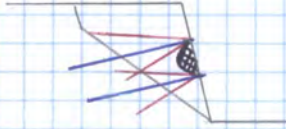
In genere, il metodo è conservativo e si usa x strutture non troppo importanti.

ottiene il numero di elementi

$$n = \frac{T_{tot}}{t}$$



Nella visione frontale del pendio, i tiranti sono distribuiti secondo una certa maglia ad es. quadrata. Occorre valutare la SPAZIATURA TRA I TIRANTI.



questa deve essere tale che la superficie di discontinuità sia realmente coperta da essi.

Il tiro, però, non si distribuisce in modo uniforme su tutto il pendio. Infatti, siccome la parete presenta tante fratture (c'è un sistema di discontinuità), il carico puntuale si distribuisce su coni con apertura a 90°.

La conseguenza è che esiste un'area di influenza del chiodo e i punti limitrofi non risentono della sua presenza, ossia tra 2 chiodi può nascere una zona non coperta.

Pertanto, occorre rispettare certi valori di spaziatura

$$\Delta = 1,5 \div 3 \times \text{chiodi} \rightarrow \text{x i tiranti, l'interasse è maggiore}$$

Dal numero di elementi, si deduce la spaziatura effettiva e questa è confrontata con quella richiesta

→ se $\Delta_{eff} < \Delta_{rich}$, significa che quell'interasse non va bene ~~esse~~ perché si è scelto un elemento con tiro caratteristico troppo piccolo.

→ se $\Delta_{eff} > \Delta_{rich}$, occorre ridurre il tiro caratteristico

⇒ si garantisce la stabilità non solo dei blocchi principali ma anche dei blocchi più piccoli, grazie alla migliore distribuzione del tiro totale.

Inevitabilmente, ci sono zone non coperte, ma queste sono gestite mediante reti aventi una certa maglia.

Queste sono inserite sul fronte del pendio e fissate grazie al tiro dei chiodi e hanno il solo scopo di tenere i piccoli blocchi (sono dimensionate solo a questo).

Inoltre, esse devono essere periodicamente svuotate.

Spesso esistono casi in cui un pendio è stabile, ma è sempre opportuno valutare il fattore di sicurezza.

Infatti, possono intervenire dei cambiamenti di cui bisogna tenere conto nel progetto e possono essere:

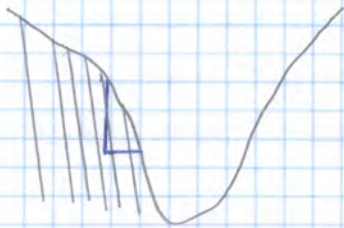
→ CAMBIAMENTI GEOMETRICI:

ad es. una valle presenta dei giunti aventi inclinazione superiore rispetto al fronte, in media, a cui non c'è possibilità cinematica di scivolamento.

Se però si taglia il versante a realizzare una strada, l'inclinazione dei giunti è inferiore a quella del nuovo fronte e nasce un cinematicismo prima non esistente. occorre così calcolare il fattore F_s .

→ SOVRACCARICHI

→ REGIME DELLE ACQUE



Ribaltamento planare

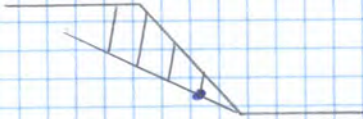
1 Ribaltamento planare (o RIBALTAMENTO BIDIMENSIONALE)

Il ribaltamento presuppone la rotazione (e non lo scivolamento) di un volume di roccia e può essere di 2 tipi



→ **block toppling** = ribaltamento a blocchi:

esso è tipico di un blocco che ruota attorno a un punto della sua base.

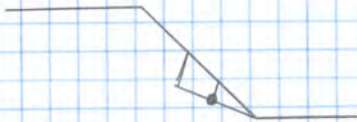


→ **flexural toppling** = ribaltamento flessurale:

esso riguarda una serie di blocchi che si ribaltano l'uno sull'altro.

2 Block toppling

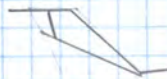
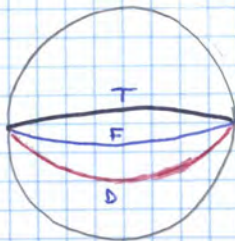
CINEMATISMO



Perché avvenga ribaltamento a blocchi, occorre innanzitutto che il piano di base abbia immersione simile al fronte e che sia meno inclinato rispetto a essa.

$$\alpha_d = \alpha_f \pm 20^\circ$$

$$\psi_d < \psi_f$$



Inoltre, è necessaria la presenza di un GIUNTO DI TRAZIONE e dunque di un secondo sistema di piani.

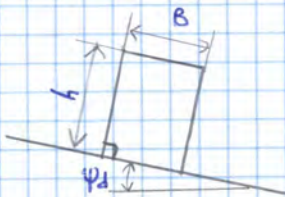
Infatti, se nello scivolamento planare questo è solo un elemento aggiuntivo che rende un po' più complesso il cinematicismo, nel ribaltamento questo è un elemento fondamentale perché divide il pendio in uno o più blocchi che possono essere ribaltati rispetto a un punto.

In questo caso, è necessario che il giunto guardi dall'altra parte perché, in caso contrario, si favorirebbe lo scivolamento rispetto al ribaltamento (le colonne tendono a scivolare).

$$\alpha_f = \alpha_d + 180^\circ \pm 20^\circ$$

Dunque deve sussistere un giunto di trazione e questo deve avere una certa inclinazione.

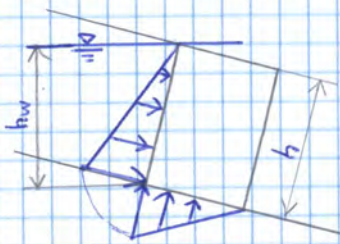
MODELLO GEOMECCANICO



A partire dallo stereogramma, si può immaginare una certa configurazione geometrica ed, in cui il blocco è delimitato da un giunto di trazione perpendicolare rispetto al giunto lungo il quale avviene il ribaltamento.

In questa situazione, la rottura può avvenire solo lungo la superficie di discontinuità e si può allora usare l'equilibrio limite (infatti, la rottura non avviene in altri punti).

II) W, U, V (PRESENZA D'ACQUA)



Si considera la situazione peggiore, in cui il blocco presenta un altro elemento a monte e niente a valle. In questo modo, l'acqua nel giunto superiore si trova in pressione (si immagina che il giunto sia completamente riempito d'acqua) e, a valle, non c'è una distribuzione uguale e contraria che sia di sostegno. D'altra parte, se non ci fosse l'elemento a monte, interverrebbe solo una pressione alla base che, però, sarebbe piccola. Così, in questo caso, la pressione cresce secondo un triangolo, raggiunge il valore massimo e poi decresce lungo la base fino ad annullarsi.

La pressione massima è data dall'altezza verticale del giunto

$$u_{max} = \gamma_w \cdot h \cos \psi_d$$

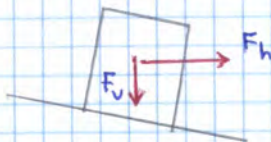
Da qui si ricavano le componenti U e V

$$V = \frac{\gamma_w \cdot h^2 \cos \psi_d}{2} \quad U = \frac{\gamma_w b h \cos \psi_d}{2}$$

Il fattore di sicurezza così vale

$$F_s = \frac{W \cos \psi_d \frac{b}{2}}{W \sin \psi_d \frac{h}{2} + V \frac{h}{3} + U \frac{2}{3} b} \quad \rightarrow U \text{ e } V \text{ sono instabilizzanti}$$

III) W, F_h, F_v (PRESENZA DI SISMA)



In tal caso, al baricentro si applicano la forza orizzontale F_h e la forza verticale F_v

$$F_h = k_h W$$

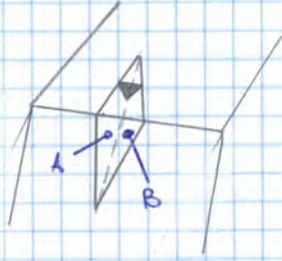
$$F_v = k_v W = \frac{1}{2} k_h W$$

Il fattore di sicurezza viene:

$$F_s = \frac{W \cos \psi_d \frac{b}{2} + F_v \cos \psi_d \frac{b}{2}}{W \sin \psi_d \frac{h}{2} + F_h \cos \psi_d \frac{h}{2} + F_v \sin \psi_d \frac{b}{2}}$$

Scioglimento tridimensionale

CINEMATISMO

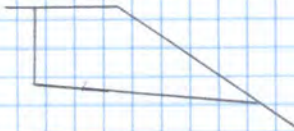


In questo caso, sono presenti 2 sistemi di discontinuità e un giunto di trazione, che può essere rivolto da una parte o dall'altra.

Perché avvenga cinematismo, è necessario che i due piani diano luogo a un'intersezione e lo scioglimento avviene lungo la linea d'intersezione, poiché il blocco si deve muovere sia sul piano A sia sul piano B nella stessa direzione e l'unica direzione comune è la linea di intersezione.

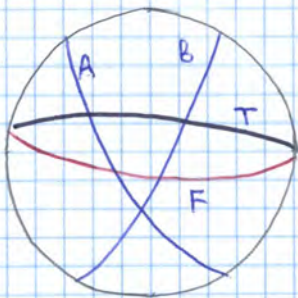
Pertanto, in questo tipo di cinematismo, la linea di intersezione è un parametro importante e, perché si formi il solido che si mette in moto, essa deve essere rivolta dalla stessa parte del pendio. In realtà, può anche essere girata purché non vada dall'altra parte.

$$\alpha_f - 90^\circ < \alpha_i < \alpha_f + 90^\circ$$



A livello di inclinazione, essa non deve essere troppo inclinata, altrimenti il blocco non riesce a uscire.

$$\psi_i < \psi_f$$



Per quanto riguarda il giunto di trazione, questo deve essere subverticale e non deve discostare troppo dall'imbrone del fronte (ma può guardarsi anche dall'altra parte).

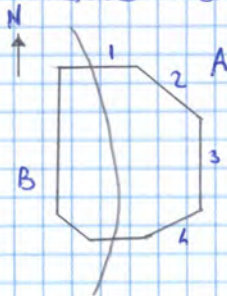
$$\alpha_t = \alpha_f \pm 20^\circ \quad \alpha_t = \alpha_f + 180^\circ \pm 20^\circ$$

$$\psi_t = 70^\circ \div 90^\circ$$

A livello di stereogrammi, perché avvenga cinematismo, l'intersezione deve giacere tra la linea del fronte e il contorno.

OSSERVAZIONE: definizione dei cinematismi

In un ~~pe~~ ammasso ciccioso con un certo sistema di discontinuità, possono nascere dei problemi di stabilità a seconda dell'orientamento del fronte.



Ad es. si consideri una miniera a cielo aperto (open pit) scavata all'interno di una regione con una certa gradatura x estrarre il materiale.

Si possono definire due zone omogenee (o regioni strutturali), in cui vale lo stesso stereogramma.

Ci si focalizza sulla regione A, in cui sono presenti 3 sistemi di discontinuità.

A seconda della giacitura del fronte, ci sono diverse situazioni

$$1) \alpha_f = 180^\circ$$

In questo caso, c'è la possibilità di uno scioglimento planare. In realtà, esiste anche un'intersezione davanti al fronte (formata dal piano dello scioglimento planare e da un altro piano) e dunque sembra che ci sia scioglimento tridimensionale.

Calcolo del fattore di sicurezza

Il calcolo si basa sempre sul metodo dell'equilibrio limite, ma ora interviene una complicazione geometrica, che si traduce soprattutto nella difficoltà di determinare i coefficienti proiettivi per le forze.

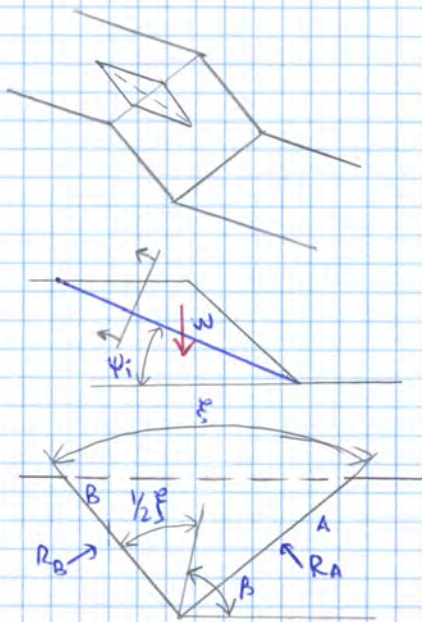
⇒ Si adotta un metodo semplificato, basato sullo STEREOGRAMMA

Tale metodo prevede due ipotesi semplificative

→ l'unica forza agente è la FORZA PESO

→ l'unica componente di resistenza è la COMPONENTE DI ATRITO (la coesione è nulla).

Il principio di questo metodo prevede di risolvere il problema tri-dimensionale mediante la soluzione di due problemi bidimensionali (operazione valida sotto certe ipotesi).



Di fatto, si opera su 2 sezioni piane

→ SEZIONE VERTICALE CONTENENTE LA LINEA DI INTERSEZIONE

→ SEZIONE PERPENDICOLARE ALLA LINEA DI INTERSEZIONE, che è verticale solo quando la linea di intersezione è orizzontale, ma questo caso non interessa.

Su questa sezione si vedono le tracce dei due piani di scivolamento A e B e si definiscono due angoli

ψ = angolo di apertura del cono in quella sezione, compreso tra le tracce di A e B

β = angolo compreso tra la bisettrice di ψ e l'orizzontale.

Su tale sezione non agisce la forza W, bensì la componente $W \cos \psi_i$ perché la sezione giace nel piano perpendicolare alla linea di intersezione (non è verticale).

Hoek e Bray assumono che gli angoli di attrito sui due piani A e B siano uguali tra di loro e pari a un valore φ (valore di picco).

Sotto queste ipotesi, essi esprimono il fattore di sicurezza come

$$F_s = \frac{(R_A + R_B) \tan \varphi}{W \sin \psi_i}$$

I termini R_A e R_B sono le componenti normali delle reazioni vincolari che i piani offrono al cono (sulla sezione perpendicolare alla linea di intersezione, la componente tangenziale non compare).

Si come queste due forze giacciono sullo stesso piano, si può scrivere l'equazione di equilibrio

→ traslazione orizzontale

$$R_A \sin\left(\beta - \frac{1}{2}\psi\right) = R_B \sin\left(\beta + \frac{1}{2}\psi\right)$$

Questa è la sezione su cui si lavora e su di essa si definiscono le intersezioni C e D.

φ è legato al numero di scansioni comprese tra C e D.

$$\varphi = 70^\circ$$

Ci si pone poi a metà tra C e D (lungo il piano) e, sapendo che β è l'angolo sul piano di lavoro tra la bisettrice di φ e l'orizzontale, esso corrisponde al numero di scansioni comprese tra la mezzera e il contorno del cerchio.

$$\beta = 82^\circ$$

→ può anche valere $\beta' = 98^\circ = 180^\circ - 82^\circ$ perché β interviene nel senso

Da qui si ottiene

$$F_s = \frac{\sin \beta}{\sin \frac{\varphi}{2}} \frac{\tan \psi}{\tan \psi} = 1,72 \cdot 1,15 = 1,98$$

Interventi di stabilizzazione dei pendii

1 Si riconoscono 2 tipologie di intervento

→ **interventi di tipo attivo:**

essi mirano a incrementare il fattore di sicurezza e dunque essi **LIMITANO** (o meglio, impediscono) il **DISTACCO**.

→ **interventi di tipo passivo:**

essi entrano in azione dopo il distacco e **LIMITANO LA PROPAGAZIONE**.

2 Innanzi tutto, si nota che spesso si esagera nei sistemi di rinforzo e, in realtà, prima di intervenire, bisogna valutare l'effettiva necessità.

In particolare, prima di intervenire, si può ricorrere a

→ **SISTEMI DI PROTEZIONE**: si mette sotto controllo lo spostamento dei blocchi sul fronte e si attiva un sistema di allarme.

→ **SISTEMI DI PREVENZIONE**: si vieta la realizzazione di nuove strutture in zone franose.

In tal modo, si risparmiano risorse e non si interferisce troppo con il paesaggio.

3 Prima di un qualunque intervento, occorre eseguire il **disgaggio**:

si valuta se non esistono sulla parete dei volumi in roccia che siano distaccati e in incipiente caduta.

Se se ne trovano, questi sono fatti cadere a valle x via meccanica (mediante paranchi con cui si fa leva) o esplosivo.

L'operazione è eseguita da ditte specializzate aventi una certa esperienza (anche x evitare il problema dell'effetto domino) e queste si fanno pagare al m² di parete (non in base al numero di blocchi).

Se il diametro della conchiglia è ben calibrato rispetto al diametro del foro, questa fa contrasto con la roccia poiché il suo diametro a massima espansione supera il diametro del foro.

In questo modo, si creano dei contatti conchiglia - parete del foro in cui la conchiglia non riesce a espandersi e dunque in essi si sviluppano delle tensioni normali, lungo lo sviluppo completo della conchiglia. Insieme alla tensione normale, nasce una tensione d'attrito pari a

$$\tau = E_n \tan \varphi_{cr} \quad \varphi_{cr} = \text{angolo di attrito conchiglia-roccia}$$

Pertanto, quando il bullone è tirato, esso non si sfilava e resiste x ATTRITO. Proprio x questo motivo, il sistema può andare in crisi non tanto x rottura dell'acciaio, bensì x la tenuta del sistema di fissaggio (sfilamento).

VANTAGGI → rapidità di installazione

- efficacia immediata, cioè il bullone può essere messo subito in tiro
- si può dare un pretensionamento
- installazione possibile anche in presenza d'acqua, che fuoriesce attraverso il foro.

SVANTAGGI → RAPPORTO DEI DIAMETRI:

è un aspetto delicato x il funzionamento del sistema, ma il problema è che, in un ammasso roccioso con discontinuità, ed eterogeneo, non è possibile fare un foro perfettamente circolare e così l'ancoraggio nella zona di conchiglia non è perfetto.

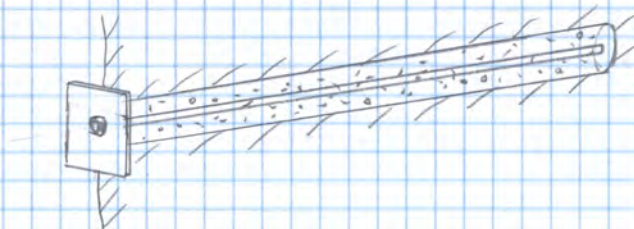
Il rischio è che, se cade una molla in quelle zone, questa può non trovare contrasto.

→ il chiodo o bullone è soggetto a corrosione poiché non è riparato dalla presenza di acqua

⇒ NON SI USA A LUNGO TERMINE
(va bene x il rivestimento provvisorio di gallerie)

→ NON SI USA IN ROCCE TENERE o ALTERATE (es. tufi), in cui la matrice rocciosa ha resistenza molto bassa. Infatti, quando si realizza il contrasto contro la parete, la roccia si deforma troppo e il dispositivo arriva a fine corsa.

→ ancoraggio ripartito



Il sistema è molto diverso perché non esiste una zona specifica di ancoraggio, bensì l'ancoraggio è ripartito lungo tutto lo stelo. Infatti, lo spazio compreso tra stelo e roccia è riempito con malta di cemento ad elevata resistenza o resine (castose e tassiche).

VANTAGGI → funzionamento semplice

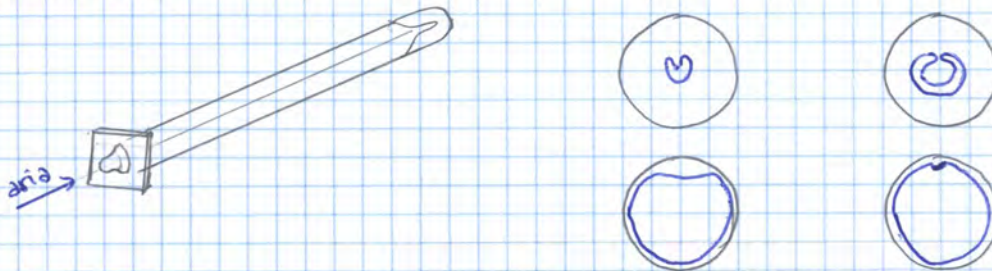
→ azione immediata

→ facilità di installazione

SVANTAGGI → è necessaria una buona calibrazione del diametro, altrimenti non si forma lo sforzo normale e dunque non nasce attrito.

→ corrosione ⇒ non si usa a lungo termine

→ bullone swellex



Esso è un bullone cavo costituito da un metallo molto deformabile.

Esso si presenta sostanzialmente come una membrana chiusa su se stessa, che viene inserita all'interno del foro.

A essa si collega una pompa che permette l'iniezione di acqua ad alta pressione, distendendo e dilatando la membrana.

Alla fine, grazie all'alta pressione, la membrana è quasi incollata sulla superficie del foro e questo dà luogo ad attrito.

siccome il bullone è costituito da materiale molto deformabile, se questo aderisce bene contro le pareti del foro, è difficile da estrarre.

VANTAGGI → azione immediata

→ Facile installazione, purché si disponga di una pompa x l'iniezione di acqua ad alta pressione

SVANTAGGI → è necessaria una buona calibrazione del diametro

→ corrosione ⇒ non si usa a lungo termine

3 Calcestruzzo proiettato

Esso è un calcestruzzo molto fluido che è spruzzato ad alta pressione sulla parete, creando uno strato di 3-6 cm (in alcune zone, questo può essere spinto a 20 cm).

In realtà, essendo molto fluido, esso tende a colare e così, nella parte più alta, c'è poco materiale, mentre nella parte più bassa c'è un accumulo di materiale. Per questo motivo, dal punto di vista statico, esso serve poco e infatti si utilizza più che altro x

→ effetto "psicologico" (es. copertura dopo di sgobbia)

→ evitare la caduta di piccoli massi

→ EVIDENZIARE MOVIMENTI: essendo sottile e facile da fessurare, esso permette di evidenziare che in una data zona c'è stata una spostamento

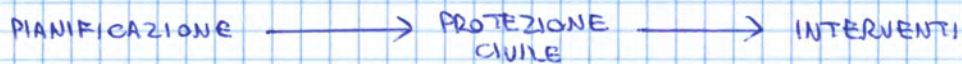
3 COSTI → INTERVENTI ATTIVI

- chiodo : perforazione e installazione elemento strutturale ~ 120 €/m
30 €/m
- muro in cemento armato : calcestruzzo acciaio 140 ÷ 170 €/m³
1,5 €/m
- drenaggio (perforazione e tubi finestrati) 100 €/m
- disaggio di piccoli volumi 4 ÷ 5 €/m²

→ INTERVENTI PASSIVI

- reti 60 €/m²
- barriere paramassi 200 ÷ 400 €/m²
- scavi 8 €/m³
- gabbionate 150 €/m³
- galleria artificiale (15 ÷ 30) · 10⁶ €/km

Visti i costi, di fronte a un rischio frana, conviene sempre ragionare in questo modo



In alternativa, si possono usare CENTINE, ossia profilati in metallo di tipo lineare (montanti) e ad arco che si montano con una certa spaziatura. Su di essi si può spruzzare lo SPRTZ BETON (che può anche essere usata da solo) e, x dargli consistenza, si può prima inserire una rete metallica, in modo da assorbire le possibili trazioni nella struttura.

→ rivestimento definitivo

Esso è costituito da un anello in cemento armato. In particolare, si mette in opera l'armatura e si getta contro la roccia il calcestruzzo, con l'aiuto di una cassaforma che si muove lungo binari. Per fare questo occorre avere una forma poco irregolare (senza forneli) perché, altrimenti, bisognerebbe riempire i vuoti e il costo diventerebbe elevato. In alternativa, si usano pannelli prefabbricati.



Esistono anche elementi non portanti

→ SHOT-CRETE SUPERFICIALE, che è la superficie che delimita il rivestimento temporaneo

→ SISTEMA DI DRENAGGIO con geotessuto e membrana di raccolta dell'acqua, che è portata alle canallette laterali. Per impermeabilizzare, si aggiunge una MEMBRANA IMPERMEABILIZZANTE.

→ Tunneling Boring Machine (TBM):

essa è una macchina che si usa in gallerie aventi FORMA CIRCOLARE. Questa macchina si muove su binari e presenta una TESTA, ossia un elemento anteriore rotante. Questo presenta degli elementi ad alta resistenza che portano la roccia alla rottura per taglio, poiché la TBM in avanzamento applica una spinta (sforzo normale) e la testa con gli elementi applica un momento torcente. Nascono così delle tensioni tangenziali che tendono a sbriciolare la roccia. Il diametro della testa è pari a 8 m in genere e il costo cresce in maniera esponenziale con le dimensioni ma, all'incirca, si può dire che

$$C = 1,5 \cdot 10^6 \text{ €} \times d \text{ m di diametro}$$

Il materiale è scavato e inviato all'esterno mediante un nastro trasportatore. Il materiale di risulta si dice SKARINO e, se è di buona qualità, può costituire una risorsa (es. inerte x il calcestruzzo). Viceversa, se contiene ad es. amianto (che si trova concentrato in filoni ed è difficile capire in quale zona si trovi), esso deve essere impacchettato e stoccato in una zona chiusa.

In seguito, la TBM mette automaticamente in posto un rivestimento prefabbricato.

VANTAGGI → grande velocità (20 m/d vs 7 m/d) d=giorno

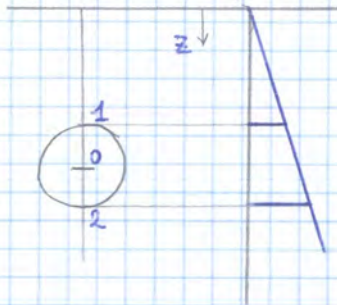
SVANTAGGI → costo

→ ha senso utilizzarla solo quando si può usarla x un tratto consistente di galleria, anche perché ogni TBM ha una testa adatta a un certo tipo di roccia

→ se è presente una zona con grossa faglia, presso di essa si forma del terreno x effetto della frizione. Pertanto, il si dovrebbe scudere del terreno e, se non lo si prevede, c'è il rischio che la TBM rimanga bloccata.

Gallerie profonde

Per definire il problema, occorre innanzitutto definire lo stato tensionale pre-esistente (o naturale).



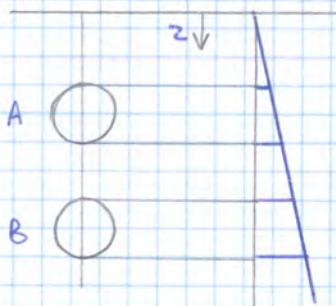
Si consideri una galleria profonda posta in una certa profondità e si assuma il piano campagna orizzontale. Si studia la galleria a una certa distanza dagli imbocchi, in modo che la deformazione sia piana:

non esiste deformazione in direzione perpendicolare al piano ed è come se i piani verticali fossero piani di simmetria.

In questo modo, si può trascurare la componente di tensione perpendicolare al piano e così lo stato tensionale all'inghiera in corrispondenza del centro della galleria vale

$$\sigma_v = \gamma H \quad \sigma_h = k_0 \gamma H$$

In questa situazione, tensione verticale e tensione orizzontale sono tensioni principali e hanno andamento lineare.

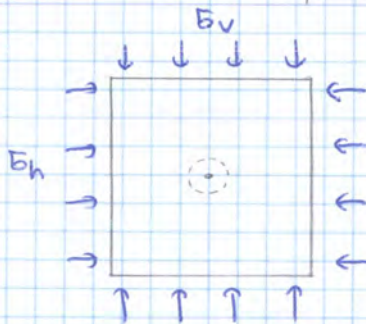


D'altra parte, tra la calotta e la base c'è una differenza di tensione verticale. Nel grafico, questa è espressa da un segmento piccolo e si può definire un parametro

$$\eta = \frac{\sigma_{v2} - \sigma_{v1}}{\sigma_0}$$

Se si considerano una galleria A in superficie e una galleria B in profondità, si nota che la variazione di tensione tra calotta e base (è la stessa) conta molto di più nella galleria superficiale e ciò si nota nel parametro η , poiché

$$\eta_A > \eta_B$$

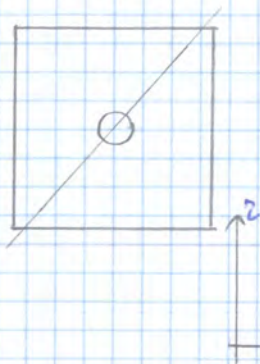


Così in una galleria profonda, la profondità è tale che LA VARIAZIONE DI TENSIONE È TRASCURABILE RISPETTO AL VALORE DI TENSIONE NEL CENTRO.

⇒ si può immaginare, in virtù dell'ipotesi di deformazione piana, che la galleria sia inserita in un piano infinito soggetto a una tensione pari alla tensione che si ha in corrispondenza del centro della futura galleria.

Questo modello è accettabile perché interessa valutare cosa succede nell'ammasso roccioso nell'intorno della galleria e, in questa zona, la variazione di tensione è trascurabile rispetto al livello tensionale al centro e dunque si può usare la stessa tensione in calotta e alla base.

3 Galleria circolare in un mezzo elastico avente stato tensionale isotropo



Se lo stato tensionale è isotropo ($\epsilon = 1$), prima della scava della galleria in ogni punto lo stato tensionale è idrostatico, con

$$\sigma_h = \sigma_v = p_0$$

Il cerchio di Mohr dunque si riduce a un punto.

In questa situazione, esiste una simmetria sia nella geometria sia nei carichi e tutti gli assi passanti x il centro della galleria sono assi di simmetria.

Portante, tutti quegli assi sono assi principali.

Ciò significa che la direzione radiale e la direzione ϑ sono direzioni principali e dunque

$$\epsilon_{r\vartheta} = \epsilon_{\vartheta r} = 0$$

Così, nello stato tensionale interviene solo σ_r e σ_ϑ e la loro variazione.

Si scrivono dunque le equazioni di equilibrio

→ direzione tangenziale

$$\underbrace{\sigma_\vartheta}_{\text{è una forza}} dr - \left(\sigma_\vartheta + \frac{\partial \sigma_\vartheta}{\partial \vartheta} d\vartheta \right) dr = 0$$

$$\Rightarrow \frac{\partial \sigma_\vartheta}{\partial \vartheta} = 0$$

→ la tensione σ_ϑ non dipende dall'angolo ϑ (ma può dipendere dal raggio)

→ direzione radiale

$$\left(\sigma_r + \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} dr \right) (r+dr) d\vartheta - \sigma_r \cdot r d\vartheta - \sigma_\vartheta dr \frac{d\vartheta}{2} - \left(\sigma_\vartheta + \frac{\partial \sigma_\vartheta}{\partial \vartheta} d\vartheta \right) dr \frac{d\vartheta}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\vartheta}{r} = 0$$

In seguito, si considerano le equazioni costitutive di tipo elastico lineare, caratterizzate dalle costanti di Lamé λ e G

$$\sigma_r = (\lambda + 2G) \epsilon_r + \lambda \epsilon_\vartheta$$

$$\sigma_\vartheta = (\lambda + 2G) \epsilon_\vartheta + \lambda \epsilon_r$$

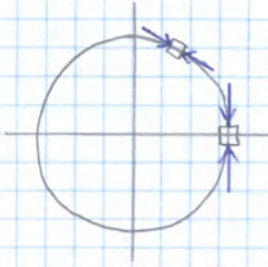
→ 2 equazioni perché lo stato deformativo è piano

Le costanti di Lamé si legano al modulo E e ν mediante

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

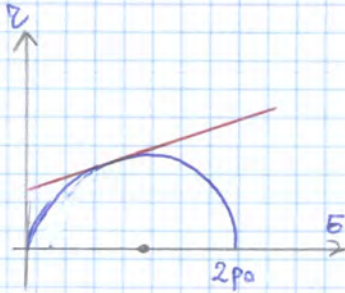
Tutti i punti sul contorno presentano lo stesso stato di tensione, poiché φ è uguale, ma cambia la relativa direzione visto che cambiano la direzione radiale e tangenziale. In particolare, i punti sul contorno passano dallo stato iniziale



$$\begin{bmatrix} p_0 & 0 \\ 0 & p_0 \end{bmatrix}$$

a uno stato di compressione uniaassiale

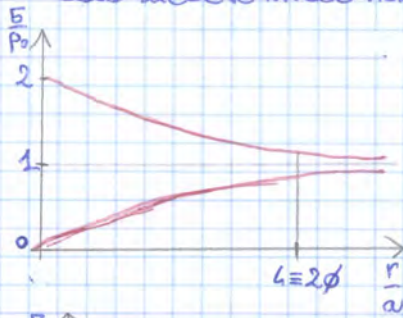
$$\begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 2p_0 \end{bmatrix}$$



Dal punto di vista della possibilità di rottura, dopo lo scavo è più facile che avvenga rottura perché si passa da un punto di una circonferenza

⇒ lo scavo della galleria può portare rottura l'intorno di essa perché le tensioni geostatiche sono trasformate in stati tensionali con tensioni E_1 e E_3 sempre più diverse (E_3 si riduce, E_1 cresce).

Cosa succede invece nell'intorno della galleria?



Se si considerano le tensioni E_r e E_θ normalizzate rispetto a p_0 , si nota che

→ E_r/p_0 parte da 0 e tende poi a 1 all'infinito

→ E_θ/p_0 parte da 2 e tende poi a 1 all'infinito

Pertanto, se può avvenire rottura a taglio, la situazione peggiore avviene all'inizio ($r=a$), ossia al contorno. Infatti, lì la differenza tra tensione E_θ e E_r è massima e lì la situazione è critica (da qui parte la rottura o la plasticizzazione). D'altra parte, se al contorno fosse applicata la pressione p_i , le tensioni al contorno diventerebbero

$$E_r = p_i \quad E_\theta = 2p_0 - p_i$$

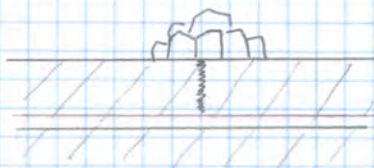
In tal modo, il cerchio di Mohr si riduce e la situazione è migliore.

Si nota poi che l'andamento delle tensioni è asintotico e, a una distanza dal contorno pari a 2ϕ , si ottiene

$$E - p_0 = 4\%$$

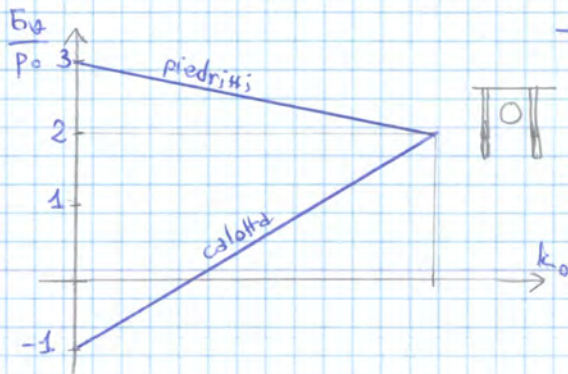
⇒ a quella distanza, la tensione effettiva e la tensione iniziale coincidono e dunque lì, sostanzialmente, non si sente più l'effetto dello scavo

l'effetto dello scavo è contenuto dal punto di vista spaziale



Viceversa, lo spostamento radiale ha un andamento simile ma tende a smorzarsi meno. Pertanto se la galleria si trova sotto un centro abitato, questo può risentire degli spostamenti indotti dallo scavo e gli edifici possono subire cedimenti.

In questa modo, si può vedere cosa succede in questi elementi in funzione di k_0 .



$\rightarrow k_0 = 0$

In questa situazione, lo stato tensionale iniziale (prima dello scavo) è un o stato di compressione monoassiale.

La situazione è simile a quella di un ammasso roccioso con due fratture verticali parallele e aperte.

Ai piedritti, la tensione σ_0 è verticale (poiché è tangente al punto) e vale

$$\sigma_{0,A}(k_0=0) = 3p_0$$

È così una forte concentrazione di tensioni di piedritti.

In calotta e all'arcorovescio, compaiono invece tensioni di trazione e

$$\sigma_{0,B}(k_0=0) = -p_0$$

$\rightarrow k_0 = 1$

In questo caso, sia in calotta/arcorovescio sia ai piedritti è presente la stessa tensione (poiché ora lo stato è isotropo) e vale

$$\sigma_{0,A}(k_0=1) = \sigma_{0,B}(k_0=1) = 2p_0$$

Tra questi due limiti, la tensione σ_0 in calotta/arcorovescio e ai piedritti dipende linearmente da k_0 e dunque i punti sono collegati per mezzo di rette.

Si può notare che, per $k_0 = 1/3$, non c'è tensione in calotta e non c'è trazione in calotta per $k_0 > 1/3$.

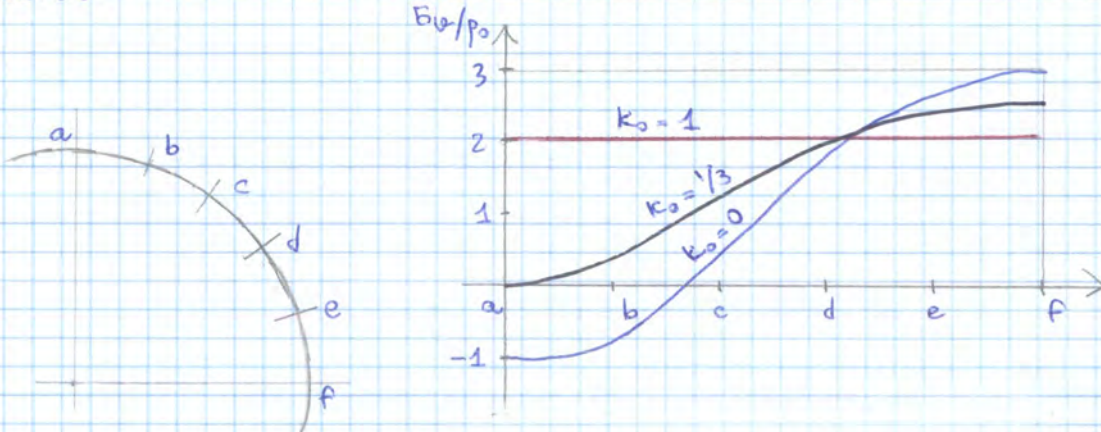
Si nota poi che, indipendentemente dal valore di k_0 , lo scavo determina una **CONCENTRAZIONE DELLE TENSIONI**, che è massima proprio sul contorno quando $k_0 = 0$.

In questo caso, i fattori di concentrazione valgono

$$F_{c,A}(k_0=0) = +3$$

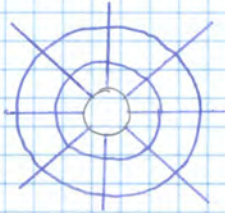
$$F_{c,B}(k_0=0) = -1$$

Detto ciò, ora si tiene anche conto dell'effetto di ν sulla tensione σ_0 al contorno, cioè si studia l'andamento delle tensioni lungo il contorno dello scavo.



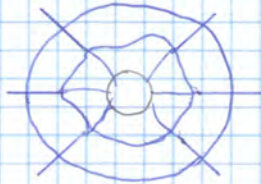
Per capire lo stato tensionale nell'intorno della galleria, si possono valutare le direzioni principali

→ $k_0 = 1$



Le direzioni principali sono quella radiale e circonferenziale. Queste sono rappresentate nella forma di curve di livello dello stato tensionale, che danno i valori della tensione principale massima (parte superiore) e tensione principale minima (parte inferiore).

→ $k_0 = 0,5$



A sufficiente distanza dalla galleria, le tensioni principali sono orizzontali e verticali. In vicinanza di essa, le direzioni principali sono perturbate e assumono un andamento più complesso, mentre al contorno della galleria corrispondono alla direzione radiale e circonferenziale.

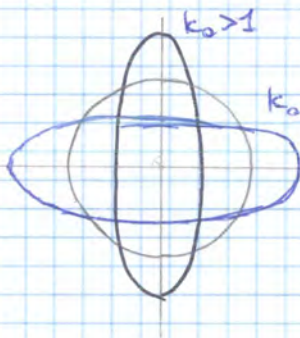
PROPRIETÀ: anche con la soluzione di Kirsch (oltre che con il ragionamento sulle simmetrie) si nota che asse orizzontale e asse verticale sono assi principali perché la tensione $\tau_{r\theta}$ è nulla se

$$\sin 2\vartheta = 0 \Leftrightarrow \vartheta = 0^\circ \pm 90^\circ$$

Kirsch ha anche determinato lo spostamento indotto dalla scava (NOTA: si assume che lo spostamento indotto dalle tensioni pre-esistenti sia nullo, poiché queste hanno generato spostamenti che sono già avvenuti e non interessano più).

$$u_r = -\frac{5\nu a^2}{4rG} \left\{ (1+k_0) - (1-k_0) \left[4(1-2\nu) - \frac{a^2}{r^2} \right] \cos 2\vartheta \right\}$$

$$u_\vartheta = -\frac{5\nu a^2}{4rG} \left\{ (1-k_0) \left[2(1-2\nu) + \frac{a^2}{r^2} \right] \sin 2\vartheta \right\}$$



Si può notare che lo spostamento radiale u_r dipende da r e ϑ e lo spostamento tangenziale u_ϑ non è più nullo. Così, a seguito dello spostamento, la galleria cambia forma e avviene uno schiacciamento.

→ se $k_0 < 1$, la tensione verticale iniziale è amplificata rispetto a quella orizzontale e avviene uno schiacciamento in direzione verticale.

→ se $k_0 > 1$, la situazione si ribalta e avviene uno schiacciamento in direzione orizzontale.

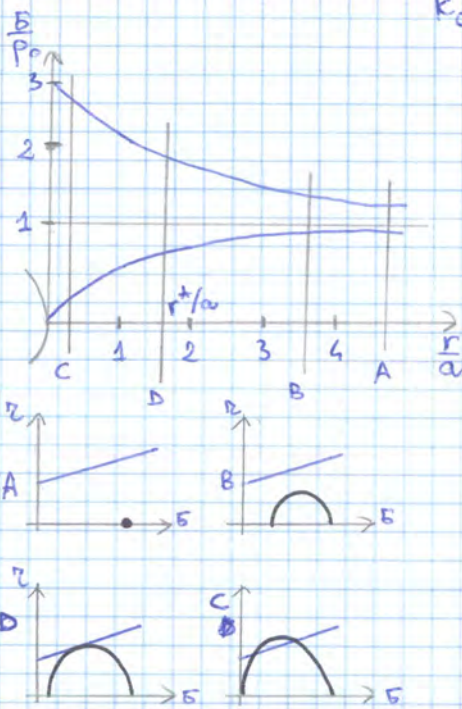
5 Individuazione delle zone di rottura

Esistendo si tratta di comportamento elastico, non è prevista rottura, si può comunque introdurre uno studio sulla rottura per fissare le idee.

Lo scavo della galleria nell'ammasso roccioso determina un incremento della tensione circonferenziale nel suo intorno e ciò porta a immaginare che possa avvenire una rottura per taglio nell'intorno della galleria.

Si consideri ad es. il caso di tensione iniziale isotropa, con

$$k_0 = 1$$



In un punto ^A molto lontano dalla galleria (almeno $2a$ dal bordo), lo stato tensionale corrisponde sostanzialmente a quello indisturbato. Pertanto, se si valuta lo stato tensionale in quel punto e lo si rappresenta nel piano di Mohr, il cerchio degenera in un punto.

Nel punto B si inizia invece a risentire degli effetti dello scavo e la differenza tra le tensioni non è più trascurabile. Pertanto il cerchio di Mohr si allarga ma non giunge da ora a rottura.

Nel punto D si realizza la tangenza tra cerchio e involucro di rottura e dunque, in questo punto ($r=r^*$) si arriva a rottura.

Se poi si continuasse a mantenere l'ipotesi di elasticità, si avrebbe una situazione non ammissibile dal punto di vista meccanico poiché il cerchio supererebbe l'involucro di rottura.

⇒ i punti a $r < r^*$ sono punti in cui il criterio di rottura è violato ma questi possono essere considerati comunque come punti a rottura.

Questa anomalia è dovuta al fatto che le equazioni che forniscono le tensioni in comportamento elastico non si "accorgono" che la tensione non può salire oltre un certo valore, al quale avviene rottura.

Altri termini, questo calcolo tensionale è indipendente dall'involucro di rottura. Ciò non accade nel modello elasto-plastico perché, tra le equazioni costitutive, si inserisce anche il criterio di rottura e così la soluzione non può crescere oltre un certo valore. In questo modo, dal punto di rottura in poi, il cerchio di Mohr è sempre tangente all'involucro.

Detto ciò, nella situazione generale ($k_0 \neq 1$), la ricerca della zona di rottura prevede di individuare i punti i cui stati tensionali sono rappresentati da cerchi di Mohr che sono tangenti o secanti all'involucro. In particolare, si fa riferimento al criterio di Coulomb.

A livello operativo, si segue una certa procedura

- si realizza una maglia di punti secondo le coordinate polari.
- Per ciascun punto, attraverso le relazioni già viste in precedenza, si calcolano le tensioni

$$\sigma_r \quad \sigma_\theta \quad \tau_{r\theta}$$

Nel caso di STATO TENSIONALE INIZIALE ISOTROPO ($k_0 = 1$), si può ottenere direttamente l'estensione della zona plastica.



In fatti, grazie alle simmetrie, tutto dipende ^{solo} dalla distanza r dal centro della galleria e le linee a uguale tensione principale sono circi concentrici. Pertanto, la zona di rottura è delimitata da una circonferenza, avente raggio r^* .

Per definire tale circonferenza, si sfrutta il criterio di Mohr-Coulomb espresso con le tensioni principali.

$$\sigma_{1,e} = 2c\sqrt{N\varphi} + \sigma_3 N\varphi$$

Lungo tale circonferenza, il materiale arriva a rottura e la tensione principale massima $\sigma_{1,a} = \sigma_{\varphi,a}$ eguaglia $\sigma_{1,e}$.

$$\sigma_{\varphi,a} = 2c\sqrt{N\varphi} + \sigma_r N\varphi \quad \leadsto \sigma_3 = \sigma_r$$

Si sostituiscono le espressioni delle tensioni.

$$p_0 + (p_0 - p_i) \frac{a^2}{r^2} = 2c\sqrt{N\varphi} + \left[p_0 - (p_0 - p_i) \frac{a^2}{r^2} \right] N\varphi$$

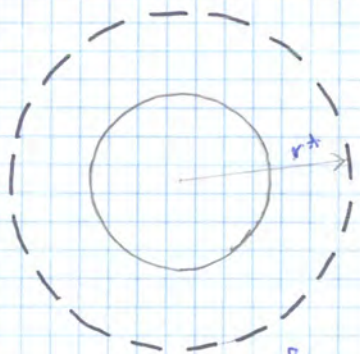
$$p_0 (1 - N\varphi) + (p_0 - p_i) \frac{a^2}{r^2} (1 + N\varphi) = 2c\sqrt{N\varphi}$$

$$(p_0 - p_i) \frac{a^2}{r^2} (1 + N\varphi) = 2c\sqrt{N\varphi} - p_0 (1 - N\varphi)$$

$$r^2 = r^{*2} = \frac{a^2 (1 + N\varphi) (p_0 - p_i)}{2c\sqrt{N\varphi} - p_0 (1 - N\varphi)}$$

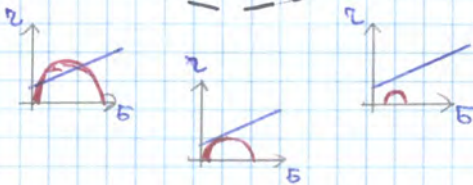
$$r^{*2} = \frac{a^2 (1 + N\varphi) (p_0 - p_i)}{2c\sqrt{N\varphi} - p_0 (1 - N\varphi)}$$

RAGGIO DEL LIMITE
DALLA ZONA A ROTTURA

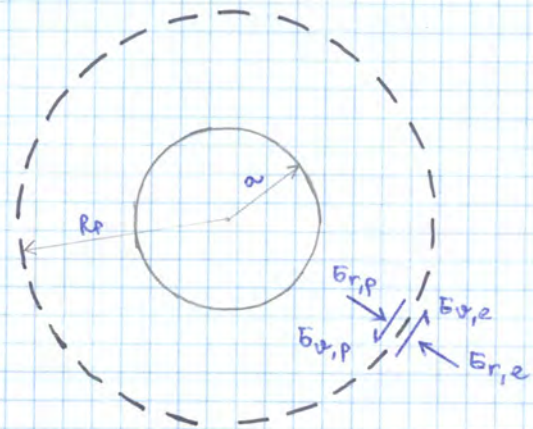


Si nota che, su un punto lungo la circonferenza limite, si è raggiunta la condizione di rottura e il cerchio di Mohr è tangente all'involuppo. Fuori da tale zona, si è invece in una situazione di non rottura. Infine, dentro alla circonferenza, il cerchio di Mohr supera l'involuppo e, secondo il ragionamento che si segue, si è in condizioni di rottura.

↓ la zona interna, secondo il criterio, è zona di rottura



A questo punto, per fissare le idee, si sa che lo scavo della galleria porta a un aumento delle tensioni nel suo intorno. Queste possono raggiungere la resistenza massima dell'ammasso roccioso e così al contorno della galleria si forma una zona plasticizzata, mentre più lontano si trova una zona in campo elastico.



Nel caso di isotropia, cioè

$$k_0 = 1$$

la zona plastica è una corona circolare, il cui raggio R_p si dice **raggio plastico**. Al di fuori di tale zona, si è in condizioni elastiche; all'interno di tale zona, si è in condizioni elasto-plastiche.

Si può immaginare allora di guardare il problema dal punto di vista della zona elastica:

in questa ottica, lo scavo è visto non come uno scavo di raggio a , bensì come uno scavo di raggio R_p e avente una pressione interna pari alla tensione radiale che c'è al passaggio tra zona plastica e zona elastica.

In realtà

in realtà, nel passaggio si definiscono più tensioni

- dalla parte della zona plastica $\sigma_{r,p}$ $\sigma_{\theta,p}$
- dalla parte della zona elastica $\sigma_{r,e}$ $\sigma_{\theta,e}$

Per equilibrio, è necessario che

$$\sigma_{r,p} = \sigma_{r,e} = \sigma_r \quad \rightarrow \text{tensione radiale per } r = R_p$$

In questo modo, si riconduce parte del problema a un problema elastico e si possono ricavare le tensioni σ_r e σ_{θ} al di fuori della zona plastica sfruttando le soluzioni elastiche, avendo cura di porre

$$p_i = \sigma_r \quad a = R_{p,1}$$

$$\Rightarrow \sigma_{r,e} = p_0 - (p_0 - \sigma_r) \frac{R_p^2}{r^2}$$

$$\sigma_{\theta,e} = p_0 + (p_0 - \sigma_r) \frac{R_p^2}{r^2}$$

In corrispondenza del raggio plastico, si ottiene

$$\sigma_{r,e}(r = R_p) = \sigma_r$$

$$\sigma_{\theta,e}(r = R_p) = 2p_0 - \sigma_r$$

Si sostituisce nell'equazione di equilibrio

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r}{r} - \frac{\sigma_\theta}{r} = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r}{r} - \frac{2cr\sqrt{N\varphi_r} + N\varphi_r \sigma_r}{r} = 0$$

$$\Rightarrow \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r}{r} (1 - N\varphi_r) = \frac{2cr\sqrt{N\varphi_r}}{r}$$

→ CONDIZIONI AL CONTORNO

$$\sigma_r(r=a) = p_i$$

$$\sigma_r(r=R_p) = \sigma_p$$

Da qui si ricava

$$\sigma_r = (p_i + cr \cotan \varphi_r) \left(\frac{r}{a}\right)^{N\varphi_r - 1} - cr \cotan \varphi_r$$

Da qui si ottiene anche σ_θ

$$\sigma_\theta = N\varphi_r (p_i + cr \cotan \varphi_r) \left(\frac{r}{a}\right)^{N\varphi_r - 1} - cr \cotan \varphi_r$$

$$\sigma_r = (p_i + cr \cotan \varphi_r) \left(\frac{r}{a}\right)^{N\varphi_r - 1} - cr \cotan \varphi_r$$

$$\sigma_\theta = N\varphi_r (p_i + cr \cotan \varphi_r) \left(\frac{r}{a}\right)^{N\varphi_r - 1} - cr \cotan \varphi_r$$

La corrispondenza del contorno dello scavo, si ottiene

$$\sigma_r(r=a) = p_i$$

$$\sigma_\theta(r=a) = p_i N\varphi_r + cr \cotan \varphi_r (N\varphi_r - 1)$$

A questo punto, si può valutare il RAGGIO PLASTICO R_p :

per ragioni di equilibrio, le tensioni radiali nella parte elastica e nella parte plastica sono uguali.

$$\sigma_r = p_0 (1 - \sin \varphi_p) - cr \cos \varphi_p = (p_i + cr \cotan \varphi_r) \left(\frac{R_p}{a}\right)^{N\varphi_r - 1} - cr \cotan \varphi_r = \sigma_r(r=R_p)$$

Da qui si ottiene il raggio plastico R_p .

$$R_p = a \left[\frac{(p_0 + cr \cotan \varphi_r) - (p_0 + cr \cotan \varphi_p) \sin \varphi_p}{p_i + cr \cotan \varphi_r} \right]^{\frac{1}{N\varphi_r - 1}}$$

Si può notare che, se la tensione radiale σ_r dipendeva solo dai parametri di picco, il raggio plastico dipende dai parametri di picco e dai valori residui.

←
compaiono i valori residui perché l'analisi è stata condotta per un mezzo elasto-plastico idealmente fragile

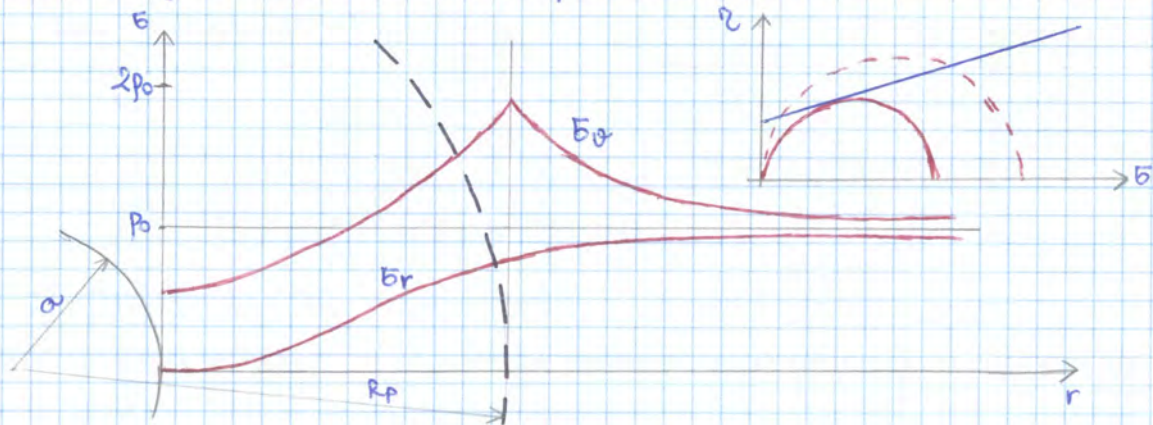
A questo punto, si valuta qualitativamente l'andamento delle tensioni nell'intorno dello scavo.

→ COMPORTAMENTO IDEALMENTE PLASTICO

Valgono le formule definite in precedenza ma, disponendo di un unico valore di coesione e resistenza, si pone

$$c_r = c_p = c \quad \varphi_r = \varphi_p = \varphi$$

Si immagina anche che non ci sia pressione interna.



La tensione σ_r ha un andamento crescente, che tende al valore p_0 . Viceversa, la tensione σ_θ arriva a un massimo e poi tende a p_0 .

Passando al piano di Mohr, al contorno dello scavo lo stato tensionale in condizioni elastiche è espresso dal cerchio tratteggiato. Se però si applica il criterio di rottura, questo taglia tale cerchio perché è avvenuta plasticizzazione.

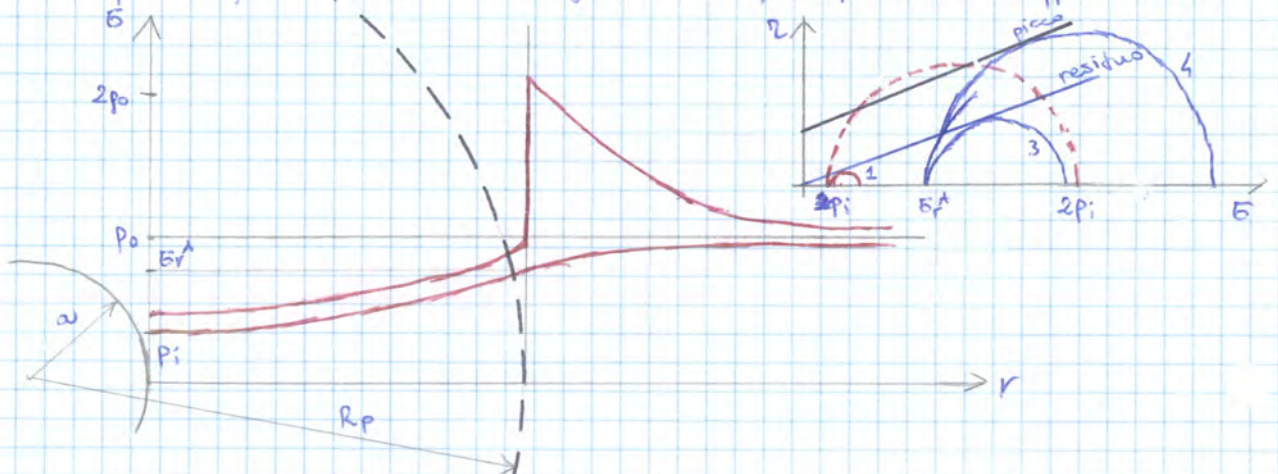
In questo punto vale chiaramente la soluzione elasto-plastica, in cui il cerchio deve essere tangente all'involuppo e, se σ_r è la stessa (è nulla), è necessario che la tensione σ_θ sia inferiore al valore elastico.

Se ci si porta al raggio plastico, poiché si è in condizioni di plasticizzazione, il cerchio è tangente all'involuppo e si caratterizza di due tensioni $\sigma_r \neq 0$ e σ_θ .

↓ tutta la fascia plastica è contrassegnata da cerchi tangenti all'involuppo

→ COMPORTAMENTO IDEALMENTE FRAGILE

Ora è più complesso perché intervengono un involucro di picco e un involucro residuo.



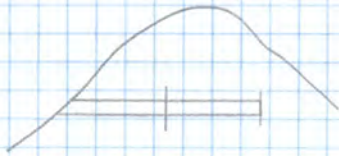
Evoluzione delle tensioni durante lo scavo di una galleria profonda

Questo aspetto nasce dall'esigenza di valutare gli spostamenti sul contorno della galleria, poiché il confronto tra gli spostamenti predetti e gli spostamenti misurati permette di capire se le ipotesi fatte sono realistiche. Se questi non sono confrontabili, c'è un errore nel modello.

Tipicamente

tipicamente, la misura avviene posizionando sul contorno dei chiodi di limitate dimensioni che sono monitorati mediante un sistema laser, in modo da ottenere gli spostamenti di un punto.

Come avvengono però questi spostamenti?



- Finora si è assunta l'ipotesi di deformazione piana, considerando una sezione distante dagli imbocchi e dal fondo scavo. Questa ipotesi non è adeguata per rappresentare cosa succede a livello di evoluzione degli spostamenti e bisogna allora avvicinarsi al reale comportamento della galleria, valutando il **comportamento durante lo scavo**:

si studiano gli spostamenti lungo l'asse della galleria quando avviene lo scavo.

Inanzitutto, si assume di essere in condizioni elastiche e di isotropia, cioè

$$k_g = 1$$

e si valuta l'evoluzione dello spostamento radiale u_r (quello circonferenziale è nullo).

Il problema della valutazione dello spostamento radiale in funzione della distanza dal fronte di scavo è un problema tridimensionale e non è possibile ottenere una curva di evoluzione dello spostamento in forma chiusa, bensì occorre riferirsi ai risultati di una simulazione numerica (soluzione di PANET & GOENET):

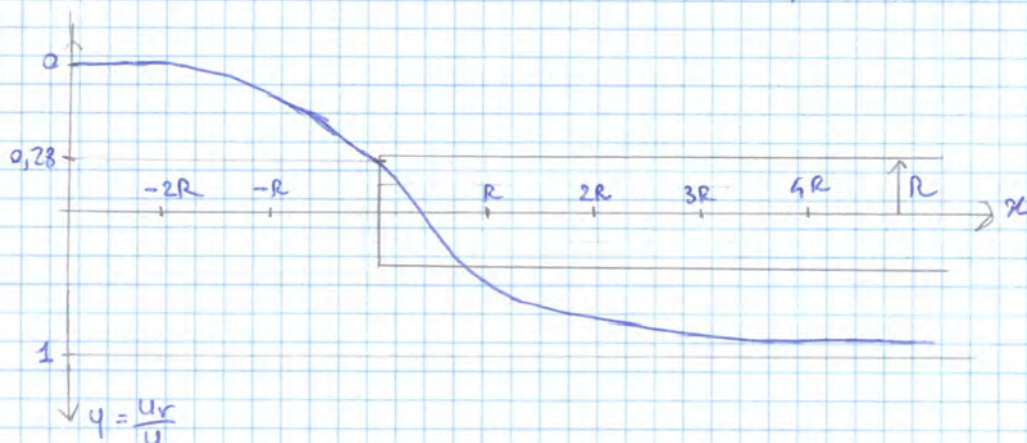
se si fissa un asse longitudinale x in cui x è la distanza della sezione in esame dal fronte e l'asse è rivolto verso l'interno della galleria, la soluzione fornisce lo spostamento radiale riferito allo spostamento totale

$$q = \frac{u_r}{u}$$

Si ottiene così un certo andamento, che indica lo spostamento relativo di più sezioni distinte in funzione della posizione rispetto al fronte.

In altri termini, questo grafico indica cosa accade, quando il fronte è fisso in una certa posizione

all'interno di più sezioni.



→ coefficiente λ

$$\lambda(x) = 0,28 + 0,72 \left\{ 1 - \left[\frac{0,84a}{0,84a + r} \right]^2 \right\}$$

Esiste anche una relazione valida in comportamento elasto-plastico ideale.

$$u_r(x) = u_r(x=0) + \lambda(x) (u_{r,tot} - u_r(x=0))$$

$$\lambda(x) = 1 - \left[\frac{1}{1 + \frac{x}{0,84R_p}} \right]^2$$

Questa dà una stima dello spostamento radiale quando c'è plasticità ma, oltre ad avere validità limitata, essa dipende dallo spostamento al fronte, che però non è noto (si possono usare delle tabelle, che però dipendono da molti parametri), e dal raggio plastico, che può variare sezione per sezione perché la copertura è diversa.

⇒ esistono casi delle stime di u_r quando si considera la plasticizzazione dell'ammasso roccioso, ma il suo utilizzo è ambiguo e complicato.

APPLICAZIONE: MISURA DEGLI SPOSTAMENTI

Lo spostamento di calcolo è dato dall'ipotesi di deformazione piana in elasticità, secondo l'espressione

$$u_r = \frac{1+\nu}{E} p_0 a$$

Lo spostamento misurato si ottiene monitorando delle teste di chiodi di piccole dimensioni in fissi al contorno.

Questo sistema può essere inserito solo nella parte scavata e, al massimo, può essere collocato al fronte. Pertanto, quando si misurano gli spostamenti sul fronte, si è già perso il 28% dello spostamento e si misura solo il restante.

Tra l'altro non è sempre possibile inserire un sistema di misura sul fronte (es. in scavi con esplosivo) e, mettendo più in là il sistema, si perde un'altra parte di spostamento.

OSSERVAZIONE: CREEP

Quando si dice che non avvenga più uno spostamento, ciò si riferisce al modello elastico.

In realtà, non si tiene conto del creep, ossia della deformazione che il materiale può subire a tensione costante.

In genere questo non è considerato, eccetto nel caso di comportamento spiccatamente viscoso, ad es. minerali di sabbie.

$$p_i = (1 - \lambda) p_0$$

Sul Fronte, si ha una pressione fittizia pari a

$$p_i = (1 - \lambda) p_0 =$$

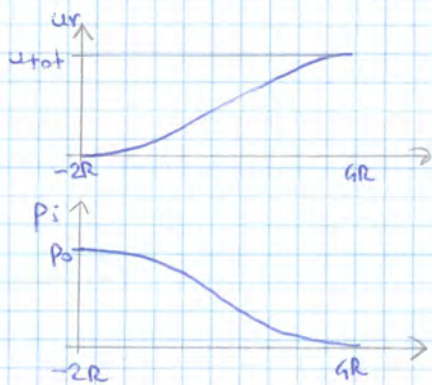
$$= (1 - 0,28) p_0 = 0,72 p_0$$

In ogni caso, questa pressione è diversa da zero perché è il modo con cui si tiene conto che la sezione si trova vicino al fronte e non vale la condizione di deformazione piana.

Ricordando nuovamente la Formula dello spostamento

$$u_r = \frac{1+\nu}{E} (p_0 - p_i) a$$

Si può capire il legame che sussiste tra lo spostamento e la pressione interna perché, nel modello, tale pressione interna genera lo spostamento.



→ a $2R$, la pressione interna è uguale a p_0 e, infatti, lo spostamento è nullo.

→ man mano che ci si avvicina al fronte, cambia il termine λ e dunque varia la pressione interna. Siccome la pressione interna si riduce, nasce uno spostamento.

→ quando la pressione interna è nulla, si è a GR e si è sostanzialmente giunti alla fine del fenomeno deformativo. Lo spostamento che si ha corrisponde allo spostamento calcolato in deformazione piana.

Si è così trovato il modo per studiare il problema tridimensionale mediante due sezioni piane, cioè il modo per estendere la deformazione piana al caso generale, ossia si aggiunge la pressione interna.

Detto ciò, nell'ipotesi di plasticità, quando si considera una sezione in cui si calcolano gli spostamenti, questa deve tenere conto dell'arrivo del fronte. Infatti

Nel nuovo modello, l'effetto dell'arrivo dello scavo si può vedere come una SOLLECITAZIONE sull'AMMASSO roccioso data dalla pressione interna p_i :

quando la sezione si trova oltre a $2R$ dal fronte, lo spostamento nella sezione è nullo e la pressione fittizia vale

$$p_i = p_0$$

perché la galleria non risente ancora dello scavo.

Man mano che il fronte avanza, in sezione si comincia a risentire di una pressione $p_i < p_0$. In condizioni elastiche, ciò si traduce in una tensione sul fronte pari a

$$\sigma_r = p_i \quad \sigma_\theta = 2p_0 - p_i$$

Con questa curva, si descrive la relazione pressione u fittizia - spostamento all'avanzare del fronte rispetto alla sezione.

→ quando il fronte si trova a distanza $2R$ dalla sezione, si ha

$$p_i = p_o \quad u_r = 0 \quad \Rightarrow \quad \sigma_r = p_o \quad \sigma_{\theta} = p_o$$

→ quando il fronte si avvicina, lo spostamento aumenta e la pressione si riduce

$$u_r > 0 \quad p_i < p_o \quad \Rightarrow \quad \sigma_r = p_i \quad \sigma_{\theta} = 2p_o - p_i$$

L'andamento è lineare perché, in campo elastico, la relazione $u_r - p_i$ è lineare

$$u_r = \frac{1+\nu}{E} (p_o - p_i) a^2$$

→ a un certo punto, la pressione eguaglia il valore critico p_i^* (punto C). Da questo punto in poi, si abbandona l'elasticità:

sul contorno avviene la plasticizzazione e si crea un raggio plastico. Pertanto, l'andamento varia e si calcola lo spostamento secondo la teoria della plastica.

$$u = \frac{1+\nu}{E} \left\{ \frac{R_p^2}{r} (p_o + c \cotan \varphi_p) \sin \varphi_p + (1-2\nu) (p_o + c \cotan \varphi_p) \left(\frac{R_p^2}{r} - r \right) + \frac{p_i + c \cotan \varphi_p}{a^{N_{\varphi_p}-1}} \left(\frac{R_p^{N_{\varphi_p}-1}}{r} - r^{N_{\varphi_p}} \right) \right\}$$

$$R_p = a \left[\frac{(p_o + c \cotan \varphi_p) - (p_o + c \cotan \varphi_p) \sin \varphi_p}{p_i + c \cotan \varphi_p} \right]^{\frac{1}{N_{\varphi_p}-1}}$$

Effetto del sostegno

Una volta che la sezione ha subito una certa deformazione totale (si sta chiudendo), si immagina di inserire un rivestimento in calcestruzzo.

Quando lo si può inserire dal punto di vista strutturale?

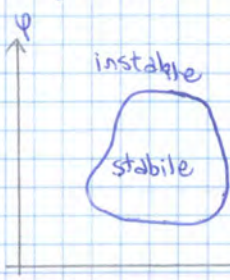
Il sistema, al massimo, è collocato al fronte e dunque inizia a funzionare al meno dal 28% dello spostamento elastico (spesso si pone, dal punto di vista pratico, ci si riferisce come 28% dello spostamento totale, in modo da non considerare il ramo plastico).

Il rivestimento presenta una certa rigidità e si oppone alla chiusura della galleria iniziando a prendere un certo carico secondo un andamento dato dalla sua rigidità.

All'aumentare dello spostamento, il rivestimento prende un carico maggiore fino all'equilibrio.

Questa è la curva caratteristica del sostegno e permette di studiare l'interazione tra galleria e sistema di sostegno.

A questo punto, si definisce la **funzione di rottura**.



Questa è una funzione g di più variabili (es. parametri di resistenza) che, nel piano delle variabili da cui essa dipende, definisce due zone

→ ZONA DEGLI STATI INSTABILI, dove $g(z_i) > 0$

→ ZONA DEGLI STATI STABILI, dove $g(z_i) < 0$

Le due regioni sono separate dalla funzione $g(z_i) = 0$.

Una classica funzione di rottura è la seguente

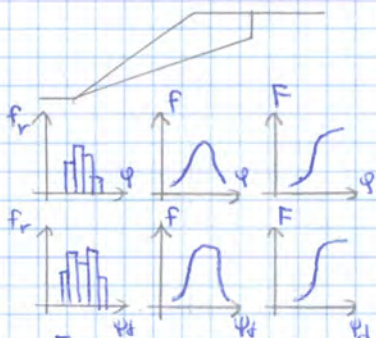
$$g = 1 - F_s \quad \text{La rottura nel pendio avviene quando } g > 0 \text{ e } F_s < 1.$$

Si può capire che la probabilità di rottura corrisponde a

$$P_r = P(F_s < 1)$$

Per calcolare tale probabilità, bisogna passare dalla distribuzione delle variabili alla distribuzione del fattore di sicurezza. Tale operazione è difficile a livello analitico e si usano allora metodi numerici.

Il metodo più classico è il **metodo Monte Carlo**: come si applica ai pendii?



Si consideri un pendio soggetto solo al peso proprio e caratterizzato solo dall'angolo di attrito, in cui il fattore di sicurezza si esprime come

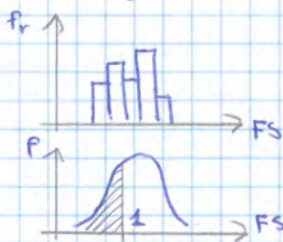
$$F_s = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_i} < 1$$

I valori di angolo d'attrito e inclinazione della discontinuità sono rappresentati in un istogramma, da cui si ricavano le relative pdf e funzioni cumulative.



Il metodo prevede di estrarre un numero casuale compreso tra 0 e 1 e parlo pari alla cumulata. Da qui si ricavano i corrispondenti valori di angolo d'attrito φ_i e inclinazione φ_i .

In seguito, si calcola il corrispondente valore del fattore di sicurezza



$$F_{s,i} = \frac{\tan \varphi_i}{\tan \varphi_{s,i}}$$

Ripetendo l'operazione più volte, si può costruire un istogramma che dà l'andamento del fattore di sicurezza, da cui ricavare la pdf. La probabilità di rottura corrisponde all'area sottesa a sinistra di 1 (cioè per $F_s < 1$).

In realtà, conviene ragionare in termini di frequenze:

assumendo che ci siano n^* casi in cui $F_s < 1$, su una totalità di n , la probabilità di rottura vale

$$P_r = \frac{n^*}{n}$$

Il metodo diventa significativo per valori n elevati, per evitare perché n non influenza più il risultato ($n \sim 1000$)

In alternativa, si può ragionare sulla percentuale di collasso delle strutture geotecniche:
ad es. se crollano 10 dighe in terra su 10.000 totali, si progetta secondo il 10 su 10.000.

Un progetto è corretto se la probabilità di rottura di calcolo è inferiore al valore ammissibile.
In ogni caso, è sempre possibile un collasso perché la relativa probabilità non è nulla.

La rappresentazione del piano nello spazio in due dimensioni prevede, per convenzione, di assumere che il piano attraversi il globo terrestre e che passi per il centro della sfera, in modo da avere una situazione simmetrica nell'emisfero superiore e in quello inferiore.

In questo modo, si può lavorare su una sola porzione. In essa, si considera l'intersezione del piano con la superficie emisferica e la si proietta su piano orizzontale, che costituisce il piano di rappresentazione dell'oggetto in esame. La proiezione che si esegue è di tipo equi-area, cioè avviene secondo una legge di proiezione geometrica in cui si mantengono uguali le aree ma non si conservano gli angoli.

Il risultato che si ottiene è una rappresentazione univoca nel piano di un piano nello spazio.

Tale rappresentazione, a livello operativo, si realizza con l'aiuto di alcuni reticoli di riferimento.

In realtà, conviene rappresentare i piani solo nello stereogramma equatoriale, mentre per i poli è comodo lo stereogramma polare.

Lo stereogramma polare, infatti, prevede di individuare l'immersione del polo sul bordo del reticolo e poi di muoversi su un certo numero di archi verso il centro, in base al valore dell'angolo di inclinazione. Il reticolo dello stereogramma polare è un reticolo avente maglia $2^\circ \times 2^\circ$, ossia sul contorno e sugli archi si adotta una discretizzazione di 2° . Per semplicità di utilizzo, inoltre, ogni 10° la linea è evidenziata in neretto.

Così nello stereogramma polare la rappresentazione dei poli è veloce.

Il problema è che in esso non si possono rappresentare gli archi perché non ci sono meridiani di riferimento. Si possono però rappresentare tanti poli, siccome questi sono soltanto dei punti in questa rappresentazione.

Si nota poi che nel reticolo di riferimento è presente una doppia numerazione. Tra un piano e il relativo polo, infatti, per definizione di normale a un piano, il polo ha immersione che differisce di 180° da quella del piano (la linea a massima pendenza e il polo guardano in versi opposti). Inoltre, l'inclinazione della normale è legata all'inclinazione del piano da un angolo di 90° .

Esiste dunque una relazione tra giacitura piano e giacitura polo di 180° per l'immersione e 90° per l'inclinazione.

Lo stereogramma polare presenta numerazione sfalsata di 180° ma, sapendo che i piani sono sfalsati dal polo di 180° , grazie a questo sistema di numerazione è possibile rappresentare la giacitura dei poli direttamente da quella dei piani, semplicemente seguendo un approccio inverso rispetto alla procedura ordinaria. Del resto, il rilievo restituisce tipicamente la giacitura del piano e allora per rappresentare in modo speditivo il polo

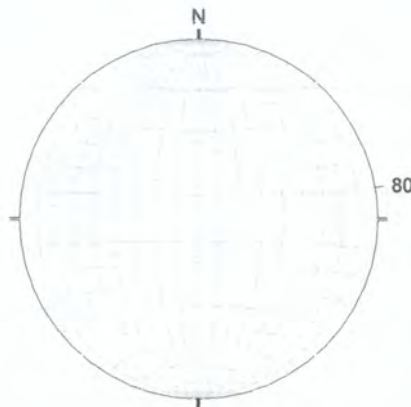
- Si legge la numerazione in grassetto sul contorno dello stereogramma.
- Si leggono le inclinazioni al contrario, partendo dal centro e procedendo verso il contorno.

Così, nello stereogramma polare si rappresentano i poli e questo è utilizzato quando si ha un rilievo strutturale con un gran numero di dati di giacitura, che si trasformano in punti per comodità di studio.

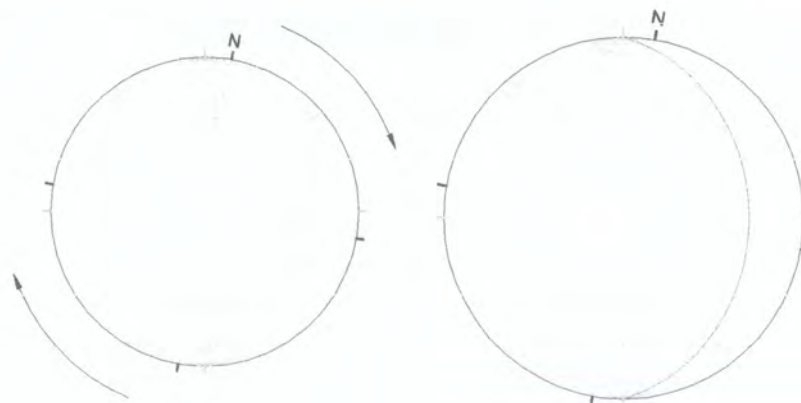
- Si sovrappone un foglio trasparente sul reticolo di riferimento.

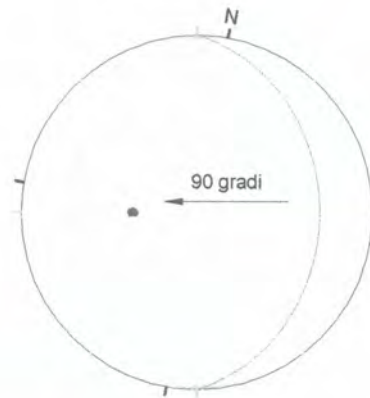


- In base al valore di immersione del piano, ci si muove da Nord lungo il contorno del reticolo e si traccia un segnalino.

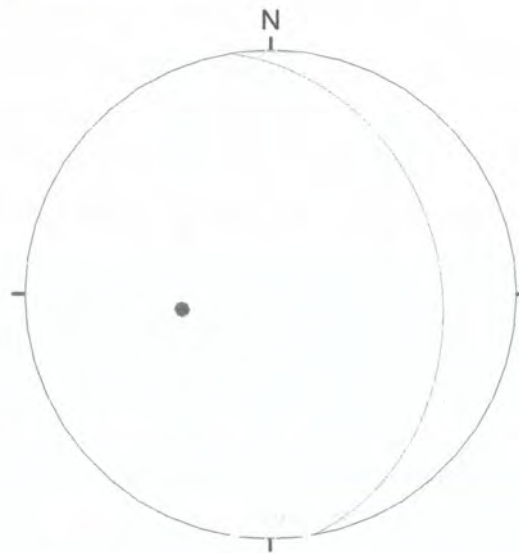


- La direzione in cui si valuta l'inclinazione è la direzione Est-Ovest e dunque occorre riportare il segnalino all'angolo più vicino tra 90° e 270° . In questo modo, ci si muove all'interno di una quantità data dall'inclinazione e si seleziona il meridiano corrispondente.





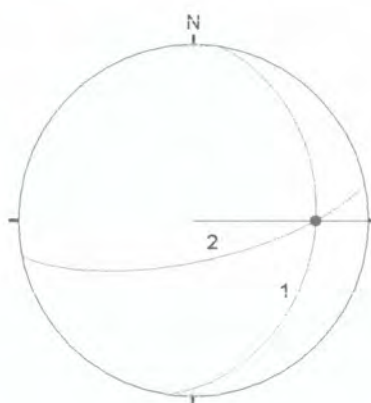
- Si rigira il lucido nella posizione iniziale.



In questo caso, visivamente, il piano ottenuto guarda verso Nord-Est e ciò corrisponde alla direzione della convessità. Inoltre, l'arco è vicino al bordo del reticolo e dunque il piano è poco verticale (non supera i 50° di inclinazione).

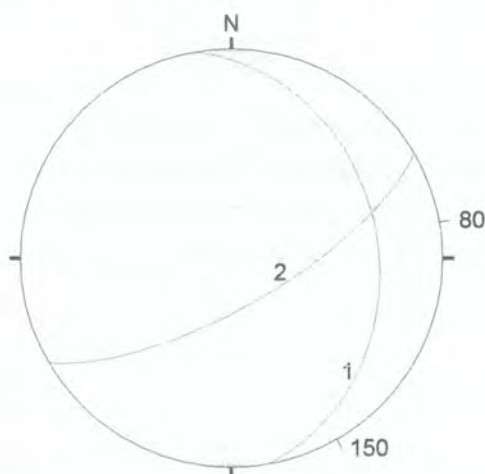
Da questa rappresentazione si ha così subito un'idea di come è posizionato il piano nello spazio.

In seguito, si riportano alcune operazioni che si possono eseguire sullo stereogramma equatoriale.



Misura di un angolo

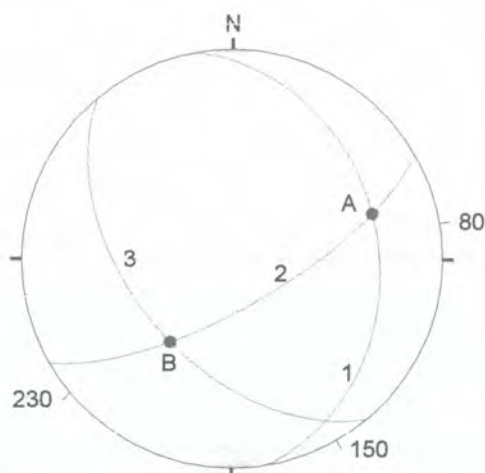
Sapendo che i due piani individuano un blocco di roccia, per calcolarne il volume, occorre conoscere quanto si apre il blocco, ossia l'angolo compreso tra i 2 piani K' e K''.



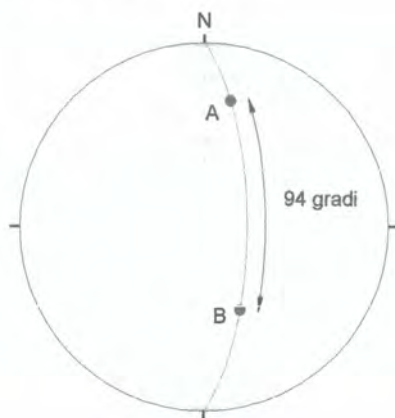
La misura nello spazio di questo angolo prevede di posizionare il goniometro in modo perpendicolare alla linea di intersezione, cioè l'angolo è misurato in un piano ortogonale a entrambi i piani e dunque alla linea di intersezione.

Come avviene invece la misura nella rappresentazione?

Graficamente, bisogna innanzitutto rappresentare il piano perpendicolare a partire dalla retta di intersezione. Sapendo infatti che tale piano è perpendicolare a questa retta, si può ricorrere a un metodo opposto rispetto a quello che si è utilizzato per rappresentare i poli: si riporta il punto che rappresenta la retta sulla direzione Est-Ovest e da esso ci si sposta di 90° lungo tale direzione.



Si leggono poi le scansioni comprese tra i due punti.



Rappresentazione delle tracce dei piani

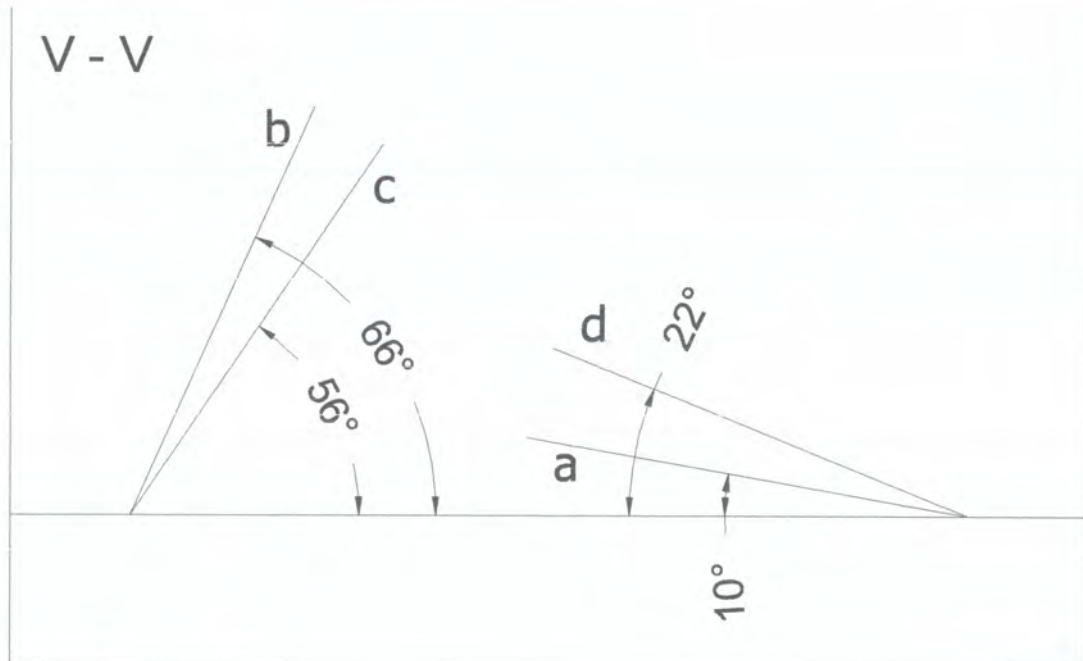
In presenza di un blocco fratturato nello spazio, può interessare una rappresentazione delle tracce dei piani nello spazio in una sezione scelta.

In particolare, si seziona virtualmente l'ammasso roccioso e su di esso si vedono le tracce dei piani, cioè le linee che rappresentano l'intersezione dei piani dello spazio con la sezione in esame. Ciò che si osserva, infatti, non è il piano in 3 dimensioni ma un insieme di linee piane.

Per semplicità, si sceglie una sezione verticale orientata a Sud-Est (100°; 90°).

- Si disegna piano di sezione S-S sul reticolo stereografico, la cui rappresentazione corrisponde a una linea inclinata in questo caso.

capire in che direzione tracciare i piani) si deduce dalla posizione del punto rappresentativo rispetto alla parte centrale. In questo caso, se il punto si trova a destra del centro del reticolo, allora la traccia corrispondente immerge verso Est; se il punto si trova a sinistra del centro del reticolo, allora la traccia corrispondente immerge verso Ovest.



- Bibliografia:

Si riportano per esteso tutti i riferimenti bibliografici e sitografici relativi a testi consultati e presenti nel documento (anche solo gli appunti del corso di Meccanica delle rocce dell'anno accademico 2015/16).

I riferimenti sono molto importanti soprattutto se il documento è pubblico: se non è riportato, si commette un plagio, che è un reato perseguibile anche penalmente. Per questo motivo, occorre sempre citare la fonte sia di un testo che di una figura.

- Allegati:

La relazione di per sé deve poter essere letta facilmente, cioè deve essere breve e contenere risultati sintetici. Pertanto, nella relazione si inseriscono i dati sintetici (ad esempio i diagrammi fondamentali), negli allegati si riportano i calcoli analitici e tutti quegli aspetti che concorrono alla completezza dell'elaborato.

- Tavole progettuali

OSSERVAZIONE 1:

Le tabelle e le figure devono essere numerate, devono contenere una didascalia che consenta un' immediata interpretazione (e contenga l'eventuale riferimento bibliografico) e devono essere richiamate con il loro numero nel testo.

OSSERVAZIONE 2:

Un riferimento bibliografico nel testo può essere indicato riportando semplicemente il nome dell'autore e l'anno di pubblicazione, ad esempio (Lancellotta, 2012).

OSSERVAZIONE 3:

La norma tecnica richiede di riportare nella relazione una serie di dati all'interno di un progetto geotecnico.

6.2.1 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più generalmente, di pericolosità geologica del territorio.

In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

Esso deve essere sviluppato in maniera da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.

Metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati in una relazione geologica.

6.2.2 Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo di cui al paragrafo 3.2.2, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti con specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

È responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

Le indagini e le prove devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art. 59 del decreto del Presidente della Repubblica 6-6-2001, n. 380 (v. in URB). I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il servizio tecnico centrale del Ministero delle infrastrutture.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

RAPPORTO DI CARATTERIZZAZIONE

Si vuole eseguire la caratterizzazione geotecnica di un ammasso roccioso in micascisti su cui eseguirà in seguito un'analisi di stabilità e di galleria.

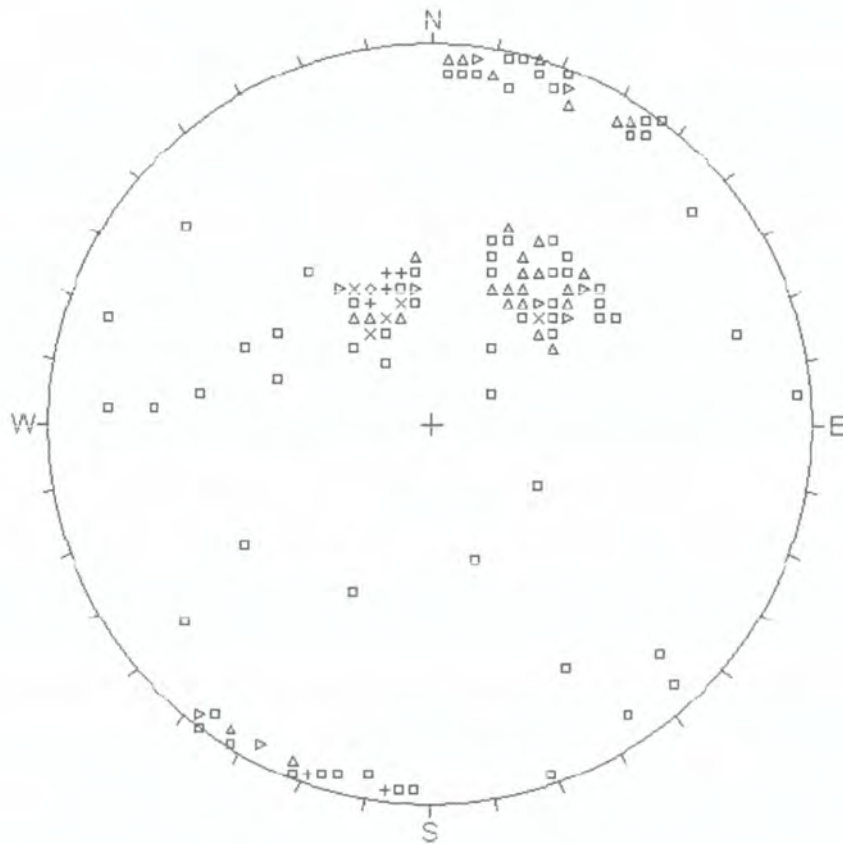
Inizialmente, si procede a un'analisi della struttura dell'ammasso roccioso.

Quando si trattano i dati di un rilievo geo-strutturale, si esegue preliminarmente un'elaborazione statistica sulle giaciture, in modo da individuare delle famiglie di discontinuità. Un ammasso roccioso, infatti, presenta tipicamente discontinuità non isolate e aventi giaciture simili, creando così una famiglia.

Questa operazione, nell'analisi geotecnica, si dice individuazione delle faglie.

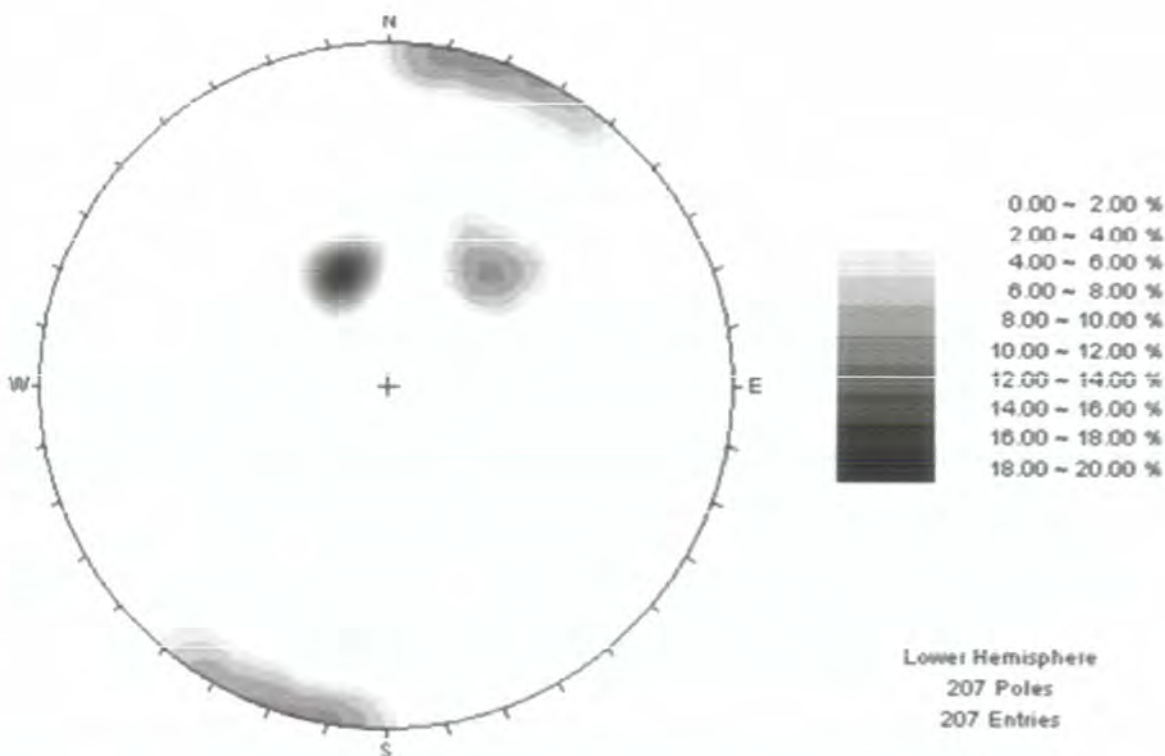
In realtà, il rilievo è affetto da due errori

- Errore di persistenza:



Pertanto, si costruisce una griglia dove i lati di ogni maglia siano pari a $1/10$ del raggio dello stereogramma e la si sovrappone al diagramma in modo tale che due linee della griglia coincidano con i due diametri dello stereogramma. Così si considera un'area di riferimento circolare il cui raggio è uguale al lato della maglia.

Questa rete di cerchi è posizionata su ciascun nodo della maglia e si conta dunque il numero di poli che ricadono al suo interno. Tale numero sarà assegnato al nodo di riferimento e rappresenta la quantità di discontinuità che si trovano come poli in quel punto.



L'operazione è eseguita dal programma ROCSCIENCE DIP, che calcola i pesi, assegna il numero in ogni nodo della griglia e crea infine le linee iso-frequenza, cioè curve a ugual percentuale di discontinuità.

Una volta ottenuta la mappa, deve intervenire l'operatore: in base a come si presenta la mappa, egli decide quante famiglie di discontinuità siano presenti e in quale posizione.

OSSERVAZIONE:

Se si trovano due addensamenti di poli ai bordi opposti del reticolo, questi costituiscono una famiglia unica.

In questo caso, i poli sul bordo del reticolo sono quasi orizzontali e dunque i piani delle discontinuità sono quasi verticali. In natura però non esistono piani perfettamente verticali ma un leggero cambio di inclinazione dà luogo a un cambio di immersione di 180° (alcuni guardano un po' verso Nord e altri verso Sud).

In questo senso, si può anche dire che, se si trovano poli su un bordo, è sicuro che ce ne siano altri anche sul bordo opposto.

Una volta individuate le famiglie, si può valutare la giacitura caratteristica. Questa non è calcolata con una semplice media poiché gli angoli che ne definiscono la posizione sono dei

Con l'aiuto del software, sulla base delle famiglie individuate, si fa un'elaborazione statistica e si ottengono gli istogrammi legati alle diverse grandezze. Si può notare che a volte la caratterizzazione è qualitativa e dunque nell'istogramma le ascisse non presentano una quantità numerica.

Ciò non è significativo perché ogni caratteristica non è trattata in modo rigorosamente statistico ma con approcci diversi, basati su determinate ipotesi e interpretazioni, che sono diverse e tutte valide. Con queste, si sceglie il valore caratteristico che poi interverrà nel progetto.

In assenza di esperienza, si possono adottare delle scelte cautelative, ad esempio scegliendo una spaziatura piccola, che comporta una fratturazione maggiore e una qualità peggiore dell'ammasso roccioso. Occorre però non fare troppe scelte prudenziali perché si rischia di ottenere un progetto troppo oneroso.

Pertanto, si ragiona sull'andamento di ogni istogramma e, in base a esso, si può optare anche per una media pesata sul numero di osservazioni oppure, se l'andamento è regolare, una media aritmetica o ancora altre vie.

Riassumendo, si fanno

- Analisi statistica (fondamentale).
- Restituzione delle caratteristiche studiate per ogni famiglia.
- Interpretazione degli istogrammi.

In questo caso, nell'elaborato si possono dare subito le caratteristiche con breve giustificazione (a favore di sicurezza, tutte le discontinuità avevano la stessa caratteristica, etc.) e l'istogramma si può eventualmente riportare nell'allegato.


ROCSCIENCE DIPS

Il rilievo geo-strutturale restituisce una tabella di dati che contiene informazioni relativi alle diverse caratteristiche delle discontinuità, cioè giacitura, spaziatura, apertura, riempimento e scabrezza della superficie.

Una volta avviato il programma, si clicca su *New* per creare un nuovo file.

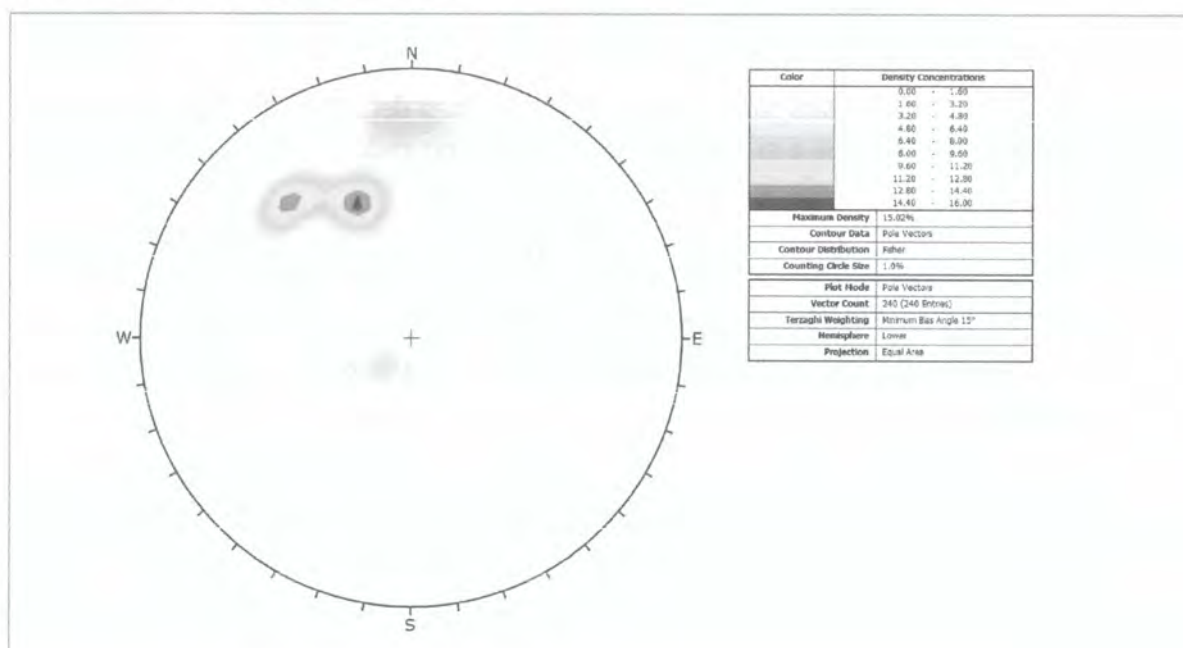
Nella parte sinistra dell'interfaccia, compare una finestra tabellare in cui si riportano i dati in ingresso. Essa è impostata sui due dati fondamentali, ossia inclinazione e immersione dei poli. Si caricano su di essa i dati relativi alla giacitura, tramite una semplice operazione di copia e incolla.

In un secondo tempo, si possono aggiungere altre colonne in cui riportare le altre caratteristiche. È sufficiente cliccare sulla tabella con il tasto destro del mouse, selezionare *Add column* e dare poi un'etichetta alla nuova colonna.


Inseriti i dati, il software genera automaticamente la rappresentazione stereografica dei poli. Per visualizzarla, si clicca sull'icona *Vector preset*  nella barra degli strumenti e si aprirà

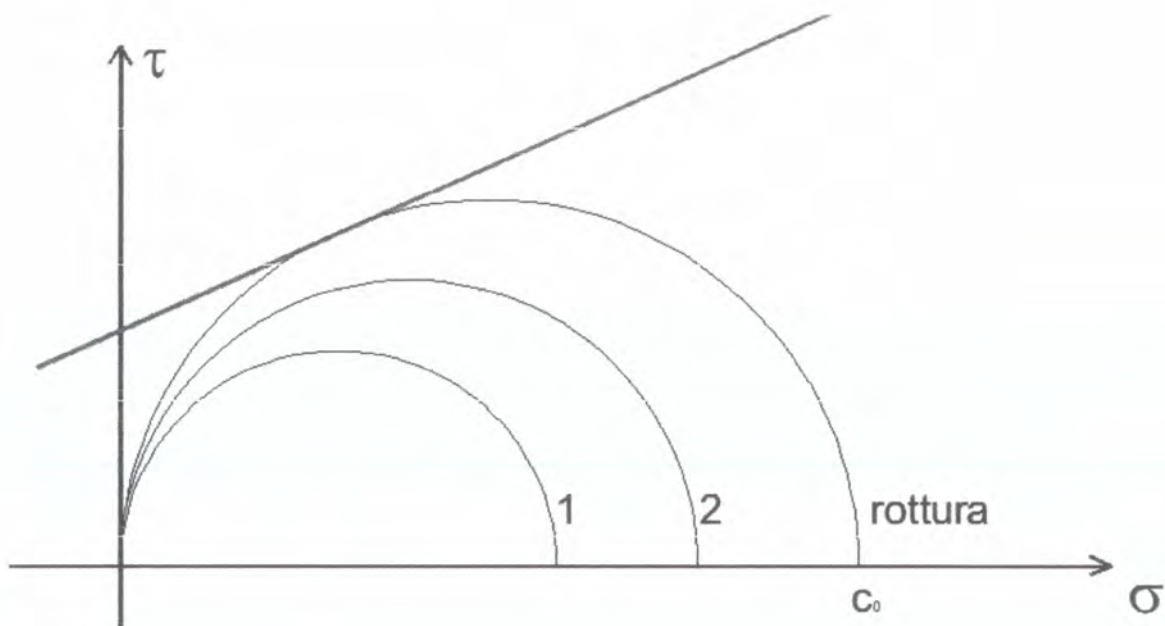


A questo punto, si completa l'analisi statistica cliccando sull'icona *Contour preset* e si ottiene così lo stereogramma finale.

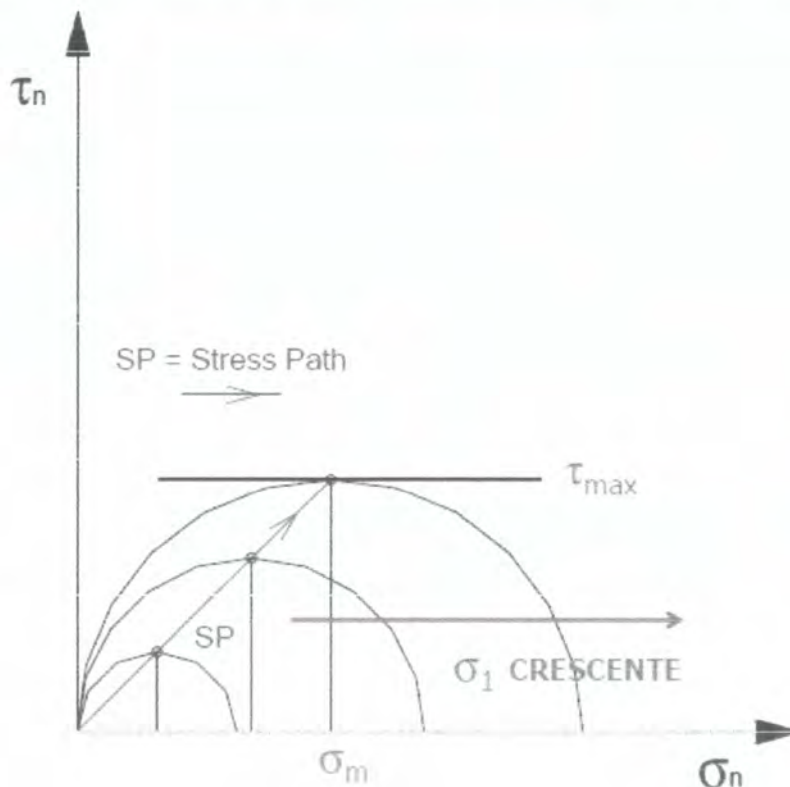


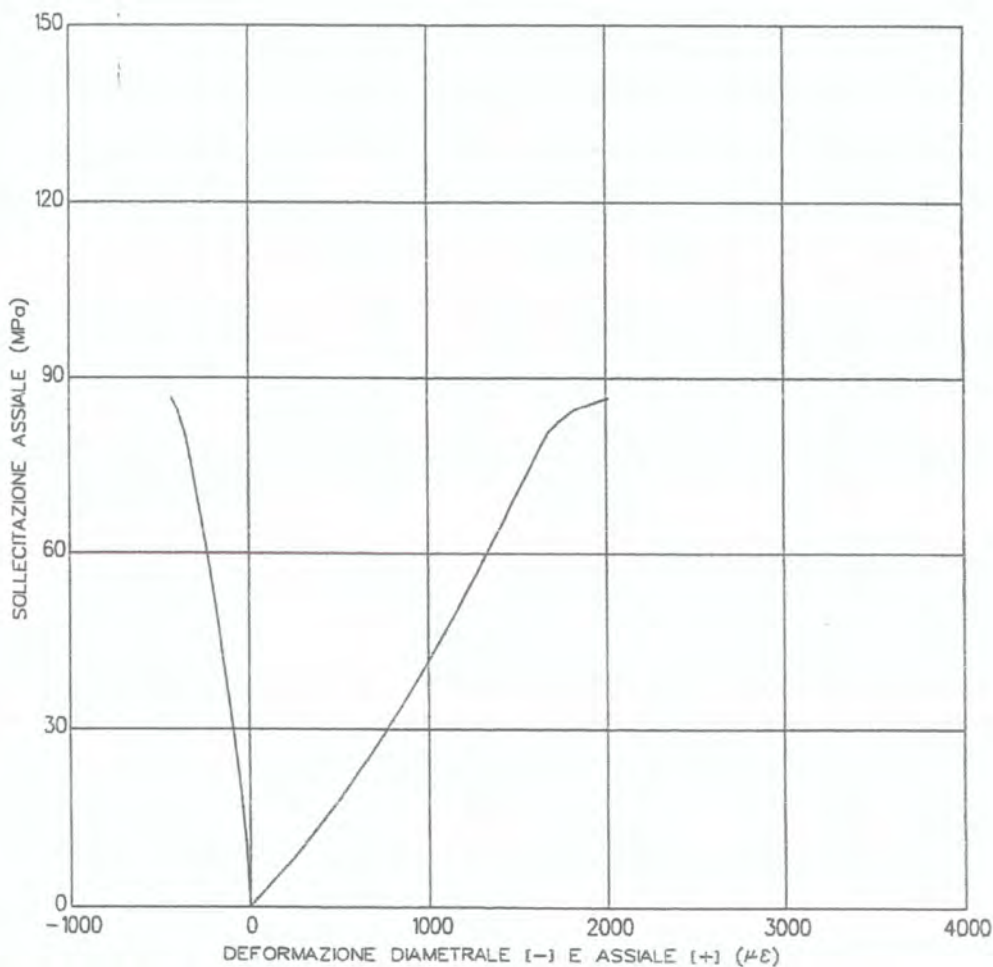
Ora interviene attivamente l'operatore, che definisce le famiglie. Guardando lo stereogramma, si notano alcuni addensamenti di discontinuità. Per indicarle al programma, nella barra degli strumenti si clicca sull'icona *Add set window*. Il cursore assume la forma di una croce e con esso si realizza una finestra attorno alla concentrazione dei poli. L'estensione è arbitraria, ma bisogna comunque tenere conto che la giacitura è di fatto data solo dalla zona a massima concentrazione.

La rappresentazione con istogramma si ottiene cliccando sull'icona *Chart data*  e si impostano il tipo di dato e il filtro, ossia a quale famiglia si riferisce.



Si può anche valutare lo *stress path*, ossia l'evoluzione della tensione tangenziale assiale in funzione della tensione media, in modo da esprimere più efficacemente la variazione dello stato tensionale nel tempo. Ogni punto di tale curva corrisponde al punto di vertice del cerchio. In questo caso, il percorso tensionale è di compressione ed è diretto secondo un'inclinazione di 45° , visto che la curva passa per i vertici dei cerchi.



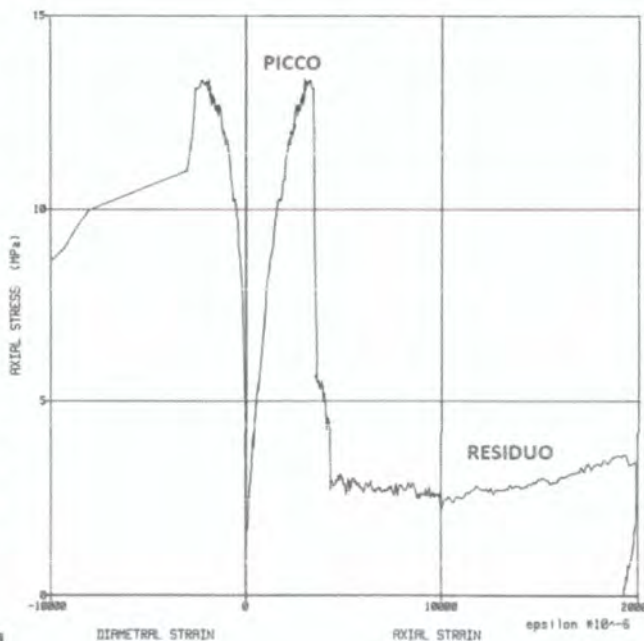


Caratteristiche di resistenza

All'aumentare dello sforzo assiale, aumentano la deformazione assiale e la deformazione radiale (in valore assoluto) fino al valore massimo di tensione, che corrisponde al massimo della curva e costituisce uno dei parametri di resistenza che si ricavano dalla prova.

In seguito, se si esegue una prova a controllo di carico, alla massima tensione il provino manifesta una rottura catastrofica, cioè rilascia istantaneamente tutta energia accumulata e la curva si interrompe bruscamente.

Se invece si impone la deformazione, si può anche valutare il



questa zona e, in particolare, l'operazione è eseguita in corrispondenza di un punto rappresentativo di tensione, pari a metà della resistenza a compressione c_0 .

In questo punto si traccia la retta tangente alla curva relativa al comportamento assiale la sua pendenza corrisponde al modulo di Young. Confrontando poi i valori di deformazione assiale e radiale nel punto di riferimento, si ricava il coefficiente di Poisson.

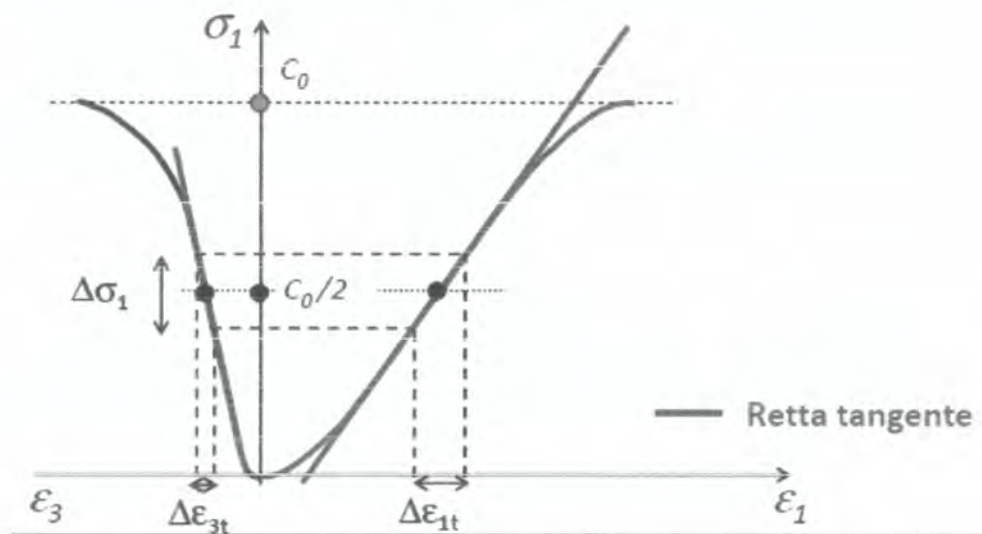
I parametri così calcolati sono considerati come caratteristici del materiale roccioso.

Operativamente, per calcolare la pendenza della retta, si considera un intervallo attorno al punto $c_0/2$ di ampiezza $\Delta\sigma_a$. L'ampiezza è arbitraria perché, lavorando su una retta, il risultato non dipende da essa. Sulla retta tangente si trovano poi i corrispondenti due valori di deformazione che definiscono l'intervallo $\Delta\varepsilon_a = \Delta\varepsilon_{1,t}$. Il modulo di Young così vale

$$E_{t, 50} = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_{1,t}}$$

Per quanto riguarda il modulo di Poisson, si esegue il rapporto tra le differenze di deformazione lungo le rette tangenti.

$$\nu_{t, 50} = \frac{\Delta\varepsilon_{3,t}}{\Delta\varepsilon_{1,t}}$$

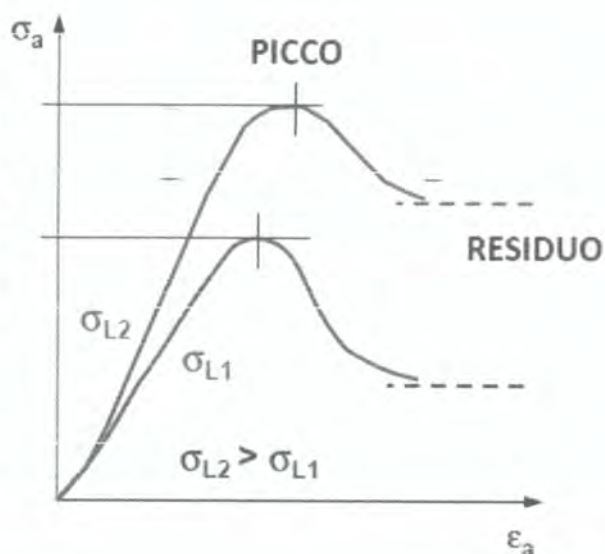


Per avere idea del comportamento della curva, si può anche fare riferimento ai parametri secanti, che sono calcolati lungo la retta passante per origine e per il punto di riferimento.

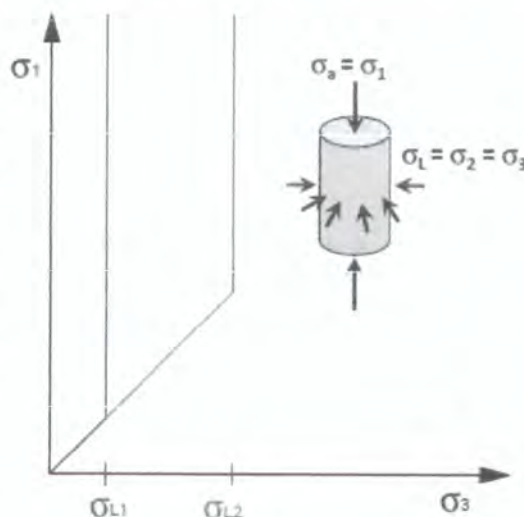
$$E_{s, 50} = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_{1,s}}$$

$$\nu_{s, 50} = \frac{\Delta\varepsilon_{3,s}}{\Delta\varepsilon_{1,s}}$$

- Da una parte, aumenta la resistenza di picco del campione.
- Dall'altra parte, si riduce l'entità del decadimento di resistenza nella fase post-picco, cioè la differenza tra resistenza di picco e resistenza residua diminuisce. Pertanto, all'aumentare del confinamento laterale, il comportamento è meno fragile e addirittura, con valori molto elevati di tensione radiale, si passa a comportamento molto duttile con curva incrudente.



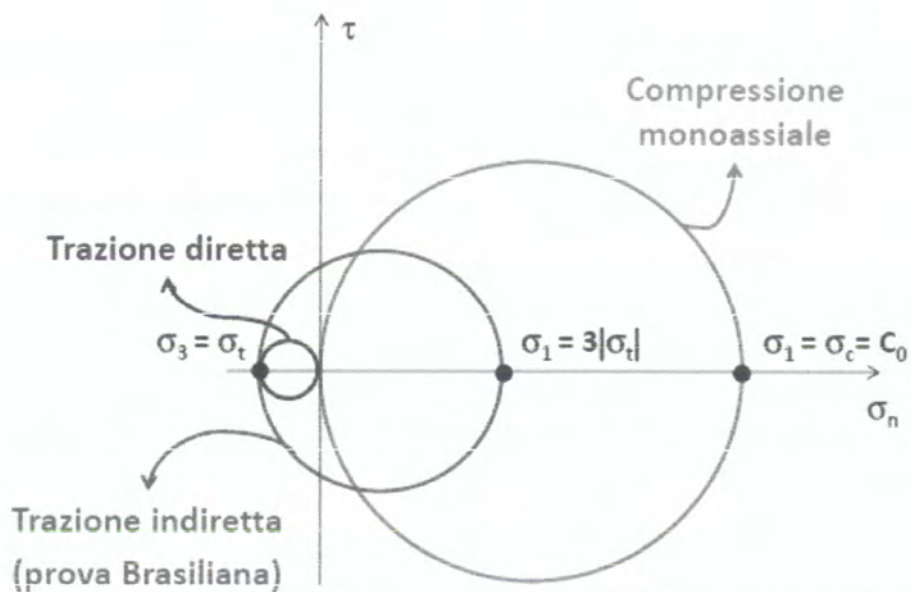
Se si ragiona a livello di *stress path* sul piano delle tensioni principali σ_1, σ_3 , inizialmente il provino è inserito in una cella di carico ed è caricato con sforzo isotropo, nel quale le due tensioni σ_1 e σ_3 crescono allo stesso modo. Ciò si traduce in un ramo di curva inclinato di 45° . Una volta che si raggiunge il valore desiderato di pressione laterale, la tensione radiale $\sigma_r = \sigma_3$ è mantenuta costante e si incrementa soltanto la tensione assiale $\sigma_a = \sigma_1$. La curva così prosegue con un tratto verticale.



Dalla prova si ricava tipicamente il **livello tensionale di picco** del materiale, ossia la coppia di valori

$$(\sigma_3; \sigma_1, r)$$

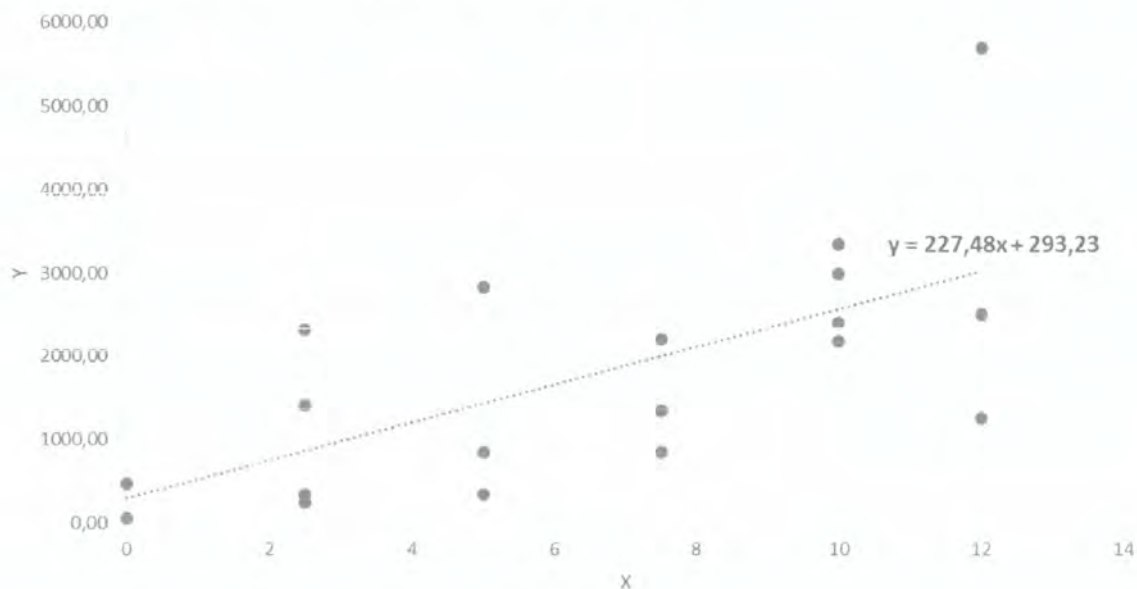
Questo risultato consente di caratterizzare il materiale dal punto di vista della resistenza. È possibile ricavare anche il valore di tensione nella condizione di residuo, ma non sempre in questa prova si riesce ad arrivare a quel punto.



Dalla prova brasiliana si ricava la tensione σ_t , che rappresenta la **resistenza a trazione** del materiale.

$$Y = m\sigma_{c, i}X + \sigma_{c, i}^2$$

Essa corrisponde all'equazione di una retta e, in questo modo, l'interpretazione dati sperimentali è più agevole poiché si può eseguire un'interpolazione lineare, ad esempio secondo il metodo dei minimi quadrati (usato da *Excel*).



Una volta nota l'equazione della retta, che sarà del tipo

$$Y = aX + b$$

da essa è immediato ricavare i parametri del criterio di rottura.

- La resistenza a compressione della roccia intatta è pari alla radice dell'intercetta.

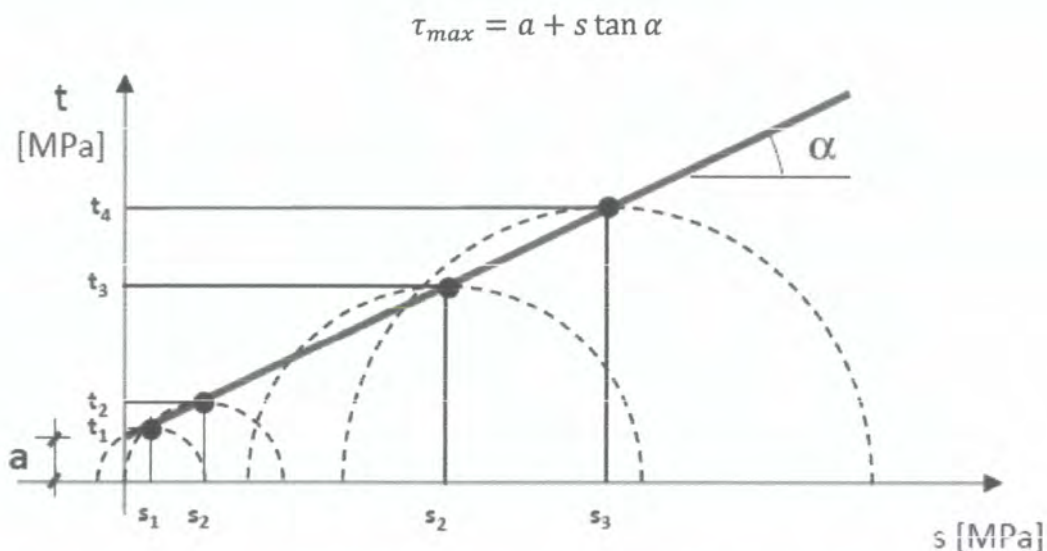
$$\sigma_{c, i} = \sqrt{b}$$

- Il termine m è legato al coefficiente angolare della retta.

$$m = \frac{a}{\sigma_{c, i}}$$

A questo punto, è possibile rappresentare la parabola del criterio di Hoek-Brown sul piano delle tensioni principali $\sigma_1\sigma_3$, di cui interessa solo il ramo superiore (mentre l'altro non ha alcun significato).

In tal modo, si ottiene la curva limite che divide l'intervallo delle tensioni in tensioni ammissibili al di sotto della curva e tensioni non ammissibili al di sopra della curva.

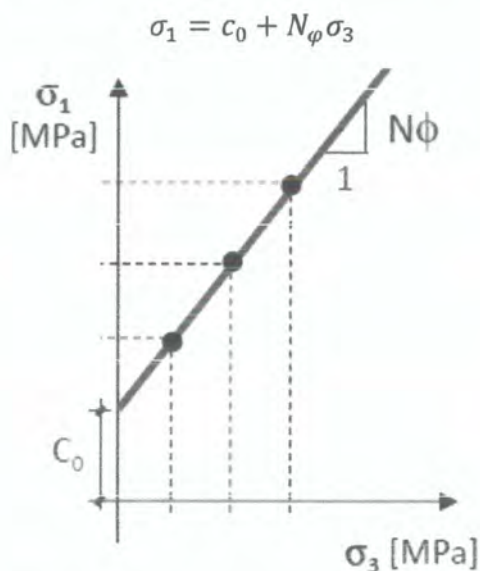


I parametri delle due rappresentazioni sono legati nel seguente modo.

$$\varphi = \arcsin \tan \alpha$$

$$c = \frac{a}{\cos \varphi}$$

Il criterio può essere definito anche nel piano delle tensioni principali $\sigma_1 \sigma_3$, dove si ottiene sempre l'equazione di una retta.



I parametri si esprimono nel seguente modo.

$$c_0 = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA A TAGLIO DELLE DISCONTINUITÀ

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

La prova di taglio diretto consiste nel creare uno spostamento relativo tra le due porzioni di un campione che presenta al suo interno una discontinuità preesistente, imponendo uno scorrimento tangenziale relativo sulla superficie campione. Questo avviene in presenza di uno sforzo normale mantenuto costante lungo l'intera durata della prova e si valuta la resistenza allo scorrimento.

La prova si conduce nel seguente modo.

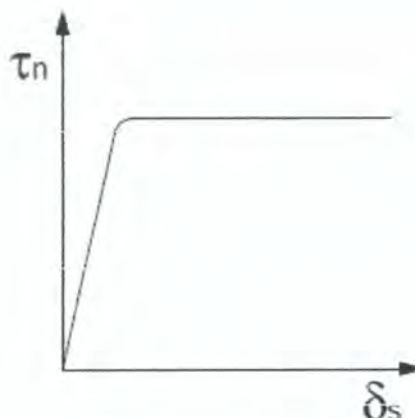
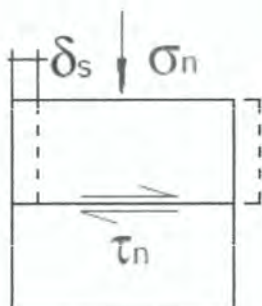
- Si applica uno sforzo normale alla direzione della discontinuità, che è mantenuto costante per l'intera durata della prova.
- Si induce uno scorrimento relativo tra le due porzioni che costituiscono il campione.
- Si misura la tensione di taglio che si sviluppa su interfaccia discontinuità e che ostacola lo scorrimento relativo, insieme allo scorrimento relativo stesso.



La prova può essere eseguita su discontinuità lisce e artificiali (ottenute per segazione) o su discontinuità naturali e scabre.

Discontinuità liscia

Valutando l'evoluzione della prova nel diagramma tensione tangenziale τ_n – scorrimento relativo δ_s , la discontinuità manifesta un comportamento perfettamente plastico, in cui si raggiunge il valore massimo di tensione e, in seguito, lo scorrimento continua senza ulteriore variazione della resistenza opposta dalla superficie.



Valutando l'evoluzione della prova nel diagramma tensione tangenziale τ_n - scorrimento relativo δ_s , la discontinuità manifesta un comportamento molto differente rispetto a quello di una discontinuità liscia. Infatti, ora il comportamento è di tipo fragile. In particolare, per piccoli spostamenti tangenziali (circa 1 %), la tensione tangenziale raggiunge un valore di picco. In seguito, incrementando lo scorrimento, la resistenza diminuisce fino a stabilizzarsi a un valore residuo. In realtà, in una prova a taglio diretto è difficile raggiungere spostamenti tali da arrivare al residuo di resistenza. Questa resistenza residua corrisponde esattamente alla resistenza che si raggiunge su una discontinuità liscia.

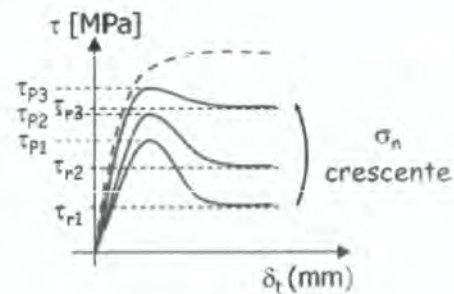
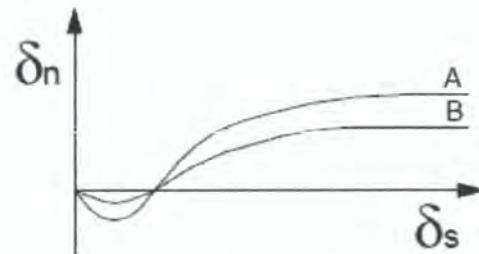
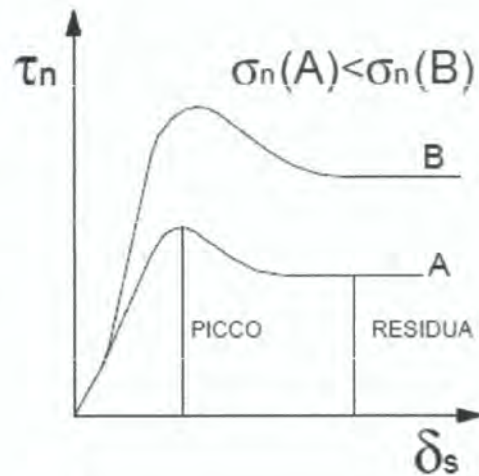
D'altra parte, siccome esiste uno scorrimento in direzione normale δ_n , si è in presenza del fenomeno della dilatanza. Ciò si deve alla geometria della superficie e alla rugosità che fanno sì che, per avere uno scorrimento in direzione tangenziale, le asperità debbano scavalcarsi. È chiaro che la dilatanza dipenda dai parametri di rugosità della superficie.

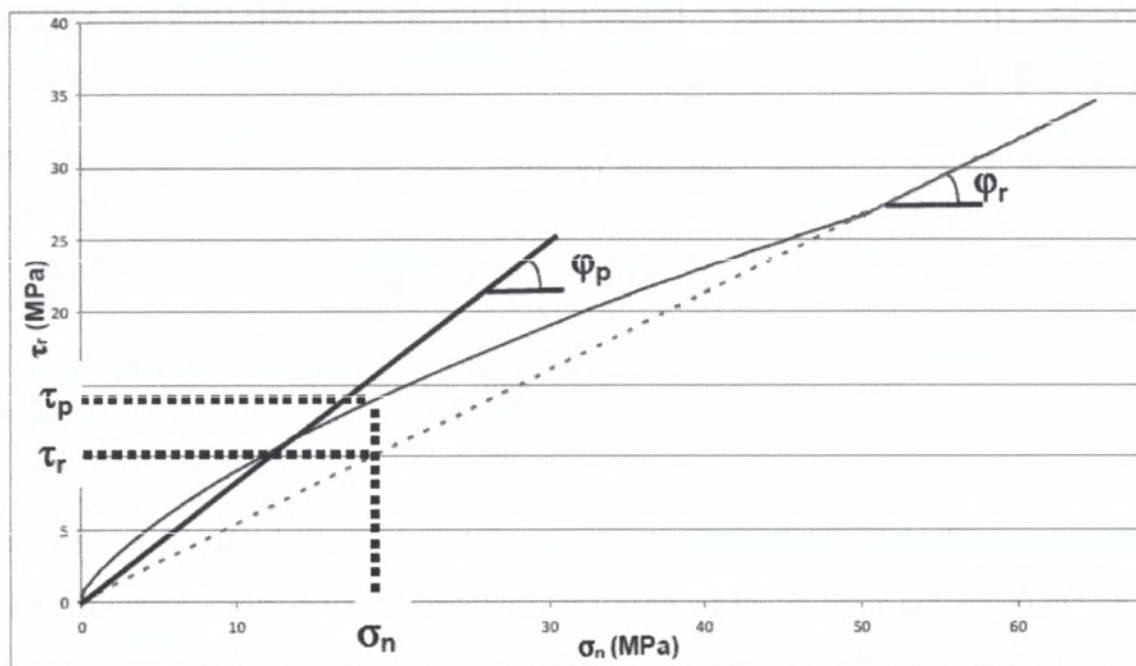
Inoltre, la dilatanza dipende anche dall'entità dello sforzo normale applicato. Infatti, all'aumentare dello sforzo normale, aumenta il picco di resistenza ma diminuisce anche la differenza tra valore di picco e valore residuo. Ciò significa che la dilatanza si riduce all'aumentare dello sforzo normale, cosa che si può immediatamente vedere nel diagramma $\delta_n \delta_s$.

Al limite, per valori di sforzo normale molto elevati, non esiste più dilatanza e il campione assume un comportamento di tipo plastico. In altri termini, una discontinuità scabra in queste condizioni si comporta come una discontinuità liscia, in quanto le asperità presenti su di essa si rompono per compressione, prima ancora che sia applicato lo sforzo di taglio. In base a questa interpretazione, è chiaro che il valore di sforzo normale che determina questo comportamento corrisponde alla resistenza a compressione mono-assiale delle asperità (sono soggette a compressione senza confinamento laterale) che costituiscono la superficie.

In conclusione, le discontinuità scabre manifestano due livelli di resistenza.

- Resistenza di picco, per bassi valori di scorrimento relativo δ_s .
- Resistenza residua, per elevati valori di scorrimento relativo δ_s . Questa, nel valore, è simile alla resistenza che manifesta una discontinuità liscia.





CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

La classificazione dell'ammasso roccioso, ossia dell'insieme costituito dal materiale roccioso e dalle discontinuità, avviene secondo più metodi di derivazione empirica.

METODO RMR

Il metodo si basa sull'indice denominato Rock Mass Rating, indicato con la sigla RMR, ed è stato introdotto da Bieniawski nel 1989, a partire da studi compiuti su scavi a scopo mineralogico.

Esso è un indice complesso, che tiene conto anche delle caratteristiche di giacitura dell'opera di scavo all'interno dell'ammasso, in quanto ciò determina una certa interazione.

In questa sede, l'obiettivo è valutare le caratteristiche dell'ammasso roccioso indipendentemente dalla presenza dell'opera, cioè si fa una caratterizzazione a livello di "materiale".

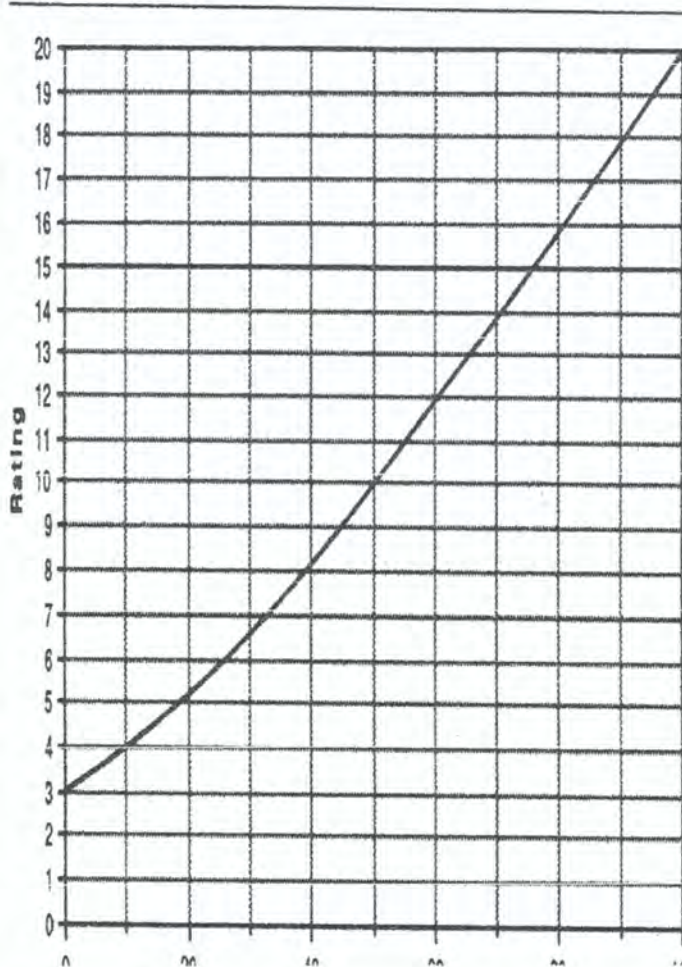
Pertanto, si fa riferimento al valore di base dell'indice RMR, che si basa su 5 parametri.

- Parametro P_1 , legato alla resistenza a compressione monoassiale della matrice rocciosa.

Tra il valore c_0 che si ottiene mediando i risultati delle prove di compressione monoassiale e il parametro σ_{ci} che interviene nel criterio di Hoek – Brown, è conveniente ricorrere al secondo. Infatti, in questa sede si sta facendo una classificazione e l'approssimazione che si fa è abbastanza grande e dunque è abbastanza indifferente usare l'uno o l'altro valore.

Nella valutazione del parametro, in alternativa alle tabelle, è possibile fare ricorso a una curva che consente di ottenere un valore più preciso.

CHART B Ratings for RQD



- Parametro P_3 , legato alla spaziatura delle discontinuità per ciascuna famiglia, in modo da tenere conto del termine che considera il grado di fratturazione strutturale dell'ammasso roccioso. Al diminuire della spaziatura, peggiora la qualità dell'ammasso roccioso.

Il parametro di spaziatura, come anche quello successivo (legato alle caratteristiche delle discontinuità), si calcola per ciascuna famiglia perché ciascuna di esse ha caratteristiche diverse e queste possono essere più favorevoli o sfavorevoli.

In particolare, per ciascun parametro, si potrebbero prendere i valori peggiori a scopo cautelativo. Ciò però è poco realistico perché nei problemi esiste sempre una faglia critica nei confronti della stabilità dell'ammasso roccioso e una faglia critica nei confronti della galleria. Pertanto, si calcolano più valori dell'indice RMR riferendosi a ciascuna famiglia di discontinuità e poi si sceglie il valore RMR finale per l'intero ammasso roccioso, ad es. il più basso.

Nella valutazione del parametro, in alternativa alle tabelle, è possibile fare ricorso a una curva che consente di ottenere un valore più preciso.

dei sotto-indici corrispondenti a ciascuna caratteristica, la cui somma definisce il parametro di interesse.

Parametro	Coefficiente					
Continuità	< 1 m 6	1 + 3 m 4	3 + 10 m 2	10 + 20 m 1	> 20 m 0	
Apertura	Chiusi 6	< 0.1 mm 5	0.1 + 1.0 mm 4	1.0 + 5.0 mm 1	> 5.0 mm 0	
Scabrezza	Molto scabri 6	Scabri 5	Poco scabri 3	Lisci 1	Levigati 0	
Riempimento	Assente 6	Duro < 5 mm 4		> 5 mm 2	Soffice < 5 mm 2	> 5 mm 0
Alterazione	Assente 6	Debolmente alterati 5	Moderatamente alterati 3	Molto alterati 1	Decomposti 0	

Nota: alcune condizioni sono mutuamente escludibili. Per esempio, se è presente del riempimento il contributo della scabrezza è irrilevante, dato che il suo effetto sarà annullato dall'influenza del materiale di riempimento.

- Parametro P₅, legato alla presenza di acqua all'interno delle discontinuità. In questo caso, si assume la presenza di stillicidi.

In seguito, si riporta una tabella riassuntiva per la valutazione dei parametri.

SISTEMA DI CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO - INDICE RMR (BIENIAWSKI, 1984)

PARAMETRO		VALORI NUMERICI						
Resistenza a compressione della roccia intatta	Indice di resistenza R _s	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	per questo intervallo si ricorre alla determinazione di Co		
	Resistenza a compressione monoassiale Co	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
Coefficiente numerico		15	12	7	4	2	1	0
Recupero percentuale modificato RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
Coefficiente numerico		20	17	13	8	3		
Spazatura delle discontinuità (giunti)		> 2 m	0.6 - 2 m	0.2 - 0.6 m	50 - 200 mm	< 50 mm		
Coefficiente numerico		20	15	10	8	5		
Condizioni delle discontinuità (giunti)		molto scabre non continue non separate superfici dei lembi duri	poco scabre separazione < 1 mm superfici dei lembi duri	poco scabre separazione < 1 mm superfici dei lembi soffici	superfici lisce (slickenside) o riempimento < 5 mm di spessore o giunti aperti 1-5 mm e continui	materiale di riempimento soffice > 5 mm di spessore o giunti aperti > 5 mm continui		
Coefficiente numerico		30	25	20	10	0		
Venute d'acqua	Venute d'acqua su 10 m di lunghezza di galleria	nessuna	< 10 l/min	10 - 25 l/min	25 - 125 l/min	> 125 l/min		
	Rapporto pressione nei giunti	0	0.0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	tensione principale massima	completamente asciutto		umido	di tipo interstiziale	acqua in modesta pressione	molte venute	
Condizioni generali		completamente asciutto		umido	di tipo interstiziale	acqua in modesta pressione	molte venute	
Coefficiente numerico		15	10	7	4	0		
B. ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITA'								
Direzione di immersione ed inclinazione		molto favorevole	favorevole	poco favorevole	sfavorevole	molto sfavorevole		
Coefficiente numerico	gallerie	0	-2	-5	-10	-12		
	fondazioni	0	-2	-7	-15	-25		
	pendii	0	-5	-25	-50	-60		
C. SUDDIVISIONE IN CLASSI DELL'AMMASSO ROCCIOSO								
Classi		I	II	III	IV	V		
Descrizione		ottima	buona	discreta	scadente	molto scadente		
Coefficiente numerico totale		61 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	< 20		
D. STIMA DEI PARAMETRI DI RESISTENZA DELL'AMMASSO ROCCIOSO								
Coesione dell'ammasso roccioso		> 400 kPa	300 - 400 kPa	200 - 300 kPa	100 - 200 kPa	< 100 kPa		
Angolo di attrito dell'ammasso roccioso		> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	< 15°		

ripresa da: BIENIAWSKI, Z.T. "Rock mechanics design in mining and tunneling", Balkema, Rotterdam, 1984.

INDICE GSI

Nel 1997, Hoek propose un nuovo indice perché l'indice RMR è efficace solo in presenza di ammassi di buona qualità. Nel caso di rocce di qualità scadente o ammassi in cui il volume rappresentativo è più piccolo rispetto alle dimensioni dell'opera, la stima diventa poco realistica.

L'indice Geological Strength Index (GSI) si fonda soltanto su due parametri.

- Struttura dell'ammasso roccioso, che può essere ricco o povero di discontinuità, può presentare pieghe, etc.
- Condizione delle superfici delle discontinuità.

Dalla stima qualitativa di questi parametri, su un diagramma si legge il valore dell'indice GSI.



In realtà, nonostante le apparenze, la stima di questo indice è molto difficile poiché è richiesta una notevole conoscenza da punto di vista geologico.

CRITERIO DI HOEK – BROWN PER L'AMMASSO ROCCIOSO

Il criterio di Hoek – Brown presenta una caratteristica importante, ossia con la medesima formulazione esso può essere utilizzato sia per il materiale roccioso sia per l'ammasso roccioso. Il parametro che consente di estendere questo criterio alla descrizione della resistenza dell'ammasso roccioso è l'indice GSI.

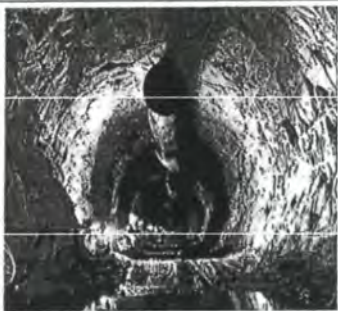

La formula del 2002 (Hoek, Carranza Torres e Corkum) prevede però l'introduzione di un ulteriore parametro, detto parametro di danno D. Esso considera il fatto che l'ammasso roccioso può essere ulteriormente disturbato da eventi esterni di origine antropica (non di natura geologica). Tipicamente, queste sono azioni di tipo dinamico, ad es. esplosioni.

L'indice varia tra i seguenti valori

- D = 0, ossia danno nullo e ammasso roccioso indisturbato.
- D = 1, ossia danno estremamente elevato e forte disturbo.

La definizione del grado di disturbo avviene in modo qualitativo, secondo delle linee guida proposte dagli autori. Queste forniscono dei valori di prima approssimazione di D, che devono poi essere verificati in corso d'opera ed eventualmente variati.

Tali linee guida sono riferite alle opere in sotterraneo, poiché il parametro è stato concepito in quel contesto.

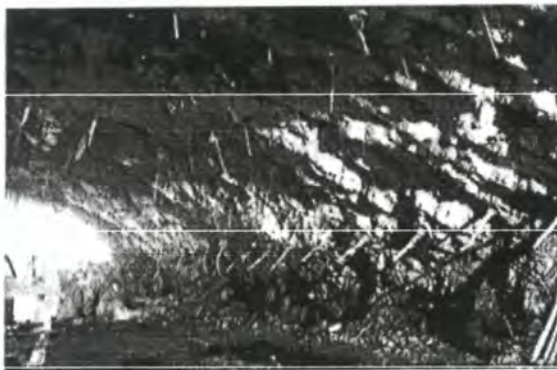
Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	D = 0 D = 0.5 No invert



Profilo di caverna scavata con esplosivo ben controllato (massive gneiss), in Argentina.

Condizioni indisturbate dell'ammasso roccioso

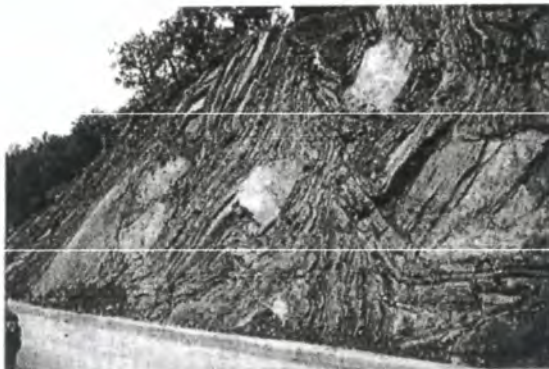
$$D = 0$$



Profilo di caverna scavata con esplosivo (jointed sandstone), in Taiwan.

Effetto di danneggiamento esteso a circa 2 m dietro il fronte di scavo

$$D = 0.5$$



Trincea stradale scavata con molta cura, in Grecia (sedimentary rock).

Effetto di danneggiamento superficiale

$$D = 0.3$$



Galleria Acheloos (Grecia), scavata con TBM (interbedded sedimentary rocks)

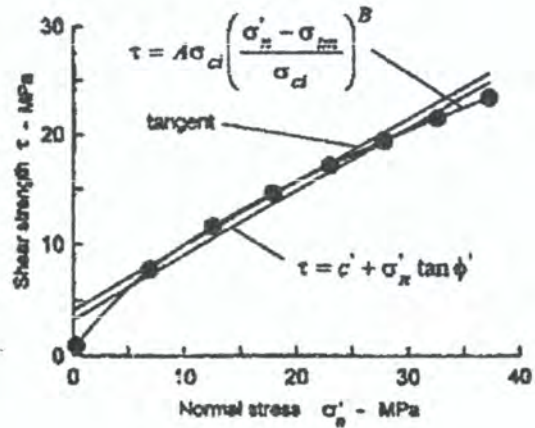
Effetto di danneggiamento superficiale

$$D = 0$$

Gli autori consigliano di adottare un intervallo di interpolazione compreso tra 0 e σ_{ci} e di considerare in esso 8 valori di tensione. Di questi, si valuta la corrispondente tensione di rotture e da qui si esegue l'interpolazione lineare.

In alternativa, si possono eseguire anche altri due tipi di interpolazione.

- Nel piano delle tensioni principali, ci si può limitare a un piccolo intervallo nell'intorno di un valore di tensione σ_3 di interesse.
- Nel piano di Mohr, si possono tracciare le tangenti all'involuppo di Hoek – Brown nel punto di interesse. Al variare di tale punto, si possono ottenere gli andamenti dei parametri c e φ in funzione della componente normale di tensione σ_n .



ANALISI DI STABILITÀ

CADUTA MASSI: GENERALITÀ

In generale, quando si parla di caduta massi, si indica un sottoinsieme delle possibili instabilità di pendii rocciosi, ossia il *crollò*. Esso è il distacco di porzioni di ammasso roccioso da versanti, che si propagano con un movimento complesso fino ad arrestarsi a valle.

Più propriamente, si definisce *caduta massi* il crollo relativo a *piccoli volumi di roccia*, inferiori a 10 m^3 .

In apparenza, questi volumi sono piccoli ma questi, arrivando a valle con elevate velocità (dell'ordine di 30 m/s), presentano un elevato contenuto energetico. Pertanto, questo fenomeno è fortemente distruttivo. Inoltre il distacco si verifica all'improvviso e la previsione è molto difficile.

Rispetto allo scivolamento, la velocità è inferiore, l'energia è superiore, la frana è superficiale e il moto avviene lungo la superficie del versante. Per questo ultimo motivo, non ci si focalizza sulle caratteristiche geologiche del versante, bensì sulle relative caratteristiche di copertura.

I danni tipici connessi alla caduta massi sono i seguenti:

- Effetti sulle infrastrutture viarie.
- Impatto con strutture sensibili (es. case abitate) e, a seconda del contenuto di energia, possono occorrere danni limitati, distruzione completa o il blocco può creare una breccia e penetrare. Sono così possibili danni fisici alla struttura e soprattutto danni alle persone.
- In zone boschive, d'altra parte, i massi possono essere bloccati dagli alberi. Pertanto, gli alberi rappresentano un elemento positivo nei confronti di questo fenomeno perché fungono da dissipatori dell'energia dei massi in arrivo. In realtà, gli alberi possono dare luogo anche a un effetto negativo perché gli apparati radicali degli alberi ad alto fusto possono aggravare lo stato di fratturazione della parte superficiale dell'ammasso roccioso.



ANALISI DELLA DINAMICA DI CADUTA MASSI

Il fenomeno è difficile da studiare perché in esso si stacca un blocco e questo si muove lungo il versante, che è molto grande.

Tutte queste fasi sono governate dalla *casualità*: esiste un'aleatorietà dei fenomeni che non si può coprire.

Di questo fenomeno, si studiano fondamentalmente due elementi.

- *Intensità*, ossia l'energia coinvolta nel fenomeno, in modo da valutare gli effetti sugli elementi a rischio.
- *Area di invasione*, ossia l'area del versante che può essere interessata dal moto del masso fino all'arresto a valle. Essa si lega alle traiettorie.

Per determinare queste due caratteristiche, occorre caratterizzare la dinamica del fenomeno.

Il fenomeno della caduta massi si articola in tre fasi.

- Distacco del blocco dal versante.
Esistono alcuni elementi necessari per prevedere il moto dei massi, che però sono molto incerti perché non c'è possibilità di prevederli con certezza.
 - *Nicchia di distacco*, ossia la zona in cui avviene il distacco. Questo elemento può essere ancora individuato oggettivamente con piccole incertezze o, meglio, queste possono essere superate con le incertezze nell'analisi di caduta.
 - *Dimensioni e forma del blocco* che si stacca. Già in questo caso, l'incertezza diventa altissima perché è difficile disporre di tutti i dati necessari per definire forma e volume in generale. In particolare, è difficile determinare il volume più probabile che può cadere dal versante e lo è ancora di più determinare la forma più probabile. L'unica eccezione corrisponde al caso che l'elemento in analisi sia un blocco pericolante.
 - *Velocità iniziale del blocco*, in direzione e intensità con cui il blocco si stacca. Questo dato è ancora più incerto.
- Moto del blocco (o propagazione).
Una volta che si è staccato dal versante, il blocco segue un moto molto complesso, che coinvolge scivolamento, roto-scivolamento e rimbalzi in successione molto variabile, poiché il tipo di movimento dipende da cosa il blocco incontra sulla superficie del versante su cui rotola.
In particolare, si riconoscono tanti tipi di moto.
 - *Moto del blocco nell'aria*, in cui la traiettoria è prevedibile perché, trascurando l'attrito dell'aria, si può assimilare l'elemento a un grave nel vuoto e usare dunque le relative equazioni cinematiche.
 - *Impatto del blocco sul versante*, in cui avviene dissipazione di energia. In questo caso, non è possibile conoscere a priori l'entità di tale dissipazione, poiché questo è un impatto solido-solido in cui intervengono le caratteristiche dei due corpi che entrano in contatto. Se sono note le caratteristiche del blocco, non si



Pertanto, il problema di caduta massi non può essere analizzato in modo deterministico, ma necessariamente secondo *metodi probabilistici*: se si hanno a disposizione molti dati, occorre individuare la variabilità di tutti i parametri che intervengono nel problema e dunque la distribuzione di probabilità dell'area di distacco, dei parametri caratteristici del versante su cui cade il masso, volume del masso, forma del masso, etc.

In altri termini, tutti gli elementi che entrano nel modello devono essere descritti in modo probabilistico.

Se si esegue un'analisi probabilistica robusta, nonostante le incertezze, il risultato che si ottiene può essere ritenuto statisticamente valido e si avvicina molto a ciò che può accadere nella realtà.

CARATTERISTICHE DEL FENOMENO DI CADUTA MASSI – DISTACCO

Il blocco si può distaccare dal versante secondo diversi schemi, che si legano alle famiglie di discontinuità che interessano l'ammasso roccioso. La definizione di questi schemi si lega al fatto chiave che il momento di distacco è un momento studiato separatamente dalla fase di propagazione. Pertanto, focalizzandosi sul solo distacco, si definiscono più situazioni.

- Scivolamento planare, che avviene lungo un unico piano di discontinuità.
- Scivolamento tridimensionale, in cui il blocco si muove lungo due piani di discontinuità che creano un cuneo. Spesso si distingue bene la nicchia di distacco.
- Rottura per ribaltamento, che si caratterizza tipicamente di blocchi alti e snelli separati da fratture verticali.

CARATTERISTICHE DEL FENOMENO DI CADUTA MASSI – TRAIETTORIA AEREA

Quando il blocco si trova in aria, si può assumere per semplicità che esso abbia il medesimo comportamento cinematico di un grave e, per questo motivo, esso può presentare una caduta a gravità o una caduta a gittata, a seconda della velocità iniziale.

Se il distacco avviene per l'effetto della forza di gravità e non sono presenti ulteriori spinte che facciano uscire il blocco dal versante, il blocco ha velocità iniziale nulla e si instaura una caduta a gravità.

D'altra parte, se il distacco avviene a causa della pressione idraulica o di scosse dinamiche di natura sismica, il blocco esce con una velocità iniziale (non nota a priori) e si instaura una caduta a gittata.

Nel caso più generale di caduta a gittata, il blocco presenta una certa posizione iniziale $(x_0; y_0)$ che si ipotizza e una certa velocità iniziale $(v_{0x}; v_{0y})$ che si ipotizza.

Da qui, fissato un sistema di riferimento cartesiano in coordinate xy , è possibile calcolare il moto del blocco in ogni istante di tempo e le posizioni che esso copre.

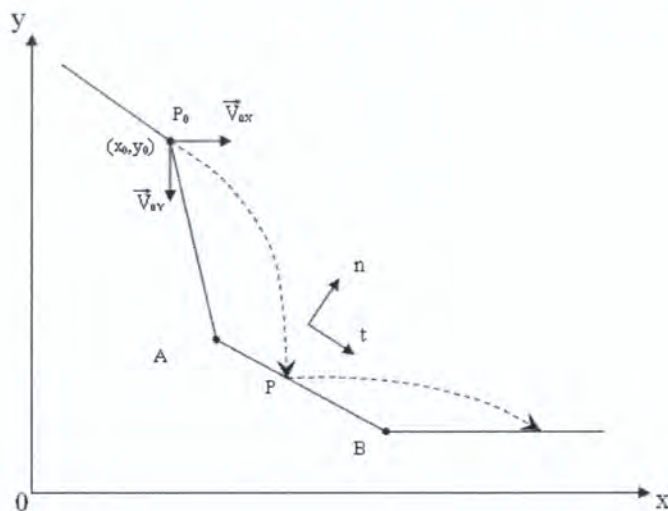
$$x(t) = x_0 + v_{0x}t$$

$$y(t) = y_0 + v_{0y}t + \frac{1}{2}gt^2$$

È possibile calcolare anche il punto di impatto. In questo caso, sono noti la parabola di volo e profilo bidimensionale o la mappatura tridimensionale del versante su cui si muove il masso. Pertanto, si può calcolare l'intersezione tra la funzione parabolica e le equazioni di tutti i segmenti che costituiscono il profilo (o dei piani che costituiscono la mappatura), le cui coordinate definiscono il punto di impatto.

In questo caso, il sistema è scritto considerando il segmento compreso tra i punti A $(x_1; y_1)$ e B $(x_2; y_2)$.

Nel caso di caduta a gravità, si può usare la stessa relazione, con l'accorgimento di imporre le velocità iniziali pari a zero.



$$R_E = \frac{\frac{1}{2}(I\omega_{out}^2 + mv_{out}^2)}{\frac{1}{2}(I\omega_{arr}^2 + mv_{arr}^2)}$$

Questa espressione è utilizzata all'interno di molti softwares.

In realtà, spesso si lavora con dei *coefficienti parziali di restituzione*, in cui la velocità in ingresso e la velocità in uscita sono scomposte in una componente perpendicolare al tratto di versante su cui avviene l'impatto e in una componente parallela.

In questo modo, si definiscono un coefficiente di restituzione normale e un coefficiente di restituzione tangenziale.

$$R_n = \frac{v_{out, n}}{v_{arr, n}}$$

$$R_t = \frac{v_{out, t}}{v_{arr, t}}$$

In questo modo, è possibile tarare un po' meglio la dissipazione di energia che può avvenire all'impatto, tenendo conto che la componente di dissipazione normale è sostanzialmente legata alla deformazione plastica e la componente di dissipazione tangenziale è molto probabilmente legata a fenomeni attritivi. Tra l'altro, conoscere le componenti della velocità di impatto permette di trarre delle indicazioni su cosa accadrà in esso: tanto minore è l'angolo di incidenza della velocità pre-impatto rispetto al tratto di versante, tanto più probabilmente il moto post-impatto è di scivolamento; tanto maggiore è l'angolo di incidenza tanto più probabile è il rimbalzo.

Inoltre, avendo definito separatamente componente tangenziale e normale, è possibile variare meglio la direzione della velocità di uscita perché ora questa è vista come un vettore avente due componenti e, variandole indipendentemente, cambia liberamente l'angolo di uscita rispetto all'angolo di ingresso. Pertanto, si riesce a rappresentare meglio il fenomeno di riflessione delle velocità.

È allora chiaro che, utilizzando i coefficienti parziali di restituzione, si può controllare meglio come variare i parametri nella *back analysis*.

Per quanto riguarda il calcolo del coefficiente di restituzione, in alcuni programmi sono implementate delle formule empiriche che lo legano alla velocità e alla massa del blocco. Infatti, la dissipazione di energia dipende dalla velocità e dalla massa che il blocco presenta al momento dell'impatto poiché, all'aumentare di esse, è maggiore l'energia cinetica di impatto ed è più probabile che il blocco si frantumi e avvenga deformazione plastica, che si traducono in una maggiore dissipazione.

Ad es., nel modello lumped mass, si possono utilizzare le formule di Pfeiffer e Bowen, che riducono il coefficiente di restituzione normale in funzione della massa o della velocità del blocco, rispetto a un valore di riferimento.

$$R_n = R_{n, iniziale} \frac{1}{1 + \frac{m^2}{C^2}}, \quad C = 1000 \text{ kg}$$

<i>Descrizione delle caratteristiche del pendio.</i>	<i>K_t</i>	<i>K_n</i>
Superfici lisce di materiale resistente come pavimentazione stradale o superficie rocciosa.	0.87 – 0.92	0.37 – 0.42
Prevalenza di substrato roccioso intatto con blocchi isolati.	0.83 – 0.87	0.33 – 0.37
Detrito costituito da grandi blocchi con scarsa vegetazione affiorante.	0.82 – 0.85	0.30 – 0.33
Detrito ricoperto da abbondante vegetazione e terreno scarsamente vegetato.	0.80 – 0.83	0.28 – 0.30
Pendio in terra	0.78 – 0.82	- -

Materiale	<i>R_n</i>	<i>R_t</i>
Materiale duro di superficie	0,37 – 0,42	0,87 – 0,92
Bedrock o blocchi con poco terreno o vegetazione	0,33 – 0,37	0,83 – 0,87
Pendio con poca vegetazione	0,30 – 0,33	0,83 – 0,87
Pendio con vegetazione	0,30 – 0,33	0,80 – 0,83
Terreno soffice con poca vegetazione	0,28 – 0,32	0,80 – 0,83
Pendio ricoperto da terreno e vegetazione	0,28 – 0,32	0,78 – 0,82
Parete di calcare	0,315	0,712
Breccia di calcare coperta parzialmente da vegetazione	0,303	0,615
Blocchi di calcare dolomitico su superfici rocciose o depositi ghiaiosi	0,20	0,530

SOURCE	VALUE FOR COR _{VN}	VALUE FOR COR _{VT}	VALUE FOR COR _E	VALUE FOR COR _{TE}	VALUE FOR COR _T	REMARKS
				0.55-0.70		Coarse angular debris with angular rock fragments
				0.5-0.6		Earth with grass and some vegetation
				<0.20		Ditch with mud
				0.5-0.65		Flat surface of artificially compacted ground
				0.75		Road
Gerber 1995	0.17-0.43	0.45-0.88				Rock (limestone)
Kamijo et al. 2000	0.1-0.35					Vertical impact of a 220-kg rock on hard surface
	0.1					Vertical impact of an 800-kg rock on hard surface
Uchito et al. 2000	0.1-0.4	0.71				Undefined materials
Jones et al. 2000 ^b	0.6-1.0	0.9-1.0				Smooth hard surface and paving
(values gathered by program calibration for CRSP 4.0)	0.15-0.30	0.75-0.95				Bedrock and boulder fields
	0.12-0.2	0.65-0.95				Talus and firm soil slopes
	0.1-0.2	0.5-0.8				Soft soil slopes
Beletta and Santo 1994 (evaluated by program calibration)	0.2	0.53				Rock

In realtà, il procedimento più corretto prevede di calcolare il coefficiente di restituzione mediante analisi a ritroso (o *back analysis*).

Nella modellazione del crollo, questo tipo di analisi è fondamentale perché fornisce dei valori al modello e consente di modificare i parametri. Tale analisi richiede la conoscenza di eventi che sono occorsi in passato, operazione relativamente semplice perché le frane in roccia sono fenomeni ripetitivi e sono disponibili molti dati storici. Nell'analisi a ritroso, si cerca di riprodurre tali dati: *si cerca di simulare ciò che era effettivamente avvenuto, variando un po' i parametri in gioco* (ad es. il coefficiente di restituzione), *fino a che il modello riporta fedelmente ciò che è avvenuto in passato*. In questa condizione, il modello che si ottiene è corretto e questo può essere usato come modello previsionale, mentre diversamente non avrebbe validità.

CARATTERISTICHE DEL FENOMENO DI CADUTA MASSI – MOTO LUNGO IL PENDIO

Qualora nell'impatto il blocco perda una quantità rilevante di energia, esso non è in grado di rimbalzare e lo limita a muoversi lungo il pendio (escludendo il caso in cui il blocco rimanga piantato nel punto di impatto).

Il moto dell'elemento lungo il versante può essere di più tipi.

- *Scivolamento.*

Esso consiste in una pura traslazione, senza velocità angolare e con la sola componente di velocità traslazionale. In questo tipo di moto, a parità di tempo, il blocco percorre uno spazio maggiore rispetto al rotolamento, ma la dissipazione energetica è più marcata.

Lo scivolamento puro normalmente avviene solo nella fase finale, quando il blocco ha una piccola velocità ed è prossimo all'arresto. Per questo motivo, spesso questo tipo di movimento è ignorato nei programmi di calcolo.

CADUTA MASSI – METODI DI ANALISI DINAMICA

Una volta descritte le caratteristiche della caduta massi, si descrivono le tecniche con cui si può studiare questo fenomeno.

Fondamentalmente, esistono 3 macro-famiglie di analisi dinamica, distinte sulla base delle dimensioni spaziali del campo in cui si esegue l'analisi di caduta massi.

- *Metodi bidimensionali*, che studiano il fenomeno all'interno di un piano rappresentativo del versante lungo il quale si muove il blocco.
- *Metodi tridimensionali*, che eseguono l'analisi dinamica sulle mappe tridimensionali disponibili (es. DTM).

Questi metodi forniscono i risultati migliori perché la variabile più importante, ossia il percorso dei blocchi, può essere legata alla topografia reale e completa del sito e non si vincolano gli elementi a muoversi lungo un percorso scelto a priori.

Il problema è che esistono pochi metodi tridimensionali che facciano un'analisi di tipo statistico, a differenza dei metodi bidimensionali.

- *Metodi quasi tridimensionali*, che sono metodi in cui si esegue un'analisi bidimensionale ma il profilo lungo il quale si muove il blocco è ricavato da un'analisi tridimensionale, attraverso i Sistemi Informativi Territoriali.

Questi metodi si costituiscono così di due analisi: nella prima si individua il profilo da mappe tridimensionali (ad es. da DTM), la seconda è un'analisi bidimensionale eseguita su un profilo tridimensionale, che non è un'unica sezione bensì un percorso che si è scelto sulla mappa tridimensionale.

In ciascuna macro-famiglia, si opera un'ulteriore distinzione nelle metodologie di analisi sulla base di come si simula il moto del blocco.

- *Lumped mass*.
In questo metodo, non si considerano né forma né volume del blocco, ma si assimila il blocco a una massa concentrata in punto. In tal modo, la forma non ha alcun ruolo nel moto e ci si limita allo studio del moto di un punto dotato di una massa pari a quella del blocco.
- *Blocco rigido*.
In esso, si considerano forma e volume del blocco, che è assimilato a forme geometriche notevoli (es. sfera, dodecaedro, etc.).
- *Metodo ibrido*.
Questo metodo usa il lumped mass (punto con massa) per l'analisi del moto del blocco in aria e dell'impatto e il blocco rigido (l'elemento assume una forma) per l'analisi del moto del blocco lungo il versante.

È possibile operare anche una distinzione dei metodi a seconda della modalità di modellazione dell'interazione del masso con il versante e, in particolare, le fasi di rimbalzo, scivolamento e rotolamento.

D'altra parte, esiste anche un metodo più empirico, basato sulle osservazioni geomorfologiche, detto *metodo del cono*, che si usa per l'analisi di aree di grande estensione.