



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 665

DATA: 07/10/2013

A P P U N T I

STUDENTE: Gotta

MATERIA: Opere in Sotterraneo

Prof. Oreste

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

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

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

OPERE IN SOTTERRANEO

01/10/12

Prof. Pierpaolo Oreste

Argomenti trattati:

1. Introduzione.
2. Metodi costruttivi:
 - Grandi cavità superficiali nei terreni.
 - Caverne in roccia.
 - Pozzi.
 - Coltivazione in miniera.
3. Metodi di calcolo.
4. Strutture di rinforzo e di sostegno.

Esame: scritto e orale (discussione delle esercitazioni), con punti aggiuntivi sulle domande a lezione e sulle esercitazioni.

INTRODUZIONE

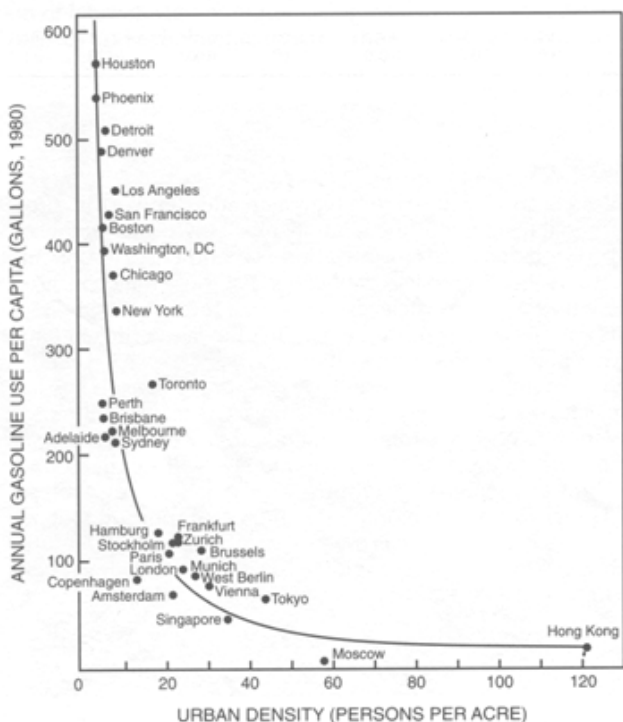
Popolazione mondiale		milioni ab.
	2000	2050
Oceania	31 (0,5%)	47 (0,5%)
Am. del Nord	314 (5,1%)	438 (4,7%)
Am. del Sud, Centrale e Caraibi	519 (8,5%)	806 (8,6%)
Europa	727 (12%)	603 (6,4%)
Africa	794 (13%)	2.000 (21,4%)
Asia	3.672 (60,6%)	5.428 (60,6%)
Totale mondo	6.057	9.322

I più di 6 miliardi di abitanti che popolano la Terra non sono distribuiti uniformemente. Le previsioni per il 2050 indicano un incremento di oltre il 50 % rispetto al 2000.

I criteri principali di concentrazione sono:

- Il clima
- L'urbanizzazione

Attualmente la popolazione urbana è in costante crescita sia per numero di centri abitati sia per densità e dimensioni.



C'è anche una ragione energetica nella concentrazione della popolazione nei tessuti urbani (vedi figura a fianco): le città sono densamente popolate anche in vista di un risparmio energetico.

Più una città è densamente popolata, più è necessario ricorrere a opere e servizi in sotterraneo, altrimenti si rischierebbe una congestione tale da impedirne il normale sviluppo.

Il ricorso al sotterraneo è maggiore nelle città evolute (ad esempio Tokyo) e minore in quelle meno evolute (ad esempio Lagos e Città del Messico); quindi lo sviluppo sociale conduce ad uno spostamento dei servizi in sotterraneo.

Il sotterraneo porta ad un recupero degli spazi urbani e permette un maggiore sviluppo economico.

Tipologie di utilizzo degli ambienti sotterranei nel mondo:

- Grandi infrastrutture tecnologiche.
- Infrastrutture di trasporto.
- Strutture civili ad uso lavorativo, culturale, ricreativo ed abitativo.
- Strutture militari.
- Spazi minerari sotterranei.

<p>GRANDI STRUTTURE TECNOLOGICHE</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Strutture ed impianti di generazione di energia. • Stazioni per telecomunicazioni. • Strutture destinate a Centri di Ricerca. • Impianti di stoccaggio e trattamento di acque reflue o primarie. • Grandi depositi (magazzini, depositi a bassa temperatura, depositi di idrocarburi, archivi, depositi di inerti, depositi di aria compressa). • Gallerie per impianti idroelettrici (canali di derivazione, canali di gronda, condotte forzate, opere di presa). • Impianti di incenerimento di rifiuti. • Depositi di stoccaggio di rifiuti (RS, RTN, Radioattivi). • Impianti industriali. • Cunicoli e cavità di servizio (per cavi elettrici, tubazioni, fognature, reti cablate per trasmissione di dati e comunicazioni).
<p>INFRASTRUTTURE DI TRASPORTO</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Gallerie parietali, di bassa e media profondità, basali ad uso stradale e ferroviario. • Gallerie urbane per trasporti stradali, ferroviari metropolitani, ferroviari extraurbani e cavità connesse (stazioni, locali tecnici). • Gallerie sottomarine (artificiali ed in naturale). • Parcheggi e strutture connesse. • Sistemi di passaggio pedonale.
<p>STRUTTURE CIVILI AD USO LAVORATIVO, CULTURALE, RICREATIVO ED ABITATIVO</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Abitazioni ed alberghi. • Laboratori, officine, etc. • Centri commerciali e negozi. • Serre (semisotterranee); cantine. • Scuole. • Ospedali. • Cinema, teatri, biblioteche, sale per conferenze ed esposizioni, sale per concerti, banche, ristoranti, chiese, luoghi di ritrovo collettivo.
<p>STRUTTURE MILITARI</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Centrali strategiche (comando, telecomunicazioni, etc.). • Depositi di armi e munizioni. • Silos per missili convenzionali e nucleari. • Ricoveri per aerei, navi, sottomarini ed altri mezzi. • Rifugi antiaerei ed antiatomici. • Strutture di difesa.
<p>SPAZI MINERARI SOTTERRANEI</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Cave e miniere. • Cantieri di realizzazione di gallerie e cavità sotterranee.

- L'uso degli ambienti sotterranei permette la realizzazione di strutture che contribuiscono al contenimento degli impatti ambientali, che non potrebbero altrimenti essere realizzate (centrali idroelettriche in alta montagna, siti di stoccaggio di acque meteoriche cittadine in attesa della loro depurazione nei pressi di siti d'acqua sensibili, etc.).
- Nel caso di intercettazione di grandi acquiferi le acque drenate possono essere sfruttate con un minimo aggravio economico.

Conseguenze negative potenziali correlate alla realizzazione e all'uso di spazi sotterranei:

- Impatti paesaggistici correlati allo stoccaggio del marino; tossicità di eventuali sostanze additive presenti nel marino nel caso di scavo con Slurry Shield. In ogni caso, oggi si cerca di recuperare il più possibile il materiale di scavo.
- Vibrazioni indotte dallo scavo con metodi tradizionali (D&B); disturbi a strutture esistenti in superficie, effetti negativi sulla stabilità dei versanti e sulle caratteristiche idrogeologiche dei materiali.
- Tendenza del cavo a divenire elemento drenante.
- Inquinamenti causati da crolli, instabilità del cavo o danni strutturali in siti contenenti attività/materiali potenzialmente inquinanti.
- Energia spesa per la realizzazione dell'opera.
- Inquinamenti connessi con le indagini preventive alla realizzazione dell'opera (fanghi di perforazione di sondaggi geognostici, combustibili-lubrificanti di apparecchi di trasporto ed indagine, disturbi per esplosioni per indagini sismiche, rifiuti dei cantieri, perdite di materiale radioattivo per le indagini geofisiche, etc.).
- Inquinamenti connessi con la realizzazione dell'opera (rifiuti dei cantieri, perdite di combustibile, fanghi/schiume di perforazione, miscele di iniezione, rumori e polveri, etc.).
- Impatto paesaggistico, acustico ed atmosferico correlato alle opere ausiliarie per gallerie (opere di ventilazione, strutture di accesso e pagamento di pedaggi, etc.).
- Inquinamenti delle falde e dei corsi d'acqua causato dai mezzi in transito.
- Intersezione (ed eventuale danneggiamento) durante lo scavo in sotterraneo di beni archeologici.

Un'analisi dettagliata, nella quale vengano computati in termini economici i benefici di natura ambientale connessi all'uso degli spazi sotterranei, può sovente permettere di ribaltare la prospettiva che vede assegnare all'opzione costruttiva in sotterraneo costi sensibilmente maggiori di quelli relativi alla collocazione dell'infrastruttura in superficie.

La valutazione economica dei benefici ambientali è, però, ancora oggi un problema non risolto a causa della difficoltà insita nell'attribuzione di valori monetari a categorie difficilmente quantificabili quali, ad esempio, la "bellezza" di un paesaggio o di beni archeologici.

Anche alcune variabili di natura socio-politica, funzione del tempo e dello spazio, rendono complessa questa valutazione: all'ambiente possono essere attribuiti differenti "valori" in Paesi con condizioni economiche, culturali e sociali differenti.

In Italia, dalla legislazione sugli Studi di Impatto Ambientale (S.I.A.) e di Valutazione di Impatto (V.I.A.) è possibile desumere l'obbligo di assoggettare la realizzazione e l'utilizzo di un'opera in sotterraneo ad una procedura progettuale che tenga conto delle sue relazioni con l'ambiente.

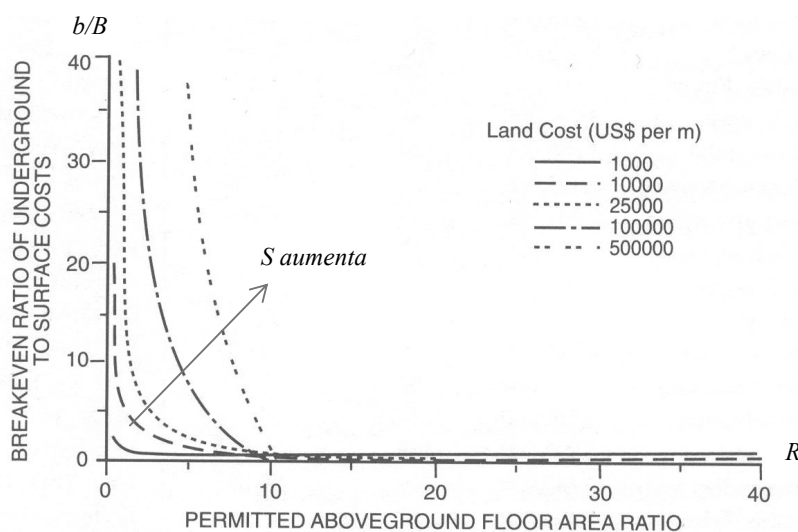
Non vi sono però ad oggi elementi oggettivi per dare un valore monetario ai benefici ambientali conseguenti alla realizzazione di un'opera in sotterraneo.

E' importante notare, però, che se $\left(\frac{1}{R} - \frac{x}{n}\right) > b - B$, allora è più vantaggiosa la costruzione in sotterraneo.

Un altro modo per fare il confronto è partire dalla condizione di equivalenza e poi dividere tutto per B :

$$B + \frac{S}{R} = b + \frac{x \cdot S}{n}$$

$$\frac{b}{B} = 1 + \left[\frac{1}{R} - \frac{x}{n}\right] \cdot \frac{S}{B} = 1 - \frac{x \cdot S}{n \cdot B} + \frac{S}{B} \cdot \frac{1}{R}$$



Il rapporto $\frac{b}{B}$ nella condizione di equivalenza è rappresentato da un ramo di iperbole in un diagramma b/B in funzione di R .

In particolare, il diagramma a lato riporta diverse iperboli al variare di S . Nei riguardi di una singola curva, al di sotto di essa il costo di realizzazione in sotterraneo è minore di quello di equivalenza, quindi è più vantaggiosa l'opera in sotterraneo; viceversa, al di sopra della curva è più conveniente l'opera in superficie.

In pratica, il procedimento da seguire per la valutazione della convenienza è il seguente:

1. Si traccia l'iperbole di equivalenza.
2. Si valuta il rapporto b/B in condizioni di mercato.
3. Si valuta il valore di R concesso.
4. Si guarda se il punto $(R; b/B)$ sta sopra, sotto o sull'iperbole; se sta sotto, conviene l'opera in sotterraneo, se sta sopra conviene l'opera in superficie, se sta sull'iperbole si è in condizioni di equivalenza.

Da questa analisi, però, non compaiono i costi di impatto ambientale dell'opera in superficie (impatto visivo sgradevole); tenendo conto anche di ciò, la condizione di equivalenza diventa:

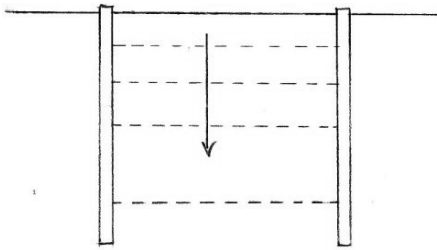
$$B + \frac{S}{R} + \frac{C_{amb}}{A_t} = b + \frac{x \cdot S}{n}$$

da cui segue:

$$\frac{b}{B} = 1 + \left[\frac{1}{R} - \frac{x}{n}\right] \cdot \frac{S}{B} + \frac{C_{amb}}{B \cdot A_t} = \left[1 + \frac{C_{amb}}{B \cdot A_t} - \frac{x \cdot S}{n \cdot B}\right] + \frac{S}{B} \cdot \frac{1}{R}$$

Considerando i costi ambientali, l'iperbole di equivalenza trasla verso l'alto; aumenta così la probabilità che sia più conveniente l'opera in sotterraneo. Il problema è la determinazione di questi costi ambientali.

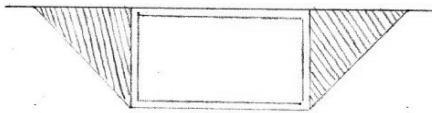
Nel caso 2 si ricorre al metodo definito *cut & cover*.



Prima di tutto si realizzano strutture di sostegno in calcestruzzo armato, laterali rispetto allo scavo da realizzare e poi si rimuove il terreno intrappolato fra le due pareti.

Una variante al metodo prevede, dopo aver eseguito un piccolo scavo in superficie, di gettare una soletta e di procedere allo scavo al di sotto di essa attraverso appositi buchi predisposti; in questo modo in pochi mesi si ripristina la superficie alla circolazione. La soletta limita anche gli spostamenti dei setti in calcestruzzo.

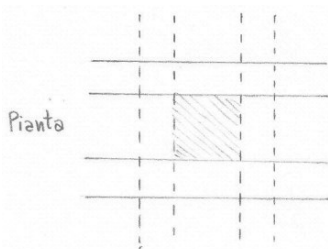
Se l'opera è in condizioni favorevoli (assenza di edifici, profondità limitata) non si realizzano le strutture di sostegno preventive, ma si effettua lo scavo lasciando una pendenza adeguata e mantenendo stabili i pendii.



Successivamente, si andrà a ritombare i vuoti rimasti ai lati dell'opera realizzata. E' una tecnica molto usata per i sottopassi stradali e ferroviari.

In tutti questi casi bisogna considerare il problema dell'acqua, con adeguate impermeabilizzazioni e, talvolta, con l'uso di pompe in continuo.

Per quanto attiene gli scavi minerari, invece, a seconda della tecnica di coltivazione si possono avere tipologie e forme molto diverse.



Il metodo più semplice è quello di *coltivazione per vuoti*: il minerale utile è estratto tramite gallerie parallele, prima in una direzione e poi in quella ortogonale, lasciando poi dei pilastri tali da assicurare la stabilità dei vuoti (*coltivazione a camere e pilastri*). La tecnica è quella dello scavo delle gallerie, con la particolarità che lo scavo ha forma rettangolare.

Se si realizzano gallerie in un'unica direzione, lasciando un diaframma in roccia per assicurare la stabilità, il metodo è detto *a diaframmi*.

Ci sono varianti più complesse al metodo per vuoti, che prevedono la realizzazione di grosse caverne con elementi più complicati.

Esistono poi i metodi di *coltivazione per frana*, in cui si estrae il minerale utile provocando una frana del tetto in zone limitrofe e i metodi di *coltivazione per ripiena*, in cui i vuoti che man mano vengono creati sono riempiti con una ripiena (ghiaia e sabbia debolmente cementate); quest'ultimo è un metodo costoso, realizzato solo quando il minerale è prezioso.

- Espressione del fattore di sicurezza:

$$F_s = \frac{\sum (cA + N \tan \phi)}{\sum (W \sin \alpha)}$$

- Equilibrio verticale delle forze del singolo concio:

$$W = N \cos \alpha + U \cos \alpha + S \sin \alpha$$

Si impone per ricavare il valore di N .

Segue che:

$$N = \frac{W - U \cos \alpha - [(cA + N \tan \phi) / F_s] \sin \alpha}{\cos \alpha}$$

in cui l'unica incognita è N . Con qualche elaborazione si ha:

$$N = \frac{W - [(cA \sin \alpha) / F_s] - U \cos \alpha}{\cos \alpha + [(\tan \phi \sin \alpha) / F_s]}$$

e si arriva all'espressione definitiva del fattore di sicurezza:

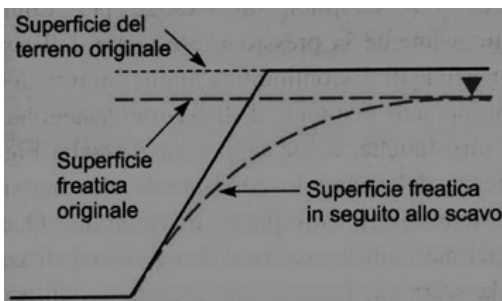
$$F_s = \frac{\sum [cA \cos \alpha + (W - U \cos \alpha) \tan \phi] [1 / Mi(\alpha)]}{\sum W \sin \alpha}$$

dove $Mi(\alpha) = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \phi \tan \alpha}{F_s} \right)$

In questa espressione, F_s è contenuto sia a primo che a secondo membro, quindi si procede iterativamente partendo da una valore di primo tentativo $F_s = 1$. Solitamente, con 4 o 5 iterazioni si arriva a convergenza (ci si ferma quando non varia più la seconda cifra decimale).

- Se $F_s > 1$, allora il fronte di scavo è stabile (c'è equilibrio con S minore della resistenza a taglio del terreno).
- Se $F_s < 1$, allora c'è equilibrio dei momenti, ma la forza S corrisponde alla forza di taglio limite che può sopportare il terreno.

Questo semplice metodo consente di considerare anche l'effetto della falda (U). Se conosciamo l'andamento della superficie libera della falda, sappiamo qual è l'altezza della colonna d'acqua sull'asse di ciascun concio e, quindi, il valore della sottospinta idraulica; basta calcolare l'altezza della colonna d'acqua per ogni concio rispetto alla sua base e moltiplicare per il peso specifico dell'acqua.



Purtroppo non esiste una formulazione analitica della falda in prossimità del fronte. Si sa, però, che è una parabola (ipotizzando che l'acqua si muova solo orizzontalmente), detta **parabola di Dupuit**.

Ammettendo valida la legge di Darcy:

$$v = K \cdot i = K \cdot \frac{dh}{dx}$$

e ipotizzando la portata costante lungo le varie verticali, si ha:

$$q = v \cdot h = Kh \frac{dh}{dx} \Rightarrow qdx = Kh dh$$

che integrata dà la forma di una parabola.

Operativamente, si procede nel seguente modo:

- Si ipotizza un valore del rapporto H/L di primo tentativo, relativamente piccolo (il che significa punto P molto lontano dal fronte); nel diagramma di Strack & Asgian si interseca la curva con α desiderato e si ricava il corrispondente valore del rapporto l/L .
- Conoscendo questi due valori si può tracciare la parabola, così è anche possibile calcolare la portata d'acqua Q_0 .
- Per il valore dell'angolo α in questione, attraverso il diagramma di Bakker si ricava il corrispondente valore del rapporto $\frac{KBl \cos \alpha}{Q_0}$.

Poiché sono noti K , α , l e $B = lm$, è possibile ricavare Q_0 e confrontarlo con il valore determinato in precedenza.

- I due valori molto probabilmente saranno diversi; se è così, si attribuisce un valore maggiore al rapporto H/L e si ripete il ciclo, finché le due portate non coincidono: a quel punto si ha il valore corretto del rapporto l/L ed è possibile tracciare la parabola definitiva.

03/10/12

Software STB

STB è un software tramite il quale eseguire i calcoli inerenti la stabilità di un fronte di scavo.

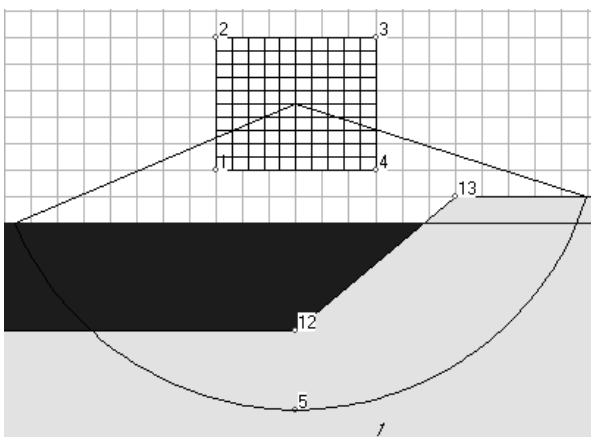
Vediamo rapidamente la modalità di approccio e i comandi principali.

Tramite il tasto *Add node* si possono aggiungere dei nodi, le cui coordinate possono essere modificate aprendo la tabella dedicata tramite il tasto *Nodes*.

E' importante non sovrapporre i nodi, per evitare errori da parte dell'algoritmo, quindi facciamo differire tra loro di circa 10cm le coordinate di due nodi teoricamente sovrapposti.

Per ricreare la forma parabolica della parabola (fatta ad occhio) occorre aggiungere dei nodi; consideriamo, per semplicità, che la falda arrivi al piede del fronte.

Il nodo 5 è fondamentale; a questo proposito abbiamo due opzioni, cliccando su *Options*: se l'opzione *Fixed Point* ha il segno di spunta, si impone semplicemente il passaggio di tutte le superfici di scivolamento attraverso il nodo 5; viceversa, se l'opzione *Fixed Point* non ha il segno di spunta, si impone la tangenza di tutte le superfici di scivolamento alla retta orizzontale passante per il nodo 5. Noi consideriamo questo secondo caso, portando il nodo 5 a coincidere con il piede del fronte.



Per quanto riguarda la maglia dei centri, verranno considerate tutte le superfici di scivolamento aventi come centri le intersezioni di questa maglia. Dato che ci sono 11 righe e 11 colonne, saranno analizzati 121 centri, cioè 121 superfici di scivolamento.

Per ogni centro il programma esegue il calcolo iterativo visto, poi fra tutti i 121 valori considera il più piccolo.

Noi a priori non sappiamo dove si trova il centro relativo alla condizione di minimo. Se il centro trovato è circa al centro della maglia, allora non dobbiamo fare altro;

viceversa, se il centro è sui bordi della maglia, la dobbiamo spostare per capire se c'è un centro al di fuori di essa che dà un fattore di sicurezza più basso.

TABELLA 9.6 - Coefficienti parziali

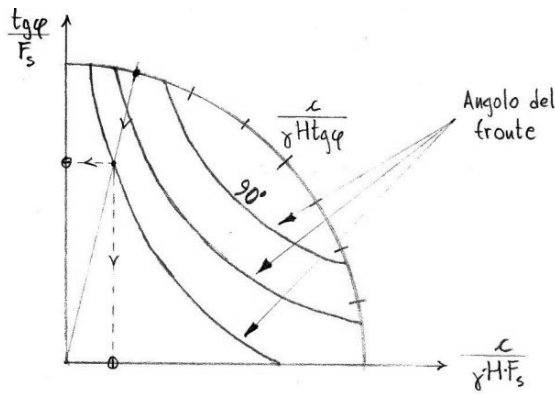
Caso	Azioni			Proprietà del terreno			
	Permanenti		Temporanee variabili Sfavorevoli	tanφ'	c'	c _u	qu'
	Sfavorevoli	Favorevoli					
Caso A1+M1	1,35	1,00	1,50	1,0	1,0	1,0	1,0
Caso A2+M2	1,00	1,00	1,30	1,25	1,25	1,4	1,4

¹ Resistenza a compressione del terreno o della roccia

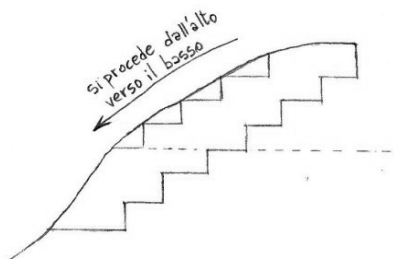
- **Caso A1+M1:** le azioni sfavorevoli sono incrementate, mentre c e ϕ non vengono modificati.
- **Caso A2+M2:** vengono incrementate solo le azioni sfavorevoli temporanee, mentre c e ϕ vengono ridotti (per le proprietà del terreno, i coefficienti in tabella sono riduttivi).

In definitiva, i calcoli da fare sono molti; il valore definitivo di $\bar{\alpha}$ sarà il minimo tra tutti quelli ricavati nei due casi.

Notiamo che nel programma non possiamo inserire delle azioni, se non aggiungendo delle pressioni verticali mediante uno strato fittizio di terreno; cliccando su *New Line* si traccia una linea per separare le due porzioni di terreno (quella superiore, fittizia, è il carico, mentre quella inferiore è il terreno vero e proprio).



Come si può notare, entra in gioco l'altezza del gradone. Prima si sceglie la pendenza media atta a dare il fattore di sicurezza desiderato, seguendo un percorso del tipo riportato in figura. Individuata la pendenza media del fronte, bisogna individuare altezza e larghezza dei singoli gradoni, procedendo nello stesso modo.

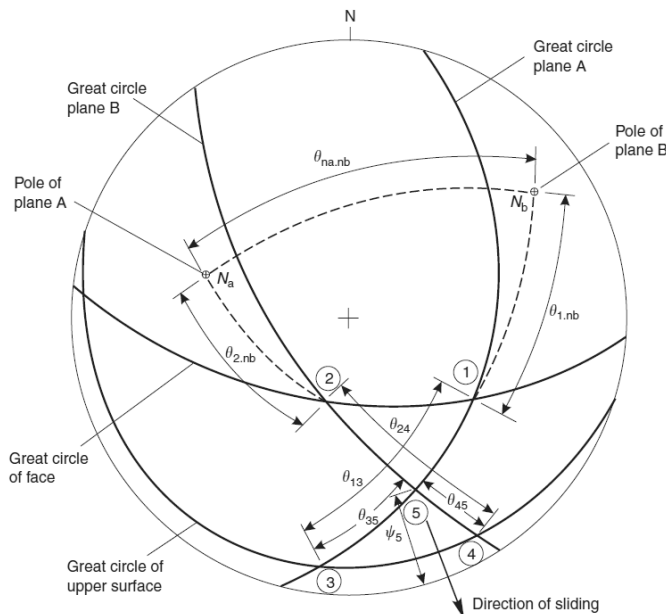


Nel fare ciò, bisogna considerare gli eventuali limiti tecnici; inoltre, il numero di gradoni deve essere tale da permettere la produzione desiderata, la quale è determinata dalla concessione dell'ente pubblico e dal mercato.

Valutazione della stabilità dei blocchi sulla base delle discontinuità naturali presenti

Per mezzo delle **proiezioni stereografiche**, bisogna innanzitutto individuare le famiglie di discontinuità.

Unitamente all'orientazione del fronte si rileva se possono esserci dei blocchi potenzialmente instabili e il tipo di scivolamento; valutando la spaziatura media all'interno di ogni famiglia di discontinuità, è possibile avere informazioni circa la dimensione media dei blocchi.



Queste analisi sono essenziali per stabilire la geometria di gradoni e versanti e l'orientazione da dare al versante; ad esempio, riducendo l'altezza dei gradoni, si riducono anche le dimensioni dei blocchi potenzialmente instabili.

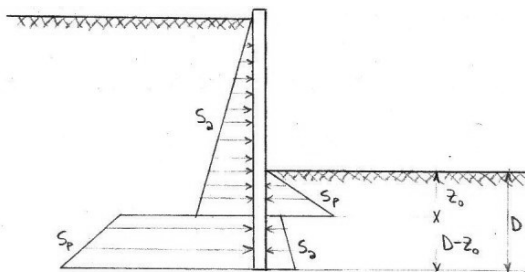
Inoltre, nei fronti di cava non è possibile procedere con opere di rinforzo e l'unica possibilità è la scelta della geometria e dell'orientazione.

Il fattore di sicurezza allo scivolamento del blocco diminuisce in genere all'aumentare della dimensione del blocco stesso.

OPERE CHE PREVEDONO LA REALIZZAZIONE DI SOSTEGNI LATERALI PRIMA DELLO SCAVO

Questi interventi vengono realizzati quando in superficie sono presenti delle opere e, conseguentemente, lo scavo non può interessare le aree limitrofe occupate da esse, oppure quando le caratteristiche del terreno sono talmente scadenti che l'angolo α sarebbe troppo basso e, quindi, antieconomico.

Consistono nel realizzare nel terreno dei setti in calcestruzzo, fino alla quota definitiva, ai lati dell'opera che verrà poi costruita; possono essere previste anche delle opere di rinforzo o contrasto fra i setti, come tiranti di ancoraggio o solette in calcestruzzo.



Il caso più semplice è quello riportato a lato e viene risolto valutando le spinte che agiscono sul terreno. D è la **lunghezza di immersiono** della struttura. Si ipotizza che l'opera ruoti attorno ad un centro posizionato nella zona di immersiono; le zone di terreno che si muovono verso il setto danno origine a spinta attiva S_a , mentre dove il setto si muove verso il terreno si ha spinta passiva S_p .

Si tratta tuttavia di una forte semplificazione della realtà; per capirlo, basta osservare il seguente grafico.

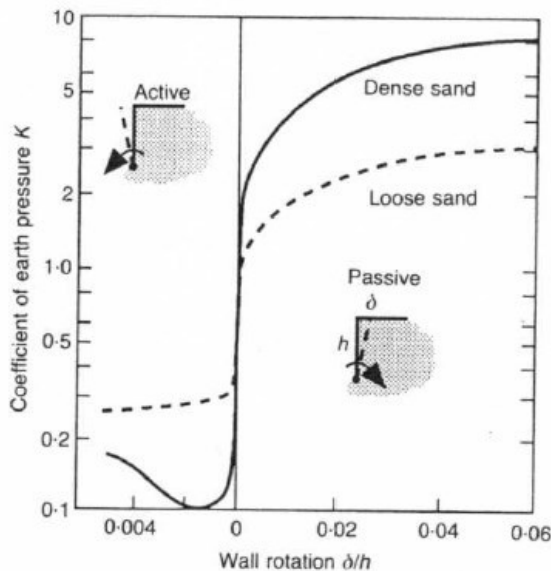


Fig. 1. Relationship between earth pressure and wall rotation measured by Terzaghi for normally consolidated sand (different scales for active and passive)

Per quanto riguarda le condizioni residue di spinta attiva, il valore finale asintotico viene raggiunto per piccole rotazioni (e quindi per piccoli spostamenti), almeno per i materiali sciolti. Per quanto riguarda, invece, le condizioni residue di spinta passiva, il valore finale asintotico viene raggiunto per grandi rotazioni.

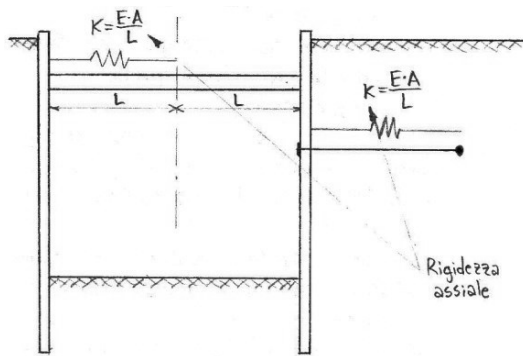
Da ciò si deduce che bisogna prestare attenzione, perché non è vero che nello schema visto si raggiunge il valore di spinta passiva; in pratica, si introducono dei coefficienti riduttivi per il coefficiente di spinta passiva.

Ricordiamo anche che:

$$S_a = K_a \cdot \sigma_v' \quad \text{dove} \quad K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$S_p = K_p \cdot \sigma_v' \quad \text{dove} \quad K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

con $\sigma_v' = \gamma \cdot z$



Se si immagina il bulbo completamente fermo, la rigidità assiale K del tirante è quella del cavo d'acciaio nel tratto libero:

$$K = \frac{EA}{L}$$

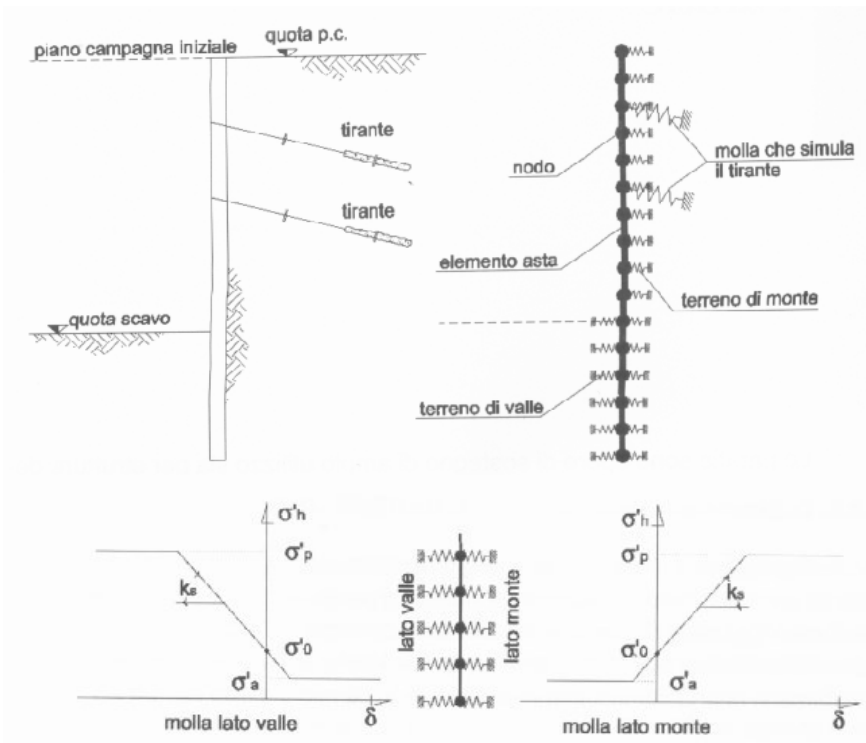
dove A è l'area del tirante divisa per la spaziatura orizzontale fra i tiranti.

La rigidità assiale di una soletta di contrasto ha la stessa espressione analitica di quella del tirante, ma la luce libera L è pari alla semilunghezza della soletta (considerando il problema simmetrico).

La rigidità flessionale del setto, invece, dipende dal momento d'inerzia J ; dato che il setto ha sezione rettangolare, il suo momento d'inerzia vale:

$$J = \frac{bh^3}{12}$$

dove $b = 1m$ (consideriamo una larghezza unitaria) e h è lo spessore.

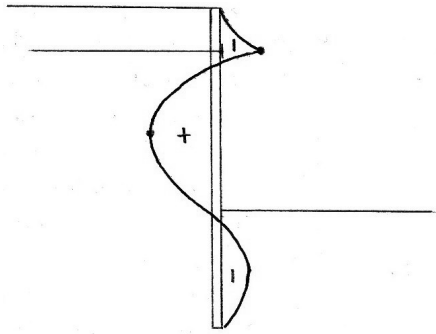


Con riferimento alle figure riportate a fianco, si capisce come in questo caso la reazione del terreno sia valutata con precisione.

In realtà, però, siamo in campo elastoplastico, quindi ad ogni ciclo iterativo del calcolo si modifica la rigidità di tutte le molle presenti, in funzione dei livelli di spostamento riscontrati al passo precedente. In particolare, se un nodo manifesta uno spostamento in campo elastico (tratto obliquo nei grafici rappresentati a lato), allora la rigidità viene mantenuta costante;

viceversa, se lo spostamento è tale per cui ci si trova su uno dei due tratti orizzontali, si ricalcola la rigidità come pendenza del segmento che unisce il punto raggiunto a quello originario (σ_0'); quindi la rigidità si riduce. E' un processo iterativo.

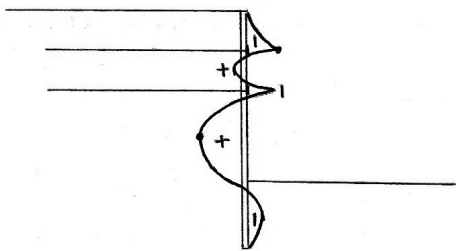
- Presenza di una sola fila di opere di contrasto.



In questo caso ci sono un momento massimo positivo e un momento massimo negativo, entrambi da prendere in considerazione. Infatti, dato che si usa un'armatura simmetrica e costante lungo tutta la lunghezza del setto (per evitare errori), non ci interessa il segno del momento, ma solo il suo valore assoluto.

Giocando sulla geometria del problema, si cerca di fare in modo che i due massimi siano simili in valore assoluto, per risparmiare le risorse a disposizione.

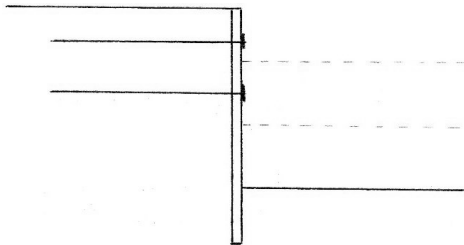
- Presenza di più file di opere di contrasto.



In questo caso ci sono più valori di momento massimo negativo, in corrispondenza di ogni tirante.

Anche qui si cerca di fare in modo che il momento massimo positivo ed il momento massimo negativo siano simili in valore assoluto.

Naturalmente, dato che lo scavo avviene in fasi successive, si dovrà verificare la situazione per ciascuna fase.

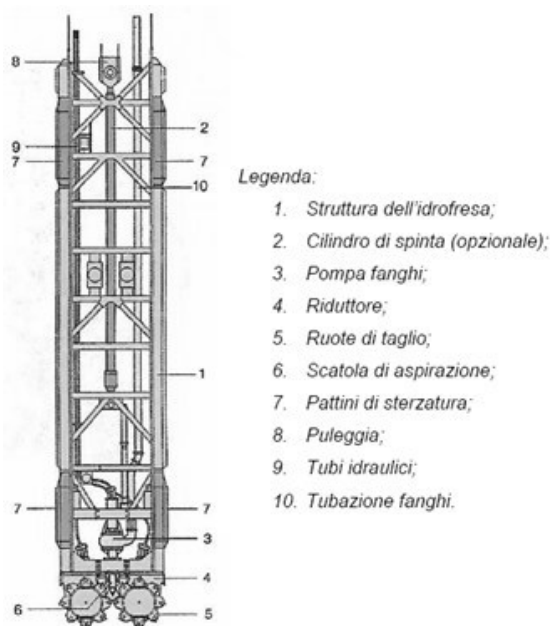
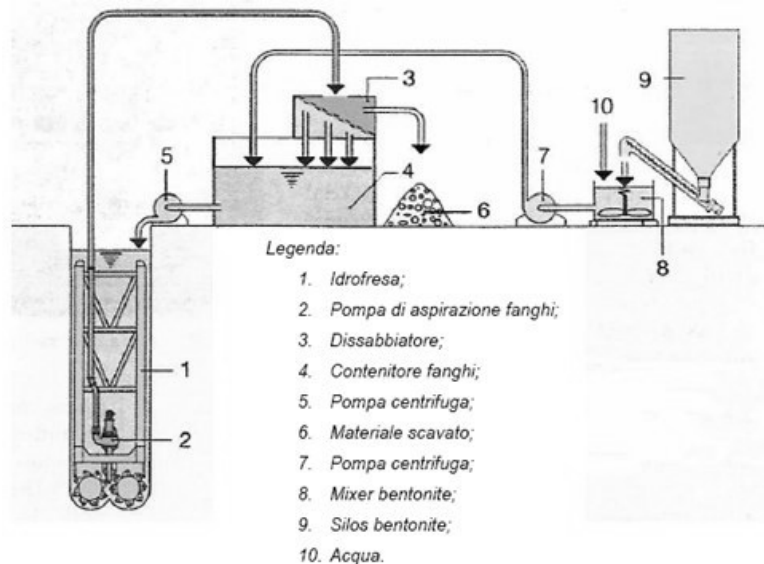


Per dimensionare il setto, si considera poi il massimo tra i massimi momenti flettenti, riguardo tutte le fasi.

Macchine usate

- **Idrofresa.** E' una macchina che ha due o più ruote dentate, in funzione dello spessore del setto che si deve realizzare; su tali ruote dentate sono posizionati gli utensili in widia che servono a scavare il terreno.

L'idrofresa si presta allo scavo in praticamente tutti i tipi di terreno, ma necessita di un impianto di superficie complesso e ingombrante. Funziona in modo continuo.



- **Benna mordente.** Funziona in modo ciclico e riduce la sua produttività al crescere della profondità (non più conveniente oltre i 25 metri). Viene calata e, per peso proprio, affonda nel terreno; la benna allora viene chiusa e sollevata, dopodiché essa scarica il materiale prelevato.

L'idrofresa non può fare a meno della benna mordente, perché non può funzionare a piccola profondità (fino a circa 4 metri); quindi si arriva ai 4 metri scavando con la benna mordente e poi si procede con l'idrofresa. Un altro limite della benna mordente è la scarsa produttività

Posizionamento delle gabbie di armatura



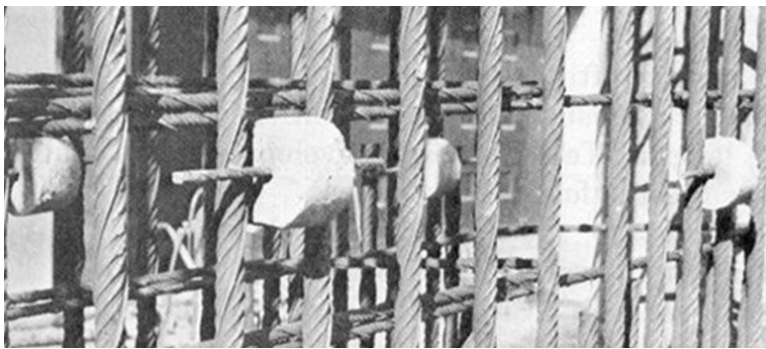
L'armatura deve essere presa dalla gru, sollevata e infilata nel terreno all'interno dello scavo.

L'armatura è costituita da:

- Ferri principali verticali, che assorbono i momenti flettenti e hanno diametro superiore a 20mm.
- Staffe orizzontali, che assorbono gli sforzi di taglio e hanno diametro inferiore a 18mm.
- Rinforzi diagonali, per dare rigidità alla gabbia.

L'armatura non deve andare a contatto con il terreno, per evitarne la degradazione, quindi deve essere trattenuta durante il getto; bisogna anche garantire un adeguato copriferro (almeno 4cm).

I muri guida hanno il compito, tra gli altri, di assicurare il corretto posizionamento della gabbia all'interno dello scavo; in ogni caso, però, si usano dei distanziatori.



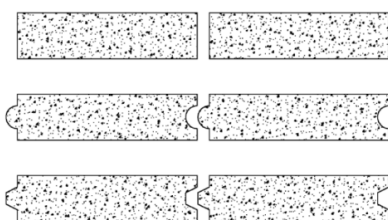
Getto

Bisogna fare in modo che il calcestruzzo risalga dal basso verso l'alto, spiazzando il fango.

Il tubo forma deve rimanere sempre con la stessa lunghezza all'interno del getto (circa 2 metri), quindi risale progressivamente. Se tale lunghezza è troppo piccola, c'è il rischio che il calcestruzzo si mischi con il fango; viceversa, se è troppo lunga, il calcestruzzo rischierebbe di bloccare il tubo mentre inizia a fare presa.

Completato il getto, si distrugge la porzione superficiale contaminata dal fango (*scapitozzatura*) e si effettua un getto di completamento in superficie, costituendo una trave di testata che unisce tutti i pannelli.

Il getto deve avvenire in modo continuo e senza soste.



Per rendere solidali due pannelli, si inseriscono dei dispositivi costituiti da tubazioni che vengono estratte dopo il getto, per non avere un giunto semplicemente lineare, in modo da aumentare il grado di continuità tra due pannelli successivi.

- Caratteristiche dei puntoni e dei tiranti: quota, inclinazione, pretensionamento, parametro di rigidezza $\frac{E \cdot A}{L}$, dove A è data dal rapporto tra sezione del tirante e spaziatura orizzontale fra i tiranti, perché tutto deve essere riferito al metro di profondità.
- Carichi distribuiti ed azioni concentrate agenti sul setto.
- Indicazione sulle modalità del calcolo: condizioni drenate (tipico di sabbie e ghiaie) o condizioni non drenate (tipico di argille e limi).

Bisogna poi indicare le fasi di scavo; attiviamo i seguenti step:

- Step 0: inizio dello scavo.
- Step 1 scavo di 2.5m senza opere di sostegno.
- Step 2: attivazione del tirante.
- Step 3: scavo di ulteriori 2.5m.

A questo punto si effettua il calcolo. I risultati sono:

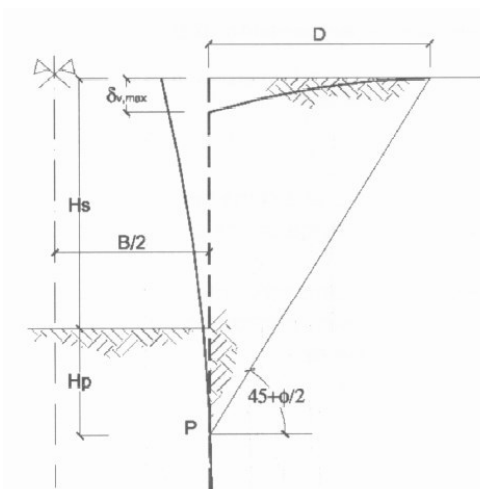
- Andamento dei momenti, per dimensionare i ferri principali.
- Spostamenti.
- Forze di taglio: sono fondamentali sia per dimensionare le staffe, sia per valutare se il setto ha uno spessore sufficiente.
- Forza agente sul tirante.

Bisogna poi verificare se i calcoli fatti vanno bene; si fanno diversi tentativi, finché non si raggiunge la condizione di spessore minimo compatibile con il problema in esame. Ciò si realizza facendo un dimensionamento di primo tentativo e considerando che c'è una certa incidenza dell'armatura sul calcestruzzo: se l'incidenza è troppo elevata, bisogna passare ad uno spessore del setto maggiore. Tale incidenza varia nel tempo e nello spazio; per i ferri principali oggi è considerato limite economicamente non valicabile avere più di 20 ferri di diametro 24mm per ogni metro di setto.

Per quanto riguarda il tirante, bisogna verificare la forza agente su di esso, la spaziatura (mai superiore a 2.5m) e il numero di trefoli (2, 4, 6).

Bisogna poi verificare la lunghezza d'immorsamento. Infatti, in ogni step di calcolo, il programma calcola la spinta passiva disponibile (resistenza che può offrire il fondo dello scavo) e la spinta mobilitata; il rapporto fra le due fornisce un fattore di sicurezza che deve essere superiore ad un certo valore ($2 \div 2.5$).

Infine, occorre verificare gli spostamenti in superficie, cioè la **subsidenza**.



Per fare ciò si valuta ad ogni step di calcolo, ma soprattutto a quello finale, l'integrale della deformata; esso è associato, infatti, alla subsidenza del suolo alla superficie di monte. Si associa la subsidenza di monte ad una parabola e si è visto che l'area sottesa da questa parabola è pari a quella sottesa dalla deformata del setto. Per le fondazioni in superficie sono importanti soprattutto i cedimenti relativi (rotazione della superficie di monte).

Per ridurre la subsidenza occorre ridurre la deformata; a tal fine si può:

- Ridurre la spaziatura fra i tiranti.
- Aumentare la forza agente sul singolo tirante.
- Aumentare lo spessore del setto.

I due autori hanno sviluppato una serie di abachi, che in funzione del tipo di terreno, della sua compattezza (valutata, ove possibile, con il valore di pressione limite al pressimetro di Menard, oppure con il numero di colpi alla prova SPT) e della tecnica di realizzazione del bulbo, forniscono il valore di τ_{lim} .

I vari abachi sono riportati di seguito.

Terreni incoerenti (sabbie e ghiaie)

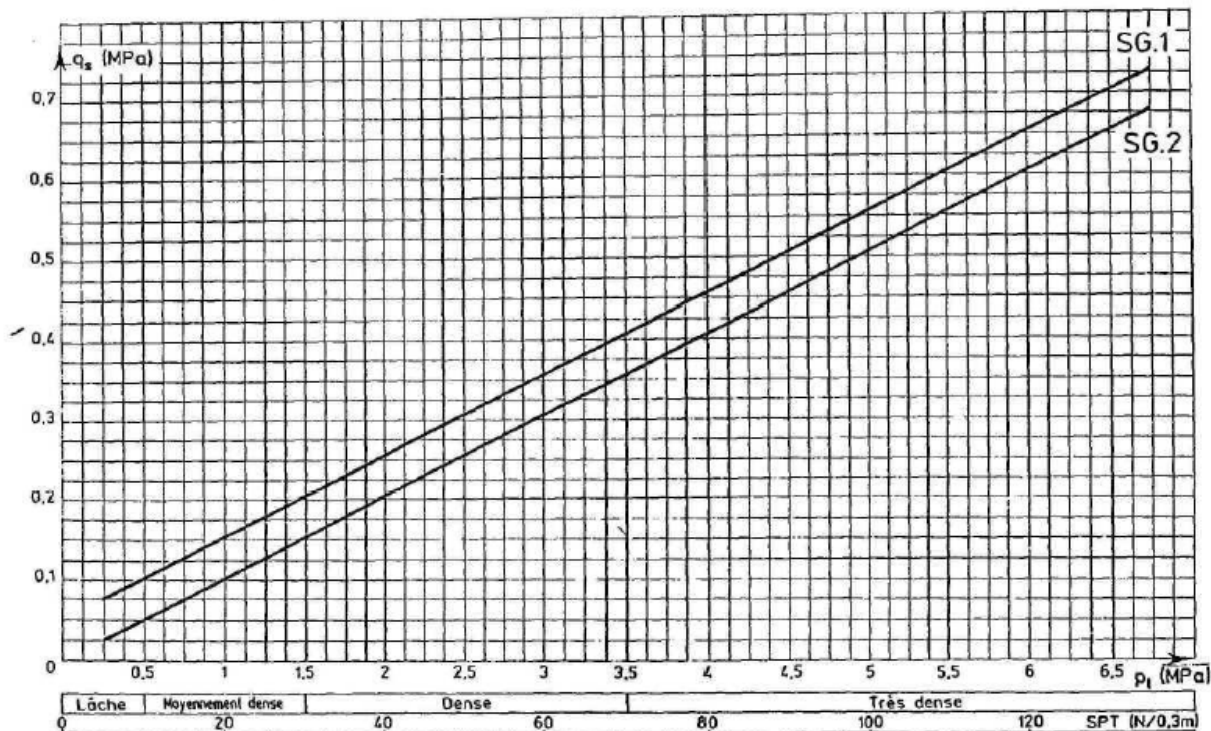


Fig. 16. — Abaques pour le calcul de q_s pour les sables et graves.

Terreni coesivi

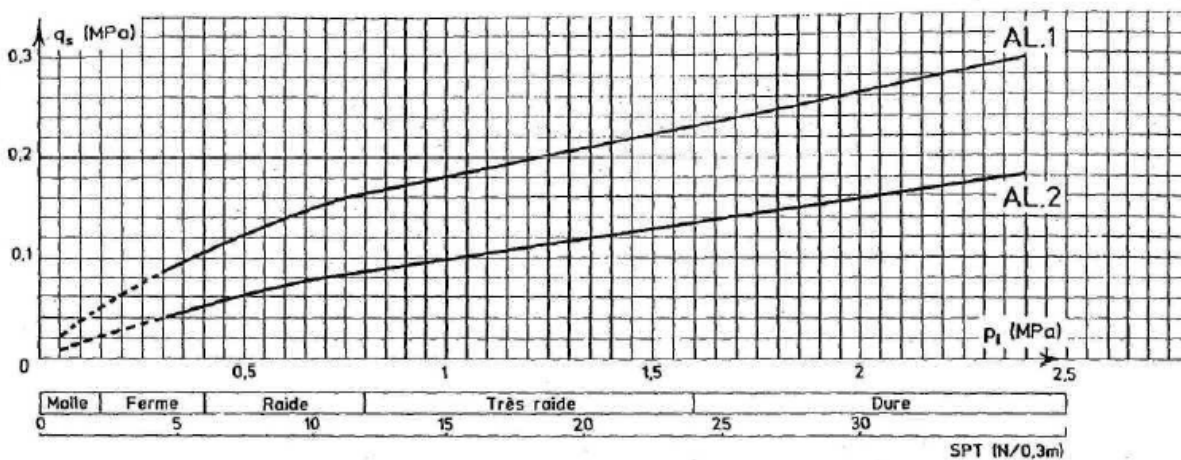


Fig. 17. — Abaques pour le calcul de q_s pour les argiles et limons.

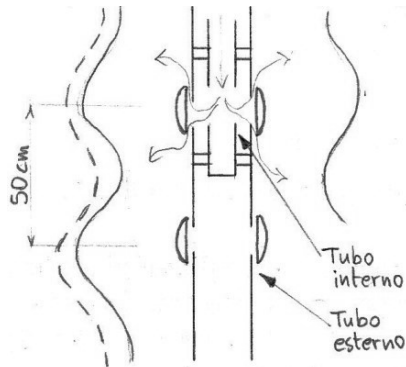
In ogni grafico sono presenti due curve, di tipo 1 e di tipo 2; esse dipendono dal metodo di iniezione:

- Curve di tipo 1. Fanno riferimento al metodo denominato **IRS**, cioè **iniezione ripetuta e selettiva**.

La malta viene iniettata in diversi punti lungo il bulbo, in varie passate successive, con pressioni di iniezione che possono raggiungere 1MPa.

Questo tipo di iniezione è operata per mezzo di **tubi a manchette**.

Tali tubi sono dotati di valvole che permettono l'uscita della malta solo se questa presenta una pressione superiore ad un certo valore; il bulbo risultante avrà dimensione maggiore in corrispondenza delle valvole.



L'effetto della IRS è quello di realizzare un bulbo con superficie frastagliata, in modo da creare più attrito con il terreno. Inoltre, si fanno più passate, in modo che nelle passate successive la malta debba spaccare quella precedentemente iniettata, spostando il terreno ancora più in là. I terreni più scadenti avranno bulbi più grandi, mentre i terreni più compatti avranno bulbi più piccoli; in questo modo si ottengono condizioni simili per tutti i terreni.

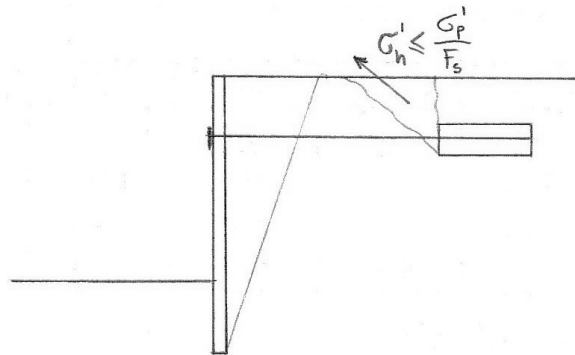
- Curve di tipo 2. Fanno riferimento al metodo denominato **IGU**, cioè **iniezione globale unica**.

Si realizza un'unica iniezione, a relativamente bassa pressione.

Ecco perché abbiamo valori di τ_{lim} diversi per IGU e IRS; in particolare, poiché l'IRS determina un bulbo più frastagliato e, quindi, una σ_n più alta, questo tipo di iniezione presenterà una τ_{lim} maggiore.

Il procedimento di utilizzo dei grafici di Bustamante e Doix consiste nel valutare il numero di colpi alla prova SPT, entrare nell'abaco d'interesse con tale valore, intersecare la curva corrispondente al tipo di iniezione realizzata e leggere la τ_{lim} ottenuta.

C'è poi da considerare l'effetto del pretensionamento sul bulbo di ancoraggio. Infatti, applicando un pretensionamento, si può determinare un'instabilità nel blocco di terreno sovrastante il bulbo. Ciò si può verificare per la prima fila di tiranti, che interessano lo strato superficiale di terreno.



Dobbiamo verificare che tale meccanismo non provochi rottura secondo spinta passiva:

$$\sigma_h' \leq \frac{\sigma_p'}{F_s}$$

dove σ_h' è la tensione orizzontale media che si esercita su questa superficie, mentre $\sigma_p' = K_p \cdot \sigma_v'$ è la tensione di spinta passiva.

Nella seguente tabella sono riportati alcuni valori caratteristici per i calcestruzzi. E' da notare che uno specifico calcestruzzo è individuato da una sigla contenente due numeri: il primo rappresenta f_{ck} , mentre il secondo R_{ck} , espressi in MPa. f_{ctk} rappresenta la resistenza caratteristica a trazione.

		C20/25	C25/30	C28/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55
R_{ck}	(N/mm ²)	25	30	35	40	45	50	55
f_{ck}	(N/mm ²)	20,75	24,9	29,05	33,2	37,35	41,5	45,65
f_{ctk}	(N/mm ²)	1,59	1,80	1,99	2,18	2,35	2,52	2,69
f_{ctk}/f_{ck}	(%)	7,66	7,21	6,85	6,55	6,30	6,08	5,89

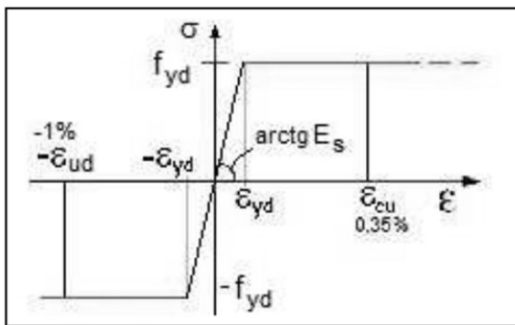
Dal valore di f_{ck} si passa a quello di f_{cd} tramite la seguente espressione:

$$f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{1.50} = 0.47 \cdot f_{ck}$$

Per quanto riguarda le deformazioni, si ha $\epsilon_{c2} = 0.20\%$ e $\epsilon_{cu2} = 0.35\%$.

I calcestruzzi maggiormente impiegati sono C20/25, C25/30 e C28/35.

Il comportamento tenso-deformativo dell'acciaio è rappresentato nella figura seguente.



Per convenzione, si rappresenta con un segno positivo lo sforzo di compressione e con un segno negativo quello di trazione.

L'acciaio lavora sia a compressione che a trazione.

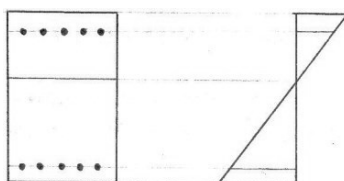
La tensione cresce inizialmente in modo lineare con la deformazione nella zona a comportamento elastico, poi si raggiunge il limite elastico, oltre il quale si assume che la tensione non cresca più all'aumentare delle deformazioni.

$\epsilon_{ud} = 0.9 \cdot \epsilon_{uk}$ è la deformazione ultima di progetto, mentre si pone $\epsilon_{cu} = 0.35\%$ perché questo è anche il limite del calcestruzzo nella zona compressa.

Ad esempio, l'acciaio Fe B450C ha le seguenti caratteristiche:

f_{yk}	ϵ_{uk}	f_{yd}	ϵ_{syd}	ϵ_{ud}
(N/mm ²)	(‰)	(N/mm ²)	(‰)	(‰)
≥ 450	75	391	1,96	67,5

Applicando un momento flettente, a priori non conosciamo né la posizione dell'asse neutro, né l'inclinazione della retta che rappresenta l'andamento delle deformazioni con la distanza dall'asse neutro.

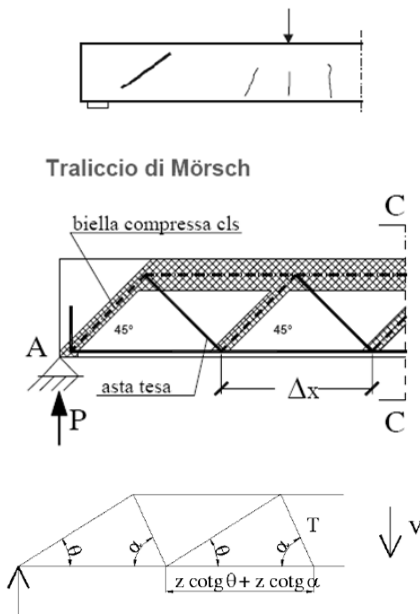
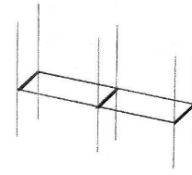


Il problema si risolve considerando l'equazione dei momenti prodotti dagli sforzi interni e l'equazione delle forze normali: si integra e si ottengono le deformazioni, che rappresentano le due incognite.

STAFFE

Se il pannello è piccolo, bastano due bracci, se il pannello è molto grande, si inseriscono altri bracci internamente alla gabbia; sono i bracci, infatti, che assorbono le forze di taglio.

Per il dimensionamento si va a vedere il valore massimo della forza di taglio nel setto, in valore assoluto e si dimensionano diametro, spaziatura e numero di bracci presenti. Anche qui si procede per tentativi; si parte da valori di primo tentativo e si verifica se il taglio resistente della sezione così armata è maggiore o uguale alla forza di taglio effettivamente agente.



Il meccanismo di rottura a taglio è molto più complesso di quello a pressoflessione.

Per questa ragione, si applica la teoria del **traliccio di Morsch**, secondo la quale è come se all'interno della sezione si creasse una struttura di puntoni e tiranti che assorbono le forze di taglio.

Se le aste tese sviluppano una tensione a trazione minore della debole resistenza a trazione del calcestruzzo, allora le staffe non sono richieste e si inserisce la staffatura minima per rendere stabile la gabbia nelle operazioni di posizionamento; viceversa, le staffe servono.

Lo sforzo di taglio resistente è:

$$V_{Rd} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d$$

dove $\gamma_c = 1.5$, $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $\rho_l = A_s / (b \cdot d) \leq 0.02$; inoltre A_s è l'area dell'armatura longitudinale, d è l'altezza utile della trave e b_w è la larghezza della trave.

A differenza della figura sopra, bisogna considerare che i bracci delle staffe sono ortogonali all'armatura principale, quindi $\alpha = 90^\circ$; l'inclinazione θ , invece, non la conosciamo e dobbiamo calcolarla.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{SW}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Red} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

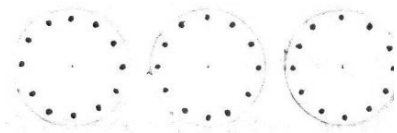
BERLINESI

Sono soluzioni che prevedono l'impiego non di setti continui, ma di **pali e micropali** affiancati.

I pali sono di medio e grande diametro e sono armati in modo tradizionale; i micropali hanno diametro minore o uguale a 30cm, sono posti in opera con interasse orizzontale $S_h \leq 50cm$ e sono armati con tubi metallici aventi diametro esterno $d = 130 \div 220mm$ e spessore $s \leq 1cm$.

Questa soluzione è adottata perché talvolta non è possibile ricorrere alle macchine tipiche impiegate per la costruzione dei setti (idrofresc e escavatori a benna mordente), a causa delle loro dimensioni, soprattutto in prossimità di edifici esistenti. La realizzazione di una berlinese richiede macchine meno ingombranti, meno fango, comporta costi relativamente modesti e permette di avere un cantiere più semplice. Per contro, poiché si realizza un palo alla volta, se la lunghezza del setto è rilevante, la costruzione può richiedere molto tempo.

Quando sussiste un'alta probabilità di trovare blocchi di roccia nel terreno (trovanti) si sceglie la soluzione dei micropali, visti i problemi che avrebbero l'escavatore o l'idrofresa. I micropali vengono anche usati quando il cantiere è di piccole dimensioni, o quando la superficie non è regolare.



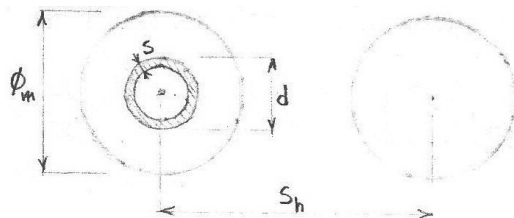
Queste opere, però, presentano minore resistenza e minore rigidezza rispetto ad un setto continuo; una parte dell'armatura, infatti, si trova in prossimità dell'asse neutro e, praticamente, non sviluppa al suo interno tensioni rilevanti. Per evitare grossi spostamenti dovremo fare ampio ricorso a opere di contrasto (tiranti e/o solette).

C'è poi la possibilità di ricorrere a colonne di **jet grouting** anziché a pali accostati; si tratta di colonne di calcestruzzo che vengono realizzate in sito mescolando il terreno esistente con cemento e acqua (iniettati ad alta pressione). Nelle condizioni migliori, il calcestruzzo risultante avrà $R_{ck} \leq 20MPa$ (quindi minore di quelli dei setti gettati in opera), perché il calcestruzzo non è uniforme e la forma non è costante. Inoltre, non si può mettere l'armatura nelle colonne di jet grouting, a meno che non si fori al centro la colonna realizzata e non si posizioni un tubo d'acciaio; in ogni caso, l'efficacia per i momenti flettenti è bassa.

I momenti flettenti vengono verificati facendo fede solo a resistenza a trazione e a compressione del calcestruzzo. I momenti resistenti, perciò, sono relativamente ridotti ed è opportuno, quindi, prevedere varie file di tiranti per ridurre il momento massimo.

Questo tipo di intervento è relativamente costoso, ma piuttosto veloce da realizzare; è particolarmente adatto per terreni ghiaioso-sabbiosi.

Passiamo ora a calcolare la rigidezza flessionale di una berlinese di micropali.



La presenza del tubo d'acciaio influisce pesantemente sulla rigidezza flessionale.

Inoltre, noi dobbiamo descrivere la rigidezza flessionale non del singolo palo, ma per metro di profondità; entra quindi in gioco la spaziatura orizzontale S_h tra i micropali.

Per una berlinese, talvolta è richiesto un parametro detto **spessore equivalente** S_{eq} , definito come lo spessore di un setto continuo in calcestruzzo che presenta la stessa rigidezza flessionale della berlinese.

Per questo setto equivalente, la rigidezza flessionale è data dall'espressione:

$$E_{cls} \frac{1 \cdot S_{eq}^3}{12}$$

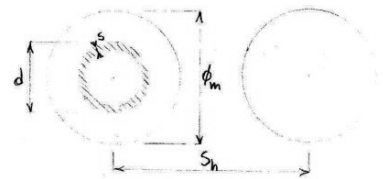
Uguagliando la rigidezza flessionale dell'opera equivalente (setto) a quella dell'opera reale (berlinese), si ottiene lo spessore equivalente:

$$E_{cls} \frac{1 \cdot S_{eq}^3}{12} = (E \cdot J)_b \Rightarrow S_{eq} = \sqrt[3]{12 \frac{(E \cdot J)_b}{E_{cls}}}$$

Esempio. Determinare lo spessore equivalente di un micropalo avente le seguenti caratteristiche (fare riferimento alla figura):

$$\phi_m = 22cm, d = 168.3mm, s = 5mm, S_h = 40cm,$$

$$E_{acc} = 200GPa, E_{malta} = 20GPa$$



$$J_{armatura} = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{d}{2} \right)^4 - \left(\frac{d}{2} - s \right)^4 \right] = 8558203mm^4$$

$$(E \cdot J)_m = E_{malta} \frac{\pi}{4} \left(\frac{\phi_m}{2} \right)^4 + (E_{acc} - E_{malta}) \cdot J_{armatura} = 3.84 \cdot 10^{12} MPa \cdot mm^4 (= N \cdot mm^2)$$

$$(E \cdot J)_b = \frac{(E \cdot J)_m}{S_h} = 9600529116N \cdot mm$$

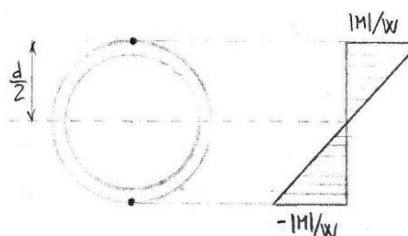
$$S_{eq} = \sqrt[3]{12 \frac{(E \cdot J)_b}{E_{malta}}} = 179mm$$

16/10/12

Valutazione della resistenza di una berlinese di micropali

Per verificare se la berlinese può sopportare il momento flettente massimo, assumiamo che esso venga assorbito unicamente dall'armatura metallica; questa è una considerazione cautelativa.

Si va a verificare qual è la tensione massima nell'armatura. Si assume l'assenza di forza normale applicata, quindi la sollecitazione è di flessione semplice.



L'asse neutro è baricentrico e le tensioni hanno un andamento a farfalla; le tensioni massime sono agli estremi della sezione e, in valore assoluto, sono tra loro uguali e pari a $|M|/W$, dove W è il modulo resistente:

$$W = \frac{J_{acc}}{d/2} = 2 \frac{J_{acc}}{d}$$

$$\text{con } J_{acc} = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{d}{2} \right)^4 - \left(\frac{d}{2} - s \right)^4 \right]$$

43

S_n è nullo agli estremi, mentre in corrispondenza dell'asse baricentrico vale:

$$S_n = \frac{2}{3} \pi \left[\left(\frac{d}{2} \right)^3 - \left(\frac{d}{2} - s \right)^3 \right]$$

Per quanto riguarda tutti gli altri punti della sezione, è più difficile calcolare l'esatto andamento del momento statico e lo si fa, in genere, per via numerica.

Fondamentale è poi la forza di taglio T , il cui andamento è ottenuto dal calcolo agli elementi finiti, moltiplicando il valore ottenuto per la spaziatura S_h , in quanto questa verifica è fatta sul singolo micropalo e non per metro di profondità; è da notare che anche il valore del momento ottenuto dal calcolo va moltiplicato in questo caso per S_h .

Ci saranno delle zone in cui il momento è massimo e il taglio è nullo e, viceversa, ci saranno altre zone in cui il momento non è massimo e il taglio è diverso da zero. Quindi, bisogna studiare il problema a ciascuna profondità e, per ogni sezione investigata, fare la verifica per diversi punti; nessun punto deve superare il limite suddetto. Se il limite viene superato oppure, al contrario, ci si trova troppo al di sotto di esso, è necessario rifare i calcoli variando la geometria, fino a quando almeno un punto dell'armatura metallica si avvicina sensibilmente al limite dato dalla disequazione, ma senza superarlo; in questo modo si utilizzano al meglio le risorse a disposizione.

17/10/12

COEFFICIENTI DA APPLICARE NEL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI

- Azioni: coefficienti maggiorativi.

Azione	Simbolo	A ₁	A ₂
Permanente sfavorevole	γ_G	1.3	1.0
Permanente favorevole		1.0	1.0
Variabile sfavorevole	γ_Q	1.5	1.3
Variabile favorevole		0	0

- Parametri del terreno: coefficienti riduttivi.

Parametro	Simbolo	Coefficiente parziale γ_m	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	1.00	1.00

- Resistenza del terreno: coefficienti riduttivi.

Resistenza	Simbolo	R1	R2	R3
Capacità portante (base)	$\gamma_{R,v}$	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	$\gamma_{R,h}$	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno (spinta passiva)	$\gamma_{R,e}$	1.0	1.0	1.4

La **combinazione 1**, cioè A1+M1+R1 è prevista per la **verifica strutturale**: si aumentano di più i carichi e si diminuiscono di meno i parametri del terreno. La **combinazione 2** è prevista per la **verifica geotecnica**: si aumentano di meno i carichi e si diminuiscono di più i parametri del terreno.

Le analisi che si conducono per le paratie (setti) prevedono:

- Combinazione 2, cioè A2+M2+R2 per la valutazione della stabilità globale.
- Combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1 per tutte le altre verifiche.

Software SDC per il calcolo di telai piani

Il programma prevede la definizione dei seguenti parametri:

- **Nodi.**
Si definiscono, tramite le coordinate X e Y , le posizioni dei nodi del telaio.
Per quelli inferiori si specifica un **Vincolo con il terreno** di tipo a **Incastro**.
- **Travi - Estremi.**
Si specificano gli elementi costituenti il telaio definendone i nodi estremi.
- **Travi – J e A e deformazioni termiche.**
Si definiscono le caratteristiche geometriche degli elementi, cioè:

$$J = \frac{bh^3}{12} \quad \text{e} \quad A = b \cdot h$$

dove $b = 1m$, dato che valutiamo una profondità unitaria.

Se abbiamo a che fare con opere costituite da componenti prefabbricati di spessore diverso da 1m, conviene effettuare il calcolo direttamente per quello spessore; quindi, nei dati di input, si inseriscono direttamente J e A dell'elemento. In questo caso, occorre considerare anche i carichi competenti alla striscia di spessore diverso da quello unitario e ricordare che pure i risultati di N , T e M sono riferiti all'elemento.

- **Carichi.**
Ci sono due tabelle, una relativa ai **Carichi concentrati** e una ai **Carichi distribuiti**.
Nella prima, per ogni elemento del telaio, si definisce la posizione di forze orizzontali F_x , forze verticali F_y , e coppie C .
Nella seconda, per ogni trave si definiscono **Inizio** e **Fine** dei carichi distribuiti orizzontali p_x e verticali p_y .
N.B. Nel programma è possibile inserire solo pressioni costanti, specificando inizio e fine.
Se dobbiamo applicare delle pressioni variabili (ad esempio, la spinta del terreno), le possiamo approssimare con un carico a scalini.

Premendo il tasto **Calcola**, vengono generati i diagrammi di **Sforzo Normale**, **Taglio**, **Momento** e **Deformazioni** sui vari elementi del telaio. Dall'analisi dei risultati si possono eventualmente variare gli spessori, affinando il dimensionamento.

Carichi in superficie

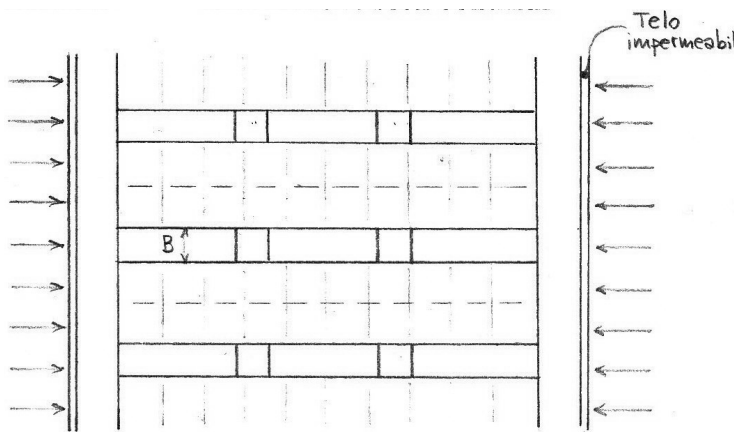
La tipologia più importante di carichi in superficie è costituita dai carichi stradali.
Come è stato già anticipato, per la loro valutazione si assimila l'opera ad un ponte.
Si seguono i criteri prescritti dalle Norme Tecniche sulle Costruzioni del 2008; nella figura rappresentata sotto è riportato uno degli schemi di carico usati per la progettazione di ponti stradali, in cui il carico tandem rappresenta un mezzo virtuale che permette di sovrastimare gli effettivi carichi che si possono sviluppare.

Bisogna poi tenere conto degli effetti dinamici mediante opportuni coefficienti maggiorativi (1.5÷1.6); tuttavia, gli effetti dinamici si riducono linearmente con la profondità e se la copertura ha uno spessore superiore a 2.5m, il coefficiente dinamico è posto pari a 1.

Dovremo ripetere i calcoli considerando varie posizioni del treno di carico, per trovare le condizioni più gravose di normale, taglio e momento che si sviluppano in tutti gli elementi.

Anche in questo caso i carichi vanno moltiplicati per i coefficienti maggiorativi previsti dalla verifica agli stati limite ultimi.

Opera costituita da pilastri anziché setti continui



I bordi laterali sono ancora costituiti da setti continui

Quando ci sono pilastri, si realizzano travi in calcestruzzo armato, aventi una certa larghezza B , poggianti sui pilastri ed eventualmente sui setti laterali; la loro altezza è pari allo spessore della soletta.

Le travi vengono dimensionate in modo analogo a quanto si fa per le solette, ma con larghezza diversa da quella unitaria e comunque sempre superiore a 0.5m.

Poiché le solette si appoggiano sulle travi, queste ultime devono sobbarcarsi il carico prodotto da esse; la singola trave dovrà sopportare il peso che compete a metà della luce del solaio, da una parte e dall'altra. Il solaio viene invece dimensionato per una luce pari alla distanza netta tra due travi.

Nei calcoli (ad esempio, con riferimento al software SDC), occorre considerare le seguenti caratteristiche geometriche:

- I solai sono rappresentati considerando la striscia competente alla trave.
- Il momento d'inerzia e l'area della trave sono quelli riferiti alla sezione della trave stessa.
- Il momento d'inerzia e l'area del pilastro sono quelli riferiti alla sezione del pilastro stesso.
- Il setto verticale è rappresentato considerando una sezione avente larghezza pari a quella della trave e altezza pari allo spessore del setto stesso.

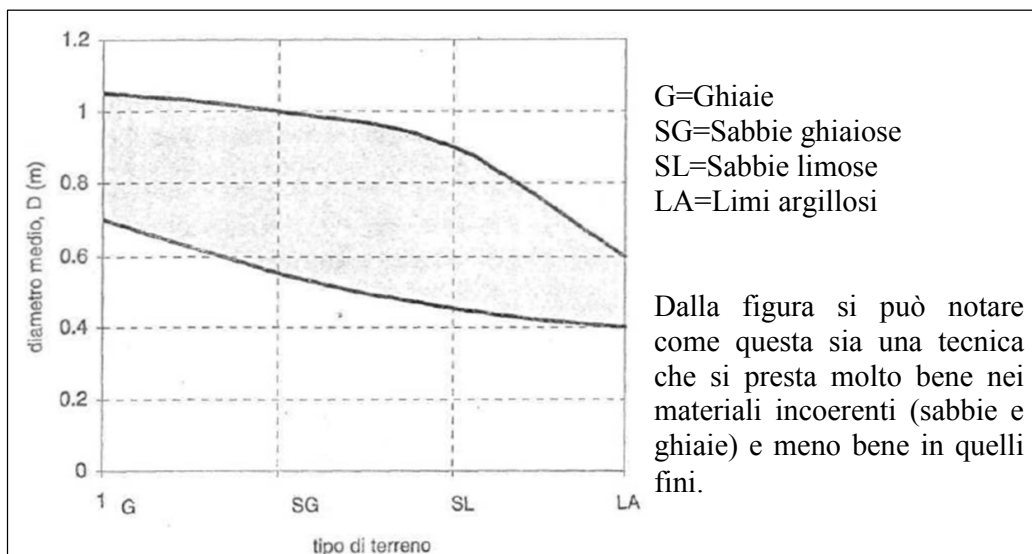
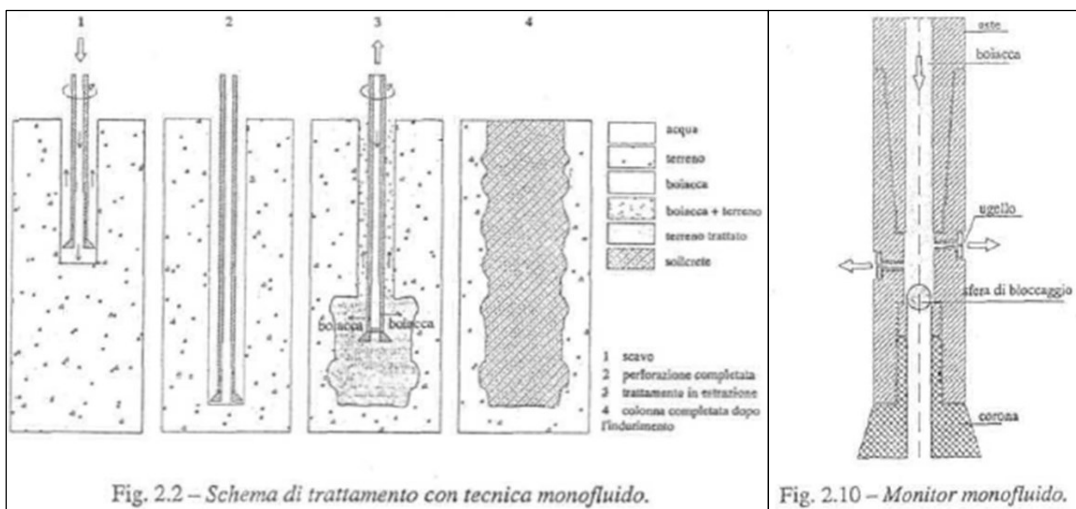
Nel seguito vengono illustrate le tre tipologie di jet grouting.

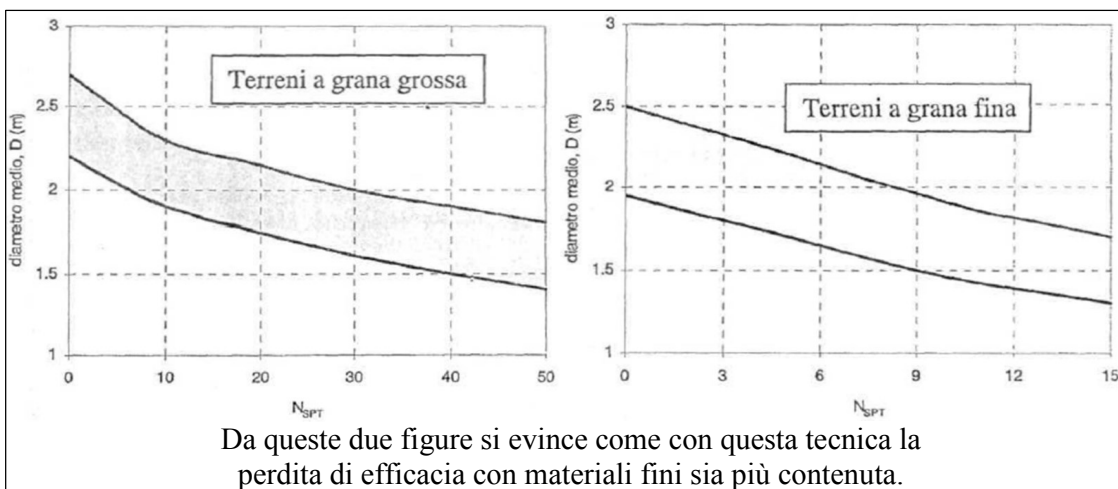
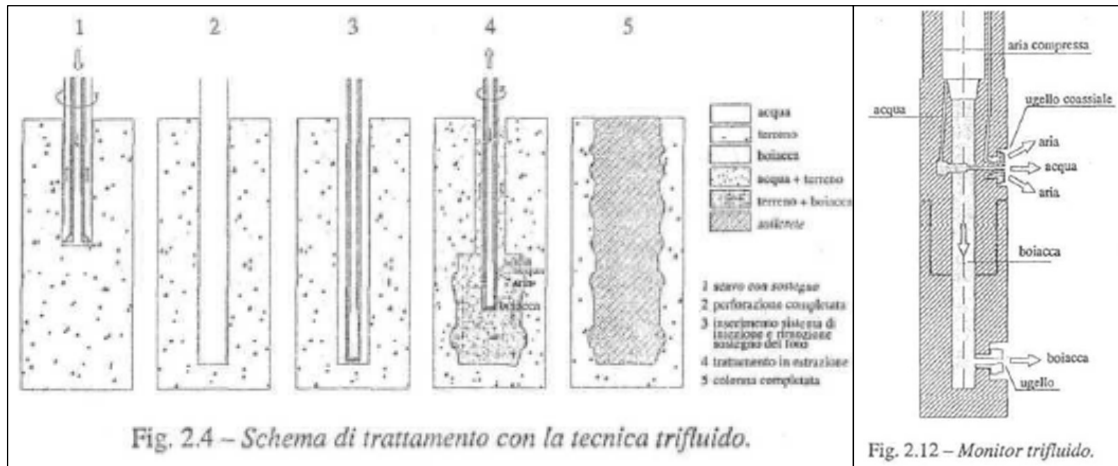
1. *Sistema monofluido.*

Prevede l'iniezione nel terreno di sola boiacca cementizia. Si scava il foro fino alla profondità desiderata e dalle stesse tubazioni utilizzate per realizzare il foro, chiudendone la zona terminale, si inietta ad altissima pressione ($\geq 50MPa$) la boiacca, in modo che essa fuoriesca attraverso degli ugelli laterali; nel frattempo, la tubazione viene fatta risalire e, al contempo, ruotare, in modo che il getto descriva linee a spirale.

Si determina un insieme di terreno, cemento ed acqua, come un calcestruzzo, ma di composizione pressoché ignota, le cui caratteristiche, tuttavia, sono molto migliori di quelle del terreno preesistente.

Poiché in questa tecnologia l'unico fluido iniettato è la boiacca cementizia, le aste sono abbastanza sottili e leggere.

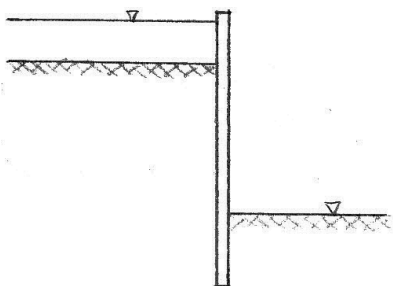




23/10/12

SIFONAMENTO

Il sifonamento riguarda il terreno al di sotto del fondo scavo in presenza di falda acquifera.



La falda si considera sempre coincidente con il fondo dello scavo, mentre a monte può essere superiore, inferiore o coincidente con la superficie del terreno. Quando la falda ha quota superiore a monte rispetto che a valle, si instaura un moto di filtrazione da monte verso valle. Si creano delle pressioni di filtrazione, che addensano il terreno nel lato di monte, determinando un aumento delle tensioni efficaci, mentre detensionano il lato di valle.

Proprio questo detensionamento può dare origine a problemi di stabilità del setto: la risalita dell'acqua può addirittura annullare le tensioni efficaci verticali nella porzione di terreno di valle, provocando l'instabilizzazione e l'eventuale crollo del setto.

Ogni punto del terreno, sia a monte che a valle, ha una quota y un' **altezza piezometrica** z , definita come la quota della superficie libera della falda nel caso di acqua in quiete.

53

L'andamento di y nel tratto verticale (retta inclinata di 45°) è:

$$y = w - (h + L_{imm} + s)$$

L'andamento di z , invece, è:

$$z = (h + L_{imm}) - i \cdot w$$

Osservando il grafico precedente e considerando il piede del setto a valle, cioè $w = h + L_{imm} + s$, si ottiene un valore di u pari a:

$$u = \gamma_w \cdot (1+i) \cdot L_{imm}$$

Nella zona di valle, l'andamento delle pressioni u è:

$$u = \gamma_w \cdot (1+i)(L_{imm} - y)$$

da cui si ricava, sempre per la zona di valle, l'andamento delle tensioni efficaci σ'_v :

$$\sigma'_v = \gamma_{sat} \cdot (L_{imm} - y) - \gamma_w \cdot (1+i)(L_{imm} - y)$$

A noi interessa la condizione di annullamento di σ'_v , in corrispondenza della quale scompare anche la reazione nei riguardi della spinta passiva:

$$\begin{aligned} \sigma'_v = 0 & \Leftrightarrow \\ \gamma_{sat} \cdot (L_{imm} - y) &= \gamma_w \cdot (1+i)(L_{imm} - y) \Leftrightarrow \\ \gamma_{sat} &= \gamma_w \cdot (1+i) \Leftrightarrow \\ \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} &= \frac{\gamma'}{\gamma_w} = i \end{aligned}$$

Affinché non si verifichi sifonamento, nell'ultima espressione il primo membro deve essere maggiore del secondo, cioè:

$$\begin{aligned} \gamma_{sat} &> \gamma_w \cdot (1+i) \Leftrightarrow \\ i_{eff} &< \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = i_{critico} \end{aligned}$$

Naturalmente, si cerca di fare in modo che i_{eff} sia molto minore di $i_{critico}$ (addirittura in rapporto di 1/4); nella pratica, una volta valutato $i_{critico}$, si rende piccolo i_{eff} , aumentando la lunghezza di immorsamento L_{imm} oltre il valore necessario ai fini statici ottenuto dal calcolo agli elementi finiti (h e s sono valori non modificabili).

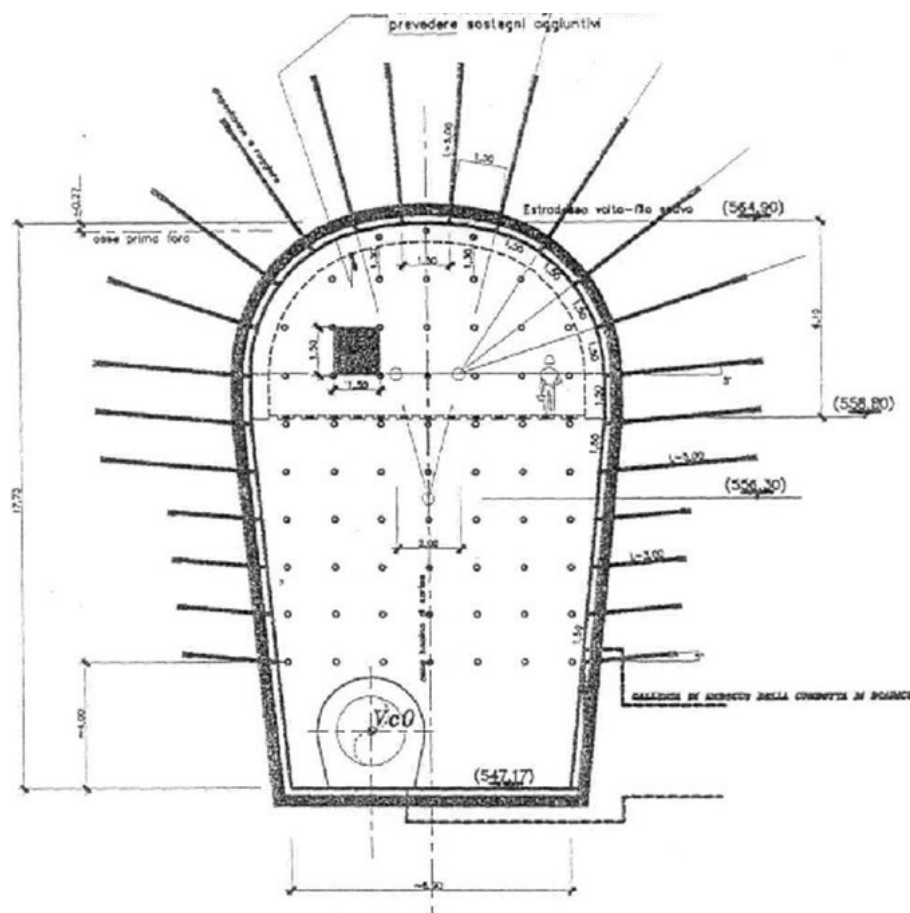
GRANDI CAVERNE IN ROCCIA

Le caverne sono realizzate in modo molto simile alle gallerie, ma il loro scavo avviene per fasi: prima si realizza la porzione superiore, detta *calotta*, poi si ottiene la sezione desiderata per *ribassi successivi*.

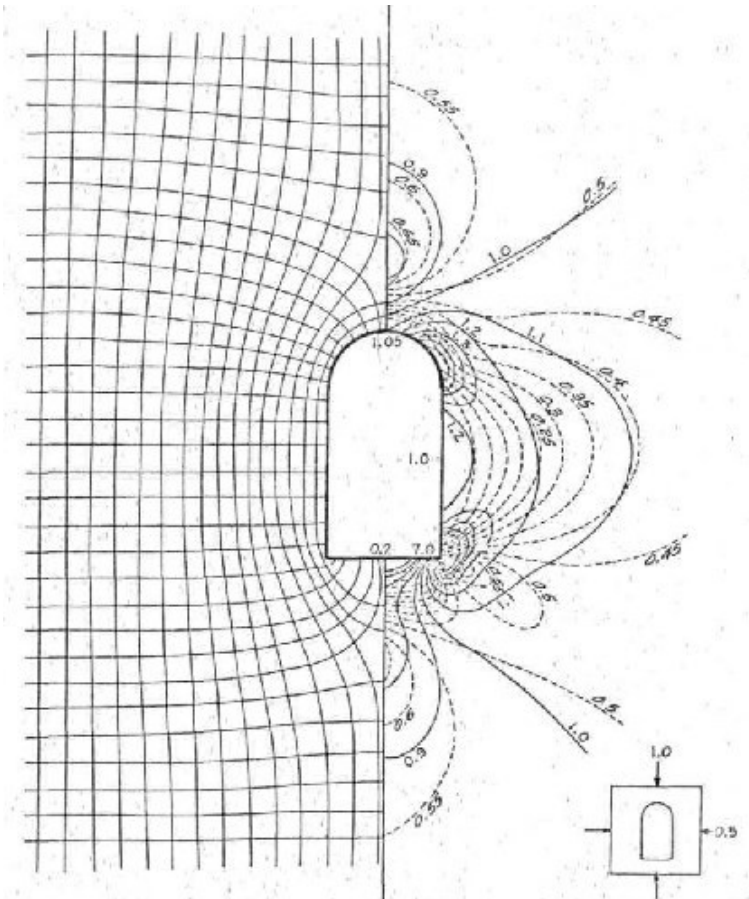
Mentre la realizzazione della calotta è simile a quella di una galleria, perché lo scavo è a fondo cieco (una superficie libera), i successivi ribassi hanno due superfici libere e sono analoghi agli scavi in roccia che si eseguono in superficie. L'unica differenza dello scavo della calotta rispetto a quanto avviene per una galleria è che il rapporto tra larghezza e altezza è molto grande.

La particolare geometria della calotta può determinare problemi di instabilità nella zona di tetto; le analisi di stabilità vengono condotte con programmi agli elementi finiti, cioè con codici di calcolo che discretizzano l'ammasso roccioso in elementi finiti, per ciascuno dei quali si ricava lo stato tenso-deformativo.

I possibili problemi statici sono legati agli sforzi di trazione o al *detensionamento* in direzione orizzontale al di sopra del tetto dello scavo, con conseguente apertura delle discontinuità naturali e possibile caduta di blocchi. Con il proseguire delle fasi, la cavità assume una forma con pareti molto alte, che si possono instabilizzare per un alto valore di tensione di compressione.



Nel seguito sono riportate tre curve che illustrano l'andamento delle tensioni principali nell'intorno dello scavo, per una certa geometria e al variare di K_0 . Si assume l'ipotesi di comportamento elastico lineare della roccia e che la cavità sia profonda, cioè che lo stato tensionale sia omogeneo.



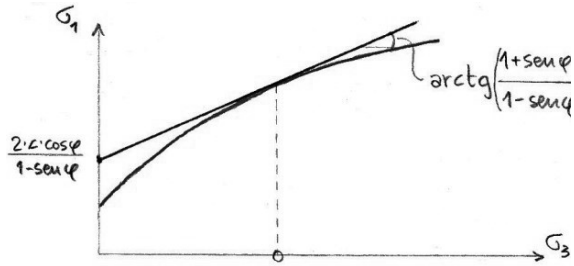
$$K_0 = 0.5$$

Consideriamo il punto mediano della parete. In tale punto, passando da $K_0 = 1$ a $K_0 = 0.5$, lo stato tensionale passa da 0.5 a 1 volta la tensione verticale litostatica.

Muovendoci a partire dalla parete laterale della cavità verso l'interno dell'ammasso roccioso, la tensione orizzontale passa da 0 (in prossimità della parete) a 0.5 (molto lontano dalla parete) volte il valore della tensione verticale litostatica; per quanto riguarda, invece, la tensione verticale, vale già 1 volta la tensione verticale originaria e, quindi, in questo caso particolare rimane circa costante procedendo verso l'interno dell'ammasso.

Lo stesso tipo di osservazioni potrebbero essere fatte per le tensioni nella zona di tetto.

Un aspetto importante da evidenziare è che quando $K_0 < 1$, l'effetto della geometria diventa particolarmente influente sullo sviluppo delle tensioni ai bordi superiore e inferiore dello scavo: l'appiattimento del bordo provoca un maggiore detensionamento; inoltre, in corrispondenza degli spigoli si generano forti concentrazioni degli sforzi.



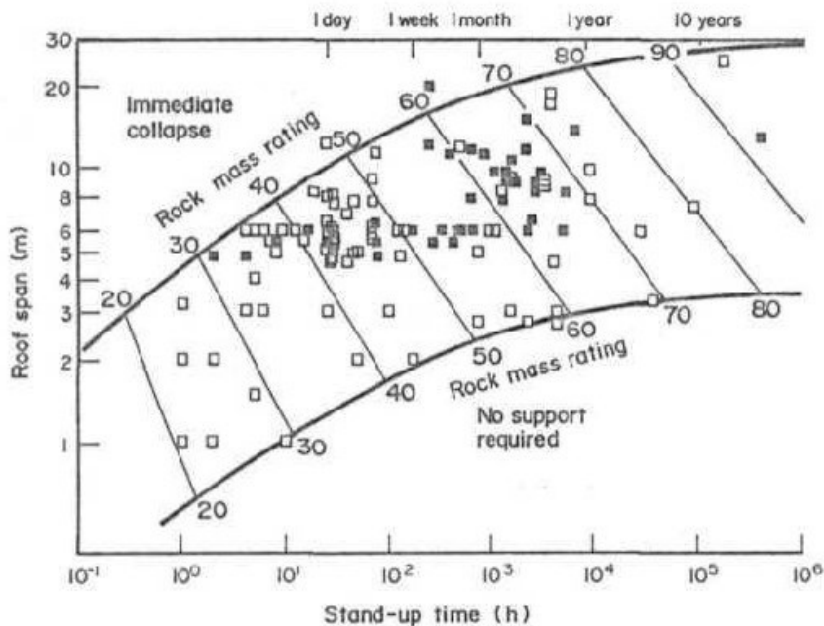
In tal caso dobbiamo sviluppare dei calcoli con i modelli numerici, considerando un comportamento elasto-plastico per l'ammasso roccioso.

Solitamente, il criterio di rottura più usato nei metodi numerici è quello di Hoek e Brown, linearizzato fittiziamente in uno alla Mohr-Coulomb elemento per elemento e per ogni step di calcolo, nota la tensione principale minima.

In generale, però, si vuole sempre evitare che ai bordi della cavità si instaurino zone a comportamento plastico, poiché queste gravano pesantemente sulle opere di sostegno, soprattutto quando le luci sono di grandi dimensioni.

Si interviene allora con opere di *sostegno* o di *rinforzo* della roccia; queste sono mirate a contenere il più possibile le zone a comportamento plastico o a eliminarle del tutto.

Il diagramma sottostante è utilizzato, noto l'RMR, per verificare se sono necessarie opere di sostegno.



In ascissa è riportato in scala logaritmica lo stand up time, cioè il *tempo di autoportanza*, definito come il tempo per cui la cavità resta stabile.

In ordinata, sempre in scala logaritmica, è riportata la Roof span, cioè la larghezza della cavità.

Il diagramma, inoltre, contiene delle rette che rappresentano i luoghi dei punti aventi stesso indice RMR ed è suddiviso in tre aree.

La zona inferiore contraddistingue cavità per cui non sono necessarie opere di sostegno.

La zona centrale contraddistingue cavità che possono rimanere aperte con bulloni o opere di sostegno tradizionali.

La zona superiore contraddistingue cavità per le quali si ha collasso immediato e quindi occorre intervenire con sostegni o rinforzi speciali (consolidamento, per aumentare l'RMR e, quindi, le caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso).

TABLE 5.2 Q-System: Support Measures for Q Range 10 to 1000^a

Support Category	Q	Conditional Factors		Span/ESR (m)	P ^b (kg/cm ²)	Span/ESR (m)	Type of Support
		RQD/J _n	J _r /J _n				
1 ^c	1000-400				<0.01	20-40	sb (utg)
2 ^c	1000-400				<0.01	30-60	sb (utg)
3 ^c	1000-400				<0.01	46-80	sb (utg)
4 ^c	1000-400				<0.01	65-100	sb (utg)
5 ^c	400-100				0.05	12-30	sb (utg)
6 ^c	400-100				0.05	19-45	sb (utg)
7 ^c	400-100				0.05	30-65	sb (utg)
8 ^c	400-100				0.05	48-88	sb (utg)
9	100-40	≥20			0.25	8.5-19	sb (utg)
		<20					B (utg) 2.5-3 m
10	100-40	≥30			0.25	14-30	B (utg) 2-3 m
		<30					B (utg) 1.5-2 m + clm
11 ^c	100-40	≥30			0.25	23-48	B (tg) 2-3m
		<30					B (tg) 1.5-2 m + clm
12 ^c	100-40	≥30			0.25	40-72	B (tg) 2-3m
		<30					B (tg) 1.5-2 m + clm

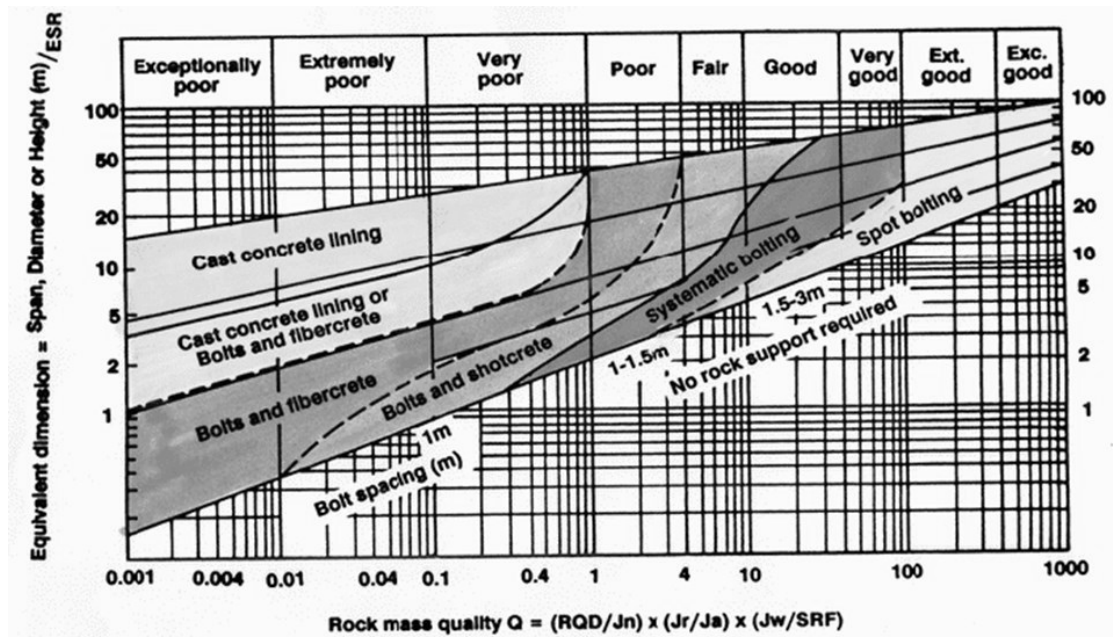
TABLE 5.2 (Continued)

Support Category	Q	Conditional Factors		Span/ESR (m)	P ^b (kg/cm ²)	Span/ESR (m)	Type of Support
		RQD/J _n	J _r /J _n				
13	40-10	≥10	≥1.5		0.5	5-14	sb (utg)
		≥10	<1.5				B (utg) 1.5-2 m
		<10	≥1.5				B (utg) 1.5-2 m
		<10	<1.5				B (utg) 1.5-2 m + S 2-3 cm
14	40-10	≥10		≥15	0.5	9-23	B (tg) 1.5-2 m + clm
		<10		≥15			B (tg) 1.5-2 m + S (mr) 5-10 cm
				<15			B (utg) 1.5-2 m + clm
15	40-10	>10			0.5	15-40	B (tg) 1.5-2 m + clm
		≤10					B (tg) 1.5-2 m + S (mr) 5-10 cm
16 ^{c,d}	40-10	>15			0.5	30-65	B (tg) 1.5-2 m + clm
		≤15					B (tg) 1.5-2 m + S (mr) 10-15 cm

TABLE 5.3 Q-System: Support Measures for Q Range 1 to 10^a

Support Category	Q	Conditional Factors		Span/ESR (m)	P ^b (kg/cm ²)	Span/ESR (m)	Type of Support
		RQD/J _n	J _r /J _a				
17	10-4	>30			1.0	3.5-9	sb (utg)
		≥10, ≤30					B (utg) 1-1.5 m
		<10		≥6			B (utg) 1-1.5 m + S 2-3 cm
		<10		<6			S 2-3 cm
18	10-4	>5		≥10	1.0	7-15	B (tg) 1-1.5 m + clm
		>5		<10			B (utg) 1-1.5 m + clm
		≤5		≥10			B (tg) 1-1.5 m + S 2-3 cm
		≤5		<10			B (utg) 1-1.5 m + S 2-3 cm
19	10-4			≥20	1.0	12-29	B (tg) 1-2 m + S (mr) 10-15 cm
				<20			B (tg) 1-1.5 m + S (mr) 5-10 cm
20 ^c	10-4			≥35	1.0	24-52	B (tg) 1-2 m + S (mr) 20-25 cm
				<35			B (tg) 1-2 m + S (mr) 10-20 cm
21	4-1	≥12.5	≤0.75		1.5	2.1-6.5	B (utg) 1m + S 2-3 cm
		<12.5	<0.75				S 2.5-5 cm
			>0.75				B (utg) 1m
22	4-1	>10, <30	>1.0		1.5	4.5-11.5	B (utg) 1m + clm
		≤10	>1.0				S 2.5-7.5 cm
		<30	≤1.0				B (utg) 1 m + S (mr) 2.5-5 cm
		≥30					B (utg) 1 m
23	4-1			≥15	1.5	8-24	B (tg) 1-1.5 m + S (mr) 10-15 cm
				<15			B (utg) 1-1.5 m + S (mr) 5-10 m
24 ^{c,d}	4-1			≥30	1.5	18-46	B (tg) 1-1.5 m + S (mr) 15-30 cm
				<30			B (tg) 1-1.5 m + S (mr) 10-15 cm

Il seguente diagramma è un aggiornamento molto usato di quello precedente. Esso non fa ricorso alle classi, ma dà subito indicazioni come la spaziatura della bullonatura. Soprattutto per bassi valori dell'indice Q, salendo nella parte centrale si deve passare al calcestruzzo proiettato.

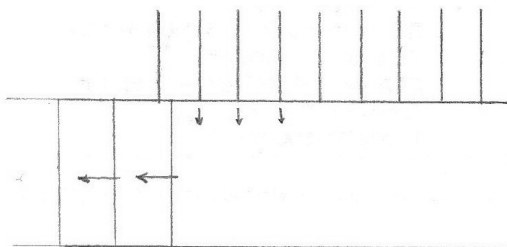


L'uso dei metodi visti, basati su correlazioni empiriche, porta nel tempo ad avere interventi sovradimensionati rispetto alle reali necessità. Quindi, questo approccio va bene per fornire un'idea iniziale, ma sono necessarie analisi più dettagliate con calcolo numerico.

05/11/12

L'intervento più diffuso è la **bullonatura**, che in genere presenta una lunghezza maggiore in corrispondenza della calotta e minore in corrispondenza delle pareti laterali. I bulloni sono barre d'acciaio che vengono inserite all'interno di fori e poi iniettate con malta cementizia. Con questi interventi si imprimono nell'ammasso roccioso delle tensioni, che hanno come finalità la compressione della roccia nella fascia bullonata. La compressione fornita dal bullone determina un aumento della resistenza della roccia perché in questo modo si aumenta il confinamento.

I bulloni sono elementi in genere **passivi**, cioè vengono inseriti nell'ammasso roccioso, ma se non c'è un successivo movimento delle pareti, essi non inducono alcuna tensione nell'ammasso stesso.



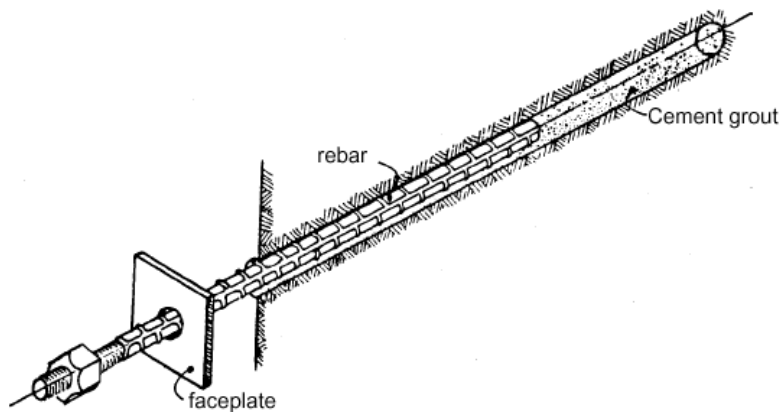
I bulloni vengono realizzati in prossimità del fronte di scavo e ad ogni passo di avanzamento il bordo dello scavo manifesta un movimento a causa dello spostamento del fronte; tale movimento mette in trazione i bulloni. Inoltre, anche il successivo ribasso provoca una redistribuzione delle tensioni e quindi, in definitiva, delle deformazioni, con l'instaurarsi di tensioni all'interno dei bulloni.

Nella figura sottostante sono rappresentati gli andamenti della forza di trazione e del taglio nei bulloni.

Prima di arrivare al consolidamento, esiste ancora la possibilità di utilizzare *calcestruzzo fibrorinforzato*, che consente di assorbire momenti flettenti molto più elevati di un calcestruzzo tradizionale; anche con luci elevate tra i bulloni, esso è in grado di assorbire carichi elevati, perché possiede anche una certa resistenza a trazione.

Tipologie di bulloni:

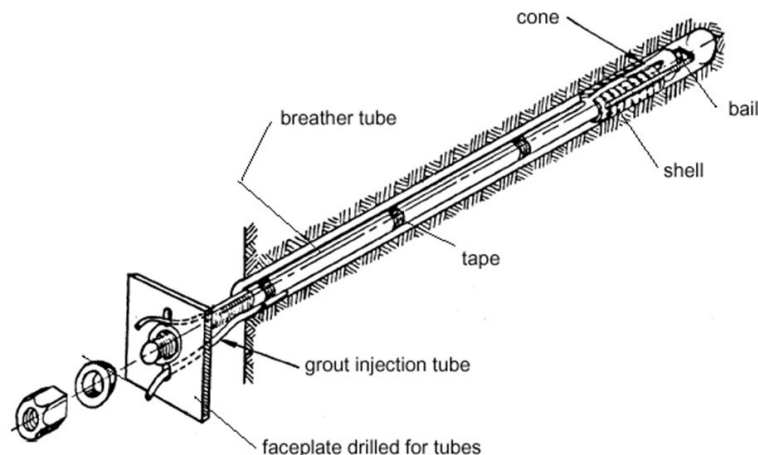
1. Il bullone è realizzato con l'inserimento di una barra d'acciaio in foro, il quale viene poi riempito con malta cementizia. Se la malta è relativamente poco fluida, si potrebbe prima iniettare la malta e poi inserire il bullone, in modo da assicurare un omogeneo riempimento del foro. L'intervento è velocissimo e il bullone è, ovviamente, di tipo passivo.



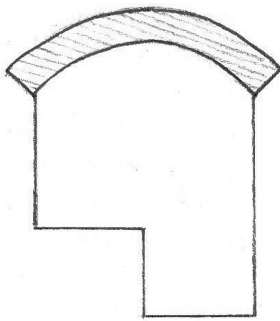
2. Il bullone è munito di due tubicini, uno che raggiunge il fondo del foro e uno che si ferma in prossimità della bocca del foro, la quale viene chiusa con un tappo inserito per evitare la fuoriuscita della malta.

La malta viene iniettata attraverso il tubicino che raggiunge il fondo del foro; quando questo è completamente iniettato, la malta fuoriesce dal secondo tubicino.

Alcuni bulloni, come quello qui raffigurato, presentano un sistema di contrasto e sono impiegati quando si vuole dare un sostegno prima che la cavità manifesti ulteriori spostamenti; la presa della malta avviene in diversi giorni, quindi con questo meccanismo è possibile mettere in pretensione il bullone fin da subito.



Il **calcestruzzo gettato in opera** è utilizzato ad esempio per realizzare l'arco atto a sostenere il tetto della cavità, qualora necessario; è un intervento utilizzato soprattutto per grandi cavità in ammassi rocciosi caratterizzati da basso indice Q.



L'aspetto più delicato è l'aggancio sugli appoggi, sui quali grava sia il peso proprio dell'arco, sia il carico trasmesso dalla roccia sovrastante. Quindi, tali appoggi devono essere consolidati, oppure si realizzano mensole in calcestruzzo con il compito di sostenere la trave su cui poggia l'arco. Si può anche aumentare il confinamento laterale per incrementare la resistenza della roccia nei punti di appoggio; ciò si fa tramite dei tiranti.

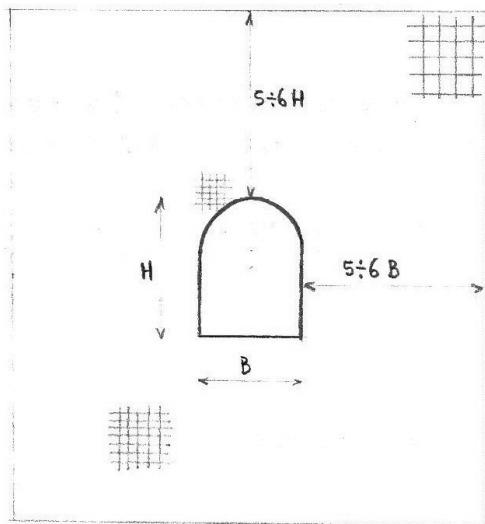
12/11/12

METODI NUMERICI PER LO STUDIO DELLE CAVERNE

Tali metodi prevedono di discretizzare la roccia da studiare in elementi di piccola dimensione; l'elemento più semplice ha forma triangolare.

All'interno di ciascun elemento si ipotizzano costanti gli stati tensionale e deformativo. Minore è la dimensione degli elementi, maggiore è la precisione del calcolo, perché l'ipotesi suddetta condiziona meno i risultati finali. Per contro, più ci sono elementi, più il calcolo è lento. Quindi, si opta per un compromesso tra precisione e velocità del calcolo.

Un modo per avere una certa precisione e, al contempo, mantenere buone velocità di calcolo è prevedere elementi più piccoli nell'intorno della cavità ed elementi via via più grandi man mano che ci si allontana da essa; lontano dalla caverna, infatti, si ha lenta convergenza verso il valore di tensione litostatica, mentre nel suo intorno si riscontrano le variazioni più marcate, le quali devono essere studiate con precisione.



I bordi del modello numerico, cioè la porzione da studiare, non possono essere scelti arbitrariamente, perché su di essi bisogna imporre delle **condizioni al contorno**, che sono ben note all'infinito, dove lo stato tensionale è quello originario. Tuttavia, non è possibile posizionare i bordi troppo lontani dalla caverna. Anche in questo caso si opta per un compromesso, valutando che:

- I bordi laterali si trovino ad una distanza dalle pareti della cavità pari a 5-6 volte la larghezza della cavità stessa.
- I bordi superiore e inferiore si trovino ad una distanza, rispettivamente dalla calotta e dal piede, di 5-6 volte l'altezza della caverna.

Sui bordi laterali e su quello superiore si impone una pressione, data dallo stato tensionale nelle condizioni originarie; in particolare, sui bordi laterali si applica una tensione orizzontale, su quello superiore una tensione verticale.

Sul bordo inferiore, invece, si impone un vincolo sugli spostamenti: si dice che i nodi che ricadono sul bordo inferiore non si possono muovere nella direzione verticale.

I bordi laterali e inferiore sono **virtuali**; quello superiore, invece, potrebbe essere **virtuale** oppure **reale**, nel caso in cui rappresentasse la superficie del versante.

SOFTWARE FLAC

FLAC è un programma che permette di studiare le cavità sotterranee con metodi numerici. Esso considera elementi di discretizzazione quadrilateri, a ciascuno dei quali, però, nel calcolo vengono associati due triangoli.

Consideriamo un esempio per illustrare passo passo i principali comandi da utilizzare.

Dati:

- Roccia a comportamento elastico.
- Cavità superficiale.
- Dimensioni della cavità: $H = 50m$, $B = 12m$, con calotta semicircolare.
- Profondità della calotta: $50m$.
- Peso di volume: $\gamma = 25 \frac{kN}{m^3}$.

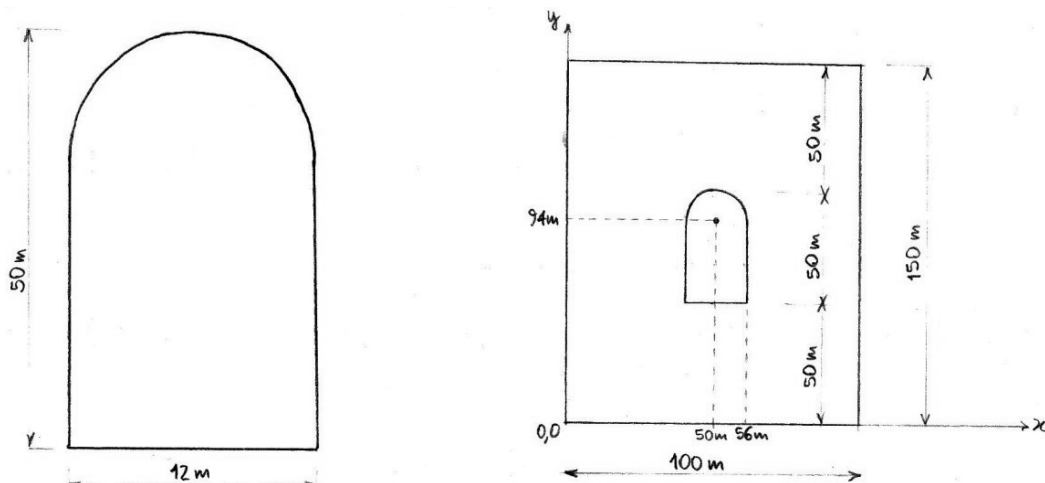
Il programma richiede la massa specifica, che quindi è pari a $\gamma = 0.0025 \frac{Mkg}{m^3}$.

- Rock Mass Rating: $RMR = 50$.
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.25$.

Dai dati si ricavano altri parametri della roccia utilizzati nel calcolo:

- Modulo elastico: $E = 10^{\frac{RMR-10}{40}} GPa = 10GPa = 10000MPa$.
- Modulo di deformazione volumetrica: $K = \frac{E}{3(1-2\nu)} = 6666MPa$.
- Modulo di deformazione a taglio: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 4000MPa$.

Geometria della cavità e dimensioni del modello



Discretizzeremo il modello in elementi quadrati (di lato pari a 1m), salvo la zona in prossimità della calotta semicircolare, che sarà interessata da un certo adattamento geometrico.

I comandi da digitare sono i seguenti:

```
prop bulk=6666 shear=400 dens=0.0025
```

dove bulk rappresenta K e shear rappresenta G, entrambi espressi in MPa, mentre dens è la massa specifica espressa in Mkg/m^3 .

5. Definizione della geometria della cavità.

Innanzitutto, definiamo la *calotta* semicircolare; essa ha raggio pari a 6m e il suo centro ha coordinate $x=50m$ e $y=94m$. Inseriamo, quindi, un comando che permette di generare l'arco, specificando, nell'ordine, coordinate del centro, coordinate del punto di partenza e apertura angolare in senso antiorario:

```
gen arc 50,94 56,94 180
```

Per vedere i nodi appena marcati, cioè quelli mossi per deformare gli elementi in calotta, possiamo inserire il comando:

```
plot grid bou red mark
```

Marchiamo ora tutti i nodi del contorno della cavità, per poterla visualizzare. Per farlo, si ragiona sui nodi, non sulle coordinate.

Per marcare i nodi della *parete sinistra*, inseriamo il seguente comando:

```
mark i=45 j=51,95
```

E' da notare che l'indice che definisce un nodo è sempre maggiore della relativa coordinata di una unità.

Analogamente si fa per la *parete destra*:

```
mark i=57 j=51,95
```

e per il *piede* della calotta:

```
mark j=51 i=45,57
```

Per plottare i nodi marcati digitiamo:

```
plot grid mark bou red
```

Avendo marcato tutto il profilo della cavità, sarà poi semplice andare ad annullarne gli elementi.

6. Calcolo preliminare.

Prima di tutto, bisogna inserire l'accelerazione di gravità, perché stiamo trattando una cavità superficiale; se la caverna fosse profonda, questa azione non sarebbe richiesta. Digitiamo:

```
set grav=9.81
```

A questo punto, lanciamo un calcolo iniziale per le condizioni litostatiche, dato che ancora non abbiamo eliminato elementi. Nel caso di comportamento elastico, è un'operazione che non ha molta importanza, poiché siamo stati noi a imporre le condizioni litostatiche; il calcolo è però fondamentale nel caso di comportamento elasto-plastico.

Il comando da inserire, prevedendo 10000 step di calcolo, è il seguente:

```
step 10000
```

7. Annullamento degli elementi della cavità e rilancio del calcolo.

D'ora in avanti, interessa conoscere gli spostamenti e le velocità in riferimento alla condizione litostatica appena calcolata; per fare ciò, digitiamo il seguente comando:

```
ini xdisp=0 ydisp=0 xvel=0 yvel=0
```

A questo punto, possiamo annullare gli elementi della cavità; inseriamo il seguente comando, dove è sufficiente specificare un nodo appartenente alla regione da annullare per eliminare tutti gli elementi di tale regione:

```
model null reg 50,51
```

Per verificare se l'eliminazione ha avuto successo, possiamo plottare il modello:

```
plot grid bou red
```

L'angolo di dilatanza, invece, descrive le deformazioni plastiche in campo elastico; in prima approssimazione, lo si pone pari a 1/3 dell'angolo di attrito.

Inizialmente, è opportuno imporre dei valori elevati a coesione e resistenza a trazione, ad esempio 100MPa per entrambi, in modo da impedire al materiale di rompersi in fase di calcolo per la convergenza litostatica; per inserire nel calcolo i valori dei parametri suddetti, possiamo digitare i seguenti comandi:

```
prop coh=100 fric=... tens=100 dil=...
```

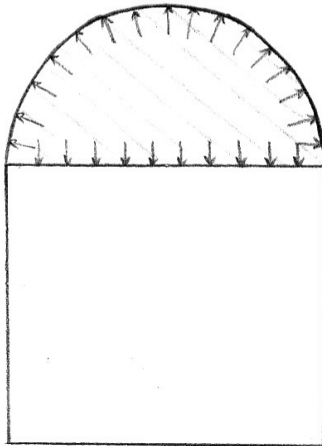
dove coh rappresenta la coesione, fric l'angolo d'attrito, tens la resistenza a trazione e dil l'angolo di dilatanza.

Successivamente, dopo la fase di convergenza litostatica, si abbassano tali valori a quelli reali:

```
prop coh=... tens=...
```

Si rifanno, quindi, gli step di calcolo per un'ulteriore convergenza litostatica con i parametri reali.

Un altro aspetto importante è che, nel caso di comportamento elasto-plastico, lo scavo in un colpo solo di tutta la sezione può causare uno shock dinamico maggiore di quello che si verificherebbe nella realtà; è necessario procedere, allora, alla riduzione graduale delle forze non bilanciate, attraverso una procedura standardizzata che ha la finalità di applicare in modo graduale le forze al perimetro della cavità.



Consideriamo lo scavo della calotta e le forze agenti al profilo dello scavo dovute agli elementi che verranno poi eliminati; tali forze vengono applicate e poi via via ridotte fino al 70%, valore speciale che caratterizza la sezione in corrispondenza del fronte. Percentuali superiori al 70% identificano sezioni avanti al fronte, mentre percentuali inferiori al 70% identificano sezioni già scavate, che stanno dietro il fronte.

Dalla gestione di queste percentuali siamo anche in grado di simulare gli effetti dello scavo in sezioni diverse da quella del fronte: avanti ad esso o in porzioni dove lo scavo è già avvenuto.

Il valore del 70% è importante anche perché identifica gli sforzi sulle opere di sostegno, che vengono inserite in prossimità del fronte.

La procedura suddetta è molto complessa e noi non la applicheremo. In alternativa, per ridurre lo shock dinamico è possibile ridurre per gradi il modulo elastico degli elementi interni alla cavità e poi, come ultima fase, annullarli.

Il risultato finale che ci interessa è l'estensione della fascia plastica; per visualizzarla si inserisce il seguente comando:

```
plot plas bou red
```



```
; definizione accelerazione di gravità
set grav=9.81
; convergenza litostatica con roccia elastica
step 10000
; abbassamento a proprietà reali ammasso roccioso
prop coh= tens=
; convergenza litostatica con roccia elasto-plastica
step 2000
; annullamento spostamenti nodali
ini xdisp=0 ydisp=0 xvel=0 yvel=0
; scavo calotta
prop bulk=5555 shear=3333 dens=0.0025 reg 50,81
step 2500
prop bulk=4444 shear=2666 dens=0.0025 reg 50,81
step 2500
prop bulk=3333 shear=2000 dens=0.0025 reg 50,81
step 2500
prop bulk=2222 shear=1333 dens=0.0025 reg 50,81
step 2500
prop bulk=1111 shear=666 dens=0.0025 reg 50,81
step 2500
model null reg 50,81
step 3000
; scavo ribasso
prop bulk=5555 shear=3333 dens=0.0025 reg 50,51
step 2500
prop bulk=4444 shear=2666 dens=0.0025 reg 50,51
step 2500
prop bulk=3333 shear=2000 dens=0.0025 reg 50,51
step 2500
prop bulk=2222 shear=1333 dens=0.0025 reg 50,51
step 2500
prop bulk=1111 shear=666 dens=0.0025 reg 50,51
step 2500
model null reg 50,51
step 3000
```

Esempio di codice per cavità profonda in ammasso roccioso a comportamento elasto-plastico

```
; definizione numero elementi
grid 100,150
; definizione dimensione modello
gen grid 0,0 0,150 100,150 100,0 i=1,101 j=1,151
; modello di comportamento roccia
model mohr
; condizioni al contorno
fix y j=1
apply pressure=3.75 i=1
```

Calcolo preliminare di c , φ , T_0 e ψ nel caso di modello elasto-plastico

Utilizzando un modello elasto-plastico, sono richieste tutte queste caratteristiche dell'ammasso roccioso.

A tal fine, bisogna ricorrere al criterio di Hoek & Brown.

Consideriamo:

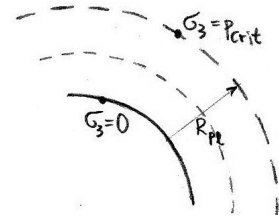
$$\sigma_3 = \frac{p_{crit}}{2}$$

dove p_{crit} è la tensione agente in corrispondenza del raggio plastico, pari a:

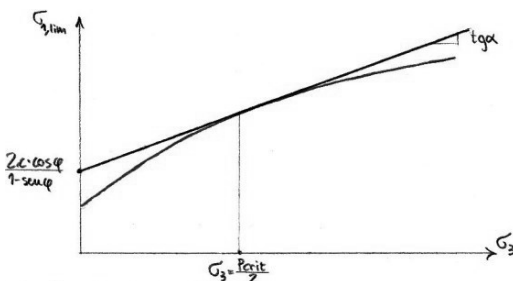
$$p_{crit} = \sigma_v \cdot (1 - \sin \varphi) - c \cdot \cos \varphi$$

in cui, però, c e φ non sono noti.

N.B. σ_v è la tensione verticale litostatica all'altezza del baricentro della cavità.



Per risolvere il problema si fa ricorso ad un procedimento iterativo.



Il criterio di Hoek e Brown è:

$$\sigma_{1,lim} = \sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2}$$

La derivata del criterio, che ne esprime la pendenza, è:

$$\frac{d\sigma_{1,lim}}{d\sigma_3} = 1 + \frac{1}{2} \frac{m \cdot \sigma_c}{\sqrt{m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2}}$$

La derivata esprime la pendenza della linearizzazione del criterio in un punto qualsiasi, perciò equivale a $\tan \alpha$.

Per il criterio di Mohr-Coulomb:

$$\tan \alpha = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

poiché:

$$\sigma_{1,lim} = \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \cdot \sigma_3 + \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Abbiamo tutti gli elementi per capire come affrontare il procedimento iterativo:

- Si parte ponendo $\sigma_3 = 0$, calcolando la derivata con tale valore e uguagliandola a $\tan \alpha$ per ricavare l'angolo φ . Noto φ , si considera l'uguaglianza delle intercette:

$$\frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \sqrt{s} \cdot \sigma_c$$

e si ricava c .

A questo punto, si fa la prima valutazione di p_{crit} .

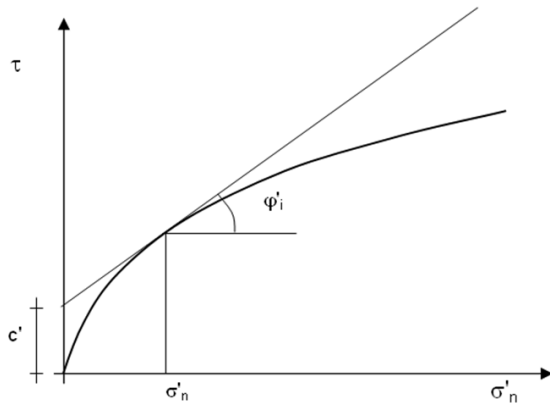
- Il nuovo valore di σ_3 è dato da $p_{crit} / 2$ ottenuto al passo precedente.
- Nuovamente si calcola, per tale valore, la derivata, la si uguaglia a $\tan \alpha$ e si ricava il nuovo valore dell'angolo φ . Questa volta (e anche nei passi successivi), la coesione c si può ricavare dalla seguente uguaglianza:

$$\sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2} - \sigma_3 \cdot \tan \alpha = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Vale il **critero di resistenza di Barton**, che esprime la τ_{lim} agente su una discontinuità in assenza di ponti di roccia:

$$\tau_{lim} = \sigma_n \cdot \tan \left(\varphi_b + JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right)$$

dove σ_n è la tensione ortogonale alla discontinuità, φ_b è l'angolo di attrito di base del materiale presente sulle facce della discontinuità, JRC è il grado di rugosità e JCS è il grado di alterazione.



Per avere φ e c per la discontinuità, bisogna operare la linearizzazione del criterio di rottura, valutando il valore di σ_n per il quale cercare la tangenza. Quindi, la stessa discontinuità, al variare della σ_n agente su di essa, mostra valori diversi di coesione e angolo di attrito apparenti. In particolare, per $\sigma_n = 0$, si ha φ massimo e $c = 0$, mentre per σ_n via via crescenti, si hanno valori sempre maggiori di coesione e sempre minori di angolo di attrito.

Dunque, anche un blocco completamente isolato e in assenza di ponti di roccia potrebbe non cadere, perché le tensioni di confinamento causano un attrito e una coesione apparente.

Se poi esistono dei ponti di roccia, alla coesione naturale sulla discontinuità e a quella apparente dovuta alla curvatura del criterio di rottura, è necessario aggiungere anche la coesione dovuta ai ponti di roccia. Ciò si fa valutando la coesione della roccia intatta e moltiplicandola per la percentuale di roccia intatta sulla superficie totale della discontinuità; questo rapporto è fornito dai rilievi geomeccanici.

Blocco in calotta

Vediamo come valutare il fattore di sicurezza nei riguardi della caduta di un blocco dalla calotta.

$$F_s = \frac{\text{Forze resistenti}}{\text{Forze instabilizzanti}} = \frac{F_R}{W} = \frac{\sum_i C_i + \sum_i A_i}{W} \geq 2$$

dove W è il peso del blocco, mentre le A_i sono le forze attrittive e C_i quelle coesive sulla superficie del blocco, considerando le componenti in direzione verticale.

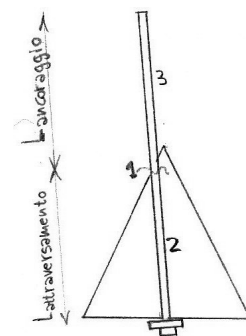
Se $F_s < 2$ è necessario intervenire con la bullonatura. Il fattore di sicurezza ha un valore elevato a causa delle incertezze in gioco.

La bullonatura, nel caso più semplice, è una barra d'acciaio inserita in un foro, con iniezione di malta nell'intercapedine tra barra e foro.

Occorre dimensionare il bullone in modo che:

1. La barra d'acciaio non si rompa.
2. Il blocco non si sfili dal bullone.
3. Il bullone non si sfili dall'ammasso roccioso circostante.

Nel momento in cui si interviene con un bullone, si considerano come forze resistenti solo quelle dovute al bullone: nel fattore di sicurezza, a numeratore, scompaiono C_i e A_i . Questo perché è possibile che i vari contributi resistenti non siano contemporaneamente presenti: quando



Conoscendo il valore di F_b , le due verifiche da condurre sono:

$$\frac{\tau_{lim}}{F_{s,sfil}} \geq \frac{F_b}{\pi \cdot \phi_f \cdot L_{attraversamento}}$$

$$\frac{\tau_{lim}}{F_{s,sfil}} \geq \frac{F_b}{\pi \cdot \phi_f \cdot L_{ancoraggio}}$$

dove $F_{s,sfil} = 1.5$ è il fattore di sicurezza allo sfilamento.

In genere si fa in modo che attorno alla barra ci siano almeno 15mm di malta, per cui si può porre:

$$\phi_f = \phi_b + 30mm$$

Conoscendo ϕ_f , ponendo l'uguaglianza nelle due relazioni precedenti, si ricavano la lunghezza di attraversamento $L_{attraversamento}$ e quella di ancoraggio $L_{ancoraggio}$; esse sono evidentemente uguali.

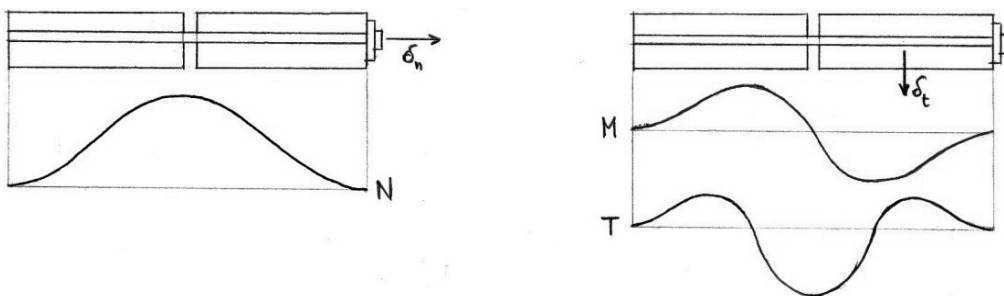
Se la lunghezza di attraversamento ottenuta è maggiore di quella effettivamente realizzabile, cioè quest'ultima non basta ad assicurare l'uguaglianza, è necessario aumentare il diametro del foro ϕ_f , inserendo nella formula di verifica il valore massimo realizzabile in sito. In questa nuova procedura, varierà anche la lunghezza di ancoraggio, che si manterrà comunque sempre uguale a quella di attraversamento.

Blocco in parete

Nel caso in cui si debba valutare lo scivolamento di blocchi lungo la parete, la situazione si complica, perché il cinematicismo diventa tridimensionale e perché σ_n potrebbe essere molto diversa per ogni discontinuità.

Inoltre, sui blocchi si interviene in genere sempre con bullonatura passiva, che però non lavora più semplicemente a trazione: poiché i bulloni sono ortogonali alla parete, questi sono sollecitati anche da forze di taglio e da momenti flettenti.

I diagrammi seguenti mostrano gli andamenti di forza normale N , momento M e taglio T nel bullone; la forza normale è dettata dalla componente assiale δ_n dello spostamento del blocco, mentre momento e taglio sono dettati dalla componente trasversale δ_t dello spostamento del blocco.

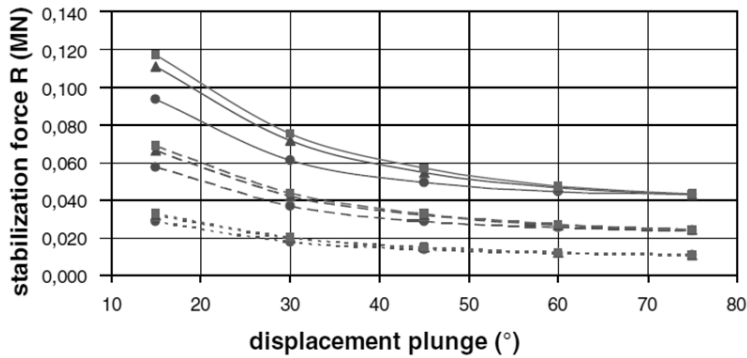


Il modo più semplice per studiare questi fenomeni è considerare delle molle a comportamento elastico che governano i diversi meccanismi.

In alternativa all'applicazione della procedura iterativa vista, si può ricorrere ai seguenti diagrammi, riferiti a rocce con caratteristiche meccaniche medie.

Il primo diagramma riporta l'andamento della forza di stabilizzazione R (risultante tra N_{max} e T_{max}) in funzione dell'inclinazione del vettore spostamento. R tende a ridursi all'aumentare dell'inclinazione.

Il secondo diagramma, invece, riporta l'inclinazione della forza massima risultante che può applicare il bullone in funzione sempre dell'inclinazione del vettore spostamento.

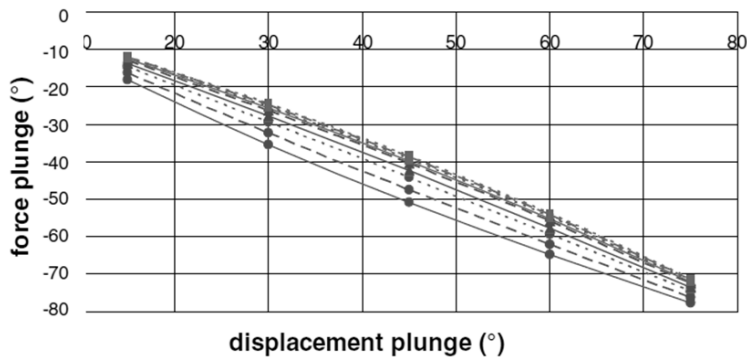


Legenda:

Linee continue: $\phi_b = 36mm$

Linee tratteggiate: $\phi_b = 28mm$

Linee puntinate: $\phi_b = 20mm$



Si ipotizza l'uguaglianza tra lunghezza di attraversamento e di ancoraggio, entrambe indicate con L .

Linee rosse: $L = 2m$

Linee verdi: $L = 3.5m$

Linee blu: $L = 5m$

Operativamente, si procede nel seguente modo:

- Noto l'angolo di inclinazione del vettore spostamento, si entra nel primo diagramma per ricavare la risultante R e nel secondo per ricavare la sua inclinazione.
- Si ottiene la forza N_{max} moltiplicando R per il coseno dell'inclinazione trovata.
- Si ottiene la forza T_{max} moltiplicando R per il seno dell'inclinazione trovata.

Quando i volumi sono notevoli, i bulloni non sono più sufficienti e bisogna pensare di ricorrere ai **tiranti**, che sono costituiti da trefoli e hanno un bulbo di ancoraggio posizionato nella zona stabile dell'ammasso roccioso. Quando si realizzano i tiranti, si applica subito la forza necessaria alla stabilizzazione, come valore di pretensione (ovviamente bisogna aspettare che il bulbo raggiunga la maturazione, che è pari a un mese se non si usano acceleranti). Il tirante, però, può solo lavorare a trazione: la direzione di applicazione della forza corrisponde alla direzione del tirante.

L'espressione del fattore di sicurezza senza bullonatura è la seguente:

$$F_s = \frac{2 \cdot c \cdot A + (W + V) \cdot \cos \varepsilon \cdot \tan \varphi}{(W + V) \cdot \sin \theta}$$

dove:

- A è l'area di ciascuna superficie di scivolamento.
- W è il peso del blocco.
- V è la forza verticale che proviene dalla roccia sovrastante ed è data dal prodotto tra la tensione verticale media agente e l'area del triangolo che costituisce la base superiore del blocco.
- $\cos \varepsilon$ permette di considerare la componente delle forze ortogonale alla superficie di scivolamento.
- $\sin \theta$ permette di considerare la componente delle forze nella direzione dello scivolamento.

Nel caso di bullonatura orizzontale e perpendicolare alla parete, ci saranno anche una forza N_{\max} assiale al bullone (diretta verso Nord) e una forza T_{\max} verso l'alto; considerando la presenza di un solo bullone, l'espressione del fattore di sicurezza diventa:

$$F_s = \frac{2 \cdot c \cdot A + [(W + V - T_{\max}) \cdot \cos \varepsilon + N_{\max} \cdot \sin \beta \cdot \sin \varepsilon] \cdot \tan \varphi}{(W + V - T_{\max}) \cdot \sin \theta - N_{\max} \cdot \cos \theta}$$

Nel caso fossero presenti n bulloni, il fattore di sicurezza sarebbe semplicemente dato da:

$$F_s = \frac{2 \cdot c \cdot A + [(W + V - n \cdot T_{\max}) \cdot \cos \varepsilon + n \cdot N_{\max} \cdot \sin \beta \cdot \sin \varepsilon] \cdot \tan \varphi}{(W + V - n \cdot T_{\max}) \cdot \sin \theta - n \cdot N_{\max} \cdot \cos \theta}$$

Da ultimo, esplicitiamo le espressioni di A , W e V :

$$A = \frac{B}{2} \cdot \frac{H}{\tan \theta} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\cos \varepsilon}$$

$$W = \gamma \cdot \text{Volume} = \gamma \cdot \left(\frac{B}{2} \cdot \frac{H}{\tan \theta} \cdot \frac{H}{3} \right)$$

$$V = \sigma_{v,m} \cdot \frac{B}{2} \cdot \frac{H}{\tan \theta}$$

Operativamente, si calcola il fattore di sicurezza prima e dopo la bullonatura; in questo secondo caso, i valori di N_{\max} e T_{\max} vanno ricavati dai diagrammi introdotti nel paragrafo precedente.

Si preferisce allora ricorrere all'approccio di Hardy e Agapito, che sono arrivati alla seguente relazione:

$$\sigma_{1,\text{lim}} = \sigma_c \cdot \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^{-0.118} \cdot \left(\frac{w_p / h_p}{w_s / h_s} \right)^{0.833}$$

dove σ_c è la resistenza a compressione della roccia intatta, V_p è il volume del pilastro, V_s è il volume del provino, w_p è la larghezza del pilastro, h_p è l'altezza del pilastro, w_s è la larghezza del provino e h_s è l'altezza del provino.

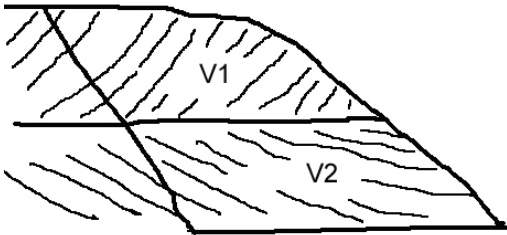
Tuttavia, l'espressione non considera la qualità dell'ammasso roccioso, quindi è rigorosamente valida per RMR elevato, come si ha generalmente quando si applica il metodo a camere e pilastri.

In definitiva, si confronta σ_m con $\sigma_{1,\text{lim}}$ calcolata con la relazione proposta da Hardy e Agapito, adottando un fattore di sicurezza $F_s = 2$.

Operativamente, per progettare la sezione del pilastro si procede per tentativi, ipotizzando larghezze del pilastro via via crescenti e calcolando i fattori di sicurezza derivanti; ci si ferma quando si raggiunge almeno il valore minimo pari a 2.

RAPPORTO DI COPERTURA E RECUPERO

Nell'ambito della valutazione se affrontare uno scavo a giorno o in sotterraneo, si consideri la seguente figura.



V_1 : volume di roccia sterile.

V_2 : volume del giacimento coltivabile.

Il volume V_1 è noto; nel volume V_2 è contenuto un certo tenore di materiale utile.

Per capire se la coltivazione a giorno ha senso, ci si chiede se è conveniente asportare tutto il materiale sterile di copertura.

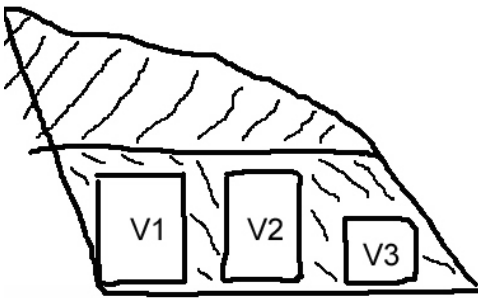
Si definisce allora una grandezza adimensionale, detta **rapporto di copertura R**, data da:

$$R = \frac{V_1}{V_2}$$

Tanto più V_1 è maggiore di V_2 , tanto meno ha senso l'estrazione a giorno; analogamente, la coltivazione in sotterraneo, in generale, non ha senso se il valore di R è troppo basso.

Se il valore di R è elevato, si può decidere di andare in sotterraneo.

In questo caso, però, parte del volume V_2 non potrà essere recuperato, per ovvi motivi di stabilità.



Si parla allora di **recupero** di giacimento sfruttabile, dato dal rapporto fra la sommatoria dei volumi estraibili e il volume totale.

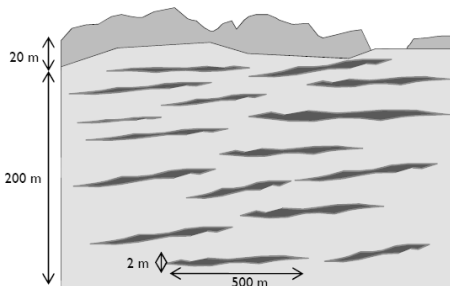
Nell'esemplificazione riportata a lato, si ha:

$$RECUPERO = \frac{V_1 + V_2 + V_3}{V}$$

In genere è molto alto nelle coltivazioni a giorno.

In sotterraneo, se si vuole garantire la stabilità a lungo termine, il recupero non supera il 20-30%.

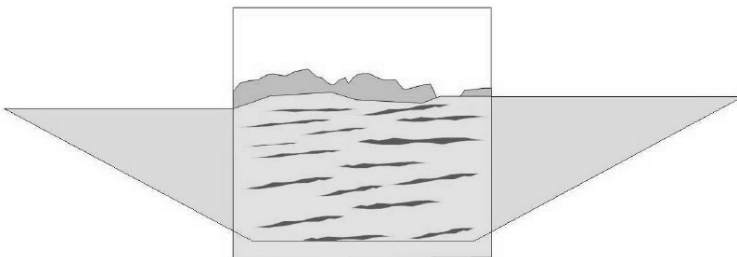
ESEMPIO: CASO A



Esempio ipotetico riferito ad una mineralizzazione in banchi aventi potenza massima di 2m, estensione areale di 500m x 500m e scarsa copertura, pari a circa 20m. Il tenore in minerale utile è variabile da 12 a 18%.

Si fa una valutazione se affrontare lo scavo a giorno o in sotterraneo.

SCAVO A CIELO APERTO

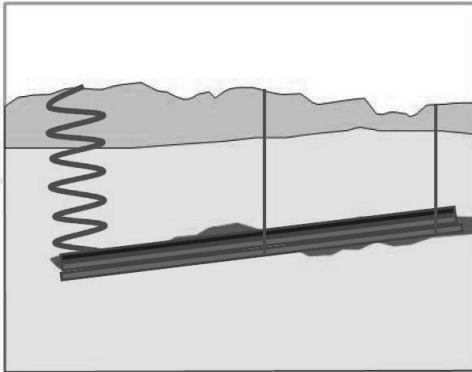


Dobbiamo mantenere un'inclinazione del pit adatta ad assicurare la stabilità nel lungo periodo; un valore di circa 30° potrebbe essere realistico. Ciò implica una notevole estrazione di sterile.

Dovremo collocare da qualche parte il materiale di copertura, poi procederemo con un'evoluzione a gradino diritto.

ESEMPIO: CASO B

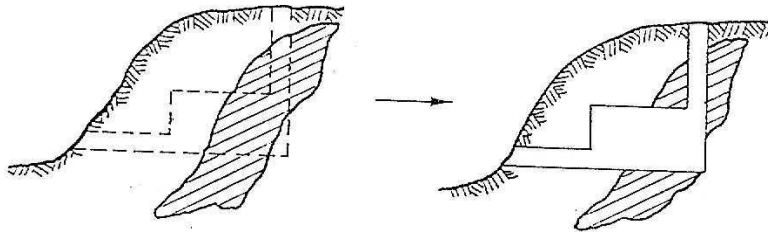
SCAVO IN SOTTERRANEO



La mineralizzazione è concentrata in un unico banco di potenza pari a circa 15m ed estensione kilomtrica; la copertura è pari a circa 200m e il giacimento è localizzato a circa 500m di profondità.

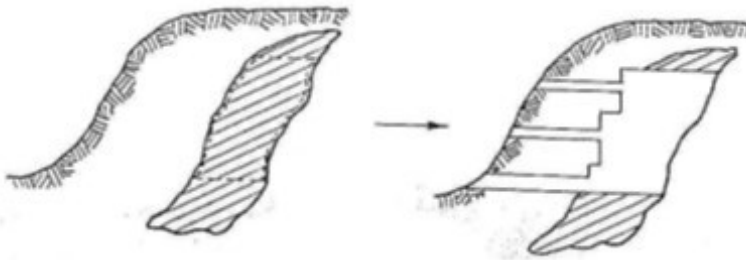
Questo caso si presenta molto diverso dal caso A. L'idea di accedere al giacimento da giorno non è pensabile. Sarà necessario, anche in questo caso, predisporre vie di accesso e adottare tecniche idonee.

Obiettivo non estrattivo: la geometria è prevalentemente imposta dal progettista.



La geometria imposta terrà conto solo parzialmente del fatto che ci sia o meno una vena mineralizzata. In questo esempio notiamo che si eseguono una via orizzontale e una via verticale per individuare un parallelepipedo che si cercherà di estrarre a prescindere.

Obiettivo estrattivo: la geometria è prevalentemente imposta dalla situazione naturale.



La geometria dello scavo subirà delle modifiche sostanziali.

DEFINIZIONI

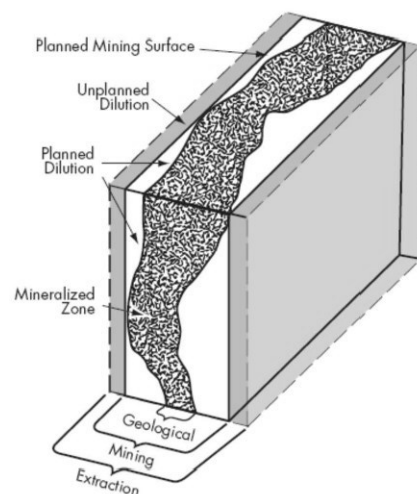
Nella figura a fianco è rappresentato un certo volume stretto e irregolare di materiale utile da estrarre.

Per facilitare lo scavo, se ne approssima il volume in un parallelepipedo a base regolare, cioè in un solido regolare.

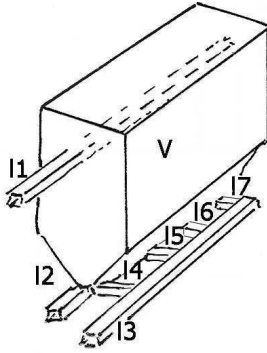
In questa condizione, quindi, oltre all'utile, si estrae anche dello sterile. Ciò definisce la **diluizione interna**, cioè la roccia che deve essere estratta a causa della geometria del corpo minerale e dell'esigenza di estrarre aree regolari. Il termine è sinonimo di **diluizione pianificata**.

Ci sarà poi una **diluizione esterna**, cioè una diluizione causata dalla desquamazione o dal franamento delle pareti dello scavo; essa è al di fuori del profilo di progetto. Il termine è sinonimo di **diluizione non pianificata**.

In generale, con **diluizione** si intende la riduzione del tenore di minerale utile a causa del mescolamento del minerale stesso con la roccia sterile.



RAPPORTO TRACCIAMENTO/PRODUZIONE



V è il volume di vuoto da realizzare. Per farlo, esso deve essere identificato e reso accessibile. All'inizio è un volume di roccia, ad una certa profondità, senza superfici libere.

Prima si raggiunge la profondità interessata con le vie di carreggio, poi si attacca.

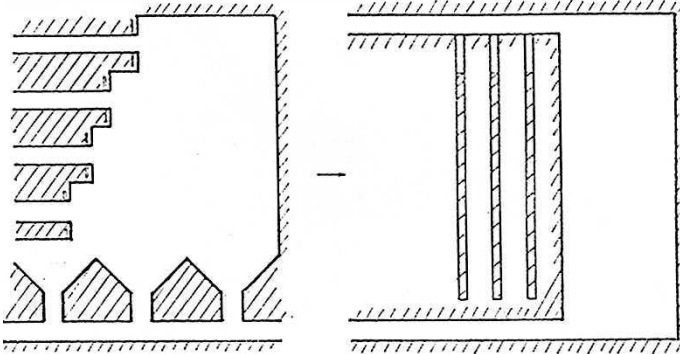
Nell'esempio a fianco si realizzano una galleria di testa l₁ e una di base l₂, che possono essere tracciate nel volume V. E' necessario, però, essere certi di riuscire ad allontanare tale volume; per fare ciò è necessario un certo numero di cantieri detti di **spillamento**: da l₂ partono una serie di vie, trasversali ad essa, che interessano un'altra galleria l₃ (in questo caso esterna al volume V), per il trasporto del materiale estratto.

Il **rapporto tracciamento/produzione** rappresenta la quantità di lavori preparatori (o di tracciamento – metri di gallerie o pozzi) necessaria ad estrarre, nella fase di produzione, un volume unitario di materiale utile:

$$\frac{T}{P} = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + \dots}{V} \quad \text{con} \quad \left[\frac{T}{P} \right] = \frac{m}{m^3} = m^{-2}$$

Tale rapporto deve essere il più basso possibile: esso è un indicatore dell'intrinseca bontà del progetto (vi sono esempi di coltivazioni che richiedono soltanto qualche mm di gallerie di tracciamento/m³ estratto).

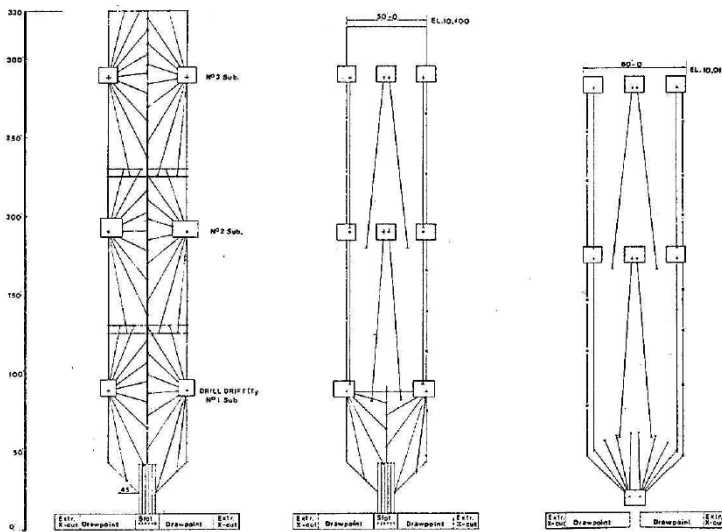
TENDENZA GENERALE: RIDUZIONE DELL'INCIDENZA DELLE FASI DI ATTACCO



Nella figura di sinistra si osserva un vuoto in fase di scavo mediante preventiva realizzazione di 4 gallerie orizzontali (di tracciamento) e di una serie di vie verticali attrezzate con una sorta di imbuto per allontanare il materiale asportato.

Nella figura di destra si può apprezzare la stessa geometria di vuoto, realizzata con due sole gallerie e una serie di fori verticali, nell'ottica di minimizzazione dei tracciamenti specifici.

TENDENZA GENERALE: RIDUZIONE DELL'INCIDENZA DELLE FASI DI ATTACCO



Si può osservare il volume che sarà il futuro vuoto.

Concentrandosi soprattutto sulla figura di sinistra, si osserva la presenza di diverse gallerie di tracciamento posizionate a diverse quote. Ognuna di queste quote individua un piano, detto **sottolivello**: questo camerone è diviso in 3 sottolivelli. A sua volta, ogni sottolivello attacca un certo volume di roccia, partendo da 2 gallerie di perforazione; a ciascuna di esse compete metà del volume del sottolivello. Da queste gallerie si eseguono perforazioni, con fori aventi direzioni differenti, a descrivere una semi-raggea.

Le mine periferiche sono circa verticali; ciò favorisce l'ottenimento di un profilo regolare, aspetto non garantito negli schemi centrale e di destra.