

# **INFRASTRUTTURE VIARIE IN SOTTERRANEO**

## **APPROCCIO PROGETTUALE**

Prof. Ing. Geol. Eugenio Castelli

[ecastelli@units.it](mailto:ecastelli@units.it)

Le **GALLERIE** sono infrastrutture civili realizzate nel sottosuolo nel campo dell'ingegneria stradale, ferroviaria, mineraria e idraulica. Alla loro realizzazione si ricorre, generalmente, quando lungo un tracciato si rinvencono rilievi morfologici il cui superamento attraverso opere esterne risulta particolarmente complesso e/ o oneroso, oppure quando vi sono preferenze di carattere ambientale e urbanistico allo sviluppo del tracciato in sottosuolo, oppure, ancora, quando il tracciato deve avere un andamento il più possibile rettilineo affinché si possano raggiungere elevate velocità (autostrade, alta velocità ferroviaria ecc.).

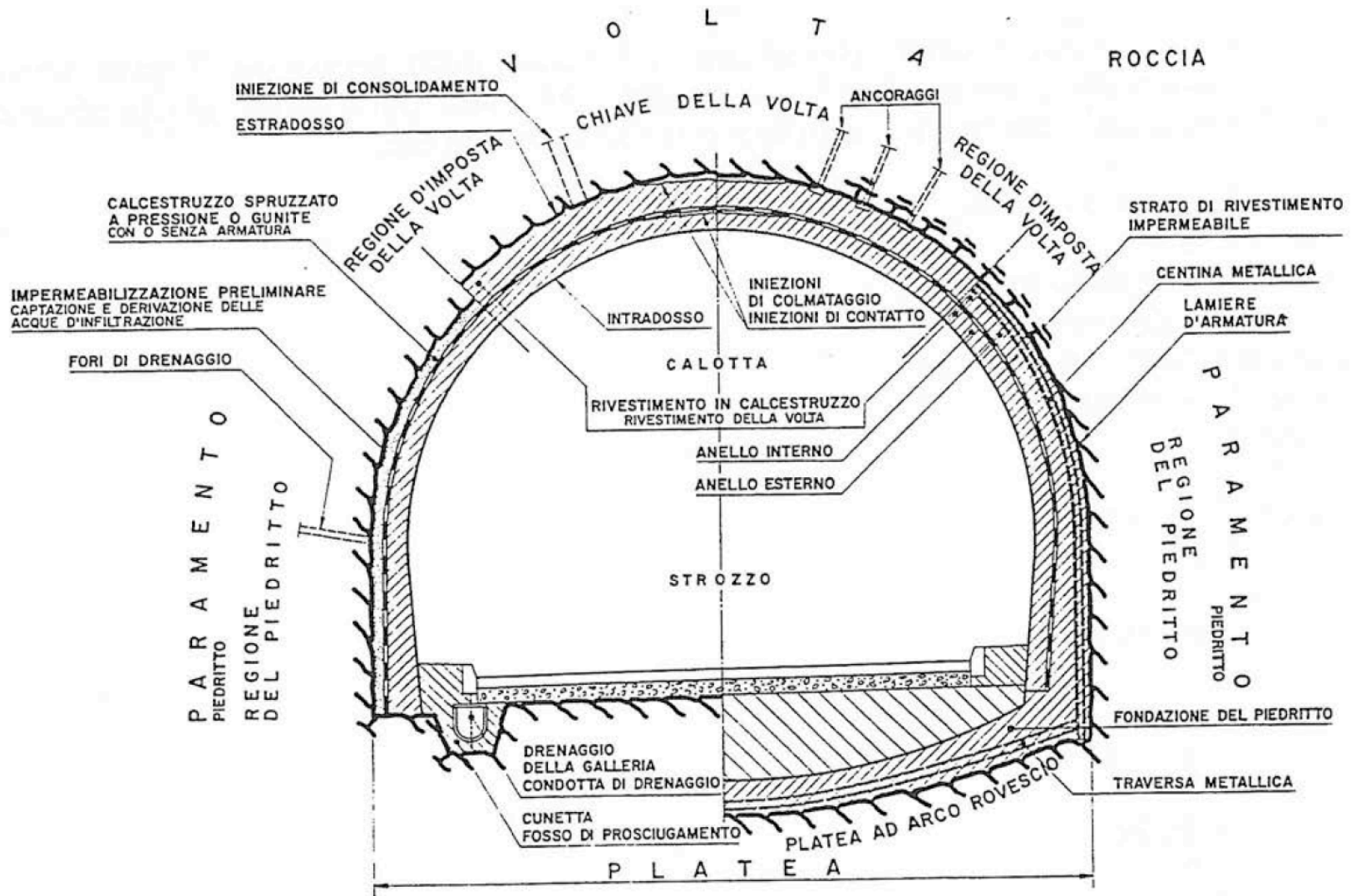
Road tunnels are feasible alternatives to cross a water body or traverse through physical barriers such as mountains, existing roadways, railroads, or facilities; or to satisfy environmental or ecological requirements. In addition, road tunnels are viable means to minimize potential environmental impact such as traffic congestion, pedestrian movement, air quality, noise pollution, or visual intrusion; to protect areas of special cultural or historical value such as conservation of districts, buildings or private properties; or for other sustainability reasons such as to avoid the impact on natural habit or reduce disturbance to surface land

Le gallerie vengono suddivise in **gallerie naturali** e in **gallerie artificiali**.

Nelle prime, le rocce e/o i terreni inglobano completamente la sagoma della galleria appena scavata (scavo a foro cieco); nelle seconde, invece, la realizzazione della galleria è caratterizzata dal preliminare scavo di una trincea, da una successiva fase di esecuzione delle opere strutturali (scavo a cielo aperto), a cui può far seguito una terza fase di ricopertura completa dell'opera stessa.

Con il termine **traforo** vengono denominate quelle gallerie che attraversano uno spartiacque generalmente di una certa importanza, mentre con il termine **cunicolo** si intende uno scavo ausiliario di luce più ridotta rispetto a quella dell'opera principale, avente, in genere, finalità esplorativa o drenante. Questi cunicoli possono inoltre essere utilizzati per eseguire interventi di consolidamento atti a migliorare le caratteristiche geomeccaniche dei materiali interessati dalla galleria principale.

# TERMINI INDICANTI LE DIVERSE PARTI DI UNA GALLERIA



Il progresso nella costruzione di gallerie ha ovviamente subito una grandissima accelerazione negli ultimi 300 anni, a causa dei progressi tecnologici raggiunti nel campo delle costruzioni. La costruzione di gallerie conobbe, tuttavia, solo verso la metà del 1800 una prima larga diffusione passando da pratica pressoché artigianale ad una vera e propria concezione industriale come in altri settori della tecnologia. Ciò fu causato dalla nascita del trasporto ferroviario che richiedeva di superare i rilievi montuosi con pendenze modeste. Furono così realizzati i primi trafori alpini di notevole lunghezza (oltre i 10 km), alcuni a sezione trasversale notevolmente più ampia delle gallerie tradizionali del passato (con area di superficie superiore ai 40 m<sup>2</sup>), la cui realizzazione fu possibile grazie agli apporti di nuove tecnologie (prima perforatrice ad aria compressa, usata per lo scavo della galleria del Fréjus nel 1861, invenzione della dinamite nel 1867, introduzione dell'abbattimento con dinamite nel 1872).

Ancora al 1800 si deve l'ideazione dello scudo per lo scavo di gallerie in terreni sotto falda, con particolare riguardo all'uso dell'aria compressa per il sostegno del fronte, nonché del primo tentativo di creare una macchina di scavo continuo ed integrale a testa rotante (macchina di Beaumont per lo scavo della galleria della Manica, 1884).

Negli anni sessanta del 1900 si riprende l'idea di Beaumont ed è sviluppata la pratica dello scavo meccanizzato mediante macchine di scavo continuo ed integrale (macchina Robbins in scisti teneri nel 1954) che oggi si sta sempre più diffondendo con successo in alternativa al classico e tradizionale scavo con esplosivo, mentre negli anni '70 è introdotto l'uso delle perforatrici idrauliche.

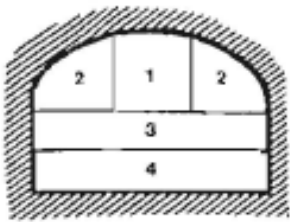
Per ciò che riguarda lo scavo in terreni, lo sviluppo dei metodi di consolidamento o prerinforzo e degli scudi meccanizzati in grado di sostenere il fronte con fluidi di versi dall'aria compressa, offre al progettista una vasta scelta, per quanto concerne sia i metodi sia i mezzi, anche nelle situazioni più difficili.

Altro sviluppo importante è costituito dall'apertura di gallerie sottomarine di grande lunghezza: il primo esempio è costituito dalla galleria ferroviaria del Seikan (Giappone), di circa 53 km (1964-1983) e dalla galleria ferroviaria della Manica recentemente costruita. Un esempio del progresso che si è attuato nel campo è visibile confrontando la galleria ferroviaria, scavata nel 1872-78, e la galleria autostradale del S. Gottardo aperta nel 1969-80.

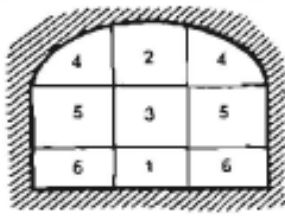
Anno	Lunghezza (km)	Sezione (m <sup>2</sup> )	avanzamento (m/d)	N. Operai	Incidenti mortali
1872-81	14,9	45	3,5-4 (1)	2500-4000	177 (5,4 %)
1969 -80	16,3	82-96	6 (2)	700	12 (1,7 %)

(1) Lavoro su due turni di 12 ore per 7 giorni la settimana

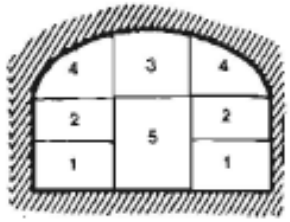
(2) Lavoro su due turni di 10 ore su 5 giorni la settimana.



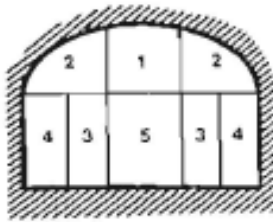
Metodo inglese



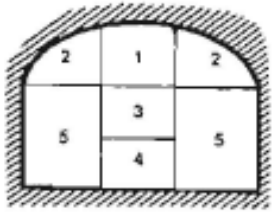
Metodo austriaco



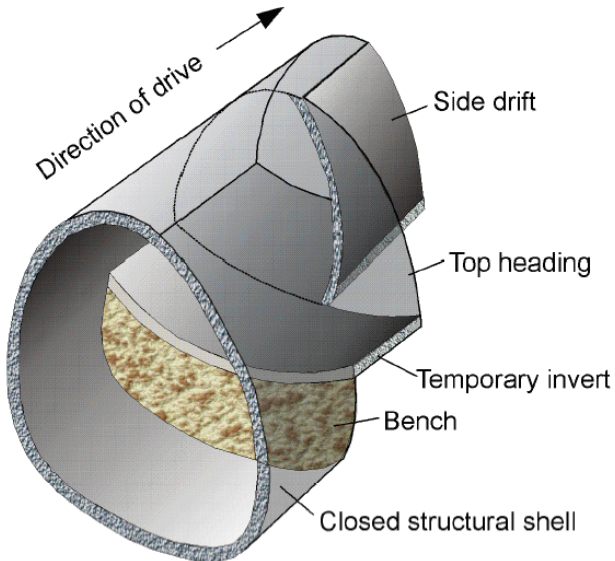
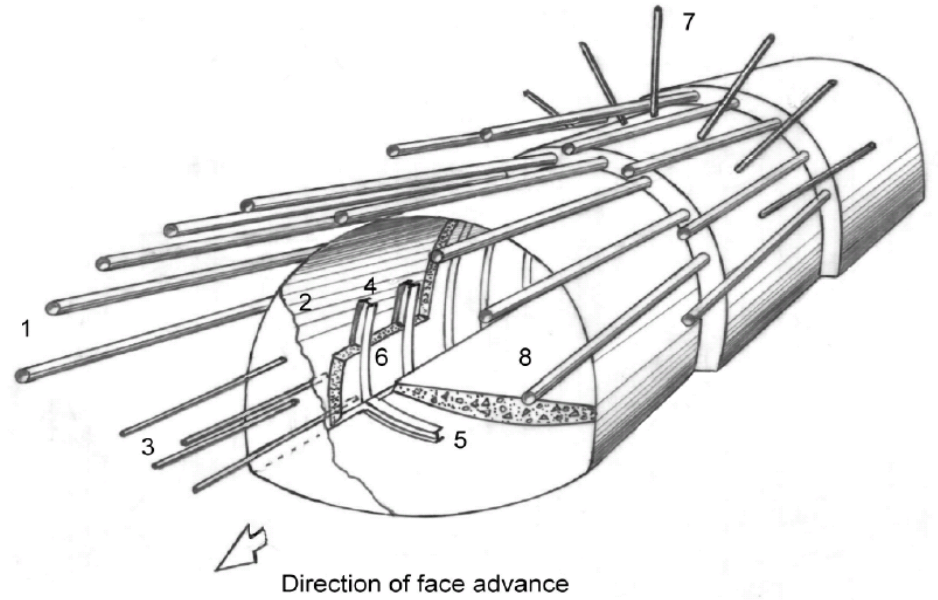
Metodo tedesco



Metodo belga



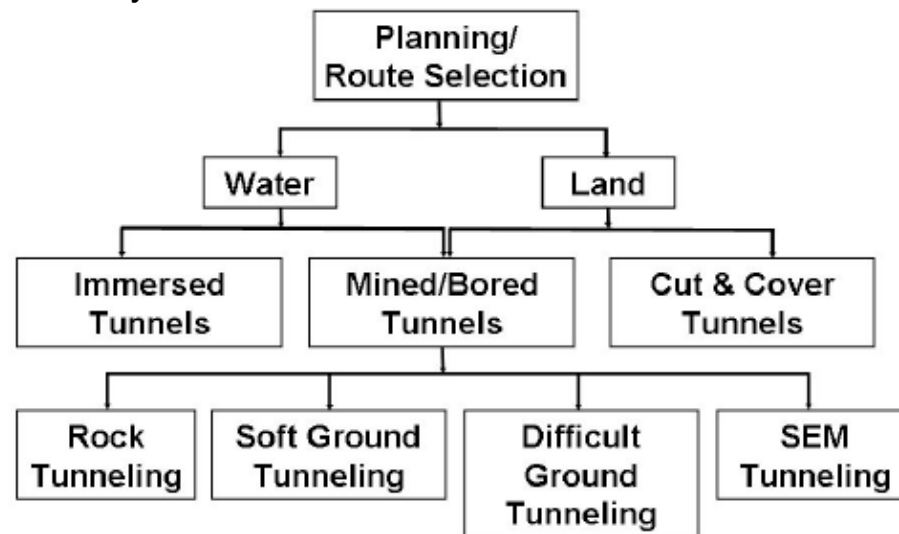
Metodo adottato per la costruzione del traforo del San Gotthardo



The shape of the tunnel is largely dependent on the method used to construct the tunnel and on the ground conditions.

The principal types and methods of tunnel construction that are in use are:

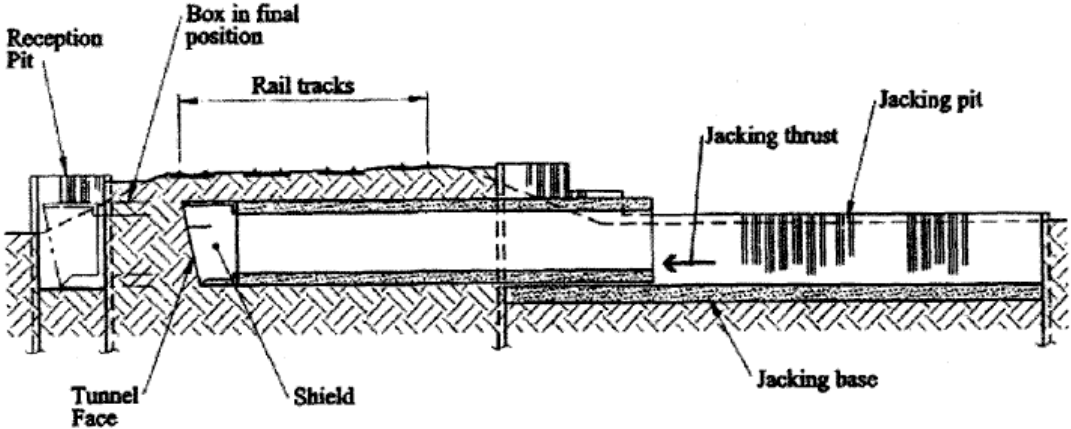
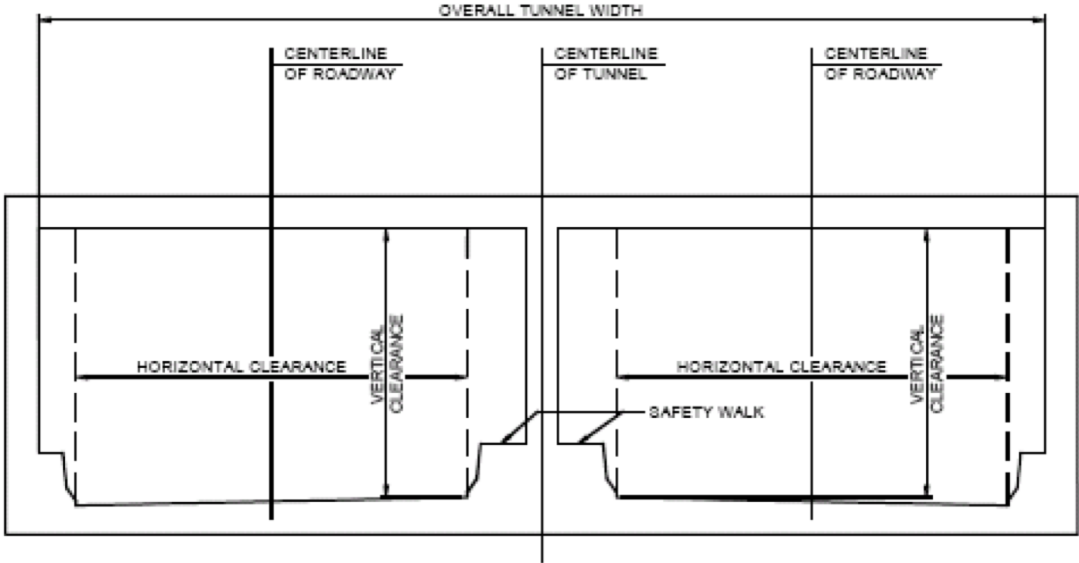
- **Cut-and-cover tunnels** are built by excavating a trench, constructing the concrete structure in the trench, and covering it with soil. The tunnels may be constructed in place or by using precast sections.
- **Bored or mined tunnels**, built without excavating the ground surface. These tunnels are usually labeled according to the type of material being excavated. Sometimes a tunnel passes through the boundary between different types of material; this often results in a difficult construction known as mixed face.
- **Rock tunnels** are excavated through the rock by drilled and blasting, by mechanized excavators in softer rock, or by using rock tunnel boring machines (TBM). In certain conditions, Sequential Excavation Method (SEM) is used.
- **Soft ground tunnels** are excavated in soil using a shield or pressurized face TBM (principally earth pressure balance or slurry types), or by mining methods, known as either the sequential excavation method (SEM).
- Immersed tunnels, are made from very large precast concrete or concrete-filled steel elements that are fabricated in the dry, floated to the site, placed in a prepared trench below water, and connected to the previous elements, and then covered up with backfill.
- **Jacked box tunnels** are prefabricated box structures jacked horizontally through the soil using methods to reduce surface friction; jacked tunnels are often used where they are very shallow but the surface must not be disturbed, for example beneath runways or railroads embankments.



There are three main shapes of highway tunnels – circular, rectangular, and horseshoe or curvilinear.

### RECTANGULAR TUNNELS

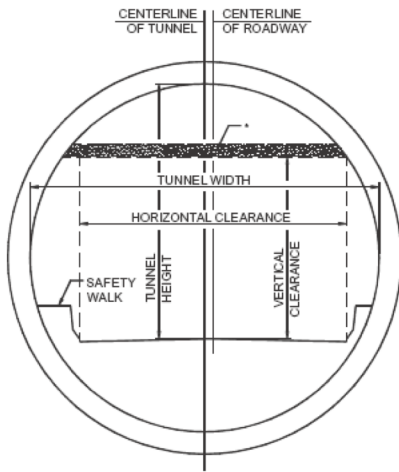
Rectangular tunnels are often constructed by either the cut and cover method, by the immersed method or by jacked box tunneling.



Longitudinal section during tunneling

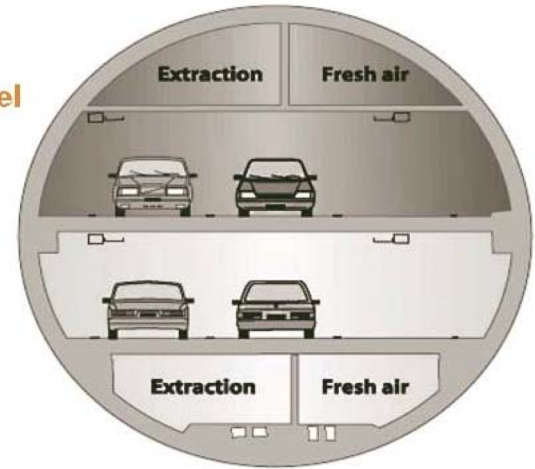
# CIRCULAR TUNNEL

Circular tunnels are generally constructed by using either tunnel boring machine (TBM) or by drill and blast in rock.

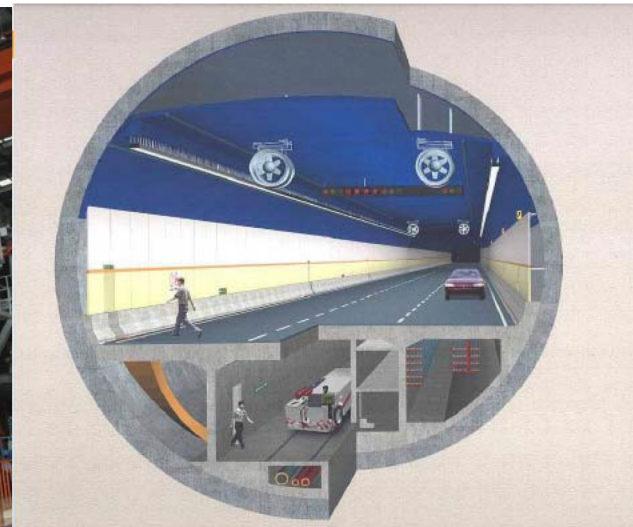


\* ALTERNATIVE CEILING SLAB THAT PROVIDES SPACE FOR AIR PLENUM AND UTILITIES ABOVE

East Tunnel



Chongming Tunnel under the Yangtze River

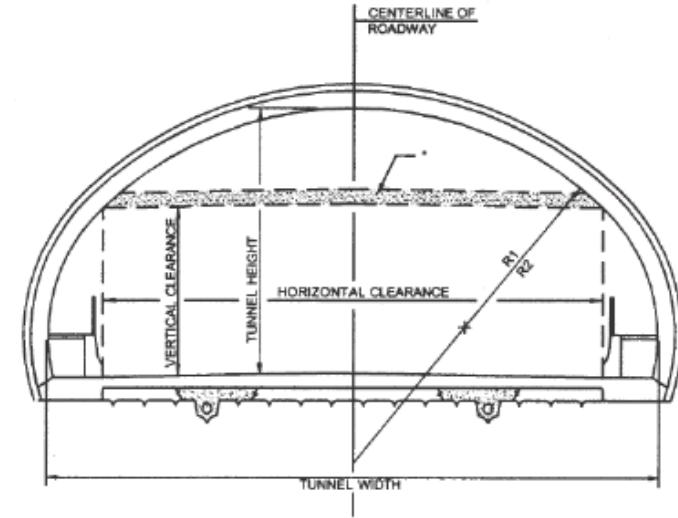
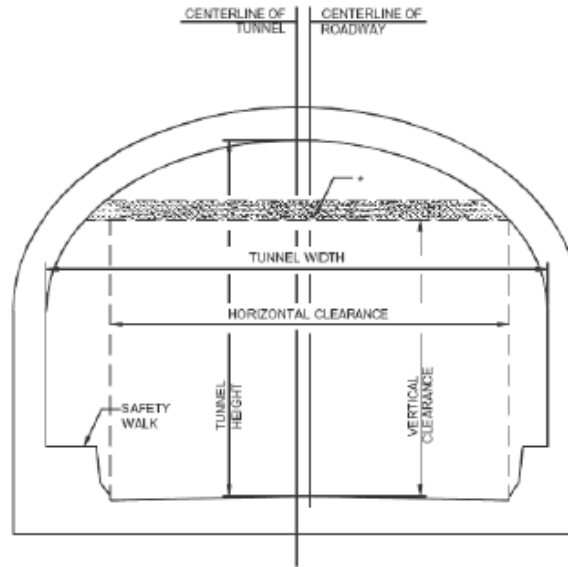


The maximum size of a circular TBM existing today is about 15.43m for the construction of Chongming Tunnel, a 9 kilometer long tunnel under China's Yangtze River, in Shanghai



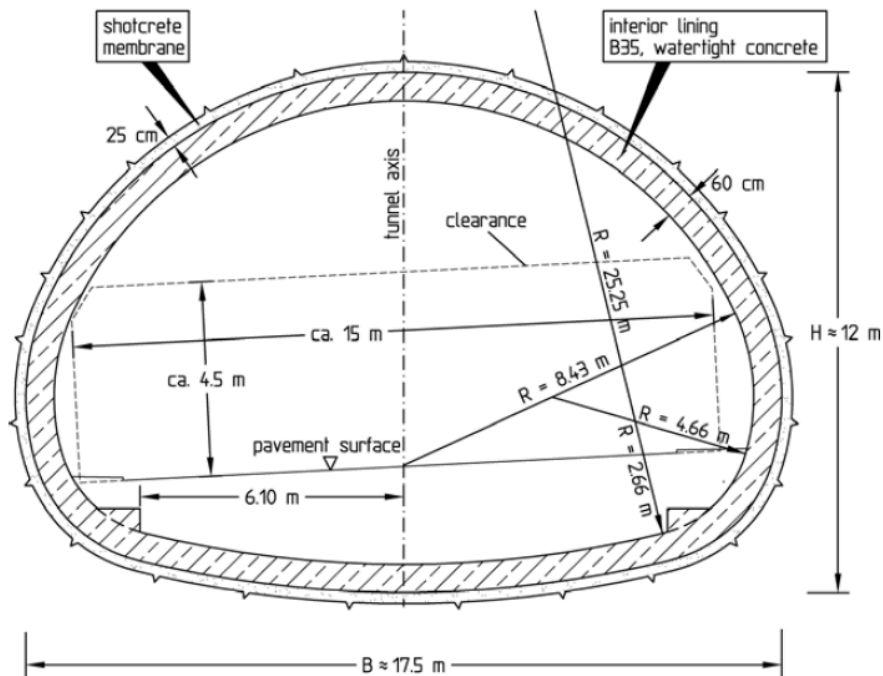
# HORSESHOE AND CURVILINEAR (OVAL) TUNNELS

Horseshoe configuration tunnels are generally constructed using drill and blast in rock or by following the Sequential Excavation Method (SEM), also as known as New Austrian Tunneling Method (NATM)



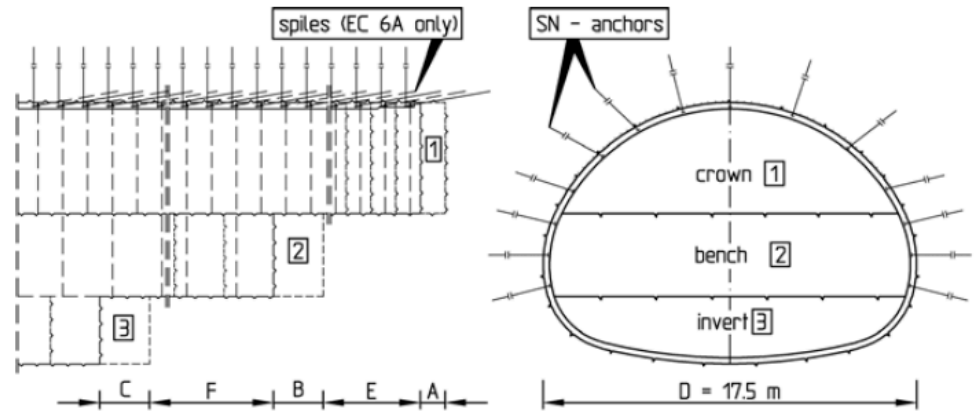
\* Alternate Ceiling Slab that Provides Space for Air Plenum and Utilities Above

excavated cross-section ca. 175 m<sup>2</sup>



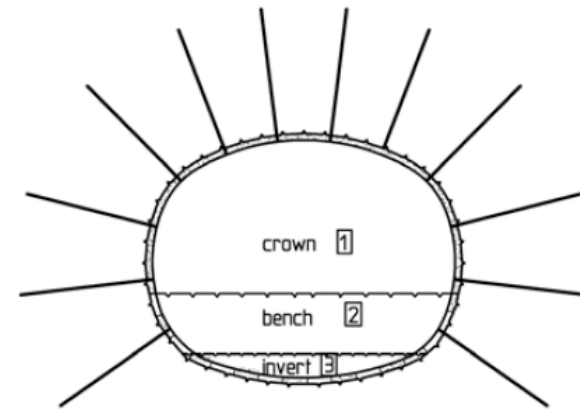
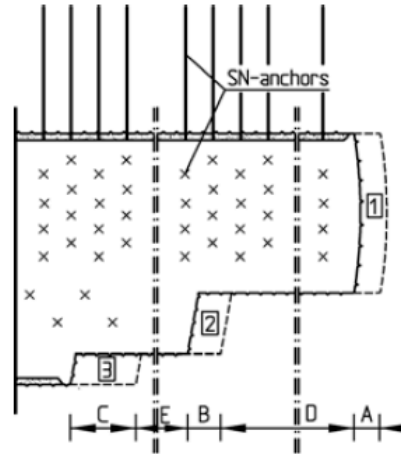
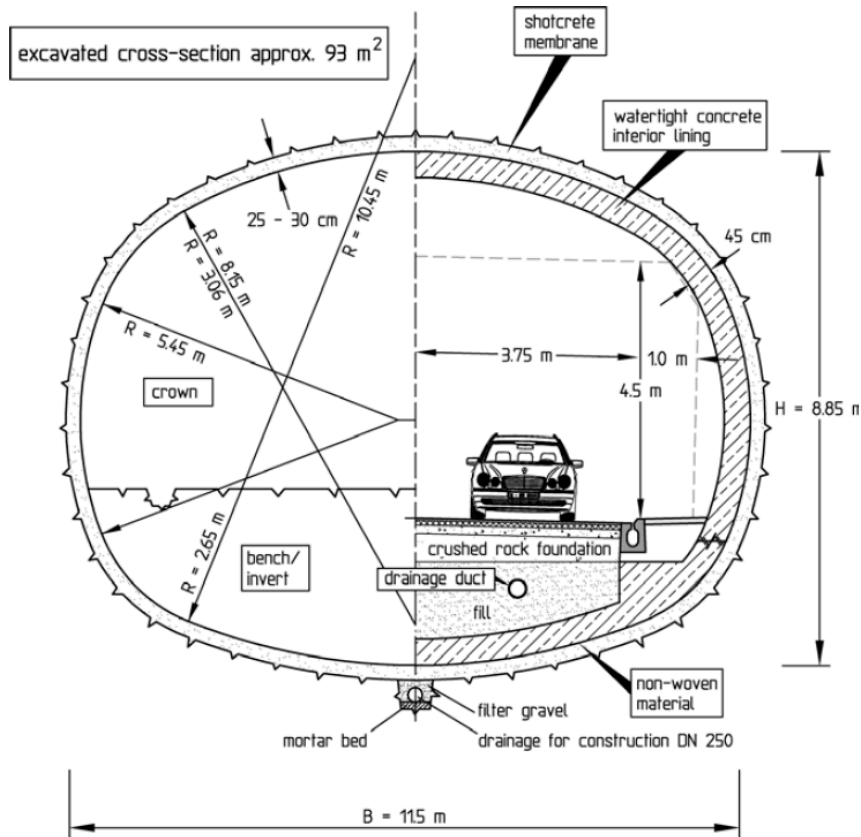
Glockenberg Tunnel, tunnel cross-section TC 3

SEM.  
Glockenberg Tunnel, tunnel cross-section TC 3



excavation class (EC)		4	5	6A
excavation method		smooth blasting / mechanical excavation	smooth blasting / mechanical excavation	smooth blasting / mechanical excavation
unsupported round length (m)	crown (A)	2	15	15
	bench (B)	4	3	3
	invert (C)	4	3	3
shotcrete B25		t = 25 cm	t = 25 cm	t = 25 cm
reinforcement		steel fabric mats Q295 (2 layers)	steel fabric mats Q295 (2 layers)	steel fabric mats Q295 (2 layers)
lattice girder spacing (m)	crown	2	15	15
	bench	4	3	3
systematic anchoring BS1 500S number, length	crown	7 pcs./round	7 pcs./round	9 pcs./round
		L = 4 m - 6 m, $\phi = 25$ mm		
	bench	12 pcs./round	10 pcs./round	12 pcs./round
		L = 4 m - 6 m, $\phi = 25$ mm		
tunnel face support		none	3 cm shotcrete, crown only	none
advance support		none	none	cemented spiles $L_s = 4$ m - 5 m $d_s \leq 35$ cm
trailing distance	bench (E)	continuous crown heading, if bench and invert follow : $E \leq 2D$ and $F \leq 2D$		
	invert (F)			

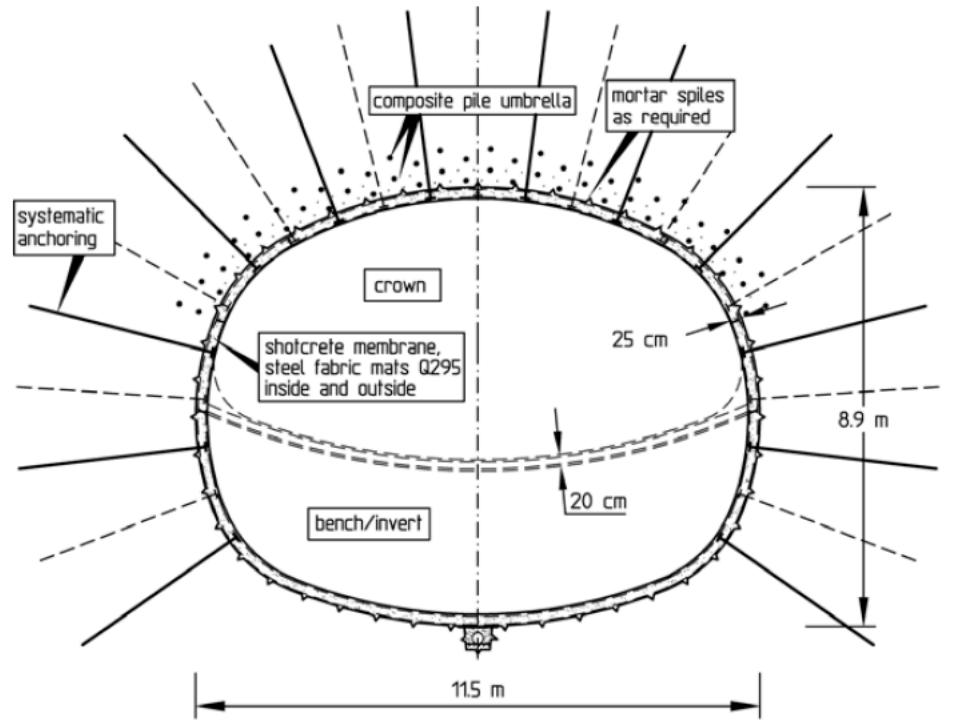
# Gäubahn Tunnel, standard profile



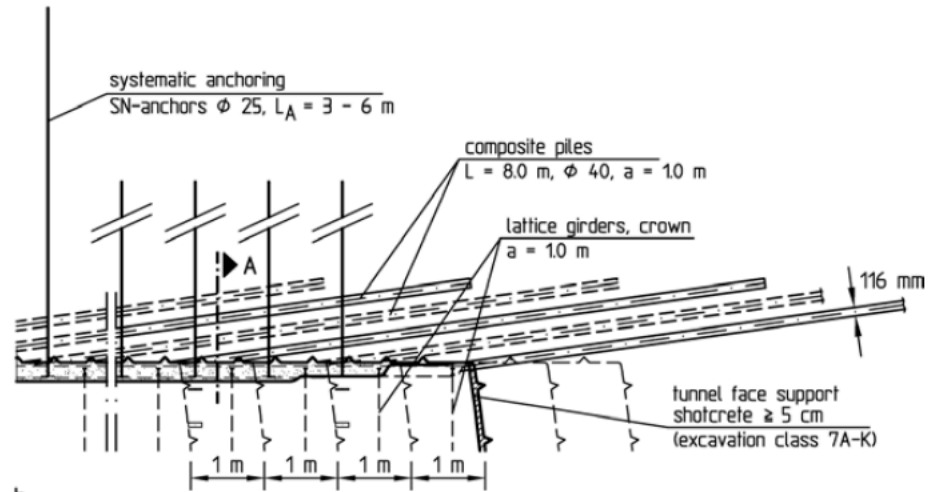
excavation class		4A-1	4A-2	4A-3
excavation method		smooth blasting/ mechanical excavation		
unsupported round length	crown (A)	0.80 - 120 m	121 - 160 m	161 - 200 m
	bench (B)	1 mat width	1 mat width	1 mat width
	invert (C)	2 mat widths	2 mat widths	2 mat widths
shotcrete B25		t = 25 cm	t = 25 cm	t = 25 cm
reinforcement		steel fabric mats Q 295 (2 layers)	steel fabric mats Q 295 (2 layers)	steel fabric mats Q 295 (2 layers)
lattice girder spacing	crown	0.80-120 m	121-160 m	161-200 m
systematic anchoring, BSI 500 S (ca. 1 anchor/2-3 m <sup>2</sup> )		SN $\phi$ 25 L <sub>A</sub> = 4-6 m 11 - 12 pcs./round	SN $\phi$ 25 L <sub>A</sub> = 4-6 m 13 - 14 pcs./round	SN $\phi$ 25 L <sub>A</sub> = 4-6 m 15 - 16 pcs./round
tunnel face sealing		shotcrete 3 cm (if required; on parts of the face only)		
advance support		none		
trailing distance	bench (D) invert (E)	depending on the monitoring results, the geotechnical conditions encountered during the heading and on the results of stability analyses		

Standard heading, excavation classes 4A

Undercrossing of the Gäubahn, excavation classes 6A-K and 7A-K:  
a) Cross-section; b) longitudinal section (detail)



a



b

## TRACCIATO DELLE GALLERIE

Di norma il tracciato delle gallerie è stabilito in relazione allo scopo.

I punti di imbocco e sbocco sono spesso determinati in relazione al complesso operativo di cui la galleria è parte (strada, impianto idroelettrico, miniera etc.).

Talvolta i punti di imbocco (portali) possono essere scelti in base a considerazioni geologiche, quali :

- la presenza sul tracciato di zone difficili in rapporto alla statica;
- l'imbocco e sbocco in zona di frana o valanghe;
- l'imbocco in zone di difficile sistemazione dei cantieri e dei servizi.

Il tracciato di una galleria è quindi il risultato di un compromesso tra le esigenze legate all'uso della galleria e quelle legate alla costruzione.

Generalmente prevalgono le prime. Vi è la tendenza attuale a non subordinare sempre le esigenze costruttive a quelle dell'utilizzazione e ciò per evidenti problemi di tipo economico.

### **GALLERIE STRADALI.**

Sono ammesse curve nei limiti consentiti dalla classe della strada e quindi dalla velocità massima dei veicoli: per esempio per le strade di I categoria (secondo le norme) curve da 4.000 ÷ 6.000 m di raggio e pendenze ammesse non superiori al 6 per cento e, generalmente, non superiori a quelle delle strade di classe corrispondente all'aperto. L'esecuzione di apposite curve permette di superare le pendenze non accettabili.

### **GALLERIE FERROVIARIE.**

Le curve hanno il raggio definito in funzione della velocità dei convogli. La pendenza è minore rispetto al corrispondente tracciato all'aperto a causa della possibile minore aderenza dei convogli dovuta all'umidità. Non è questo tuttavia in generale il problema delle ferrovie metropolitane che possono subire una migliore manutenzione in confronto a quelle ordinarie. Lo sviluppo dei metodi di impermeabilizzazione dei rivestimenti delle gallerie riduce poi notevolmente il problema.

Nelle gallerie ferroviarie occorre anche tener conto della resistenza dell'aria per cui la pendenza superabile dovrebbe essere ridotta.

Molto diffuse in passato furono le così dette gallerie ferroviarie a spirale, atte a superare notevoli dislivelli tra gli imbocchi.

## SEZIONI TRASVERSALI DELLE GALLERIE

Per ciò che riguarda la forma e la superficie della sezione trasversale delle gallerie la scelta è dominata dai seguenti fattori:

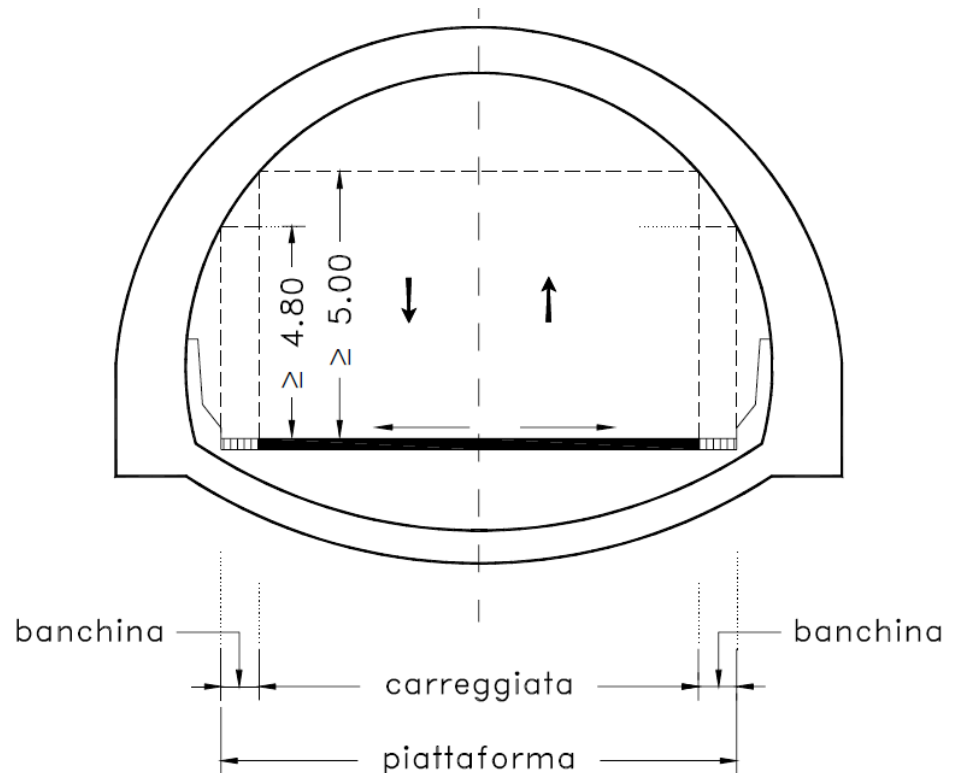
- **scopo della galleria** (per esempio: ingombro dei mezzi di passaggio)
- **statica** (profondità sotto la superficie del suolo, carichi geostatici rilevanti od eccentrici)
- **mezzo di scavo.**

Si distingue la sezione utile (od interna) che deriva dalla destinazione della galleria, dalla sezione di scavo (od esterna) che consegue dalla sezione utile, a seconda del tipo e caratteristiche geometriche dei sostegni o rivestimenti utilizzati. Talvolta, ma raramente, la sezione utile e la sezione di scavo coincidono: ciò avviene specialmente per piccole gallerie temporanee che non richiedono l'armatura per la buona stabilità (alcune gallerie di miniera, o gallerie di servizio vario che, terminata la loro funzione in breve tempo, sono abbandonate).

In alcuni casi le sezioni sono normalizzate da alcuni enti; il fattore dominante è comunque quello relativo allo scopo della galleria da cui deriva l'interesse economico (mediante il quale si paga la costruzione della medesima). Gli altri fattori risultano di norma subordinati.

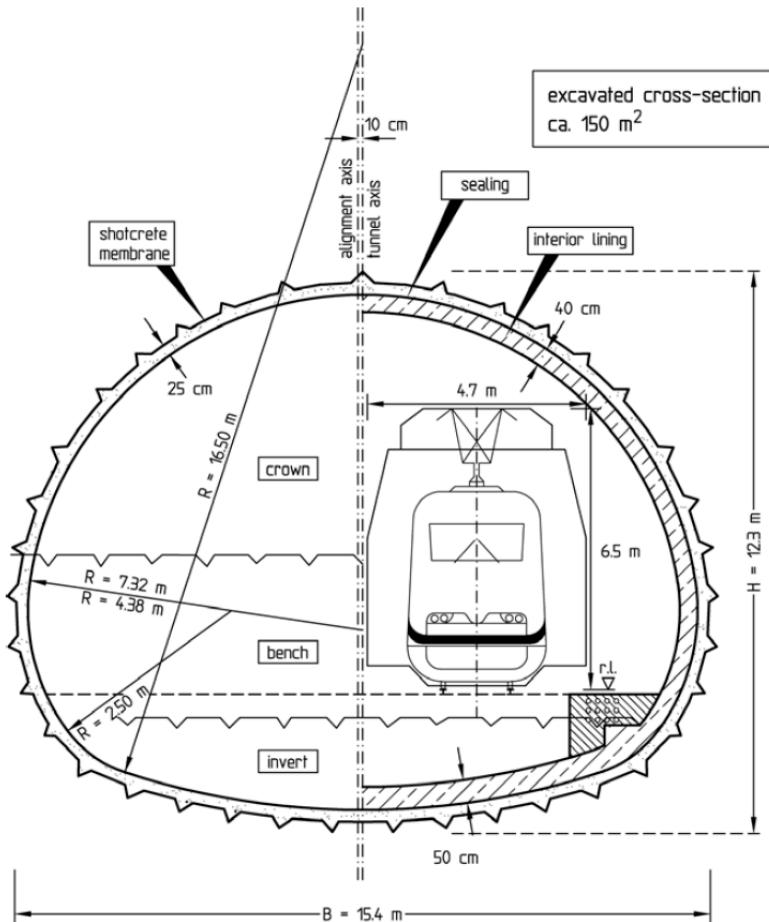
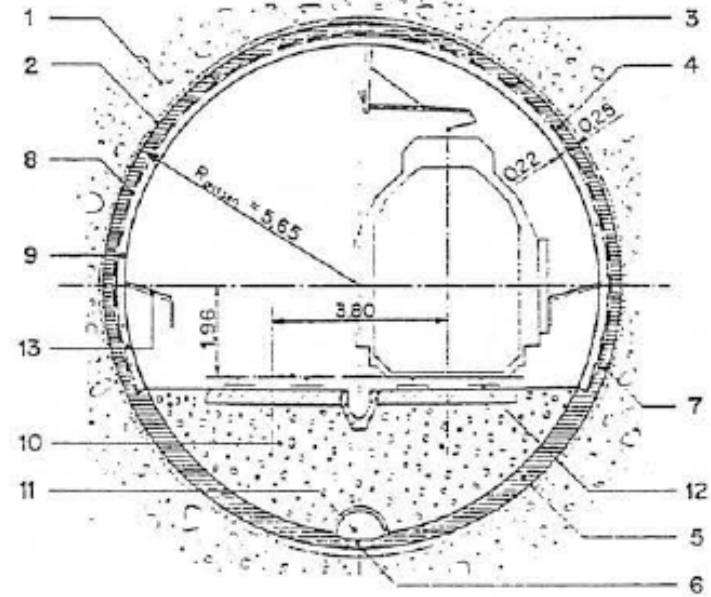
### GALLERIE STRADALI

Le sezioni sono normalizzate secondo le "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade, 2001): le dimensioni delle sedi stradali in funzione della classe della strada. **La sezione di una galleria stradale dipende dunque dalla classe della strada, quindi dalla sua larghezza e dall'altezza della sagoma limite, oltre che dagli spazi destinati ai servizi.** Le forme più efficaci per sfruttare adeguatamente la sezione sono quelle a ferro di cavallo o policentriche.



**GALLERIA FERROVIARIA** scavata con scudo:

- 1)roccia sciolta;
- 2)iniezioni;
- 3)rivestimento in volta;
- 4)rivestimento in piedritto;
- 5)rivestimento alla suola;
- 6)filtro di ghiaia;
- 7)bandella;
- 8)impermeabilizzazione;
- 9)rivestimento interno;
- 10)ghiaia di riempimento;
- 11)drenaggio;
- 12) binari;
- 13) cunicolo protetto.



Railway line Cologne-Rhine/Main, standard profile

Per le strade a carreggiate indipendenti o separate da spartitraffico (tipo A, B e D) devono prevedersi gallerie a doppio foro.

Per il tipo A le carreggiate e le banchine in sinistra nonché le corsie di emergenza o banchine in destra, saranno mantenute di dimensioni invariate rispetto l'esterno.

Sul lato destro la corsia di emergenza sarà delimitata da un profilo ridirettivo addossato al piedritto. Analogo provvedimento deve venir adottato a margine della banchina in sinistra. (Fig. 4.1.2.a).

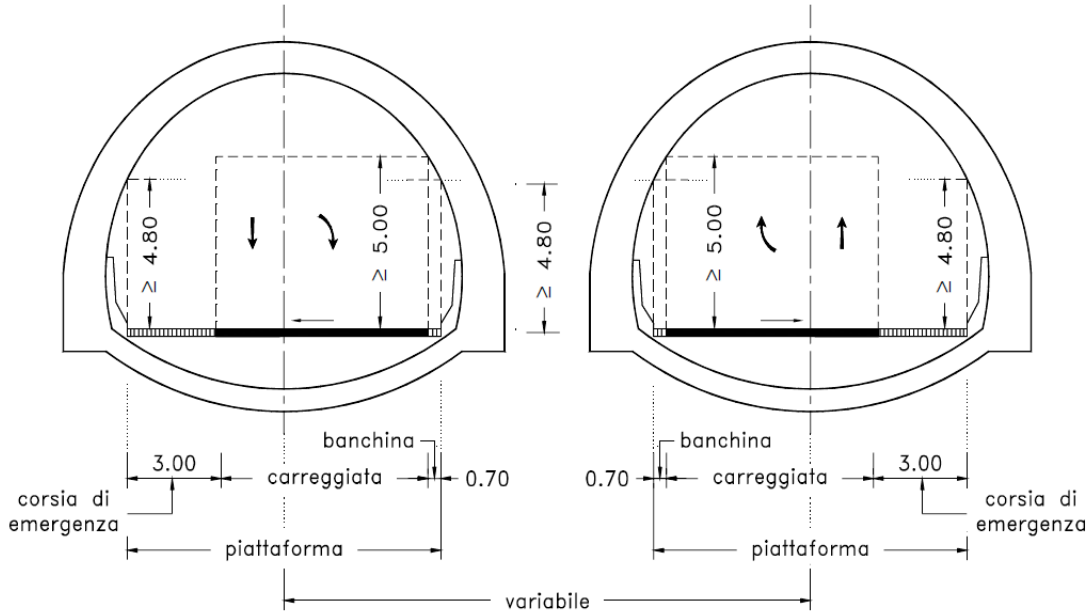


Fig. 4.1.2.a

Per il tipo B le carreggiate, le banchine in destra ed in sinistra conservano le dimensioni dell'esterno. Gli elementi di margine si modificano come nella Fig. 4.1.2.b.

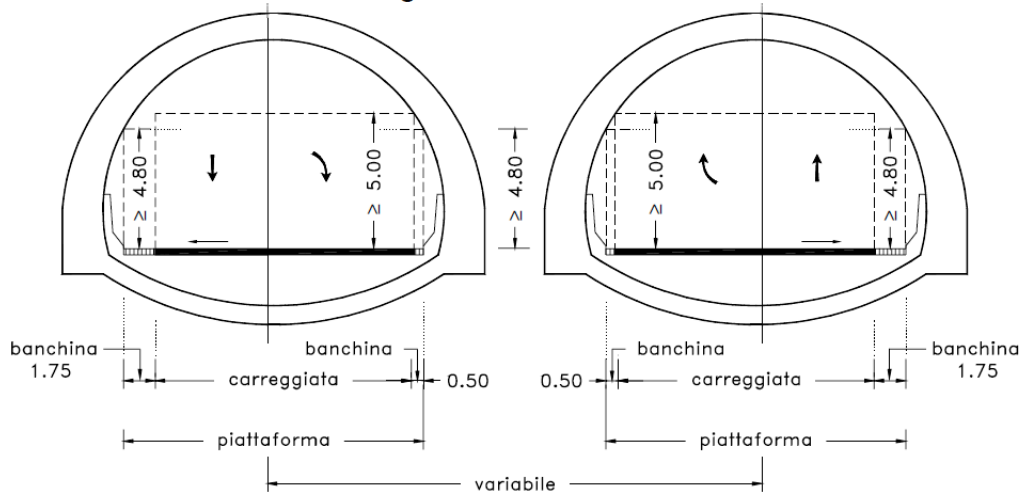


Fig. 4.1.2.b



Per il tipo D dovrà essere previsto su ciascuna delle due carreggiate ed affiancato alla banchina in destra un marciapiede, di larghezza adeguata ma non minore di metri 1,50, protetto da dispositivo di ritenuta invalicabile (Fig. 4.1.2.c). Il ciglio in figura può essere eliminato qualora si adottino barriere continue in calcestruzzo.

La banchina ed il margine in sinistra si realizzano come per il tipo B.

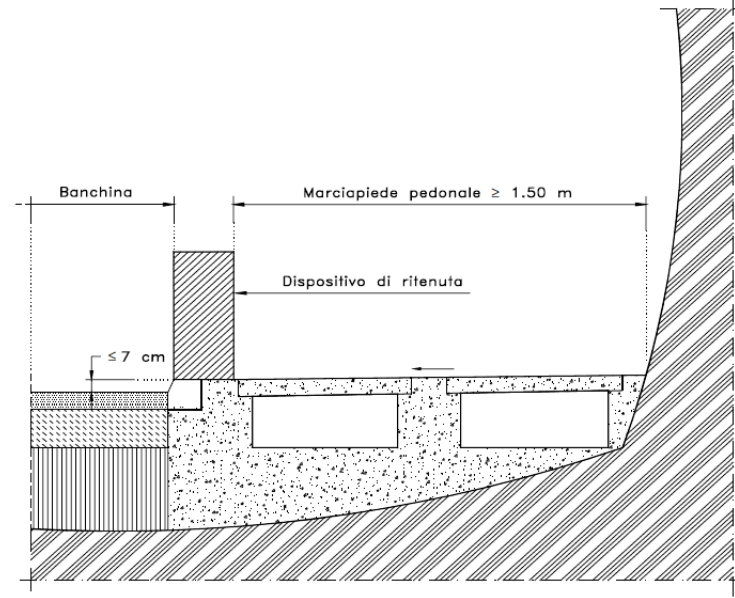


Fig. 4.1.2.c

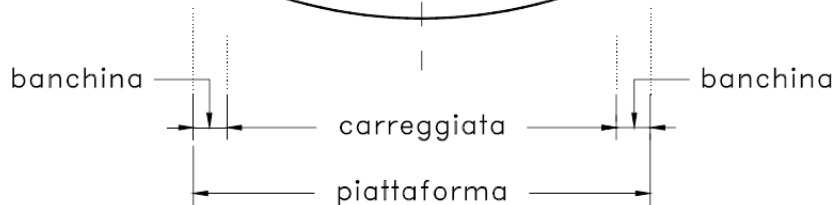
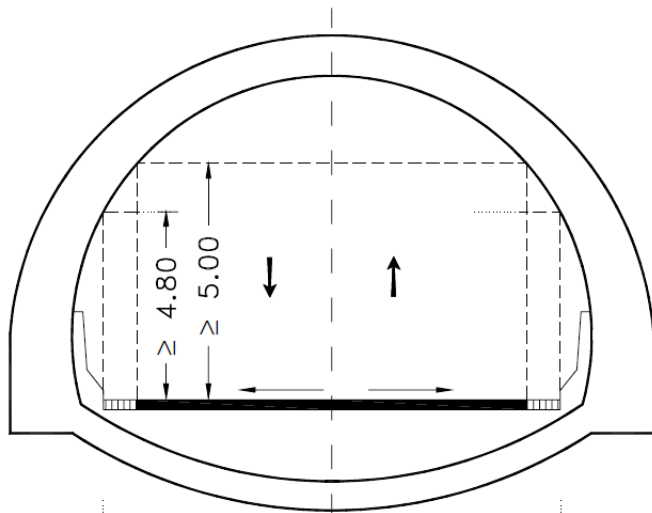


Fig. 4.1.2.d

Per le strade a carreggiata unica bidirezionale (tipo C e F in ambito extraurbano) l'organizzazione della piattaforma è riportata in Fig. 4.1.2.d.

Per le strade tipo E e F in ambito urbano e nelle strade di servizio delle autostrade urbane e delle strade di scorrimento, dovranno essere previsti, affiancati alle banchine (che conservano la dimensione di cui all'esterno), marciapiedi rialzati di larghezza adeguata ma non minore di metri 1,50, delimitati verso le banchine da un ciglio sagomato (cordolo se marciapiede a raso), di altezza non superiore a 15 cm, senza dispositivi di ritenuta invalicabili (Fig. 4.1.2.e)

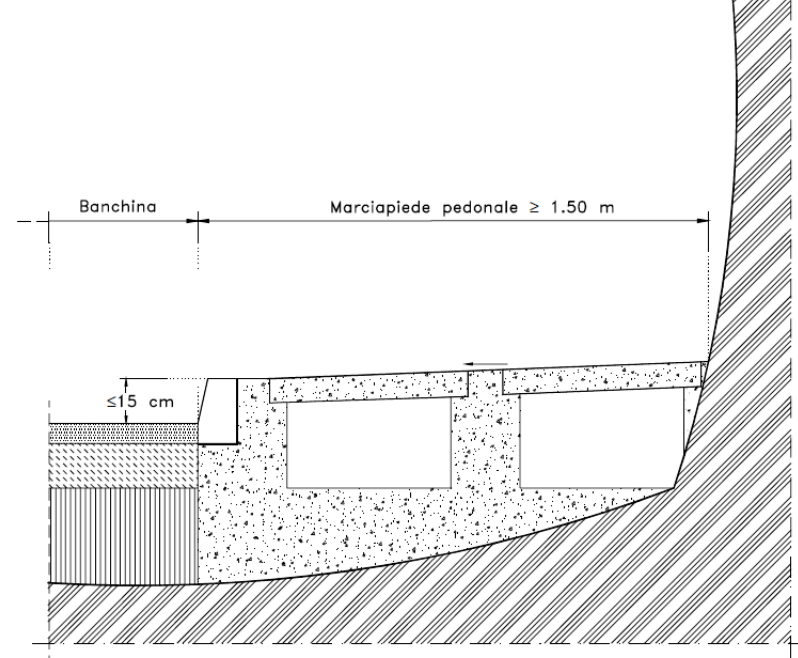


Fig. 4.1.2.e

**In tutti i casi l'altezza libera nella galleria, misurata sulla verticale a partire da qualsiasi punto della piattaforma, non deve essere inferiore a metri 4,80. Nel caso di controsoffitto o di intradosso piano (galleria in artificiale) o di presenza di apparecchi sospesi, il franco libero in corrispondenza alla carreggiata non deve essere inferiore a metri 5,00.** Ciò, salvo il caso di strade a traffico selezionato con altezza di sagoma limite ridotta.

Gli schemi di sezione illustrati nelle figure individuano lo spazio minimo necessario in corrispondenza della piattaforma; il progettista dovrà adeguare la sagoma in relazione alle esigenze connesse alla dislocazione di elementi marginali necessari (segnaletica stradale, marciapiedi di servizio protetti, canalizzazioni, ecc.).

Le dimensioni delle banchine laterali in destra ed in sinistra, richiamate nel presente paragrafo per i diversi tipi di strada, si intendono come valori minimi, eventualmente da incrementare qualora le verifiche di visibilità ne dimostrino la necessità. Le superfici aggiuntive rispetto i valori minimi devono essere trattate per scoraggiarne l'utilizzo da parte degli utenti.

**Per gallerie di lunghezza superiore a 1.000 m devono essere previste piazzole di dimensioni minime 45 x 3 m con interdistanza di 600 m per ogni senso di marcia; nel caso di galleria a doppio senso di marcia le piazzole sui due lati devono essere sfalsate.**

**Per gallerie a doppio fornice devono essere previsti collegamenti pedonali ogni 300 m e collegamenti per il passaggio di veicoli di soccorso o di servizio ogni 900 m.**

Sono rinviati ad apposita normativa specifica tutti gli apprestamenti ulteriori di sicurezza attiva e passiva (illuminazione, ventilazione, sorveglianza, impianto antincendio, uscite di emergenza, cavedi di servizio, ecc.).

### Piazzole di sosta

Le strade di tipo B, C e F extraurbane devono essere dotate di piazzole per la sosta ubicate all'esterno della banchina. Dette piazzole devono avere dimensioni non inferiori a quelle indicate nella figura 4.3.6.a. Esse devono essere distanziate l'una dall'altra in maniera opportuna ai fini della sicurezza della circolazione ad intervalli di circa 1.000 m lungo ciascuno dei due sensi di marcia. Tali piazzole è consigliabile che siano previste anche per le strade di tipo A, con lunghezza complessiva non inferiore a 65 m e con eventuale diversa articolazione.

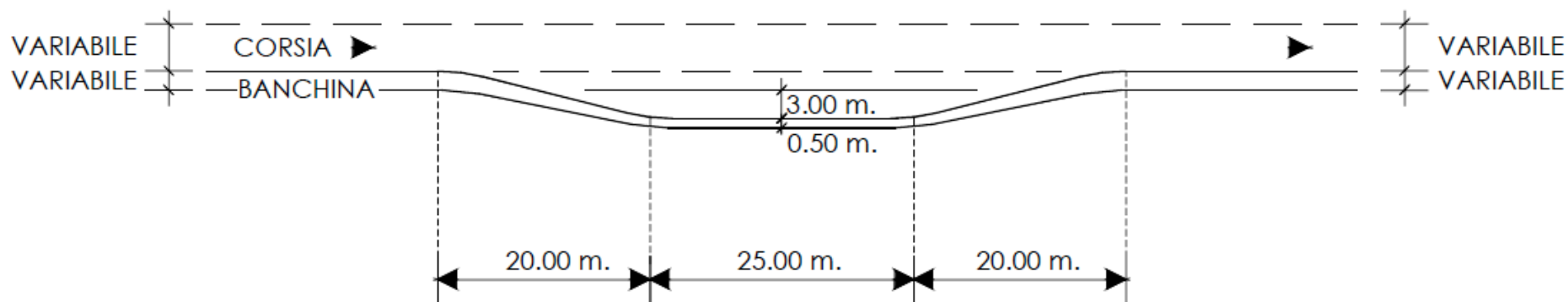


Fig. 4.3.6.a

# NORME FUNZIONALI E GEOMETRICHE PER LA COSTRUZIONE DELLE STRADE

TIPI SECONDO IL CODICE		AMBITO TERRITORIALE	LIMITE DI VELOCITA'	Numero delle corsie per senso di marcia	Intervallo di velocità di progetto			Larghezza min, dello spartitraffico (m)	Larghezza min, della banchina in sinistra (m)	Larghezza min, della banchina in destra (m)	Larghezza della corsia di emergenza (m)	Larghezza min, del margine interno (m)	Larghezza min, del margine laterale (m)	LIVELLO DI SERVIZIO	Portata di servizio per corsia (autoveic. equiv.Jora)	Larghezza minima dei marciapiedi (m)	
					Limite inferiore (km/ora)	Limite superiore (km/ora)											9
1	2	3	4	5	6	7											
AUTOSTRADA	A	EXTRAURBANO	strada principale	130	2 o più	90	140	3,75	2,6	0,70	2,50 *****	3,00	4,0 (a)	6,1 (b)	B (2 o più corsie)	1100	-
			eventuale strada di servizio	90	1 o più	40	100	3,50 **	-	0,50	1,25	-	-	-	C (1 corsia) C (2 o più corsie)	650 (d) 1350	-
		URBANO	strada principale	130	2 o più	80	140	3,75	1,8	0,70	2,50 *****	3,00	3,2 (a)	5,3 (b)	C (2 o più corsie)	1550	-
			eventuale strada di servizio	50	1 o più	40	60	3,00 **	-	0,50	0,50	-	-	-	D (1 corsia) D (2 o più corsie)	1150 (d) 1650	1,50
EXTRAURBANA PRINCIPALE	B	EXTRAURBANO	strada principale	110	2 o più	70	120	3,75	2,50 ***	0,50	1,75	-	3,5(a)	4,25(b)	B (2 o più corsie)	1000	-
			eventuale strada di servizio	90	1 o più	40	100	3,50 **	2,00 ****	0,50	1,25	-	-	-	C (1 corsia) C (2 o più corsie)	650 (d) 1200	-
EXTRAURBANA SECONDARIA	C	EXTRAURBANO	C1	90	1	60	100	3,75	-	-	1,50	-	-	-	C (1 corsia)	- 600 (e)	-
			C2	90	1	60	100	3,50	-	-	1,25	-	-	-	C (1 corsia)	- 600 (e)	-
URBANA DI SCORRIMENTO	D	URBANO	strada principale	70	2 o più	50	80	3,25 <sup>+</sup>	1,8	0,50	1,00	-	2,8 (a)	3,30(b)	CAPACITA' (c)	950	1,50
			eventuale strada di servizio	50	1 o più	25	60	2,75 **	-	0,50	0,50	-	-	-	CAPACITA' (c)	800	1,50

## FASI DI PROGETTAZIONE E STUDI PRELIMINARI: IL PROGETTO

Le varie fasi che contraddistinguono la costruzione di una galleria sono:

Lo **studio di fattibilità** che coinvolge:

- l'aspetto economico;
- l'aspetto tecnico;
- l'aspetto geo-territoriale ed ambientale;

Il **progetto preliminare** che coinvolge:

- la definizione del tracciato e delle possibili varianti;
- la definizione della sezione trasversale utile e della sezione di scavo;
- le previsioni di massima su: metodo e tempi di scavo e sui mezzi da utilizzare;

Il **progetto definitivo - esecutivo** che coinvolge:

- la definizione della sezione trasversale utile e della sezione di scavo in rapporto ai vari terreni attraversati;
- la scelta del metodo di scavo (a piena sezione, per fasi; abbattimento con esplosivo, con macchine);
- la scelta del ciclo di lavoro (definizione della durata delle varie fasi);
- la scelta delle attrezzature (macchine perforatrici, pale meccaniche etc.);
- la scelta delle armature di prima fase e sua progettazione dal punto di vista strutturale (bulloni: lunghezza, diametro, passo; calcestruzzo proiettato: spessore; centine: tipo, caratteristiche geometriche, interasse, etc.);
- la scelta del rivestimento definitivo e sua progettazione dal punto di vista strutturale (materiale, caratteristiche geometriche, tecnologia di messa in opera);
- la progettazione del sistema di ventilazione nel corso dei lavori;
- la definizione delle opere di completamento; (drenaggi, consolidamenti a fine opera o durante i lavori, impermeabilizzazione);
- la previsione dei tempi globali di esecuzione.

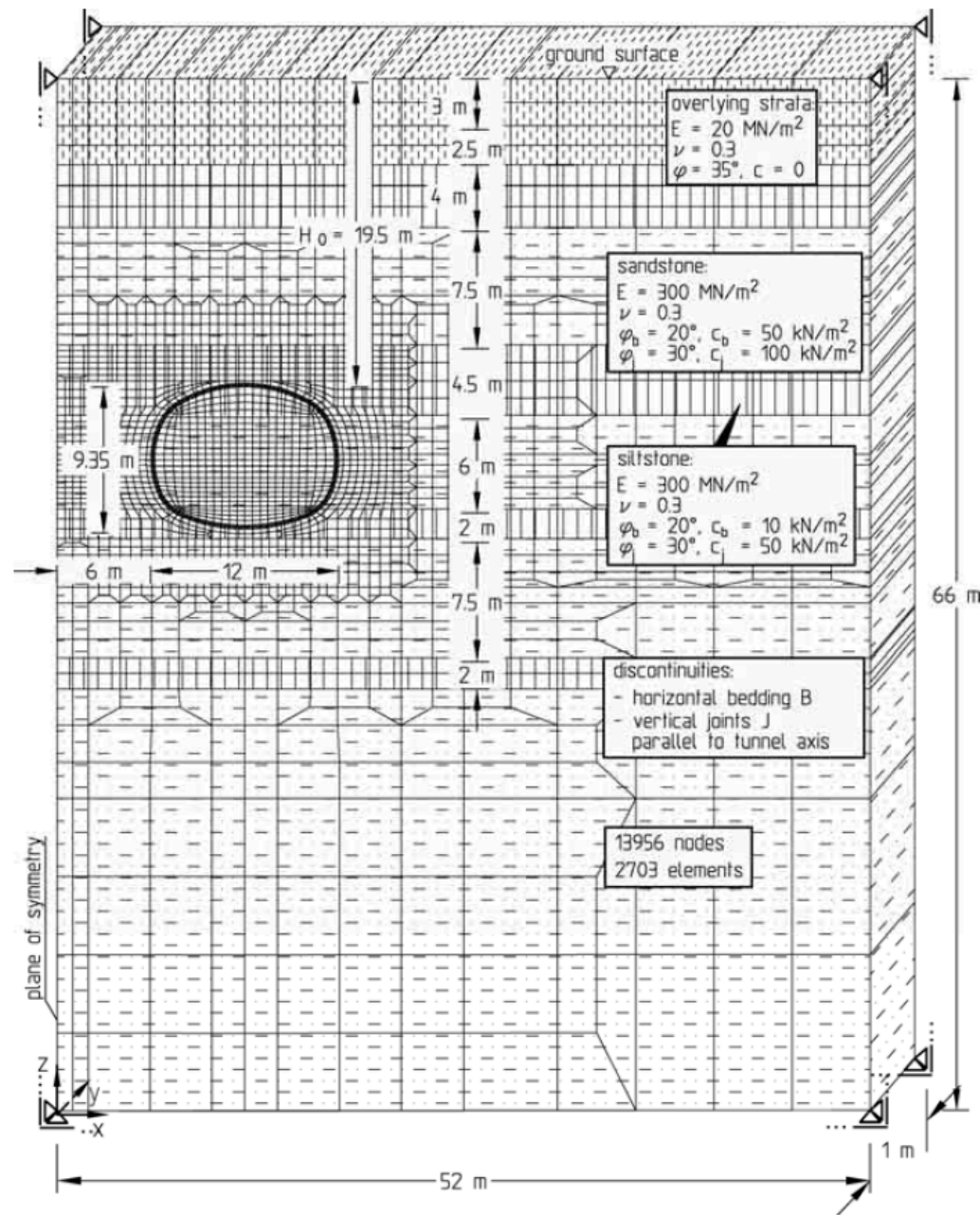
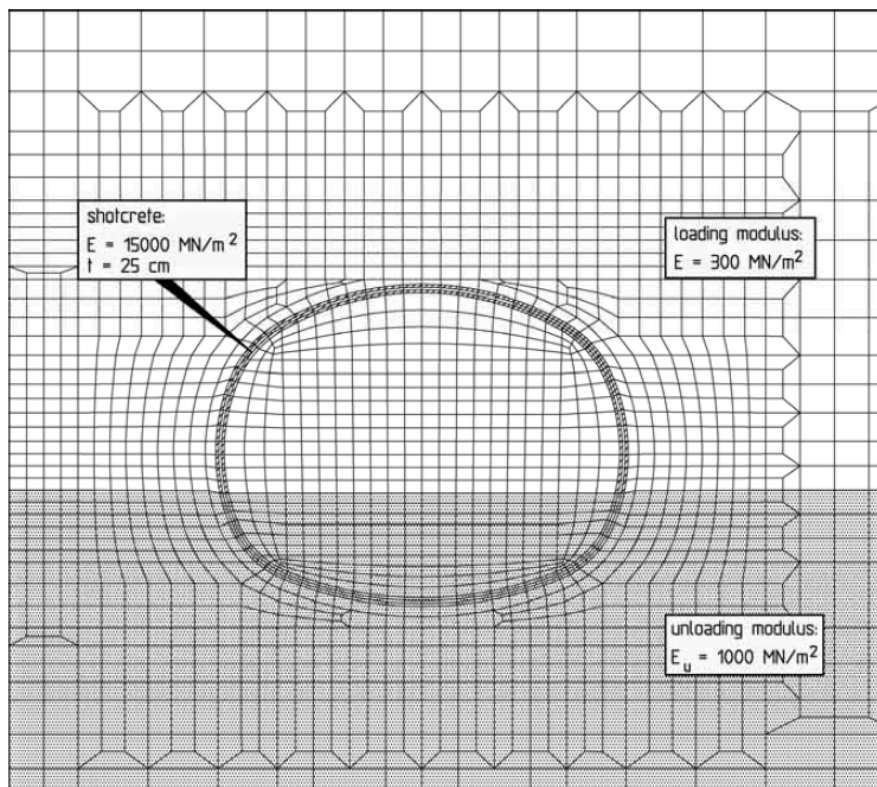
Fa parte del **progetto esecutivo** in via subordinata un complesso di operazioni quali:

- la scelta del sito per i piazzali e le opere esterne (officine, alloggi, depositi, magazzini etc.);
- il posizionamento delle discariche;
- la scelta delle eventuali cave di prestito per l'inerte;
- la valutazione dell'uso dello smarino per il confezionamento degli inerti;
- la progettazione di un eventuale impianto per la confezione degli inerti;
- la scelta del sito di imbocco per eventuali pozzi e/o finestre di ventilazione od accesso;
- la definizione dei costi.

**Il progetto esecutivo non si intende terminato all'inizio delle operazioni di scavo ma viene assoggettato a continue modifiche in sede di verifiche operative, in modo da adeguarsi alle condizioni reali man mano che procede l'avanzamento.**

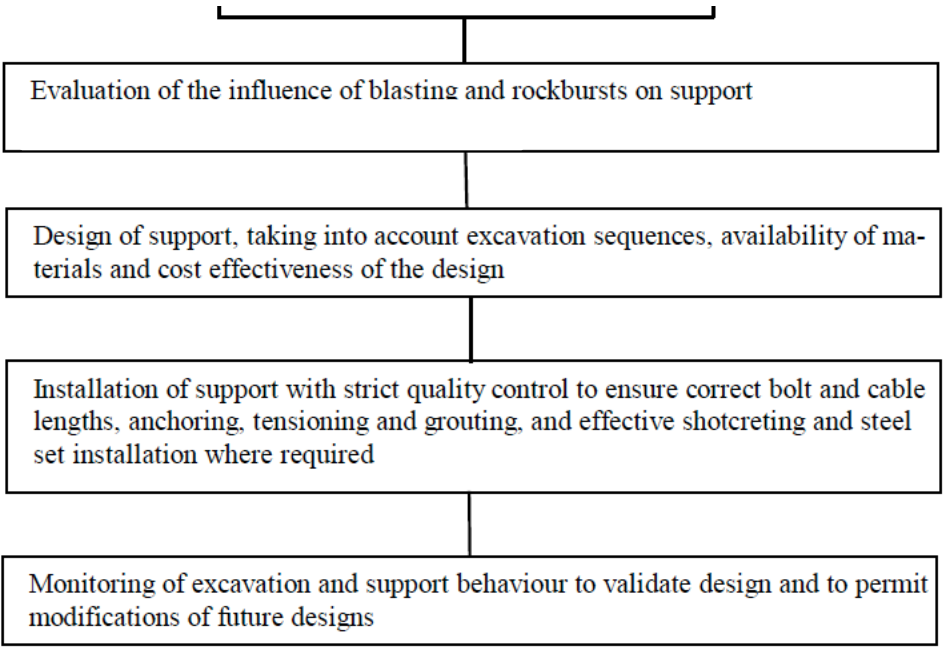
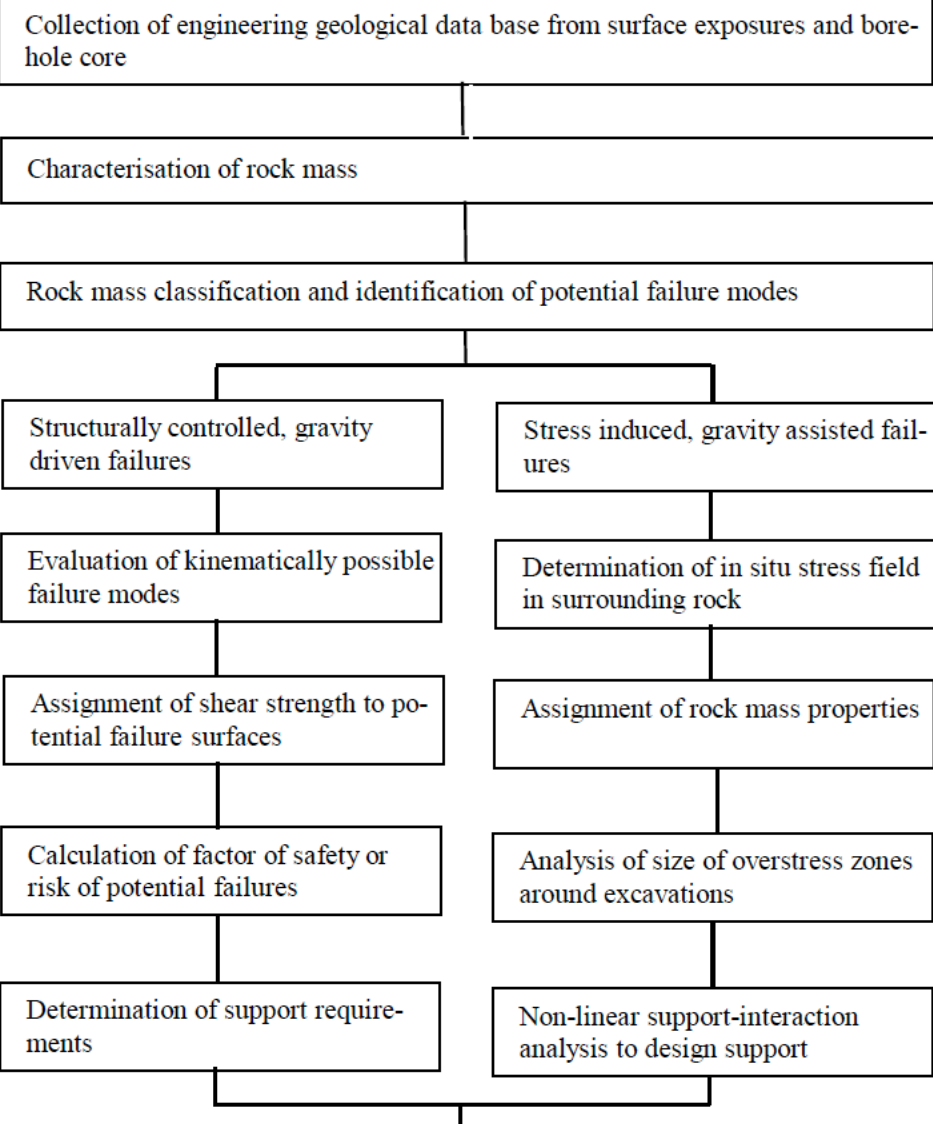
Il progetto esecutivo modificato secondo le esigenze venute a manifestarsi dà luogo al progetto costruttivo.

Altre operazioni fanno parte delle opere di completamento (come per es. la posa del manto stradale, della segnaletica etc. per le gallerie di traffico) e terminano la fase costruttiva di una galleria.



Analysis cross-section AC 2, FE-mesh, boundary conditions, ground profile and parameters

# STEPS IN SUPPORT DESIGN FOR UNDERGROUND EXCAVATIONS IN HARD ROCK



## CRITERI DI PROGETTAZIONE DELLE GALLERIE

- 1) In accordo alla suddivisione delle opere in **categorie geotecniche** (Eurocodice 7), la progettazione delle gallerie avverrà di norma nel rispetto dei criteri posti alla base della **categoria geotecnica 3**, nel senso che si tratta generalmente di opere impegnative, dove le previsioni circa le condizioni geologiche e geotecniche da incontrare lungo il tracciato sono comunque caratterizzate da incertezze. Solo in casi particolari, dove le indagini possono essere svolte con completezza, così da poter formulare previsioni caratterizzate da elevato livello di affidabilità, si potrà operare nel rispetto dei criteri posti alla base della **categoria geotecnica 2**.
- 2) Definiti i **requisiti funzionali** della galleria e più in generale dell'opera sotterranea da progettare, fase in cui viene dedicata particolare attenzione alle caratteristiche prestazionali, si esaminano i **vincoli socio-ambientali** che possono talora influenzare in modo determinante le scelte. Poiché è già in questa fase che viene individuato il tracciato della galleria, le stesse scelte saranno formulate in una visione globale, rispettosa di aspetti e competenze che dovranno comunque essere oggetto di approfondimenti successivi (aspetti geologici, geomorfologici, idrogeologici, ecc.).
- 3) La **progettazione definitiva** e la **progettazione esecutiva** di una galleria e più in generale di un'opera sotterranea si sviluppano secondo diversi gradi di approfondimento. In relazione alle risultanze della caratterizzazione geologica e geotecnica (individuazione del **modello geotecnico**) e ricorrendo ad idonei metodi di analisi, che saranno opportunamente validati caso per caso, si perviene alla definizione delle scelte progettuali in termini di: metodo di scavo, interventi di miglioramento, rinforzo e stabilizzazione, rivestimenti da adottare. Tali scelte sono da riferire a **tratti di galleria geotecnicamente omogenei** e sono da illustrare in **sezioni tipo** o di **progetto**, per le quali si anticipano i **possibili comportamenti allo scavo** ed i **limiti ammissibili di grandezze caratteristiche** atte a definire tali comportamenti.
- 4) In sede di progettazione si deve predisporre un **sistema di monitoraggio** che preveda, in ogni dettaglio necessario, una serie di accertamenti da condurre in fase costruttiva, tra cui in particolare le misure ed i **controlli in corso d'opera**, mediante idonea strumentazione di tipo geotecnico. Lo scopo del monitoraggio è quello di verificare che il comportamento allo scavo sia quello previsto dalle analisi progettuali, con la possibilità di accertare nel contempo anche la correttezza dei parametri posti alla base della caratterizzazione geologica e geotecnica e delle scelte progettuali.
- 5) In tutti i casi in cui si anticipano **situazioni geologiche e geotecniche estremamente complesse** (le **cosiddette condizioni difficili**) così da lasciare elementi di incertezza anche dopo accertamenti ragionevolmente estesi ed approfonditi e tali da poter essere risolti solo in fase costruttiva, la progettazione sarà basata sul **Metodo Osservazionale**. Questo prevede di **predisporre**, in sede di progettazione esecutiva, delle **soluzioni alternative**, definendo per ciascuna i limiti ammissibili delle grandezze caratteristiche che saranno oggetto di controlli e misure mediante il **sistema di monitoraggio**. Sarà così possibile, nel caso in cui i **limiti prima definiti per la soluzione effettivamente applicata siano raggiunti, adottare tempestivamente una delle soluzioni alternative** proposte dal progetto esecutivo.



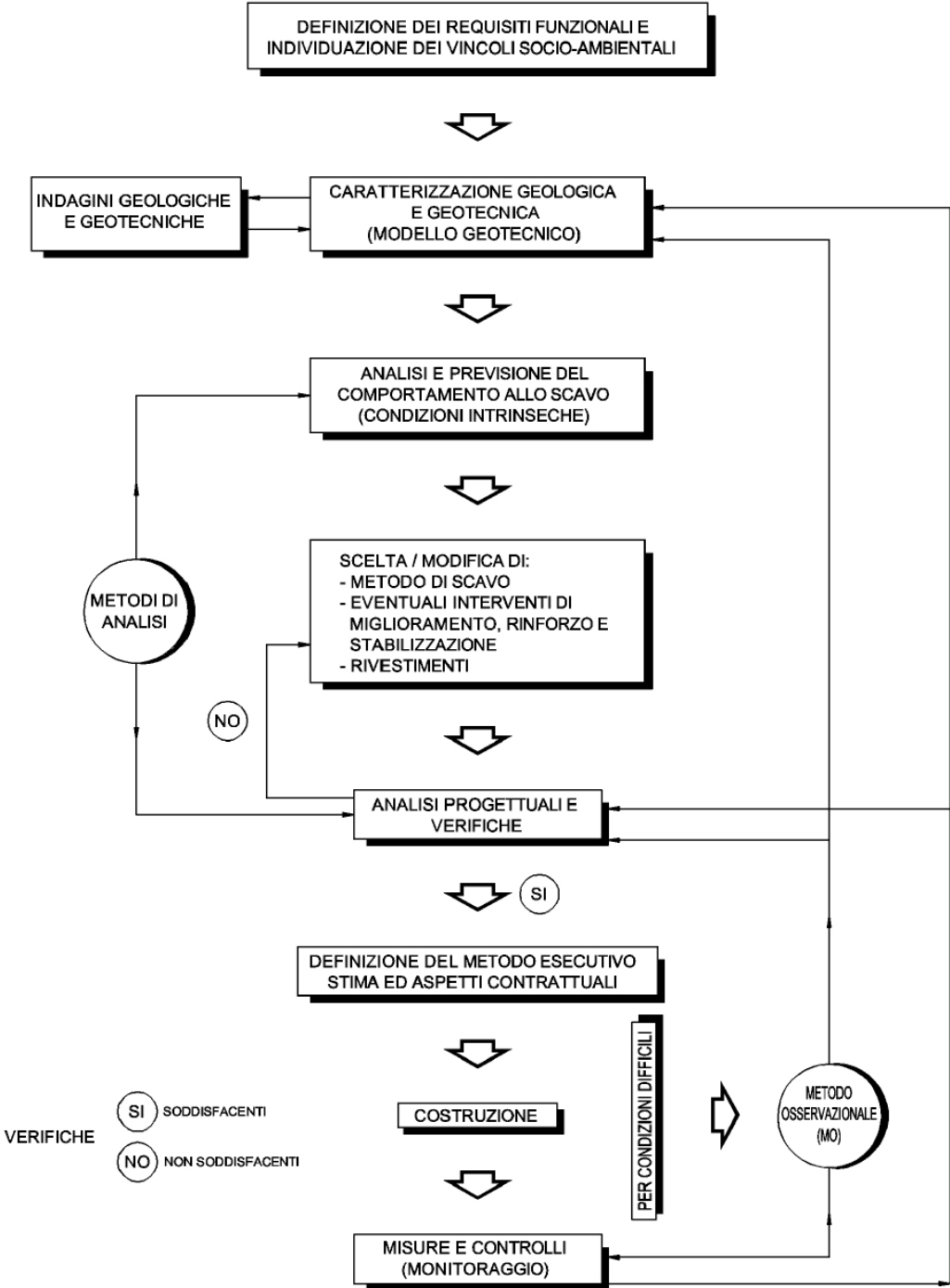
Secondo l'Eurocodice per l'ingegneria geotecnica (EC7) le opere da realizzare possono essere classificate in tre categorie geotecniche (GC) di importanza crescente (Tabella 12.1), cui ovviamente corrispondono gradi di approfondimento crescenti dell'indagine geotecnica.

Per le opere di categoria GC1 che ricadono in zone note, con terreni di fondazione relativamente omogenei e di buone caratteristiche geotecniche, ove già esistono strutture analoghe che hanno dato buona prova di sé, etc., l'indagine può essere limitata alla raccolta delle informazioni esistenti, e la relazione geotecnica (sempre necessaria) può giustificare le scelte progettuali su base comparativa, per esperienza e similitudine.

Al contrario per opere di categoria GC3 occorre un piano di indagine molto approfondito e dettagliato, curato da specialisti del settore, che si estenda nel tempo (prima, durante e dopo la realizzazione dell'opera), comprendente prove speciali, da affidare a ditte o enti altamente qualificati, mirate all'analisi dei problemi specifici e particolari dell'opera in progetto.

GC1	<p>Strutture semplici caratterizzate da rischi molto limitati</p> <p>Esempi:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- fabbricati di piccole dimensioni con carichi massimi alla base dei pilastri di 25,5kN o distribuiti alla base di murature di 10kN/m,</li> <li>- muri di sostegno o scavi sbatacchiati di altezza non superiore a 2m,</li> <li>- scavi di piccole dimensioni per drenaggi o posa di fognature, etc..</li> </ul>
GC2	<p>Tutti i tipi di strutture e fondazioni convenzionali che non presentano particolari rischi.</p> <p>Esempi:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- fondazioni superficiali,</li> <li>- fondazioni a platea,</li> <li>- pali,</li> <li>- opere di sostegno delle terre o delle acque,</li> <li>- scavi,</li> <li>- pile di ponti,</li> <li>- rilevati e opere in terra,</li> <li>- ancoraggi e sistemi di tiranti,</li> <li>- gallerie in rocce dure, non fratturate e non soggette a carichi idraulici elevati</li> </ul>
GC3	<p>Strutture di grandi dimensioni, strutture che presentano rischi elevati, strutture che interessano terreni difficili o soggette a particolari condizioni di carico, strutture in zone altamente sismiche</p>

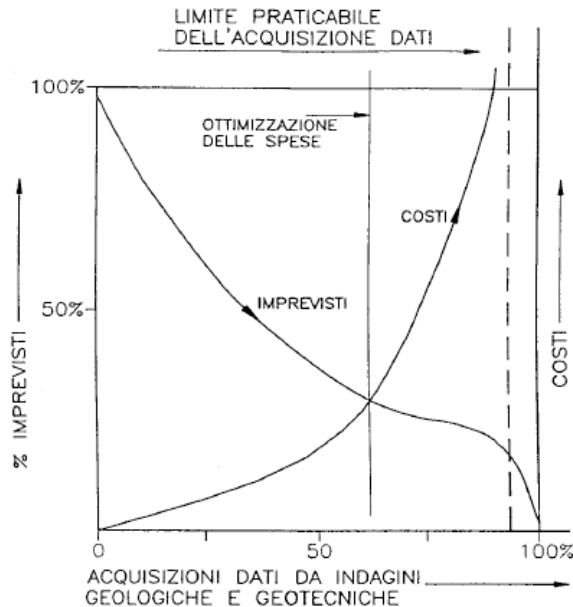
# SCHEMA LOGICO DELLA METODOLOGIA DI PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE IN SOTTERRANEO



## CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

La caratterizzazione geologica e geotecnica comprende la progettazione e l'esecuzione delle indagini geologiche (intendendo dare a queste, l'articolazione più completa, finalizzata all'effettiva comprensione della geologia regionale e locale, alla scala del sito in esame) e geotecniche e la valutazione dei risultati ottenuti per l'individuazione del modello geotecnico del terreno che sarà interessato dall'opera.

1. È indispensabile ricordare che ogni particolare opera presenta problemi specifici e non si può quindi individuare uno schema ideale delle indagini da eseguire. Le stesse indagini possono raggiungere un grado di approfondimento maggiore nella progettazione di opere "puntuali" (grandi cavità sotterranee e pozzi), mentre per le gallerie, specie in situazioni geologiche complesse e caratterizzate da marcata eterogeneità, o per profondità medie ed elevate, la possibilità di acquisire con le indagini informazioni esaustive prima dello scavo può talora anche essere limitata.
2. È d'altra parte necessario tenere presente, in fase di progettazione delle indagini, che esiste un limite al grado di conoscenza che può essere raggiunto. Come è illustrato nel diagramma di Figura, dove i costi delle indagini sono posti in relazione con le possibilità di acquisire dati, l'ottimo rimane comunque più o meno discosto dal 100% delle auspiccate informazioni (Carter, 1992). Questa situazione non giustifica comunque che si scenda al di sotto di una spesa minima ragionevole per le indagini, come risulta ben documentato in diversi studi. In linea orientativa la Tabella riporta la spesa consigliabile per l'esecuzione delle indagini geologiche e geotecniche, espressa in percentuale del costo delle opere. Al riguardo si osserva che, in relazione alla difficoltà delle opere, è comunque opportuno riservare alla fase realizzativa una quota consistente di tali oneri.



**Influenza dell'approfondimento delle indagini sui costi delle stesse e sugli imprevisti**

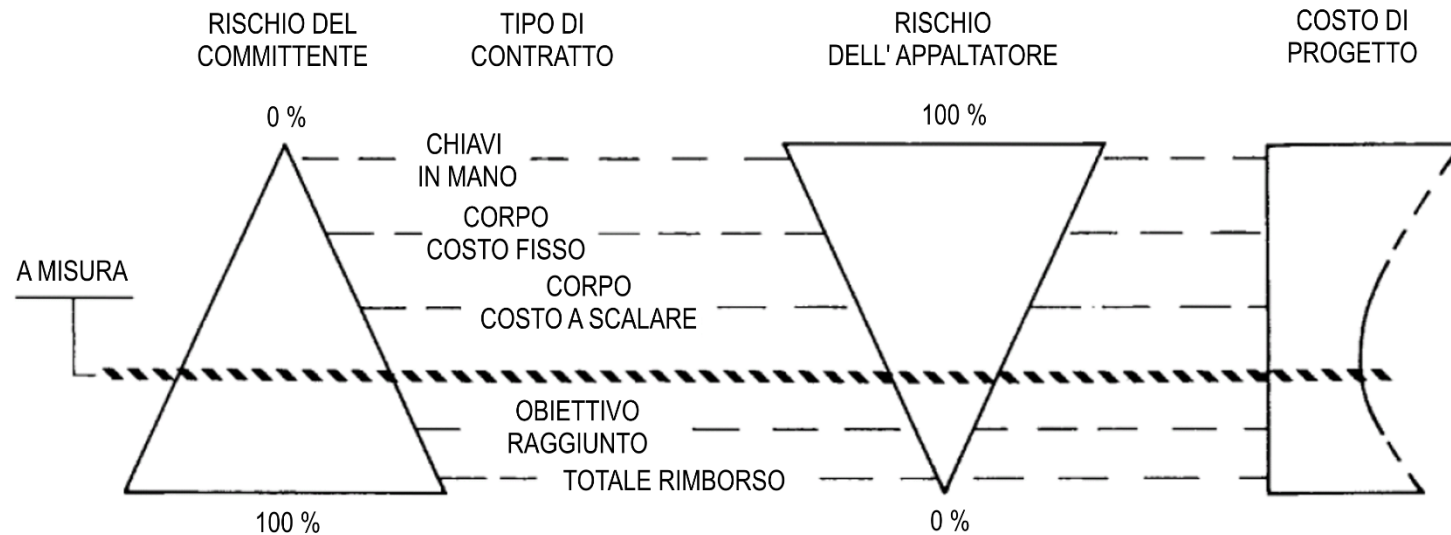
		CONDIZIONI GEOLOGICHE			COPERTURA
		NON COMPLESSE		COMPLESSE	
CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE	NON COMPLESSE	1.2	1.5-1.8	1.5	<500 m
	COMPLESSE	1.5-1.8	1.8-2.5	1.8-2.1	>500 m
		1.5	1.8-2.0	1.8	<500 m
		<2000 m	>2000 m	<2000 m	
		LUNGHEZZA			

**Spesa relativa all'esecuzione delle indagini geologiche e geotecniche, espressa in percentuale del costo delle opere (non comprende l'eventuale cunicolo pilota)**

## TIPOLOGIE DI RISCHI IN GALLERIA

Le opere in sotterraneo presentano molteplici "fattori di rischio" legati a:

- caratteristiche geomeccaniche ed idrauliche dell'ammasso roccioso;
- dimensioni e complessità dell'opera;
- metodi e tecnologie di scavo;
- attrezzature e macchine utilizzate;
- sostanze e materiali presenti in cantiere;
- fattori esterni.



3. Nella **caratterizzazione geotecnica**, che si sviluppa contemporaneamente e/o in continuità con la **caratterizzazione geologica**, devono essere individuate le varie **zone o tratti di galleria geotecnicamente omogenei** che saranno interessati dallo scavo ed i **parametri geotecnici di competenza** (deformabilità, resistenza, permeabilità, ...) rilevanti per il progetto. Tale individuazione in zone o tratti geotecnicamente omogenei implica che per gli stessi vengono anche definite diverse tipologie di intervento che saranno illustrate in **sezioni tipo o di progetto**.

Si dovranno pertanto affrontare i seguenti tre aspetti interdipendenti:

- identificazione delle proprietà significative
- metodologia per la misurazione delle proprietà significative
- quantificazione delle proprietà significative.

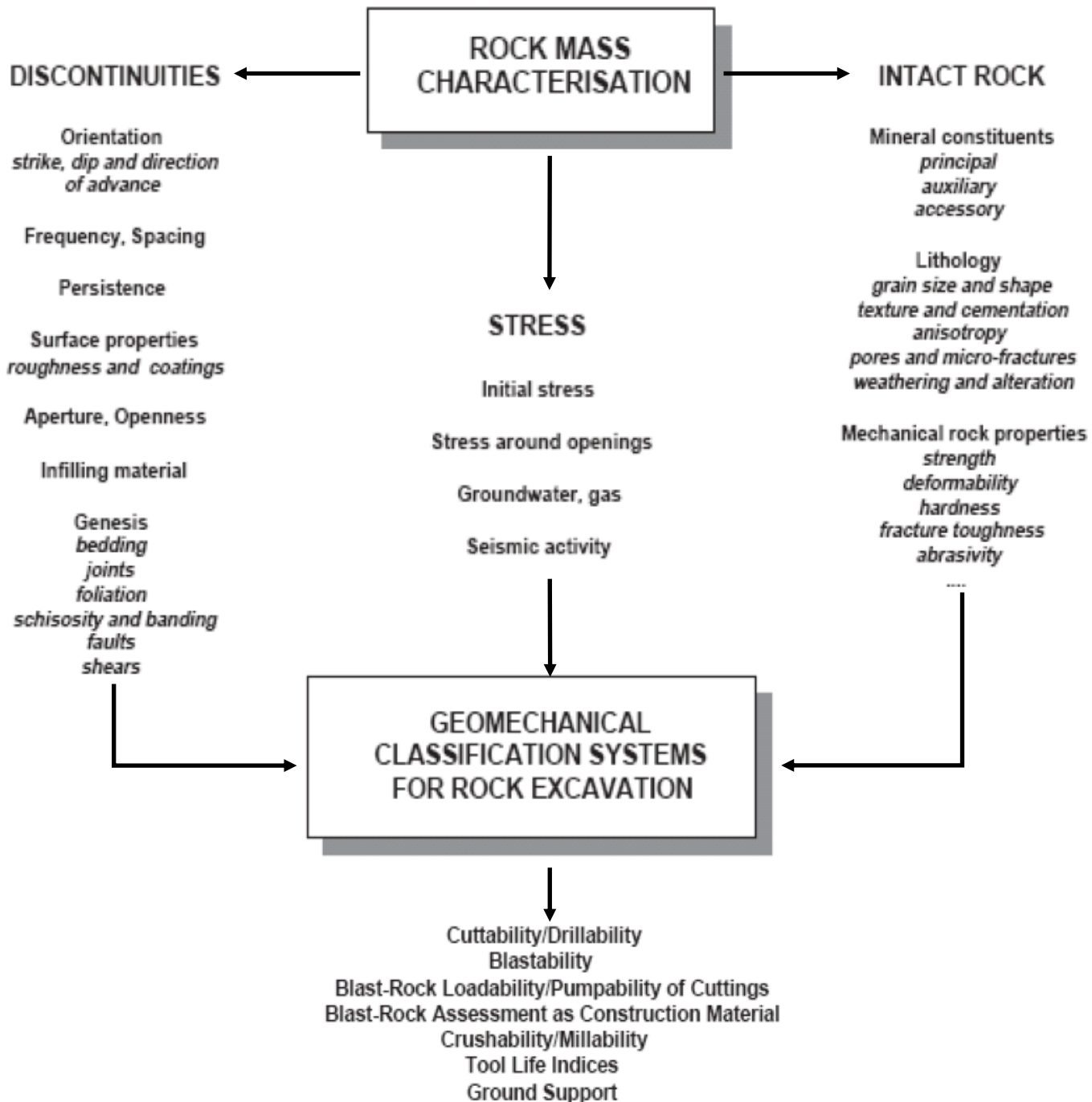
La definizione a priori di un elenco di proprietà significative da indagare risulta problematica in quanto:

- i tre aspetti sono funzione dell'importanza dell'opera, del tipo di terreno, dell'approccio progettuale, dei metodi costruttivi;
- l'estensione dell'indagine deriva da considerazioni tecnico-economiche.

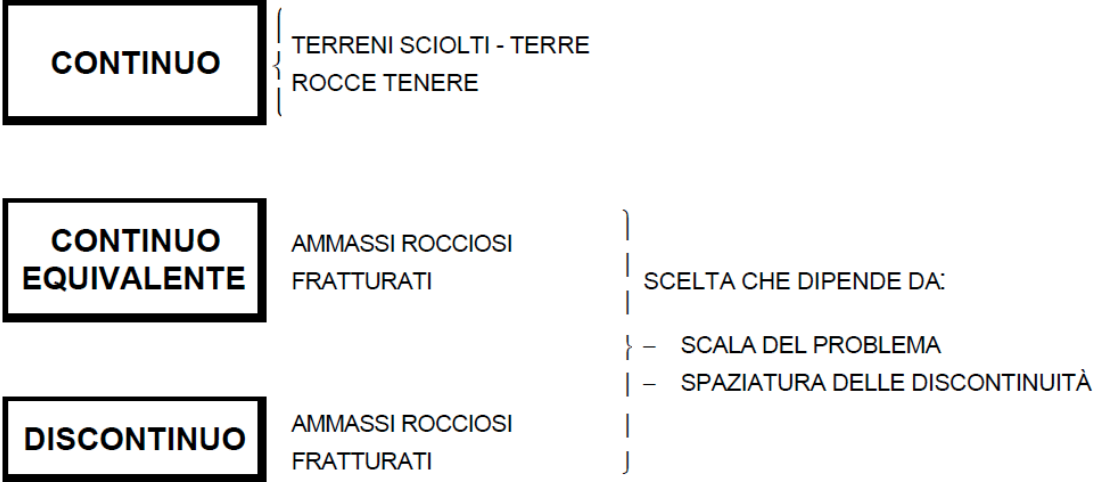
In generale, dopo aver fissato le proprietà oggetto di misurazione diretta, si può consigliare l'adozione delle seguenti regole:

- adottare metodologie di indagine standardizzate;
- ripetere la stessa prova su più campioni, per limitare l'errore dovuto alla dispersione dei risultati;
- adottare più di un metodo di misura della stessa proprietà in modo da avere una verifica dei risultati ottenuti.

4. Si sottolinea l'esigenza, in una visione progettuale corretta e completa, che per ciascuna zona o tratto geotecnicamente omogeneo siano chiaramente indicati il **grado di affidabilità** e la **variabilità dei parametri** determinati, utilizzando possibilmente metodologie di tipo probabilistico.



5. La **caratterizzazione geotecnica** ha come obiettivo la individuazione del **modello geotecnico** del terreno e la conseguente **quantificazione dei parametri geotecnici** da utilizzare nelle analisi progettuali. Come illustrato nel seguente schema, si tratta di ricorrere alla classica distinzione tra i modelli che si basano sull'ipotesi di **continuo/continuo equivalente** e di quelli nei quali si tiene esplicitamente conto della presenza delle discontinuità e che ricorrono alla rappresentazione dell'ammasso roccioso come **discontinuo**. Tipicamente il modello continuo (che comporta la scelta del **modello di comportamento** del terreno in termini di una **legge** costitutiva di carattere più o meno generale) viene utilizzato per i **terreni sciolti** e le **rocce tenere** (calcareniti, tufi, argilliti, ...). Il modello continuo equivalente ed il modello discontinuo vengono adottati alternativamente per la descrizione del comportamento degli **ammassi rocciosi**. Nel primo caso (**continuo equivalente**) il modello di comportamento adottato deve consentire di tenere conto dell'effetto delle discontinuità in senso globale; nel secondo caso (**discontinuo**) invece le stesse **discontinuità** sono parte determinante del modello e si dovrà, anche per esse, scegliere una **legge costitutiva** soddisfacente. L'uso di un modello o dell'altro (**continuo** o **discontinuo**) dipende sostanzialmente dal rapporto tra spaziatura delle discontinuità e dimensioni dello scavo e c'è un ampio campo di sovrapposizione in cui può essere utile applicare entrambi i modelli e confrontarne i risultati.



# MODELLO GEOTECNICO PER DESCRIZIONE AMMASSI ROCCIOSI

CONTINUO

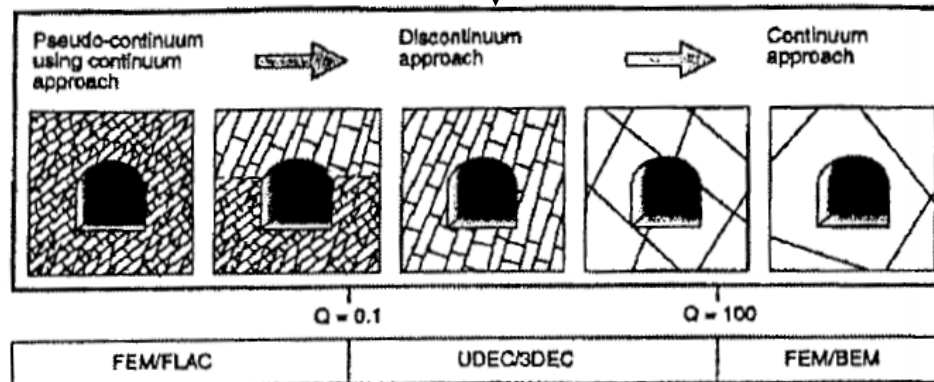
TERRENI SCIOLTI E ROCCE TENERE

TIENE CONTO DELL'EFFETTO DELLE DISCONTINUITA' IN SENSO GLOBALE (CONTINUO EQUIVALENTE)

DISCONTINUO

LE DISCONTINUITA' SONO PARTE DETERMINANTE DEL MODELLO E SE NE DOVRA' SCEGLIERE UNA LEGGE COSTITUTIVA SODDISFACENTE

L'USO DI UN MODELLO O DELL'ALTRO DIPENDE DAL **RAPPORTO TRA SPAZIATURA DELLE DISCONTINUITA' E DIMENSIONI DELLO SCAVO** PUO' ESSERVI UN CAMPO DI SOVRAPPOSIZIONE IN CUI PUO' ESSERE UTILE APPLICARE ENTRAMBI I MODELLI E CONFRONTARNE I RISULTATI





## ANALISI E PREVISIONE DEL COMPORTAMENTO ALLO SCAVO

Nella successiva fase di **analisi e previsione del comportamento allo scavo** il progetto comporta di esaminare il problema della stabilità dello scavo (galleria, cavità sotterranea) dal punto di vista delle condizioni intrinseche/naturali del terreno, cioè in assenza degli eventuali interventi di rinforzo/stabilizzazione che dovranno essere, se del caso, successivamente scelti, tenuto conto del metodo di scavo, delle sequenze di scavo e costruzione.

1. Si dovrà quindi, in relazione al modello geotecnico in precedenza individuato per le diverse **zone o tratti geotecnicamente omogenei, individuare i possibili scenari di instabilità** che possono riguardare la galleria in progetto. Si tratterà di esaminare lo sviluppo o meno di zone plastiche sul contorno del cavo e/o al fronte di scavo, l'entità delle deformazioni anticipate e del relativo gradiente di deformazione, le potenziali instabilità del tetto e del fronte, ...; identificare le **possibili condizioni difficili** connesse al comportamento rigonfiante e/o spingente, all'afflusso di acqua o alla presenza di materiale sciolto. Dovranno altresì essere individuati i **possibili danni all'ambiente** quali ad esempio lo sviluppo di cedimento/subsidenza in superficie, l'impatto su opere adiacenti e su eventuali preesistenze, l'influenza sulle condizioni idrogeologiche ed ambientali.
2. La previsione del comportamento allo scavo nel senso sopra indicato sarà basata, nella fase di progetto definitivo, sull'esperienza diretta o acquisita dalla letteratura tecnica, tenendo in particolare conto delle indicazioni che possono essere tratte dall'impiego delle classificazioni tecniche degli ammassi rocciosi. È tuttavia da sottolineare come queste classificazioni, basate principalmente sulla descrizione/quantificazione dei caratteri geologico-strutturali, siano più affidabili quando si incontrano ammassi rocciosi fratturati e debbano essere utilizzate con molta cautela in presenza di rocce tenere, dove altri fattori possono risultare più rilevanti (resistenza meccanica, degradabilità, rigonfiabilità, ecc.). Tali classificazioni non sono comunque applicabili in terreni sciolti.
3. Sarà poi necessario ricorrere a schemi di calcolo che, in fase di progettazione definitiva, saranno generalmente semplificati, utilizzando preferenzialmente formulazioni analitiche in forma chiusa e/o semianalitiche, che consentono di mettere in migliore evidenza l'effetto delle varie assunzioni sul modello geotecnico scelto e permettono di condurre analisi in senso parametrico, al fine di esplorare il peso dei vari parametri geotecnici e della loro variabilità. Questo vale ad esempio per le verifiche di stabilità del cavo, del fronte e dell'eventuale impatto con la superficie, per la valutazione dell'entità di convergenza attesa in assenza di interventi di miglioramento, rinforzo e stabilizzazione. In fase di progetto esecutivo, quando devono essere disponibili sufficienti indicazioni sui parametri geotecnici e sul modello, è richiesta un'analisi tensio-deformativa più accurata e dettagliata, ricorrendo ad analisi più complesse di tipo numerico.

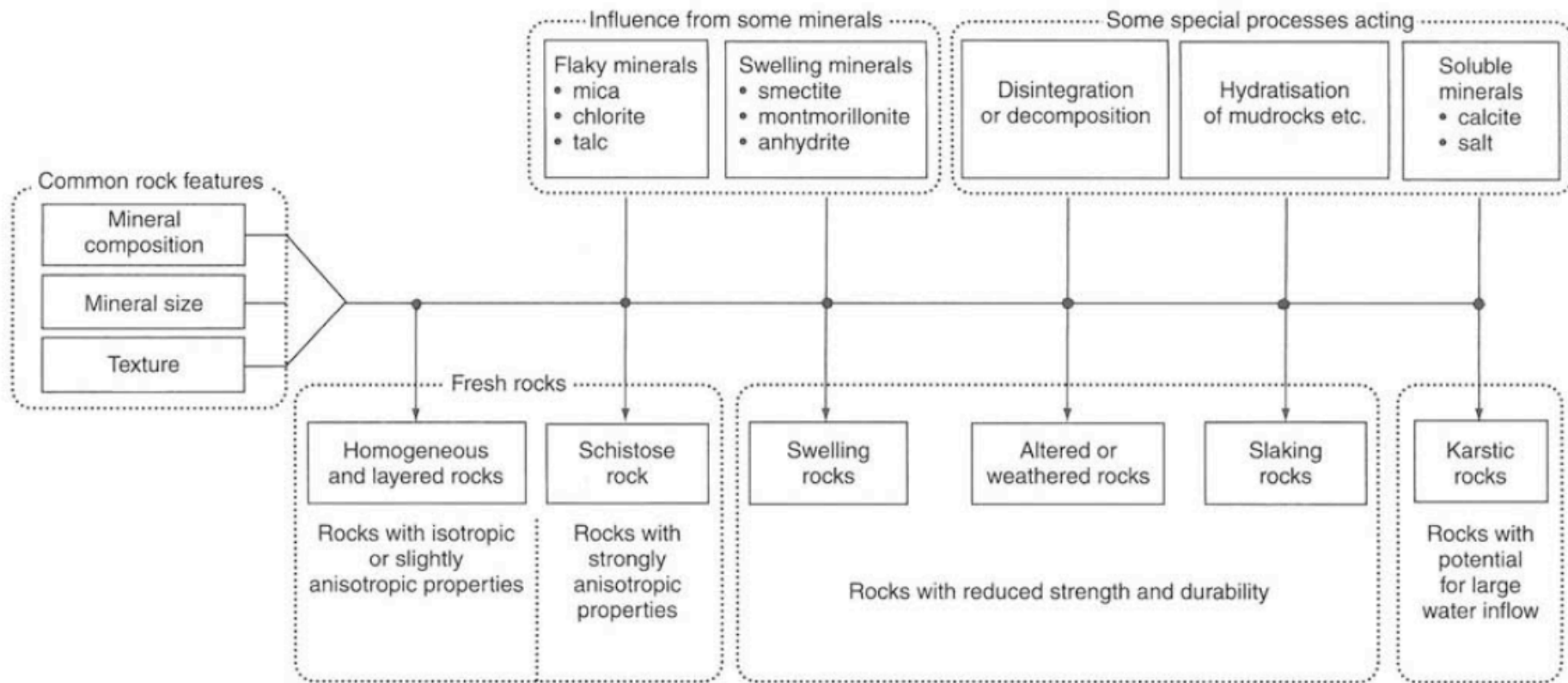


Figure 2.6. The main variables/features influencing rock properties and behaviour. (From Palmström, 1995)

## **SOME SPECIAL ROCK MATERIALS.**

In rock engineering, some special rock materials and minerals have to be considered since they may have a decisive influence on the behaviour of underground works and openings.

### **Anisotropic, sheet minerals.**

Certain elastic and anisotropic minerals such as mica, chlorite, amphiboles and pyroxenes may significantly influence the mechanical properties of the rocks in which they occur. The parallel orientation of these minerals is often found in sedimentary and regional metamorphic rocks in which weakness planes may occur along layers of these flaky minerals. Where mica and chlorite occur in continuous layers, they can strongly influence rock properties and behaviour. Thus, mica schists and, often, phyllites have marked anisotropic mechanical properties of great importance in rock construction. Also, other sheet minerals such as serpentine, talc and graphite reduce the strength of rocks due to easy sliding along the cleavage surfaces.

### **Hard, abrasive minerals.**

Quartz is another important mineral in rock construction. This mineral is grade 7 on the Mohs scale of hardness. Quartz grains with sharp, obtuse-angled edges have an unfavourable shape regarding drill bit and cutter wear in percussion drilling and TBM boring, respectively; the effect from rounded quartz grains is significantly less.

### **Swelling minerals and rocks.**

Swelling minerals (smectites) can cause significance stability problems, because of high swelling pressures from water absorption. The swelling clay minerals, occurring either as infilling or alteration products in seams or faults, have, in addition to expansion, a low shear strength. Swelling rocks include montmorillonite-containing shales, altered or weathered basalts, and other igneous, metamorphic rocks, in addition to sedimentary rocks containing anhydrite. Also, some pyrrhotite-containing schists and shales oxidise and swell when exposed to the atmosphere or to water rich in oxygen, causing damage to concrete linings and other structures in underground openings

## **Soluble minerals**

Carbonate minerals (in limestone or marble) and rock salt are minerals subjected to chemical dissolution by water. This may lead to reduced stability in underground openings, as well as increased water inflow cavities, tunnels and caverns.

Karst development in calcite-containing rocks may cause large cavities, which should be paid special attention when tunnelling.

Tunnelling into a large cave system may have disastrous results; and a continuous water flow of up to 50 m<sup>3</sup>/s has been reported from karst cave systems.

## **Porous rocks**

Porous rocks may most often be found in clastic, sedimentary rocks (sandstones). Mineral and rock grains in these rocks vary in shape from thin plates and irregular chips to nearly perfect spheres. The way in which they are packed together - that is, whether they are stacked tightly or loosely - greatly affects the porosity. Most of sediments forming these rocks are loosely packed when deposited and, for a time, have high porosity. Then, burial beneath younger sediments progressively compacts them, and cementation (deposition of mineral matter in the pores) further reduces the porosity. Uniform spheres, whether 1 mm or 2 m in diameter, when most tightly packed, have 26% porosity.

Other porous rocks may occur in some decomposed granitic rocks. In addition, weathering may increase the porosity in many rocks.

## **Slaking rocks**

Slaking may occur in some rocks, such as mudrocks. The deterioration and breakdown of the rock may begin almost immediately, with visible cracking and often noticeable heaving. This process of disintegration (hydratisation) is a response to changes in humidity and temperature.

The slaking process may greatly alter the mechanical properties of the rock, and hence dramatically influence their behaviour and stability.

# Weathering and alteration of rocks






**Weathering** refers to the various processes of physical disintegration and chemical decomposition that occur when rocks at the Earth's surface are exposed to the atmosphere (mainly in the form of rainfall) and the hydrosphere. These processes produce soil, unconsolidated rock detritus, and components dissolved in groundwater and run-off. The effect of weathering generally decreases with depth below surface.

**Alteration** is a process, which involves changes in the composition of the rock, most often caused by hydrothermal solutions or chemical weathering.

The main results of these processes are:

- Disintegration from *physical weathering*, which involves the breakdown of rock into its constituent minerals or particles with no decay of any rock-forming minerals, the principal sources being thermal expansion and contraction of rock. In rockmasses occurring in the upper zone of weathering, the process starts with the creation of an increased number of joints.
- Decomposition from rock *alteration*, which usually involves chemical weathering in which the mineral composition of the rock is changed, reorganised or redistributed. This process influences the joint condition as well as the rock material.
- Leaching, which is the combined result of chemical weathering and removal of the soluble constituents.

In general, the degree of weathering and alteration is usually estimated from visual observations . A more precise characterisation of the alteration and weathering of the rock can be found from analysis of thin sections in a microscope.

Grade		Rock characteristics	Ground type
Residual soil		Original rock texture completely destroyed Can be crumbled by hand and finger pressure into constituent grains	Soil
	W5 Completely decomposed	Original rock texture preserved Can be crumbled by hand and finger pressure into constituent grains Easily indented by the point of a geological pick Slakes when immersed in water Completely discoloured compared with fresh rock	Soil, probably with clay properties
	W4 Highly decomposed	Can be broken by hand into smaller pieces Makes a dull sound when struck by a geological pick Does not slake when immersed in water Completely discoloured compared with fresh rock	Mixed ground
	W3 Moderately decomposed	Cannot usually be broken by hand; easily broken by a geological hammer Makes a dull or slight ringing sound when struck by a geological hammer Completely stained throughout	
	W2 Slightly decomposed	Not broken easily by a geological hammer Makes a ringing sound when struck by a geological hammer Fresh rock colours generally retained but stained near joint surfaces	Rockmass
	W1 Fresh	Not broken easily by a geological hammer Makes a ringing sound when struck by a geological hammer No visible signs of decomposition (i.e. no discolouration)	

## INDIVIDUAZIONE DELLE MODALITÀ DI SCAVO E DEGLI INTERVENTI

Si passa quindi all'importante fase delle scelte progettuali con particolare riguardo all'individuazione delle **modalità di scavo e degli interventi di miglioramento, rinforzo e stabilizzazione**. Con riferimento al primo aspetto, la principale problematica da affrontare è la scelta tra il metodo di scavo cosiddetto **tradizionale** (con **abbattimento mediante esplosivo e mezzi meccanici**) o **meccanizzato** (con uso di **macchine di scavo continuo ed integrale**). Con riferimento al secondo aspetto, si tratta invece di individuare gli interventi da adottare, in senso preventivo (se del caso), in anticipo allo scavo, o durante l'avanzamento, per il **miglioramento**, il **rinforzo** e la **stabilizzazione** del terreno. È questa la fase nella quale i processi di analisi e sintesi progettuale conducono alla scelta di una soluzione. Di norma, con il progetto definitivo saranno state pensate **diverse soluzioni tecniche alternative**; in sede di progettazione esecutiva si tratta di individuare la **soluzione ottimale**.

Con riferimento alla qualità della previsione progettuale, gli interventi esecutivi devono rispondere ai fenomeni fisico-meccanici che ci si attende (per ogni problema ci deve essere una soluzione tecnica, e viceversa) e devono essere dimensionati tramite metodi di calcolo, modelli e parametri messi a punto per il caso specifico. Poiché lo scavo in sottoterraneo implica una decompressione ed una variazione di volume del terreno intorno al cavo, si modificano, in alcuni casi drasticamente, le proprietà meccaniche originarie. L'ottimizzazione della soluzione progettuale consiste nel fare in modo che questo processo di distensione sia limitato, così che l'ammasso stesso possa contribuire, con una mobilitazione tensionale nota e controllata, alla stabilizzazione della cavità sotterranea. L'insieme ottimale degli interventi esecutivi deve condurre ad una condizione di interazione tra ammasso incassante e strutture di stabilizzazione per cui si abbia la scelta più economica che soddisfi però i requisiti funzionali dell'opera.

Come specificato dalla normativa vigente, l'elemento essenziale della progettazione degli interventi esecutivi è la precisa **definizione delle modalità esecutive (metodi e tempi) di posa in opera**. Le condizioni reali in sottoterraneo però sono difficilmente note a priori; questo si traduce nella necessità che vengano specificati, più che dei valori assoluti di riferimento, degli intervalli entro cui poter agire. In corso d'opera è da puntare l'attenzione non sulla quantità degli interventi esecutivi, ma piuttosto sulle modalità esecutive di intervento (tempi di posa in opera, cicli produttivi, ecc.) considerando attentamente se gli interventi eseguiti siano idonei e verificando che le quantità previste siano effettivamente necessarie.

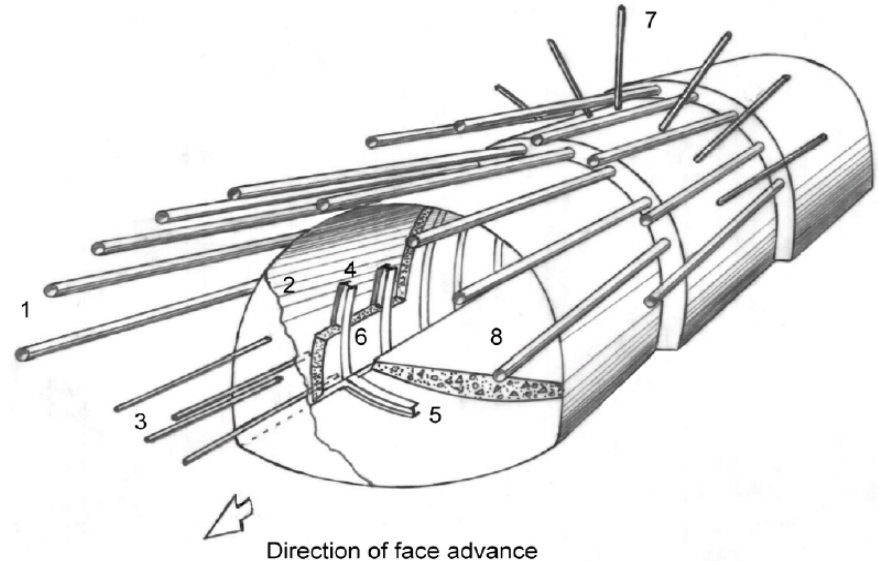
# INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO, RINFORZO E STABILIZZAZIONE

## INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO DEL TERRENO:

cambiano in volumi significativi i parametri geotecnici naturali di resistenza o deformabilità o permeabilità. Rientrano in questa categoria i trattamenti di miscelazione in sito (compreso il jet-grouting) con le quali si forza del materiale a penetrare un volume significativo di terreno/ammasso roccioso.

INTERVENTI DI RINFORZO DEL TERRENO: modificano la costituzione del terreno tramite l'aggiunta di elementi strutturali, in modo da pervenire ad un materiale composito dotato di migliori caratteristiche meccaniche. Rientrano in questa categoria tutti i sistemi di chiodatura radiale eseguiti successivamente alle operazioni di scavo, ma non troppo tardi o lontano dal fronte, preventivamente allo scavo (dall'esterno o dall'interno, oltre il fronte di scavo).

INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE/CONFINAMENTO DEL TERRENO: consistono nell'applicazione di azioni tese a ripristinare le condizioni tensionali preesistenti o nel prevenire e controllare lo sviluppo della risposta deformativa del terreno in seguito all'apertura del cavo. Rientrano in questa categoria i provvedimenti eseguiti in avanzamento, prima della fase di scavo e longitudinalmente all'asse della galleria (ombrelli di infilaggi, micropali, tubi cementati, ecc., barre in VTR, calcestruzzo proiettato sul fronte di scavo), nonché i sistemi che generano uno stato di coazione: i tiranti di ancoraggio (con elementi a trefolo e a barra), i bulloni di ancoraggio e simili, con i quali si applicano delle forze attive al profilo di scavo. Sono compresi tra questi interventi anche quelli drenanti eseguiti in senso sia longitudinale che radiale rispetto all'asse della galleria.

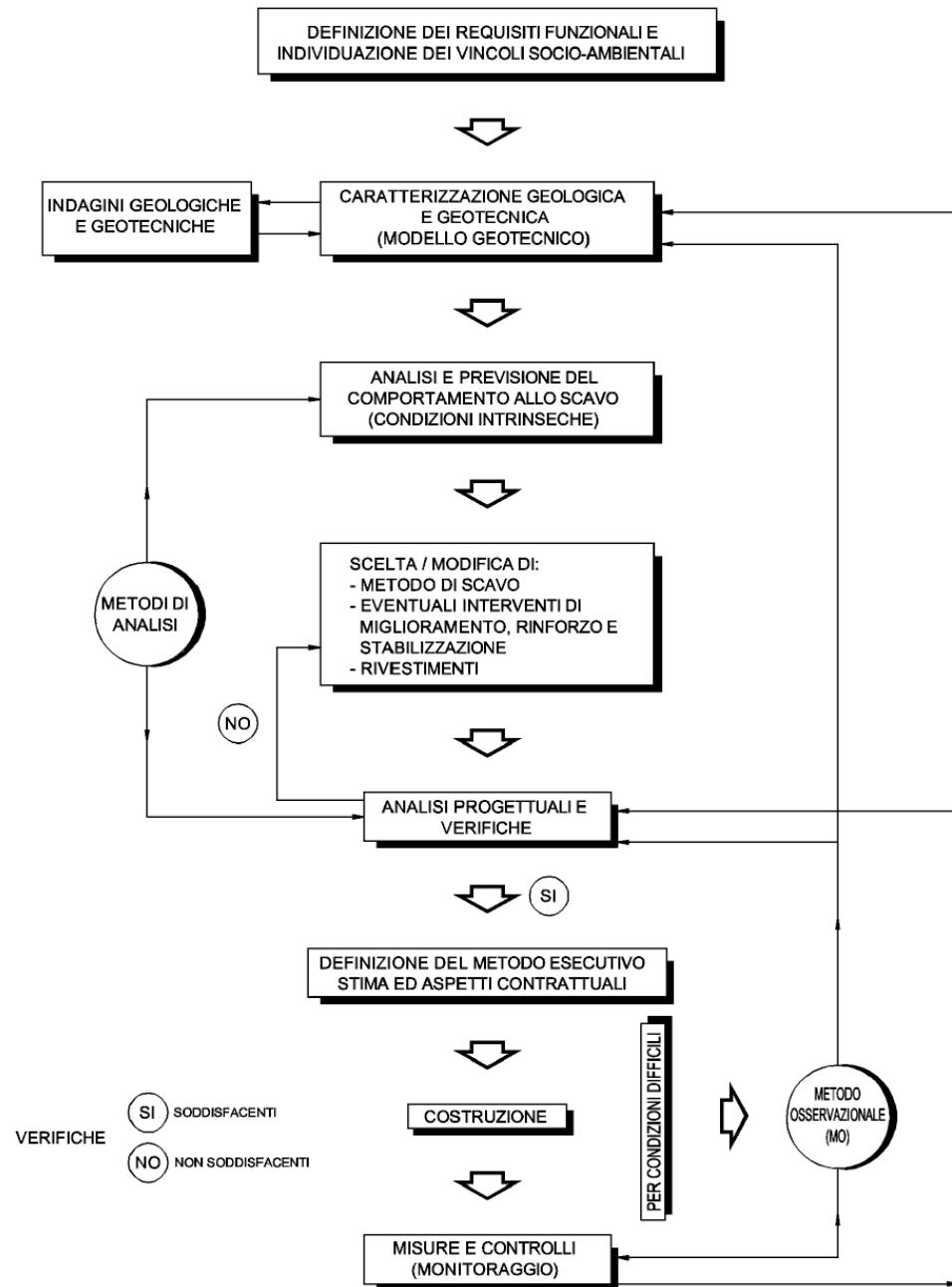


## ANALISI PROGETTUALI E VERIFICHE

Al fine di analizzare la **stabilità del cavo** ed il suo **comportamento deformativo** durante lo scavo ed in condizioni di esercizio, **tenendo conto dell'azione esercitata dagli interventi**, risulta necessario ricorrere ad analisi progettuali con metodi di diverso tipo (analitici in forma chiusa, semianalitici, numerici). Un passo importante è quello in cui i risultati dell'analisi sono confrontati con quelli delle misure e delle osservazioni in corso d'opera, secondo la logica anticipata ed illustrata nello schema di Figura dove si prevede, nel caso di situazioni estremamente complesse (le cosiddette condizioni difficili), il ricorso alla progettazione basata sul Metodo Osservazionale.

I criteri progettuali indicati in quanto segue sono volti all'esame delle seguenti situazioni in relazione alle caratteristiche dei terreni attraversati:

1. Il cavo, in condizioni naturali, cioè senza alcun intervento significativo, raggiunge una situazione di equilibrio in tempi compatibili con la costruzione. Il rivestimento definitivo, di fatto, non risulta sollecitato in modo importante né a breve né a lungo termine, indipendentemente dalla geometria e dagli spessori adottati.
2. Il cavo, in condizioni naturali, non raggiunge una situazione di completo equilibrio nei tempi di costruzione, ovvero la raggiunge coinvolgendo una zona plastica estesa. Il rivestimento definitivo, che dovrà allora essere posto in opera in tempi determinati, è soggetto ad un carico che dipende dalla tipologia degli interventi, dal metodo di scavo e dai fenomeni di interazione terreno/struttura, anche a lungo termine.
3. Il cavo, in condizioni naturali, evolve verso una situazione di totale collasso. Gli interventi devono allora essere progettati in maniera strettamente correlata sia come tipologia e intensità, sia come tempistica, al fine di minimizzare le sollecitazioni a lungo termine agenti nel rivestimento definitivo.





Nel valutare lo strumento di calcolo più idoneo da utilizzare per la progettazione deve essere considerato che:

- poiché tutte le fasi progettuali devono essere viste in un contesto unitario, le analisi devono avere un grado di raffinatezza commisurato a quello adottato per la fase di caratterizzazione del sito;
- In caso di forte dispersione dei dati delle indagini è opportuno procedere ad analisi di tipo parametrico piuttosto che ad un'unica analisi deterministica per valutare l'effettivo fattore di sicurezza;
- è utile eseguire più simulazioni per verificare il peso di alcuni parametri caratteristici conosciuti con minore precisione.

Obiettivo determinante dell'analisi progettuale è giungere alla previsione delle condizioni di stabilità e del **comportamento deformativo della galleria** in presenza degli interventi. Questa previsione si esemplifica nella quantificazione dei seguenti parametri fondamentali:

- **luce libera di scavo**, intesa come massima lunghezza di scavo non sostenuta
- **convergenza totale del cavo** ed in particolare del rapporto tra la stessa convergenza e la dimensione equivalente della galleria
- **gradiente di deformazione**, inteso come convergenza della galleria nell'unità di tempo
- **stabilità del fronte di scavo**, in relazione allo sviluppo dei possibili fenomeni di instabilità per estrusione o scivolamento lungo superfici di geometria più o meno complessa.

Per **convergenza totale del cavo** si intende la convergenza diametrale valutata considerando come zero la misura effettuata su capisaldi (installati in modo solidale con il terreno o posti sul rivestimento di prima fase previsto dalla classe di appartenenza), che si trovano ad una distanza dal fronte non superiore a 100 cm, fino al momento del getto del rivestimento definitivo.

Il Progettista, sulla base dei risultati delle indagini geologiche e geotecniche, dovrà, in sede di progetto definitivo, valutare le più idonee metodologie di scavo mediante analisi di tempi, costi e rischi. In sede di progetto esecutivo, il Progettista stesso, sulla base delle condizioni dei terreni, e tenuto conto delle incertezze di tipo geologico e geotecnico, e dei vincoli esterni, dovrà scegliere tra **tecniche di scavo tradizionale ovvero meccanizzato**, indicando, in quest'ultimo caso, il tipo di macchina più adatto e le relative potenzialità di scavo, nonché le tempistiche e le specifiche costruttive.

## CLASSI DI SCAVO - METODO DI SCAVO TRADIZIONALE

Ove si intenda ricorrere al **metodo di scavo tradizionale** (intendendo per tradizionale il metodo di scavo con esplosivo o con mezzo meccanico ed attacco puntuale / escavatore, martellone, fresa puntuale), senza l'impiego di macchine di scavo continuo ed integrale, verrà fatto esplicito riferimento alle seguenti **classi di scavo**

### Parametri Indicativi

Classe	Descrizione qualitativa	Luce libera di scavo (sfondo)	Convergenza totale del cavo	Gradiente di deformazione	Condizioni del fronte
I	Ammasso roccioso <u>continuo</u> , a comportamento prevalentemente elastico, con lievi o nulli fenomeni di instabilità di blocchi	Considerevole ≥3 m	Millimetrica	≤0.5 mm/d (Entro la prima settimana dallo scavo)	Stabile
II	Ammasso roccioso <u>discontinuo</u> , da debolmente a mediamente fratturato, in presenza di coperture medio-basse, per cui lo sforzo indotto è di entità limitata e la roccia intorno allo scavo rimane in condizioni pressoché elastiche	2-3 m	Millimetrica	≤0.5 mm/d (Entro la prima settimana dallo scavo)	Globalmente stabile
III	Ammasso roccioso <u>discontinuo</u> , in presenza di alte coperture, per cui lo stato di sforzo indotto nell'intorno del cavo è tale da creare una fascia plastica significativa, comunque di estensione non superiore al raggio della galleria	<2 m	$\frac{D}{100} - \frac{D}{200}$	≤0.5 mm/d (Entro 4 settimane dallo scavo)	Globalmente stabile
IV	Terreno <u>continuo o assimilabile</u> (per lo stato di fratturazione) <u>ad un mezzo continuo</u> . Lo stato di sforzo indotto nell'intorno del cavo è tale da creare una fascia plastica di estensione superiore al raggio della galleria	1-2 m	$\frac{D}{100} - \frac{D}{50}$	≤0.5 mm/d (Entro 6 settimane dallo scavo)	Localmente instabile, può richiedere interventi limitati di stabilizzazione
Va	<u>Condizioni difficili</u> , caratterizzate dalla presenza di terreni e ammassi rocciosi <u>spingenti</u> e/o <u>rigonfianti</u>	<1 m	$> \frac{D}{50}$	Non definibile	instabile e tale da richiedere interventi preventivi di confinamento
Vb	<u>Condizioni difficili</u> , caratterizzate dalla presenza di <u>terreni sciolti</u> , <u>non coesivi</u> , <u>instabili a breve termine</u>	Si veda la nuova classe di appartenenza (compresa tra la classe I e la classe IV), tenuto conto degli interventi adottati			

D = diametro equivalente dello scavo.

**Metodo di scavo tradizionale: definizione delle classi di scavo e parametri indicativi**

**CLASSE I:** ammasso roccioso continuo, a comportamento prevalentemente elastico, con lievi o nulli fenomeni di instabilità locale di blocchi.

Lo scavo avviene con esplosivo o con mezzi meccanici, con **luce libera di scavo (sfondo)** considerevole (maggiore o uguale a 3 m), ricorrendo a interventi di tipo precauzionale quali: bullonatura puntuale, betoncino proiettato di spessore dell'ordine di 5 cm. In tali condizioni la **convergenza totale del cavo** rimane di ordine millimetrico ed il **gradiente di deformazione**, entro la prima settimana dallo scavo, è inferiore a 0,5 mm/d, e **il fronte di scavo è stabile**.

Il rivestimento definitivo può essere gettato a qualunque distanza dal fronte.

**CLASSE II:** ammasso roccioso discontinuo, da debolmente a mediamente fratturato, in presenza di coperture medio-basse, per cui lo stato di sforzo indotto è di entità limitata e la roccia intorno allo scavo rimane in condizioni pressoché elastiche.

Lo scavo avviene con esplosivo o con mezzi meccanici, con **luce libera di scavo (sfondo)** non inferiore a 2 m; gli interventi necessari, da porre in opera immediatamente dopo l'apertura del cavo, consistono in bullonatura puntuale, betoncino proiettato di spessore dell'ordine di 5 cm.

In tali condizioni, la **convergenza totale del cavo** rimane di ordine millimetrico, il **gradiente di deformazione**, entro la prima settimana dallo scavo, è inferiore a 0,5 mm/d, e **il fronte di scavo si presenta stabile**.

Il rivestimento definitivo può essere gettato in opera a qualunque distanza dal fronte.

**CLASSE III:** ammasso roccioso discontinuo, in presenza di alte coperture, per cui lo stato di sforzo indotto nell'intorno del cavo è tale da creare una fascia plastica significativa, comunque di estensione non superiore al raggio di scavo.

Lo scavo avviene principalmente con mezzi meccanici o con esplosivo, con **luce libera di scavo (sfondo)** inferiore a 2 m; risulta necessario ricorrere a centinatura medio-pesante, anche di tipo deformabile, ed alla posa di betoncino proiettato armato con fibre o con rete; gli interventi di confinamento sul contorno, in genere necessari, consistono in chiodatura sistematica mediante barre cementate od elementi ad attrito.

In tali condizioni i valori massimi di **convergenza**, prima del getto del rivestimento definitivo (equivalente alla **convergenza totale o quasi del cavo**), sono compresi tra 1/100 e 1/200 del diametro equivalente del cavo ed il **gradiente di deformazione** rimane inferiore a 0.5 mm/d dopo 4 settimane dallo scavo. Il **fronte rimane globalmente stabile e comunque non determinante sulla scelta del metodo di scavo**.

Il getto del rivestimento definitivo avviene quando si sia raggiunto un gradiente di deformazione non superiore a 0,5 mm/d e comunque decrescente nell'ultima settimana prima del getto.

**CLASSE IV:** terreno continuo o assimilabile (per lo stato di fratturazione) ad un mezzo continuo. Lo stato di sforzo indotto nell'intorno del cavo, dopo l'apertura della sezione di scavo, è tale da creare una fascia plastica di estensione superiore al raggio della galleria. Lo scavo avviene principalmente con mezzi meccanici (principalmente escavatore) ricorrendo, nelle zone maggiormente lapidee, a martellone od a locali cariche di esplosivo; lo **sfondo** risulta compreso tra 1 e 2 m; è necessario ricorrere a centinatura medio-pesante ed a betoncino proiettato armato con fibre o con rete.

In tali condizioni la **convergenza totale del cavo** è generalmente compresa tra 1/100 e 1/50 il diametro equivalente dello scavo ed il **gradiente di deformazione**, inferiore a 0.5 mm/d, che viene generalmente raggiunto in tempi più lunghi rispetto a quelli indicati per la classe III. **In presenza di ammassi lapidei il fronte è mediamente stabile; in terreni argillosi i fenomeni di estrusione al fronte hanno entità limitata.**

Il getto del rivestimento definitivo avviene ove si sia raggiunto un gradiente di deformazione non superiore a 0.5 mm/d nell'ultima settimana prima del getto.

**CLASSE Va: condizioni difficili**, caratterizzate dalla presenza di terreni e ammassi rocciosi **spingenti** e/o **rigonfianti**. Il comportamento **spingente** si manifesta con grandi deformazioni (convergenze) dipendenti dal tempo e concomitante sviluppo di zone plastiche intorno al cavo aventi estensione superiore al diametro dello scavo; la **convergenza totale del cavo** diventa superiore a 1/50 il diametro equivalente della galleria. Il comportamento **rigonfiante** si manifesta in rocce il cui contenuto mineralogico è tale da causare cambiamenti fisico-chimici in presenza d'acqua, che avvengono con aumento di volume. Nel caso più frequente in cui si abbia la presenza di minerali argillosi espansivi (smectite, illite, montmorillonite) il rigonfiamento risulta associato ad una percentuale di questi minerali superiore al 25% sul totale o superiore al 50% sulla frazione minore di 2 µm.

Lo scavo avviene con mezzi meccanici e luce libera molto limitata; sono necessari interventi preventivi di confinamento del fronte e delle pareti di scavo; a seguito dell'apertura del cavo si rende necessario ricorrere alla posa in opera di centinatura medio-pesante, eventualmente del tipo deformabile ed estesa all'arco rovescio, con bentoncino proiettato armato. Qualora si adotti lo scavo a piena sezione, la posa del rivestimento definitivo avviene iniziando dall'arco rovescio, a ridosso del fronte ed in unica fase con la muretta. Entrambi questi elementi strutturali sono armati e l'arco rovescio è in particolare dotato di accentuata curvatura. Il completamento del rivestimento definitivo (piedritti e calotta) avviene a distanza dal fronte tale da riscontrare un **gradiente di convergenza** non superiore a 1 mm/d misurato alle reni.

**CLASSE Vb: condizioni difficili**, caratterizzate dalla presenza di **terreni sciolti** (sabbie, cataclasi totalmente incoerenti, terreni sciolti in presenza di forte battente idraulico, ecc), **non coesivi, instabili a breve termine**. È necessario il ricorso a interventi preventivi di miglioramento, che comportano la modificazione della costituzione e delle caratteristiche meccaniche del terreno. **In ragione delle proprietà fisico-meccaniche dei terreni raggiunte a seguito degli stessi interventi dovrà essere indicata la nuova classe di appartenenza, comunque compresa tra la classe I e la classe IV.**

## CLASSI DI SCAVO - METODO DI SCAVO MECCANIZZATO

Ove si intenda invece ricorrere al **metodo di scavo meccanizzato**, verrà fatto riferimento alle seguenti **classi di scavo**, per le quali si intende che vengano utilizzate frese ad attacco integrale e continuo per terreni lapidei (generalmente del tipo: TBM aperte, TBM monoscudo, TBM doppio scudo):

**CLASSE MI:** ammasso roccioso continuo, a comportamento prevalentemente elastico, con lievi o nulli fenomeni di instabilità locale di blocchi.

Lo scavo avviene con continuità di avanzamento della macchina, senza significative interruzioni nel ciclo di lavoro, in quanto gli eventuali interventi hanno carattere locale; essi possono consistere in: bullonatura puntuale, betoncino proiettato di piccolo spessore ( $\leq 5$  cm), occasionali centine leggere.

**CLASSE MII:** ammasso roccioso discontinuo, da debolmente a mediamente fratturato, in presenza di coperture medio-basse, per cui lo stato di sforzo indotto è di entità limitata e la roccia intorno allo scavo rimane in condizioni pressoché elastiche. Lo scavo avviene con continuità di avanzamento della macchina senza particolari impedimenti nel ciclo di lavoro, anche se gli interventi, dello stesso tipo di quelli indicati per la classe I, possono ora diventare sistematici.

**CLASSE MIII:** ammasso roccioso discontinuo, in presenza di alte coperture, per cui lo stato di sforzo indotto nell'intorno del cavo è tale da creare una fascia plastica significativa, comunque di estensione non superiore al raggio della galleria.

Gli interventi sono dello stesso tipo di quelli prima indicati per la classe III e saranno posti in opera in modo sistematico, via via che avverrà l'avanzamento della macchina di scavo; essi possono comportare un rallentamento significativo del ciclo di lavoro.

Restando inteso che per i terreni che appartengono alla classe di scavo Va (secondo quanto riportato al precedente punto, si tratta di terreni e ammassi rocciosi spingenti e/o rigonfianti) lo scavo dovrà di norma avvenire solo con metodo tradizionale, vengono definite le seguenti ulteriori classi (**CLASSI DI SCAVO T**), ove è previsto che si mettano in opera, in modo continuo, i **conci prefabbricati**:

**CLASSE TIV:** terreno continuo o assimilabile (per lo stato di fratturazione) ad un mezzo continuo. Lo stato di sforzo indotto nell'intorno del cavo, dopo l'apertura della sezione di scavo, è tale da creare una fascia plastica anche superiore al raggio della galleria. Verranno di norma impiegate frese scudate, monoscudo o doppio scudo e, se del caso, frese del tipo collapsabile, ove si prevedano convergenze significative.

**CLASSE TV:** terreni sciolti non coesivi, instabili a breve termine (es. terreni costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie; terreni costituiti prevalentemente da limi argillosi localmente intercalati da lenti e livelli di sabbie, sabbie limose; anche in presenza di battente idraulico, ecc.), per i quali si preveda l'impiego di uno scudo con stabilizzazione del fronte di scavo mediante pressione di aria o di fanghi, o pressione di terra bilanciata.

## CONTROLLI E MISURE

A completamento della progettazione si ha la definizione del programma di **controlli e misure**, intesi sia come **controllo di qualità** (cioè verifica dell'aderenza tra procedure seguite e materiali utilizzati e specifiche tecniche) sia come **osservazioni e misure** da eseguire durante la costruzione e successivamente, ad opera ultimata (cioè al fine di conoscere l'effettiva risposta tensio-deformativa del cavo e poter verificare la corrispondenza con la previsione progettuale in precedenza formulata).

Lo scopo specifico è tra l'altro quello di giungere alla quantificazione delle seguenti grandezze caratteristiche, stimate in precedenza in base alle analisi progettuali:

- **luce libera di scavo**
- **convergenza totale del cavo**
- **gradiente di deformazione**
- **condizioni di stabilità del fronte di scavo.**

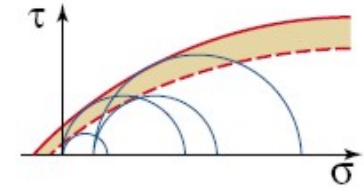
Saranno i valori numerici ottenuti e le osservazioni fatte durante lo scavo a definire la corrispondenza o meno con le previsioni progettuali ed i limiti ammissibili anticipati. Ciò dovrà consentire anche di confermare o affinare i parametri posti alla base della caratterizzazione geologica e geotecnica e delle scelte progettuali.

Nei casi particolari in cui la **progettazione prevede il ricorso al Metodo Osservazionale, nelle situazioni geologiche e geotecniche estremamente complesse (le cosiddette condizioni difficili)**, lo scopo dei controlli e delle misure è quello di accertare, in corso d'opera, se per la soluzione esecutiva prescelta ed applicata siano raggiunti i **limiti ammissibili delle grandezze caratteristiche misurate**, così da poter **adottare tempestivamente una delle soluzioni alternative proposte** dal progetto esecutivo.

# CRITERI DI PROGETTAZIONE DELLE GALLERIE

Survey phase

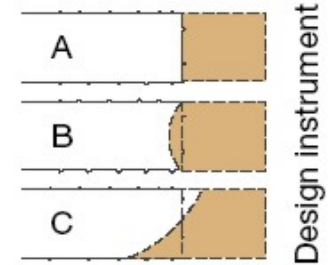
**Characterisation of the medium**  
in terms of the rock and soil mechanics



Diagnosis phase

**Determination of the behaviour categories (A,B,C)**

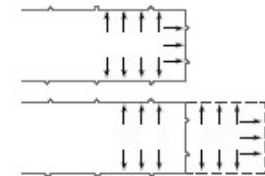
based on predictions of the stability of the core ahead of the face using mathematical methods



Therapy phase

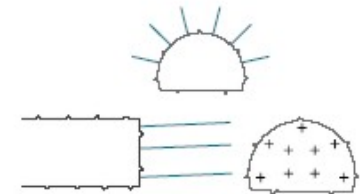
**Choice of confinement and/or preconfinement action to be exerted**

according to the behaviour category (A,B,C)

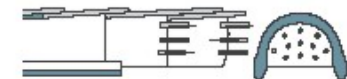


**Choice of confinement and/or preconfinement technologies**

based on recent technological developments

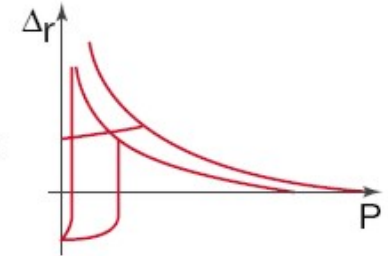


**Composition of typical sections**  
(longitudinal and cross sections)





**Design and analysis of typical sections**  
 in terms of convergence-confinement, extrusion-confinement  
 and extrusion-preconfinement



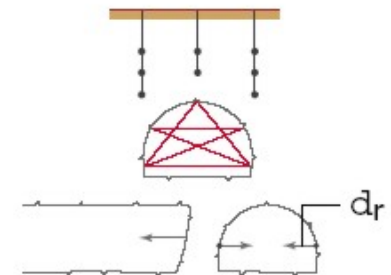
**Operational phase**

**Implementation of stabilisation methods**  
 in terms of confinement and/or preconfinement



**Monitoring phase**

**Checking the accuracy of the predictions made during the diagnosis and therapy phases**  
 by interpreting deformation phenomena as the response of the medium to the advance of the tunnel



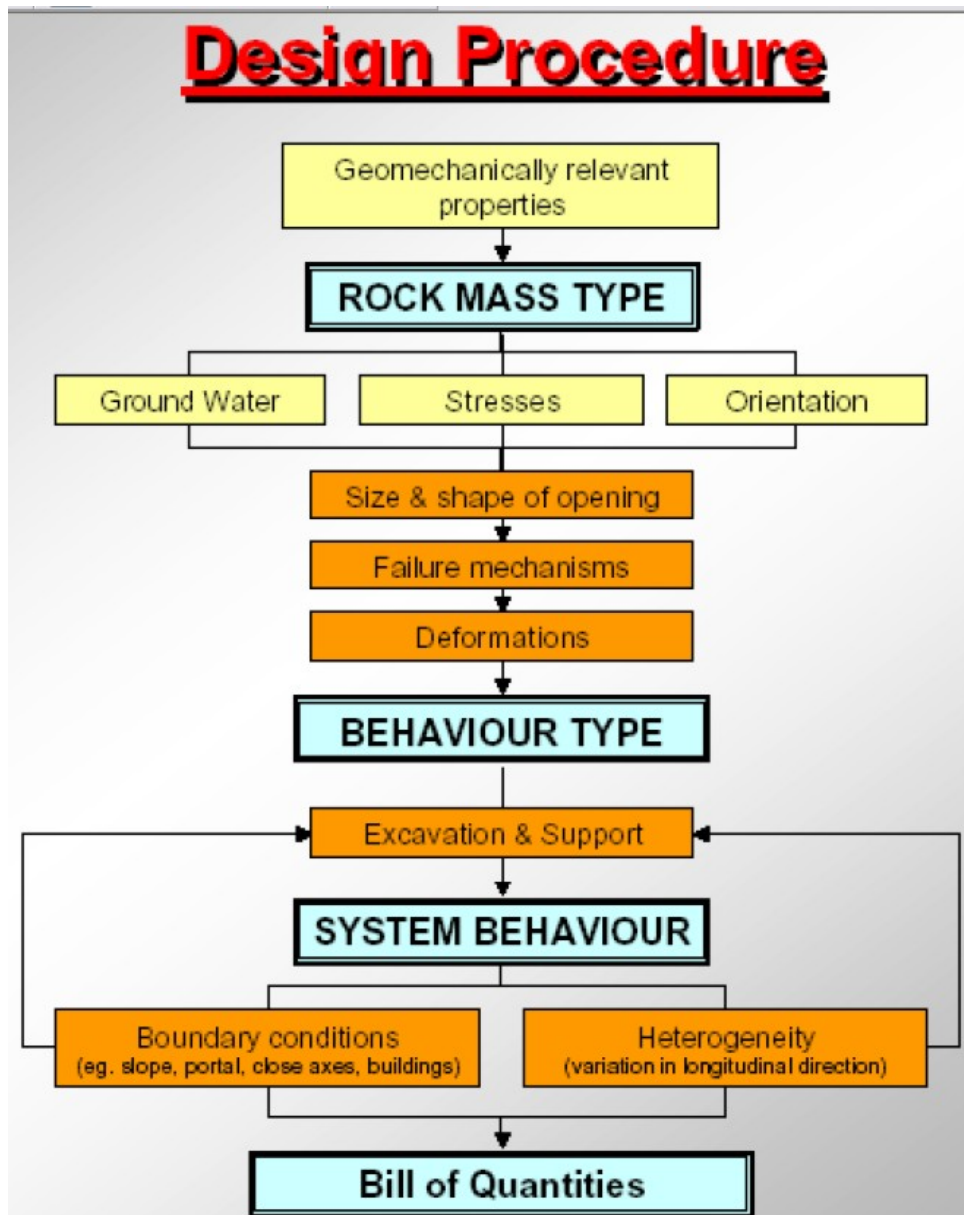
**Final design adjustments**  
 by balancing action between the face and the cavity



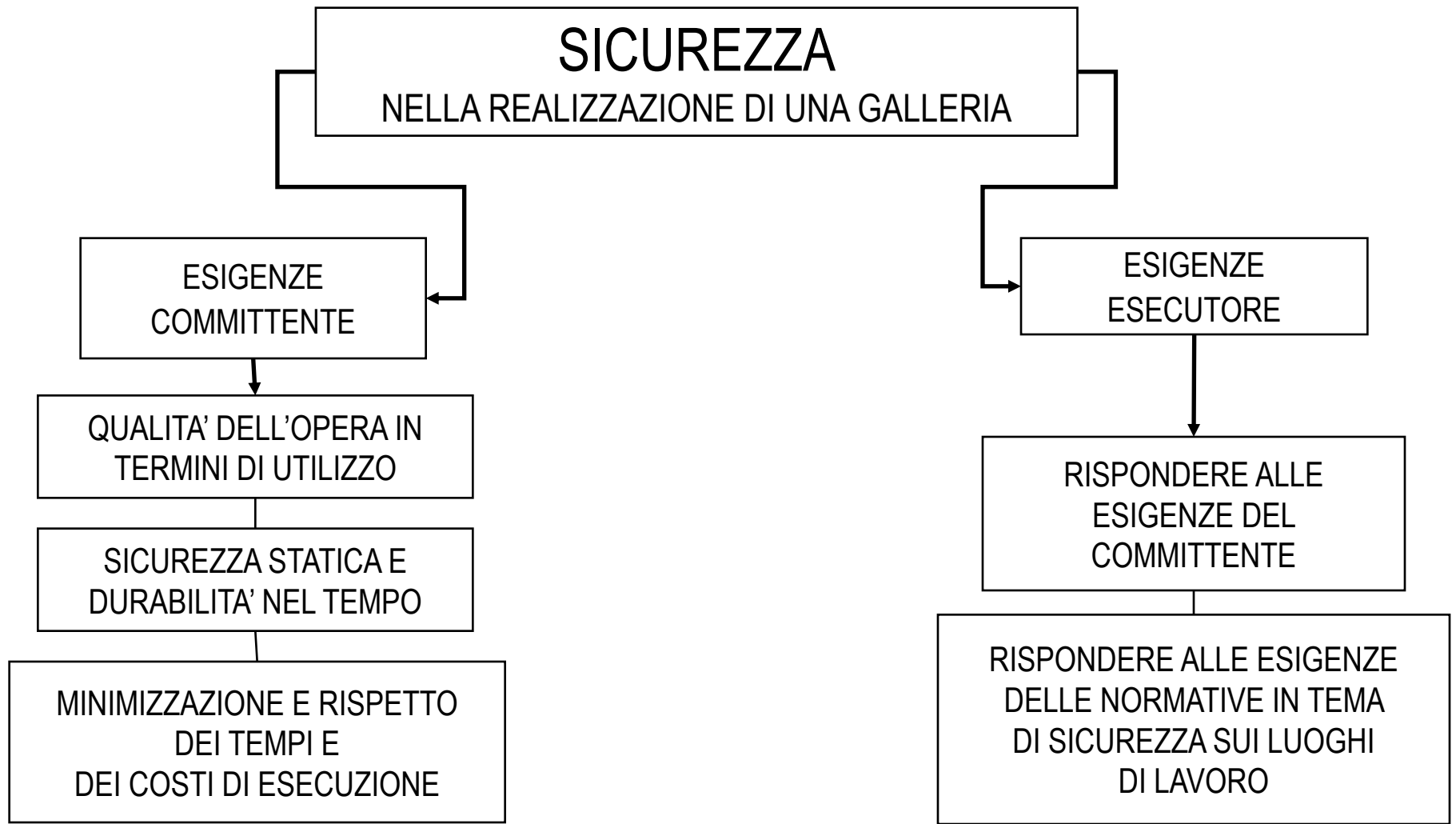
**Monitoring the safety of the tunnel during its working life**



# SCHEMA LOGICO DELLA PROGETTAZIONE DI UNA GALLERIA



Da Martin (2002)



**Il progetto deve pertanto adottare una metodologia in grado di poter affrontare in sicurezza le possibili situazioni che si possono incontrare durante la fase di realizzazione e definire in maniera più precisa possibile i tempi e i costi di realizzazione dell'opera**

# ELEMENTI ESSENZIALI NELLA PROGETTAZIONE DI UNA GALLERIA

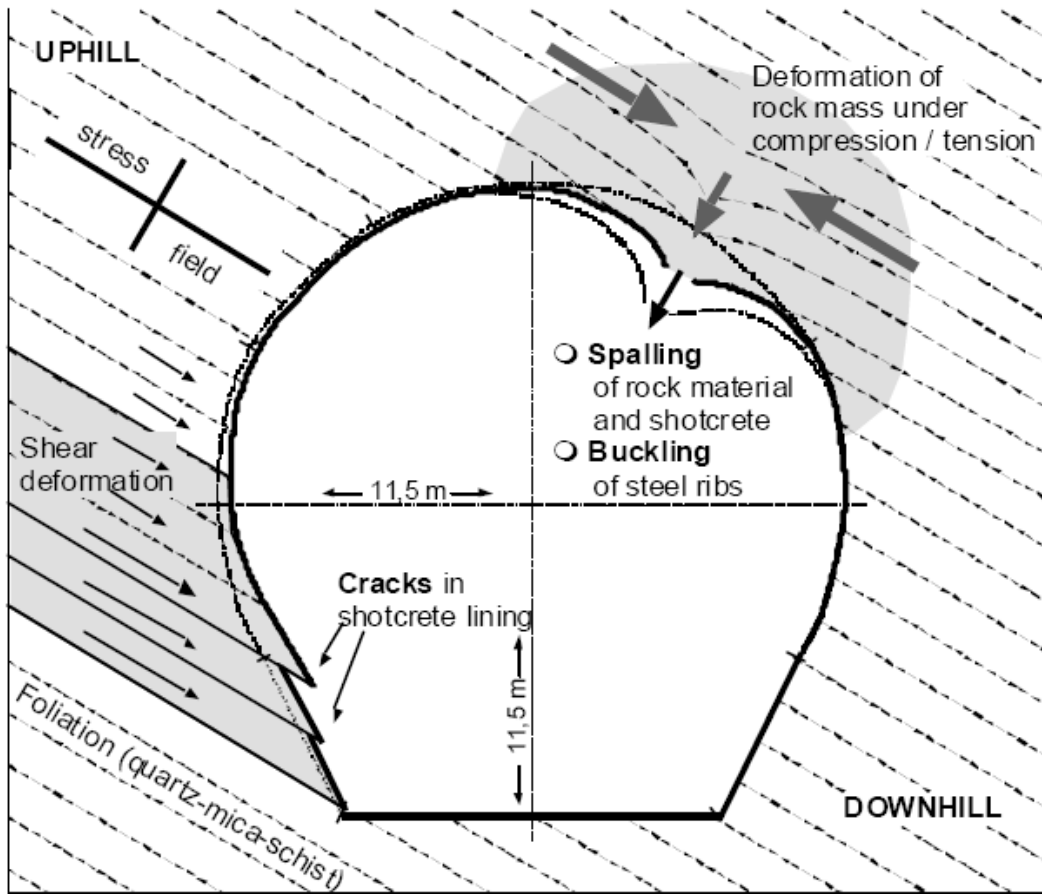
Legati all'ambiente  
entro cui si sviluppa l'opera

1. Ubicazione della cavità: morfologia del terreno, copertura, opere preesistenti
2. Stato tensionale originale: intensità, orientazione
3. Livello della falda
4. Caratteristiche geotecniche: parametri, omogeneità, anisotropia

Legati alla tipologia  
dell'intervento ingegneristico

1. Sezione dell'opera, variazioni geometriche, carichi interni
2. Procedimento costruttivo
3. Stabilizzazione e/o trattamento preventivo del terreno
4. Comportamento dell'opera ed esigenze a breve, medio e lungo termine: manutenzione, riparazione, invecchiamento dei materiali

Molti fattori sono connessi fra di loro, in particolare, occorre rammentare che le **caratteristiche geotecniche del terreno possono essere modificate da interventi costruttivi** come: iniezioni, drenaggi, ancoraggi, sostituzione di materiali.



SCOPO DELL'ANALISI DI UNA GALLERIA

DEFINIRE LO STATO DI SOLLECITAZIONE  
NEL RIVESTIMENTO  
DI PRIMA FASE E DEFINITIVO

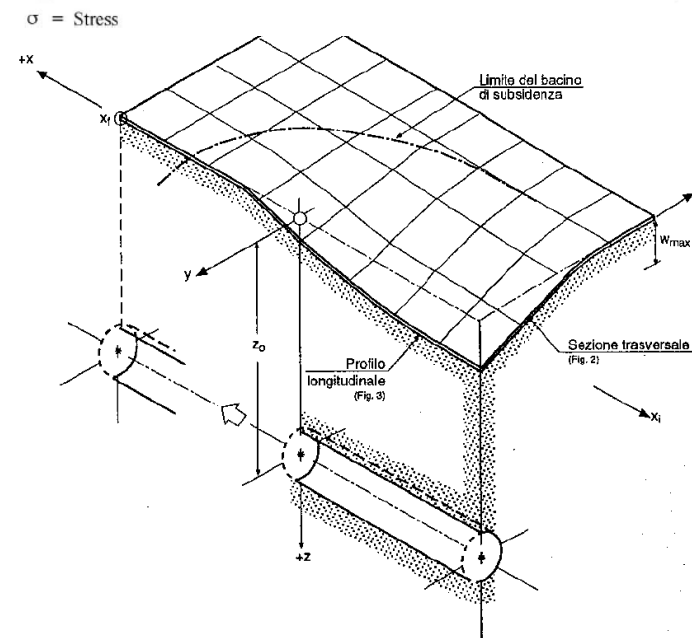
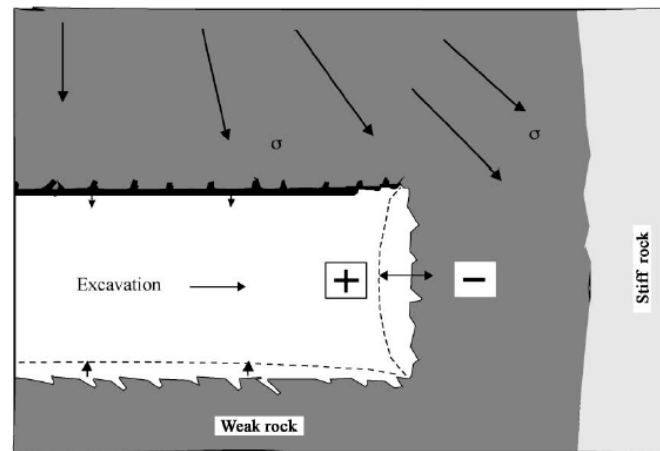
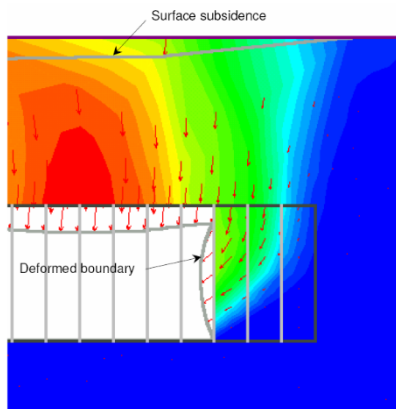
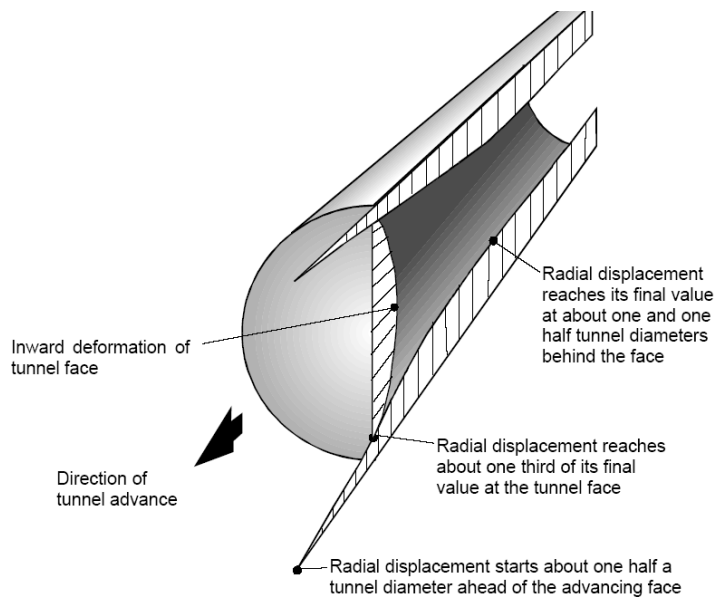
DEFINIRE IL MARGINE DI SICUREZZA  
RISPETTO AL COLLASSO ED IL QUADRO  
DEFORMATIVO PROVOCATO DALLA  
GALLERIA

CONDIZIONI DEFORMATIVE IN ROCCIA METAMORFICA CARATTERIZZATA  
DA ELEVATO GRADO DI ANISOTROPIA (THURO,2001)

## L'ANALISI STATICA DELLE GALLERIE SI DISTINGUE PER UNA SERIE DI ASPETTI

1. INCERTEZZA DEI DATI GEOLOGICO – GEOTECNICI
2. COMPLESSITÀ DEI MATERIALI E DELLE LEGGI COSTRUTTIVE IN UN AMBIENTE DI CARICO (O DI SCARICO), COME QUELLO DEL FRONTE DI AVANZAMENTO DI UNA GALLERIA, FORTEMENTE TRANSITORIO
3. CARICHI NON PREDETERMINATI MA DEFINITI DAL METODO DI COSTRUZIONE
4. SISTEMA TRIDIMENSIONALE ALTAMENTE IPERSTATICO, SOGGETTO A DEFORMAZIONI NON LINEARI
5. STRUTTURA PORTANTE CHE SI CARICA MAN MANO CHE AVANZANO I LAVORI
6. PASSAGGIO PROGRESSIVO DA COSTRUZIONE A OPERA DEFINITIVA
7. RESISTENZA STRUTTURALE VARIABILE NEL TEMPO
8. STATO TENSIONALE VARIABILE NEL TEMPO E DIPENDENTE DAL METODO COSTRUTTIVO
9. INCERTEZZA NELLA DEFINIZIONE DEL GRADO DI SICUREZZA

# EFFETTI DEFORMATIVI TRIDIMENSIONALI LEGATI ALLO SCAVO DELLA GALLERIA



# PRINCIPALI DIFFICOLTÀ DEL PROGETTISTA

INCERTEZZA LEGATA ALLE DIFFICOLTÀ TECNOLOGICHE ED ECONOMICHE NELL'INDAGARE L'AMMASSO ROCCIOSO

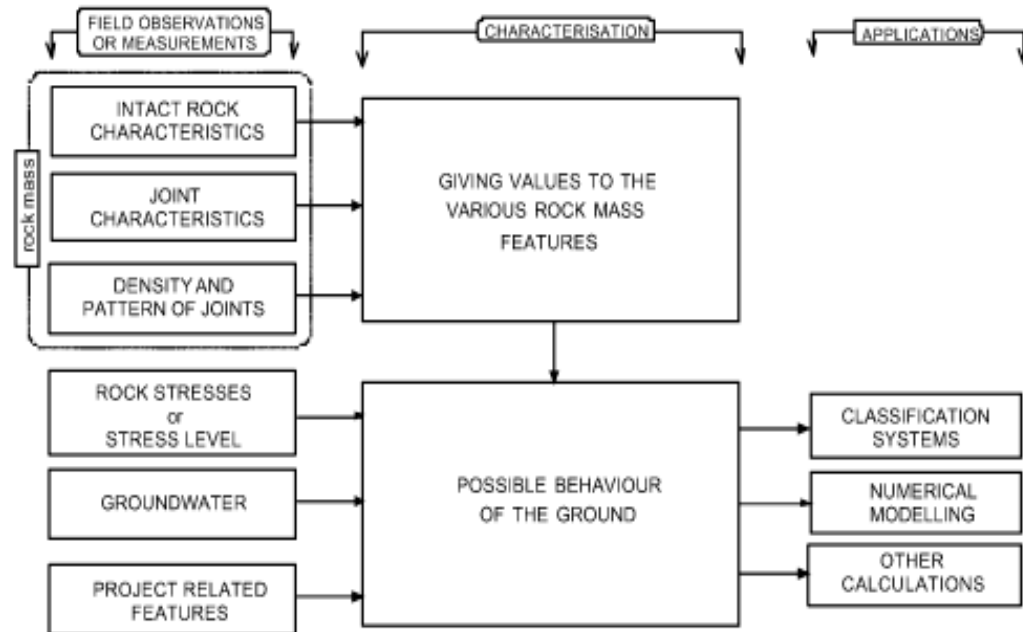
INCERTEZZA DEL MEZZO IN CUI VA AD OPERARE DOVUTO A:

1. ETEROGENEITÀ STRUTTURALE

2. PRESENZA DI ACQUA E GAS

3. STATO TENSIONALE ORIGINARIO

“ROCK MASS”: ROCCIA INTEGRA PENETRATA DALLE DISCONTINUITÀ



“GROUND”: ROCCIA SOGGETTA ALLA SOLLECITAZIONE NATURALE E ALLE CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE DEL SITO

**IL PROGETTO PER OGNI TRATTA DI GALLERIA A COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO OMOGENEO DEVE INDICARE:**

1. SISTEMA DI ABBATTIMENTO DELLA ROCCIA DA IMPIEGARE
2. LE SEZIONI TIPO DA ADOPERARE PER ASSICURARE LA STABILITÀ DELLO SCAVO E LA LORO DISTRIBUZIONE SPAZIALE
3. VARIABILITÀ APPLICABILI PER CIASCUNA SEZIONE TIPO
4. TIPO ED ENTITÀ DELLA RISPOSTA DEFORMATIVA
5. SISTEMI, CADENZE E FASI DI SCAVO
6. TIPO DI MISURE DA ESEGUIRE IN CORSO D'OPERA PER VERIFICARE L'ATTENDIBILITÀ DELLE PREVISIONI PROGETTUALI
7. TEMPI E COSTI DI COSTRUZIONE PIÙ PROBABILI
8. GRADO DI RISCHIO



# GALLERIE

```
graph TD; A[GALLERIE] --> B[IN TERRENI SCIOLTI: POSTE A PROFONDITA' RIDOTTE]; A --> C[IN ROCCIA: SPESSO POSTE IN PROFONDITA']; B --> D[INTERESSANO AMMASSI CONTINUI]; B --> E[POSSIBILITA' DI EFFETTUARE INDAGINI DIRETTE SIA IN SITU CHE IN LABORATORIO CON BUON LIVELLO DI AFFIDABILITA' DERIVANDONE I PARAMETRI DI BASE NECESSARI ALLA PROGETTAZIONE (DEFORMABILITA' E RESISTENZA)]; C --> F[IL CARATTERE DISCONTINUO DELL'AMMASSO RENDE MENO SIGNIFICATIVA LA SPERIMENTAZIONE TRADIZIONALE SU SONDAGGI E CAMPIONI IN SCALA RIDOTTA CREANDO MAGGIORI INCOGNITE ED INCERTEZZE]; C --> G[COSTI ELEVATI PER LE INDAGINI DIRETTE IN GALLERIA];
```

**IN TERRENI SCIOLTI:** POSTE A PROFONDITA' RIDOTTE

INTERESSANO AMMASSI CONTINUI

POSSIBILITA' DI EFFETTUARE INDAGINI DIRETTE SIA IN SITU CHE IN LABORATORIO CON BUON LIVELLO DI AFFIDABILITA' DERIVANDONE I PARAMETRI DI BASE NECESSARI ALLA PROGETTAZIONE (DEFORMABILITA' E RESISTENZA)

**IN ROCCIA:** SPESSO POSTE IN PROFONDITA'

IL CARATTERE DISCONTINUO DELL'AMMASSO RENDE MENO SIGNIFICATIVA LA SPERIMENTAZIONE TRADIZIONALE SU SONDAGGI E CAMPIONI IN SCALA RIDOTTA CREANDO MAGGIORI INCOGNITE ED INCERTEZZE

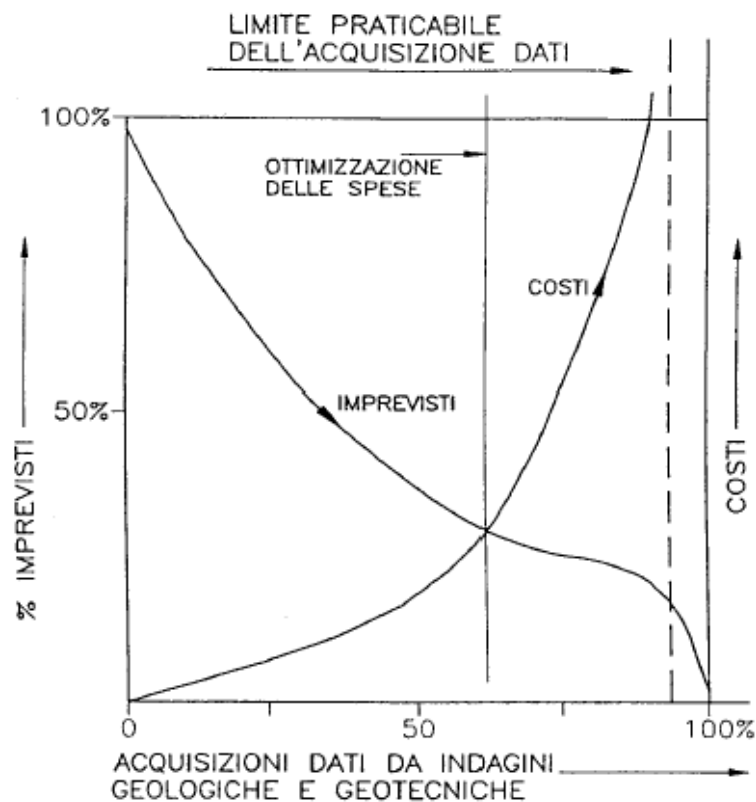
COSTI ELEVATI PER LE INDAGINI DIRETTE IN GALLERIA

## INFLUENZA DELL'APPROFONDIMENTO DELLE INDAGINI SUI LORO COSTI E SUGLI IMPREVISTI

IN FASE DI PROGETTAZIONE DELLE INDAGINI SI DEVE SAPERE CHE ESISTE UN LIMITE AL GRADO DI CONOSCENZA CHE PUÒ ESSERE RAGGIUNTO

PONENDO IN RELAZIONE I COSTI DELLE INDAGINI CON LA POSSIBILITÀ DI ACQUISIRE I DATI SI NOTA CHE COMUNQUE L'OTTIMO RIMANE LONTANO DAL 100% DAL LIMITE PRATICABILE DELL'ACQUISIZIONE DATI

NON SI GIUSTIFICA COMUNQUE CHE SI SCENDA AL DI SOTTO DI UNA SPESA MINIMA RAGIONEVOLE PER LE INDAGINI



# FASE CONOSCITIVA

```
graph TD; A[FASE CONOSCITIVA] --> B[1° FASE]; A --> C[2° FASE]; B --> D[CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO IN FASE DI PROGETTAZIONE]; D --> E[INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE]; C --> F[OSSERVAZIONE E INTERPRETAZIONE DEL COMPORTAMENTO DELLO SCAVO IN CORSO D'OPERA]; F --> G[ACQUISIRE DATI PER LA VERIFICA DELLE IPOTESI PROGETTUALI];
```

1° FASE

CARATTERIZZAZIONE  
GEOTECNICA DEL SITO IN  
FASE DI PROGETTAZIONE

INDAGINI GEOLOGICHE  
E GEOTECNICHE

2° FASE

OSSERVAZIONE E  
INTERPRETAZIONE DEL  
COMPORTAMENTO DELLO  
SCAVO IN CORSO D'OPERA

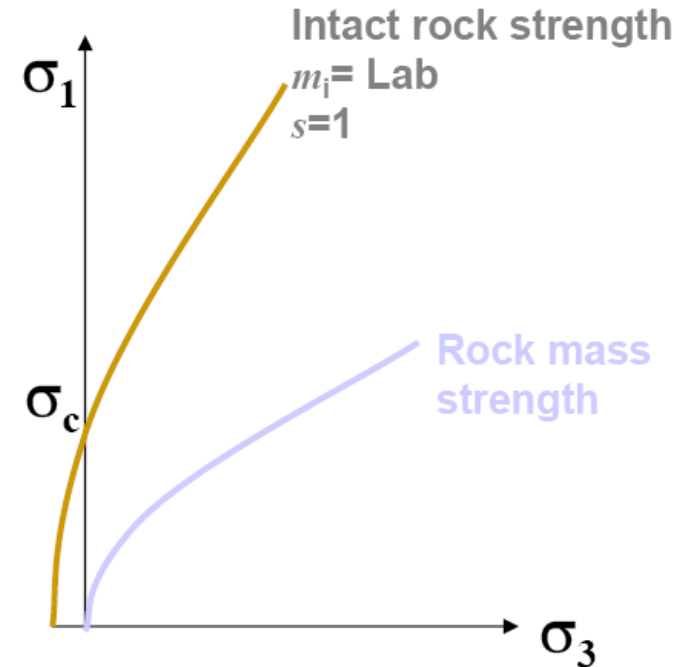
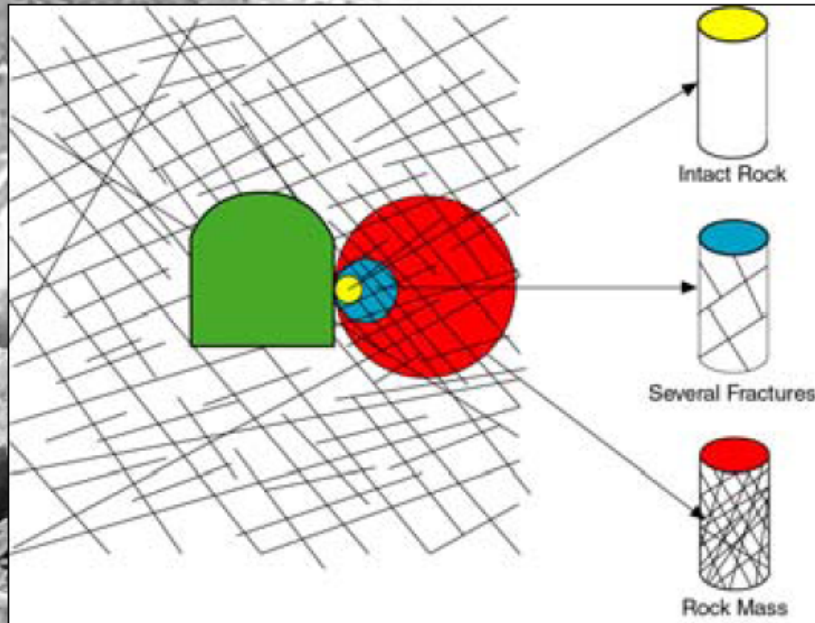
ACQUISIRE DATI PER LA  
VERIFICA DELLE IPOTESI  
PROGETTUALI

# Empirical-based design

## Hoek-Brown failure criterion

(developed for confined conditions around tunnels)

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$$

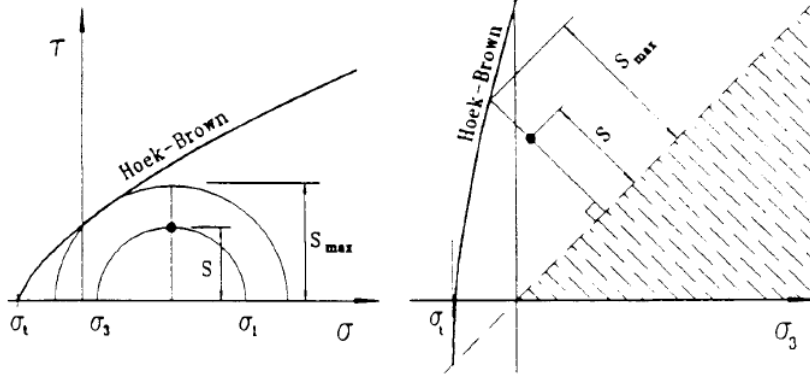


$m$  &  $s$  are derived from empirical charts that are related to rock mass quality RMR & Q

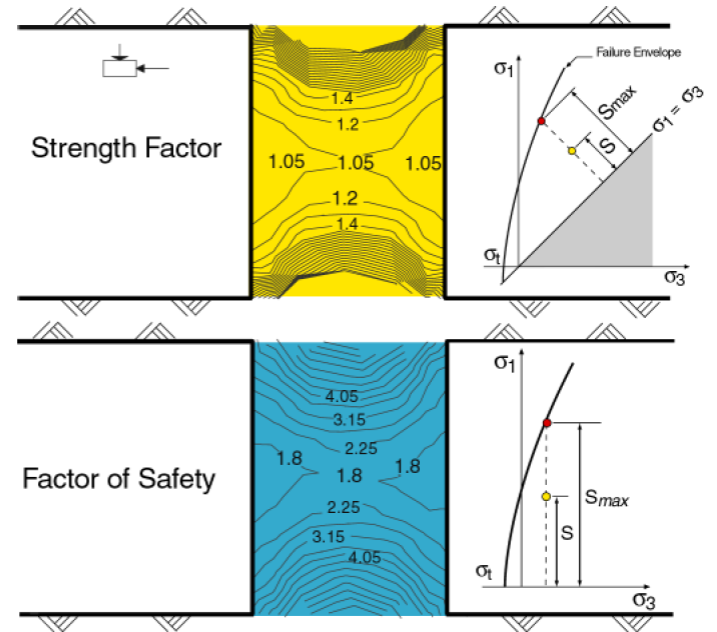
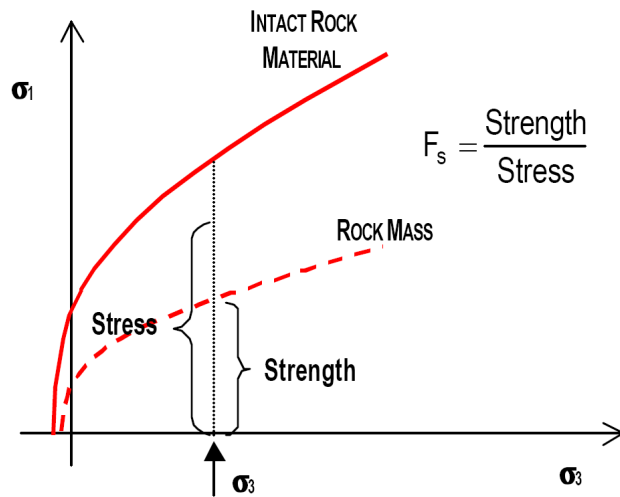


$m \sim$  Friction  
 $s \sim$  Cohesion

$$S.F. = \frac{S_{max}}{S}$$



## Strength Factor vs Factor of Safety



CONDIZIONI GEOMECCANICHE E TENSIONALI ORIGINARIE DI VARI AMMASSI ROCCIOSI

# Examples - Massive, Strong Rock

low stress



high stress



Da Kaiser (2002)

CONDIZIONI GEOMECCANICHE E TENSIONALI ORIGINARIE DI VARI AMMASSI ROCCIOSI

## Examples - Blocky, Fractured Rock

low stress



3 x 3m drift



high stress



3.5 x 3.5m drift



Da Kaiser (2002)

## Examples - Weak, Foliated Rock

low stress



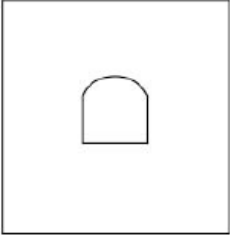
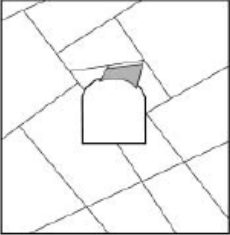
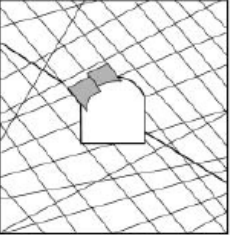
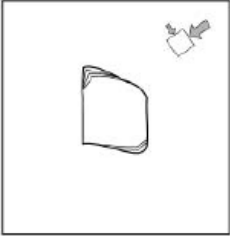
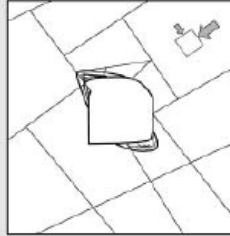
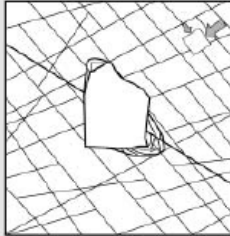

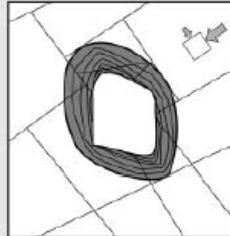
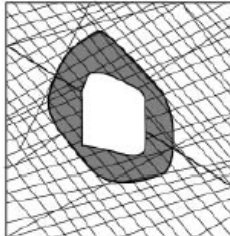
high stress



Da Kaiser (2002)



# MODALITA' DI COLLASSO DELLE GALLERIE IN ROCCIA

	Massive ( $RMR > 75$ )	Moderately Fractured ( $50 > RMR < 75$ )	Highly Fractured ( $RMR < 50$ )	
Low In-Situ Stress ( $\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$ )	 <p>Linear elastic response.</p>	 <p>Falling or sliding of blocks and wedges.</p>	 <p>Unravelling of blocks from the excavation surface.</p>	Low Mining-Induced Stress $\sigma_{max} / \sigma_c < 0.4 \pm 0.1$
Intermediate In-Situ Stress ( $0.15 > \sigma_1 / \sigma_c < 0.4$ )	 <p>Brittle failure adjacent to excavation boundary.</p>	 <p>Localized brittle failure of intact rock and movement of blocks.</p>	 <p>Localized brittle failure of intact rock and unraveling along discontinuities.</p>	Intermediate Induced Stress $0.4 \pm 0.1 < \sigma_{max} / \sigma_c < 1.15 \pm 0.1$
High In-Situ Stress ( $\sigma_1 / \sigma_c > 0.4$ )	 <p>Brittle failure around the excavation.</p>	 <p>Brittle failure of intact rock around the excavation and movement of blocks.</p>	 <p>Squeezing and swelling rocks. Elastic/plastic continuum.</p>	High Mining-Induced Stress $\sigma_{max} / \sigma_c > 1.15 \pm 0.1$

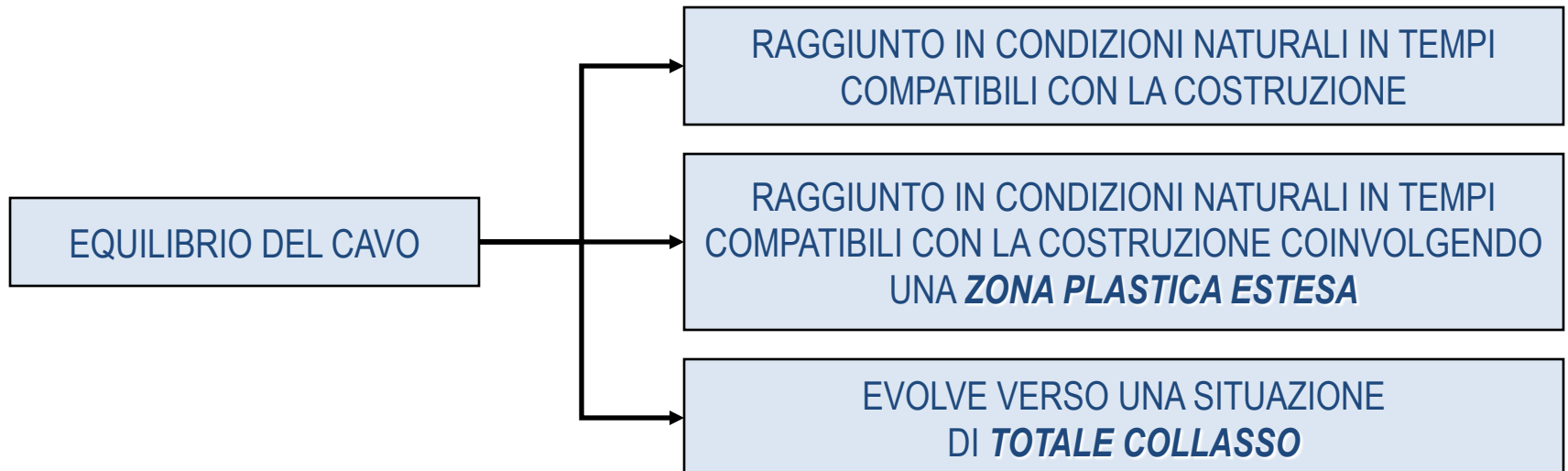
Da Kaiser (2002)

# ANALISI E PREVISIONE DEL COMPORTAMENTO ALLO SCAVO

SI DEVE ANALIZZARE LA STABILITÀ DEL CAVO ED IL SUO COMPORTAMENTO DEFORMATIVO DURANTE LO SCAVO E IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

INDIVIDUAZIONE SCENARI DI INSTABILITÀ:

1. SVILUPPO DI EVENTUALI ZONE PLASTICHE SUL CONTORNO DEL CAVO e/o AL FRONTE DI SCAVO
2. ENTITÀ DELLE EVENTUALI DEFORMAZIONI E DEL RELATIVO GRADIENTE DI DEFORMAZIONE
3. POTENZIALI INSTABILITÀ DEL TETTO E DEL FRONTE
4. AFFLUSSO DI ACQUA e/o PRESENZA DI MATERIALE SCIOLTO
5. DANNI DOVUTI A CEDIMENTI / SUBSIDENZA IN SUPERFICIE SULLE OPERE ADIACENTI



# PARAMETRI GEOTECNICI NECESSARI PER UN'ANALISI TENSO-DEFORMATIVA (FEM – FDM) CON CRITERIO DI ROTTURA DEL MEZZO ALLA “MOHR –COULOMB”

$$\tau = c + \sigma_n \tan\varphi$$

-	PESO DI VOLUME	$\gamma$
-	PARAMETRI DI RESISTENZA	$\Phi, c, \psi$ (ANGOLO DI DILATANZA)
-	PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ	$E, \nu$
-	STATO TENSIONALE (NELL'IPOTESI $\sigma_1' = \sigma_v'$ )	$K_0 = \sigma_h' / \sigma_v'$
-	PRESSIONE NEUTRA	$u$
-	PERMEABILITÀ	$k$

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI  
RESISTENZA DI PICCO E RESIDUI

DEFINIZIONE DELLE RELATIVE SOGLIE  
DI DEFORMAZIONE (TAGLIO)

# PARAMETRI GEOTECNICI PER UN'ANALISI TENSO-DEFORMATIVA (FEM – FDM) DERIVATI DALL'INDICE "GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (HOEK, 1997)"

## CRITERIO DI ROTTURA DI HOEK (2002)

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

$m_b$  è il fattore riduttivo della costante del litotipo definito dalla  $m_b = m_i \exp\left(\frac{G.S.I. - 100}{28 - 14D}\right)$

$s$  ed  $a$  sono costanti che dipendono dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso attraverso le

$$s = \exp\left(\frac{G.S.I. - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{G.S.I.}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right)$$

$D$  è il fattore di disturbo" correlato al grado di disturbo conseguente alla metodologia di scavo e al grado di rilassamento dell'ammasso roccioso

## MODULO DI DEFORMABILITA' DELL'AMMASSO (GPa)

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\left(\frac{G.S.I. - 10}{40}\right)}$$

Per

$$\sigma_{ci} \leq 100 MPa$$







$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\left(\frac{G.S.I. - 10}{40}\right)}$$

Per

$$\sigma_{ci} > 100 MPa$$

# ESEMPI DI "GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (HOEK - MARINOS, 2000)"

Table 7: Most common GSI range of typical limestone.\*







GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
<p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
		STRUCTURE				
DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60		
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		50			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity		40	30		
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			20		
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

**\*WARNING:**

The shaded areas are indicative and may not be appropriate for site specific design purposes. Mean values are not suggested for indicative characterisation; the use of ranges is recommended

1. Massive
2. Thin bedded
3. Brecciated

Table 11: Common GSI range for typical schist.\*

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
<p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
		STRUCTURE				
DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60		
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		50			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity		40	30		
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			20		
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

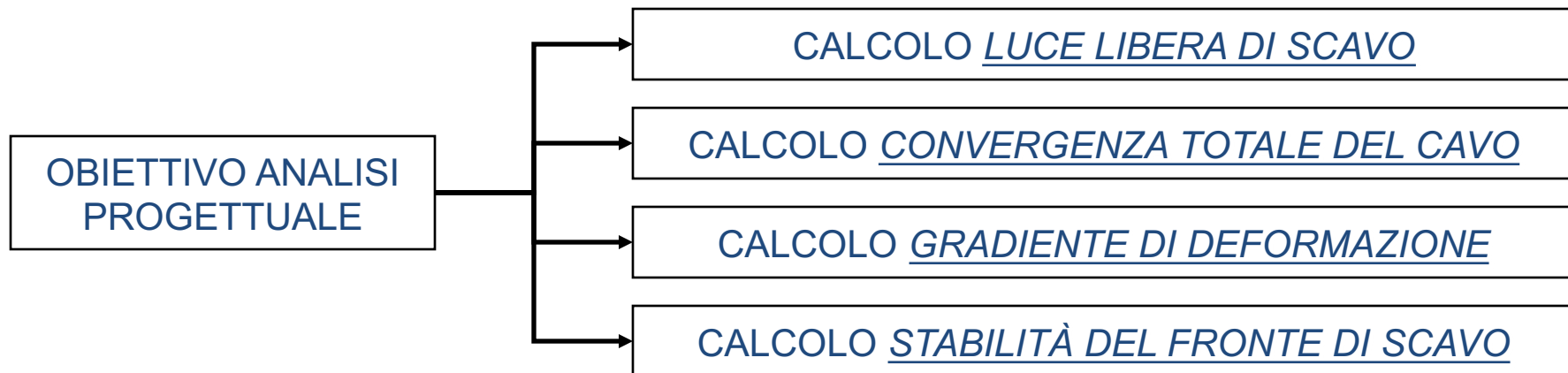
**\*WARNING:**

The shaded areas are indicative and may not be appropriate for site specific design purposes. Mean values are not suggested for indicative characterisation; the use of ranges is recommended

1. Strong (e.g. micaschists, calcitic schists)
2. Weak (e.g. chloritic schists, phyllites)
3. Sheared schist

## VALUTAZIONE STRUMENTO DI CALCOLO PIÙ IDONEO

1. LE ANALISI DEVONO AVERE UN GRADO DI RAFFINATEZZA COMMISURATO A QUELLO ADOTTATO PER LA FASE DI CARATTERIZZAZIONE DEL SITO
2. IN CASO DI FORTE DISPERSIONE DEI DATI DELLE INDAGINI È OPPORTUNO PROCEDERE AD ANALISI DI TIPO PARAMETRICO
3. ESEGUIRE PIÙ SIMULAZIONI PER VERIFICARE IL PESO DI ALCUNI PARAMETRI CARATTERISTICI CONOSCIUTI CON MINORE PRECISIONE



INTERPRETAZIONE DATI ACQUISITI DALLE INDAGINI  
E DALLE PROVE DI LABORATORIO

ORGANIZZAZIONE DATI:

RILIEVI GEOSTRUTTURALI DI SUPERFICIE

RILIEVI GEOLOGICO-STRATIGRAFICI

RILIEVI GEOTECNICI DELLE  
PERFORAZIONI DI SONDAGGIO

SI OTTENGONO DELLE DISTRIBUZIONE DI FREQUENZA SIA PER I PARAMETRI  
STRUTTURALI PIÙ SIGNIFICATIVI CHE PER QUELLI USATI  
PER VALUTARE GLI INDICI DI QUALITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO

MAGGIORANZA DEI CASI: PARAMETRI  
DISTRIBUITI IN ACCORDO A *FUNZIONI*  
*DI TIPO NORMALE, LOG-NORMALE*  
*ED ESPONENZIALE NEGATIVO*

CASI COMPLESSI: SI RICORRE A  
METODI DI TIPO PROBABILISTICO,  
QUALI QUELLO DI *MONTE CARLO* OD  
ALTRI APPROCCI DI SIMULAZIONE.

# PROGETTAZIONE DELLA GALLERIA

IN RELAZIONE ALLE RISULTANZE DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA (MODELLO GEOTECNICO) E RICORRENDO AD IDONEI METODI DI ANALISI, CHE DOVRANNO ESSERE VALIDATI CASO PER CASO, SI PERVIENE ALLA DEFINIZIONE DELLE SCELTE PROGETTUALI IN TERMINI DI:

METODO DI SCAVO

INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO

RINFORZO E STABILIZZAZIONE

RIVESTIMENTI DA ADOTTARE

TALI SCELTE SONO DA RIFERIRE A TRATTI DI GALLERIA GEOTECNICAMENTE OMOGENEI E SONO DA ILLUSTRARE IN SEZIONI TIPO O DI PROGETTO, PER LE QUALI SI ANTICIPANO I POSSIBILI COMPORTAMENTI ALLO SCAVO ED I LIMITI AMMISSIBILI DI GRANDEZZE CARATTERISTICHE ATTE A DEFINIRE TALI COMPORTAMENTI.



# PROGETTAZIONE PRELIMINARE MEDIANTE APPROCCIO EMPIRICO

## INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI

$$\text{RMR} \approx 9 \ln Q + 44 \quad (\text{Bieniawski, 1989})$$

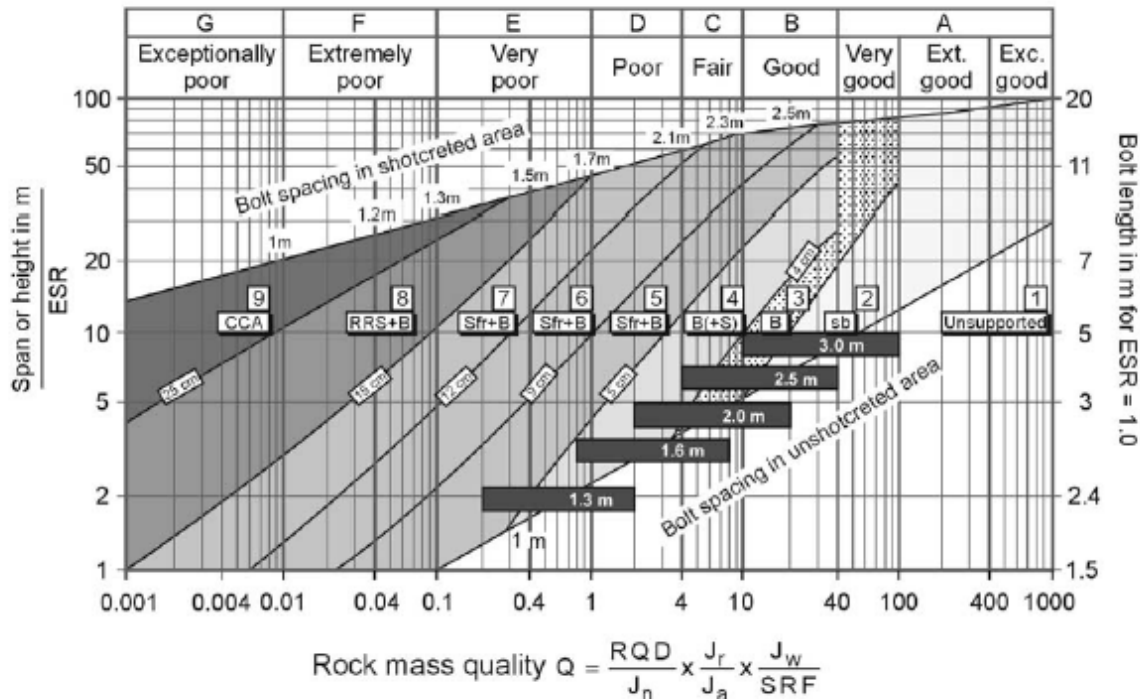
$$Q \approx e^{\frac{(\text{RMR}-44)}{9}} \quad \boxed{1}$$

$$\text{RMR} \approx 15 \log Q + 50 \quad (\text{Barton, 1995})$$

$$Q \approx 10^{\frac{(\text{RMR}-50)}{15}} \quad \boxed{2}$$

$$\boxed{1} \text{ RMR} \approx -18.2 \quad 2.6 \quad 23.3 \quad 44 \quad 56.5 \quad 64.7 \quad 77.2 \quad 85.4 \quad 97.9 \quad 106.2$$

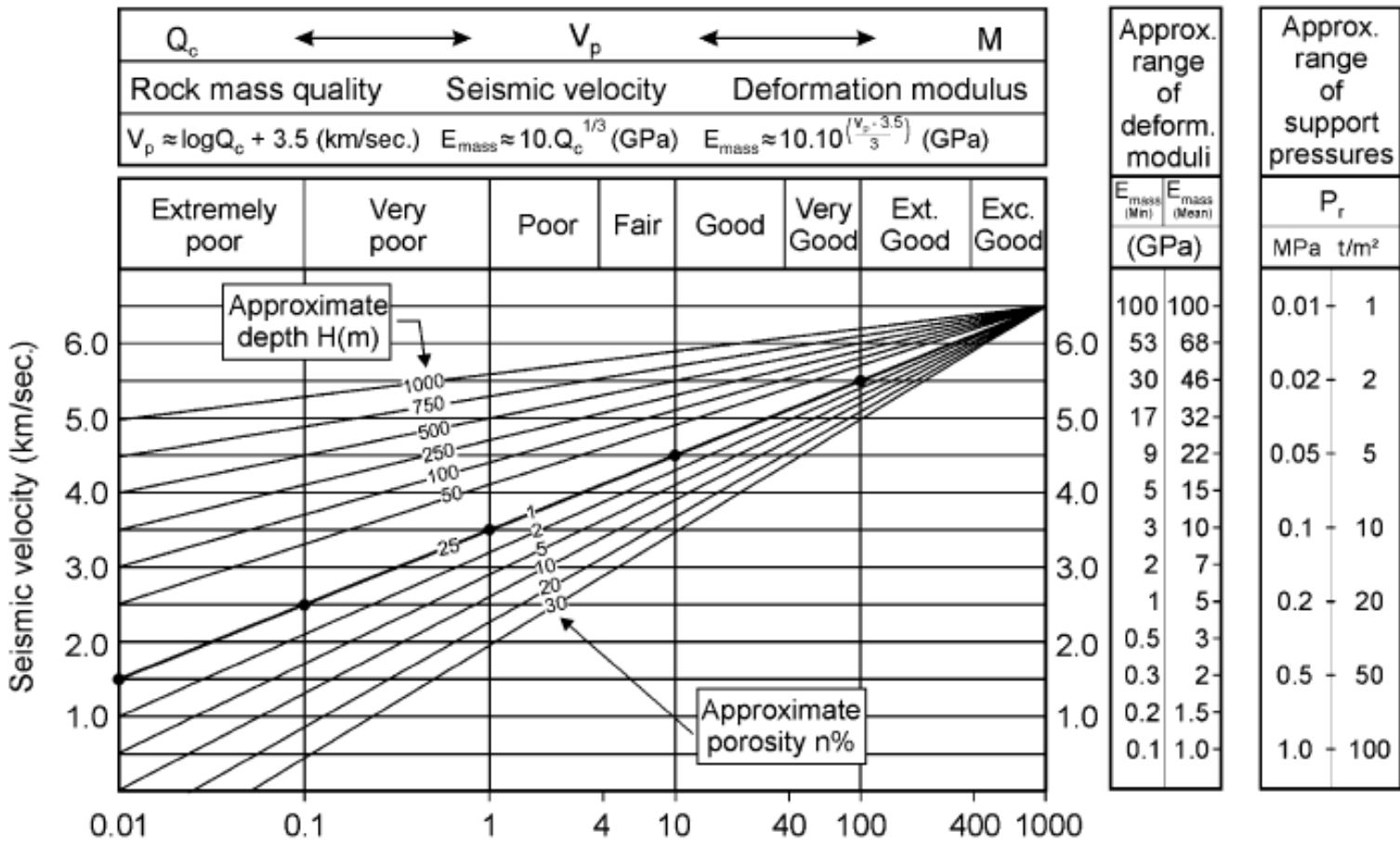
$$\boxed{2} \text{ RMR} \approx 5 \quad \text{V} \quad 20 \quad \text{IV} \quad 35 \quad 50 \quad \text{III} \quad 59 \quad 65 \quad \text{II} \quad 74 \quad 80 \quad 89 \quad \text{I} \quad 95$$



Da Barton (2002)

# PROGETTAZIONE PRELIMINARE MEDIANTE APPROCCIO EMPIRICO

## CARATTERIZZAZIONE AMMASSO ROCCIOSO

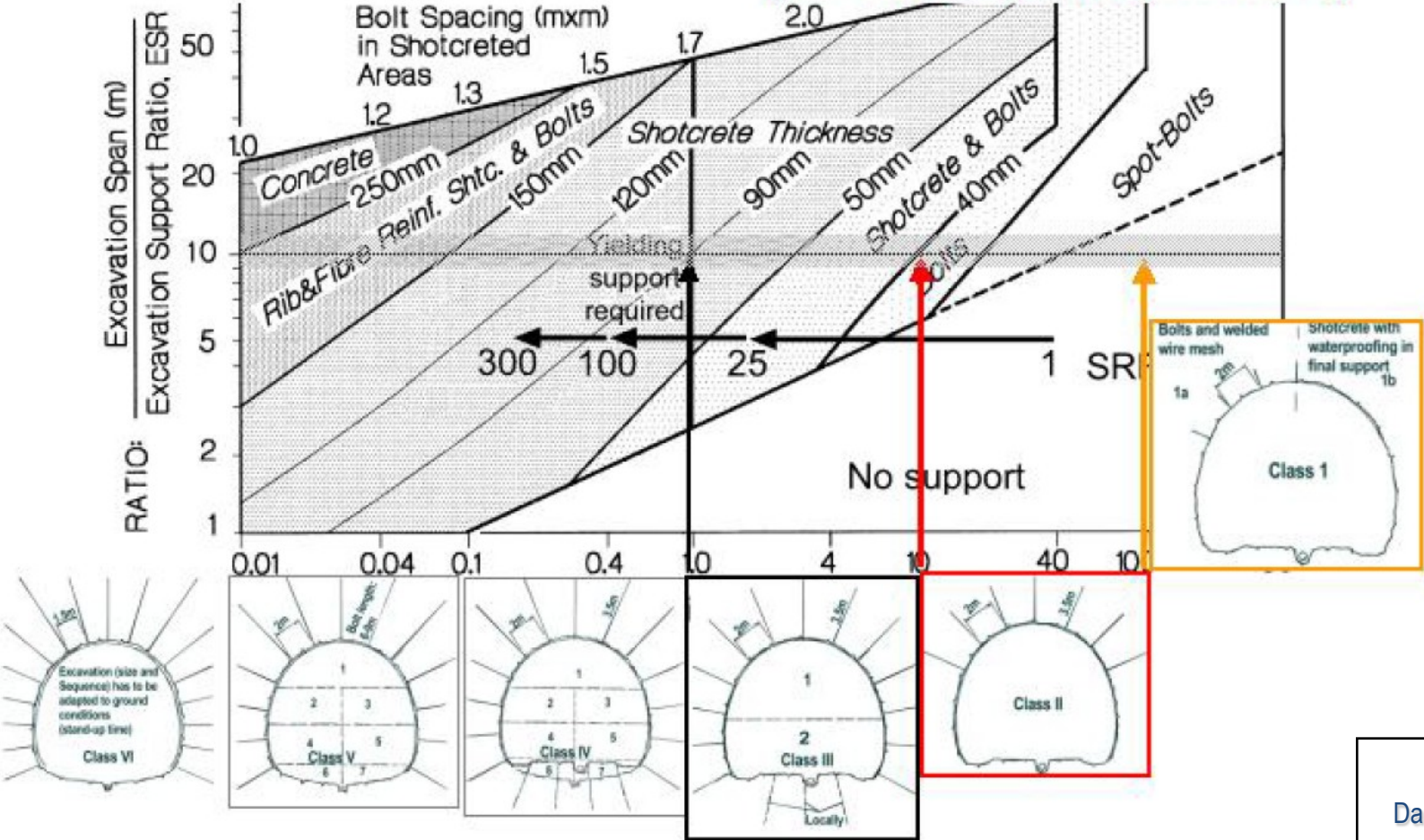


$$Q_c = \left[ \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \right] \frac{\sigma_c}{100}$$

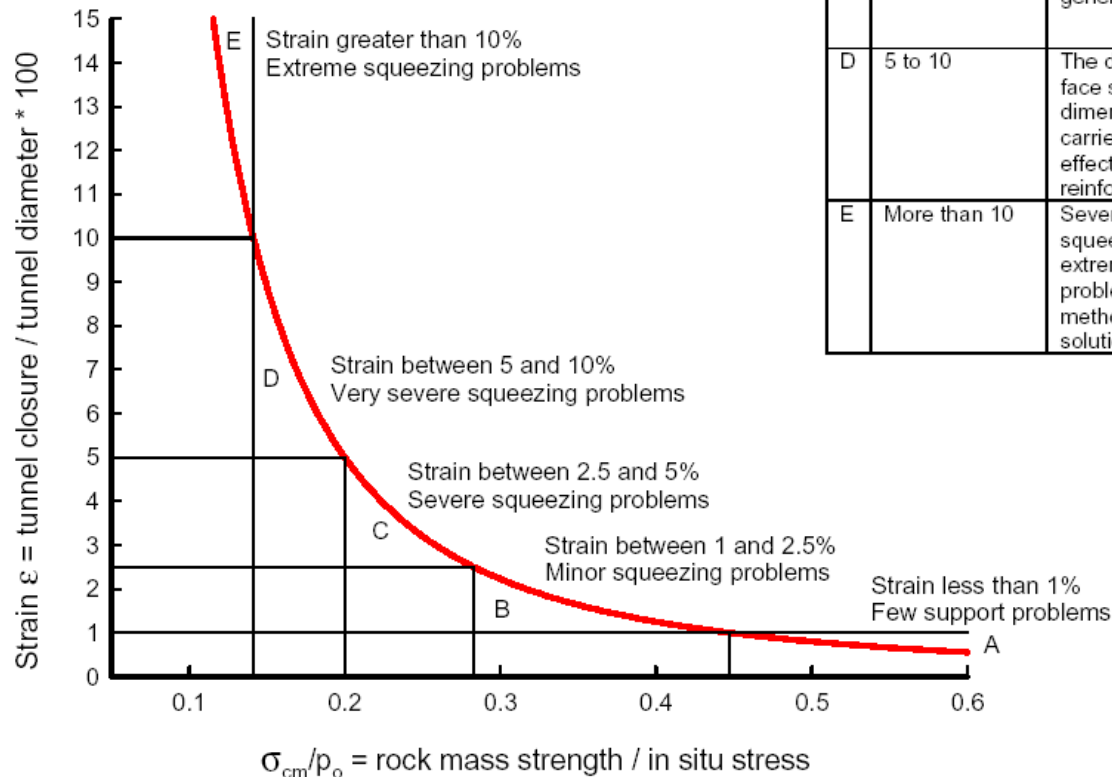
Da Barton (2002)

# Excavation/support classes

(for dry and low stress)

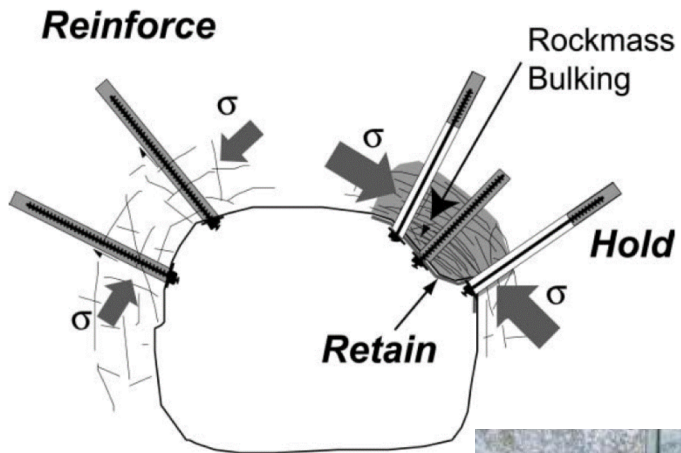


# SELEZIONE DEGLI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO, RINFORZO E STABILIZZAZIONE



	Strain $\epsilon$ %	Geotechnical issues	Support types
A	Less than 1	Few stability problems and very simple tunnel support design methods can be used. Tunnel support recommendations based upon rock mass classifications provide an adequate basis for design.	Very simple tunnelling conditions, with rockbolts and shotcrete typically used for support.
B	1 to 2.5	Convergence confinement methods are used to predict the formation of a 'plastic' zone in the rock mass surrounding a tunnel and of the interaction between the progressive development of this zone and different types of support.	Minor squeezing problems which are generally dealt with by rockbolts and shotcrete; sometimes with light steel sets or lattice girders are added for additional security.
C	2.5 to 5	Two-dimensional finite element analysis, incorporating support elements and excavation sequence, are normally used for this type of problem. Face stability is generally not a major problem.	Severe squeezing problems requiring rapid installation of support and careful control of construction quality. Heavy steel sets embedded in shotcrete are generally required.
D	5 to 10	The design of the tunnel is dominated by face stability issues and, while two-dimensional finite analyses are generally carried out, some estimates of the effects of forepoling and face reinforcement are required.	Very severe squeezing and face stability problems. Forepoling and face reinforcement with steel sets embedded in shotcrete are usually necessary.
E	More than 10	Severe face instability as well as squeezing of the tunnel make this an extremely difficult three-dimensional problem for which no effective design methods are currently available. Most solutions are based on experience.	Extreme squeezing problems. Forepoling, face reinforcement are usually applied and yielding support may be required in extreme cases.

# FUNZIONALITA' PRIMARIA DEGLI INTERVENTI DI RINFORZO E STABILIZZAZIONE



PROCESSO DI ROTTURA PROGRESSIVA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Da Kaiser (1996)



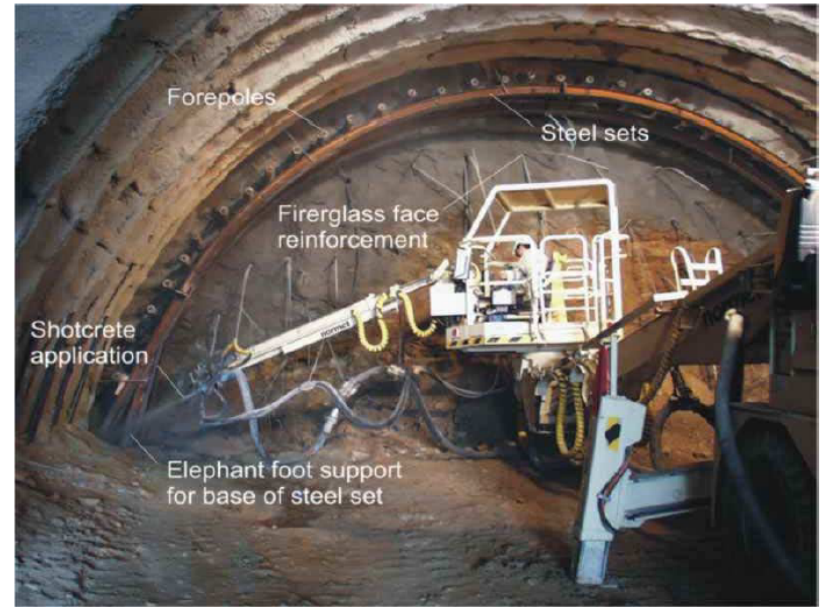
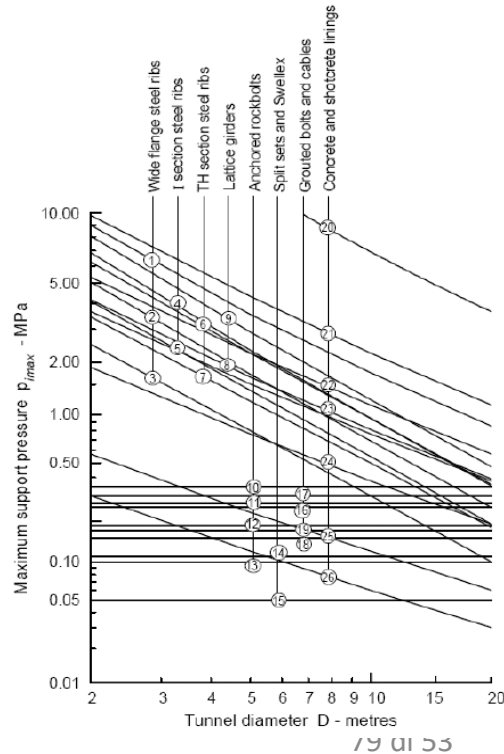


ALTERNATIVE DI STABILIZZAZIONE DEL CAVO CON DIVERSI GRADI DI ACCETTABILITÀ DEL RISCHIO (HOEK, 2000)

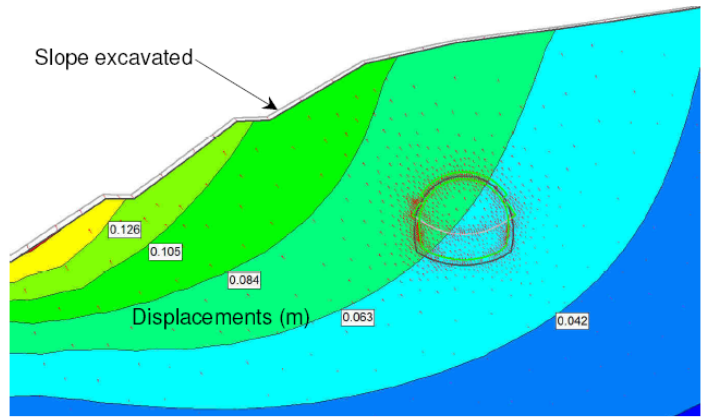
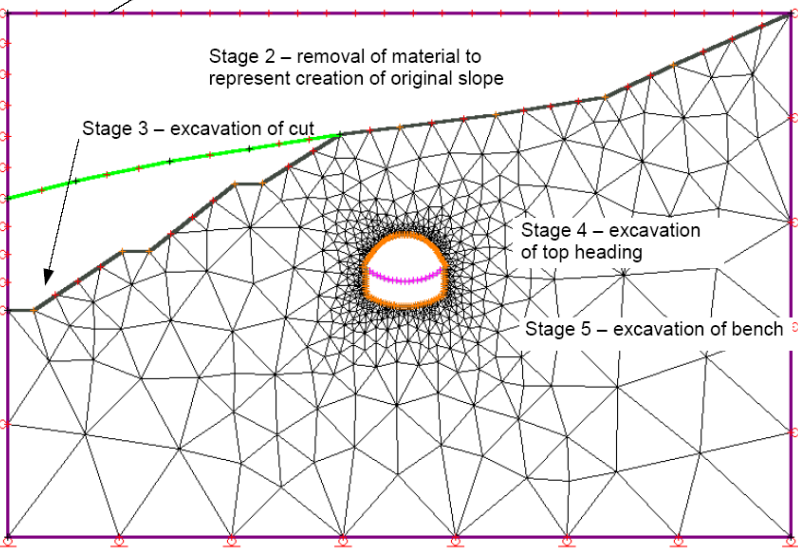


Support type	Flange width - mm	Section depth - mm	Weight - kg/m	Curve number	Maximum support pressure $p_{i\max}$ (MPa) for a tunnel of diameter $D$ (metres) and a set spacing of $s$ (metres)
Wide flange rib	305	305	97	1	$p_{i\max} = 19.9D^{-1.23}/s$
	203	203	67	2	$p_{i\max} = 13.2D^{-1.3}/s$
	150	150	32	3	$p_{i\max} = 7.0D^{-1.4}/s$
I section rib	203	254	82	4	$p_{i\max} = 17.6D^{-1.29}/s$
	152	203	52	5	$p_{i\max} = 11.1D^{-1.33}/s$
TH section rib	171	138	38	6	$p_{i\max} = 15.5D^{-1.24}/s$
	124	108	21	7	$p_{i\max} = 8.8D^{-1.27}/s$
3 bar lattice girder	220	190	19	8	$p_{i\max} = 8.6D^{-1.03}/s$
	140	130	18		
4 bar lattice girder	220	280	29	9	$p_{i\max} = 18.3D^{-1.02}/s$
	140	200	26		
Rockbolts or cables spaced on a grid of $s \times s$ metres	34 mm rockbolt	10	$p_{i\max} = 0.354/s^2$		
	25 mm rockbolt	11	$p_{i\max} = 0.267/s^2$		
	16 mm rockbolt	12	$p_{i\max} = 0.184/s^2$		
	17 mm rockbolt	13	$p_{i\max} = 0.10/s^2$		
	SS39 Split set	14	$p_{i\max} = 0.05/s^2$		
	EXX Swellex	15	$p_{i\max} = 0.11/s^2$		
	20mm rebar	16	$p_{i\max} = 0.17/s^2$		
	22mm fibreglass	17	$p_{i\max} = 0.26/s^2$		
	Plain cable	18	$p_{i\max} = 0.15/s^2$		
	Birdcage cable	19	$p_{i\max} = 0.30/s^2$		

Support type	Thickness - mm	Age - days	UCS - MPa	Curve number	Maximum support pressure $p_{i\max}$ (MPa) for a tunnel of diameter $D$ (metres)
Concrete or shotcrete lining	1m	28	35	20	$p_{i\max} = 57.8D^{-0.92}$
	300	28	35	21	$p_{i\max} = 19.1D^{-0.92}$
	150	28	35	22	$p_{i\max} = 10.6D^{-0.97}$
	100	28	35	23	$p_{i\max} = 7.3D^{-0.98}$
	50	28	35	24	$p_{i\max} = 3.8D^{-0.99}$
	50	3	11	25	$p_{i\max} = 1.1D^{-0.97}$
	50	0.5	6	26	$p_{i\max} = 0.6D^{-1.0}$

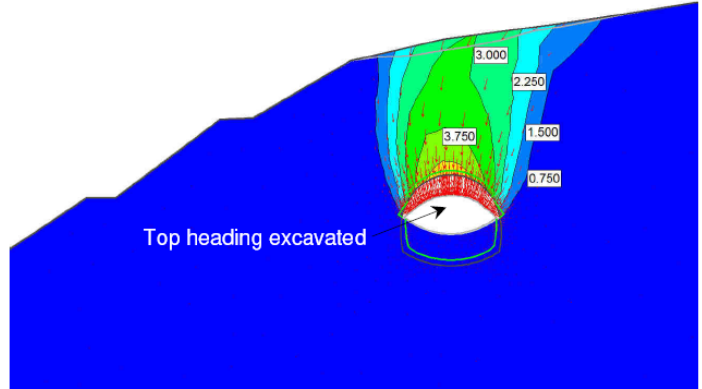


Top boundary of model is free, sides are restrained by rollers to move in y direction and the base is on rollers to move in x direction

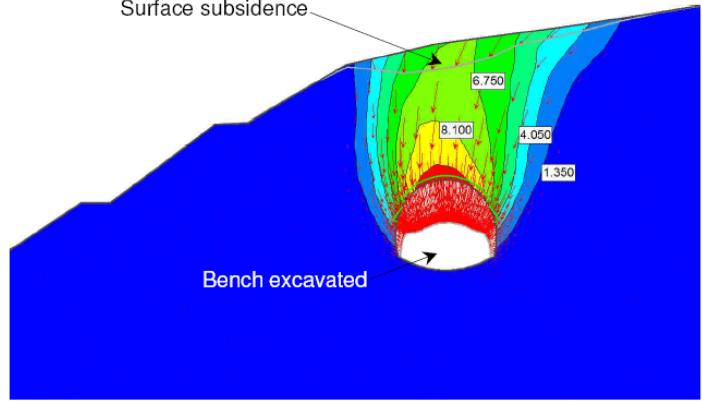


a. Displacements in the rock mass after excavation of the cutting are negligible. The cut design is stable for these conditions.

Stage	Support element / force	Comments
1	Forepole umbrella	The forepole umbrella is modeled by improving the properties of a 0.6 m thick zone using a weighted average (based on cross-sectional area) of the properties of the pipes, the grout and the rock mass.
2	Internal support pressure	An internal support pressure of 0.7 MPa is applied to limit the displacement of the tunnel walls to 50% of the total final value. This is estimated to be the displacement before the installation of support.
3	Rockbolts and steel sets embedded in shotcrete	Installation of support consisting of rockbolts and steel sets embedded in shotcrete, modeled by means of beam elements with properties determined from the components.
4	Removal of internal support pressure	Activation of the installed support by removal of the internal pressure to allow the tunnel to deform.
5	Reduction of support capacity of forepoles	As the face advances the capacity of the forepole umbrella is reduced due to the fact that support is no longer available to allow it to act as a fully effective shell and the capacity is reduced to that of the rock mass.
6	Installation of final concrete lining	The final concrete lining is cast in place in the deformed but stable tunnel.
7	Elimination of rockbolts	Over a period of tens of years it is assumed that the rockbolts corrode and that their capacity is eventually reduced to zero.
8	External water pressure on concrete lining	In the event of long-term blocking of the drains the water pressure can build up to its original level. In this case it is assumed that the water pressure could reach a maximum associated with the water table being coincident with the ground surface.



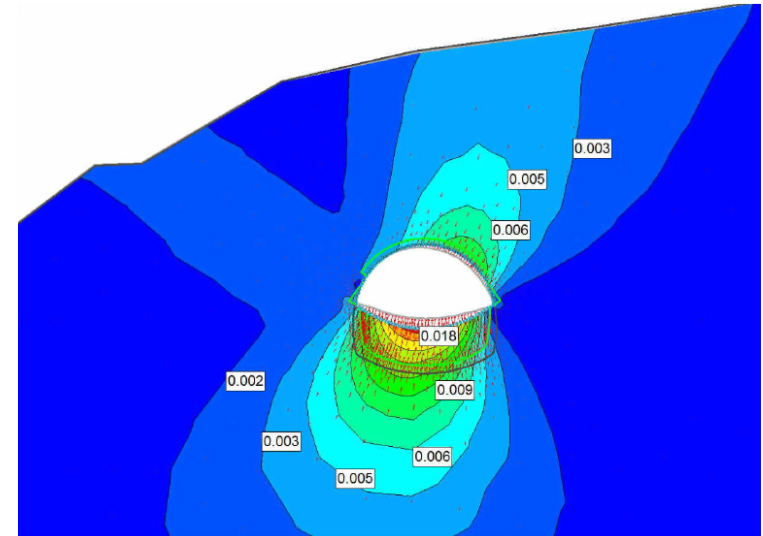
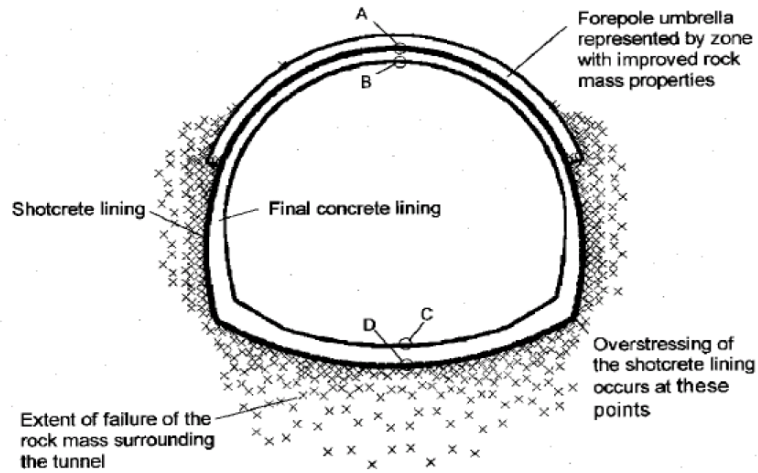
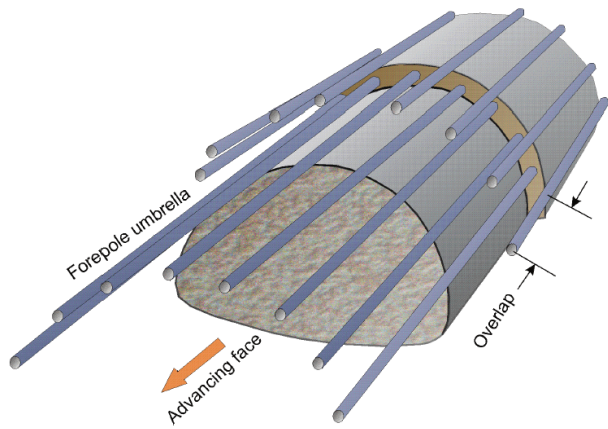
b. Excavation of the top heading of the tunnel, with no installed support, results in 'caving' to the surface. The figure shows the displacement vectors (m) in the rock mass overlying the tunnel.



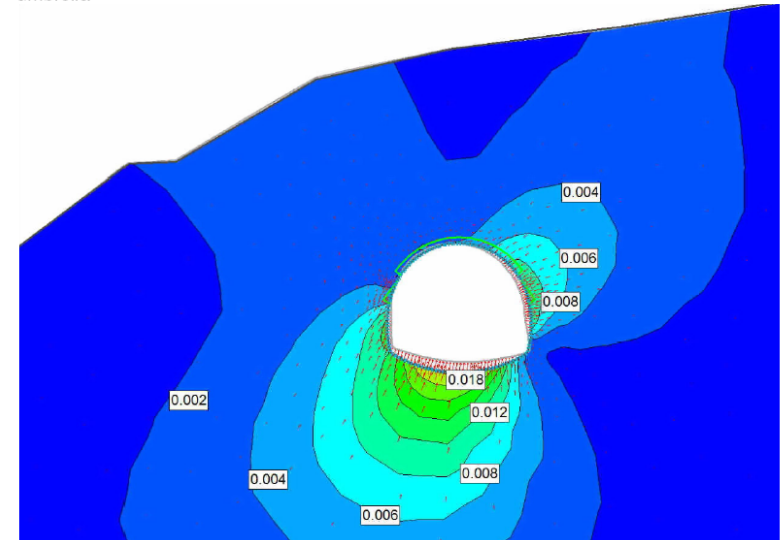
c. Excavation of the bench to form the complete unsupported profile of the tunnel results in additional rock mass failure and collapse of the tunnel.



# MODELLO FEM DELLE SEQUENZE DI SCAVO E DI SOSTEGNO PER FASI

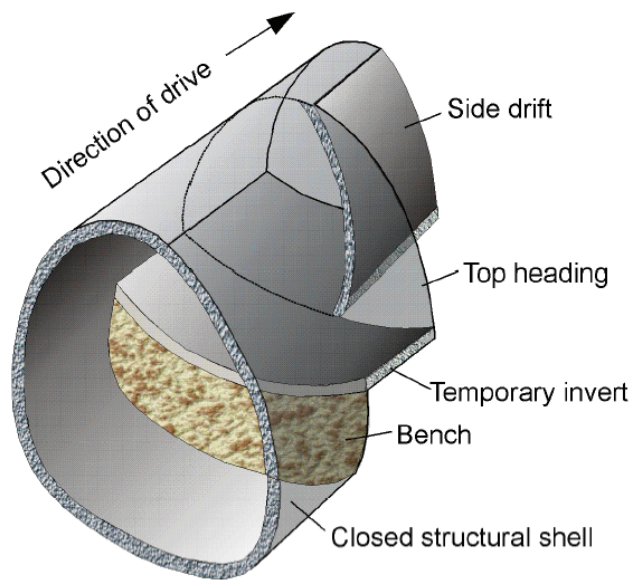


b. The top heading with a temporary invert has been excavated after installation of the forepole umbrella



b. Complete excavation of the tunnel.

Stage	Displacement - mm				Remarks
	A	B	C	D	
1	0	-	-	0	Installation of forepole umbrella
2	12	-	-	24	Excavation with internal pressure of 0.7 MPa
3	12	-	-	24	Installation of rockbolts and shotcrete lining
4	17	-	-	39	Removal of internal pressure to activate support
5	18	-	-	38	Reduction of support capacity of forepole umbrella
6	19	4	3	37	Installation of concrete lining
7	19	4	3	37	Elimination of rockbolts
8	21	1.7	8	42	External water pressure on lining



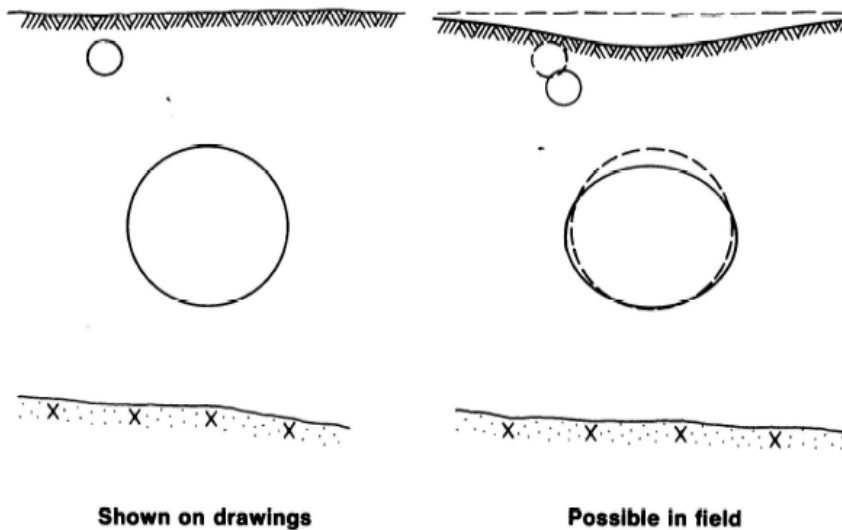
Da Hoek (2004)

## MONITORAGGIO

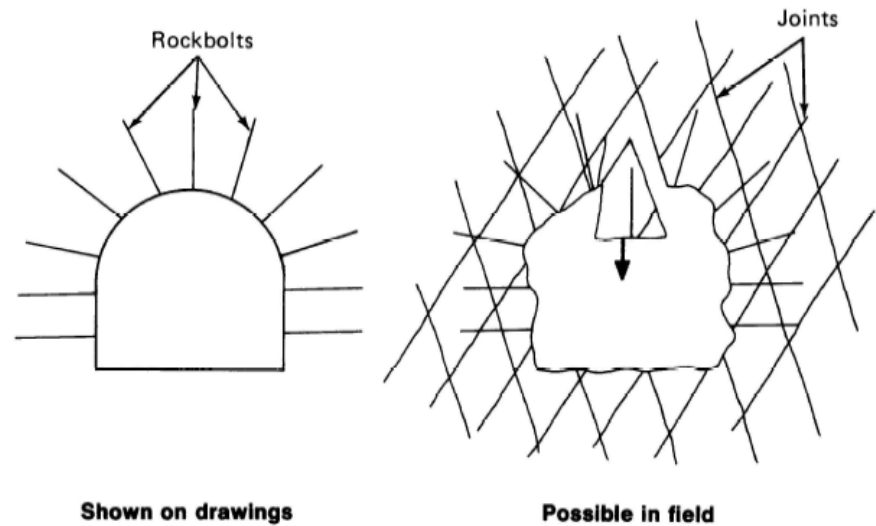
LA PROGETTAZIONE DEVE PREDISPORRE UN SISTEMA DI MONITORAGGIO CHE PREVEDA, IN OGNI DETTAGLIO NECESSARIO, UNA SERIE DI ACCERTAMENTI DA CONDURRE IN FASE COSTRUTTIVA, TRA CUI IN PARTICOLARE LE MISURE ED I CONTROLLI IN CORSO D'OPERA, MEDIANTE IDONEA STRUMENTAZIONE DI TIPO GEOTECNICO.

LO SCOPO DEL MONITORAGGIO È QUELLO DI VERIFICARE CHE IL COMPORTAMENTO ALLO SCAVO SIA QUELLO PREVISTO DALLE ANALISI PROGETTUALI, CON LA POSSIBILITÀ DI ACCERTARE NEL CONTEMPO ANCHE LA CORRETTEZZA DEI PARAMETRI POSTI ALLA BASE DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA E DELLE SCELTE PROGETTUALI.

IL MONITORAGGIO IN CORSO D'OPERA ASSOLVE AL RUOLO DI INSOSTITUIBILE STRUMENTO DI CONTROLLO DELL'ATTENDIBILITÀ DEL PROGETTO E DELLA SUA BUONA ESECUZIONE.



SOFT GROUND TUNNEL



TUNNEL IN ROCK

## CONTROLLI E MISURE

CONTROLLO DI QUALITÀ:  
VERIFICA DELL'ADERENZA TRA  
PROCEDURE SEGUITE E MATERIALI  
UTILIZZATI E SPECIFICHE TECNICHE

OSSERVAZIONI E MISURE:  
PER CONOSCERE L'EFFETTIVA RISPOSTA  
TENSO-DEFORMATIVA DEL CAVO E POTER  
VERIFICARE LA CORRISPONDENZA CON LA  
PREVISIONE PROGETTUALE  
PRECEDENTEMENTE FORMULATA

SCOPO:  
QUANTIFICAZIONE DI  
QUANTO STIMATO IN BASE  
ALLE ANALISI PROGETTUALI  
DELLE GRANDEZZE  
CARATTERISTICHE

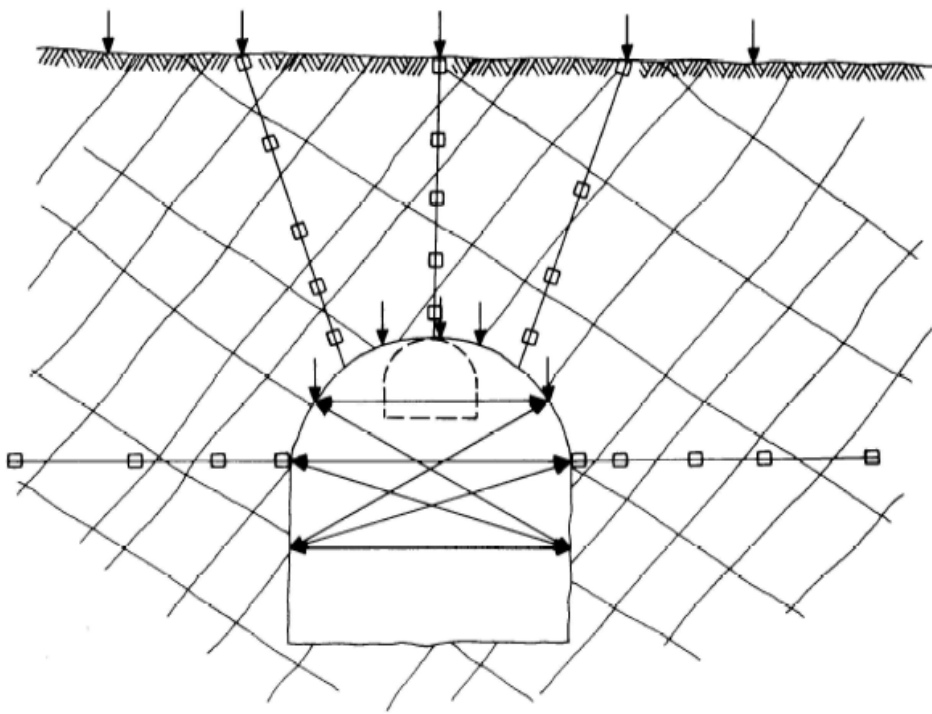
LUCE LIBERA DI SCAVO

CONVERGENZA TOTALE DEL CAVO

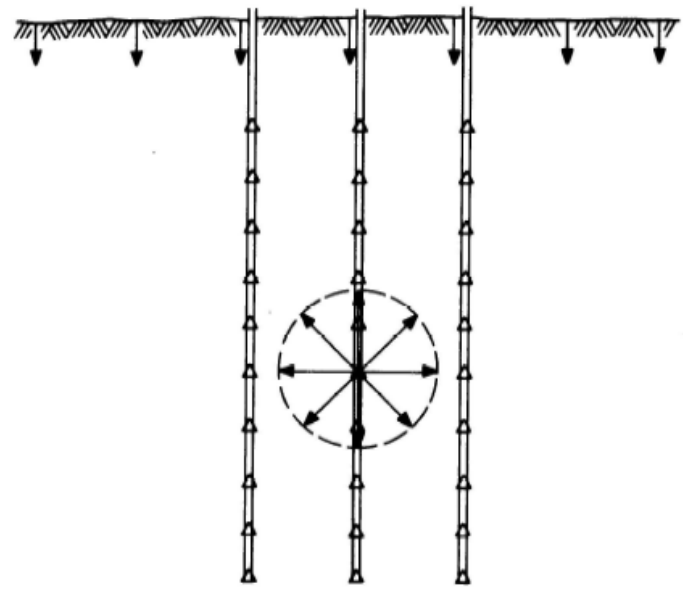
GRADIENTE DI DEFORMAZIONE

STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO

LAYOUT STRUMENTALE PER IL MONITORAGGIO DI UNA GALLERIA SUPERFICIALE IN ROCCIA  
 (IL RILIEVO TOPOGRAFICO RICHIEDE UNO O PIÙ CAPISALDI ESTERNI ALL'AREA DI STUDIO)



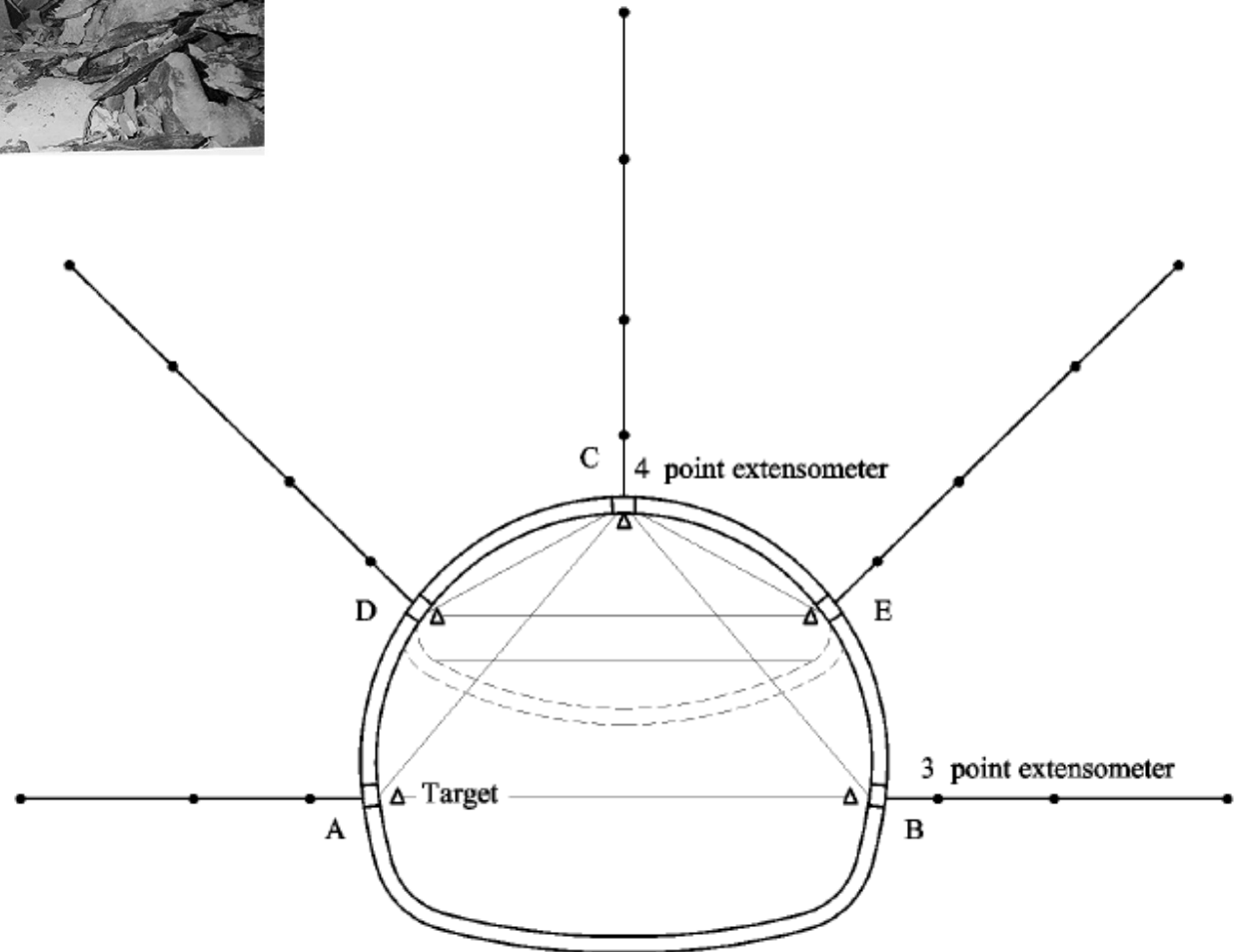
- ↓ Surveying methods
- Multipoint or groups of single-point fixed borehole extensometers
- ↔ Convergence gage



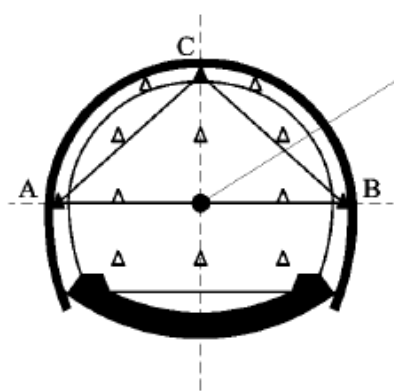
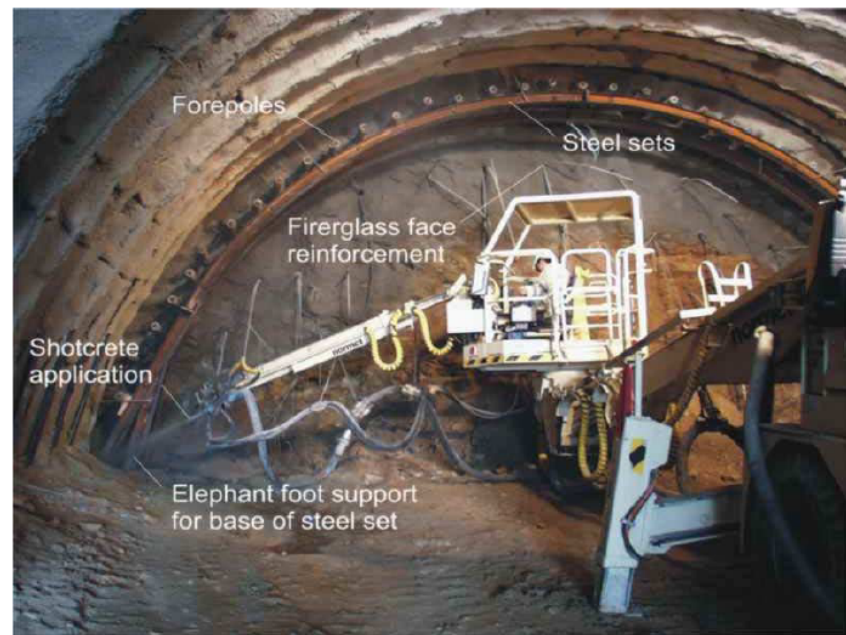
- ↓ Surveying methods
- ⌋ Combined probe extensometer and inclinometer casing
- ↔ Convergence gage

LAYOUT STRUMENTALE PER IL MONITORAGGIO DELL'EFFICACIA  
 DI UN CONSOLIDAMENTO PER INIEZIONI IN TERRENO

## LAYOUT STRUMENTALE PER IL MONITORAGGIO DI UNA GALLERIA IN ROCCIA



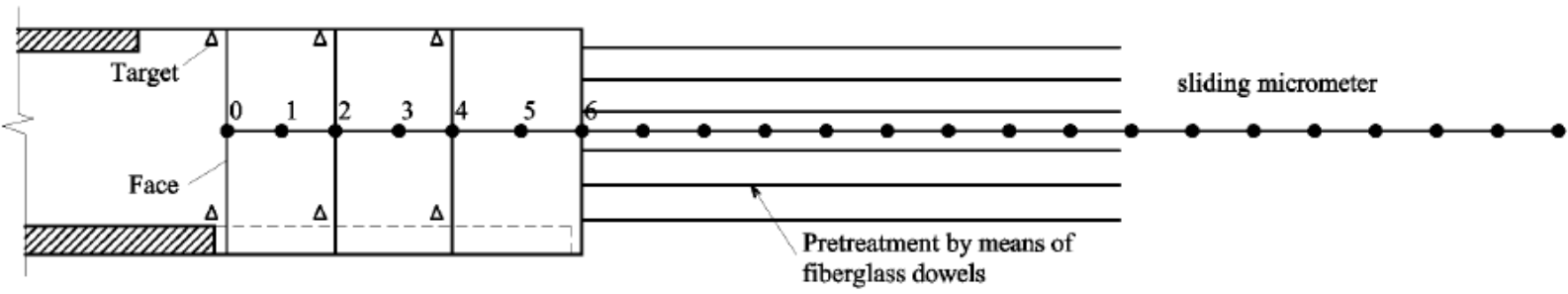
# LAYOUT STRUMENTALE PER IL MONITORAGGIO DI UNA GALLERIA CON TRATTAMENTO DEL FRONTE



sliding micrometer

- ▲ target points for "convergence" measurements ( $\epsilon_r$ )
- △ target points for "extrusion" measurements ( $\epsilon_r$ )

Cross Section (not to scale)



Longitudinal Section (not to scale)