Università di Pisa

Dottorato di ricerca in Scienze e Tecniche dellôingegneria civile

Scuola di dottorato ñL. Da Vinciò

Determinazione sperimentale dello stato di tensione nell'ammasso roccioso

Ing. Cristina Raffi

METODOLOGIA USATA:

- Determinazione della geometria della cava → stazione totale dotata di distanziometro laser
- Studio geologico delle discontinuità e classificazione dell'ammasso
- Studio geologico per definire le direzioni di stress naturale
- Realizzazione di fori e recupero di carote
- Misure dello stato di sforzo
- Prove di laboratorio per definire le caratteristiche della matrice rocciosa
- Messa a punto di modelli numerici
- Istallazione di strumenti di monitoraggio

Ammasso roccioso

Roccia intatta

- ✓ Resistenza del materiale roccia
- ✓ Anisotropia della roccia

Discontinuità

- ✓ Caratterizzazione geomeccanica delle discontinuità
- ✓ Rilievo e rappresentazione delle discontinuità
- ✓ Resistenza al taglio delle discontinuità

- ✓ Stato di sforzo in ammassi rocciosi
- ✓ Criteri di rottura:
  1. Mohr-Coulomb
  2. Hoek-Brown
- ✓ Classificazioni geomeccaniche:
  1. Sistema Q-Barton
  2. Bieniawski
  3. Romana
- ✓ Metodi di misura

Lôinsieme dei blocchi e delle discontinuità costituisce **lôammasso roccioso**, condizionato nel suo comportamento macroscopico dalle caratteristiche meccaniche della roccia intatta e dalle caratteristiche geometriche e meccaniche delle discontinuità.

Il considerare la matrice rocciosa, la discontinuità o lôammasso nella sua globalità dipende dalla <u>scala del problema</u> da affrontare.

Per indagare le capacità dellôammasso di opporsi alle potenziali instabilità è necessario definire le seguenti grandezze:

- La resistenza del materiale roccia
- La resistenza dellôammasso roccioso
- La resistenza delle discontinuità

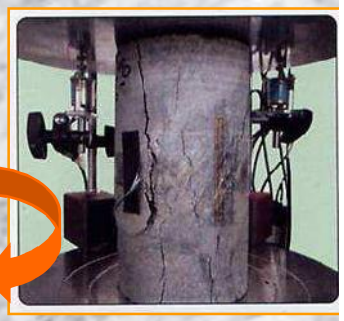
Il materiale costituente la matrice lapidea si definisce *roccia*. Lôintersezione dei sistemi di giunti definisce una struttura dellôammasso costituita da elementi eterogenei, per dimensione e geometria, delimitati da superfici di discontinuità geologica più o meno continue.

Campione roccia intatta ➡ Modello in scala dellôammasso

(REV Rappresentative Elemental Volume; volume minimo da considerare come rappresentativo)

Lôidentificazione e la classificazione della roccia avviene sulla base delle osservazioni e dei risultati delle prove di laboratorio condotte su campioni di roccia enucleati dallôammasso roccioso. Per gli scopi connessi alla pratica di nostro interesse i parametri che meglio si prestano alla classificazione della roccia sono la **resistenza a compressione monoassiale ů$_c$** e il **modulo di Elasticità E**.

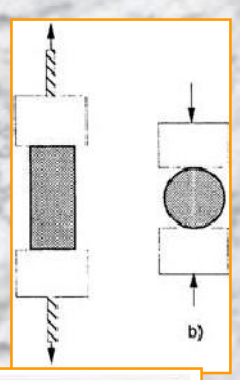
Prove di laboratorio su matrice lapidea:



- ✓ Prova di compressione monoassiale → $\mathring{u}_c = P_{max}/A_o$ [MPa]

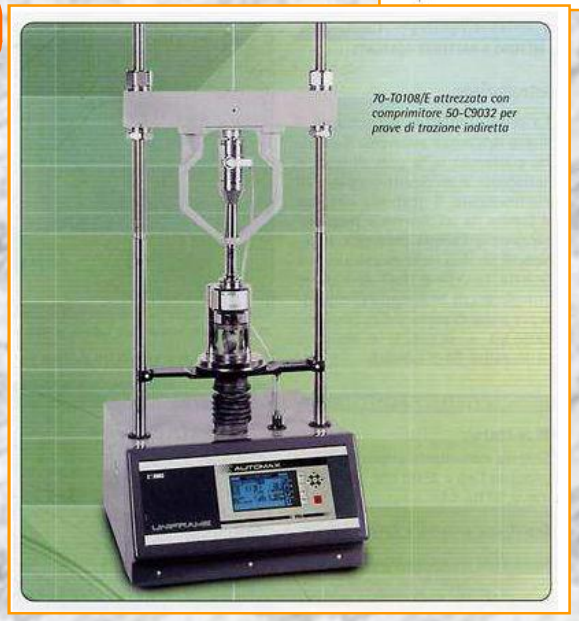
  $\mathring{u}_{cc} = \mathring{u}_c / 0.88+(0.24D/L)$

- ✓ Point load test → $\mathring{u}_c = K\, I_s$ con $I_s = f * (P/D^2)$ dove $f = (D/50)^{0.45}$



- ✓ Prova MTT → $\mathring{u}_t = P/(\pi R^2 - \pi r^2)$ } Griffith
- ✓ Prova a trazione indiretta Brasiliana → $\mathring{u}_t = P/(\pi DL)$ } $\mathring{u}_t = \mathring{u}_c/8$
- ✓ Prova di Block Punch Index → $\mathring{u}_c = 5.5\, BPI$

  $BPI = 3376 D^{-1.3678}\, t^{-1.11672} P_{t,D}$



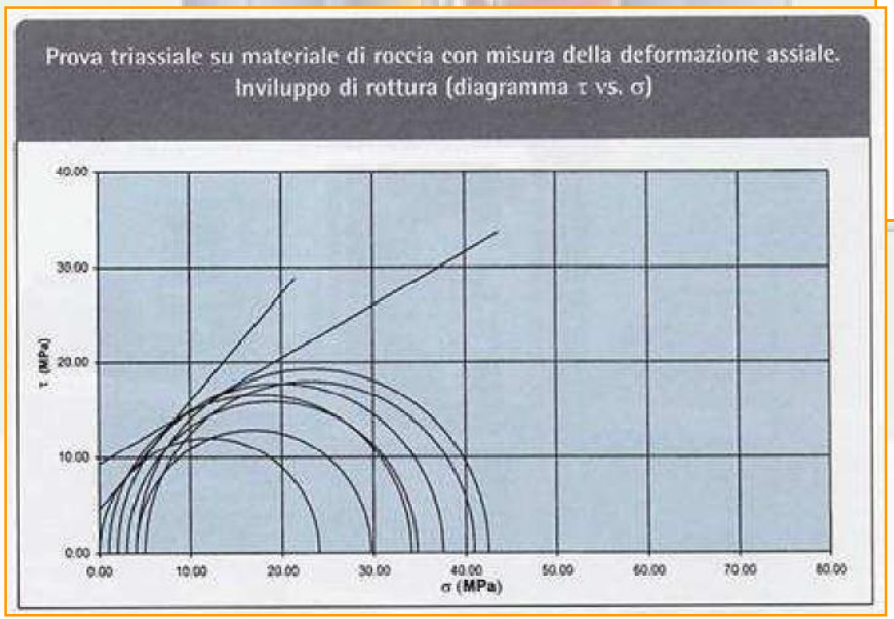
- ✓ Prova sclerometrica (Martello di Schmidt)

  Miller $\log(\mathring{u}_c) = 0.00088\,\text{ɔ}R + 1.01$

  $\mathring{u}_c = 0.775R + 21.3$ Irfan e Dearman

  Indice di Rimbalzo

A complemento delle prove monoassiali è possibili eseguire delle **prove triassiali** dove la pressione laterale viene aumentata ad incrementi programmati e successiva determinazione dei corrispondenti valori di carico assiale. Sostanzialmente il punto di rottura viene variato in modo continuo cambiando la pressione laterale.



La **Finalità delle prove** è quella di determinare il criterio di rottura del materiale roccia, cioè le espressioni analitiche che consentono di rappresentare la resistenza del materiale in funzione degli sforzi applicati e delle sue proprietà intrinseche, per permettere una previsione di come e quando avverrà la rottura.

OPERA	R.C.M	R.T	B.P.I	P.L	SCL	ISRM	PETRO
sotterraneo (progetto)	xxx	xx	x	xx	x	x	x
sotterraneo (esecuzione)	xxx	x	xx	xxx	x	x	x
versanti	xxx	xx	xx	xxx	xxx	xx	xx
dighe	xxx	x	xx	xx	x	x	x
fondazioni	xxx	x	x	xx	xx	xx	xx

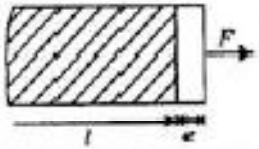
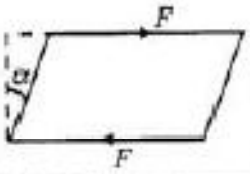
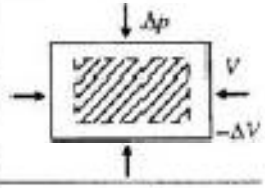
LEGENDA:

R.C.M Resistenza a compressione monoassiale
R.T Resitenza a trazione
B.P.I Block Punch Index
P.L Point Load
SCL Sclerometro

ISRM da standard ISRM
PETRO dalla litologica della roccia
x non applicabile
xx utile
xxx importante

Relazione tra i 4 moduli

DERIVAZIONE DI E	$\frac{3G}{\left(1+\frac{G}{3K}\right)}$	$2G(1+\nu)$	$3K(1-2\nu)$
DERIVAZIONE DI ν	$\frac{3K-2G}{2(G+3K)}$	$\frac{E}{2G}-1$	$0{,}5\left(1-\frac{E}{3K}\right)$
DERIVAZIONE DI K	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$	$\frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	$\frac{GE}{3(3G-E)}$
DERIVAZIONE DI G	$\frac{E}{2(1+2\nu)}$	$\frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$	$\frac{3KE}{9K-E}$

	MODULO DI YOUNG E	MODULO DI TAGLIO G	MODULO BULK K
TERMINOLOGIA ALTERNATIVA	Modulo di elasticità Modulo elastico	Modulo di rigidità Rigidità di taglio	Rigidità normale
DEFINIZIONE	tensione / deformazione	tensione di taglio / deformazione di taglio	cambiamento di pressioni / cambiamento di volume
RELATIVO AL CAMBIAMENTO IN	Lunghezza	Forma	Volume
SI APPLICA A	Solo solidi	Solidi e liquidi	Tutti i materiali con bassi volumi di pori
			
	$E = \frac{F/A}{e/l}$	$G = \frac{F/A}{\alpha}$	$K = \frac{\Delta p}{-\Delta V/V}$

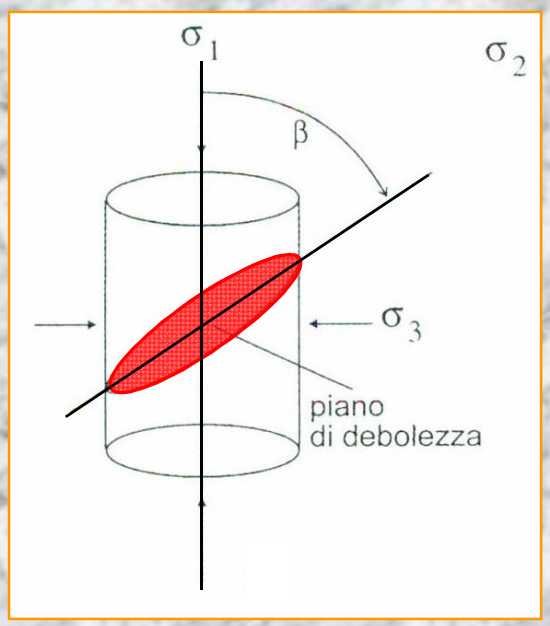
Differenze significative dei 3 moduli

Anisotropia della roccia

Con il termine ñanisotropicoò è definito un materiale che presenta valori diversi di una sua proprietà intrinseca, quando questa è misurata lungo direzioni differenti; le caratteristiche di anisotropia di una roccia derivano sostanzialmente da:

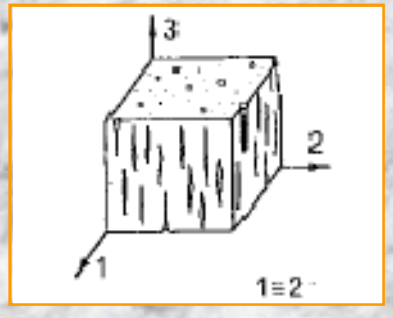
~ Le caratteristiche elastiche degli individui cristallini

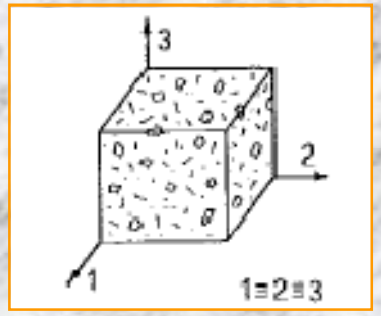
~ Le caratteristiche dei vuoti e delle microfessure



Tale mezzo ha comportamento **lineare elastico** se le 6 componenti del tensore di deformazione sono legate linearmente alle 6 componenti del tensore di sollecitazione **ů = EŮ**

Il comportamento meccanico del mezzo trasversalmente isotropo è descritto da 5 costanti elastiche indipendenti: **E, E^{I}, ɜ, ɜ^{I}** e **G^{I}**. Essendo E e E^{I} i moduli di Young rispettivamente nel piano di isotropia e nella direzione ad esso ortogonale; ɜ, ɜ^{I} i rapporti di Poisson caratterizzanti la risposta in termini di deformazione laterale nel piano di isotropia ad una sollecitazione applicata rispettivamente in direzione parallela o normale ad esso; G^{I} il modulo di taglio su piani ortogonali al piano di isotropia mentre lo stesso modulo nel piano di isotropia è definito,analogamente al caso di mezzo elastico isotropo, come G = E/[2(1+ ɜ)].





In forma matriciale, per una roccia trasversalmente isotropa, si ha:

$$\begin{vmatrix} \varepsilon_1 = \varepsilon_x \\ \varepsilon_2 = \varepsilon_y \\ \varepsilon_3 = \varepsilon_z \\ \varepsilon_4 = \gamma_{xy} \\ \varepsilon_5 = \gamma_{yz} \\ \varepsilon_6 = \gamma_{xz} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1/E & -\nu/E & -\nu'/E' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & 1/E & -\nu'/E' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu'/E' & -\nu'/E & 1/E' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [2(1+\nu)]/E & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G' \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \sigma_1 = \sigma_x \\ \sigma_2 = \sigma_y \\ \sigma_3 = \sigma_z \\ \sigma_4 = \tau_{xy} \\ \sigma_5 = \tau_{yz} \\ \sigma_6 = \tau_{xz} \end{vmatrix}$$

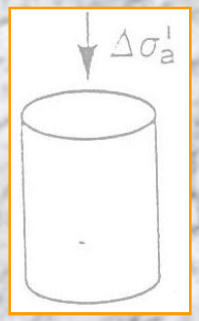
La determinazione dei 5 parametri indipendenti avviene mediante:

- **UNIAXIAL COMPRESSION**

$\sigma_r = 0$

$E\varepsilon_3 = \sigma_a/U_a$

$\nu_{hv} = -U_l/U_a$

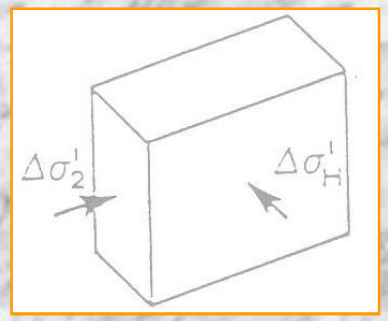


- **PLANE STRAIN EXTENSION**

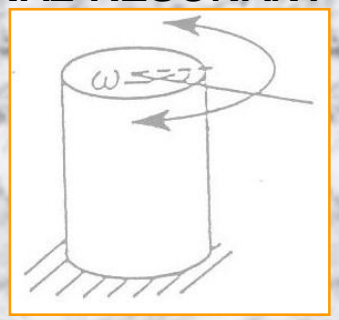
$\sigma_V = 0$; $U_2 = 0$

$E\varepsilon_h = (\sigma_h/U_h) - [(\sigma_2/U_h) * \nu_{hh}]$

$\nu_{hh} = \sigma_2/\sigma_h$



- **TORSIONAL-RESONANT COLUMN**



$G_{hv} = f(\gamma_n)$

In alternativa è possibile utilizzare le **tecniche sismiche in laboratorio**; è relativamente facile determinare quattro delle caratteristiche elastiche già discusse dalla conoscenza della velocità di propagazione di onde di taglio e di compressione che si propagano lungo le direzioni principali.

RIGIDEZZA	OTTENUTE DA
Gvh	onde di taglio polarizzate nel piano verticale
Ghh	onde di taglio polarizzate nel piano orizzontale
Ev	onde di compressione in direzione verticale
Eh	onde di compressione in direzione orizzontale

Per cui misurate le velocità di propagazione, si possono individuare i quattro parametri al lato riportati:

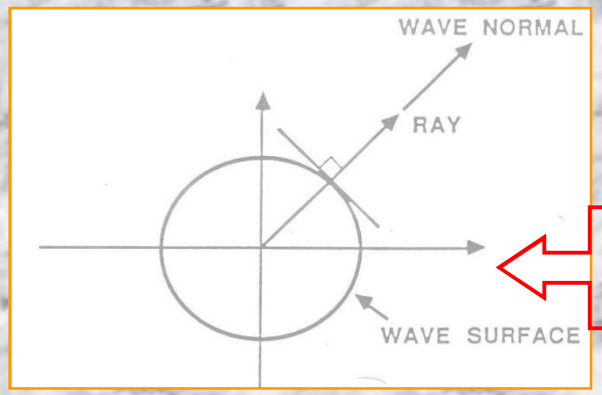
$$G_{vh} = \rho(Vsh,90)^2$$
$$G_{hh} = \rho(Vsh,0)^2$$
$$E_v = \rho(Vp,90)^2$$
$$E_h = \rho(Vp,0)^2$$

White (1965)

La determinazione di tale parametro risulta laboriosa e soggetta ad un certo grado di indeterminazione. Occorre disporre di una misura di propagazione in direzione obliqua seguendo la procedura presentata da Lee e Stokoe (1985)

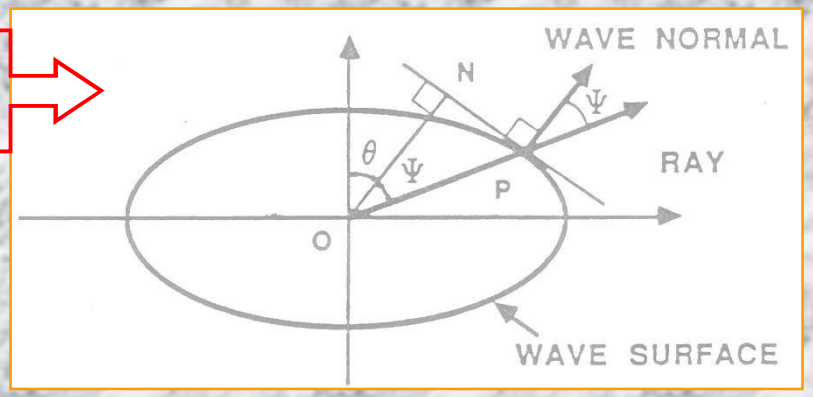
Limitazioni della metodologia:

- In un mezzo anisotropo la velocità misurata (v raggio) coincide con la velocità di propagazione del fronte dôonda solo se le direzioni di propagazione sono direzioni principali. Negli altri casi sono differenze difficilmente valutabili.
- Questa metodologia non da alcuna informazione per livelli di deformazione superiore al limite elastico



Anisotropic full space

Isotropic full space



ray velocity = wave velocity

ray velocity = (wave velocity/cosγ)

Il termine **discontinuità** è del tutto generico ed indica semplicemente un interruzione nella continuità della roccia intatta; nel termine non vi è quindi nessun accenno al meccanismo genetico della frattura, che può essere sia di natura primaria (stratificazione,etc.) che secondaria (discontinuità tettoniche,etc.).

Caratteristica comune dei piani di discontinuità è una trascurabile resistenza alla trazione e valori di resistenza al taglio inferiori a quelli della roccia intatta. Le caratteristiche di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso dipendono in gran parte dalle resistenze disponibili lungo i piani di discontinuità e dall'orientazione di queste nello spazio, ed ogni analisi di stabilità non può prescindere pertanto dal rilievo delle superfici di discontinuità e da un accurata descrizione delle loro caratteristiche.

Per descrivere le discontinuità sono necessari alcuni parametri:

Orientazione, Spaziatura, Continuità, Scabrezza, Resistenza delle superfici, Apertura, Riempimento, Filtrazione, Famiglie di discontinuità, Dimensione dei blocchi.

- L'**orientazione** (giacitura) descrive la posizione delle discontinuità nello spazio all'interno dell'ammasso roccioso ed è descritta dalla direzione di immersione (azimut o dip direction) e dall'inclinazione (dip) della linea di massima pendenza del piano della discontinuità. L'immersione rappresenta l'angolo misurato sul piano orizzontale che la proiezione della retta di massima pendenza della discontinuità forma con il Nord geografico. L'inclinazione, invece, rappresenta l'angolo misurato sul piano verticale che la retta di massima pendenza della discontinuità forma con il piano orizzontale

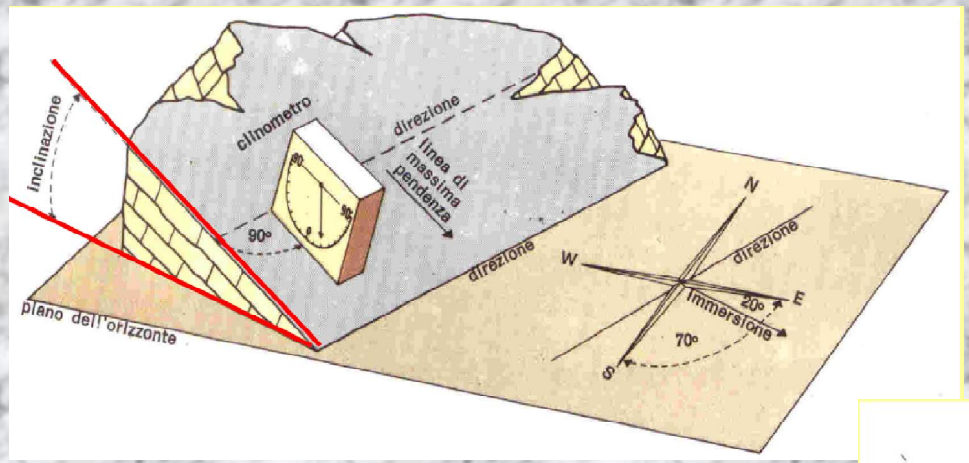


Fig 1

Fig 2

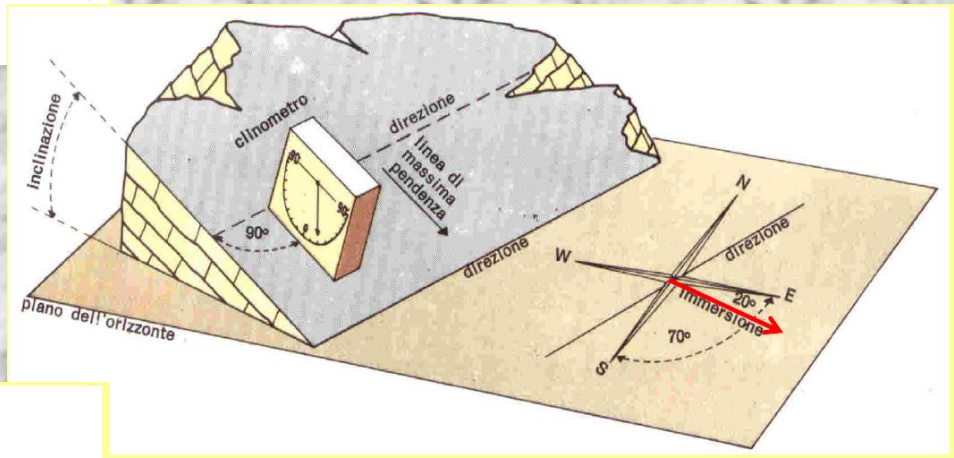


Fig 1,2,3: Posizione nello spazio di una discontinuità

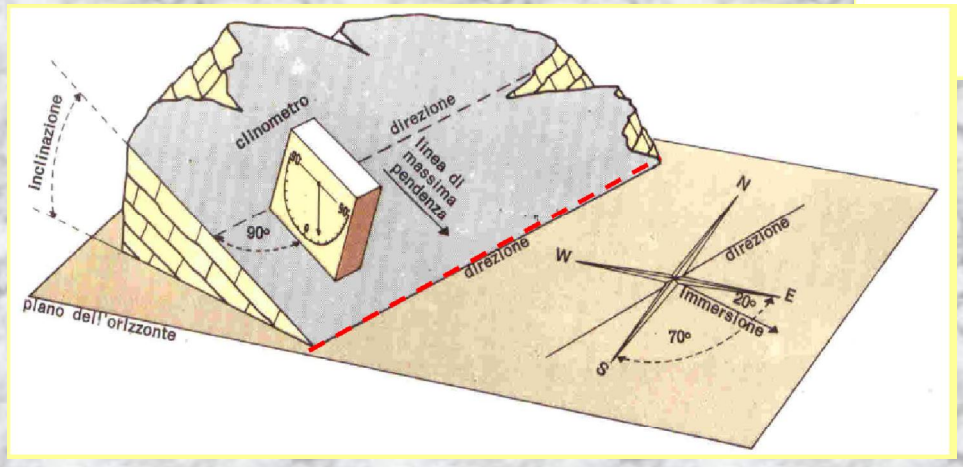


Fig 3

La spaziatura indica la distanza tra discontinuità adiacenti, misurata in direzione ortogonale alle discontinuità stesse. Spesso però ci si riferisce alla spaziatura media o modale di un sistema di fessure; in questo caso essa rappresenta la distanza tra due discontinuità vicine appartenenti alla stessa famiglia.

La continuità o persistenza misura la lunghezza della traccia della discontinuità osservata in un affioramento. Si può dare una misura grossolana dell'estensione areale o della profondità di penetrazione di una discontinuità. Il fatto che il piano di discontinuità termini in roccia massiccia o contro altre discontinuità, riduce la persistenza.

La scabrezza rappresenta la rugosità delle superfici affacciate di una discontinuità e l'ondulazione relativa al piano medio della discontinuità. Sia la rugosità che il suo andamento morfologico contribuiscono a determinare la resistenza di taglio. Un andamento morfologico su larga scala può anche cambiare localmente l'inclinazione.

La resistenza delle pareti equivale alla resistenza a compressione dei lembi affacciati di una discontinuità. Può essere minore della resistenza della roccia intatta per lôesposizione agli agenti atmosferici o per lôalterazione delle pareti. Costituisce una componente rilevante della resistenza di taglio se le pareti sono a contatto.

Lôapertura misura la distanza tra i lembi affacciati di una discontinuità in cui lo spazio interposto è riempito da aria o acqua.

Il riempimento individua il materiale che separa le pareti adiacenti di una discontinuità e che è di solito meno resistente della roccia primitiva.Tipici materiali di riempimento sono sabbia, limo, argilla, breccia più o meno fine.

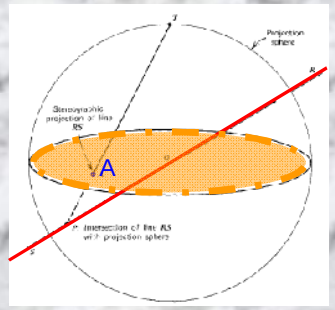
La filtrazione corrisponde ad un flusso dôacqua e ad un abbondante umidità, visibile nelle singole discontinuità o nella massa rocciosa nel suo insieme.

Il numero di sistemi di discontinuità definisce lôinsieme delle famiglie presenti: tra le discontinuità ci possono essere uno o più gruppi di piani con giacitura simile che vengono rappresentati con un solo piano significativo definito dalla famiglia a cui appartengono.

La dimensione dei blocchi rocciosi risulta dalla reciproca orientazione dei sistemi di fratture che si intersecano e dalla spaziatura dei singoli sistemi. Discontinuità singolari possono ulteriormente influenzare il volume roccioso unitario e la sua forma.

La loro rappresentazione deve essere tradotta dalle tre dimensioni dello spazio alle due dimensioni del piano, senza perdere informazioni, ma favorendo la comprensione della distribuzione allôinterno dellôammasso roccioso.

Metodi di rappresentazione della discontinuità nel piano:

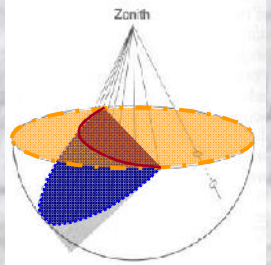


Å **Il diagramma polare**

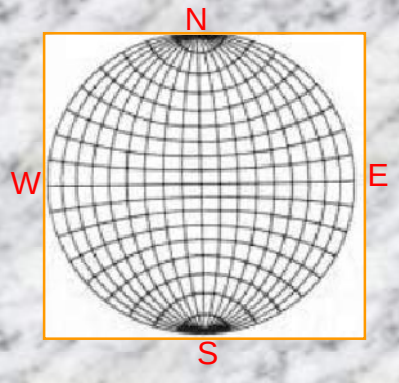
Å **La proiezione stereografica**

Piani e linee vengono rappresentati rispetto ad una sfera di riferimento.

Le linee ed i piani rappresentati devono essere immaginati come passanti per il centro ed intersecanti lôemisfero inferiore: le linee intersecano lôemisfero inferiore come punti, i piani come semicerchi. La proiezione degli elementi viene fatta assumendo come punto di vista lo zenith e come piano di proiezione il piano equatoriale.



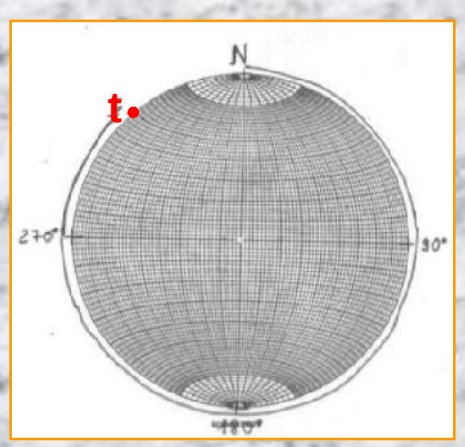
In pratica la proiezione stereografica di piani e di linee viene realizzata mediante l'uso di reticoli stereografici o stereonets.



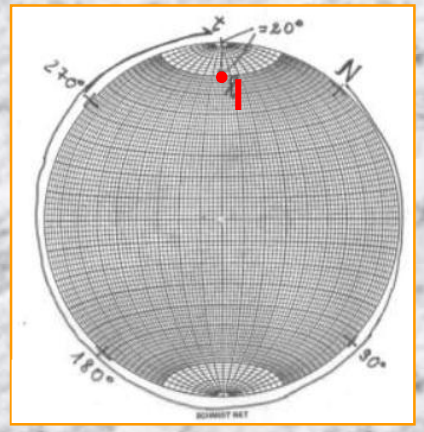
Combinazione di grandi e piccoli cerchi → **Stereonet di Wulff**

Si vuole ad esempio proiettare sul reticolo una linea orientata 318/20 (N42°W/20°NW):

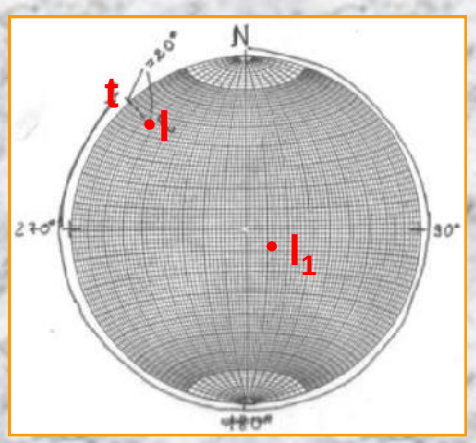
1. Si segna sulla primitiva il punto corrispondente a 318°, misurato in senso orario a partire dal Nord e si marca con un **t** (trend) il punto corrispondente



2. Si fa coincidere il punto (**t**) con il nord del reticolo,tramite una rotazione ausiliaria della sfera di proiezione; si contano sull'asse 20° N-S, e si segna il punto corrispondente (**l**)

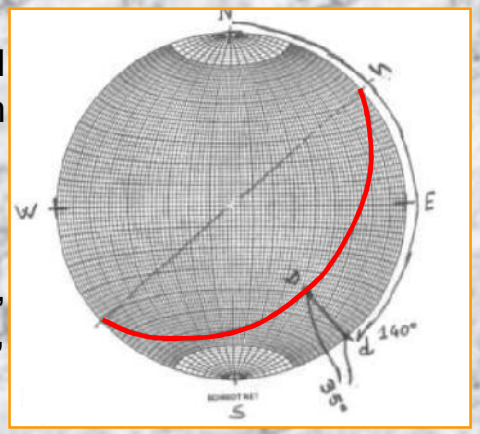


3. Si riporta il lucido nella posizione originaria

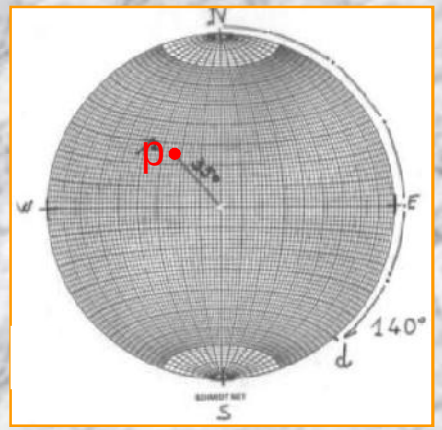


Osservando la posizione del punto **l**, che rappresenta la proiezione stereografica della linea considerata, si vede come sia prossimo al perimetro del reticolo e nel quadrante NW. Proiettiamo adesso una linea $\mathbf{l_1}$ con giacitura 120/75. Si nota che la proiezione di linee molto inclinate si trova vicino al centro del reticolo, mentre quelle poco inclinate si trovano vicino al bordo del reticolo stesso.

Se invece si vuole proiettare sul reticolo un **piano orientato 140/35**, il procedimento è similare e si otterrà la semicirconferenza rappresentata in figura adiacente.



La proiezione stereografica dôun piano corrisponde ad un grande cerchio, che interseca il reticolo secondo una traccia tanto più vicina alla primitiva, quanto più il piano è vicino allôrizzontale.



In alcuni casi è conveniente rappresentare anche lôorientamento del piano come un punto → **proiezione polare di un piano.**

La **resistenza al taglio delle discontinuità** è determinabile con prove di taglio in situ o in laboratorio, oppure può essere stimata con metodi empirici che si basano sul rilevamento geomeccanico delle famiglie di discontinuità presenti nellôammasso.

Prova di taglio in laboratorio:

Å <u>Prova di taglio diretto</u>: permette di misurare la resistenza al taglio diretto di picco e residua in funzione della tensione normale al piano di taglio. La tensione normale e la tensione di taglio vengono calcolate come segue:

$$\mathring{u}_n = P_n/A \qquad \acute{U} = P_s/A$$

dove P_n è la forza normale totale e P_s è la forza di taglio totale.

Prova in situ:

Å <u>Prova in situ a taglio diretto</u>: La tensione normale e la tensione di taglio vengono calcolate come segue:

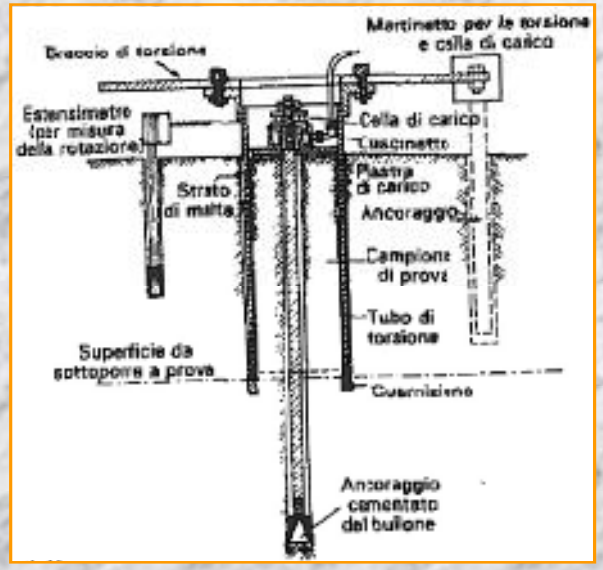
$$\mathring{u}_n = P_n/A = (P_{na} + P_n)/A \qquad \acute{U} = P_s/A = (P_n \cos \check{U})/A$$

dove P_{na} è la forza normale applicata e P_s è la forza di taglio applicata e ***Ŭ*** è lôangolo di inclinazione della forza di taglio applicata rispetto al piano di taglio.

Å <u>Prova in situ a taglio torsionale:</u> Questa prova permette di misurare la resistenza al taglio della base di una carota di roccia che viene fatta ruotare nel suo foro di perforazione. I carichi normali sono calcolati tramite la ñcurva di calibrazioneò della cella di carico e convertiti in tensioni normali $\mathring{u}_n$ usando lôequazione:

$$\mathring{u}_n = (4P_n)/[´ (D^2-d^2)]$$

Dove P_n è il carico normale applicato, D il diametro esterno del campione di prova e d quello interno. Mentre le resistenze al taglio Űcorrispondenti alle fasi di picco e residua possono essere calcolate usando la seguente equazione:



$$\acute{U} = (0.5TD)/J$$

per roccia resistente ed elastica $J = [´ (D^4-d^4)]/32$

T torsione totale.

Comportamento delle discontinuità

Sottoponendo a scorrimenti una discontinuità in roccia, si osserva che il suo comportamento al taglio è funzione delle caratteristiche delle superfici (rugosità e resistenza intrinseca) e del livello di sollecitazione normale.

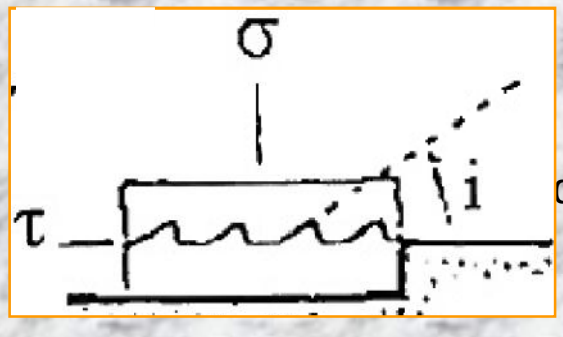
Esiste quindi una relazione tra lôinclinazione delle asperità e la resistenza di picco; in altri termini si può affermare che la resistenza al taglio sia governata dalle irregolarità aventi pendenza maggiore. Sulla base di quanto riportato si può quindi affermare che per la caratterizzazione al taglio di un giunto di roccia sia indispensabile conoscerne:

- ÅIl grado di asperità della superficie
- ÅLa resistenza delle pareti
- ÅLa resistenza al taglio della matrice rocciosa

I *criteri empirici* più noti sono:

- **Il criterio di Mohr Coulomb**
- **Il criterio di Patton**: propone un modello di rottura nel piano ů-Ű basato sullôinfluenza della rugosità della discontinuità;
- **Il criterio di Ladany e Archambault**
- **Il criterio di Barton e Choubey**: è un criterio empirico che tiene conto della rugosità, della discontinuità e della resistenza di parete.

Facendo lôequilibrio di un giunto con profilo regolare a dente di sega, sottoposto ad una forza T parallela al piano del giunto ed una N perpendicolare e considerando un angolo di attrito ű lungo la superficie di contatto di ogni singolo dente, si giunge alla seguente espressione:



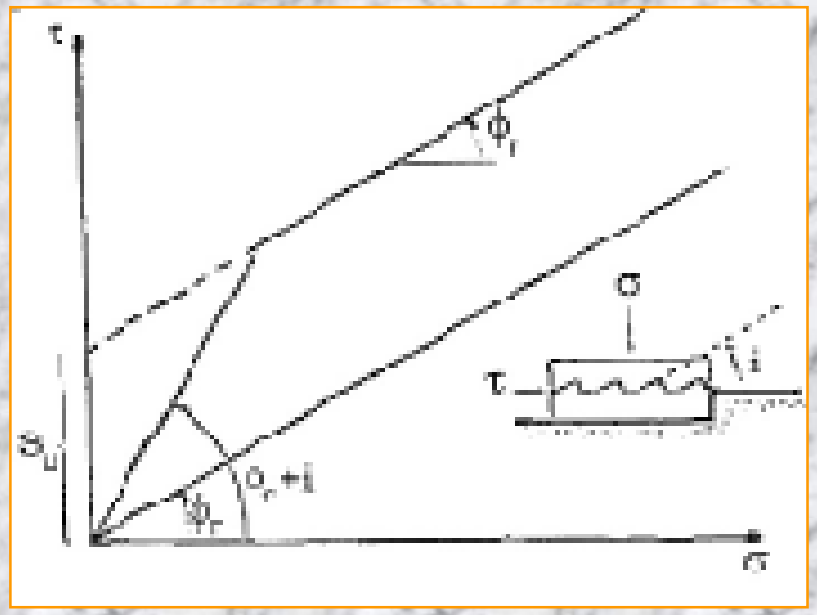
T= N tg(ű+i)

dove i rappresenta lôinclinazione dei denti rispetto al piano orizzontale.

Per basse tensioni normali tale legge è confermata, mentre per alte tensioni esiste una diminuzione della pendenza dellôinviluppo di rottura, che Patton ha interpretato con un cambiamento del modo di collasso del giunto: la legge lineare prima descritta vale fino ad un livello tale di tensione normale da permettere ai denti di conservarsi intatti; oltre tale valore le asperità vengono distrutte, pertanto la resistenza diventa indipendente dalla loro inclinazione iniziale (lôinclinazione del tratto è pari allôangolo di attrito residuo ű$_r$).

Inutilizzazione del Criterio di Patton:

1. Impossibilità dôindividuare un valore rappresentativo dellôangolo di inclinazione *i* delle asperità dôun giunto naturale.
2. Lôangolo *i* dipende anche dallo sforzo normale applicato: un incremento di sforzo normale tende a danneggiare le asperità e riduce di conseguenza il valore di *i*



Il Criterio di Barton & Choubey (deriva da Mohr-Coulomb)

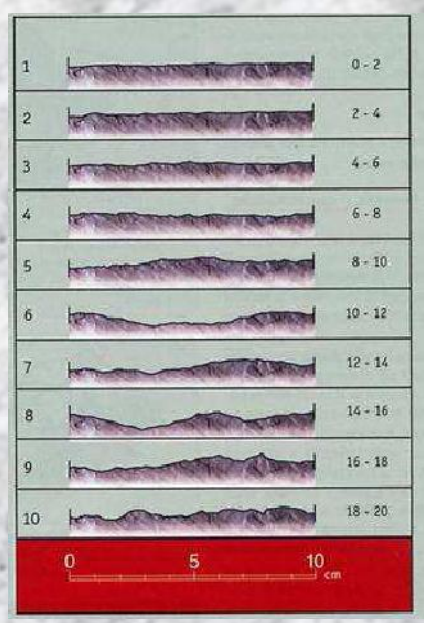
Conoscendo l'inviluppo curvo che descrive la relazione $\tau - u_h$ e approfondendo l'equazione di Patton; Barton e Choubey ricavarono sperimentalmente una correlazione tra l'angolo di deviazione *i* e lo sforzo normale:

Resistenza al taglio di picco

$$\tau_p = \sigma_p \, tg\left[JRC \cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \varphi_b\right]$$

Resistenza al taglio di picco

Tensione normale agente



Joint Roughness Coefficient: coefficiente che rappresenta la rugosità del giunto, determinabile mediante:

$$JRC = \frac{\tan^{-1}\left(\frac{\tau}{\sigma}\right) - \phi_b}{\log\frac{\sigma_c}{\sigma}}$$

a) Prove di scorrimento

b) Analisi a posteriori delle prove di taglio in laboratorio

c) Confronto diretto tra la configurazione della superficie del giunto ed una serie di profili standard ad ognuno dei quali è associato un valore del parametro JRC, variabile tra 0 e 20 → pettine di Barton

JCS Joint wall Compressive Streght: resistenza a compressione delle pareti del giunto; viene misurata impiegando lo sclerometro di Schmidt

$$\log(JCS) = 8.8 \times 10^{-4} \cdot \gamma \cdot R + 1.01$$ (eq. di Miller)

- ū $_b$ = angolo di attrito di base si ottiene da prove di taglio effettuate su superfici di roccia piane, levigate, sabbiate artificialmente e non alterate. Per lôanalisi di <u>discontinuità naturali</u> lôangolo ū $_b$ viene sostituito con lôangolo ū $_r$, definito come angolo di attrito residuo (ū r Òū b):

$$\varphi_r = \left(\varphi_b - 20^\circ\right) + 20\left(\frac{r}{R}\right)$$

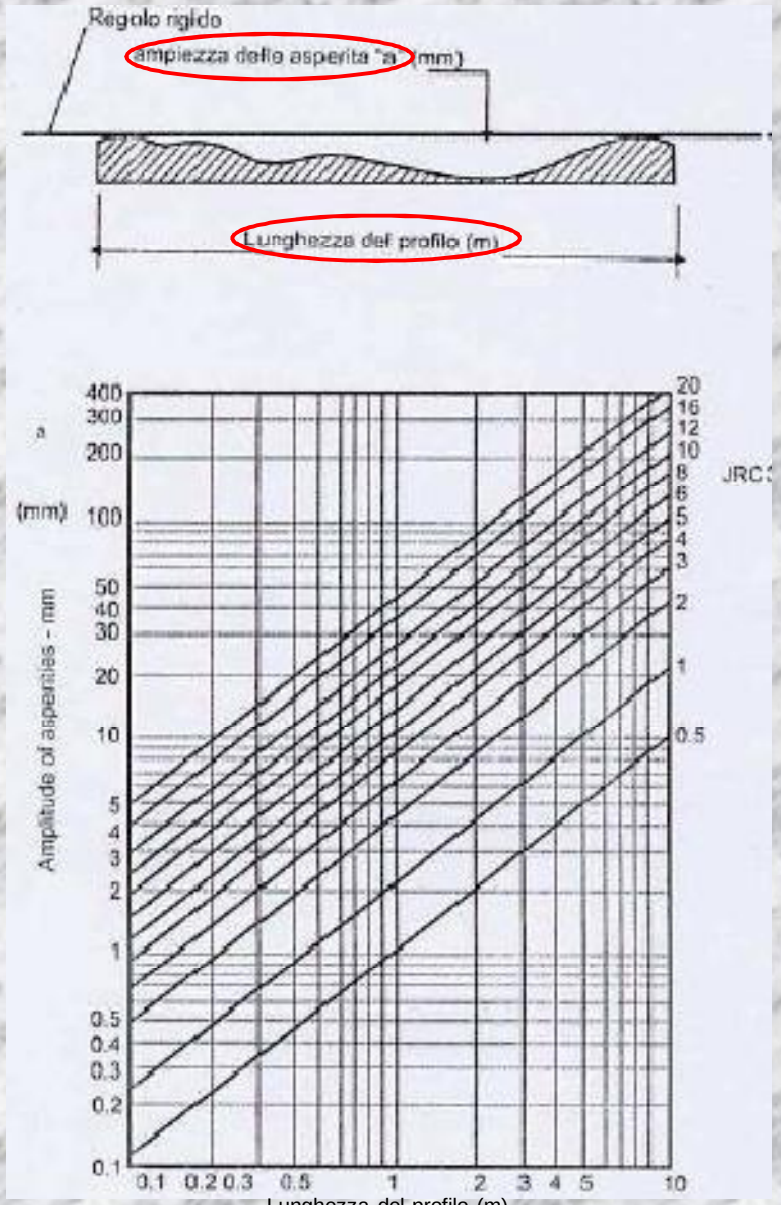
Dove R sono i rimbalzi del martello di Schmidt su superficie liscia, inalterata ed asciutta ed r sono i rimbalzi sulla superficie in esame.

- Se ů=0 → $\left[\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right] = \infty$ → il valore massimo sotto parentesi ~70°

- Se JCS/ů=1 il termine [JRC log(JCS/ů)]= 0 → **Ű= ů tanű**

Osservazioni sull'angolo di attrito di base $\bar{u}_b$ e su JRC

ROCCIA	ϕ_b PER GIUNTO ASCIUTTO (°)	ϕ_b PER GIUNTO UMIDO (°)
Conglomerato	35	35
Arenaria	26 – 35	25 – 33
Arenaria flyschoide	27 – 30	
Calcare	31 – 37	27 – 35
Calcare microcristallino	37 – 41	–
Marna	28 – 31	–
Marna scagliosa	31 – 33	27 – 31
Siltite	31 – 33	27 – 31
Argillite	27	27
Basalto	35 – 38	31 – 36
Granito a grana fine	31 – 35	29 – 31
Granito a grana grossa	31 – 35	31 – 33
Porfirite	31	31
Dolerite	36	32
Anfibolite	32	30
Gneiss	26 – 29	23 – 26
Calcescisti	29 – 33	–
Argilloscisti	26 – 30	–
Scisti	25 – 30	21



Su misure ampie (2-10m) nota *a* e *l* si può utilizzare il monogramma al lato e determinare in prima approssimazione JRC:

a/L %	
> 2	Giunti curvi
1 ÷ 2	Giunti ondulati
< 1	Giunti piani

Date le scarse dimensioni su cui vengono misurati JCS (puntuale in campagna) e JRC (10cm laboratorio per prove di taglio, 10-20 cm in campagna con l'uso del pettine), per un corretto utilizzo della legge di Barton i parametri devono essere corretti per le dimensioni effettive di riferimento. Barton usa comparazioni fra JRC misurato con il pettine da 20cm e il JRC effettivo l'una discontinuità lunga 100 cm:

JRC (su 20 cm)	JRC (su 100 cm)	RUGOSITÀ A GRANDE SCALA
20	11	A scalini
14	9	
11	8	
14	9	Ondulata
11	8	
7	6	
2,5	2.3	Planare
1	0.9	
0,5	0.4	

Barton e Bandis hanno successivamente dimostrato che sia JRC che JCS sono fortemente dipendenti dall'effetto scala ed hanno proposto di correggere i valori misurati con le seguenti relazioni:

$$JCS = JCS_0 (L_n/L_0)^{0.03 JCS_0}$$

$$JRC = JRC_0 (L_n/L_0)^{-0.02 JRC_0}$$

Lungh. reale della disc. in campagna

Lungh. di rif. alla scala di laboratorio

Correlazione tra i parametri di Barton e di Mohr Coulomb

Ogni metodo di analisi per il calcolo della stabilità è basato sullôutilizzo dei parametri di Mohr Coulomb; ma volendo studiare la stabilità a partire da Barton è necessario introdurre il concetto di **coesione istantanea** e di **angolo di attrito istantaneo** riferiti ad un valore di tensione normale, e cioè ai valori di *c* e ű nel punto di tangenza sulla retta di inviluppo curvilinea di Barton corrispondenti al valore di ů agente.

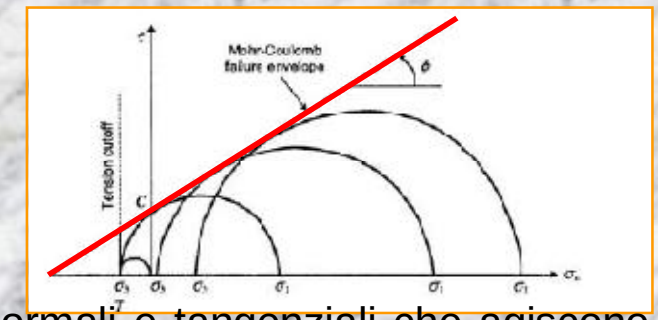
Per cui la resistenza al taglio: $\tau_p = \sigma_p \, tg\left[JRC \cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \varphi_b\right]$

Quindi si valuta lôangolo di attrito istantaneo dalla: **ű=tg^{-1}(ŭŰŭů)**

e: **c = Ű- ůtg ű**

Gli approcci più utilizzati per descrivere il campo tensionale a rottura sono:

- **Il criterio di rottura di Mohr-Coulomb**
- **Il criterio di rottura di Hoek-Brown**

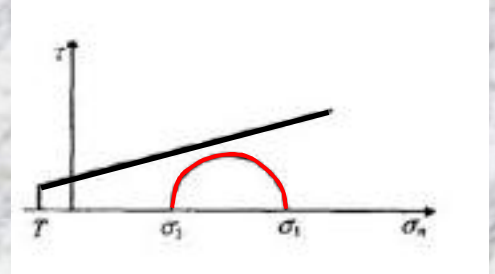


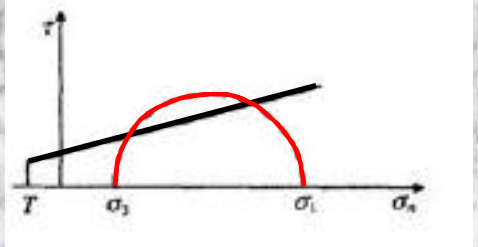
Tale criterio esprime la relazione tra gli sforzi normali e tangenziali che agiscono al momento della rottura attraverso una funzione lineare tra i parametri di resistenza al taglio del materiale, coesione c e angolo di resistenza al taglio ű:

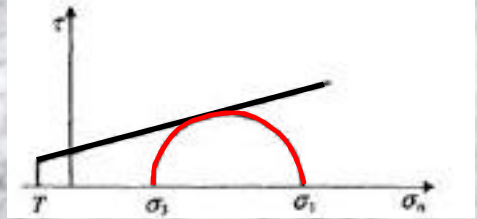
$$\text{Ű} = c + \text{ů}_n \, \text{tg}\text{ű}$$

La funzione viene individuata attraverso un inviluppo rettilineo degli stati di sforzo a rottura rappresentati nel piano ů-Úo in funzione degli sforzi principali ů_1-ů_3

Il criterio noto lôinviluppo di rottura e lo stato tensionale dellôammasso permette di definire le varie condizioni di sicurezza dellôammasso stesso:







In termini di resistenza a compressione monoassiale ů$_c$ e di tensioni principali ů$_1$ e ů$_3$ il criterio di rottura può essere espresso dalle seguenti relazioni:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_c + q\sigma_3 \\ q = (1 + sen\varphi)/(1 - sen\varphi) \\ \sigma_c = 2c\sqrt{q} \end{cases}$$

Pur essendo tale criterio largamente utilizzato nella pratica geotecnica, lo stesso *non* si rivela soddisfacente nel caso dû un ammasso roccioso in quanto:

- Il criterio presuppone che una frattura di taglio primaria si sviluppi al raggiungimento della resistenza di picco, situazione non sempre dimostrata
- Il piano di taglio si sviluppa in una direzione non sempre in accordo con le evidenze sperimentali
- Lû inviluppo di rottura non è lineare se non per limitati valori della ů$_n$ e della ů$_3$
- Necessita di prove triassiali per la determinazione del corretto inviluppo

Il **criterio empirico di Hoek-Brown** è basato sostanzialmente sulle tensioni principali a rottura; l'equazione sviluppata diventa:

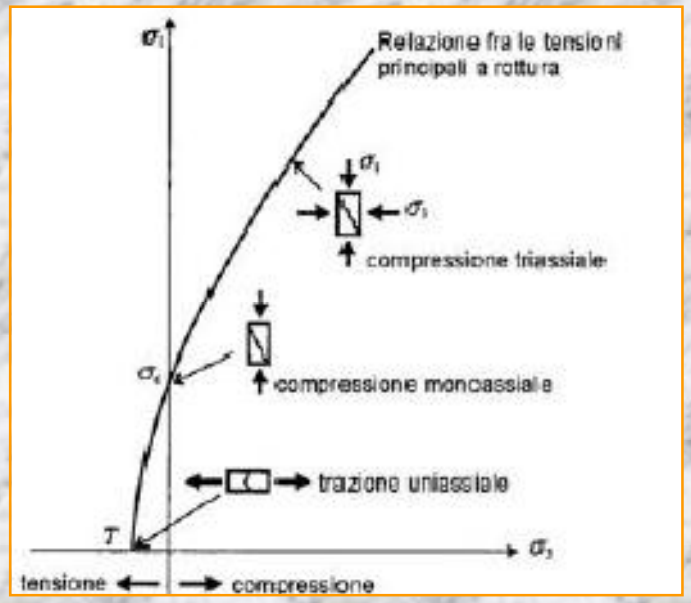
$$\mathbf{\mathring{u}_1 = \mathring{u}_3 + (m_i \mathring{u}_c \mathring{u}_3 + \mathring{u}_c)^{0.5}}$$

dove $\mathring{u}_1$ e $\mathring{u}_3$ sono le tensioni principali maggiore e minore a rottura e $\mathring{u}_c$ la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta.

Per l'ammasso roccioso:

$$\mathbf{\mathring{u}_1 = \mathring{u}_3 + (m_b \mathring{u}_c \mathring{u}_3 + s \mathring{u}_c^2)^a}$$

[Per le rocce intatte m_b diviene m_i, s=1 e a=0.5]



Materiale matrice rocciosa

RMR-Q

Hoek-Brown Failure Criterion $\sigma_1/\sigma_c = \sigma_3/\sigma_c + (m_b \sigma_3/\sigma_c + s)^{0.5}$	Carbonate rocks with well developed crystal cleavage *(dolomite, limestone, marble)*	Lithified argillaceous rocks *(mudstone, siltstone, shale, slate) (normal to cleavage)*	Arenaceous rocks with strong crystals and poorly developed crystal cleavage *(sandstone, quartzite)*	Fine grained polyminerallic igneous crystalline rocks *(andesite, dolerite, basalt, rhyolite)*	Coarse grained polyminerallic igneous and metamorphic crystalline rocks *(gabbro, gneiss, granit, diorite)*
Intact rock material *Laboratory size specimens free from joints* RMR = 100 ,Q = 500	$m_i = 7.0$ $s = 1.0$	$m_i = 10.0$ $s = 1.0$	$m_i = 15.0$ $s = 1.0$	$m_i = 17.0$ $s = 1.0$	$m_i = 25.0$ $s = 1.0$
Very good quality rock mass *Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints spaced at 3 m* RMR = 85, Q = 100	$m_b = 3.5$ $s = 0.1$	$m_b = 5.0$ $s = 0.1$	$m_b = 7.5$ $s = 0.1$	$m_b = 8.5$ $s = 0.1$	$m_b = 12.5$ $s = 0.1$
Good quality rock mass *Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints spaced at 1 to 3 m* RMR = 65, Q = 10	$m_b = 0.7$ $s = 0.004$	$m_b = 1.0$ $s = 0.004$	$m_b = 1.5$ $s = 0.004$	$m_b = 1.7$ $s = 0.004$	$m_b = 2.5$ $s = 0.004$
Fair quality rock mass *Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1 m* RMR = 44, Q = 1.0	$m_b = 0.14$ $s = 0.0001$	$m_b = 0.20$ $s = 0.0001$	$m_b = 0.30$ $s = 0.0001$	$m_b = 0.34$ $s = 0.0001$	$m_b = 0.50$ $s = 0.0001$
Poor quality rock mass *Numerous weathered joints spaced at 30 to 500 mm with some gouge – clean waste rock* RMR = 23, Q = 0.1	$m_b = 0.04$ $s = 0.00001$	$m_b = 0.05$ $s = 0.00001$	$m_b = 0.08$ $s = 0.00001$	$m_b = 0.09$ $s = 0.00001$	$m_b = 0.13$ $s = 0.00001$
Very poor quality rock mass *Numerous heavily weathered joints spaced at <30 mm with gouge – waste with fines* RMR = 3, Q = 0.01	$m_b = 0.007$ $s = 0$	$m_b = 0.01$ $s = 0$	$m_b = 0.015$ $s = 0$	$m_b = 0.017$ $s = 0$	$m_b = 0.025$ $s = 0$

Valori del parametro m_i della roccia intatta

Rock Type		Rock Name and m_i Values			
Igneous	Intrusive	Granite 32±3 Granodiorite 29±3	Diorite 25±5 Dolerite (16±5)	Gabbro 27±3 Norite 22±5	Peridotite (25±5)
	Extrusive	Rhyolite (16±5)	Andesite 25±5	Basalt (16±5) Diabase (16±5)	Porphyries (20±5)
	Volcanic		Agglomerate (19±3)	Tuff (13±5)	
Sedimentary	Clastic	Conglomerate (4±18) Breccia (4±16)	Sandstone 17±4	Siltstone 7±2 Marls (7±2)	Mudstone 4±2 Shale (6±2)
	Carbonate	Crystalline limestone (12±3)	Sparitic limestone (10±2)	Micritic limestone (9±2)	Dolomite (9±3)
	Chemical		Gypsum 8±2	Anhydrite 12±2	
	Organic			Coal (8±12)	Chalk 7±2
Metamorphic	Foliated	Gneiss 28±5	Schist 12±3	Phyllites (7±3)	Slate 7±4
	Slightly Foliated	Migmatite (29±3)	Amphibolite 26±6		
	Non Foliated	Quartzite 20±3	Meta-sandstone (19 ±3)	Hornfels (19±4)	Marble 9±3

m_i di Hoek → m_i misurato

LITOTIPO	m_i (Hoek)	m_i (MEDIO MISURATO)
Granito	32 ± 3	25,3 ± 9
Calcare	12 ± 3	11,2 ± 9
Dolomia	9 ± 3	11,4 ± 4
Arenaria	17 ± 4	16,0 ± 9
Marmo	9 ± 3	8,0 ± 3
Quarzite	20 ± 3	18,2 ± 7
Calcare cristallino	12 ± 3	9,5
Calcare cristallino	12 ± 3	16,5
Calcare micritico	8 ± 3	14,0
Calcare brecciato	20 ± 2	18,8
Arenaria	17 ± 4	10,4
Arenaria	17 ± 4	18,2
Arenaria	17 ± 4	14,7
Arenaria	17 ± 4	8,3
Marmo	9 ± 3	10,4
Marmo	9 ± 3	9,4
Argilloscisto	6 ± 2	7,5
Argilloscisto	6 ± 2	5,5
Scisto	10 ± 3	14,0

Noto m_i della roccia intatta e il GSI, si determina il modulo m_b per l'ammasso roccioso: $m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$ [nel nostro caso D=1]

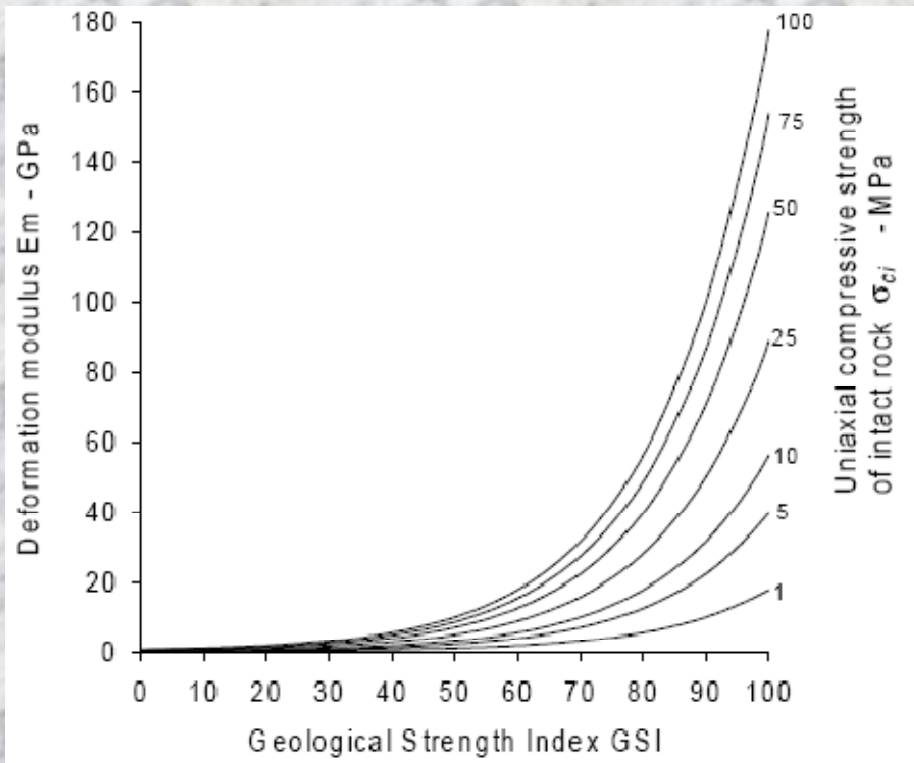
$$GSI > 25: \begin{cases} s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \\ a = 0.5 \end{cases}$$

$$GSI < 25: \begin{cases} s = 0 \\ a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \end{cases}$$

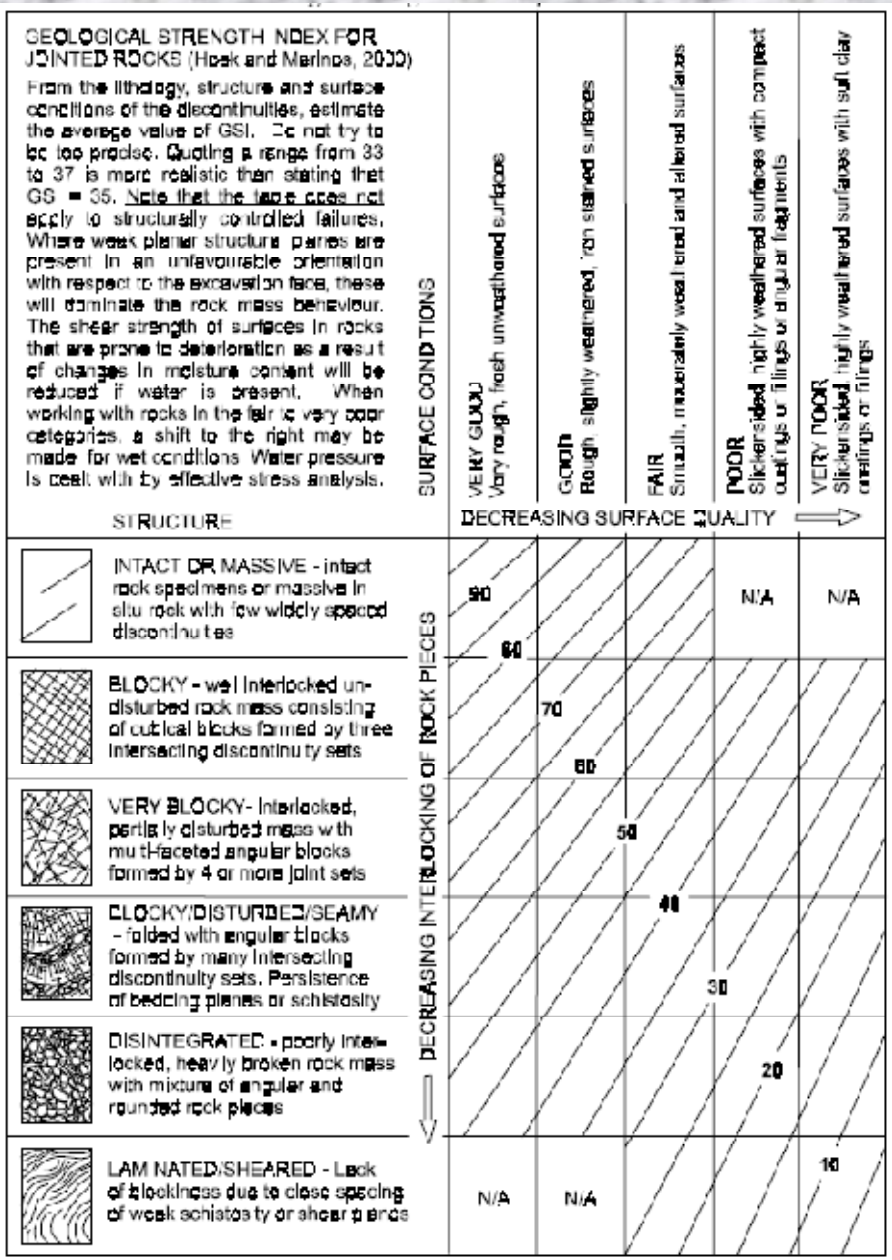
when $\sigma_3 = 0$: $\sigma_1 = s^a \sigma_{ci}$

e $\mathring{u}_t = \mathring{u}_c s / m_b$

GSI = f (E_m- $\mathring{u}_c$)

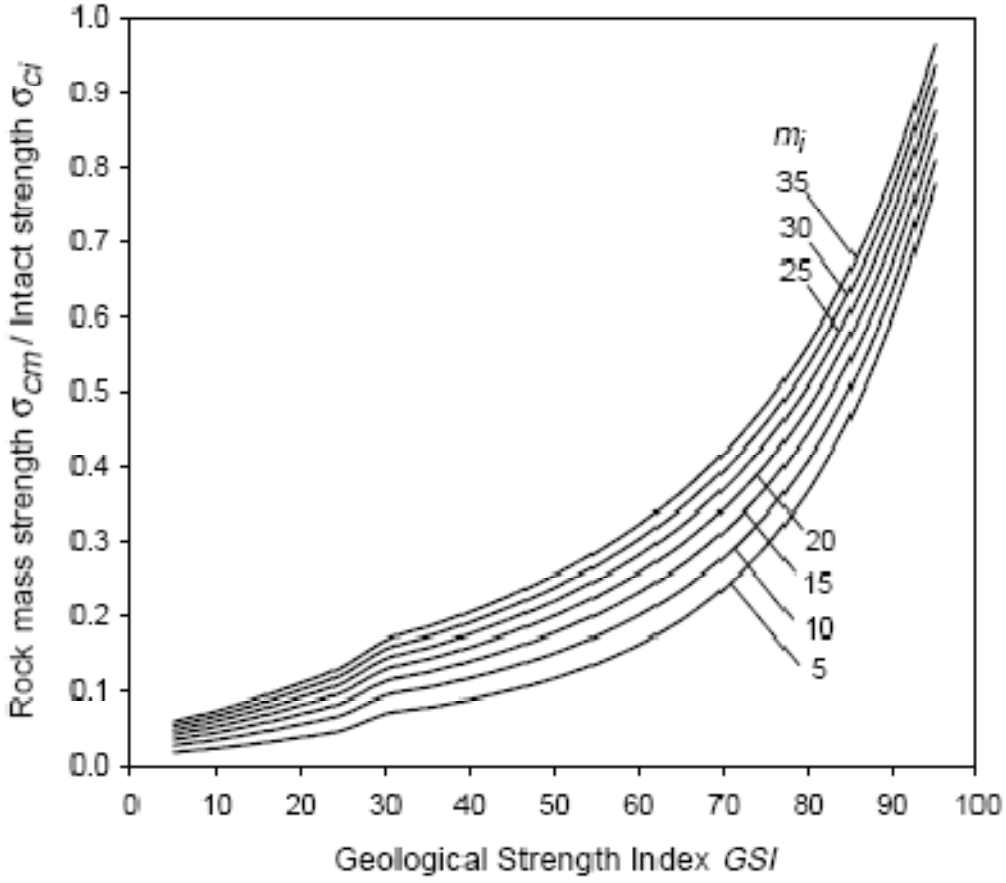


GSI = f(struttura - condizioni delle discontinuità)



GSI= RMR - 5

GSI = f(ů$_c$- ů$_m$ e m$_i$)



GSI = f(ů$_c$- ů$_m$ e m$_i$)

Figure 4. Relationship between rock mass strength σ_{cm}, intact rock strength σ_{ci}, constant m_i and the Geological Strength Index *GSI*, for depths of more than 30m.

Rock mass classes determined from GSI

GSI Value	76 – 95	56 – 75	36 – 55	21 – 35	< 20
Rock Mass Quality	Very good	Good	Fair	Poor	Very poor

Determinazione del modulo elastico dell'ammasso roccioso E_m in funzione del Rock Mass Rating:

$$E_m = 25 \log Q,$$

$$E_m = 10\,(Q\,\sigma_c/100)^{1/3}$$

$$E_m = 10^{(15 \log Q + 40)/40}$$

for $Q > 1$

$$E_m = 2\,RMR - 100,$$ for $RMR > 50$

$$E_m = 10^{(RMR-10)/40}$$ for $20 < RMR < 85$

For poor rocks:

RMR<20

$$E_m = \left(\frac{\sigma_{ci}}{100}\right)^{0.5} 10^{(GSI/40 - 0.25)}$$

Granite rock mass, with material uniaxial strength 150 MPa, mean GSI 75

From the m_i table, m_i given for granite is approximately 32.

$m_b = m_i \exp[(GSI - 100)/28] = 13.1$

$s = \exp[(GSI - 100)/9] = 0.062$

$GSI > 25$, $a = 0.5$

The Hoek-Brown equation for the granite rock mass is,

$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_b \sigma_3 \sigma_{ci} + s \sigma_{ci}^2)^a$

$\sigma_1 = \sigma_3 + (1956 \sigma_3 + 1395)^{0.5}$

Uniaxial compressive strength of the rock mass is, when $\sigma_3 = 0$,

$\sigma_{cm} = 1395^{0.5} = 37.3$ MPa

Determinazione di **ϕ** e **c** utilizzando il criterio di Hoek-Brown e linearizzandolo in funz. di Mohr Coulomb

Input:		10	MPa		10			30	
	Depth of failure surface or tunnel below slope =				25	m	Unit wt. =	0.027	MN/m3
Output:	stress =	0.68	MPa	mb =	0.82		s =	0.0004	
	a =	0.5		sigtm =	-0.0051	MPa	A =	0.4516	
	B =	0.7104		k =	3.95		phi =	36.58	degrees
	coh =	0.136	MPa	sigcm =	0.54	MPa	E =	1000.0	MPa
Calculation:									
									Sums
sig3	1E-10	0.10	0.19	0.29	0.39	0.48	0.58	0.68	2.70
sig1	0.20	1.01	1.47	1.84	2.18	2.48	2.77	3.04	14.99
ds1ds3	21.05	5.50	4.22	3.64	3.29	3.05	2.88	2.74	46.36
sign	0.01	0.24	0.44	0.62	0.80	0.98	1.14	1.31	5.54
tau	0.04	0.33	0.50	0.64	0.76	0.86	0.96	1.05	5.14
x	-2.84	-1.62	-1.35	-1.20	-1.09	-1.01	-0.94	-0.88	-10.94
y	-2.37	-1.48	-1.30	-1.19	-1.12	-1.06	-1.02	-0.98	-10.53
xy	6.74	2.40	1.76	1.43	1.22	1.07	0.96	0.86	16.45
xsq	8.08	2.61	1.83	1.44	1.19	1.02	0.88	0.78	17.84
sig3sig1	0.00	0.10	0.28	0.53	0.84	1.20	1.60	2.05	7
sig3sq	0.00	0.01	0.04	0.08	0.15	0.23	0.33	0.46	1
taucalc	0.04	0.32	0.49	0.63	0.76	0.87	0.97	1.07	
sig1sig3fit	0.54	0.92	1.30	1.68	2.06	2.45	2.83	3.21	
signtaufit	0.14	0.31	0.46	0.60	0.73	0.86	0.98	1.11	
Cell formulae:									
stress =	if(depth>30, sigci*0.25,depth*unitwt*0.25)								
mb =	mi*EXP((GSI-100)/28)								
s =	IF(GSI>25,EXP((GSI-100)/9),0)								
a =	IF(GSI>25,0.5,0.65-GSI/200)								
sigtm =	0.5*sigci*(mb-SQRT(mb^2+4*s))								
sig3 =	Start at 1E-10 (to avoid zero errors) and increment in 7 steps of stress/28 to stress/4								
sig1 =	sig3+sigci*(((mb*sig3)/sigci)+s)^a								
ds1ds3 =	IF(GSI>25,(1+(mb*sigci)/(2*(sig1-sig3))),1+(a*mb^a)*(sig3/sigci)^(a-1))								
sign =	sig3+(sig1-sig3)/(1+ds1ds3)								
tau =	(sign-sig3)*SQRT(ds1ds3)								
x =	LOG((sign-sigtm)/sigci)								
y =	LOG(tau/sigci)								
xy =	x*y	x sq =	x^2						
A =	acalc =	10^(sumy/8 - bcalc*sumx/8)							
B =	bcalc =	(sumxy - (sumx*sumy)/8)/(sumxsq - (sumx^2)/8)							
k =	(sumsig3sig1 - (sumsig3*sumsig1)/8)/(sumsig3sq-(sumsig3^2)/8)								
phi =	ASIN((k-1)/(k+1))*180/PI()								
coh =	sigcm/(2*SQRT(k))								
sigcm =	sumsig1/8 - k*sumsig3/8								
E =	IF(sigci>100,1000*10^((GSI-10)/40),SQRT(sigci/100)*1000*10^((GSI-10)/40))								
phit =	(ATAN(acalc*bcalc*((signt-sigtm)/sigci)^(bcalc-1)))*180/PI()								
coht =	acalc*sigci*((signt-sigtm)/sigci)^bcalc-signt*TAN(phit*PI()/180)								
sig3sig1=	sig3*sig1	sig3sq =	sig3^2						
taucalc =	acalc*sigci*((sign-sigtm)/sigci)^bcalc								
s3sifit =	sigcm+k*sig3								
sntaufit =	coh+sign*TAN(phi*PI()/180)								

$$\phi = tg^{-1}\left[AB\left(\frac{\sigma-\sigma_t}{\sigma_c}\right)^{B-1}\right] \qquad c = A\sigma_c\left(\frac{\sigma-\sigma_t}{\sigma_c}\right)^{B} - \sigma tg\phi$$

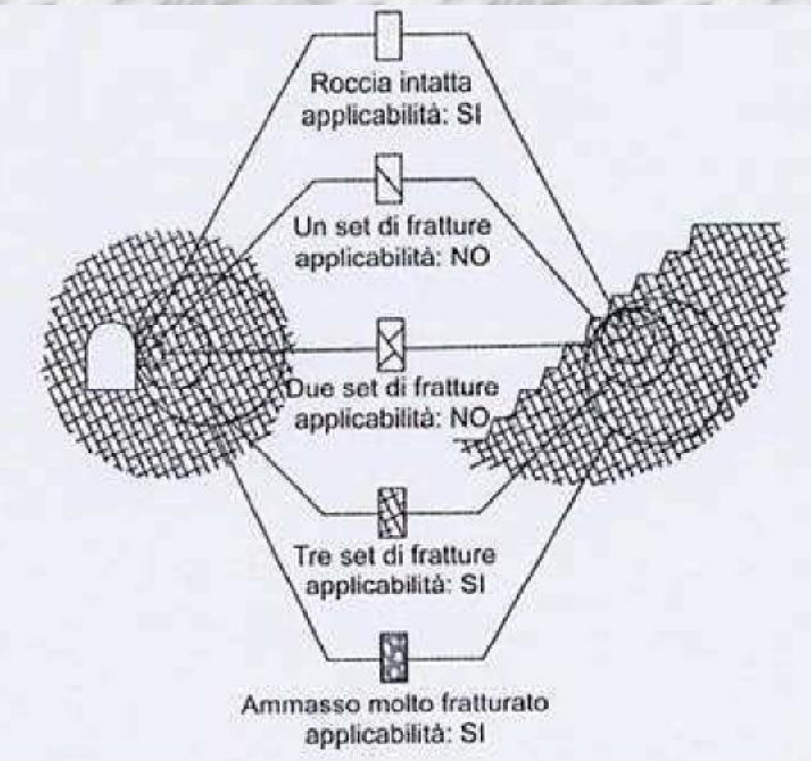
Per la risoluzione di **A** e **B** si rende necessario,simulando prove triassiali e partendo dai parametri di Hoek e Brown calcolati in precedenza, generare una seria di **8** valori di $\mathring{u}_3$ a partire da $\mathring{u}_3$= 0.0000000001 fino a 0.25$\mathring{u}_c$ ad intervalli di $\mathring{u}_c$/28, quindi calcolare, per ogni valore di $\mathring{u}_3$, il valore di $\mathring{u}_1$ dalla formula di Hoek;

Dove:
$$\begin{cases} A = 10\wedge\left(\dfrac{\Sigma y}{8} - B\dfrac{\Sigma x}{8}\right) \\ B = \dfrac{\Sigma xy - \dfrac{\Sigma x \Sigma y}{8}}{\Sigma x^2 - \dfrac{\Sigma x^2}{8}} \end{cases}$$

e
$$\begin{cases} y = \log(\tau / \sigma_c) \\ x = \log[(\sigma - \sigma_1)/\sigma_c] \end{cases}$$

con $\tau = A\sigma_C[(\sigma - \sigma_t)/\sigma_C]^B$

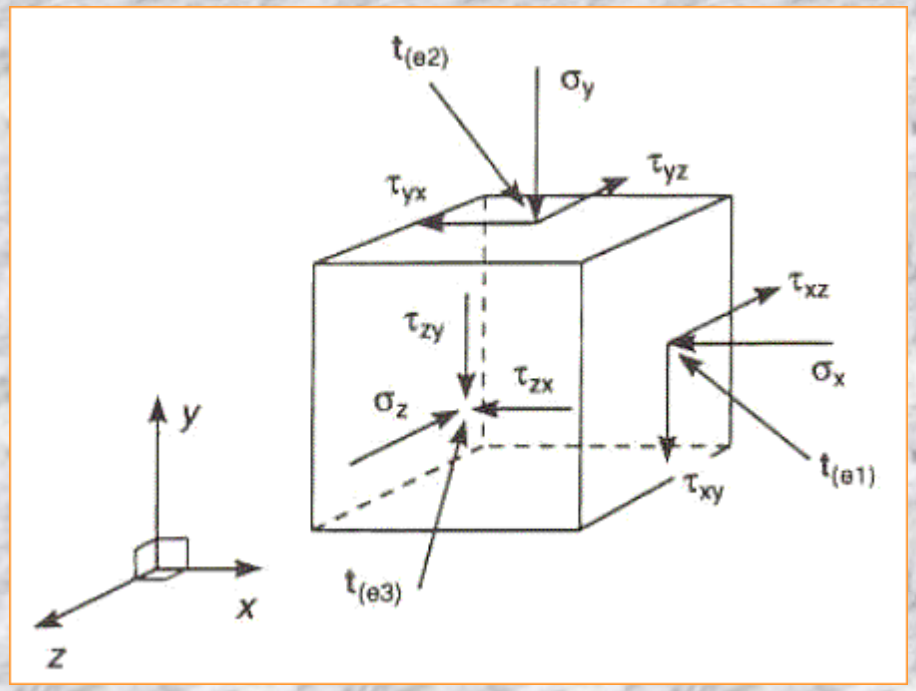
Condizioni dâapplicazione:



Il criterio di rottura di Hoek assume che il comportamento sia della roccia che dellâammasso roccioso possa essere considerato **isotropo** e quindi può essere applicato solo allorché nellâammasso roccioso vi sia un numero sufficiente di discontinuità ravvicinate, con identiche caratteristiche, e che la dimensione dei blocchi isolati dalle discontinuità sia sufficientemente piccolo relativamente alla dimensione del problema da analizzare.

Lôammasso roccioso è un corpo non continuo e non omogeneo; sottoposto a stress tende ad assumere deformazioni interpretabili secondo modelli di comportamento generalmente di tipo elasto-plastico, non facilmente riproducibili in laboratorio.

Sistema di riferimento cartesiano X,Y,Z



Å 9 componenti

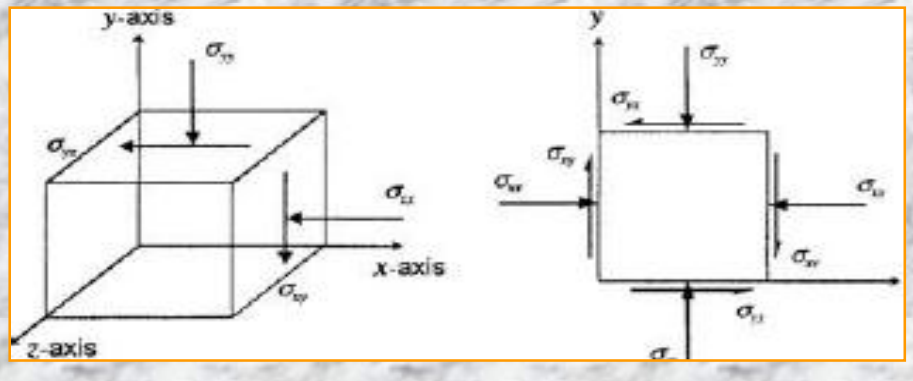
(3 dirette o normali, 6 miste o tangenziali)

Å 6 componenti indipendenti

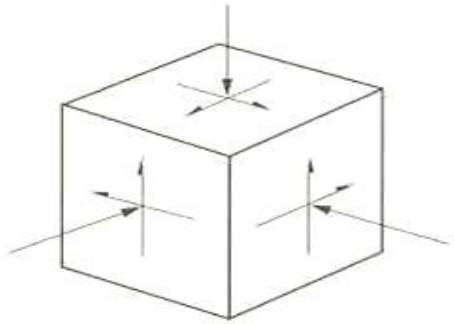
(σ_x, σ_y, σ_z, τ_{xy}, τ_{xz}, τ_{yz})

$\tau_{yx}=\tau_{xy}$, $\tau_{zx}=\tau_{xz}$, $\tau_{zy}=\tau_{yz}$

per lôequilibrio dei momenti.



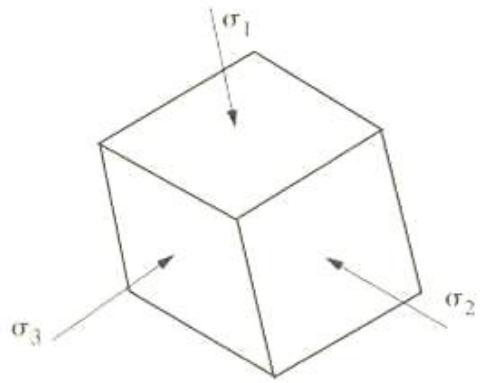
Eô possibile definire un orientamento del sistema di coordinate ortogonali nello spazio (riferimento principale: *x1,x2,x3*) rispetto al quale le 6 componenti miste del tensore degli sforzi si annullano



$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$

rappresentano il tensore degli sforzi nel riferimento principale



$$\begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

Gli ammassi rocciosi possono essere studiati in modo semplificato e classificati in relazione al loro comportamento e alle loro prestazioni, distinguendo vari campi di applicazione**. Le classificazioni geomeccaniche** furono elaborate proprio con lôobiettivo di fornire indici di qualità mediante lôanalisi sistematica, effettuata con criteri il più possibile standardizzati, di alcuni parametri caratteristici degli ammassi rocciosi. Le classificazioni geomeccaniche più utilizzate sono:

- **La classificazione geomeccanica di Bieniawski**, utilizzata sia per la caratterizzazione degli ammassi rocciosi e delle loro proprietà, sia per la sua applicazione nel campo della costruzione di gallerie
- **Il sistema Q di Barton**, utilizzato quasi esclusivamente per le gallerie
- **La classificazione SMR (Slope Mass Rating) di Romana**, che è un adeguamento del sistema RMR di Bieniawski al caso specifico dei versanti in roccia.

METODO	TIPO	FORMA	CAMPO APPLICATIVO
Basic Geotecnichal Description (BGD)	Generale	Descrittiva	Qualsiasi
Problem Recognition Index (PRI)	Generale	Numerica	Qualsiasi
Deere & Miller modificata	Generale	Numerica	Qualsiasi
Rock Quality Designation (RQD)	Generale	Numerica	Qualsiasi
Rock Mass Rating (RMR)	Funzionale	Numerica	Qualsiasi
Rock Mass Rating (RMR) modificato	Funzionale	Numerica	Qualsiasi
Q System	Funzionale	Numerica	Qualsiasi
Geological Strength Index (GSI)	Funzionale	Numerica	Qualsiasi
Indice n	Funzionale	Numerica	Qualsiasi [a]
Slope Rock Mass Rating (SRMR)	Funzionale	Numerica	Versanti
Slope Mass Rating (SMR)	Funzionale	Numerica	Versanti
SSPC	Funzionale	Numerica	Versanti
Surface Rock Classification (SRC)	Funzionale	Numerica	Gallerie
Rock Mass Number (N)	Funzionale	Numerica	Gallerie
Rock Structure Rating (RSR)	Funzionale	Numerica	Gallerie
Rock Mass Index (RMi)	Funzionale	Numerica	Gallerie

[a] *applicabile solo alle rocce carbonatiche*

Rock Quality Designation RQD

È stato uno dei primi metodi di classificazione volto ad ottenere informazioni sulla qualità della roccia a partire dalla % di recupero in una carota estratta da un sondaggio. La correlazione tra RQD e qualità risulta:

RQD (%)	QUALITÀ DELL'AMMASSO
< 25	Molto scadente
25 ÷ 50	Scadente
50 ÷ 75	Mediocre
75 ÷ 90	Buona
90 ÷ 100	Molto buona

In pratica l'RQD viene calcolato come il recupero % di carotaggio riferito alla somma di spezzoni di carota con lunghezza Ó100mm ovvero:

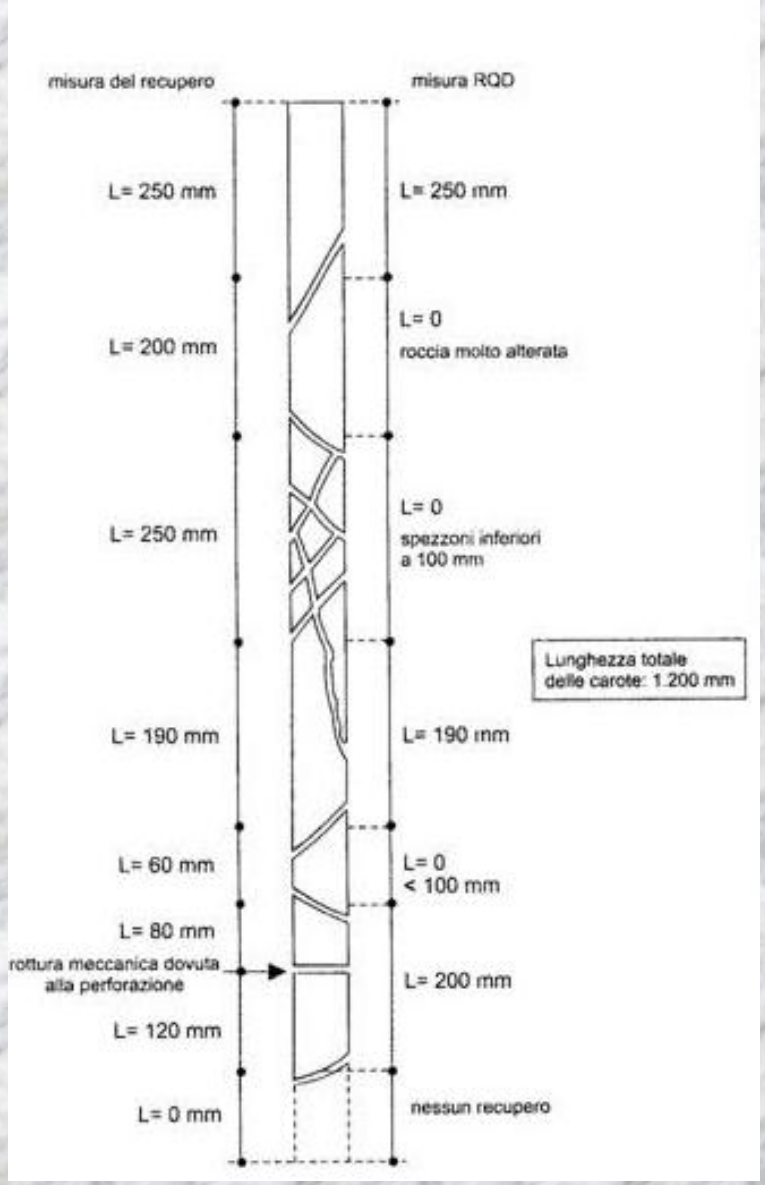
RQD = ÉL$_c$/L$_t$ (%) dove **Lc** è la somma delle lunghezze degli spezzoni di carota >100 mm ed **Lt** la lunghezza totale del tratto in cui è misurata Lc.

In assenza di carote di carotaggio RQD si misura: **RQD=115-3.3J$_v$** dove Jv è il numero di fratture per m^3:

$$J_v = \sum_{j=1}^{n} \left(\frac{1}{\delta_{m,j}} \right)$$

Dal valore di RQD si può derivare il valore del modulo dell'ammasso roccioso **E$_m$** noto quello della roccia intatta **E$_i$**:

- **E$_m$/E$_i$ = 0.0001 RQD$^{1.94}$** giunti chiusi
- **E$_m$/E$_i$ = 0.0006 RQD$^{1.435}$** giunti aperti



Rock Mass Rating (RMR)

Il valore della RMR è dato dalla:

$$RMR_{corretto} = (A_1+A_2+A_3+A_4+A_5)+A_6$$

$$RMR_{base} = (A_1+A_2+A_3+A_4+A_5)$$

- **A1** valore numerico derivato dalla resistenza della roccia intatta
- **A2** valore numerico derivato dall'indice RQD
- **A3** valore numerico derivato dalla spaziature delle discontinuità
- **A4** valore numerico derivato dalle condizioni delle discontinuità
- **A5** valore numerico derivato dalle condizioni idrauliche
- **A6** Indice di correzione per la giacitura delle discontinuità

Å Valore di A1

Si può ricavare sia da prove di laboratorio (Point Load Test), sia da prove di campagna mediante scleromentro o da prove speditive (Standerd ISRM), definendo la resistenza a compressione uniassiale **Su**.

Per il Point Load $\mathbf{S_u = K\ I_s}$ → si moltiplica il carico puntuale I_s per un coefficiente K variabile

I_s (MPa)	K
< 3,5	14
3,5 – 6,0	16
6,0 – 1,0	20
> 6,0	25

Per le prove sclerometriche $\mathbf{S_u = 0.775\ R + 21.3}$

Å Valore di A1

VALORE DI S_u (MPa)	EQUAZIONE
<= 44,5	$A1 = \frac{4}{44,5} S_u + 1$
44,5 ÷ 93,75	$A1 = \frac{4}{49,25} S_u + 1,368$
93,75 ÷ 140	$A1 = \frac{3}{46,25} S_u + 2,919$
140 ÷ 180	$A1 = 0,0375 S_u + 6,75$
180 ÷ 240	$A1 = 0,025 S_u + 9$
> 240	A1 = 15

Å Valore di A2

VALORE DI RQD %	EQUAZIONE
<= 26,5	$A2 = \frac{3}{26,6} RQD + 3$
26,5 ÷ 39	$A2 = \frac{2}{12,4} RQD + 1,71$
39 ÷ 76,6	$A2 = \frac{7}{37,6} RQD + 0,739$
> 76,6	$A2 = \frac{5}{23,4} RQD - 1,367$

Å Valore di A3

Una volta calcolata la spaziatura media, cioè la distanza tra due discontinuità adiacenti, è possibile determinare A3:

SPAZIATURA (m)	EQUAZIONE
<= 0,2	$A3 = 15\,s + 5$
0,2 ÷ 0,4	$A3 = 10\,s + 6$
0,4 ÷ 0,66	$A3 = 7{,}752\,s + 5{,}9$
0,66 ÷ 0,94	$A3 = 7{,}067\,s + 7{,}35$
0,94 ÷ 1,6	$A3 = 6{,}07\,s + 8{,}288$
1,6 ÷ 2,0	$A3 = 5\,s + 10$
> 2,0	$A3 = 20$

Å Valore di A4

$$A4 = v_1+v_2+v_3+v_4+v_5$$

V1 Persistenza del giunto

PERSISTENZA (m)	V1
< 1	6
1 ÷ 3	4
3 ÷ 10	2
10 ÷ 20	1
> 20	0

V2 Apertura del giunto

APERTURA (mm)	V2
Completamente chiuso	6
< 0,1	5
0,1 ÷ 1	4
1 ÷ 5	1
> 5	0

V3 Rugosità del giunto

RUGOSITA'	V3
Molto Rugosa	6
Rugosa	5
Leggermente rugosa	3
Liscia	1
Levigata	0

V4 Alterazioni delle pareti

ALTERAZIONE	V4
Non alterate	6
Leggermente alterate	5
Mediamente alterate	3
Molto alterate	1
Decomposte	0

V5 Riempimento delle discontinuità

RIEMPIMENTO (mm)	RIEMPIMENTO	V5
-	Assente	6
< 5	Compatto	4
> 5	Compatto	2
< 5	Soffice	2
> 5	Soffice	0

Å Valore di A5

Questo valore viene derivato dalle condizioni idrauliche riferite ad un fronte di 10m

Venute d'acqua su 10 m di lunghezza	Nessuna	< 10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min
Condizione	Asciutta	Umida	Bagnata	Deboli venute	Forti venute
Coefficiente A5	15	10	7	4	0

Å Valore di A6

Per lôorientamento delle discontinuità si applica un coefficiente di correzione A6, a seconda che si tratti di gallerie o fondazioni

APPLICAZIONE	Molto favorevole	Favorevole	Mediocre	Sfavorevole	Molto sfavorevole
Gallerie	0	-2	-5	-10	-12
Fondazioni	0	-2	-7	-15	-25

Ma per quanto riguarda i versanti il coeff. A6 proposto da Beniawsky risulta troppo ñconservativoò e appunto nel calcolo di RMR si utilizza la metodologia proposta da Romana.

Å CLASSIFICAZIONE RMR_C

RMR_c	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<= 20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	Molto buono	Buono	Mediocre	Scadente	Molto scadente

Dal valore di RMR_b si determinano i paramentri caratteristici dellâammasso:

Coesione *c* (kPa) = 5RMR_b

Angolo di attrito *ű* = 0.5 RMR_b + 5

RMR = 9logQ+A (Aå44)

Modulo di deformazione *E* (GPa) = 2RMR_b ï 100

Questâultima vale per **RMR>50**, per valori inferiori si ha:

E(GPa)=10 $^{(RMR_b}$ ï 10/40)

Classe e quelità	1 Ottima	2 Buona	3 Discreta	4 Scadente	5 Molto scadente
RMR %	100-81	80-61	60-41	21-40	0-20

Sistema Q (Barton)

Il valore di Q viene calcolato dalla:

$$Q = (RQD/Jn)(Jr/Ja)(Jw/SRF)$$

Misura dei blocchi

Resistenza al taglio dei blocchi

sollecitazioni agenti

I valori indice sono:

RQD che tiene conto della suddivisione della massa rocciosa; **Jn** (**Joint Set Number**),dipendente dal numero di famiglia di giunti presenti nellâammasso roccioso; **Jr** (**Joint Roughness Number**) dipendente dalla rugosità della famiglia più sfavorevole; **Ja** (**Joint Alteration Number**), dipendente dal grado di alterazione delle fratture, dallo spessore e dalla natura del materiale di riempimento, determinato sulla famiglia più sfavorevole; **Jw** (**Joint Water Number**), dipendente dalle condizioni idrogeologiche; **SRF** (**Stress Reduction Factor**), funzione dallo stato tensionale in rocce massive o dal disturbo tettonico.

Un importante contributo alla definizione di Q è la sua normalizzazione nei confronti della resistenza a compressione monoassiale della roccia:

$$Qc = (RQD/J_n)(J_r/J_a)(J_w/SRF)(\mathring{u}_c/100)$$

Stress Reduction Factor

DEFINIZIONE	SRF
Diverse zone di debolezza con argilla o roccia chimicamente disgregata, roccia circostante molto allentata	10
Singole zone di debolezza con argilla o roccia chimicamente disgregata (altezze di copertura <= 50 m)	5
Singole zone di debolezza con argilla o roccia chimicamente disgregata (altezze di copertura > 50 m)	2,5
Fasce di taglio multiple in roccia competente, rilassamento della roccia circostante	7,5
Fascia di taglio singola in roccia competente (altezza di copertura <= 50 m)	5
Fascia di taglio singola in roccia competente (altezza di copertura > 50 m)	2,5
Zone intensamente fratturate con intersezione di discontinuità aperte e continue	5

Joint Set Number

DEFINIZIONE	Jn
Roccia massiva - nessuna o rare discontinuità	0,5 - 1
Una famiglia	2
Una famiglia + famiglie random	3
Due famiglie	4
Due famiglie + famiglie random	6
Tre famiglie	9
Tre famiglie + famiglie random	12
Quattro o più famiglie	15
Roccia completamente disgregata	20

Joint Roughness Number

Se la spaziatura della famiglia principale è >3 m si aumenta Jr di 1.

DEFINIZIONE	Jr
Giunti discontinui	4
Giunti scabri o irregolari, ondulati	3
Giunti lisci, ondulati	2
Giunti levigati, ondulati	1,5
Giunti scabri o irregolari, piani	1,5
Giunti lisci, piani	1
Giunti levigati, piani	0,5
Zone milonitizzate contenenti minerali argillosi a riempire la discontinuità	1,0
Zone milonitizzate contenenti sabbia, ghiaia, zone disgregate, a riempire la discontinuità	1,0

DEFINIZIONE	Ja
Giunti sigillati o mineralizzati	0,75
Giunti non alterati o con lievi ossidazioni	1
Giunti leggermente alterati o con spalmature di materiale non plastico	2
Giunti con spalmature limose, frazione argillosa limitata non plastica	3
Spalmature di minerali con bassa resistenza attritiva (argille, miche, talco, grafite, clorite, gesso)	4

Per giunti chiusi (apertura max 1-3mm) con pareti a contatto

Joint Alteration Number

Per giunti mediamente aperti (< 5 mm) e presenza di riempimento.

DEFINIZIONE	Ja
Riempimento sabbioso	4
Riempimento argilloso non plastico, molto sovraconsolidato	6
Riempimento argilloso plastico, mediamente sovraconsolidato	8
Riempimento argilloso rigonfiante	8 ÷ 12 [a]

DEFINIZIONE	Ja
Zone o fasce di argilla limosa o sabbiosa non plastica	5
zone o fasce di roccia disgregata	6
zone o fasce di argilla non plastica	6
zone o fasce di argilla plastica non rigonfiante	8
zone o fasce di argilla rigonfiante	12
Zone continue molto spesse di argilla non plastica	10
Zone continue molto spesse di argilla plastica non rigonfiante	13
Zone continue molto spesse di argilla plastica rigonfiante	13 ÷ 20 [a]

Per giunti aperti (> 5 mm)

Joint Water Number

DEFINIZIONE	Jw
acqua assente o scarsa, localmente < 5 lt/minuto	1
afflusso medio con occasionale dilavamento del riempimento del giunto	0,66
afflusso forte o ad alta pressione in rocce compatte con discontinuità aperte senza riempimento	0,5
venute forti o ad alta pressione con dilavamento del riempimento del giunto	0,33
venute eccezionalmente forti o a pressione molto elevate subito dopo l'avanzamento, a diminuire nel tempo	0,2-0,1
venute eccezionalmente forti o a pressione molto elevate subito dopo l'avanzamento, costanti nel tempo	0,1-0,05

Classificazione di Barton

Q	0.001-0.01	0.01-0.1	0.1-1
Classe	IX	VIII	VII
Descrizione	Eccezionalmente scadente	Estremamente scadente	Molto scadente
Q	1-4	4-10	10-40
Classe	VI	V	IV
Descrizione	Scadente	Mediocre	Buona
Q	40-100	100-400	400-1000
Classe	III	II	I
Descrizione	Molto buona	Estremamente buona	Ottima

Infine il **modulo di deformazione** può essere determinato:

$$E_M = 10\ Q_c^{1/3}$$

SRM Romana

Romana propone di aggiungere al valore di RMR di base, alcuni fattori di aggiustamento sulla base dell'orientamento relativo tra discontinuità e fronte del versante e aggiungere un ulteriore parametro che tiene conto del metodo di scavo:

$$SMR = RMR_B + (F1*F2*F3) + F4$$

ROTTURA	CINEMATISMO	CONDIZIONE				
		Molto favorevole	Favorevole	Mediocre	Sfavorevole	Molto sfavorevole
Planare Toppling Cuneo	$\alpha j - \alpha f$ $\alpha j - \alpha f - 180°$ $\alpha i - \alpha f$	> 30°	30° - 20°	20° - 10°	10° - 5°	< 5°
		0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
Planare Cuneo	βj βi	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35° - 45°	> 45°
		0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
Toppling		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Planare Cuneo	$\beta j - \beta f$ $\beta i - \beta f$	> 10°	10° - 0°	0°	0° - (- 10°)	< - 10°
Toppling	$\beta j - \beta f$	< 110°	110° - 120°	> 120°	-	-
		0	- 6	- 25	- 50	- 60

Dove:

$\check{U}_j$= immersione del giunto

$\check{U}_i$= immersione della retta di intersezione di due piani per la rottura a cuneo

$\check{U}_f$= immersione del fronte del versante

β_j= inclinazione del giunto

β_i= inclinazione della retta di intersezione di due piani per la rottura a cuneo

β_f= inclinazione del fronte

METODO DI SCAVO	F4
Scarpata naturale	15
Abbattimento con pretaglio	10
Abbattimento controllato	8
Abbattimento normale	0
Abbattimento non controllato	-8

Calcolato il valore di SMR, si possono avere indicazioni generali sul grado di stabilità della scarpata, sul tipo di cinematismo di rottura che si può instaurare e su quanto possano pesare eventuali interventi di stabilizzazione:

SMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0
CLASSE	I	II	III	IV	V
DESCRIZIONE	Molto buona	Buona	Mediocre	Scadente	Molto scadente
STABILITA'	Sicuramente stabile	Stabile	Parzialmente stabile	Instabile	Sicuramente instabile
MODO DI ROTTURA	Assente	Possibili blocchi	Lungo piani o per cunei	Lungo piani o su grandi cunei	Su grandi piani o rototraslazionali
STABILIZZAZIONE	Nessuna	Occasionale	Sistematica	Estesa	Riprofilare la scarpata

Tecniche di misura dello stato di sollecitazione in ammassi rocciosi:

Rilascio Tensionale →
- Distensione di parete
- Distensione di grossi volumi di roccia
- Distensione in foro

Ripristino Tensionale →
- Martinetto Piatto
- Martinetto Curvo

Metodi Idraulici →
- Fratturazione Idraulica (HF)
- Sleeve Fracturing (SF)
- HTPF

Ripristino delle deformazioni →
- ASR
- DSCA

Borehole Breakout →
- Calibro
- Televiewer

Emissioni Acustiche →
- ULM

Metodi	Tecniche di misura	Vdi roccia coinvolto (m^3)	Profondità di indagine (m)	Componenti dello stato di sollecitazione
Rilascio tensionale	Distensione di parete Distensione di grossi volumi di roccia Distensione in foro (2D) doorstopper Distensione in foro (3D) CSIRO	1-20 10^2-10^3 10^{-3}-10^{-2} 10^{-3}-10^{-2}	<1 100-1000 20-30 20-30	1-3 3 3 6
Ripristino tensionale	Martinetto piatto Martinetto curvo	0.5- 2 10^{-2}	<1 1-40	1 3
Idraulici	Fratturazione Idraulica (HF) Sleeve Fracturing (SF) HTPF	0.5- 50 1 - 10 10^{-2}	50-1000	2 2 1 (6)
Ripristino delle deformazioni	ASR DSCA	10^{-3} 10^{-4}	- -	3 6
Borehole Breakout	Calibro Televiewer	10^{-2} - 10^2	3000-4000	- -
Emissioni acustiche	ULM	10^{-5}- 10^{-3}	-	1

TECNICHE DI RILASCIO TENSIONALE

Tali metodi si basano sulla misura delle deformazioni indotte dal rilascio tensionale, la loro affidabilità è legata:

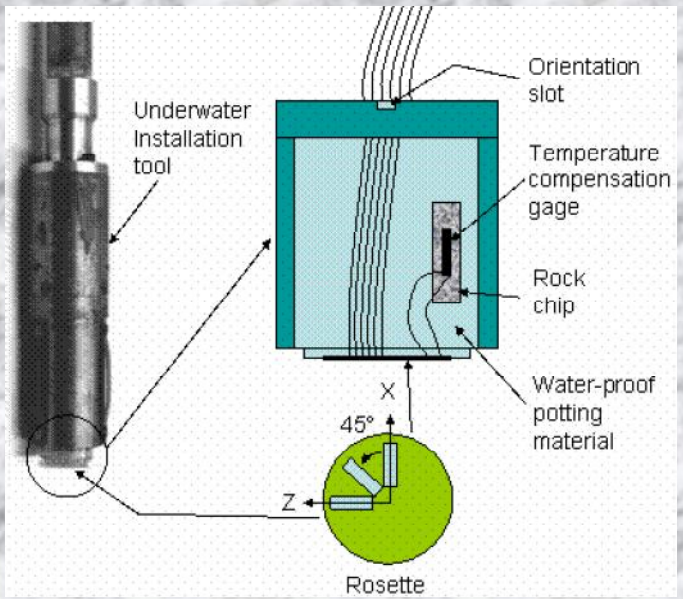
1. Alla corretta stima del legame sforzi-deformazioni che caratterizzano la porzione di roccia oggetto di misura
2. L'accuratezza e la precisione degli strumenti utilizzati per la stima delle deformazioni

Le misure di distensione in parete consentono di determinare, noto il comportamento deformativo della roccia, alcune componenti di sforzo locale agente.

CELLA DEFORMOMETRICA BIASSIALE
ñDoorstopperò CSIR [Council for Scientific and Industrial Reserch]

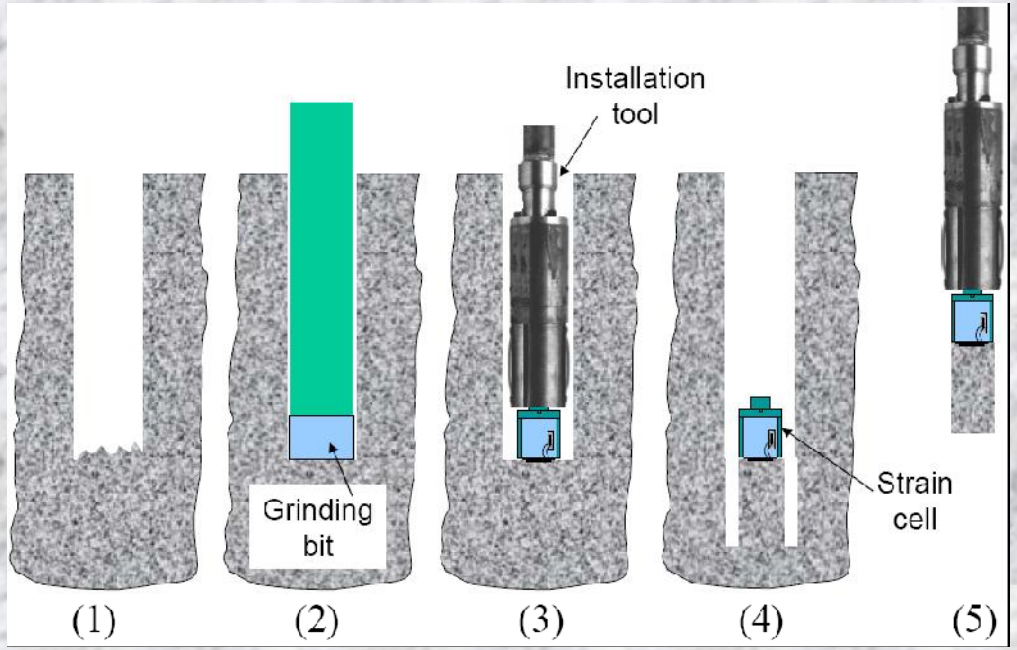
La parete viene equipaggiata con capisaldi di misura o con trasduttori di spostamento disposti secondo una geometria nota e successivamente mediante fori viene valutato il rilascio tensionale del volume di roccia.

Il Doorstopper è costituito da un bicchiere di materiale plastico sulla base del quale è incollata una rosetta estensimetrica costituita da 3 o 4 strain gauges.



Lo schema dâesecuzione della misura di distensione mediante sovracarotaggio è il seguente:

1. Realizzazione del foro
2. Spianamento del fondo foro
3. Posizionamento della cella a fondo foro → misura ñ0ò
4. Sovracarotaggio
5. Estrazione della carota con conseguente misura delle deformazioni indotte



La tecnica del doorstopper non consente con un'unica determinazione la misura del tensore completo della sollecitazione.

Si può determinare lo stato di sollecitazione dell'ammasso roccioso agente nel sistema di riferimento locale (x,y,z) a partire dalle componenti dello stato di sollecitazione piano agente al centro della superficie piatta del fondo foro:

$$[\mathring{u}]_{x\hat{o}y\hat{o}z\hat{o}} = [C][\mathring{u}]_{x0y0z0}$$

Stato di sollecitazione piano agente sul fondo del foro di sondaggio

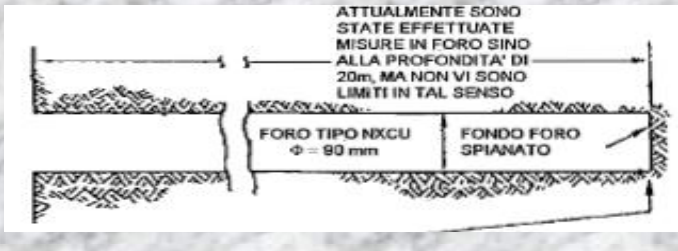
Matrice che contiene i fattori di intensificazione degli sforzi

Stato di sollecitazione originario agente sull'ammasso roccioso

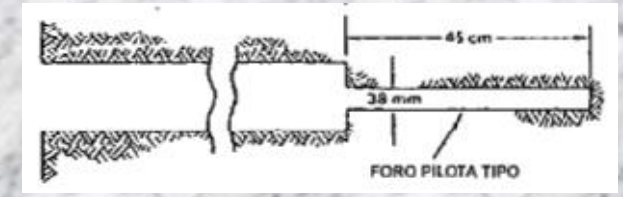
CELLA DEFORMOMETRICA TRIASSIALE CSIRO [Commonwealth Scientific and Industrial Reserch Organization]

Lo schema di esecuzione della misura è il seguente:

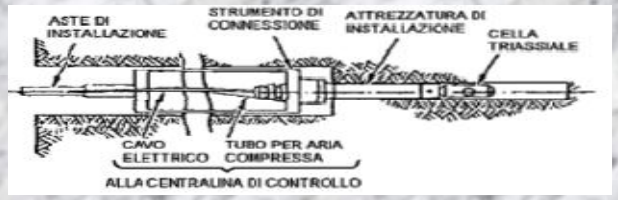
1. Realizzazione foro di sondaggio di diametro pari al diametro di sovracarotaggio ϕ_1



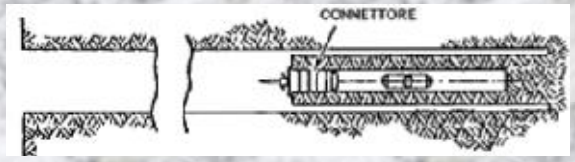
2. Realizzazione del foro pilota del diametro inferiore $\phi_2 \sim 0.3\ \phi_1$



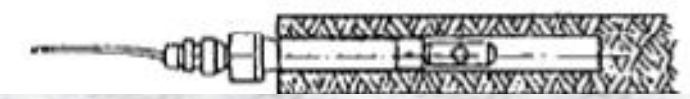
3. Posizionamento della cella al suo interno e lettura $\tilde{r}_0$



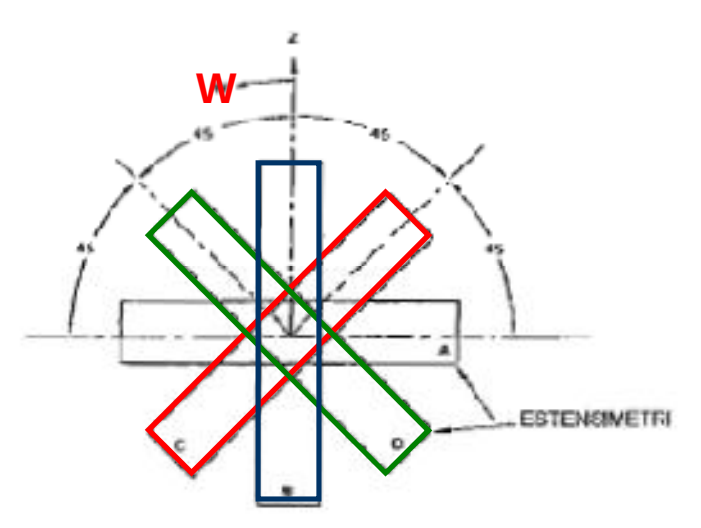
4. Estrazione della carota

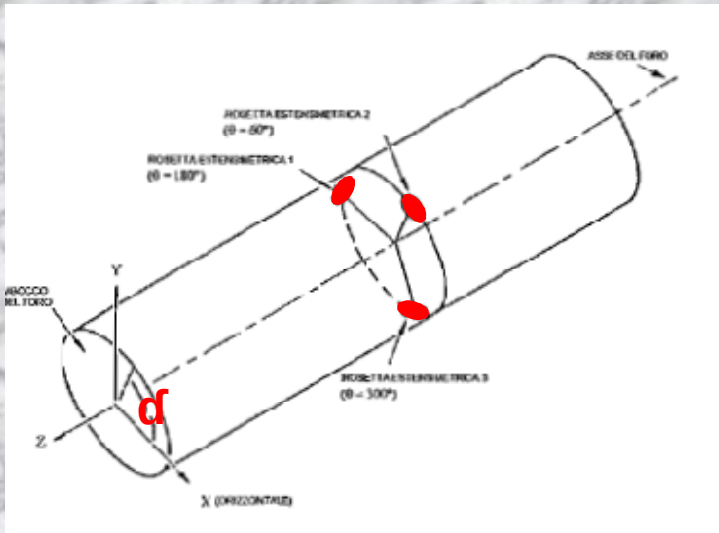


5. Misura della deformazione



La cella CSIRO ha tre rosette estensimentriche disposte a 120° lâuna dallâaltra che si compongono ciascuna di 4 estensimetri elettrici disposti a 45°. Tale tecnica si basa sulla misura delle deformazioni circonferenziali, assiali e oblique indotte al contorno del foro di sondaggio.





Ipotesi di base: le operazioni di sovracarotaggio possono essere considerate equivalenti allôapplicazione di sforzi agenti al contorno del foro pari in intensità e opposti in direzione rispetto a quelli esercitati dallo stato di sollecitazione naturale. Ci sono equazioni che correlano le deformazioni misurate con le componenti del tensore della sollecitazione $\mathring{u}_x$, $\mathring{u}_y$, $\mathring{u}_z$, $\acute{\acute{U}}_{xy}$, $\acute{\acute{U}}_{xz}$, $\acute{\acute{U}}_{yz}$, nel caso in cui si possa attribuire alla roccia un comportamento <u>isotropo</u>, nel caso contrario si procede come descritto da Amedei.

$$\mathring{U} = A_{xx}\mathring{u}_x + A_{yy}\mathring{u}_y + A_{zz}\mathring{u}_z + A_{yz}\acute{\acute{U}}_{yz} + A_{xz}\acute{\acute{U}}_{xz} + A_{xy}\acute{\acute{U}}_{xz}$$

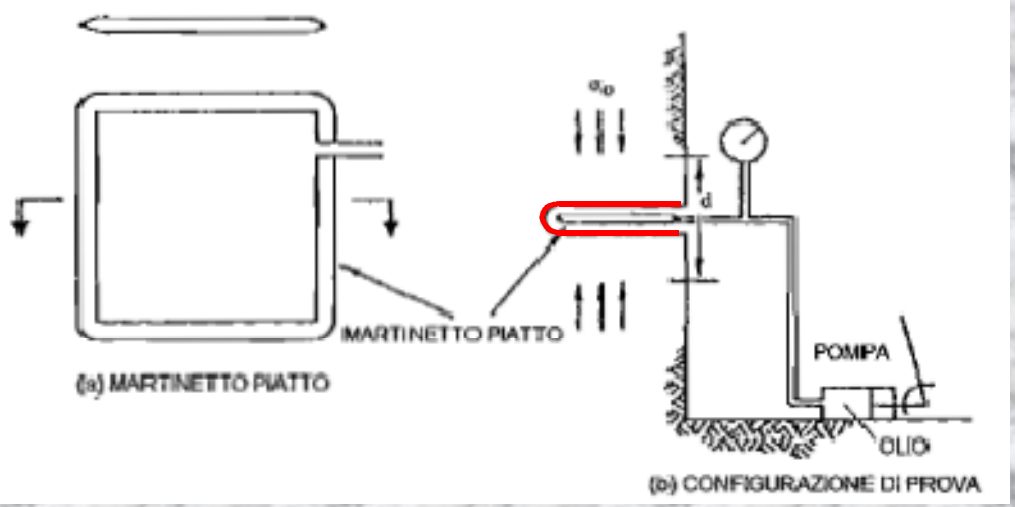
A = f(ɜ,w,ď,E) dove ď e w sono rispettivamente lôangolo che la rosetta forma con lôasse x e lôangolo che lôestensimetro forma con lôasse z; mentre ɜ ed E sono usualmente ottenuti da prove di laboratorio.

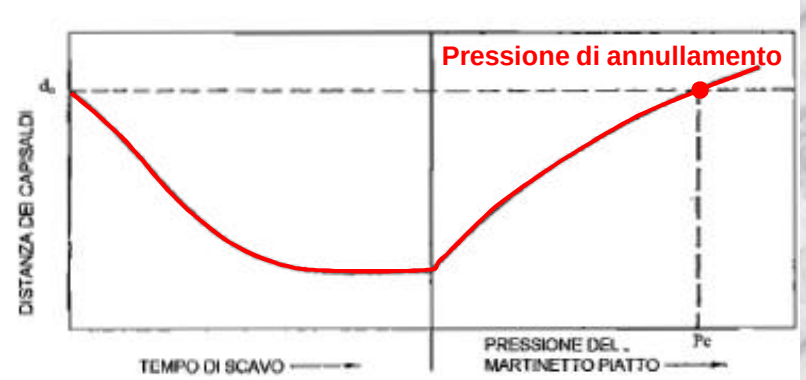
RIPRISTINO TENSIONALE

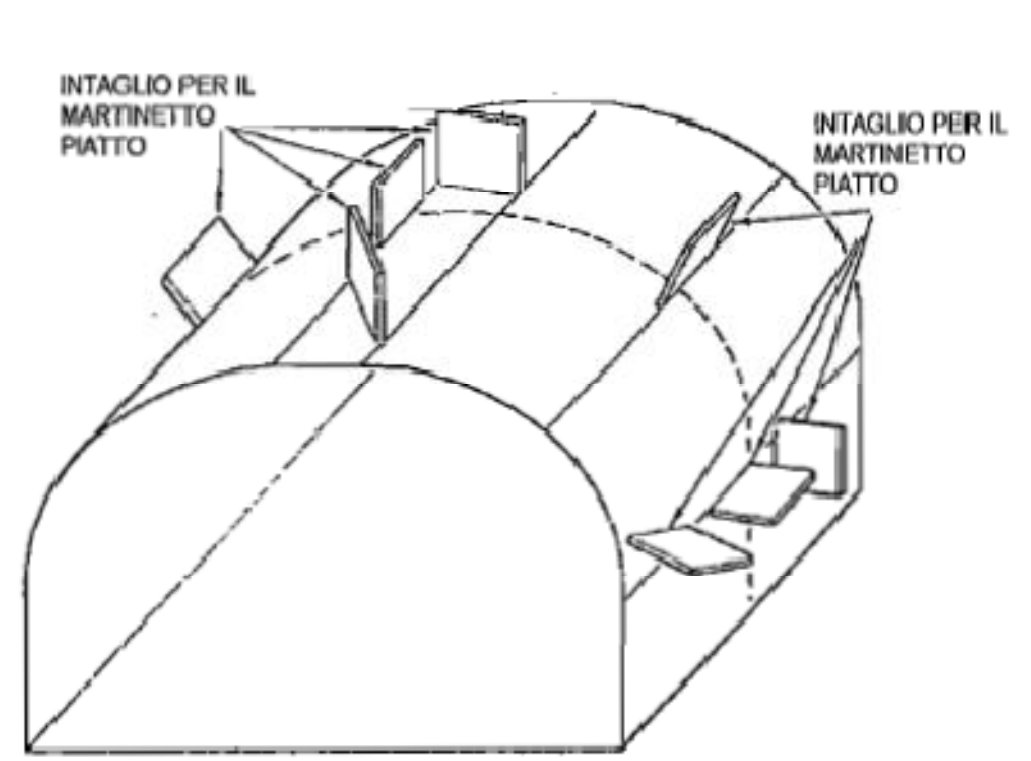
Martinetto piatto

Consente il ripristino delle sollecitazioni esclusivamente lungo la direzione ortogonale all'intaglio con cui si determina il detensionamento dell'ammasso roccioso, comporta per ogni prova la determinazione di un'unica componente del tensore delle sollecitazioni; per tale motivo devono essere fatte 6 prove in direzioni indipendenti.

Il metodo comporta l'osservazione del movimento di coppie di capisaldi di misura posizionate su facce opposte di un intaglio quando quest'ultimo è realizzato e, successivamente, quando nella parte interna della superficie dell'intaglio è applicata una pressione. La misura può essere effettuata anche in rocce fratturate.

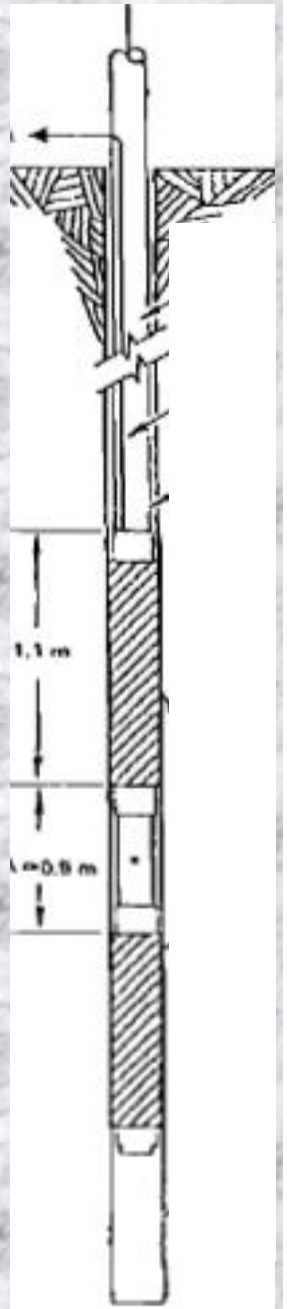

MARTINETTO PIATTO
(a) MARTINETTO PIATTO
POMPA
OLIO
(b) CONFIGURAZIONE DI PROVA


Pressione di annullamento
DISTANZA DEI CAPISALDI
TEMPO DI SCAVO
PRESSIONE DEL MARTINETTO PIATTO
Pc


INTAGLIO PER IL MARTINETTO PIATTO
INTAGLIO PER IL MARTINETTO PIATTO

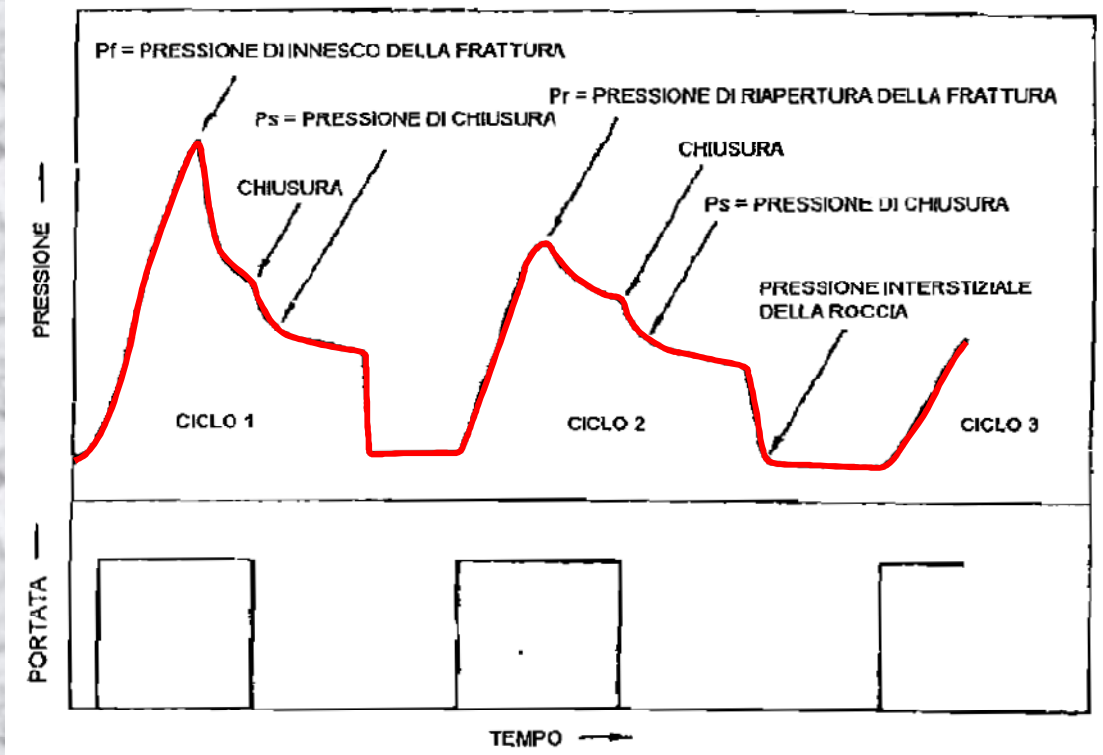
FRATTURAZIONE IDRAULICA

L'obiettivo di tale tecnica è quello di misurare lo stato di sollecitazione in situ in profondità per mezzo di un foro di perforazione. La prova, in generale, fornisce l'entità e le direzioni delle sollecitazioni massime e minime nel piano perpendicolare al sondaggio. La pressione del fluido è applicata in una sezione di prova del sondaggio (test section), isolato per mezzo di packers. Il metodo è tanto più preciso e rappresentativo quanto più il materiale si approssima a quello del mezzo fragile, omogeneo, elastico, isotropo e non poroso. Si assume che la direzione della perforazione coincida con una delle direzioni della sollecitazione principale. In altre parole tale metodo si basa sull'innesco e la successiva propagazione d'una frattura.



Procedimento:

1. Scelta del foro e studio sito
2. Posizionamento della sonda
3. Collocazione dei packers isolando la test section
4. Gonfiaggio packers
5. Pressurizzazione della test section fino a raggiungere una pressione leggermente inferiore a quella dei packers
6. Iniezione del fluido in pressione e aumento della pressione di gonfiaggio dei packers in modo da mantenere costante la differenza di pressione, fino alla propagazione della frattura sulle pareti del foro



La pressione alla quale la frattura inizia a propagarsi assume il nome di **break-down pressure P_f.** A questo punto viene interrotto il flusso e si ha un calo di pressione. Tale decremento passa da una zona ripida cui segue la chiusura della frattura di neoformazione con decremento più lento.

Si individua una **pressione di riequilibrio P_s** a cui corrisponde il momento di chiusura della frattura. È utile condurre almeno tre cicli di riapertura della frattura. Si inserisce il fluido alla medesima portata del primo ciclo, si pressurizza la test section fino al riaprirsi della fessura (**reopening pressure P_r**). La differenza tra **P_c-P_f** corrisponde alla resistenza a trazione del materiale. In seguito alla riapertura della frattura la portata del fluido viene mantenuta per 3-5 minuti dopo i quali è possibile interrompere l'iniezione e valutare il nuovo P_{si}.

HF	
VANTAGGI	**LIMITI**
ÅProve veloci ÅCosti contenuti ÅNon è necessario conoscere E	ÅServe conoscere una direzione principale sulla quale deve agire lôasse del foro ÅIndividuazione dei parametri caratteristici Pc, Ps, Pr non univoca
DOORSTOPPER	
ÅProcedure semplici ÅSi raggiungono alte profondità	ÅPer la ricostruzione dello stato di sforzo servono 3 misure ÅDeriva termica degli strain gage ÅOccorre seguire lôevoluzione deformativa nel corso della prova
CSIRO	
ÅAcquisizione in continuo dei dati durante il sovraccarico ÅPermette di dterminare i parametri in situ e alla scala della misura ÅRidondanza delle misure ÅUna misura per una stima in 3D	ÅProcedura di prova complessa ÅCosti di perforazione elevati

Per concludere:

- Studio delle caratteristiche del sito
- Prelievo campione roccia intatta → carotaggi
- Caratterizzazione della roccia intatta → prove di laboratorio
- Q, RMR e GSI (rilievo)
- Determinazione dell'inviluppo di rottura della roccia intatta → (m, σ_c ed S)
- Determinazione dell'inviluppo di rottura dell'ammasso roccioso → noto quello della roccia intatta risulterà traslato proporzionalmente al GSI
- Misura in sito delle tensioni agenti → valutazione dello stato di sicurezza dell'ammasso
- Monitoraggio