
Rischio Geotecnico

Matteo Gentileschi

Contents

1	Generalità	3
2	Stabilità dei fronti di scavo	4
2.1	Stabilità per gallerie "a piccola profondità"	5
2.1.1	Consolidamento del fronte di scavo	7
2.1.2	Modello "3D"	10
2.1.3	Presenza di falde	12
2.2	Stabilità per gallerie "a grande profondità"	13
2.2.1	Ammassi rocciosi	15
2.2.2	Esempio di calcolo della profondità massima	20
2.3	Presenza di falde	21
2.4	Efetti del sisma	23
3	Rischio seppellimento	26
3.0.1	Montanti	27
3.0.2	Puntelli	29
3.0.3	Pannelli	30
4	Stabilità dei blocchi di roccia	31
5	Caduta massi	36
5.1	Simulazioni numeriche	38
6	Colpi di tensione	42
7	Stabilità dei cumuli	45
8	Rvaneti	47

1 Generalità

Lo scopo è quello di **valutare la stabilità di rocce e terreni** con cui si interagisce all'interno dei cantieri. Stando alle statistiche, infatti, l'instabilità del terreno è sorgente di gran parte degli incidenti. Ciò è dovuto all'elevata **incertezza** sulle proprietà meccaniche del terreno e sulla **variabilità di delle caratteristiche nello spazio e nel tempo**. Pertanto è d'uopo valutare l'**instabilità** dell'opera.

I **rischi geologici** sono rappresentati da:

- La pressione dell'acqua, applicata su un **diaframma** che separa la falda dalla zona di interesse, può provocarne la rottura con conseguente allagamento. In generale l'acqua ha effetti rilevanti sull'innescò dell'instabilità (un terreno asciutto risulta più stabile), pertanto è necessario valutare la presenza di eventuali falde ;
- Gli **Effetti dinamici**, ovvero **variazioni dello stato delle tensioni** causate da un terremoto, possono portare a crolli (sia per quanto riguarda le **pareti di scavo** che **per i cumuli**);
- Cumuli di materiale "a cielo aperto". Il cumulo di materiali granulari può raggiungere altezze rilevanti: questo comporta un elevato rischio, ad esempio, durante la fase di carico (quando il cumulo viene scavato). Si rammenti che la stabilità può essere "**al limite**", ovvero si può avere un crollo (quindi **seppellimento**) ogni volta che si procede con lo scavo;
- Caduta di massi (**rockfall**);
- Rockburst (colpi di tensione) all'interno di cavità sotterranee;
- Stabilità del fronte di scavo in superficie ed in sotterraneo (**a piccola e a grande profondità**);
- Problemi al sostegno delle trincee di scavo;

2 Stabilità dei fronti di scavo

Può verificarsi il crollo della galleria in prossimità del **fronte di scavo**. All'avanzare dello scavo, è necessario prevedere delle **opere di sostegno** come ad esempio delle **centine di metallo**, ovvero dei profilati di acciaio che seguono il profilo dello scavo ricoperte di calcestruzzo proiettato. Il punto debole rimane il **fronte di scavo**, poichè deve necessariamente **rimanere libero** (quindi non può essere armato) per ovvie ragioni. Per lo studio della stabilità è necessario conoscere:

- La **geometria dello scavo**;
- Le **caratteristiche del materiale**;
- Lo **stato tensionale alla profondità di scavo**;

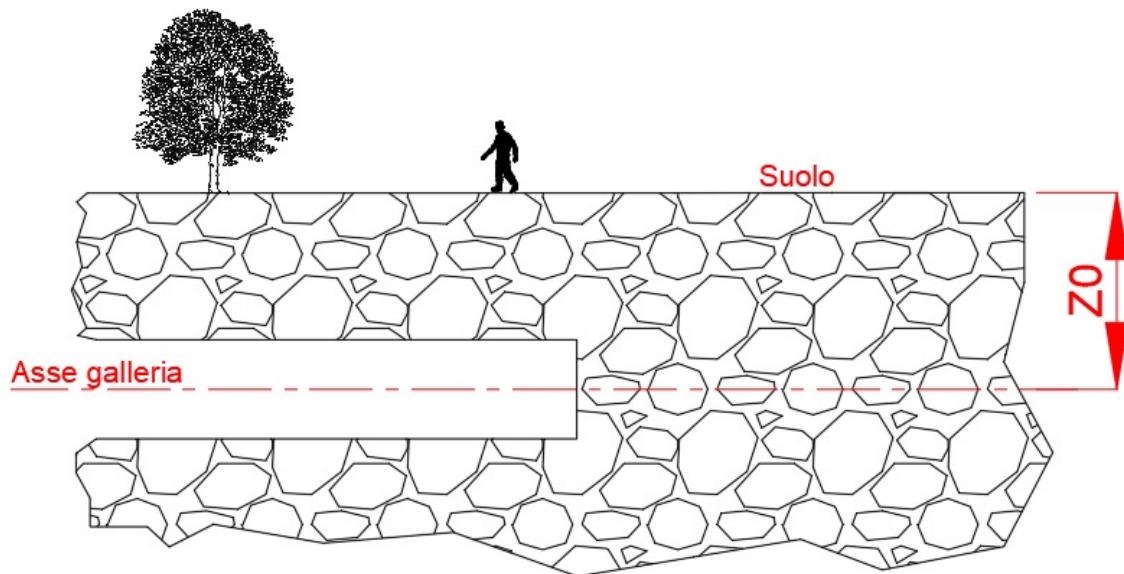


Figure 1: Sezione galleria

La profondità Z_0 consente di determinare lo **stato tensionale** (necessario alla valutazione dell'instabilità) che viene calcolato alla **profondità dell'asse della galleria**. La **tensione verticale persistente** p_0 viene calcolata come:

$$p_0 = \gamma Z_0$$

Ove γ è il **peso specifico del terreno**. Tale pressione viene detta **litostatica**, ovvero la pressione a cui è soggetto un corpo roccioso per effetto del peso delle rocce sovrastanti.

Gli scavi possono essere suddivisi in due macrocategorie:

- Piccola profondità;
- Grande profondità;

2.1 Stabilità per gallerie "a piccola profondità"

Se la galleria si trova a piccole profondità al verificarsi di un crollo viene coinvolta anche la superficie, quindi anche le opere sovrastanti che a loro volta hanno una non trascurabile influenza sulla stabilità dello scavo (il peso stesso delle opere influenza sulla stabilità). Per lo studio della stabilità si individuano **due blocchi di terreno** coinvolti:

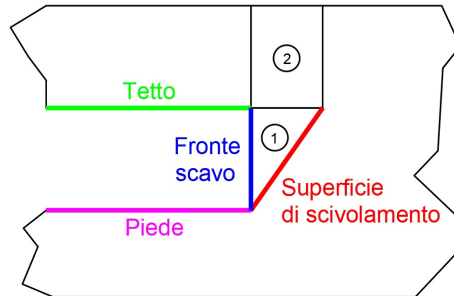


Figure 2: Divisione in blocchi

La **superficie di scivolamento** isola il "cuneo avanti al fronte" dal terreno circostante.

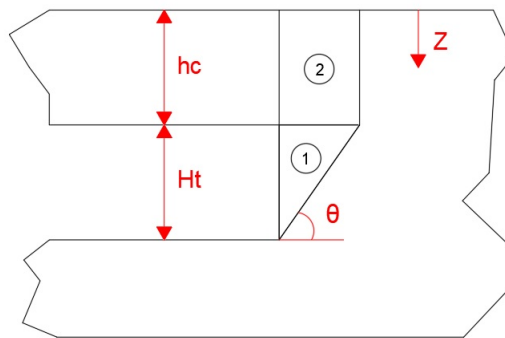


Figure 3: Divisione in blocchi

Il blocco 1 scivola sulla **superficie di scivolamento** "invadendo" lo scavo:

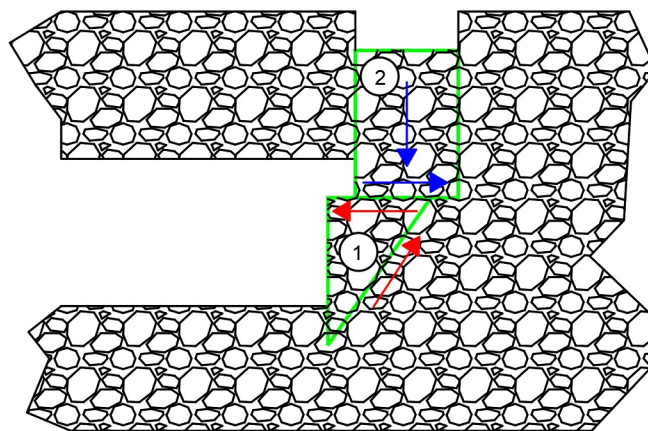


Figure 4: Scivolamento tra blocchi

Viene quindi a crearsi un **cinematismo**: il blocco 1 scivola nella direzione della superficie di scivolmento e quindi si ha un **moto relativo** tra i blocchi 1 e 2.

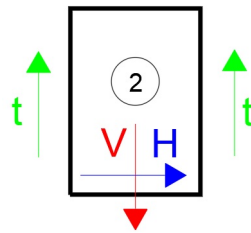


Figure 5: Forze sul blocco 2

- **t**: sforzi di taglio dovuti alle interazioni con le pareti;
- **V**: Dovuta al peso del blocco (una parte del peso del blocco è bilanciato dalle forze di taglio **t**);
- **H**: attrito sulla linea di separazione tra il blocco 1 e il blocco 2 (si oppone al movimento del blocco 1 verso la cavità);

Se la sezione, ad esempio, fosse rettangolare:

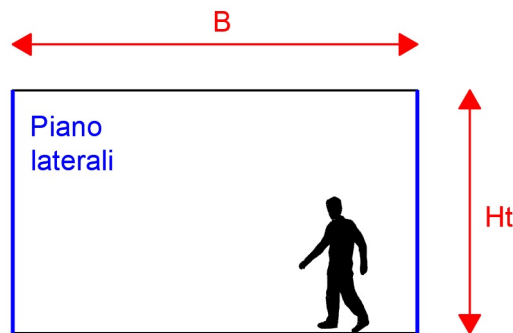


Figure 6: Sezione

Il **grado di sicurezza** si valuta in funzione della **stabilità** del blocco 1. Considerando che esso scambia forze con l'esterno tramite le superfici laterali. Si tratta quindi del rapporto tra **forze resistenti**, che "si oppongono all'instabilità, e le **forze agenti** che causano l'instabilità.

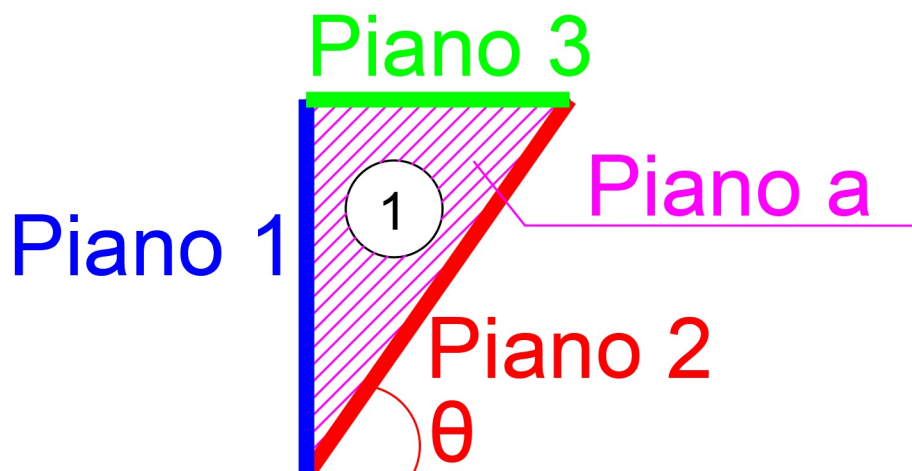


Figure 7: Sezione

• **Forza resistente:**

$$F_R = R_2 + R_a + H \cos(\theta)$$

- R_2 = forza agente sulla superficie di scivolamento (piano 2);
- R_a = forza agente sulle superfici laterali (piani a);
- $H \cos(\theta)$ = forza H (agente sul piano 3, scambiata tra blocco 1 e blocco 2) proiettata sulla superficie di scivolamento (piano 2);

• **Forza agente:**

$$F_A = (W_1 + V) \sin(\theta) + X_1 \cos(\theta)$$

- $(W_1 + V) \sin(\theta)$ = peso del blocco 1 (W1) e forza verticale (V) proiettate sulla superficie di scorrimento (piano 2);
- X_1 = **forza di filtrazione** sul blocco 1 dovuta alla **presenza di una falda**. Nulla in condizioni "secche".

• **Indice di stabilità:**

$$F_{S,\theta} = \frac{F_R}{F_A} = \frac{R_2 + R_a + H \cos(\theta)}{(W_1 + V) \sin(\theta) + X_1 \cos(\theta)}$$

L'angolo θ **NON** è noto a priori: per via numerica, si individuano differenti valori di θ e calcolano i relativi valori di $F_{S,\theta}$. Vi sarà un **minimo**, ovvero $\min(F_{S,\theta})$, sul quale **si concentra l'attenzione**. Per $F_{S,\theta} > 1,5 - 2$ si ha un buon coefficiente di sicurezza, in caso contrario è **necessario intervenire**.

2.1.1 Consolidamento del fronte di scavo

Qualora l'**indice di stabilità** fosse eccessivamente basso, è necessario procedere alla **chiodatura del fronte**, ovvero all'inserimento di sbarre, in **direzione longitudinale** (parallela all'asse della galleria) sul fronte di scavo. Queste devono sostenere il fronte (evitando crolli) ma allo stesso tempo devono poter essere demolite con facilità durante l'avanzata dello scavo: si tratta infatti di barre in vetroresina. Deve comunque essere prevista una lunghezza "residua" che permanga fino alla successiva **campagna di chiodatura**. Le barre in vetroresina devono avere lunghezza tale da **attraversare la superficie di scorrimento**.

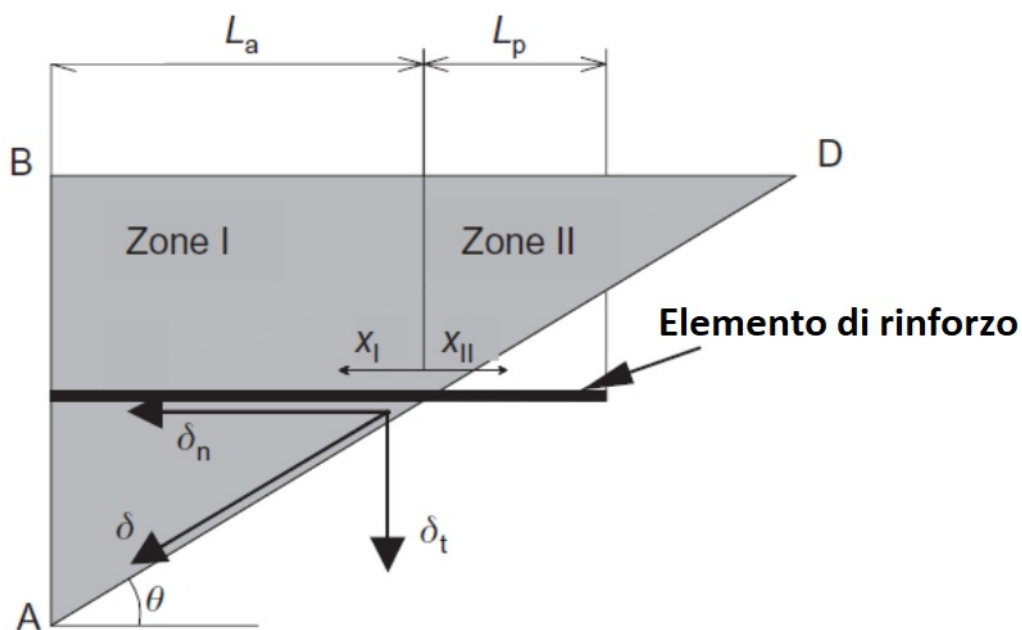


Figure 8: Effetto della bullonatura sul blocco potenzialmente instabile

Nel punto di intersezione con la superficie di scorrimento la barra è particolarmente sollecitata: **trazione e forze di taglio**. Tale punto si considera il **punto di applicazione delle forze di stabilizzazione**.

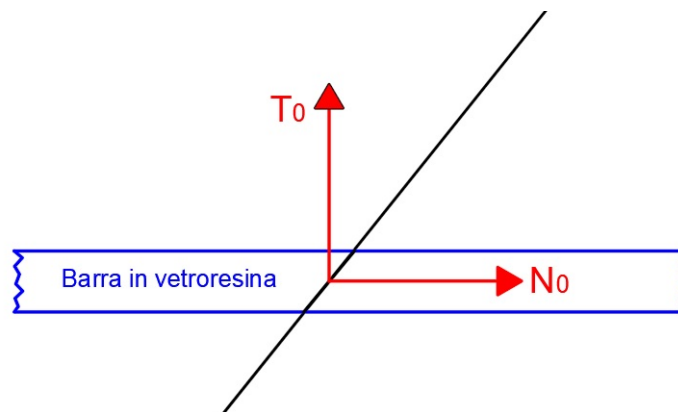


Figure 9: Forze

- **To**: forza di taglio applicata dalla sbarra;
- **No**: forza assiale (verso l'interno del terreno);

Tali forze **crescono al crescere dello spostamento**. Ovviamente esiste un valore di tensione massimo che il bullone può sopportare prima di entrare in crisi, calcolato tenendo conto il **massimo spostamento** ammissibile.

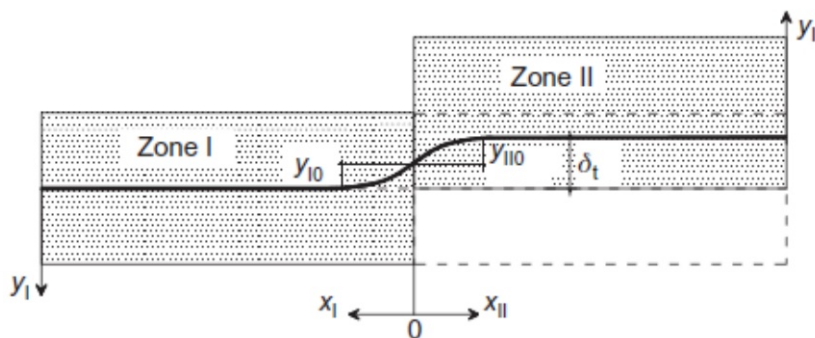


Figure 10: Comportamento del bullone sottoposto a taglio

Considerando un numero di barre pari a **N** si hanno N contributi alla forza resistente. Il **fattore di stabilità** terrà conto del **rinforzo** e quindi diviene:

$$F_{S,\theta} = \frac{R_2 + R_a + H \cos(\theta) + (\sum^N N_0) \cos(\theta) + (\sum^N T_0) \sin(\theta)}{(W_1 + V) \sin(\theta) + X_1 \cos(\theta)}$$

Si tiene conto delle forze assiali e di taglio **massime** applicabili dalla sbarra.

Calcolando il fattore di stabilità in funzione della **lunghezza della sbarra** e del **numero di sbarre**, si ha il seguente grafico che consente di dimensionare il rinforzo del fronte:

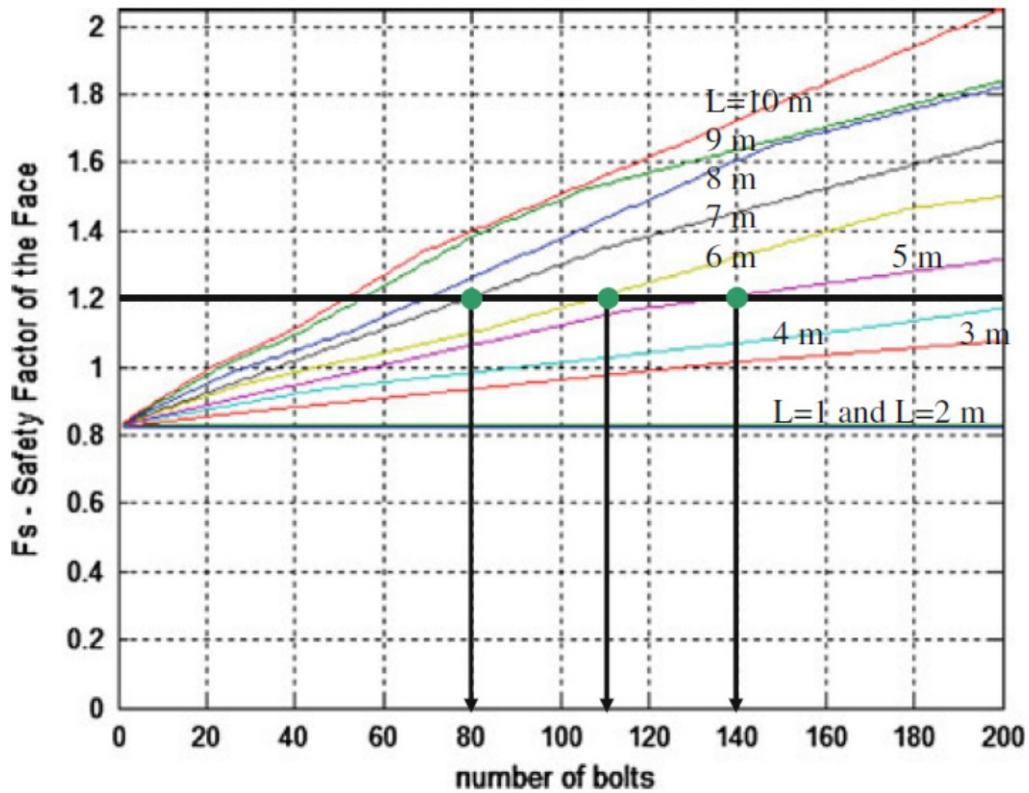


Figure 11: Fattore di stabilità in funzione di N e di L

Si evince che per avere il **medesimo fattore di stabilità** con un numero inferiore di barre è necessario aumentare la lunghezza delle stesse. Ad ogni modo, una lunghezza maggiore delle barre, comporta un miglior **fattore di sicurezza**.

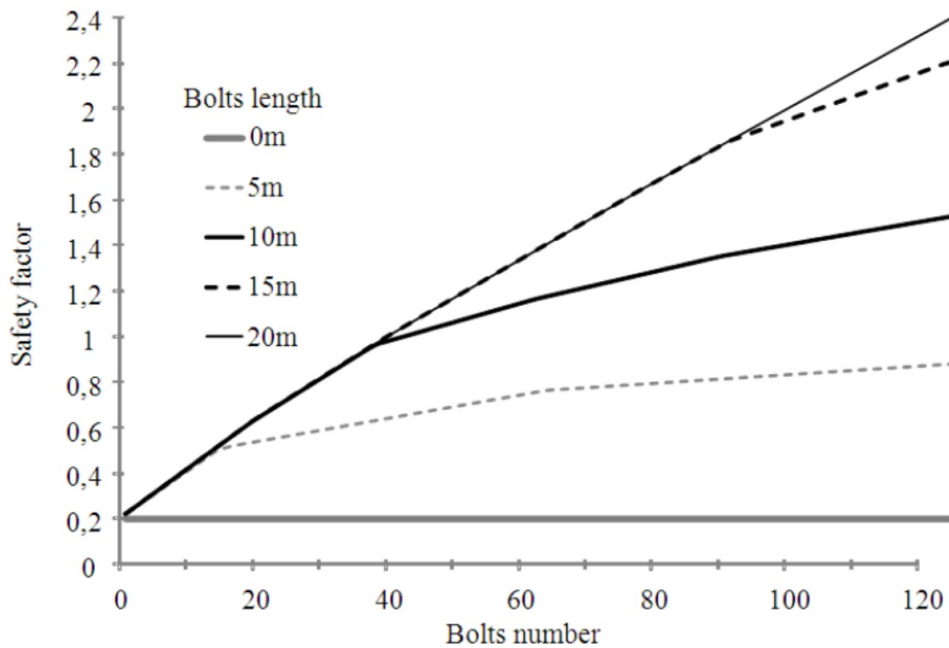


Figure 12: Fattore di sicurezza

2.1.2 Modello "3D"

Con questa modellizzazione è possibile considerare il contributo alla stabilità della **spinta "p" sulla superficie di scavo**, ad esempio quella applicata dai **mezzi di scavo integrali** che può essere sfruttata per avere più stabilità.

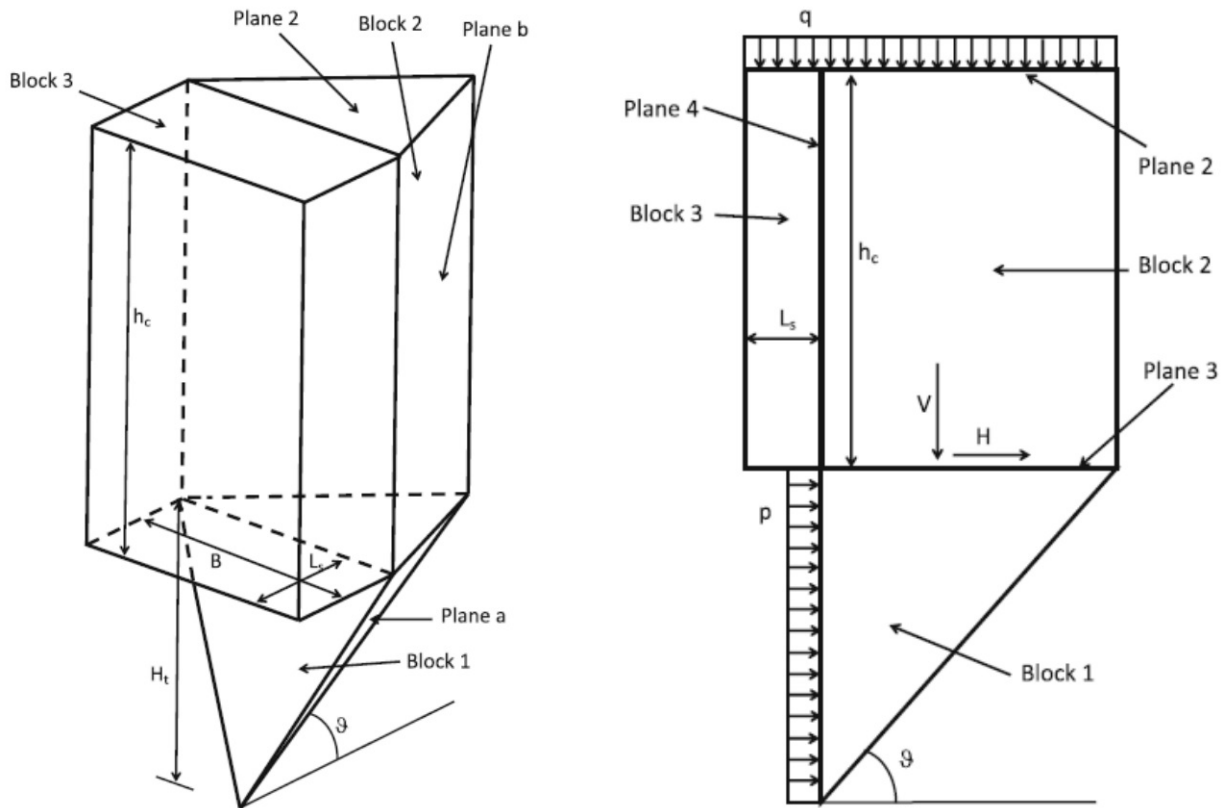


Figure 13: Modello 3D

- **BLOCCO 1** : Piramide;
- **BLOCCO 2** : Prisma a base triangolare;
- **BLOCCO 3** : Prisma a base rettangolare;

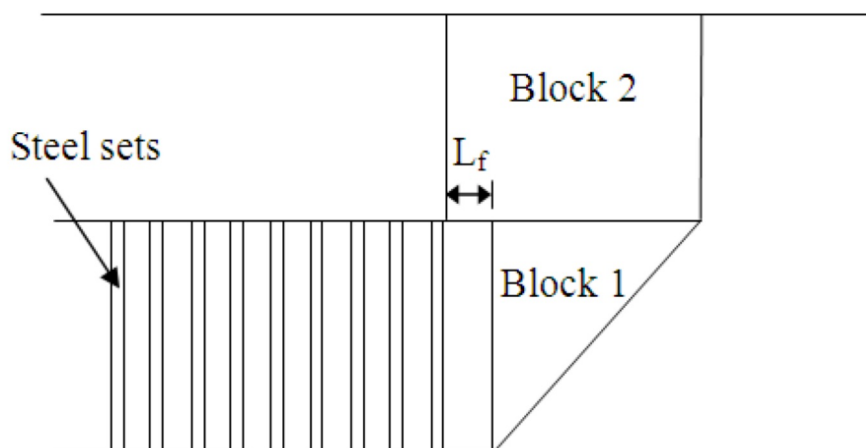


Figure 14: Modello 3D

Dunque il modello tiene conto del fatto che il blocco 2 "sporge" di una lunghezza L_f dal blocco 1: questo è dovuto al fatto che tale tratto non è ancora stato armato (centina) e quindi il blocco 1 è soggetto ad un peso maggiore.

Rispetto al modello 2D, non si ha il contributo R2 poichè, di fatto, non è presente il "piano 2" (vedi figura 7). Permane comunque il contributo di Ra, ovvero la **resistenza lungo i piani di scivolamento del blocco 1**. Il fattore di stabilità diviene dunque:

$$F_{S,\theta} = \frac{R_a + H \cos(\theta)}{(W_1 + V) \sin(\theta)}$$

L'angolo θ si ottiene intersecando i due piani "a".

Introducendo delle **opere di "pre-sostegno"** si ha l'effetto di "scaricare" il blocco 1.

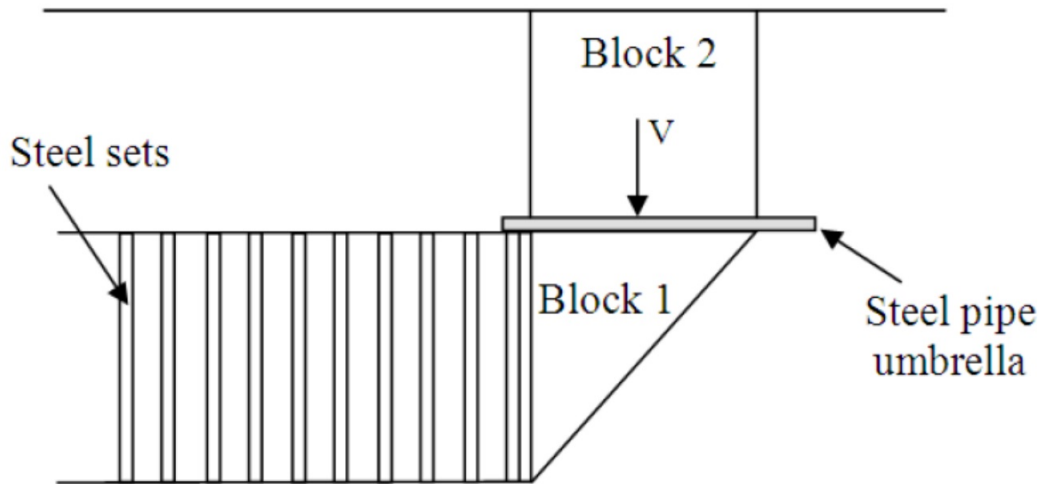


Figure 15: Opera di pre-sostegno

Poggiando sul terreno stabile e sull'ultima centina utile, scaricando di fatto il blocco 1. Tale sistema può essere alternativo o utilizzato in combinazione con le barre in vetroresina precedentemente descritte. Realizzando una struttura ad arco, come un profilato riempito di calcestruzzo, si ha l'effetto di dirottare il flusso di V sui piedi dell'arco stesso.

Un **ombrello di infilaggi** infilati in sequenza, invece, necessita necessariamente di centine in quanto non c'è continuità laterale che consente di incanalare il flusso di V verso il basamento (effetto arco).

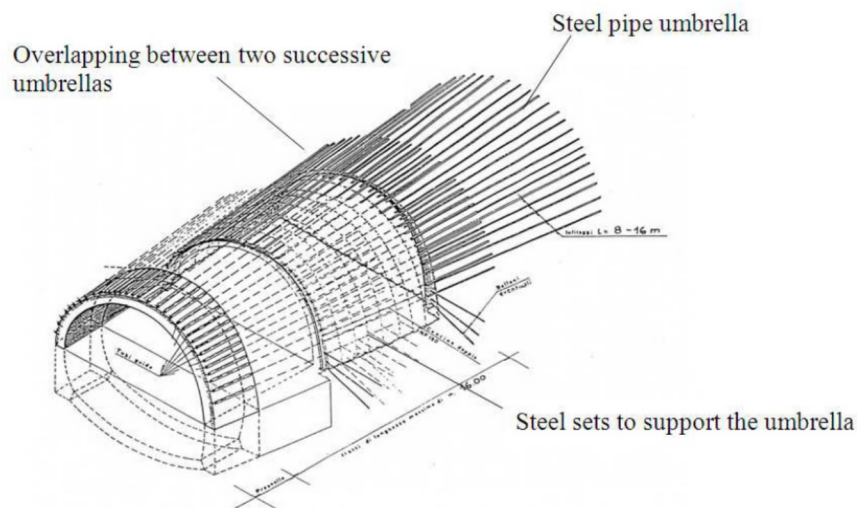


Figure 16: Ombrello di infilaggi

2.1.3 Presenza di falde

Nel caso della presenza di una falda, si hanno **forze di filtrazione** e **riduzione delle forze di attrito**.

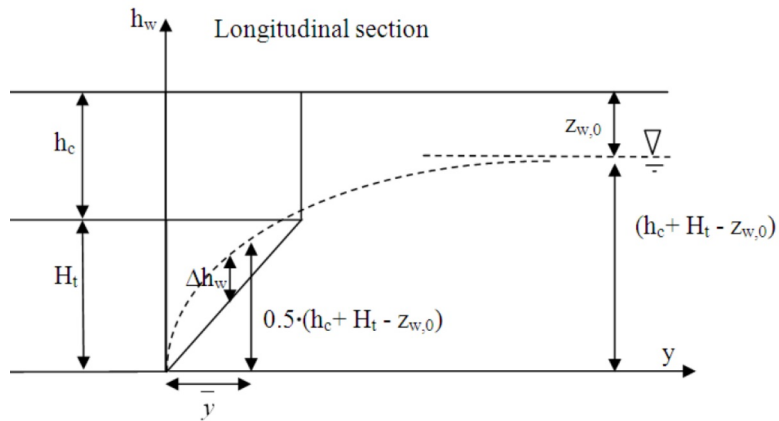


Figure 17: Effetto di una falda avanti al fronte di scavo

Avanti al fronte di scavo si osserva un **abbattimento** della pressione piezometrica a causa del drenaggio.

2.2 Stabilità per gallerie "a grande profondità"

Si approssima il fronte di scavo con una semisfera (elemento verticale in sezione longitudinale).

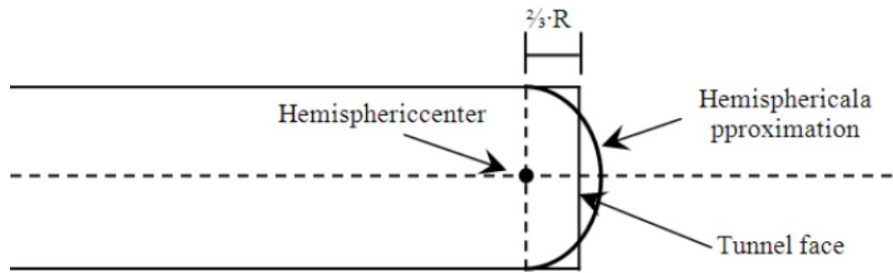


Figure 18: Modello utilizzato per lo studio della stabilità a grandi profondità

Le tensioni **tangenziali** sulla semisfera **approssimano** quelle sul fronte di scavo.

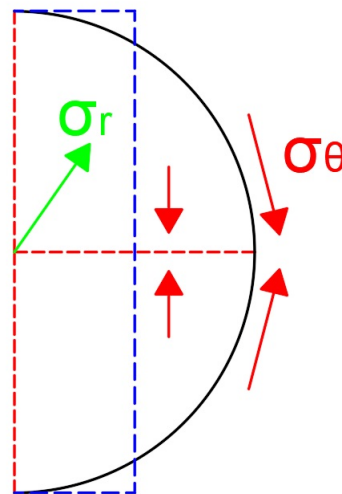


Figure 19: Tensioni

La tensione σ_r è nulla in assenza di "cause esterne" (la σ_θ è quindi massima). I materiali naturali sono **fragili**. Lo studio della stabilità passa attraverso lo studio del comportamento **elastico e plastico** del materiale. Viene utilizzato il criterio di Mohr-Coulomb, ottenuto note la **coesione** e l'**angolo di attrito**.

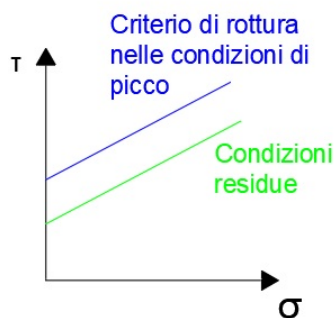


Figure 20: Criterio di Mohr-Coulomb

Il criterio di rottura nelle **condizioni di picco** serve a capire quali sono le tensioni che provocano la rottura. Si verifica se σ_θ (che approssima le tensioni sul fronte di scavo) sia tale da **superare il comportamento elastico**:

$$t_{limite} = C_p + \sigma_P \operatorname{tg}(\phi_P)$$

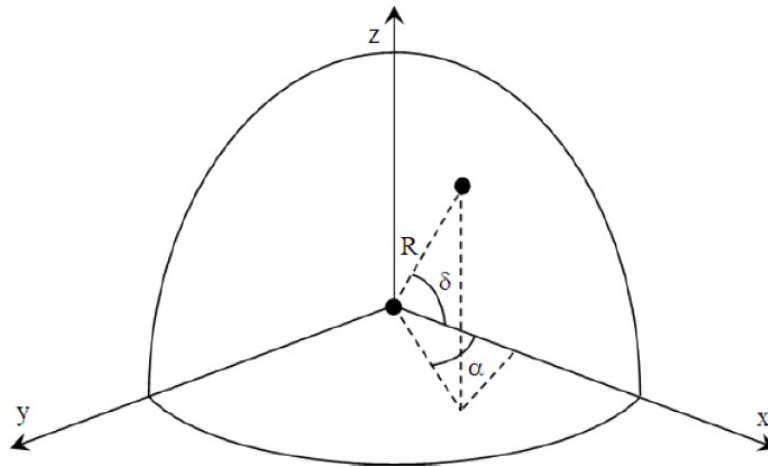


Figure 21: Semisfera

Sulla semisfera si ha il massimo delle tensioni tangenziali e il minimo delle tensioni radiali. Le tensioni possono essere calcolate come segue:

$$\sigma_\theta = p_0 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{R^3}{r^3}\right)$$

$$\sigma_r = p_0 \left(1 - \frac{R^3}{r^3}\right)$$

Ove p_0 è la pressione litostatica all'altezza dell'asse della galleria, R è il raggio della sfera e r è la distanza dal centro. Si osservi che:

$$r = R \rightarrow \sigma_\theta = p_0 \frac{3}{2}$$

$$r \rightarrow \infty \rightarrow \sigma_\theta = p_0$$

Considerando un provino **non confinato** (ovvero la tensione sui fianchi è nulla) si può scrivere, **considerando l'angolo di attrito massimo**:

$$\sigma_{1lim} = \frac{2C \cos(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

La tensione σ_{1lim} deve essere confrontata con $\sigma_\theta = p_0 \frac{3}{2}$ per verificare se c'è rottura nel punto più critico:

$$p_0 \frac{3}{2} = \frac{2C \cos(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

Noto che $p_0 = \gamma Z_0$ si può scrivere che la profondità alla quale **si verifica la rottura per raggiungimento del limite elastico** vale:

$$Z_0 = \frac{4}{\gamma 3} \frac{C \cos(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

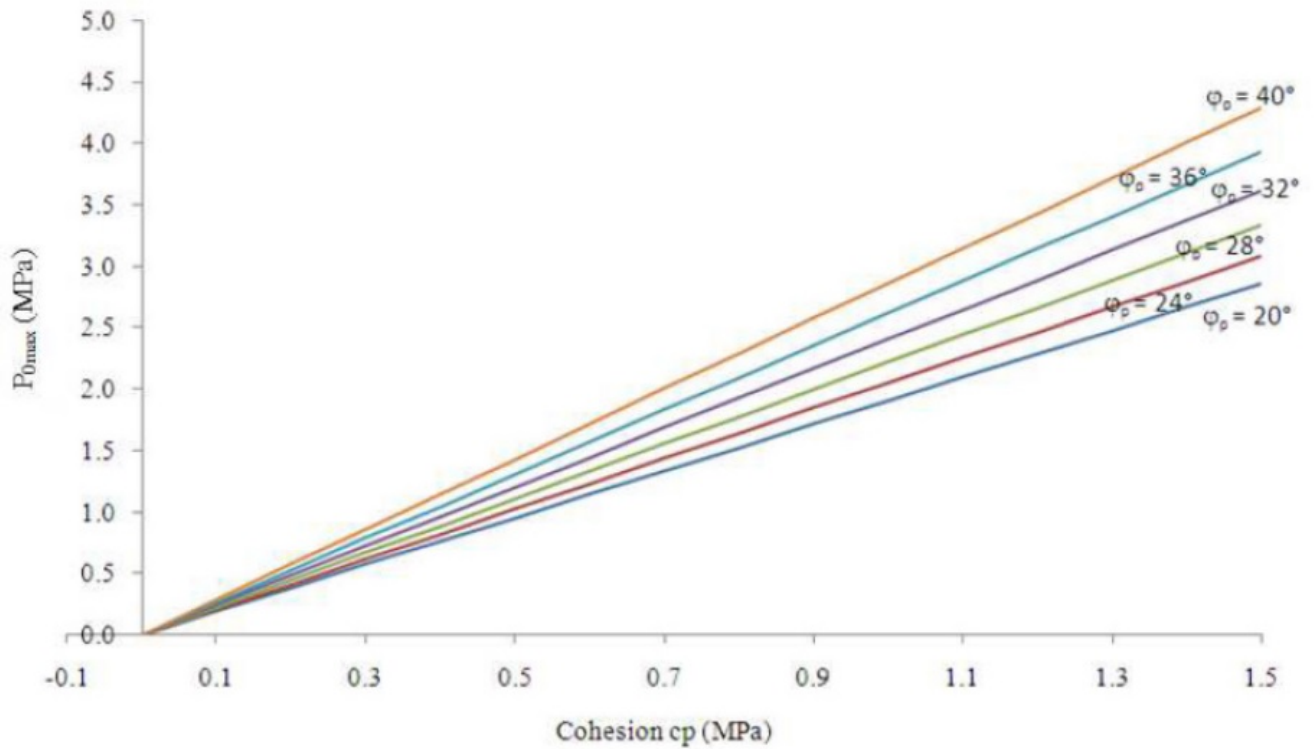


Figure 22: Andamento della pressione litostatica critica al variare dell'angolo di attrito

Notare che la pressione litostatica "critica" è differente per i vari angoli di attrito. Inoltre, anche la coesione presenta delle incertezze: per tale motivo si considera un **range di profondità**. Nota quindi l'incertezza dei parametri si ricava l'incertezza della profondità critica. Ad ogni modo, sotto la profondità critica, si ha **comportamento elastico**, oltre si deve procedere con il **consolidamento**.

2.2.1 Ammassi rocciosi

Rispondono al criterio di rottura di **Hooke-Brown**. Superata la tensione che porta ad avere un comportamento plastico, si ha la **formazione di una fascia plastica**. Le barre di rinforzo devono essere tali da **attraversare** l'intero strato plastico:

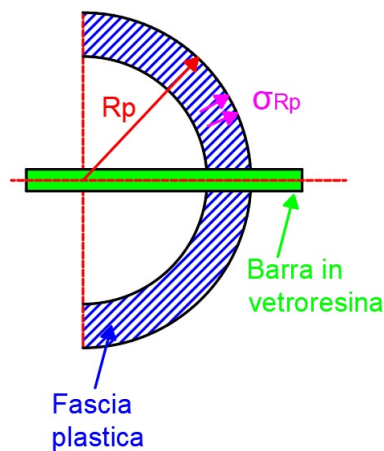


Figure 23: Formazione della fascia plastica

Valutando σ_{Rpl} si **valuta direttamente** se vi è formazione di fascia elastica, si tratta quindi di una maniera diretta di valutare l'instabilità.

$$\sigma_{Rpl} = \frac{\frac{3}{2} \cdot p_0 - \frac{2 \cdot c_p \cdot \cos \varphi_p}{1 - \sin \varphi_p}}{\left(\frac{2 \cdot \sin \varphi_p}{1 - \sin \varphi_p} + \frac{3}{2} \right)}$$

Figure 24: Criterio di Mohr-Coulomb

In generale, gli ammassi rocciosi sono formati da **roccia intatta** e da **discontinuità naturali** organizzate in diverse famiglie. Viene prelevato un campione di **roccia intatta** tra le **discontinuità** per poi essere testato per ricavare la **resistenza a compressione**. Si valuta quindi la **tensione di rottura** σ_{ci} della roccia intatta.

Il criterio di Hooke-Brown, invece, prevede i seguenti parametri:

- **GSI**: Tiene in considerazione la **discontinuità** (es. frequenza discontinuità in un volume di riferimento). I valori di GSI sono tabulati in apposite tabelle:

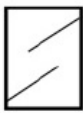
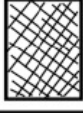




GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE-intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90				
	BLOCKY-well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY-interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY-folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40		
	DISINTERATED-poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED-Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes					10

Figure 25: Tabella GSI

Notare che se le discontinuità sono numerose, la roccia intatta tra di esse avrà dimensioni ridotte, pertanto il GSI sarà minore.

- **mb, s** ed **a** sono parametri relativi al criterio Hooke-Brown che considerano l'ammasso roccioso **indisturbato**:

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28}}$$

mi : parametro di resistenza riferito alla **roccia intatta**.

$$S = e^{\frac{GSI-100}{9}}$$

$$a = 0,5 + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

Noti i suddetti parametri si ha:

$$\sigma_{1,lim} - \sigma_3 = \sigma_{c,i} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{c,i}} + S \right)^a$$

Figure 26: Formula di Hooke-Brown

Ove $\sigma_{1limite}$ è la tensione principale **massima** a rottura, mentre σ_3 è la tensione minima (di confinamento). A differenza del criterio di Mohr-Coulomb, la risoluzione del criterio di Hooke-Brown viene eseguita per **via numerica** (deve essere risolta sia a destra che a sinistra).

Utilizzando il criterio di Mohr-Coulomb è possibile calcolare il raggio plastico in maniera **analitica** una volta nota la σ_{RPL} .

$$R_{pl} = R \cdot \left\{ 1 + \frac{\left[\frac{3}{2} \cdot p_0 \cdot (1 - \sin \varphi_p) - 2 \cdot c_p \cdot \cos \varphi_p \right] \cdot \frac{1 - \sin \varphi_{res}}{4 \cdot \sin \varphi_{res}}}{c_{res} \cdot \cos \varphi_{res} \cdot \left[2 \cdot \sin \varphi_p + \frac{3}{2} \cdot (1 - \sin \varphi_p) \right]} \right\}$$

Figure 27: Formulazione raggio plastico secondo Mohr-Coulomb

Con il criterio di Hooke-Brown si il raggio plastico si ricava per **via numerica**:

Noto che la tensione radiale sul bordo interno è nulla (non si ha pressione radiale all'interno) si incrementa il raggio di un Δr e si calcola $\Delta \sigma_r$:

$$\Delta r = \frac{\Delta \sigma_r \cdot r}{2 \cdot \sigma_{ci} \cdot \left(m_{bres} \cdot \frac{\sigma_r}{\sigma_{ci}} + S_{res} \right)^{a_{res}}}$$

Figure 28: Incremento del raggio secondo il criterio di Hooke-Brown

Notare che i parametri utilizzati sono quelli "residui", ovvero all'interno della fascia elastica.

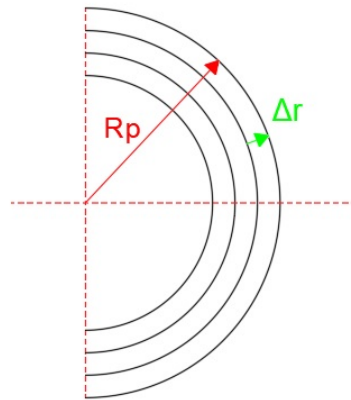


Figure 29: Incremento del raggio secondo il criterio di Hooke-Brown

Il valore di $\Delta\sigma_r$ **deve essere noto** e può essere calcolato conoscendo il numero di intervalli **N**:

$$\Delta\sigma_r = \frac{\sigma_{RPL}}{N}$$

Quindi si adotta una $\Delta\sigma_r$ costante. Quando si raggiunge R_{PL} si ha che $\sigma_r = \sigma_{Rpl}$.

Un ammasso roccioso plasticizzato presenta una maggiore probabilità di instabilizzarsi.

Tramite le precedenti considerazioni si può giungere alla pressione litostatica massima ammissibile per avere stabilità, e quindi la massima profondità oltre la quale è necessario rinforzare lo scavo (barre in vetroresina).

Key: (A) $\sigma_{ci} = 115$ MPa; (B) $\sigma_{ci} = 85$ MPa; (C) $\sigma_{ci} = 55$ MPa; (D) $\sigma_{ci} = 25$ MPa;
 (1) D = 0; (2) D = 0,5; (3) D = 1

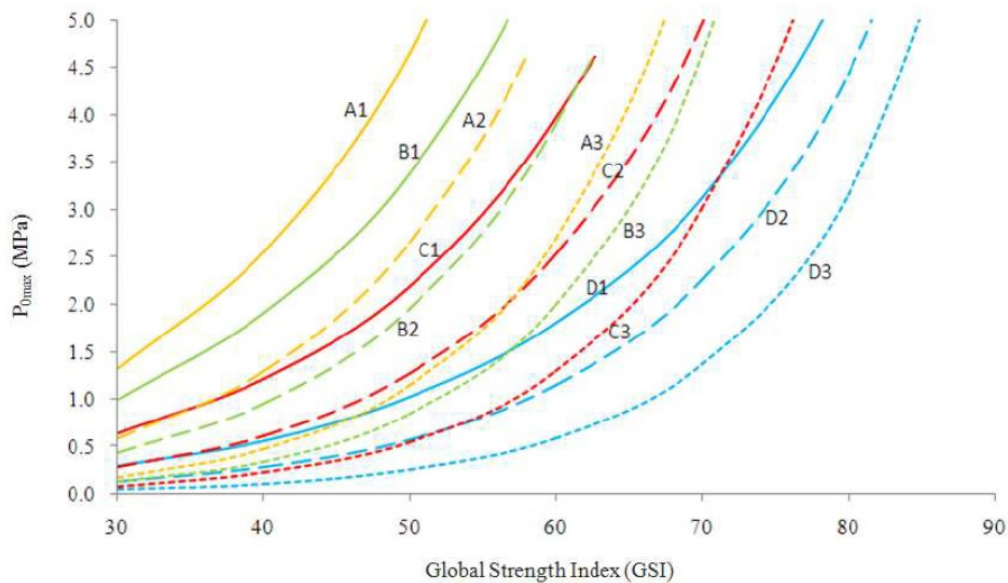


Figure 30: Incremento del raggio secondo il criterio di Hooke-Brown

Dal grafico si nota che all'aumentare del GSI, a parità **resistenza alla compressione assiale** σ_{ci} , il terreno può sopportare pressioni litostatiche maggiori prima di avere formazione di fascia elastica, pertanto si possono raggiungere profondità maggiori senza avere instabilità. Il parametro D tiene conto del "disturbo" arrecato alla roccia durante le operazioni di scavo: D=1 in caso di utilizzo di esplosivi e D=0 se invece lo scavo non è invasivo.

è possibile ricorrere anche a **modellizzazione 3D**, creando delle mappature cromatiche dello scavo:

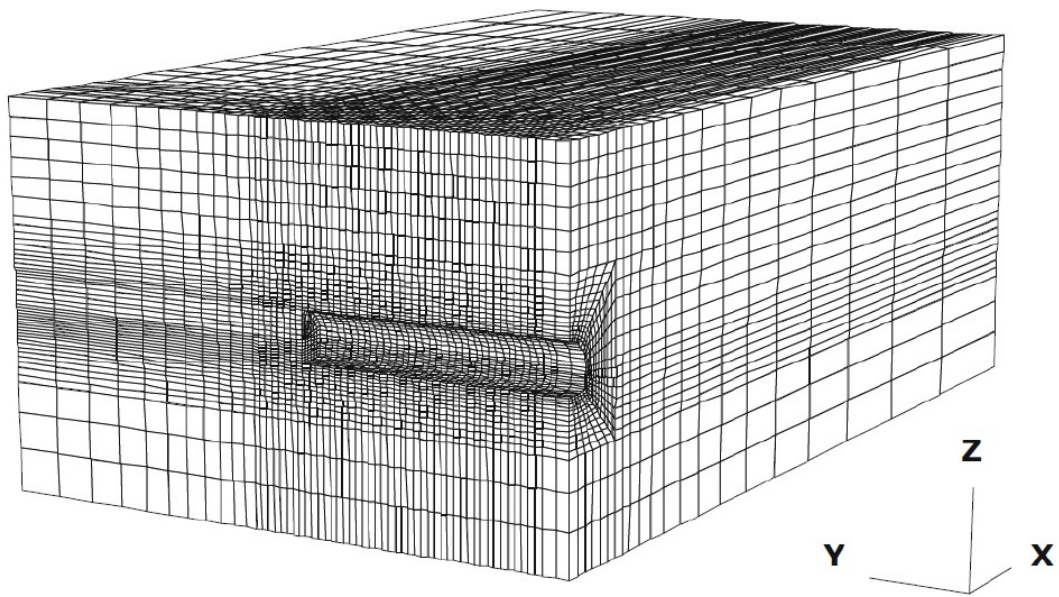


Figure 31: *Modello 3D*

2.2.2 Esempio di calcolo della profondità massima

Si vuole calcolare a quale profondità (quindi a quale pressione litostatica) si ha la **plasticizzazione del fronte**. Dato un terreno avente le seguenti proprietà:

- G.S.I. = 70;
- $m_i=12$;
- $\sigma_{ci} = 80MPa$ (resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta);
- $\gamma = 0,025 \frac{MN}{m^3}$

Si ha che:

$$\sigma_{\theta}(r = R) = 1,5p_0 = 1,5\gamma Z_0$$

Tale tensione deve essere confrontata con la tensione limite di Hooke-Brown, tenendo presente che non vi è presenza della tensione radiale (non vi sono macchine che esercitano tale pressione sulla parete), pertanto la tensione di confinamento σ_3 è nulla:

$$a = 0,5 + \frac{1}{6}(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}}) = 0,5$$

$$S = e^{\frac{GSI-100}{9}} = 3,567 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{1lim} - \sigma_3 = \sigma_{ci}(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + S)^a \rightarrow \sigma_{1lim} = \sigma_{ci}(S)^a = 15,1MPa$$

Quindi si ha che:

$$\sigma_{\theta}(r = R) = \sigma_{1lim} = 1,5\gamma Z_0 \rightarrow Z_0 = \frac{\sigma_{1lim}}{1,5\gamma} \simeq 402m$$

L'inizio del rischio di crollo del fronte di scavo inizia ad una profondità di 402m.

2.3 Presenza di falde

Il materiale in prossimità di una falda è scadente e la presenza di umidità riduce, in generale, la stabilità. Conoscendo l'altezza della falda si può stimare la **pressione** che essa esercita all'altezza del fronte di scavo:

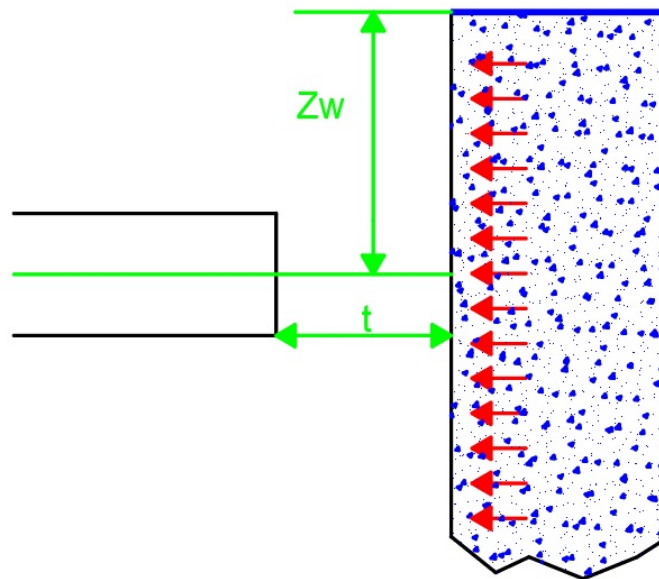


Figure 32: Falda

Data la rilevante altezza della colonna d'acqua, la pressione che essa esercita all'altezza dello scavo viene considerata costante (si calcola all'altezza dell'asse), quindi anche la **pressione che essa esercita sul diaframma** (avente spessore t):

$$p_w = \gamma_w Z_w$$

Nelle gallerie profonde si ha una notevole incertezza, oltre che sulle **proprietà del terreno**, anche sulla **posizione della falda**. Per tale motivo esiste un elevato rischio che un eventuale diaframma possa rompersi. Si di esso agisce una pressione litostatica che va da p_0 a $1,5p_0$.

Il diaframma viene approssimato come una **piastra circolare** (ipotizzando una sezione di scavo circolare). La pressione dell'acqua comporta, sulla piastra, dei momenti torcenti, mentre la pressione litostatica agisce comprimendo:

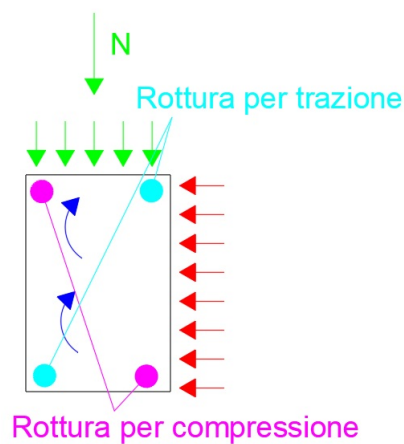


Figure 33: Momenti sul diaframma

N è la **tensione media** lungo il tratto " t ". Per il calcolo dei momenti si ricorre a tabelle.

La **tensione di compressione limite** che può essere supportata dalla piastra può essere calcolata previo utilizzo del criterio di Mohr-Coulomb:

$$\sigma_{limite} = \frac{2\cos(\phi)}{1-\sin(\phi)} + \frac{1+\sin(\phi)}{1-\sin(\phi)}\sigma_3$$

Ove σ_3 è la tensione di confinamento, considerata nulla in queste applicazioni. Quindi:

$$\sigma_{limite} = \frac{2\cos(\phi)}{1-\sin(\phi)}$$

Per quanto riguarda la tensione limite per la **trazione**:

$$\sigma_{limite} = \frac{2C\cos(\phi)}{1+\sin(\phi)}$$

Tali valori vengono calcolati **variando lo spessore t** in modo da conoscere lo spessore minimo che il diaframma deve mantenere per avere stabilità. Tale valore viene poi misurato tramite **sondaggi**.

2.4 Effetti del sisma

In presenza di un sisma lo stato tensionale al contorno della cavità può raggiungere condizioni di instabilità anche se in condizioni statiche non si hanno problemi. Le accelerazioni causate da un sisma sono associate alla probabilità che esso si verifichi, ovvero è meno probabile che si verifichi un sisma con accelerazioni elevate rispetto ad un sisma che comporta basse accelerazioni. L'accelerazione **in superficie** viene valutata sulla base di **mappe sismiche**: si considera un'accelerazione la cui probabilità di sussistere presenta un 10% **di eccedenza**, ovvero che **vi sia un sisma con accelerazioni superiori nei successivi 50 anni**. Nota l'accelerazione al suolo, si applica un coefficiente correttivo che tiene conto della profondità:

$$a_s < a_{max} \rightarrow a_s = \omega a_{max}$$

Pertanto si calcola a_{max} **sulla superficie** e poi si **corregge in funzione della profondità**.

Tunnel Depth (m)	Ratio of Ground Motion at Tunnel Depth to Motion at Ground Surface
≤ 6	1.0
6 to 15	0.9
15 to 30	0.8
> 30	0.7

Figure 34: Correzioni in funzione della profondità

Ad esempio, per una profondità maggiore di 30m, $\omega = 0,7$. Quindi **maggiore è la profondità, minore sarà l'effetto di un sisma**.

Tramite il parametro β , **tabulato in funzione di magnitudo del sisma e distanza dal centro** e che rappresenta il rapporto tra velocità e accelerazione, si ricava la **velocità massima di picco del punto in considerazione**

$$v_s = \beta \frac{a_s}{100g}$$

Notare che così scritta, la formula, prevede che a_s sia espressa "in numero di volte g" e che β sia stato definito partendo da una velocità in $\frac{cm}{s}$.

Moment Magnitude, M_w	Ratio of Peak Ground Velocity (cm/sec) to Peak Ground Acceleration (g)		
	Source-to-Site Distance (km)		
	0 - 20	20 - 50	50 - 100
Rock*			
6.5	67	80	90
7.5	97	110	124
8.5	120	130	145
Stiff Soil*			
6.5	92	98	104
7.5	130	135	140
8.5	150	155	161
Soft Soil*			
6.5	138	147	156
7.5	195	203	210
8.5	225	233	242

Figure 35: Valori

Il coefficiente β è funzione della magnitudo del sisma, del tipo di terreno e dalla distanza dalla sorgente. La **velocità di propagazione dell'onda nel mezzo** è pari a:

$$C_m = \frac{gG}{\gamma}$$

Ove G è il modulo di **deformazione a taglio**:

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

La massima **deformazione a taglio** vale:

$$\gamma_s = \frac{V_s}{C_m}$$

Quindi:

$$q_{dyn} = \gamma_s G$$

Che rappresenta il carico statico che "simula" il comportamento del carico dinamico. Tale carico "perturba" lo stato tensionale delle pareti.

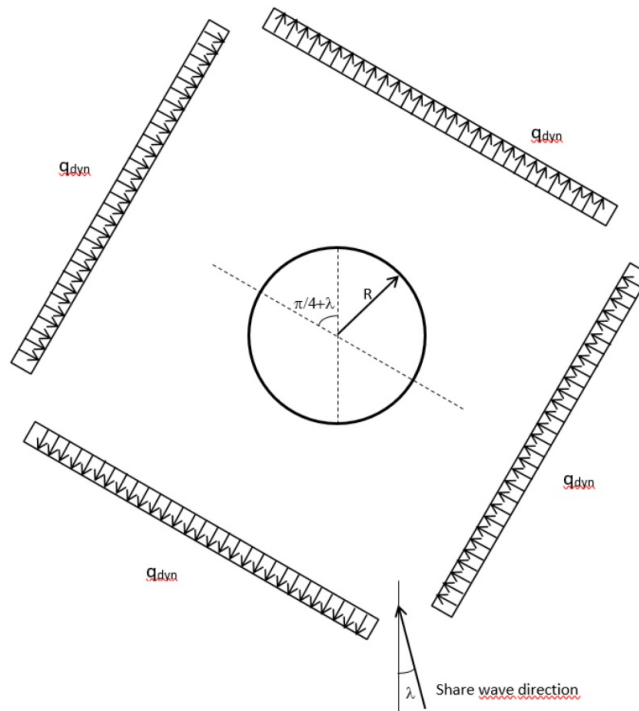


Figure 36: Correzioni in funzione della profondità

Il carico dinamico si applica sia in compressione che in trazione: ove considerarlo di trazione o di compressione dipende dall'angolo di incidenza.

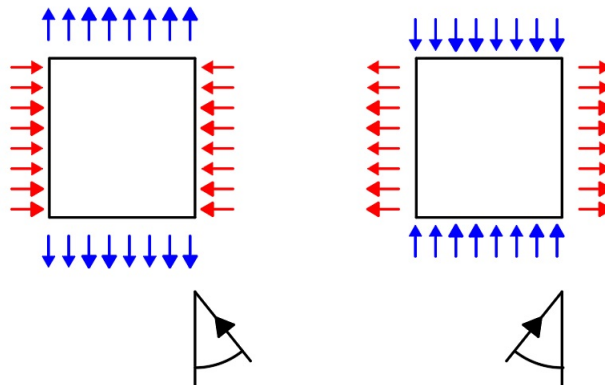


Figure 37: Verso del carico dinamico in funzione del segno dell'angolo di incidenza

Si applica quindi il carico dinamico ad una certa distanza dalla cavità per simulare l'effetto del sisma. Notare che se l'angolo $\lambda = \frac{\pi}{4}$, il carico risulterebbe perpendicolare alle pareti qualora lo scavo presentasse sezione rettangolare. Si ricorre, a questo punto, a delle mappature, **tracciate per i diversi tipi di sezione di scavo**, che consentono di calcolare agevolmente l'**aliquota di tensione** dovuta al sisma.

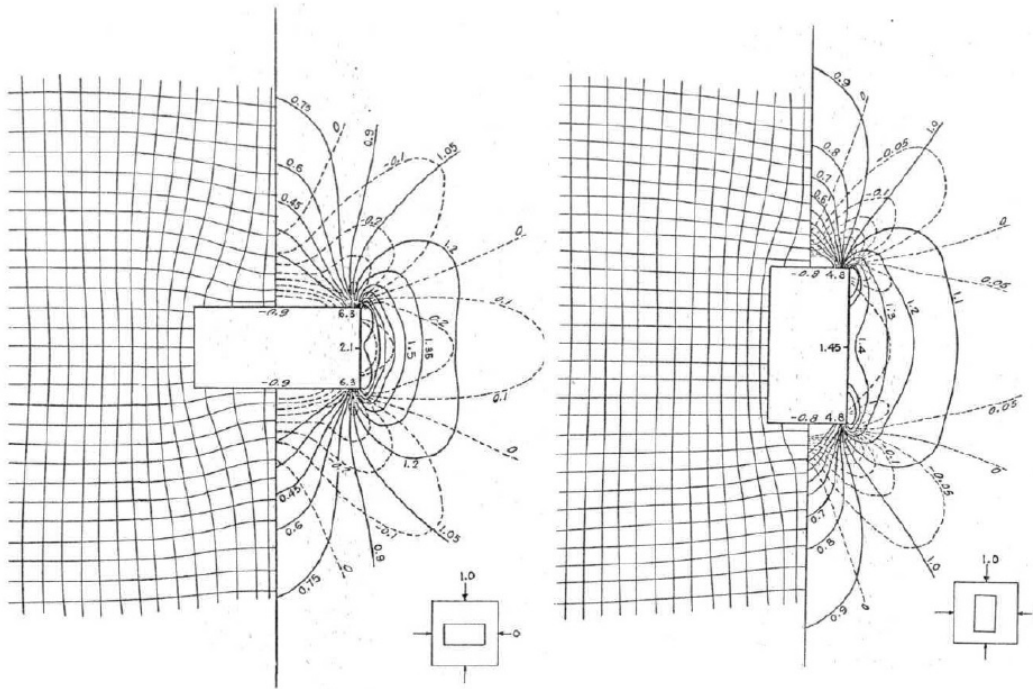


Figure 38: Sovrapposizione degli effetti

Notare che i valori riportati nel grafico sono "normalizzati": basta moltiplicare per il carico dinamico **preso con opportuno segno**, che dipende dall'angolo λ . Come ultimo passo si sommano i valori ottenuti alle tensioni già presenti per ottenere lo stato tensionale complessivo. Confrontando i valori ottenuti con la tensione limite ottenuta dal criterio di Hooke-Brown, si determina il grado di stabilità dello scavo:

$$\sigma_{1lim} - \sigma_3 = \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + S \right)^a$$

Che, essendo nulla la tensione di confinamento σ_3 (essendo scarica la parete interna), diviene:

$$\sigma_{1lim} = \sigma_{ci} S^a$$

In conclusione, se le tensioni **complessive** superano σ_{1lim} si ha **crollò**:

$$F_S = \frac{\sigma_{1lim}}{\sigma_{statico+dinamico}}$$

3 Rischio seppellimento

Se il terreno è di scadenti proprietà meccaniche le pareti saranno instabili e saranno quindi necessarie delle opere di sostegno. Ai fini della valutazione della stabilità delle trincee è necessario valutarne l'**altezza critica** oltre la quale sarà necessario provvedere delle opere di rinforzo, dimensionate in funzione della pressione che il terreno esercita su di esse. È necessario dunque la conoscenza di:

- Tipologia di terreno (coesione ed angolo d'attrito);
- Altezza dello scavo;
- Presenza di acqua nel terreno;
- condizioni al contorno dello scavo (carichi applicati sul bordo, presenza di edifici in prossimità);

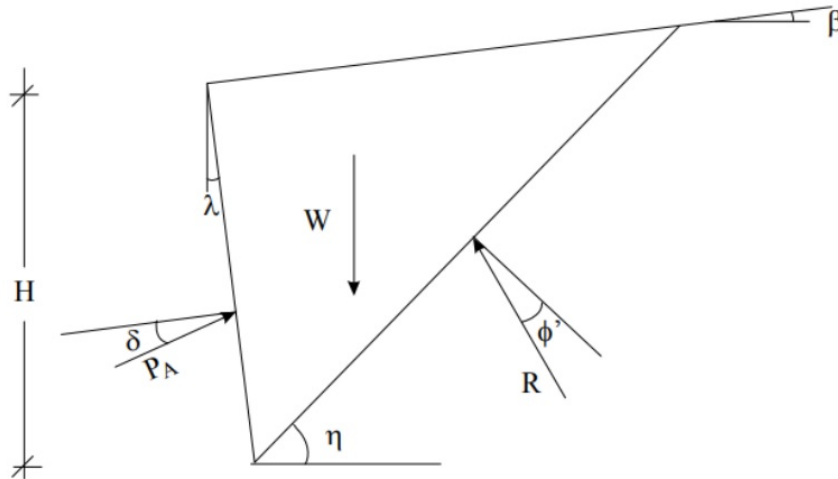


Figure 39: Spinta delle terre

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cdot \cos(\lambda + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - \beta)}}{\cos(\lambda + \delta) \cdot \cos(\lambda - \beta)} \right]^2} \quad P_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$$

Figure 40: Coefficiente di spinta

L'altezza H è di interesse solamente per la valutazione della pressione ma non del coefficiente di spinta. Sovente, sia l'inclinazione del pannello, sia l'inclinazione della superficie sono nulle ($\gamma = 0, \beta = 0$). Il **diagramma di spinta** viene calcolato partendo da K_A :

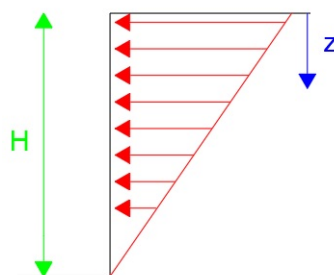


Figure 41: Diagramma di spinta

Alla profondità Z (noto il peso specifico), la tensione vale:

$$\sigma_v = \gamma Z$$

La spinta varrà quindi:

$$\sigma_h = K_a \sigma_v$$

La pinta massima, **considerata nel dimensionamento**, in $Z=H$. La parte più sollecitata del pannello sarà dunque la "striscia inferiore". Il **pannello deve supportare i momenti flettenti** indotti dalla spinta del terreno. Secondo la normativa è necessario **enfaticizzare le spinte** applicando appositi coefficienti correttivi.

3.0.1 Montanti

Considerando il **montante**, esso sarà soggetto a momento flettente (vedasi il profilo di carico). La resistenza (ovvero il momento massimo che può essere applicato) vale:

$$M_{c,rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M10}}$$

Ove:

- W_{pl} : modulo resistente in condizioni plastiche, ottenuto **previo geometria**;
- f_{yk} : tensione di snervamento (dipende dal materiale);
- γ_{M10} : coefficiente correttivo di sicurezza (>1);

La condizione che va rispettata sarà quindi:

$$\frac{M_{ED}}{M_{c,rd}} < 1$$

La normativa consente di valutare come positivo anche il caso di uguaglianza a 1, avendo introdotto dei coefficienti correttivi. Il momento che va considerato è il **momento massimo** preso in valore assoluto (non considerando il segno) ottenuto dal "profilo dei momenti" (i puntelli sono rappresentati da appoggi):

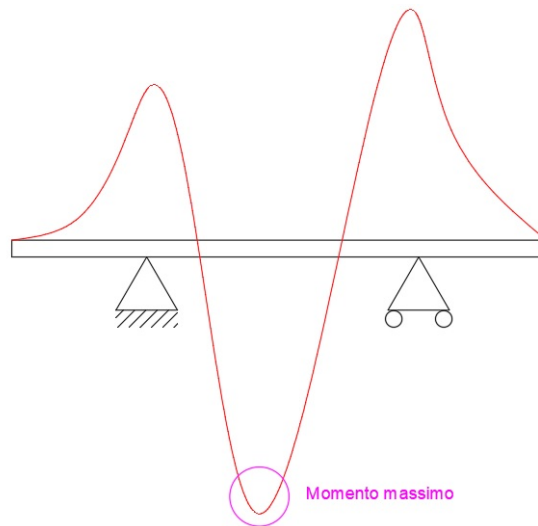


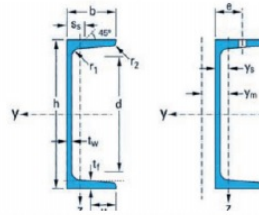
Figure 42: Andamento dei momenti sul montante

Quindi il **modulo resistente** si calcola come segue:

$$W_{pl} = \gamma_{M10} \frac{|M_{max}|}{f_{yk}}$$

Il valore della **tensione di snervamento** è tabulato. Per i montati si utilizzano dei profilati aperti (ad esempio a C) che **consentono di ospitare i puntelli**.

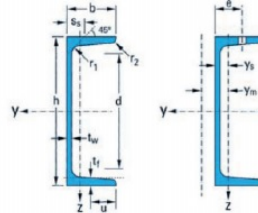
Profilato metallico UPN (dati geometrici)



Designazione nominale	Massa G kg/m	Dimensioni						Area A cm ²	Dimensioni di costruzione				Superficie da verniciare	
		h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	r ₂ mm		d mm	Ø	e _{min} mm	e _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
UPN 80	8,65	80	45	6	8	8	4	11,0	47	-	-	-	0,312	36,13
UPN 100	10,6	100	50	6	8,5	8,5	4,5	13,5	64	-	-	-	0,372	35,10
UPN 120	13,4	120	55	7	9	9	4,5	17,0	82	-	-	-	0,434	32,52
UPN 140	16,0	140	60	7	10	10	5	20,4	98	M12	33	37	0,489	30,54
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,0	115	M12	34	42	0,546	28,98
UPN 180	22,0	180	70	8	11	11	5,5	28,0	133	M16	38	41	0,611	27,80
UPN 200	25,3	200	75	8,5	11,5	11,5	6	32,2	151	M16	39	46	0,661	26,15
UPN 220	29,4	220	80	9	12,5	12,5	6,5	37,4	167	M16	40	51	0,718	24,46
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13	13	6,5	42,3	184	M20	46	50	0,775	23,34
UPN 260	37,9	260	90	10	14	14	7	48,3	200	M22	50	52	0,834	22,00
UPN 280	41,8	280	95	10	15	15	7,5	53,3	216	M22	52	57	0,890	21,27
UPN 300	46,2	300	100	10	16	16	8	58,8	232	M24	55	59	0,950	20,58
UPN 320	59,5	320	100	14	17,5	17,5	8,75	75,8	246	M22	58	62	0,982	16,50
UPN 350	60,6	350	100	14	16	16	8	77,3	282	M22	56	62	1,047	17,25
UPN 380	63,1	380	102	13,5	16	16	8	80,4	313	M24	59	60	1,110	17,59
UPN 400	71,8	400	110	14	18	18	9	91,5	324	M27	61	62	1,182	16,46

Figure 43: Dati geometrici profilati UPN

Profilato metallico UPN (dati statici)



Designazione nominale	Dati statici														Classificazione			
	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	i _y cm	A _{yz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	W _{pl,z} cm ³	i _z cm	s _s mm	I _t cm ⁴	I _w × 10 ⁻³ cm ⁶	y _s cm	y _m cm	Flessione		Compressione	
															S 235	S 355	S 235	S 355
UPN 80	106	26,5	31,8	3,10	5,10	19,4	6,36	12,1	1,33	19,4	2,16	0,17	1,45	2,67	1	1	1	1
UPN 100	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,55	2,93	1	1	1	1
UPN 120	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,90	1,60	3,03	1	1	1	1
UPN 140	605	86,4	103	5,45	10,41	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1	1	1
UPN 160	925	116	138	6,21	12,60	85,3	18,3	35,2	1,89	25,3	7,39	3,26	1,84	3,56	1	1	1	1
UPN 180	1 350	150	179	6,95	15,09	114	22,4	42,9	2,02	26,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1	1	1
UPN 200	1 910	191	228	7,70	17,71	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1	1	1
UPN 220	2 690	245	292	8,48	20,62	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,6	2,14	4,20	1	1	1	1
UPN 240	3 600	300	358	9,22	23,71	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,39	1	1	1	1
UPN 260	4 820	371	442	9,99	27,12	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1
UPN 280	6 280	448	532	10,90	29,28	399	57,2	109	2,74	35,6	31,0	48,5	2,53	5,02	1	1	1	1
UPN 300	8 030	535	632	11,70	31,77	495	67,8	130	2,90	37,3	37,4	69,1	2,70	5,41	1	1	1	1
UPN 320	10 870	679	826	12,10	47,11	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	96,1	2,60	4,82	1	1	1	1
UPN 350	12 840	734	918	12,90	50,84	570	75,0	143	2,72	40,7	61,2	114	2,40	4,45	1	1	1	1
UPN 380	15 760	829	1 014	14,00	53,23	615	78,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,58	1	1	1	1
UPN 400	20 350	1 020	1 240	14,90	58,55	846	102	190	3,04	44,0	81,6	221	2,65	5,11	1	1	1	1

Figure 44: Dati statici profilati UPN

Notare che nelle condizioni di carico considerate il profilato tende a ruotare intorno all'asse Z.

3.0.2 Puntelli

I puntelli sono dimensionati considerando le **reazioni vincolari**. Non tutti i puntelli sono caricati allo stesso modo: osservando infatti il profilo di carico, si osserva che i puntelli disposti in basso sono più sollecitati di quelli disposti in alto: per tale motivo si procede al dimensionamento considerando il puntello più in basso (più sollecitato). I puntelli sono "caricati in punta", pertanto sono soggetti all'**instabilità del carico di punta**:

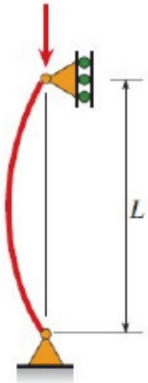
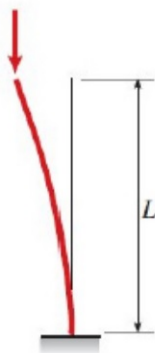
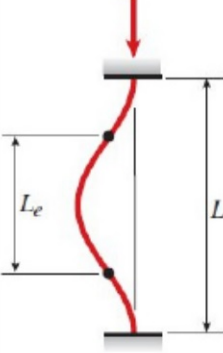
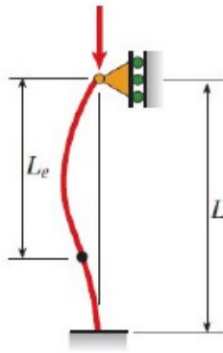
(a) Pinned-pinned column	(b) Fixed-free column	(c) Fixed-fixed column	(d) Fixed-pinned column
$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$	$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{4L^2}$	$P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2}$	$P_{cr} = \frac{2.046 \pi^2 EI}{L^2}$
			

Figure 45: Instabilità a carico di punta

I puntelli sono "incastrati" al montante, pertanto la **Forza di Eulero** vale:

$$P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2}$$

Dove I è il **momento d'inerzia relativo alla sezione trasversale**.

Per il dimensionamento si considerano più puntelli (con determinate sezioni, geometrie e caratteristiche) e si verifica per quali la forza resistente supera quella di progetto.

$$\frac{M_{ed}}{M_{b,rd}} < 1$$

La forza resistente del pannello va calcolata tenendo presente delle "impurità" meccaniche, dal momento che anche se piccole possono innescare instabilità. La resistenza "nominale" del puntello (carico in punta) andrà quindi moltiplicata per un coefficiente che tiene conto delle suddette impurità (tiene conto delle tecnologie costruttive ecc):

$$N_{b,rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

3.0.3 Pannelli

I pannelli vengono dimensionati tenendo presente la sollecitazione massima che essi sono chiamati a contrastare. Dal diagramma di spinta si nota che la pressione maggiore che il renneo esercita sul pannello è quella nella "striscia" di altezza h ai piedi del pannello stesso. Lo scopo è la determinazione dello spessore S partendo dalla **trave caricata**:

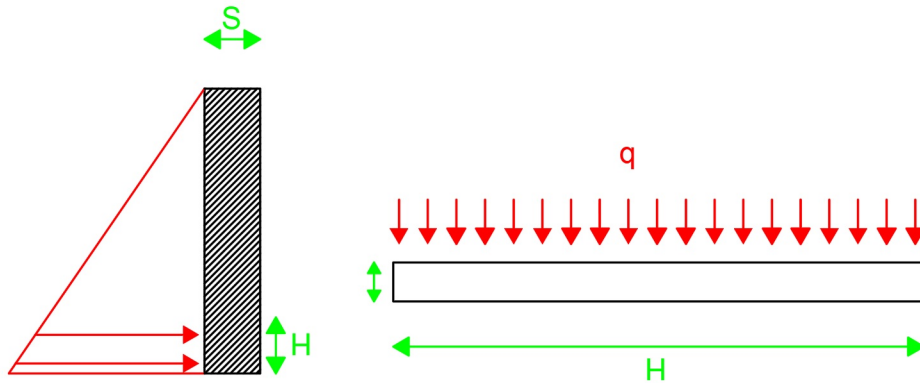


Figure 46: Trave caricata

Ove il **carico distribuito** q vale:

$$\sigma_{hmax} = K_a \gamma H \rightarrow q = \sigma_{hmax} h$$

Dalla teoria della trave caricata, si ha che (nota la lunghezza del pannello) il momento massimo si ha al centro del pannello stesso:

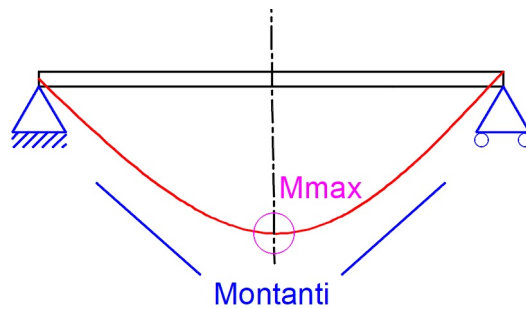


Figure 47: LPannello

Data la lunghezza l del pannello:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8}$$

Che **va confrontato col massimo momento sopportato**. La resistenza a flessione di una piastra dipende dallo spessore S , pertanto si procederà per tentativi fino a che non si ottiene un fattore di sicurezza adeguato.

4 Stabilità dei blocchi di roccia

Le **discontinuità naturali** in un ammasso roccioso possono svolgere il ruolo di **piani di scivolamento**: il blocco di roccia viene **isolato** dalle discontinuità stesse. L'intersezione tra due discontinuità rappresenta quindi la **direzione** lungo la quale avviene il moto del blocco roccioso.

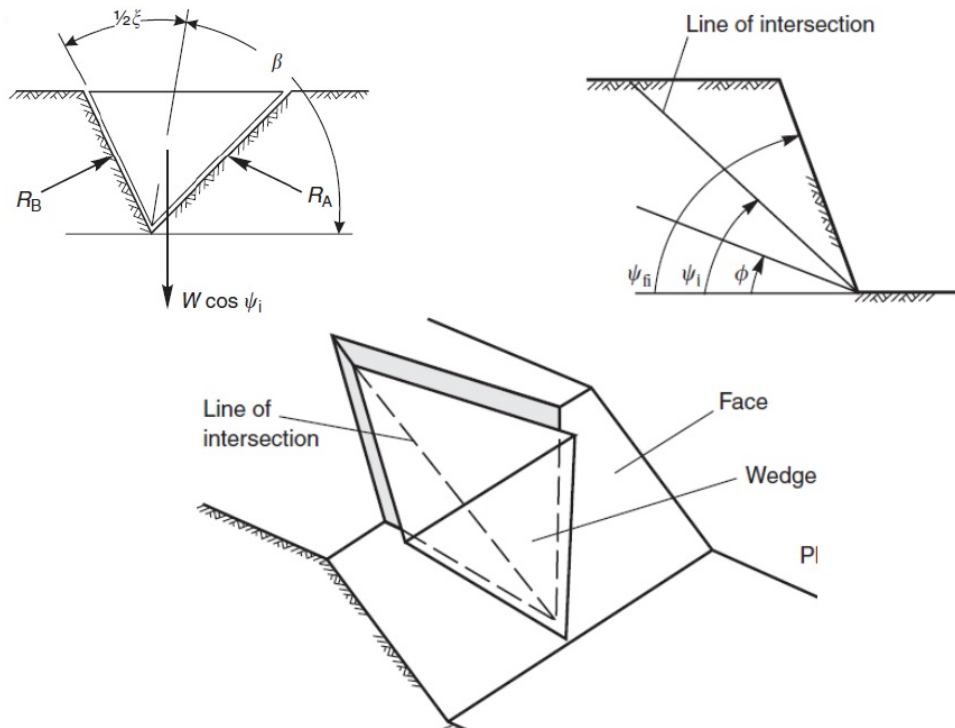


Figure 48: Le discontinuità danno origine a piani di scivolamento

La valutazione della direzione in cui avviene il moto del blocco è fondamentale per la determinazione del coefficiente di sicurezza. Tali piani di discontinuità, possono essere valutati tramite delle **proiezioni stereografiche**:

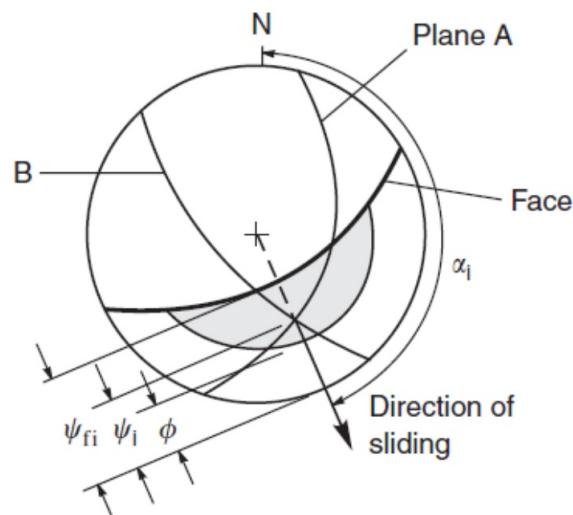


Figure 49: Proiezioni stereografiche

Dalla geometria si individuano quindi i parametri necessari:

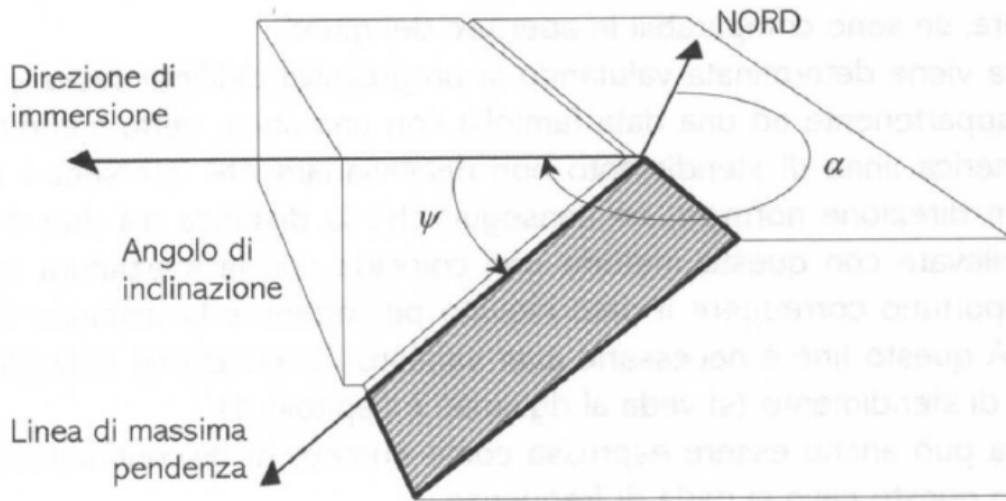


Figure 50: Determinazione degli angoli

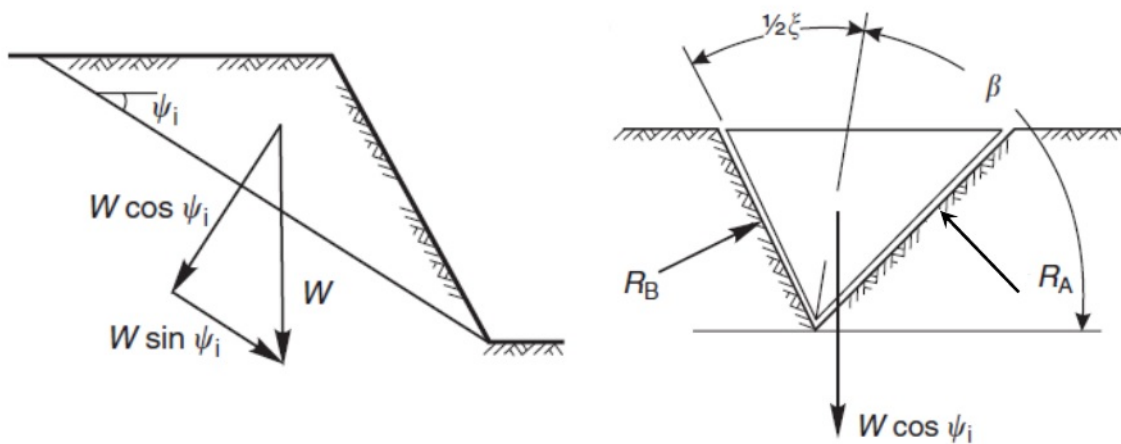


Figure 51: Determinazione degli angoli

Una volta nota la geometria del problema, si può calcolare il fattore di sicurezza, definito come **rapporto tra forze resistenti (che si oppongono quindi al moto) e forze instabilizzanti (che causano il moto)**. Si considerano solo forze resistenti **di attrito**, trascurando quindi la coesione:

$$F_S = \frac{(R_A + R_B) \operatorname{tg}(\phi)}{W \sin \psi_i}$$

Quindi si considerano le forze **lungo la direzione di scivolamento**.

$$\alpha_i = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \psi_A \cos \alpha_A - \tan \psi_B \cos \alpha_B}{\tan \psi_B \sin \alpha_B - \tan \psi_A \sin \alpha_A} \right) \quad (7.1)$$

$$\psi_i = \tan \psi_A \cos(\alpha_A - \alpha_i) = \tan \psi_B \cos(\alpha_B - \alpha_i) \quad (7.2)$$

$$\begin{aligned} R_A \sin \left(\beta - \frac{1}{2} \xi \right) &= R_B \sin \left(\beta + \frac{1}{2} \xi \right) \\ R_A \cos \left(\beta - \frac{1}{2} \xi \right) + R_B \cos \left(\beta + \frac{1}{2} \xi \right) &= W \cos \psi_i \end{aligned}$$

Figure 52: Relazioni utili

$$R_A + R_B = \frac{W \cos \psi_i \sin \beta}{\sin(\xi/2)}$$

Figure 53: Relazioni utili

L'orientazione delle linee di intersezione espressa in coordinate cartesiane consente la conoscenza dell'angolo compreso tra le stesse, grazie al **prodotto vettoriale**:

$$\begin{aligned} \mathbf{a} \times \mathbf{b} &= \det \begin{bmatrix} \mathbf{i} & \mathbf{j} & \mathbf{k} \\ a_1 & a_2 & a_3 \\ b_1 & b_2 & b_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_2 b_3 - a_3 b_2 \\ a_3 b_1 - a_1 b_3 \\ a_1 b_2 - a_2 b_1 \end{bmatrix} = \\ &= (a_2 b_3 - a_3 b_2) \mathbf{i} + (a_3 b_1 - a_1 b_3) \mathbf{j} + (a_1 b_2 - a_2 b_1) \mathbf{k} \end{aligned}$$

$$\mathbf{a} \times \mathbf{b} = \hat{\mathbf{n}} |\mathbf{a}| |\mathbf{b}| \sin \theta$$

Figure 54: Prodotto vettoriale

Noti quindi gli angoli geometrici, si procede con la stima dell'**angolo di attrito** ϕ .

$$\tau = \sigma_n \tan \left(\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right)$$

Figure 55: Tensione tangenziale limite massima

Il coefficiente **JRC** è legato alla scabrosità (nullo per superfici lisce), mentre **JCS** si riferisce alle condizioni della roccia.

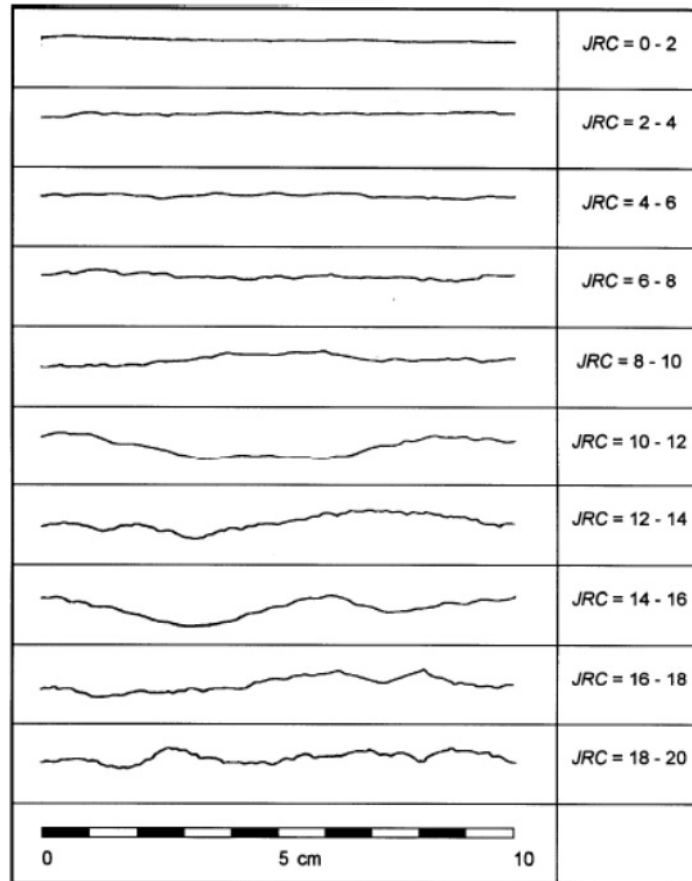


Figure 56: Tabella JRC (si confronta la scabrosità con quella in figura)

Ricapitolando si ha che:

1. Si individuano le superfici A e B (quindi la geometria);
2. Noto l'angolo di attrito;
3. Calcolo della direzione di scorrimento "i";
4. Individuazione del piano perpendicolare alla suddetta direzione;
5. Individuazione delle intersezioni tra i piani A e B e il suddetto piano;
6. Tramite il prodotto vettoriale si risale alla conoscenza dell'angolo tra le stesse e quindi diventa nota la geometria;
7. Calcolo Fs;

Il suddetto procedimento deve tener conto dell'incertezza dei parametri, pertanto vengono utilizzate delle **distribuzioni di probabilità Gaussiane**: si utilizza il Metodo Monte Carlo estraendo per ogni iterazione i valori "intorno ad un valore atteso" e si calcola il coefficiente di sicurezza: in questo modo si riesce (grazie ad un elevato numero di iterazioni) a calcolare la **probabilità che Fs si trovi sotto una certa soglia**.

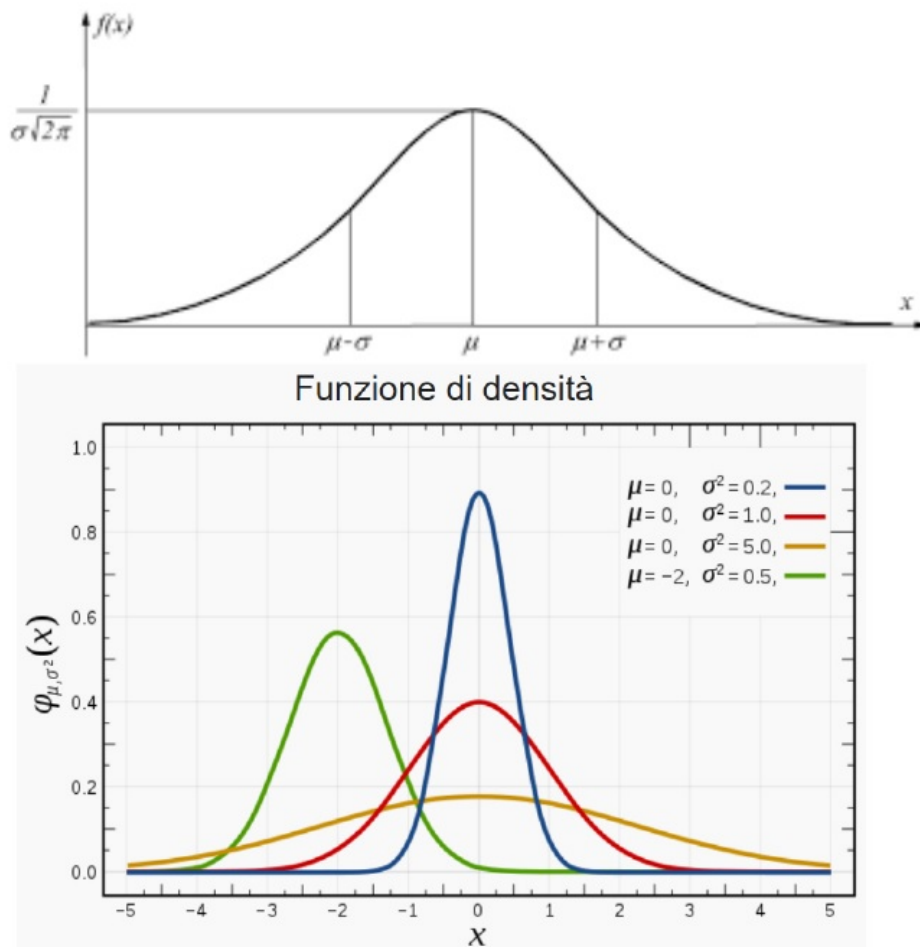


Figure 57: Tabella JRC (Distribuzione gaussiana)

5 Caduta massi

I blocchi di roccia possono presentare dimensioni notevoli e raggiungere velocità (quindi energie) tali da consentire il moto anche per distanze notevoli. La valutazione del rischio parte dunque dalla conoscenza della **pendenza del versante**:

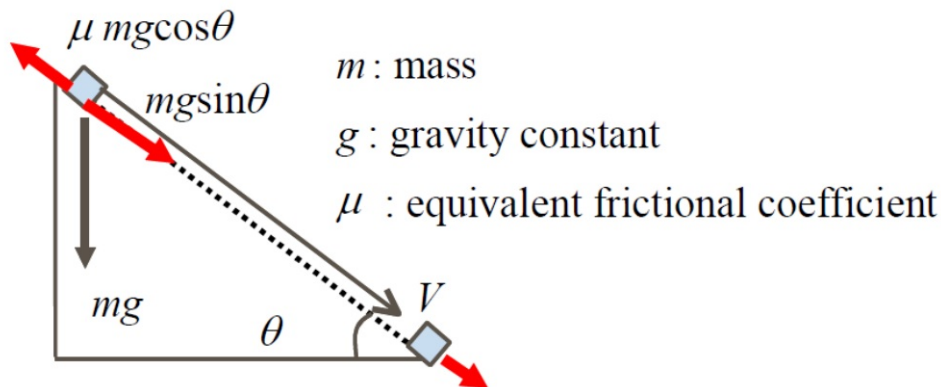


Figure 58: Versante

La velocità, **nel punto di interesse**, viene stimata come segue:

$$\alpha = \sqrt{1 - \frac{\mu}{\tan(\theta)}}$$

$$V = \alpha \sqrt{2gH}$$

Ove θ è la **pendenza media del versante**. Il **coefficiente di attrito** dipende dal tipo di terreno: diminuisce all'infittimento della vegetazione.

Classification	Characteristics of slope and rock	Recommended equivalent coefficient of friction μ (experimental value)
A	Hard rock, small roughness, no vegetation. Round rock	0.05 (under 0.10)
B	Soft rock, medium roughness, no vegetation. Round or squarish rock.	0.15 (0.11–0.20)
C	Soil and sand slope, small or medium roughness, no vegetation. Round or squarish rock.	0.25 (0.21–0.30)
D	Talus slope, medium or large roughness, with vegetation or no vegetation. Squarish rock.	0.35 (over 0.31)

Figure 59: Coefficiente di attrito

Il **moto del masso** dipende dall'interazione tra masso e versante, nonché dalla geometria del masso stesso: Se l'impatto avviene in un punto in cui si ha un "braccio" si ha la generazione di momento che ne causa la rotazione.

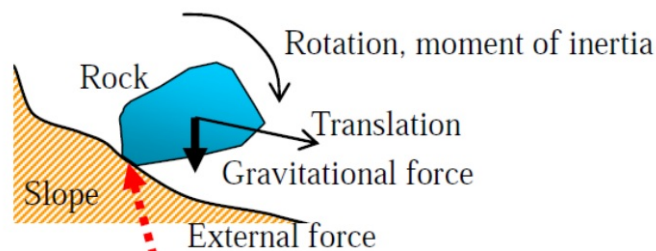


Figure 60: Coefficiente di attrito

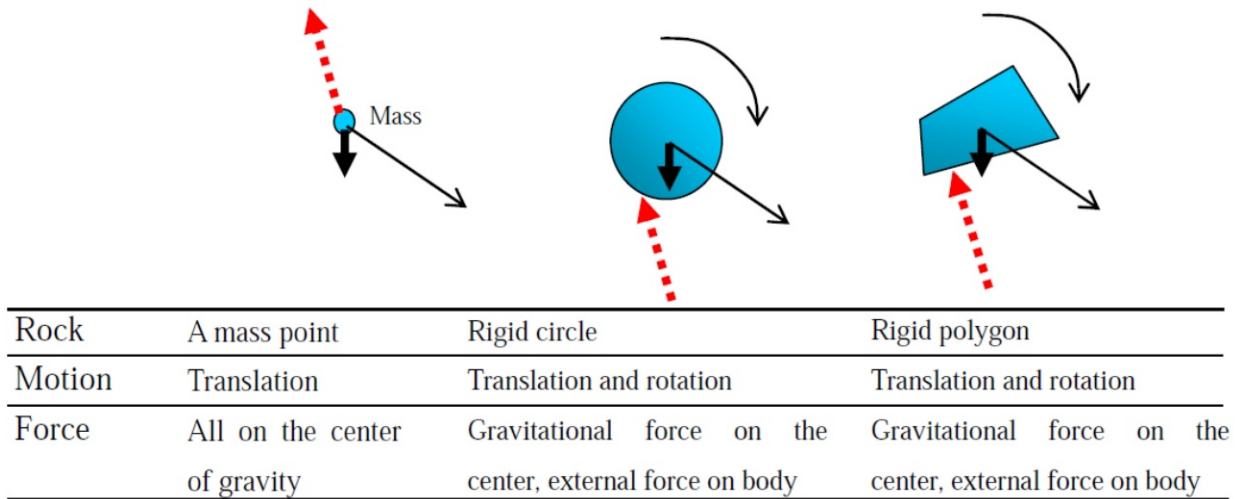


Figure 61: Geometria dei massi (2D e 3D)

Considerando nulla la **resistenza aereodinamica**, il moto di un masso in caduta è dovuto alla sola forza di gravità: masso considerato **puntuale** (in caduta). Per valutare l'effetto dell'impatto con una parete del versante, si introducono dei **coefficienti di restituzione**, ovvero si considera un urto di tipo **anelastico** (la velocità dopo l'impatto non è uguale a quella precedente):

$$K = \frac{V_{finale}}{V_{iniziale}} \rightarrow V_{finale} = KV_{iniziale}$$

- K_t : relativo alla componente di velocità parallela al versante (nel punto di impatto);
- K_n : relativo alla componente di velocità normale al versante (nel punto dell'impatto);

Si può affermare che:

$$K_N \simeq \frac{K_t}{2}$$

Il coefficiente di restituzione dipende dal tipo di terreno: in caso di vegetazione fitta, ad esempio, il masso viene rallentato maggiormente (basso K). Per tale motivo, tale coefficiente, dovrà essere rivalutato per ogni tratto del versante.

Per quanto riguarda i coefficienti di attrito, essi avranno valori differenti in caso di **rotolamento** o di **scivolamento**.

5.1 Simulazioni numeriche

Per ogni istante di tempo si valuta la posizione del masso rispetto ad una porzione di versante (generalmente approssimato tramite dei poligoni).

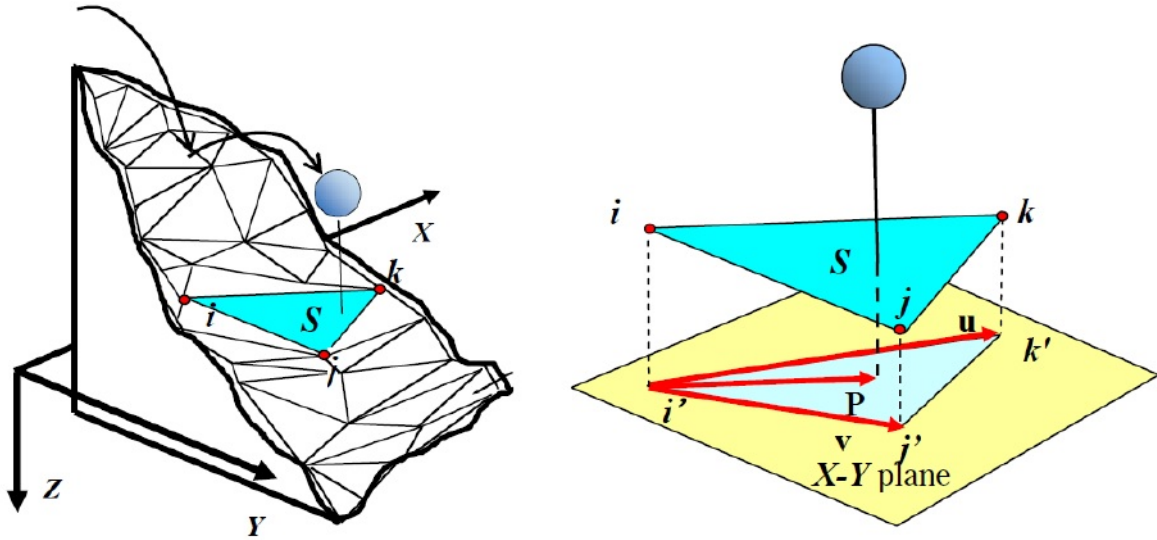


Figure 62: Geometria dei massi (2D e 3D)

Lo studio avviene per **istanti successivi**: per ogni istante viene calcolata la quota relativa al "poligono" successivo. Durante l'impatto vengono studiate le forze: la forza sviluppata parallelamente al versante, ovviamente, influirà sulla velocità in quella direzione. Tale forza agisce anche sulla velocità di rotazione ω (si genera un momento a seconda del punto di impatto). Integrando la forza "media" che si genera per un "tempo di contatto T_c " e dividendo per l'inerzia (a seconda del moto di interesse) si ottiene l'accelerazione (angolare e lineare che sia):

$$\Delta v_{tdr} = \frac{\int_0^{T_c} F dt}{m}$$

$$\Delta \omega_r = \frac{\int_0^{T_c} F r dt}{I}.$$

Figure 63: Accelerazioni medie

I dati di input sono quindi **la quota iniziale** e **la geometria del masso**. Per ogni istante successivo si valuta la velocità facendo un bilancio energetico (energia cinetica). I programmi più complessi valutano anche gli angoli di impatto.

In questo modo (iterando) si ottengono delle **famiglie di traiettorie**:

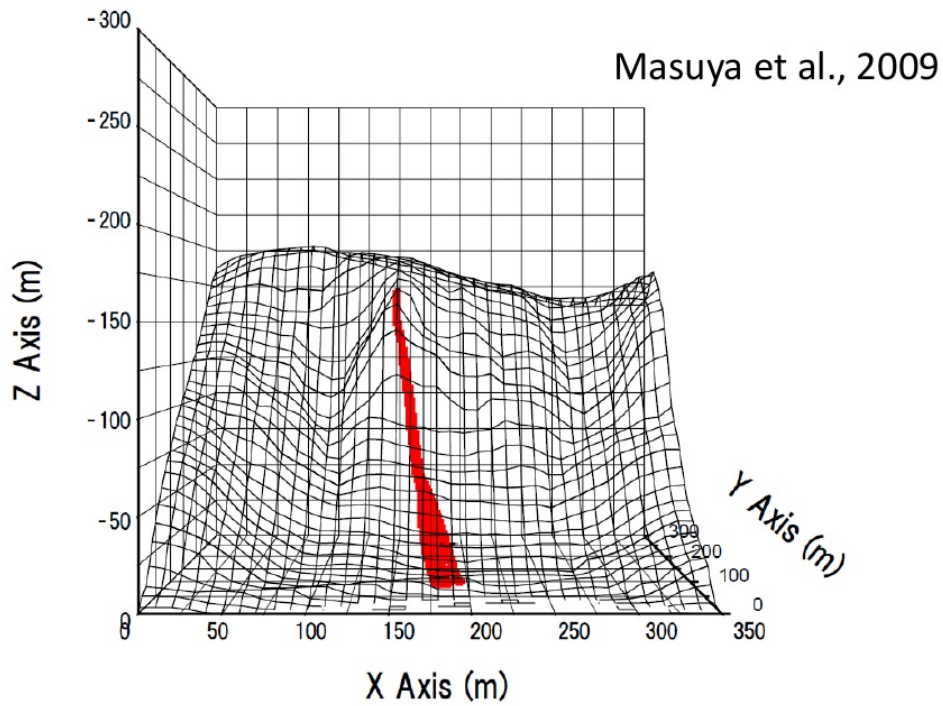


Figure 64: Famiglia di traiettorie

Ad esempio, considerando in massa che si stacca alla quota indicata (inizio traiettoria), considerando le **incertezze dei parametri** si ha una mappatura delle "traiettorie che si possono avere". Considerando anche i contenuti energetici, si possono calcolare le altezze raggiunte ad ogni rimbalzo (e quindi stabilire, in quel punto, l'altezza della barriera paramassi):

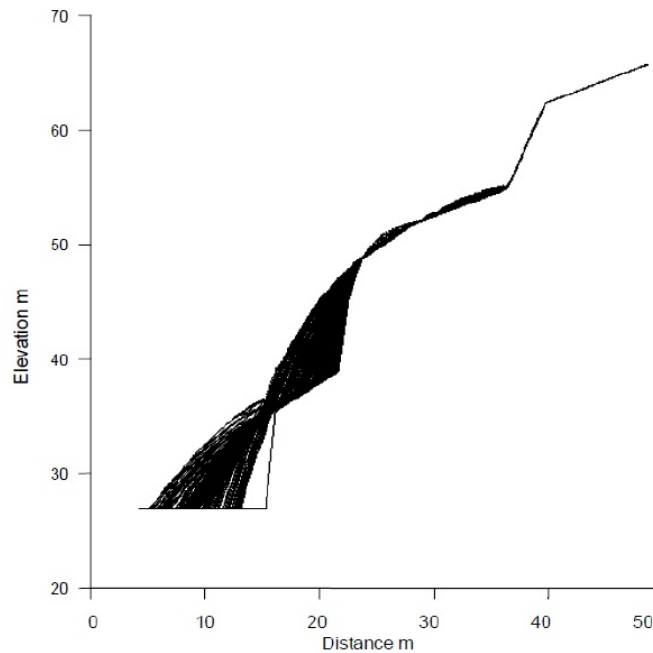


Figure 65: Analisi bidimensionale

L'approccio è di tipo probabilistico: si estraggono i parametri di input dalla relativa distribuzione probabilistica (Gauss) e si procede con il calcolo:

- Dimensione blocco;
- Quota di partenza;
- Coefficiente di attrito;
- Coefficiente di di restituzione;

Si utilizza quindi il sistema Monte Carlo: si estrae una serie di dati di input a partire dalle distribuzioni probabilistiche dei dati di ingresso.

I risultati ottenuti sono utilizzati per dimensionare le "barriere paramassi":



Figure 66: Dimensionamento rete

Le barriere paramassi sono dimensionate in base all'altezza massima raggiunta dal massi (probabilità) e dall'energia massima che presenta in quella sezione. Le barriere si deformano assorbendo energia riducendo quindi le sollecitazioni sulle opere di sostegno.

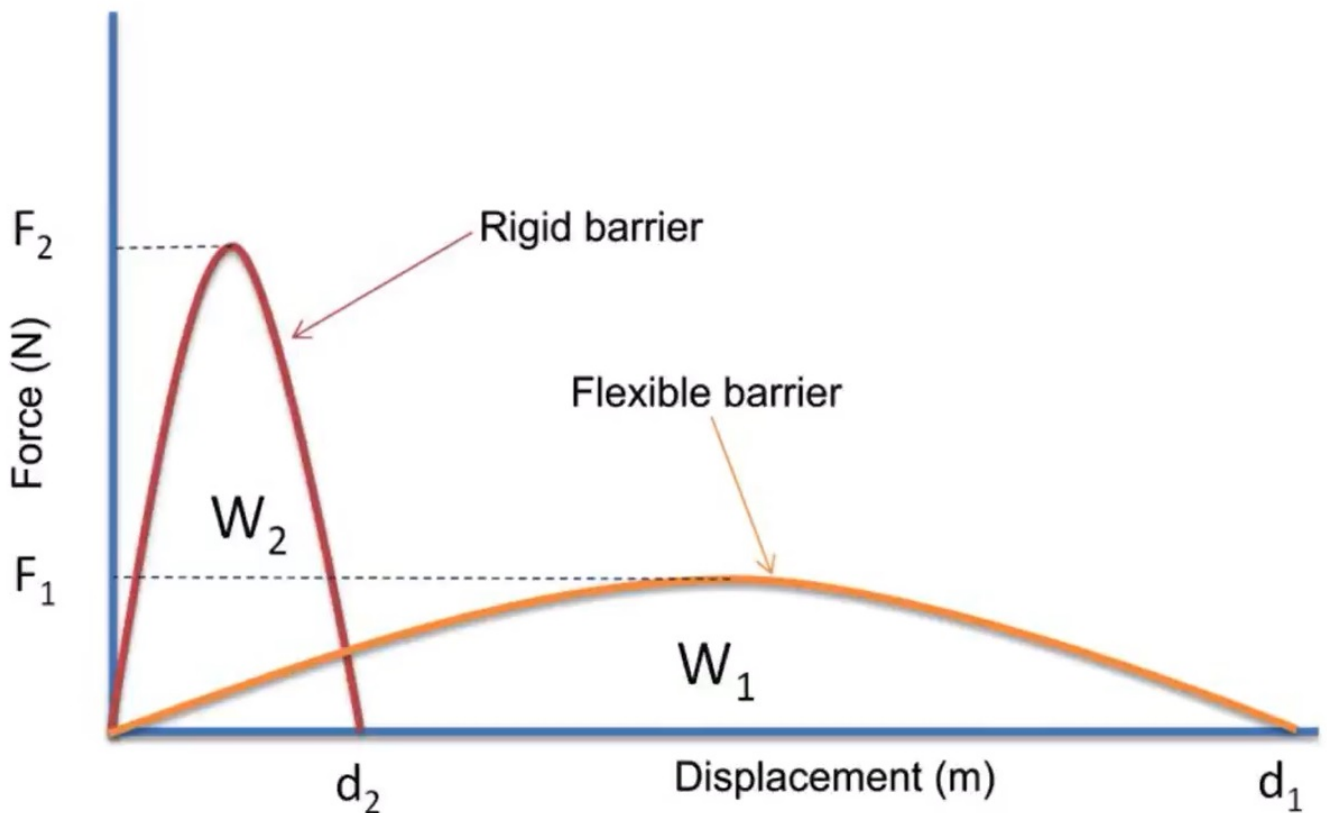


Figure 67: Confronto tra due tipi di barriera

In rosso una barriera "rigida" che subisce una piccola deformazione e quindi la forza sulle opere de sostegno è maggiore rispetto a quella che scaricherebbe una barriera meno fragile (curva arancione). Esistono barriere che possono sopportare un impatto di 8MJ (considerando che un masso di 6,25 tonnellate che viaggia ad una velocità di 20m/s possiede un'energia di 2,5MJ). Oltre alle barriere paramassi, sono sovente utilizzati i **rilevati paramassi**, che possono assorbire energie minori ma non hanno bisogno di azioni di ripristino.

In conclusione, si ha una riduzione della probabilità che il masso arrivi a valle e la diminuzione del danno: riduzione del rischio.

6 Colpi di tensione

Si tratta dell'esplosione di una sezione di roccia al contorno di una cavità sotterranea ubicata ad elevate profondità.

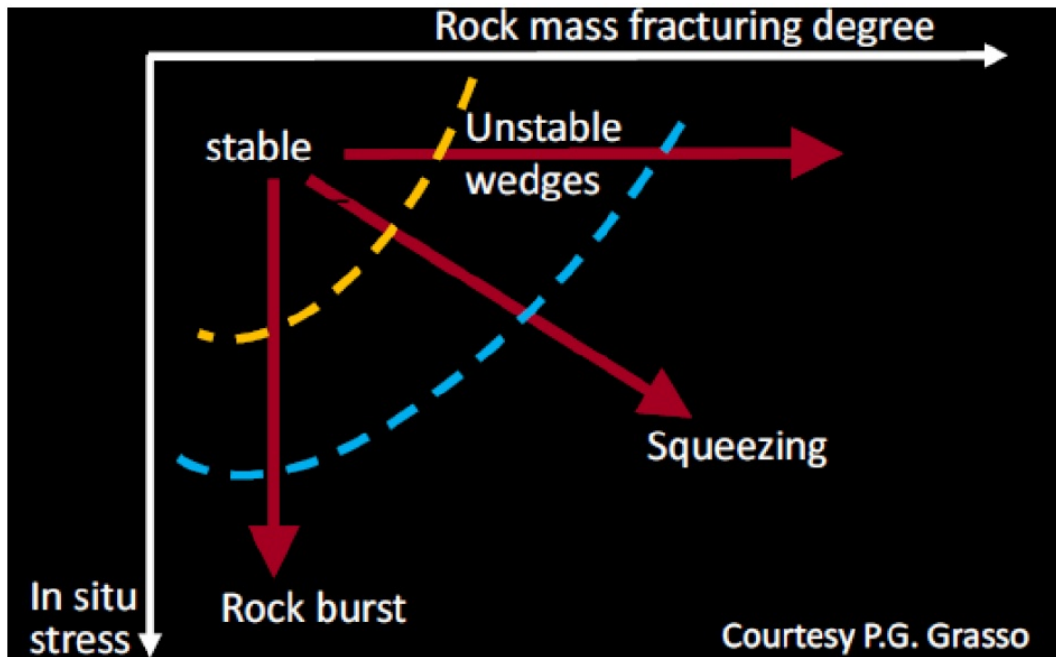


Figure 68: Grafico massività-stress

Come si evince dal grafico, il problema del colpo di tensione si ha in terreni con basso grado di discontinuità ed elevata resistenza a compressione. (che quindi presentano un celere decadimento al limite elastico).

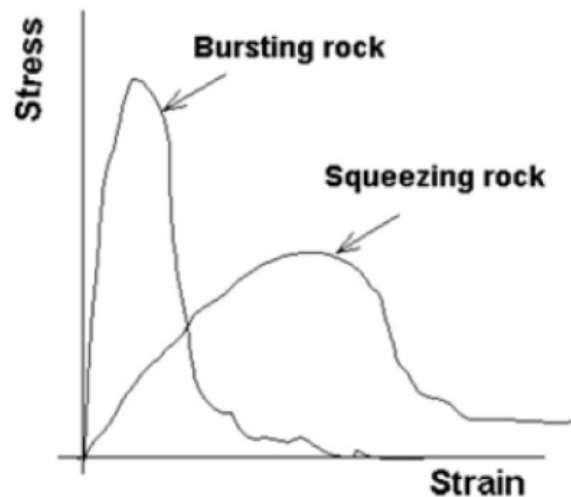


Figure 69: Comportamento elasto-plastico

L'elevato stato tensionale si traduce in elevate tensioni circonferenziali che possono portare all'esplosione, la cui entità viene valutata tramite lo spessore della roccia distaccata.

Sottoponendo un provino a compressione:

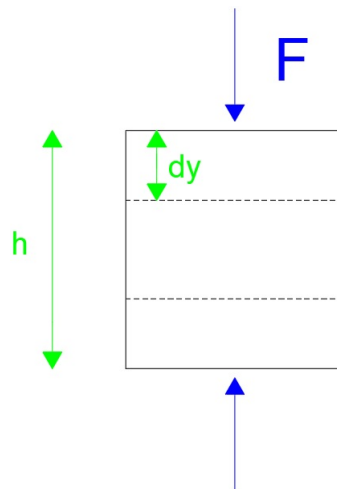


Figure 70: Deformazione di un provino caricato

Il lavoro compiuto dalla forza è:

$$L = F dy$$

L'energia quindi vale:

$$E_s = \int_0^{Y_{max}} F dy$$

Dividendo per il volume $V = Ah$:

$$\frac{\int_0^{Y_{max}} F dy}{Ah} = \int_0^{Y_{max}} \frac{F}{A} \frac{dy}{h} = \int_0^{\epsilon_{max}} \sigma d\epsilon$$

Quindi l'energia immagazzinata dal provino è l'area sottesa alla curva tensione-deformazione. Al crescere della **resistenza a compressione** aumenta l'energia accumulata (energia potenziale) prima dell'esplosione. Le rocce più resistenti (fragili), con poche discontinuità, mostrano il fenomeno del **colpo di tensione**.
Le velocità raggiunte dalla roccia a seguito dell'esplosione:

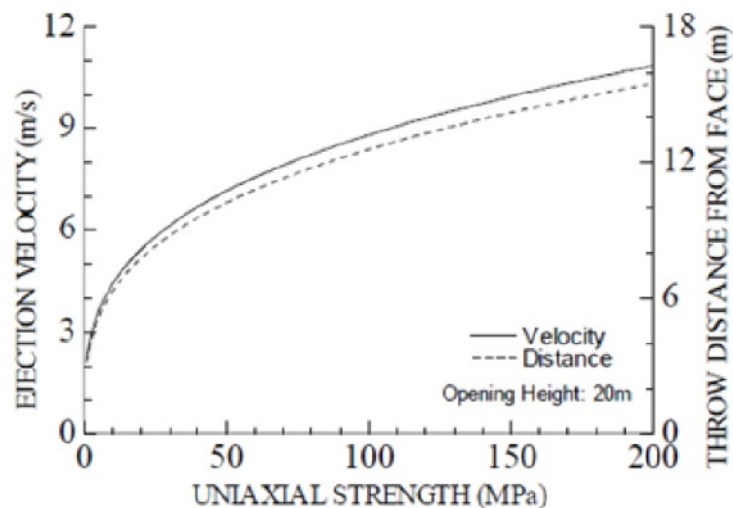


Figure 71: Velocità raggiunta dalla roccia dopo l'esplosione

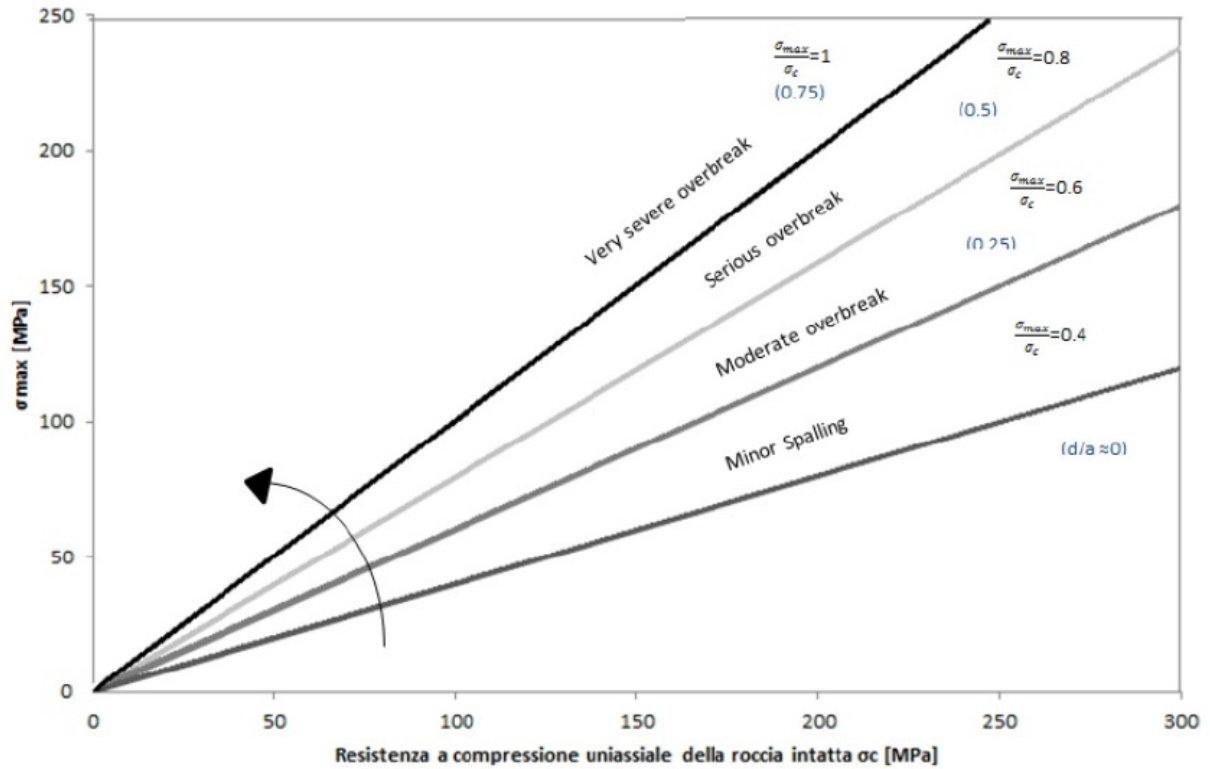


Figure 72: Classificazione tramite energie liberate

Per contrastare tale fenomeno si può, ad esempio, utilizzare dell'esplosivo per lo scavo: in questo modo si creano delle discontinuità che abbassano il rischio del colpo di tensione (le tensioni maggiori si concentrano lontano dalla cavità). Possono essere impiegate delle reti metalliche o dei "bulloni" che deformandosi assorbono energia riducendo le energie dei blocchi "esplosi".

7 Stabilità dei cumuli

Il materiale viene sovente depositato dall'alto e man mano che il volume aumenta il materiale interno si addensa, portando ad avere un **differente stato tensionale** tra le varie parti del cumulo. Essendo la coesione ed angoli di attrito dipendenti dalle tensioni, per quanto detto prima, anche questi parametri varieranno nello spazio rendendo il problema ulteriormente complesso. Inoltre il materiale più pesante tende a rotolare alla base causando variazioni geometriche.

Durante la fase di scarico, il peso di un dumper si concentra nell'asse posteriore che (per la dinamica dello scaricamento) verte in prossimità del bordo: questo potrebbe causare instabilità:

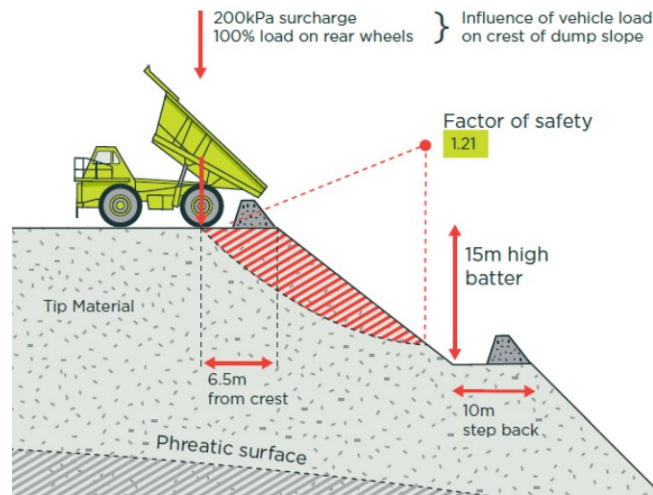


Figure 73: Dumper in fase di scarico

Devono quindi essere previste delle **barriere di protezione** che impediscono al dumper di avvicinarsi troppo al ciglio (possono essere rilevate anche dai sensori posteriori del dumper).

Nel **DVR** quindi vengono indicate le procedure di adottare nell'iterazione col cumulo: dimensioni massime, distanze dal ciglio, modalità di carico (dal cumulo) ecc.

In generale:

- Evitare di scaricare il cumulo in zone concentrate con conseguente creazione di **alte pareti verticali**;
- Estrarre il materiale in zone periferiche evitando la creazione di **nicchie** che possono causare frane ("che ricreano parete");
- La pala deve **attaccare perpendicolarmente** la linea di base del cumulo in modo da avere un **buon fattore di vista** e sia in grado di allontanarsi velocemente in caso di innesco dell'instabilità;
- Limitare al minimo la quantità di materiale asportata ad ogni attacco;
- **Monitoraggio continuo del cumulo**;
- L'altezza della benna deve essere maggiore o uguale alla parete del cumulo:

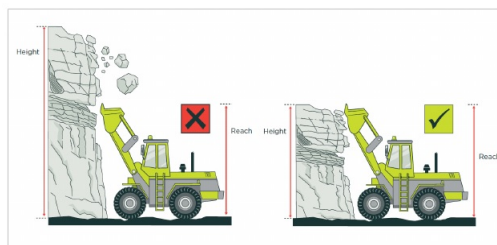


Figure 74: L'altezza raggiunta dalla benna deve essere superiore all'altezza del cumulo

- Un escavatore potrebbe innescare l'instabilità nello scavare ad un livello inferiore a quello di appoggio:

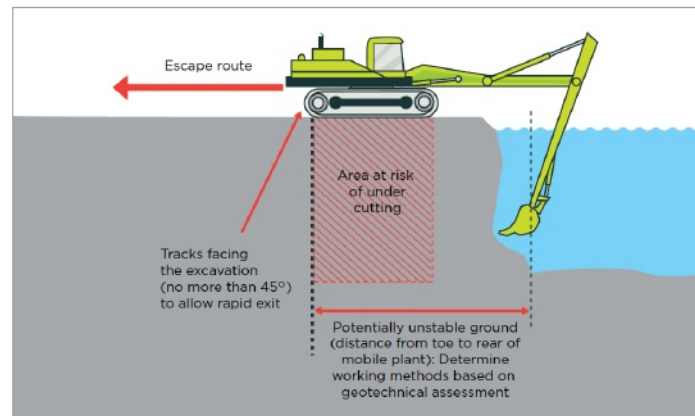


Figure 75: Escavatore

Durante l'asportazione del materiale, esso può mostrare coesione apparente formando **pareti aggettanti**. Se varia l'umidità interna, ad esempio a causa dell'irraggiamento solare, questa coesione può essere perduta e causare il crollo : ciò può avvenire anche velocemente.
Lo studio della stabilità di un cumulo avviene tramite modellazione 3D: il materiale mostra una superficie di scivolamento con forma tridimensionale (nicchia di distacco);

8 Rvaneti

Sono classificati come attivi, inattivi e Antichi (ovvero fermi da diverso tempo e quindi instabili) e possono creare i seguenti problemi

- Stabilità;
- Alterazione delle falde sotterranee;
- Inquinamento delle falde;

Per la riqualificazione si può **rimuovere/rimodellare** parte del ravaneto rendendolo più stabile o **rivestirlo con uno strato impermeabile** (dal momento che l'acqua lo rende instabile). Lo studio della stabilità è di tipo **all'equilibrio limite**: viene diviso in **conci perticali** che interagiscono con la superficie di scivolamento. In questo modo si ottiene un fattore di sicurezza FS globale (dell'intera massa):

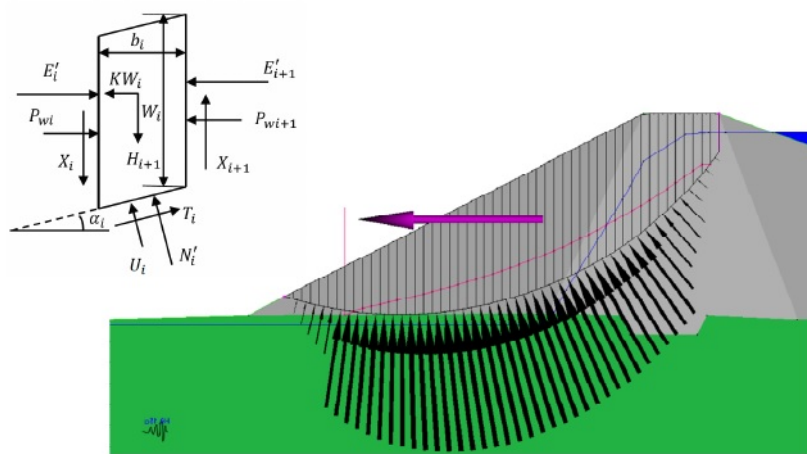


Figure 76: Escavatore

Serve conoscere la posizione della falda e l'orografia del substrato roccioso (con una certa precisione), ovvero della superficie di scivolamento. I parametri sono comunque noti con una certa variabilità.

Il rilevamento dei parametri deve avvenire senza l'interazione dell'operatore con il cumulo, che protrebbe facilmente innescare instabilità.

L'approccio è di tipo numerico: si va variare l'angolo di attrito e per ogni valore si calcola il valore della coesione per cui FS=1 (pertanto si calcola la combinazione tra coesione e angolo di attrito che porta ad avere un fattore di sicurezza unitario).

Vengono considerati anche gli effetti della pioggia e dei sismi.

Un ulteriore approccio è quello della modellazione 3D, nel quale si può conoscere il Fs per ogni punto considerato:

$$F_s = \frac{d\tau_{limite}}{d\tau}$$