

OPERE IN SOTTERRANEO

ASPETTI PROGETTUALI E APPLICATIVI

EVOLUZIONE E PROSPETTIVE



Roma, Giugno 2023

*Ing. Andrea Magliocchetti - Direttore Tecnico Tunneling Nuove Gallerie Tecne
Gruppo Autostrade per l'Italia*

Indice

1. CENNI STORICI - EVOLUZIONE DEGLI ASPETTI REALIZZATIVI FINO AL 1800
2. CENNI STORICI - EVOLUZIONE DI LAVORAZIONI E ATTREZZATURE FINO AL 1800
3. EVOLUZIONE DEI METODI DI ANALISI - STATICA DELLE GALLERIE
4. APPROCCI METODOLOGICI PROGETTUALI MODERNI E PROSPETTIVE
5. APPROCCI COSTRUTTIVI MODERNI E PROSPETTIVE
LO SCAVO MECCANIZZATO
6. ESEMPI APPLICATIVI - PROGETTI DI AUTOSTRADE PER L'ITALIA

01.

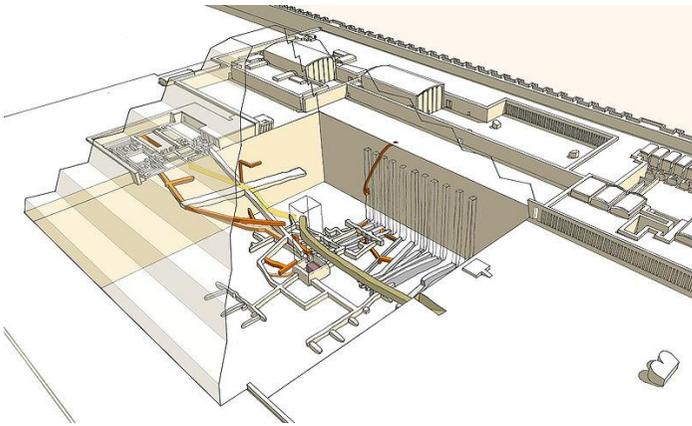
CENNI STORICI

EVOLUZIONE DEGLI ASPETTI REALIZZATIVI
FINO AL 1800

EVOLUZIONE DEGLI ASPETTI REALIZZATIVI FINO AL 1800

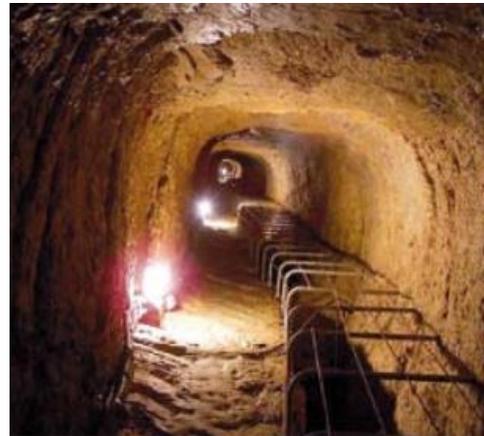
Sulla base di reperti archeologici e dalle descrizioni di antichi storici, si hanno sicure notizie

- dell'esistenza di gallerie minerarie sul finire dell' [Età della Pietra](#), insieme alle prime scoperte metallurgiche;
- della costruzione di una galleria sotto l' [Eufrate](#) (acquedotto lungo ca. 1 km), a [Babilonia](#) intorno al 2180 a. C. (da [Diodoro Siculo](#));
- di gallerie costruite in Grecia (galleria dell'isola di Samo, del 687 a. C., è stata descritta da [Erodoto](#));
- di realizzazioni sotterranee egiziane.



From Wikimedia Commons, the free media repository

Piramidi di Cheope e Zoser, Egitto



From Wikimedia Commons, the free media repository

Acquedotto dell'isola di Samo, Grecia, 687 a.C.

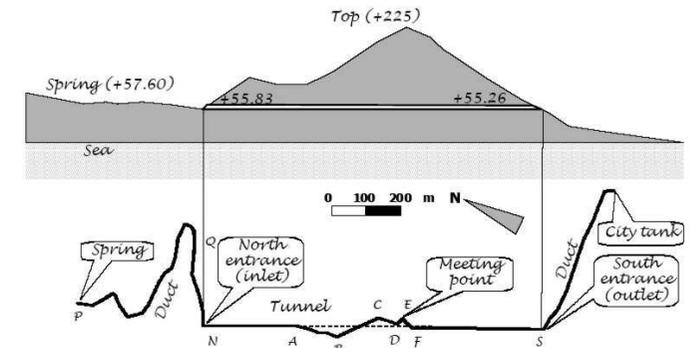


Image from Demetris Koutsoyiannis Lectures

Il manufatto può essere suddiviso in tre tratte diverse per tipologia costruttiva e funzionale:

1. trincea di profondità variabile da 2 a 5 m, 900m
2. scavo in una formazione calcarea, ha una lunghezza di 1036 m
3. trincea ove l'acqua corre in tubi di terracotta per raggiungere la città.

L'acquedotto è un'eccezionale opera dell'ingegneria dell'antica Grecia non solo per gli aspetti tecnologici, legati alle dimensioni ed alla tecnica costruttiva dell'opera stessa, ma soprattutto per gli aspetti progettuali ed esecutivi. Il tunnel di Eupalino ha come primato quello di essere stato scavato per l'intera lunghezza (1 km) a partire da due fronti contrapposti; L'interesse di questi studiosi è legato essenzialmente al metodo adottato da Eupalino per "tracciare" il tunnel sul terreno che ha condotto ad errori relativamente lievi

EVOLUZIONE DEGLI ASPETTI REALIZZATIVI FINO AL 1800

Di rilievo furono le gallerie realizzate dai Romani

Le gallerie dei Campi Flegrei, la Crypta Neapolitana, la grotta di Seiano, la grotta della Sibilla, la grotta di Cocceio e la crypta romana, sono state utilizzate per fini militari e in seguito per fini civili; la grotta di Seiano è stata costruita per uso privato. Erano i tempi della guerra civile tra Ottaviano e Sesto Pompeo, figlio di Pompeo il Grande;

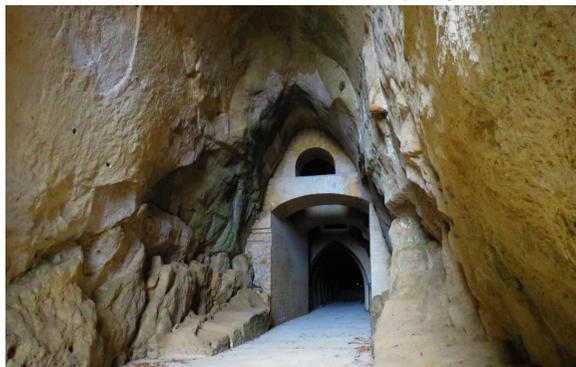
con i loro [acquedotti](#) e con opere quali la Crypta Neapolitana (galleria stradale, lunga 1800 m, costruita sotto la collina di Posillipo) o quella emissaria del lago del [Fucino](#), lunga più di 5 chilometri (canali idraulici di Claudio).

From Wikimedia Commons, the free media repository



Grotta di Seiano

From Wikimedia Commons, the free media repository



Cripta Neapoletana

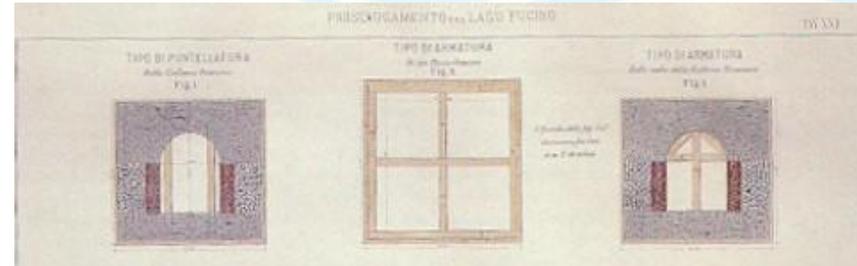
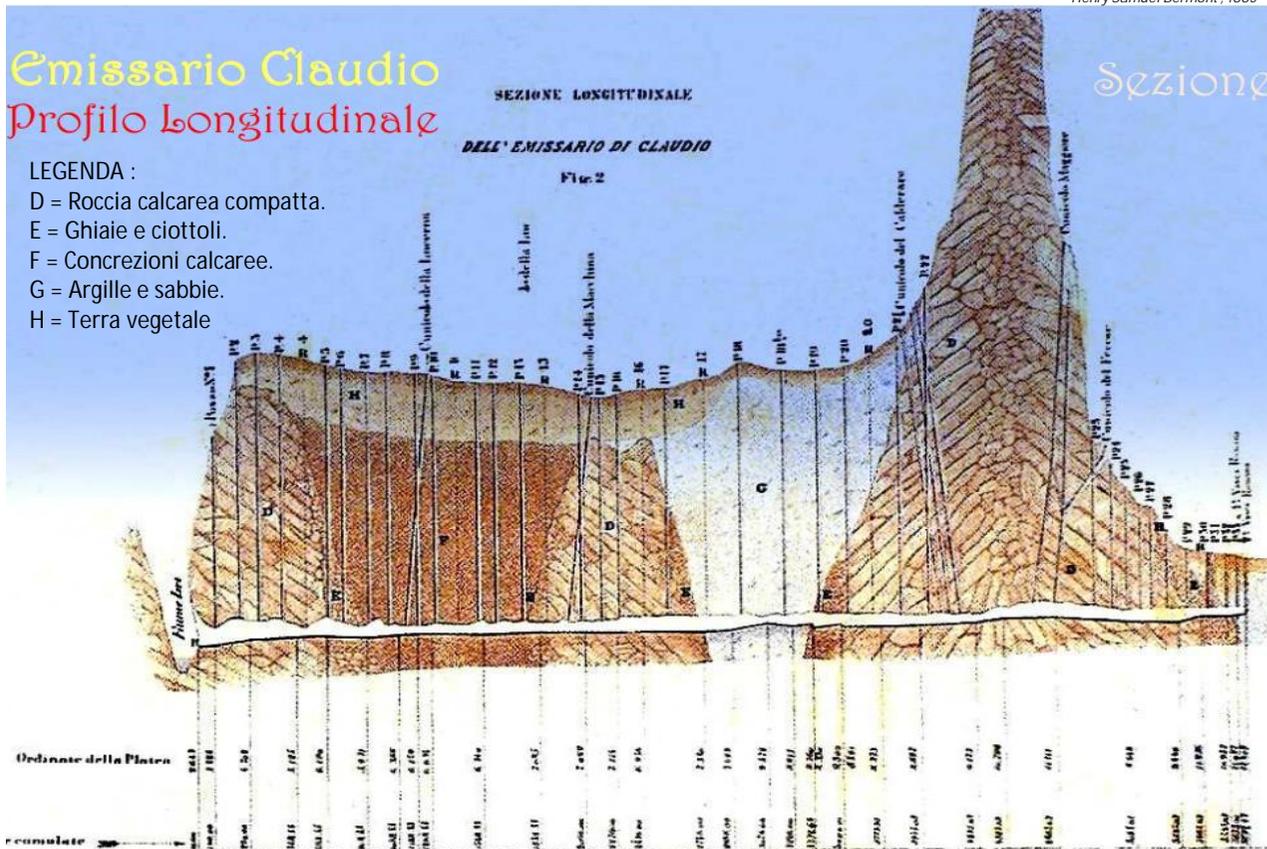
Fonte https://www.parchilazio.it/schede-876-emissario_del_lago_albano - copyleft



Canali idraulici dei laghi di Albano e Nemi

EVOLUZIONE DEGLI ASPETTI REALIZZATIVI FINO AL 1800

Cunicoli idraulici di Claudio - Lago del Fucino - Abruzzo



Galleria Torlonia "Sezione"
La sezione trasversale è di mq² 19,609 netti.
Sezione che è costante per tutta la sua lunghezza
Progetto di: Frantz Mayor De Montrieher

Sez. mq. 19,609

2,00

1,00

2,83

3,05

Galleria Romana - Sezione tipica.
La sua sezione era molto variabile,
si restringeva fino a m² 3,73

Sez. mq. 3,73

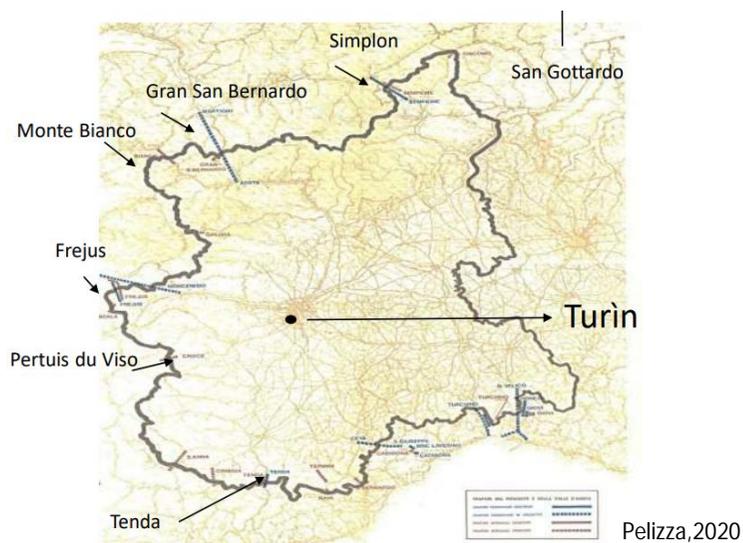
Galleria Torlonia — SEZIONI TRASVERSALI — Galleria Romana

EVOLUZIONE DEGLI ASPETTI REALIZZATIVI FINO AL 1800

Nel 1676-81, nella costruzione della galleria di Malpas in Francia, lunga 160 m, si fece uso per la prima volta della [polvere da sparo](#) e ancora in Francia, nel 1803-10, nell'affrontare la galleria di Tronquoy per la costruzione del [canale di San Quintino](#), si impiegò un primo vero metodo di attacco, con razionale e organica divisione del lavoro nelle diverse fasi di scavo, sostegno e rivestimento.

A seguito delle prime esperienze e per la disponibilità di mezzi tecnicamente sempre più adeguati, si verificò poi un continuo perfezionarsi degli ordinari metodi di costruzione, insieme alla realizzazione e alla messa a punto di nuove tecniche. Un decisivo progresso si verificò, con lo sviluppo delle ferrovie, a partire dal 1880 quando venne affrontato lo scavo di gallerie transalpine.

La Storia delle Gallerie moderne inizia infatti solo nel secolo XIX con la diffusione delle linee ferroviarie, richieste dal risveglio delle attività industriali e, di conseguenza, di quelle commerciali.



Tunnel		Length [m]	Construction date	Historical news
Name	Function			
Pertuis du Viso	mule road	65	1475-1480	The most antique alpine gallery for men and mules
Buca d'Uri	Horsecoach road	60	1707	The first alpine road tunnel
Turin stronghold (XVI cent.)	gun-powder mine gallery for defence	In total 21.000	XVII-XVIII centuries	Hand excavated by expert miners in gravel and sand just above the water table(-16m)
Frejus	railway	12.233	1857-1871	First alpine and worldwide longest tunnel (total length 13.636 m)
San Gottardo (I-CH)	Railway	14.900	1872-1882	First use of dynamite
Tenda	"The salt road" horsecoach road	3.186	1873-1882	First alpine and worldwide longest road tunnel
Tenda	railway	8.099	1890-1898	A capture spring feeds the aqueduct of South-West Piemonte
Simplon	railway	19.823	1 st tube 1898-1906 2 nd tube open 1921	World biggest tunnel at the time of construction

Gran S. Bernardo	motorway	5.854	1958-1964	First modern alpine road tunnel
Monte Bianco	motorway	11.600	1959-1965	Longest road tunnel at the time of construction
San Gottardo (CH)	motorway	16.918	1970-1980	Longest road tunnel at the time of construction
Frejus	motorway	12.895	1975-1980	At present a second tube is ready to be open

Pelizza, 2020

EVOLUZIONE DEGLI ASPETTI REALIZZATIVI FINO AL 1800

CENNI STORICI – METODO TEDESCO

trattato di F. von Rizha Lehrbuch über die gesamte Tunnel Baukunst, 1872.

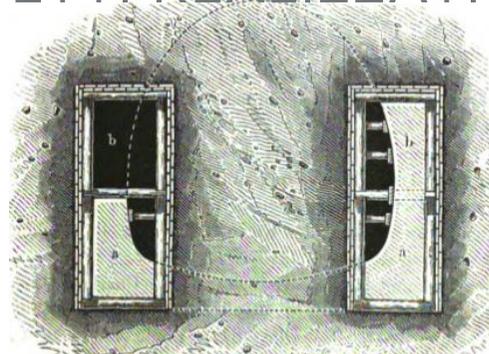
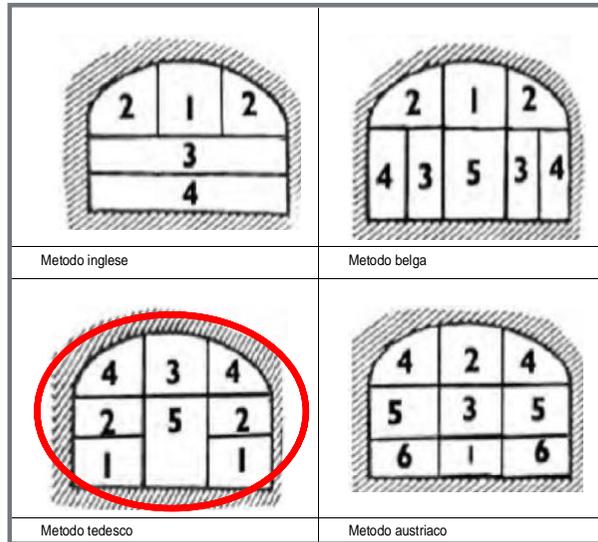


Fig. 430. Königsdorfer Tunnel (oberer Mauerstollen).

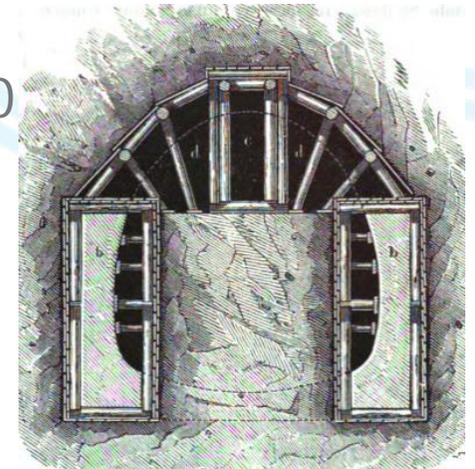
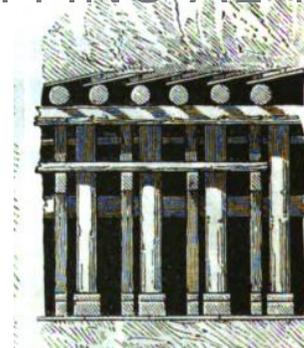


Fig. 431. Königsdorfer Tunnel (obere Zimmerung).

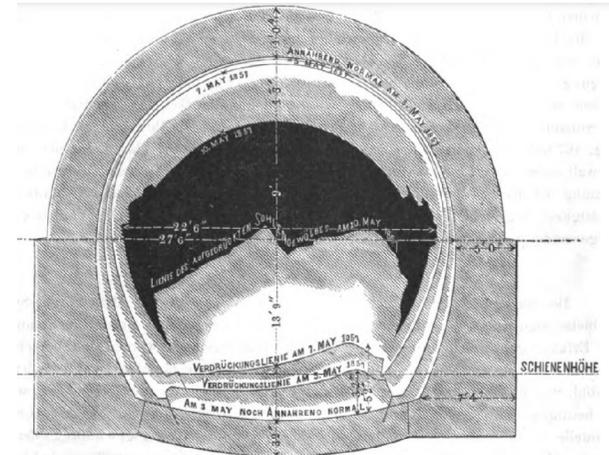
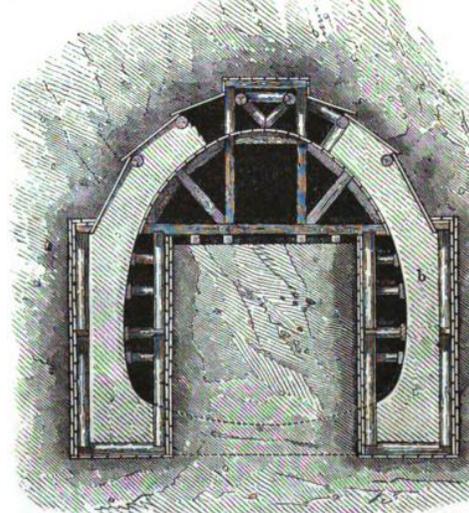


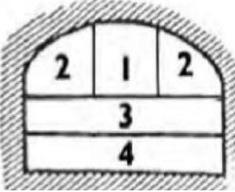
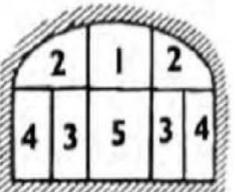
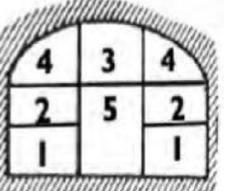
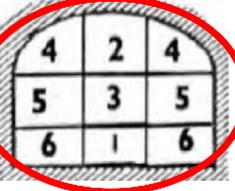
Fig. 467. Verdrückungen im Oisnitzer Tunnel.

EVOLUZIONE DEGLI ASPETTI REALIZZATIVI FINO AL 1800

F. von Rizha , 1872.

CENNI STORICI – METODO AUSTRIACO

trattato di F. von Rizha Lehrbuch über die gesamte Tunnel Baukunst, 1872.

	
Metodo inglese	Metodo belga
	
Metodo tedesco	Metodo austriaco

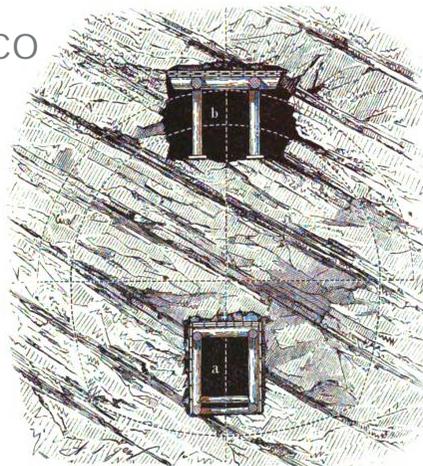


Fig. 480. Sohlen- und Scheitelstollen.

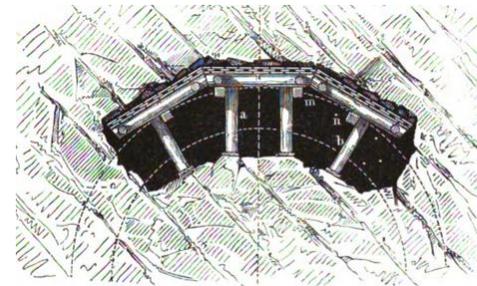


Fig. 481. Einbau der Sparren.

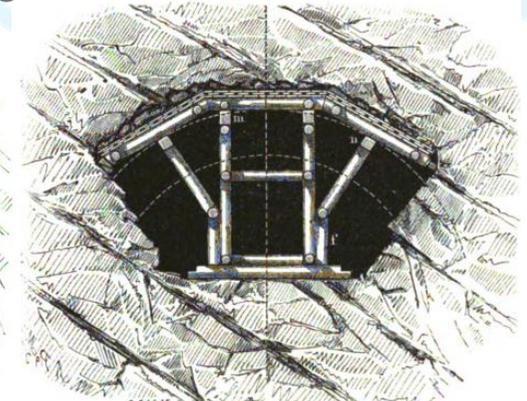


Fig. 482. Einbau des oberen Sparrenbockes.

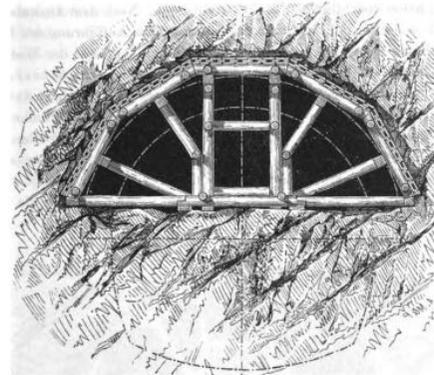


Fig. 483. Einbau der Sparrenflüsse.

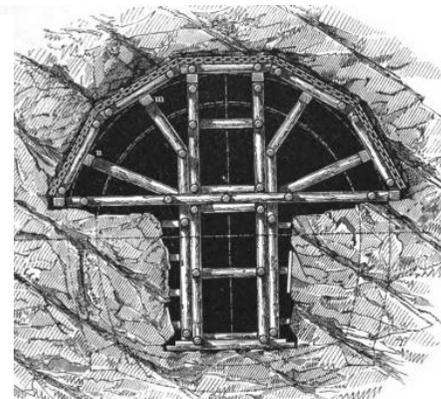


Fig. 484. Einbau des unteren Sparrenbockes.

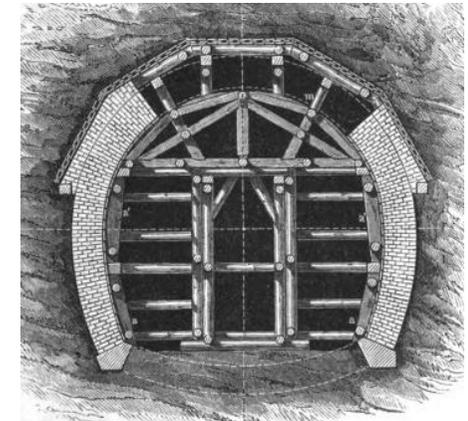
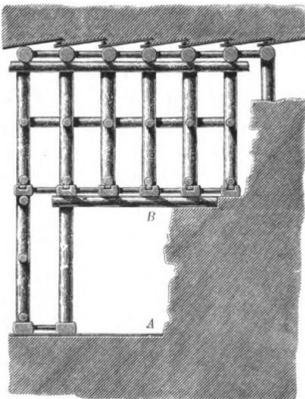


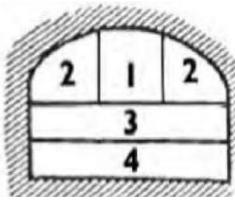
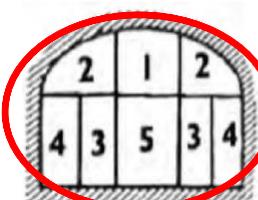
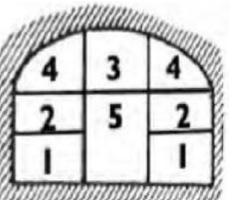
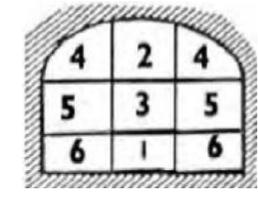
Fig. 486. Vorgang bei der Mauerung.



OPERE IN SOTTERRANEO – SCAVO IN TRADIZIONALE
Aspetti progettuali e applicativi

EVOLUZIONE DEGLI ASPETTI REALIZZATIVI FINO AL 1800

CENNI STORICI - METODO BELGA

	
Metodo inglese	Metodo belga
	
Metodo tedesco	Metodo austriaco

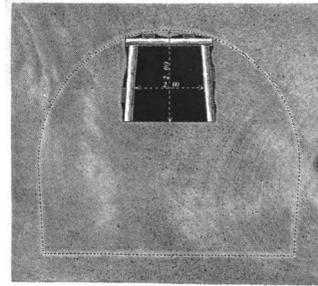


Fig. 397. Vorstellen.

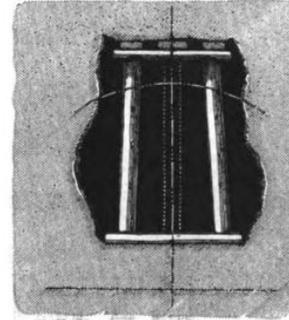


Fig. 398. - Feldort.

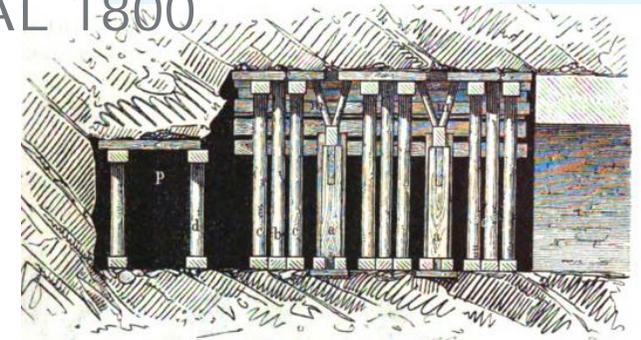


Fig. 401. Längenschnitt der Bogenortszimmerung im Tunnel von St. Cloud.

F. von Rizha , 1872.

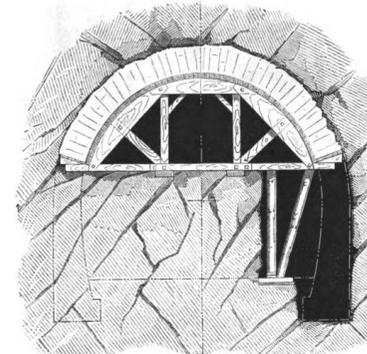
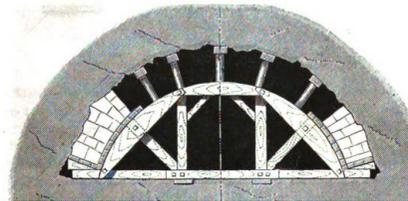
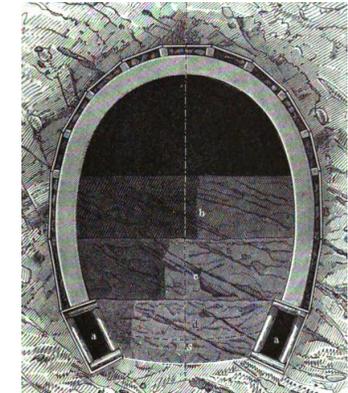
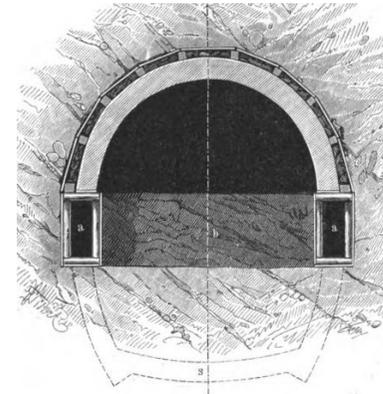
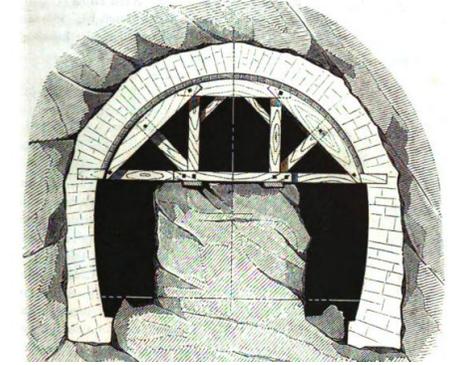


Fig. 403. Unterführung des Gewölbes.



EVOLUZIONE DEGLI ASPETTI REALIZZATIVI FINO AL 1800

CENNI STORICI - METODO INGLESE

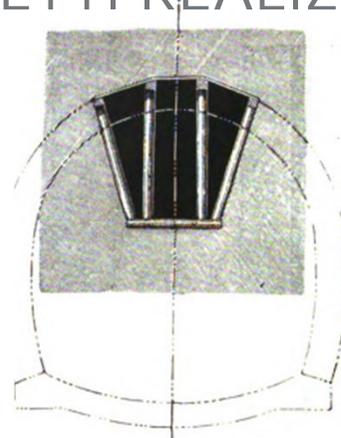
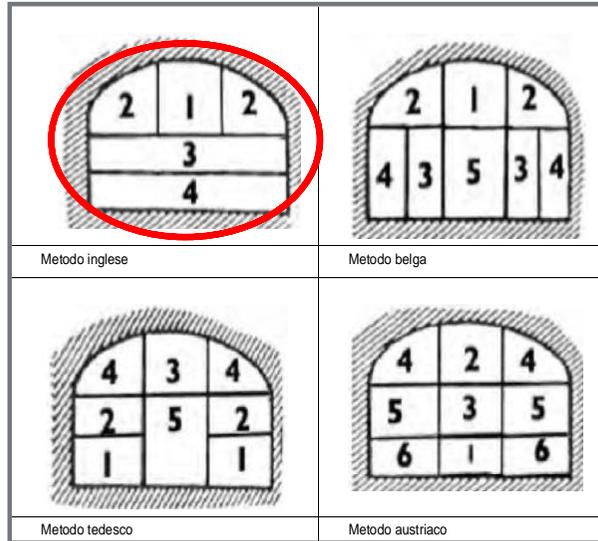


Fig. 365.

F. von Rizha, 1872.



Fig. 366.

Holzbausbau beim Kilsby-Tunnel.

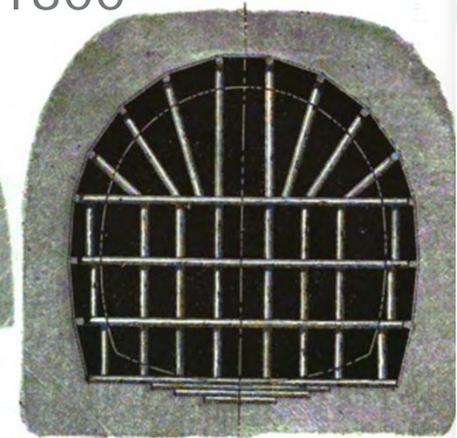


Fig. 367.

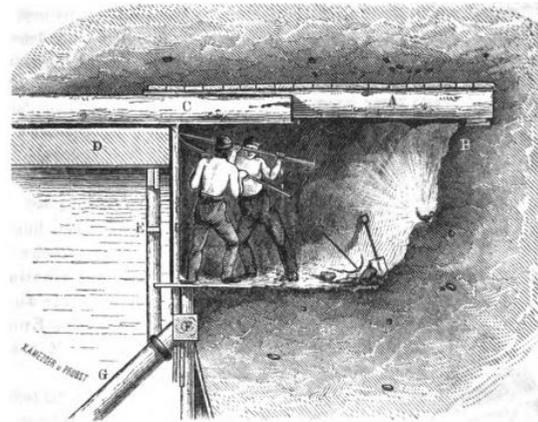


Fig. 363.

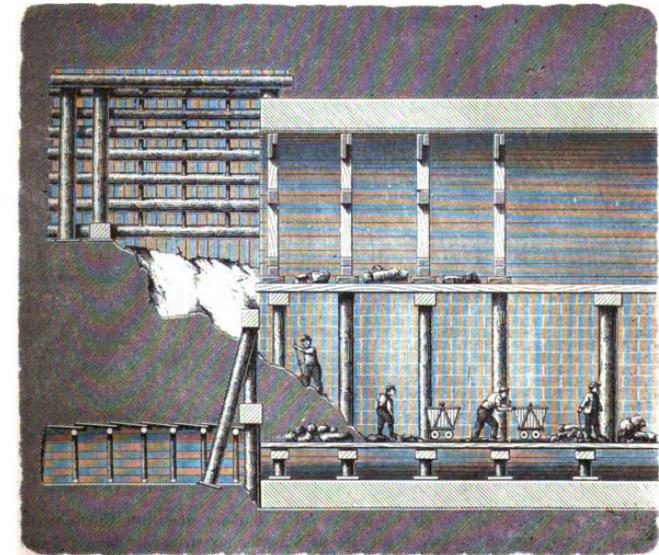


Fig. 359. Vorgang beim englischen Systeme.

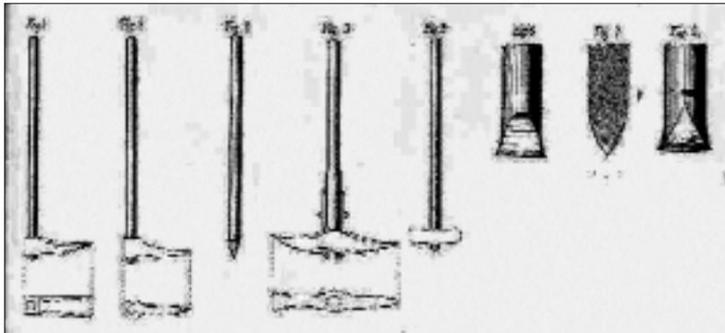
02.

CENNI STORICI

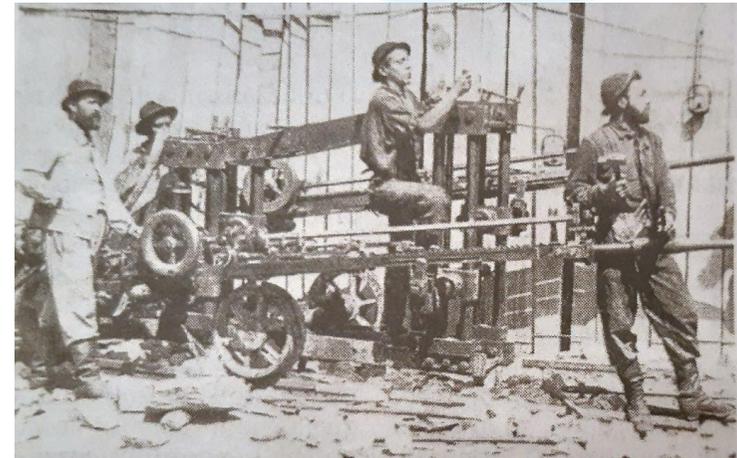
EVOLUZIONE DI LAVORAZIONI E ATTREZZATURE
FINO AL 1800

EVOLUZIONE DI LAVORAZIONI E ATTREZZATURE FINO AL 1800

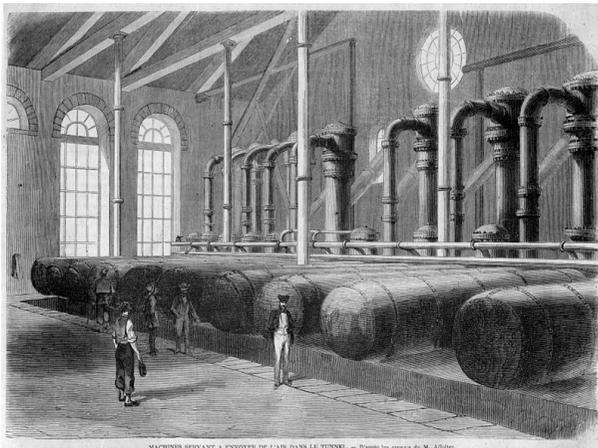
L'evoluzione tecnologica entra in galleria a partire dalla metà dell' '800



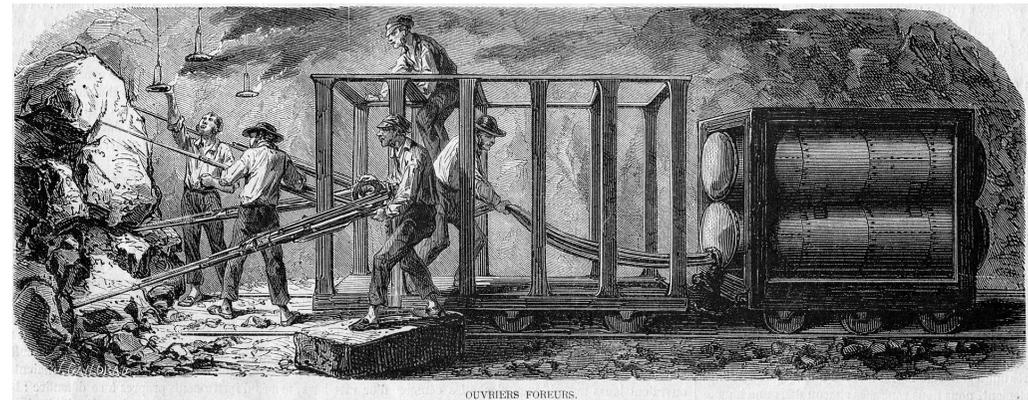
Utensili per lo scavo a mano (da G.Stabilini)



La macchina perforatrice pneumatica di Sommelier, scavo del Tunnel del Fréjus.
Fonte: TELT, Società Italo-Francese per la costruzione del Tunnel Euroalpino Lione-Torino



Serbatoi aria compressa From Wikimedia Commons, the free media repository



Macchine perforatrici pneumatiche From Wikimedia Commons, the free media repository

EVOLUZIONE DI LAVORAZIONI E ATTREZZATURE FINO AL 1800

L'evoluzione tecnologica entra in galleria a partire dalla metà dell' '800

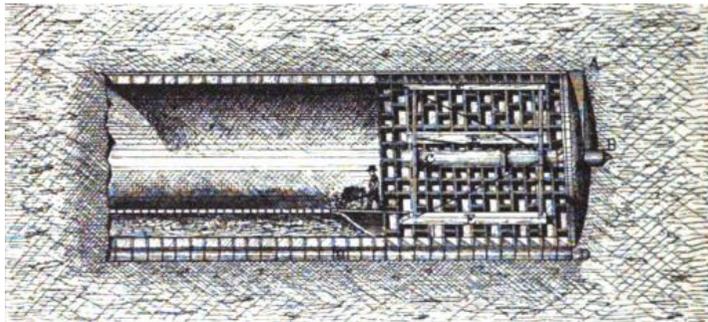
mensile medio	Cenisio	Gottardo	Monte Cenere	Laveno	Carrito Cucullo
avanzamento manuale (m)	20	20	35	30	30
avanzamento meccanico (m)	60	95	100	143	170

Gallerie	L(m)	metodo	geologia	anno inizio	anno fine	durata (anni)	dinamite e perforatrici	produzione media	smarino	manodopera	turni
Frejus	13.636	cunicolo di base	quarziti, arenarie, scisti, calcari	1.857	1.871	14	130 perc Sommelier	0,6-3m/gg	vagoni trainati da cavalli	2.000	8 ore
San Gottardo	14.984	belga	gneiss, graniti, scisti calcari	1.873	1.881	8	max 236 perc Ferroux Mac-Kean	6-7m/gg	vagoni ad aria compressa	1.200	8 ore
Sonnstein	1.428	belga	calcari, dolomiti e marne	1.876	1.877	1	primo caso rotaz. Brandt	max 2,3 m/gg			
Pfaffensprung	1.460	belga		1.878	1.881	3	rotaz. Brandt				
Laveno	2.935	belga	calcare dolomitico selcioso	1.881	1.882	1	7 varie				
Arlberg	10.257	piena sezione	micascisti	1.880	1.884	4	perc Ferroux e rot Brandt	1,5-5m/gg	locomotive	900	12 ore
Turchino	6.448	belga		1.889	1.894	5	perc Blanchod e Segala			>700	6-12 ore
Cremolino	3.408	belga		1.889	1.892	3	perc Ferroux Mac-Kean			fino a 1300	
Albula	5.866		scisti, dolomiti, graniti, sabbie	1.898	1.903	5	rotazione	max 6-7m/gg			
Sempione	19.731	cunicolo di base	gneiss, scisti, quarzite, calcare	1.898	1.905	7	23 rotazione rot Brandt			800	8-10 ore

EVOLUZIONE DI LAVORAZIONI E ATTREZZATURE FINO AL 1800

L'evoluzione tecnologica entra in galleria a partire dalla metà dell' '800

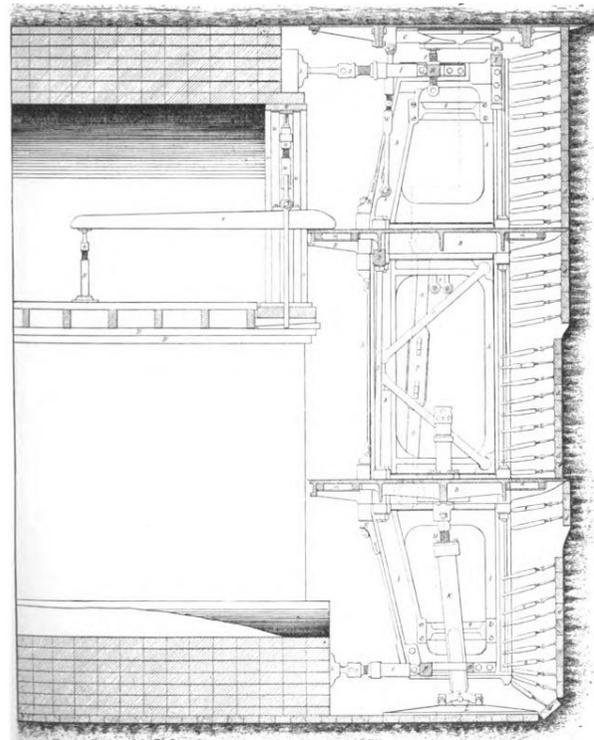
1825- 1842 – SCUDO DI BRUNEL SOTTO IL TAMIGI A LONDRA



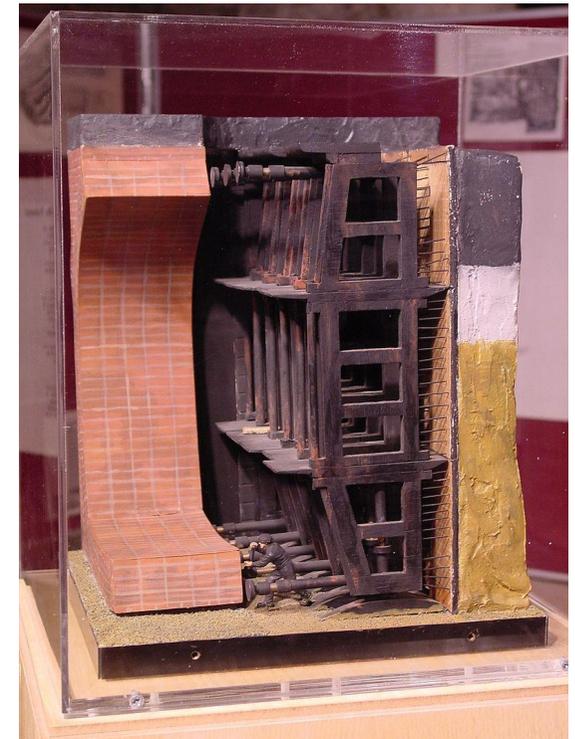
Scudo di Brunel - De l'emploi du bouclier dans la construction des souterrains (Raynald Legouéz, 1897)



Lo scavo del Thames Tunnel come era probabilmente intorno al 1840 From Wikipedia Commons



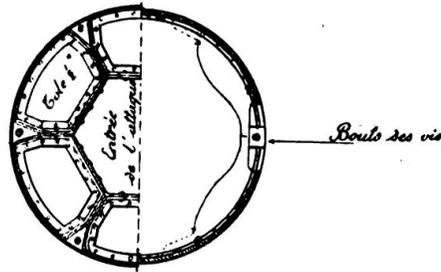
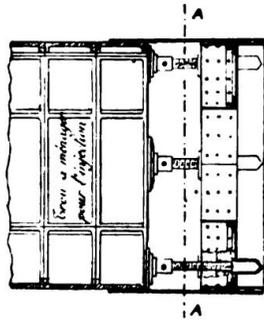
Scudo di Brunel - De l'emploi du bouclier dans la construction des souterrains (Raynald Legouéz, 1897)



Modello in scala dello scudo tunnel al Museo Brunel a Rotherhithe - From Wikipedia Commons

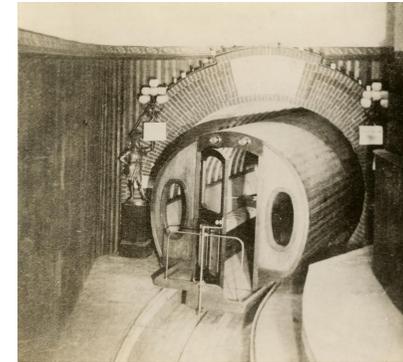
EVOLUZIONE DI LAVORAZIONI E ATTREZZATURE FINO AL 1800

L'evoluzione tecnologica entra in galleria a partire dalla metà dell' '800



Peter Barlow, 1864

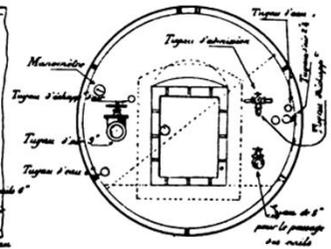
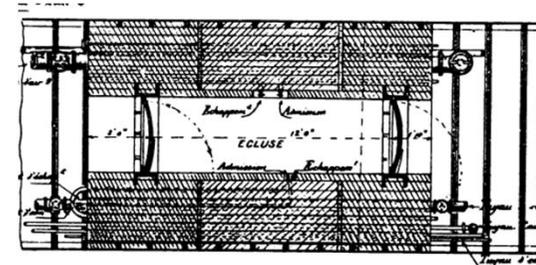
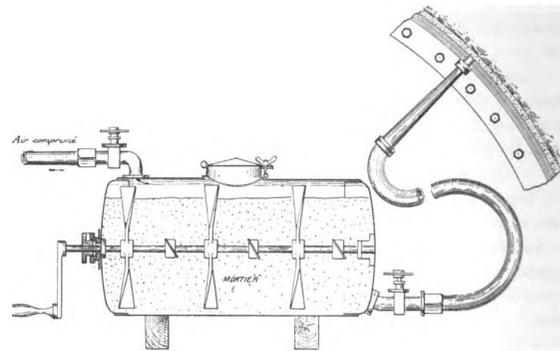
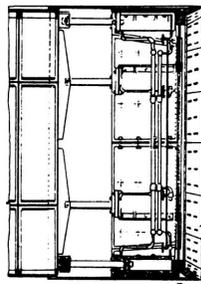
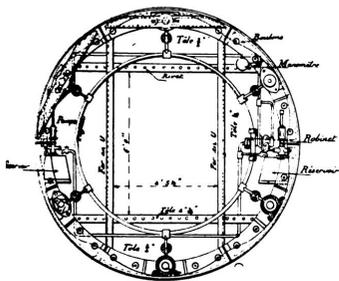
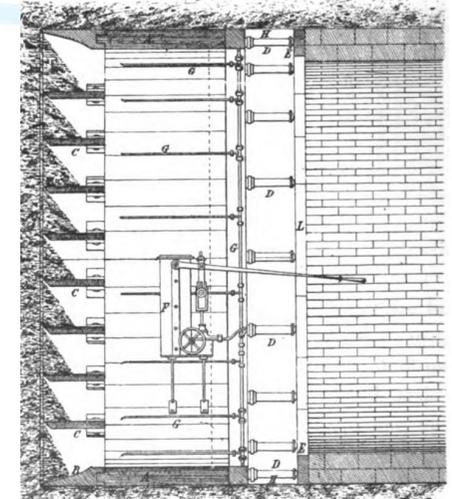
De l'emploi du bouclier dans la construction des souterrains
(Raynald Legouéz, 1897)



From Wikimedia Commons

Alfred Beach, 1867

De l'emploi du bouclier dans la construction des souterrains
(Raynald Legouéz, 1897)

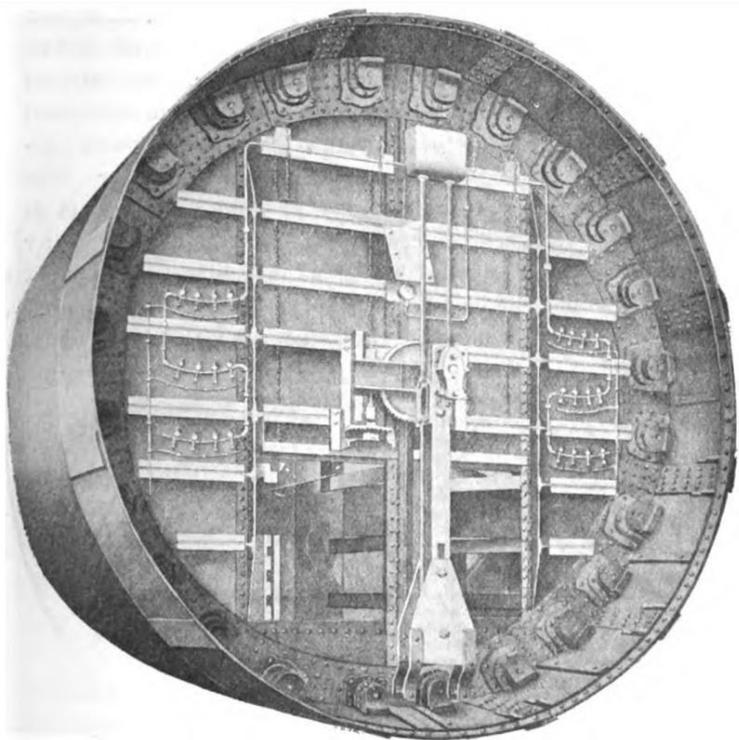


James Henry Greathead, 1884

De l'emploi du bouclier dans la construction des souterrains
(Raynald Legouéz, 1897)

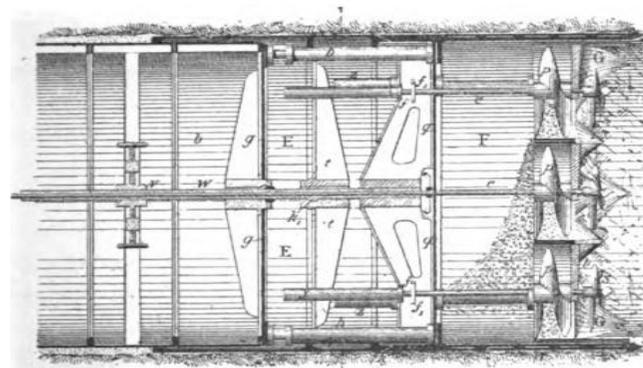
EVOLUZIONE DI LAVORAZIONI E ATTREZZATURE FINO AL 1800

L'evoluzione tecnologica entra in galleria a partire dalla metà dell' '800



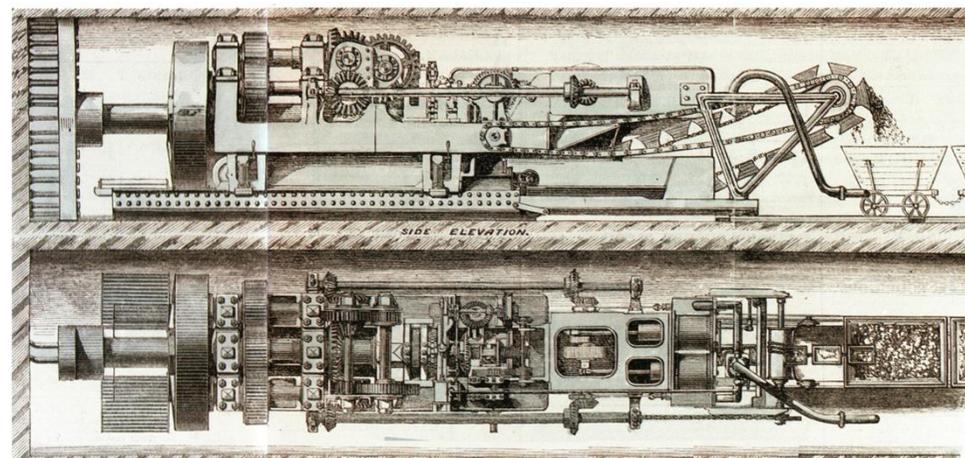
Joseph Hobson, 1890

De l'emploi du bouclier dans la construction des souterrains (Raynald Legouéz, 1897)



M. Mackensen, 1896

De l'emploi du bouclier dans la construction des souterrains (Raynald Legouéz, 1897)



Frederick Beaumont, 1875

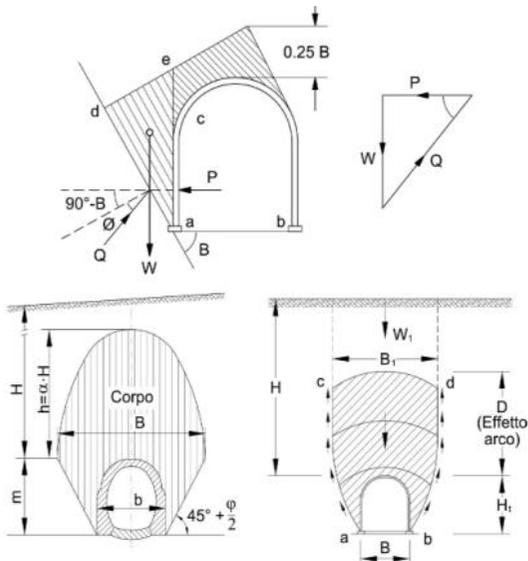
From Wikimedia Commons

03.

EVOLUZIONE DEI METODI DI ANALISI E PROSPETTIVE STATICA DELLE GALLERIE

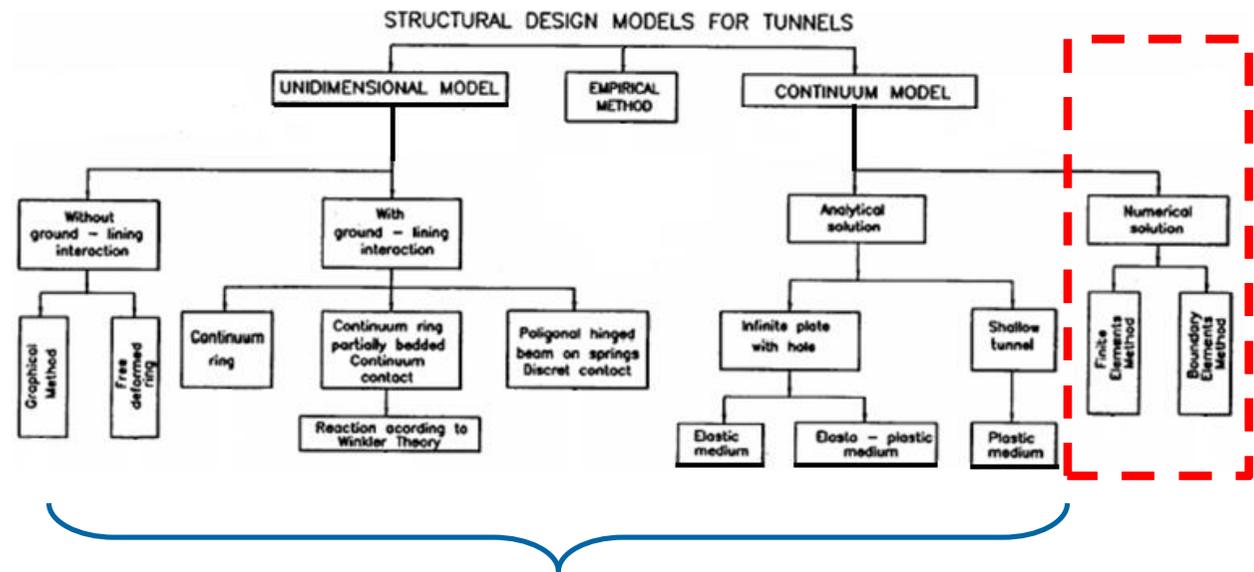
EVOLUZIONE DEI METODI DI ANALISI

Primi anni del XX secolo



A partire dal 1960

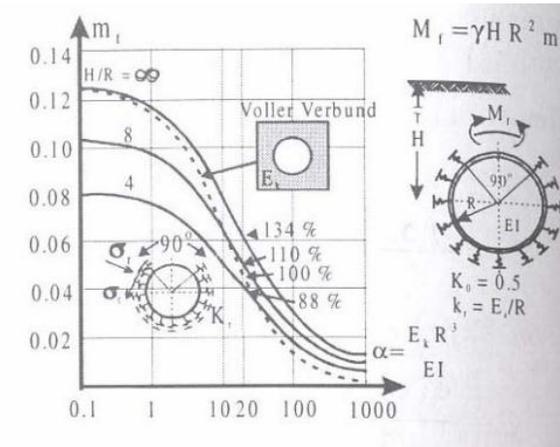
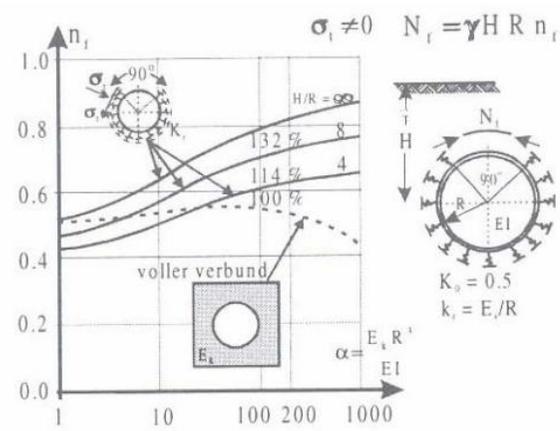
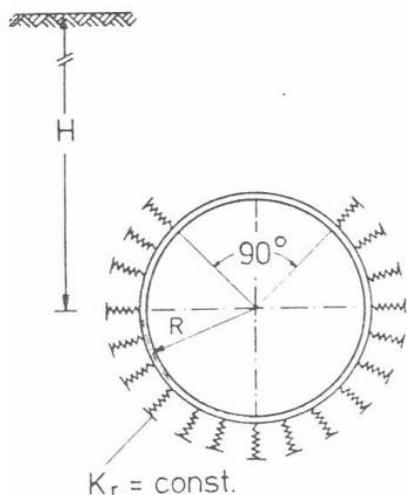
Iftimie [1994]



- Pratica progettuale (concetti basilari)
- Controllo ed impostazione dei modelli numerici (NTC)
- Chiave di lettura degli approcci di progettazione

EVOLUZIONE DEI METODI DI ANALISI

METODI ANALITICI MONODIMENSIONALI



Metodo di Shultze e Duddeck [1964] – elementi monodimensionali e molle elastiche

Abachi di Shultze e Duddeck [1964] per il calcolo delle sollecitazioni rivestimento

Lo stato tensionale agente sul sistema è quello litostatico totale anche se in altri casi i carichi imposti sono riferibili ai metodi di Terzaghi dei primi anni del secolo 1900

EVOLUZIONE DEI METODI DI ANALISI



METODI ANALITICI DA MODELLI CONTINUI

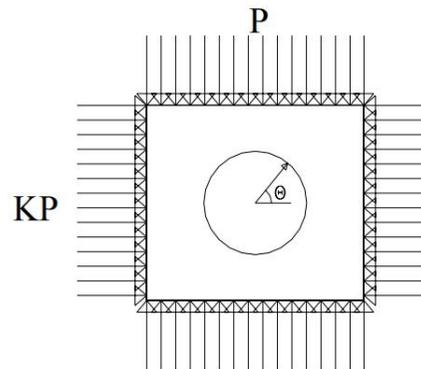
Il metodo di Wood (1975)

- Stato di deformazione piano,
- Terreno come semispazio elastico
- Rivestimento circolare modellato come una trave continua elastica.
- Carico applicato alla struttura allo stato tensionale litostatico totale.
- Rivestimento si deforma assumendo una forma ellittica.

$$M \max = \pm \frac{1}{6} p_o r_o^2 \eta^2 [Rs / (1 + Rs)]$$

- p_o è la differenza tra la tensione verticale litostatica in corona e sull'arco rovescio, rapportata alla tensione orizzontale;
- η è il rapporto tra il raggio medio e il raggio di estradosso del rivestimento;
- r_o è il raggio medio del rivestimento;
- Rs è il rapporto di rigidezza rivestimento terreno

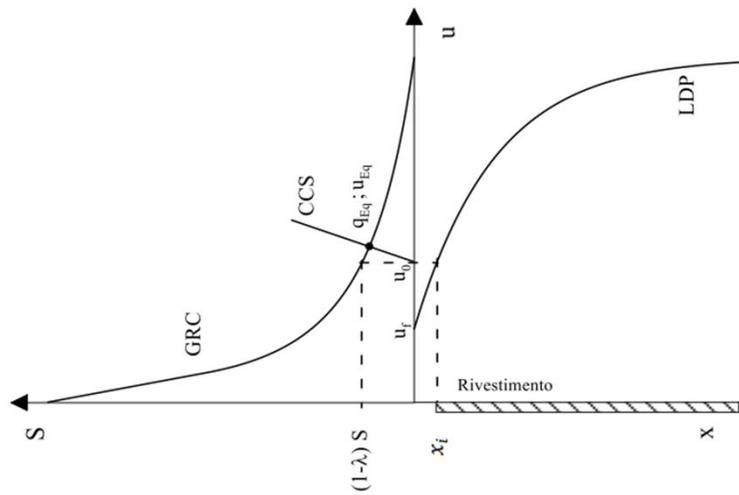
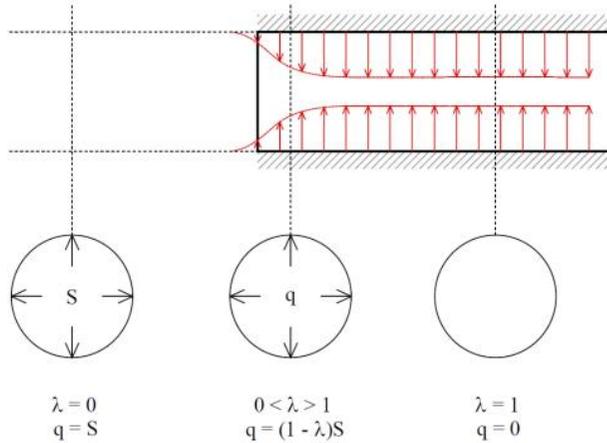
Il metodo di Einstein e Schwartz (1979)



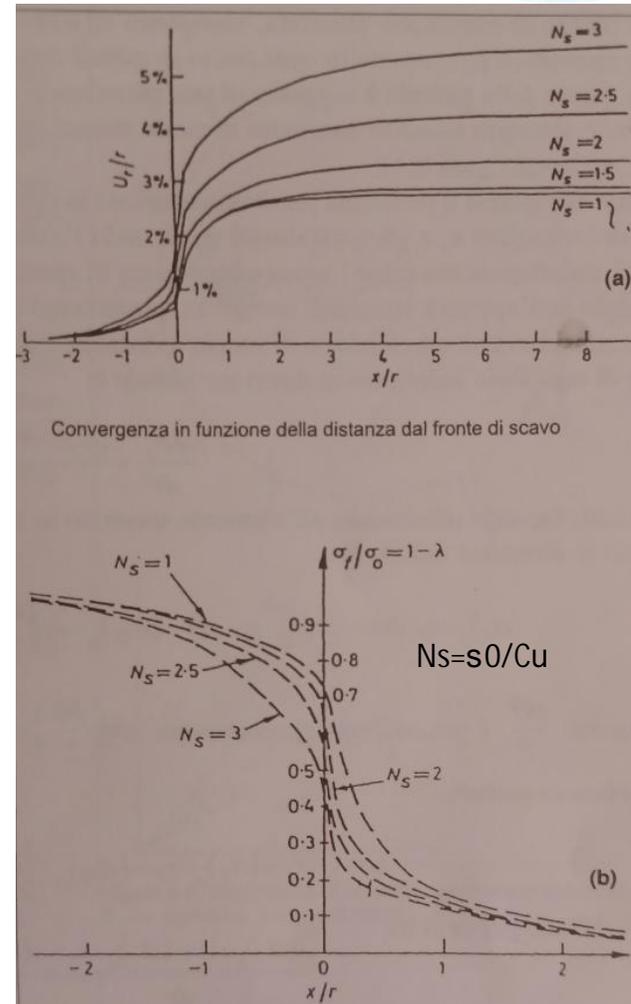
Il modello interpretativo considerato dai due Autori ipotizza ancora una volta lo stato piano di deformazione e terreno a comportamento deformativo elastico, con un rivestimento sul quale agisce lo stato tensionale riportato in figura.

EVOLUZIONE DEI METODI DI ANALISI

CURVE CARATTERISTICHE E METODO CONVERGENZA CONFINAMENTO



Immagir

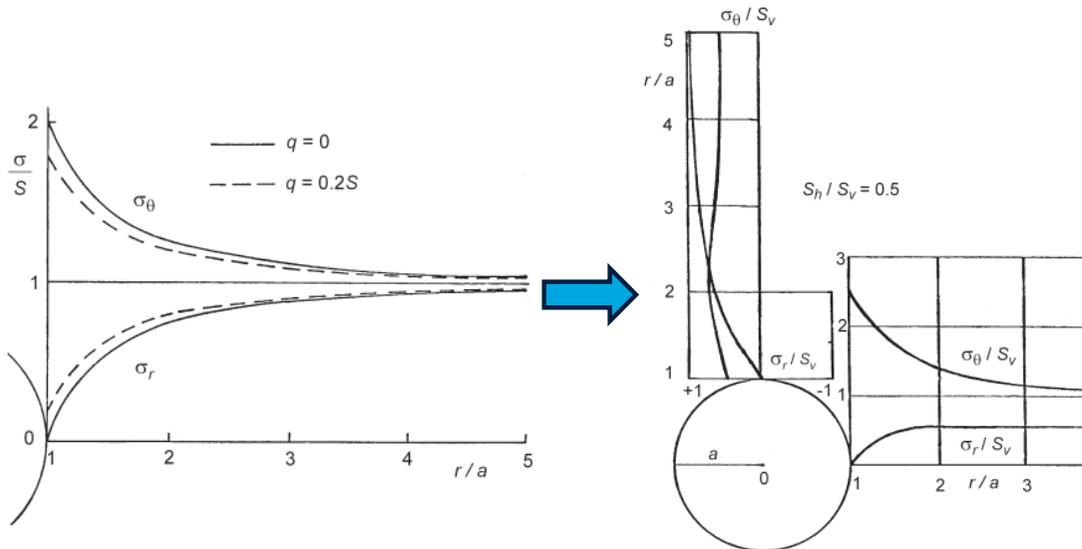
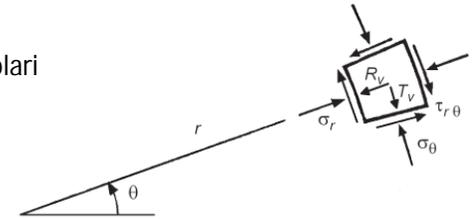


(Panet, Guenot 1982)

EVOLUZIONE DEI METODI DI ANALISI

STATICA DELLE GALLERIE CASO ELASTICO - OMOGENEO ISOTROPO / ANISOTROPO

Soluzioni analitiche in cui lo stato di sforzo e deformazione derivano dalla soluzione delle equazioni di equilibrio e di congruenza in coordinate polari



CASO OMOGENEO ($E_h=E_v$) ED ISOTROPO ($K_0=1$)

CASO OMOGENEO ($E_h=E_v$) ED ANISOTROPO ($K_0 \neq 1$)

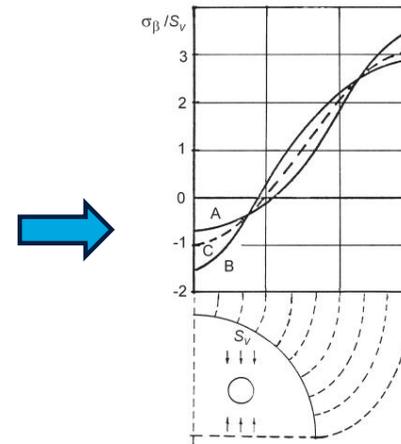
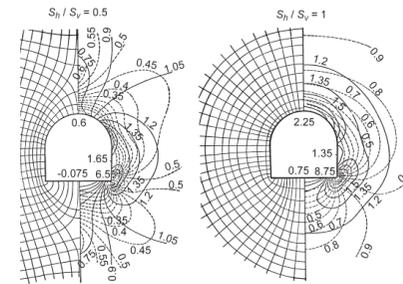


Figura 8.14. Tensione tangenziale al contorno di una galleria circolare entro un mezzo anisotropo:

A) $E_v/E_h = 2, G_{hv}/E_h = 0.5, \nu_{vh} = 0.3$; B) $E_h/E_v = 2, G_{hv}/E_v = 0.5, \nu_{hv} = 0.3$; C) $E_v = E_h$

CASO ETEROGENEO ($E_h=E_v$) ED ANISOTROPO ($K_0 \neq 1$)

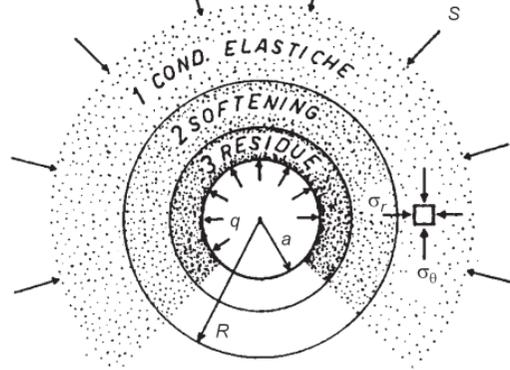


CASO FORMA NON CIRCOLARE

Fonte: Dispense Lezioni Meccanica delle Rocce - Prof. R. Ribacchi - La Sapienza - Roma

EVOLUZIONE DEI METODI DI ANALISI

STATICA DELLE GALLERIE CASO ELASTO PLASTICO SENZA E CON PESO / FALDA



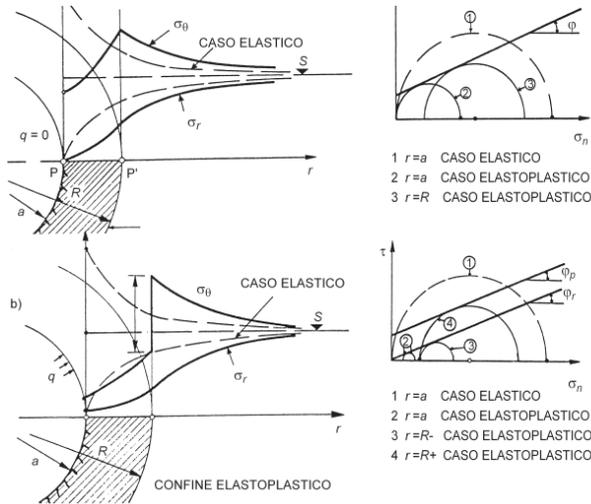
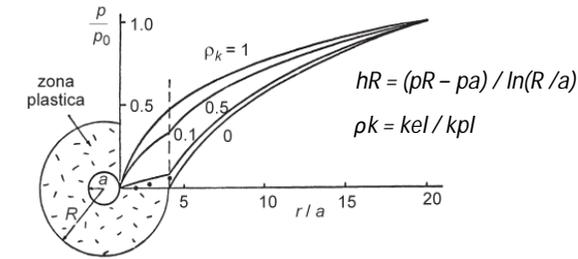
$$Nr = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi)$$

$$Qy = (q + \text{cres} \cdot \cotan f \text{ res}) / (\gamma \cdot a) > 1 / (Nr - 2) = Qy \text{ crit}$$

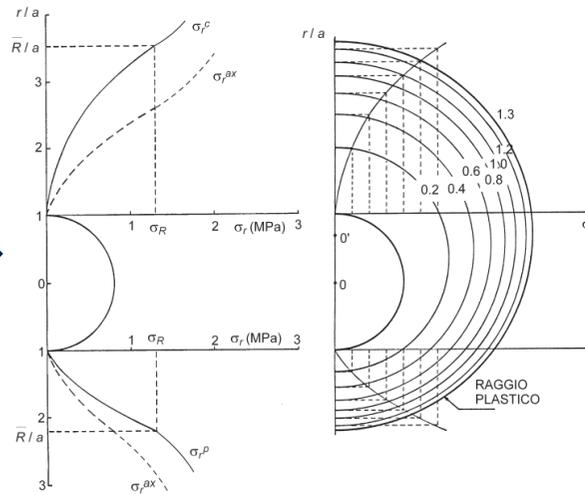
L'introduzione del parametro Qy consente di definire un coefficiente di sicurezza a collasso di una galleria per condizioni di sforzo di trazione, espresso dal rapporto:

$$FS = Qy / Qy \text{ crit}$$

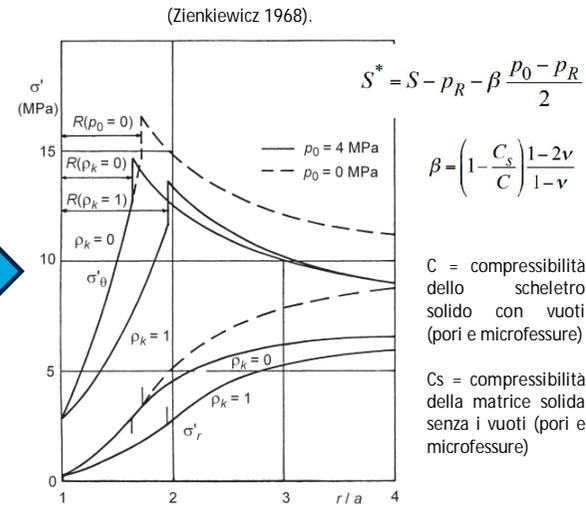
p_R = pressione H2O al raggio plastico
 s_R = tensione radiale al raggio plastico
 R = raggio plastico



CASO ELASTO PLASTICO PERFETTO E STRAIN SOFTENING FRAGILE



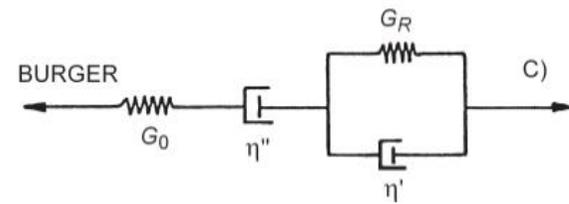
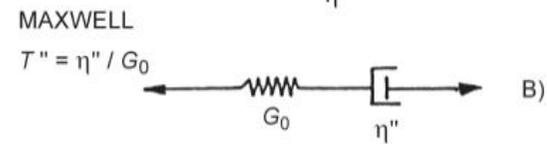
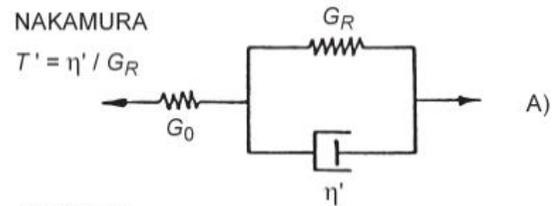
CASO ELASTO PLASTICO PERFETTO CON FORZE DI VOLUME (PESO)



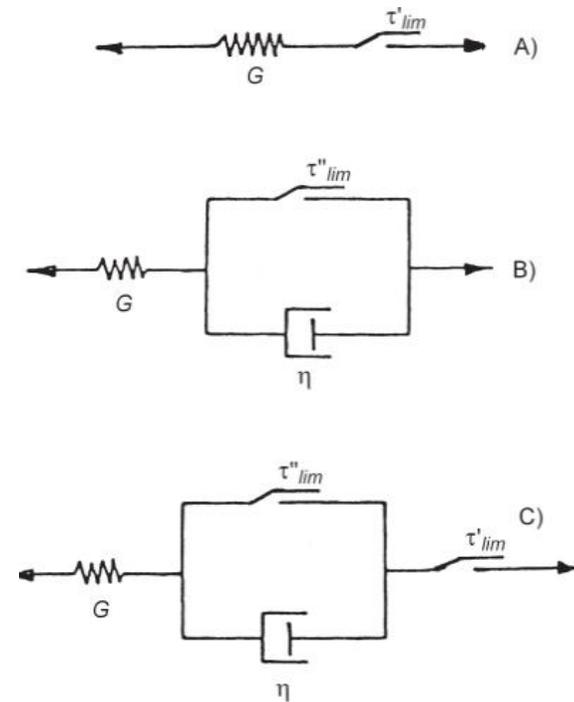
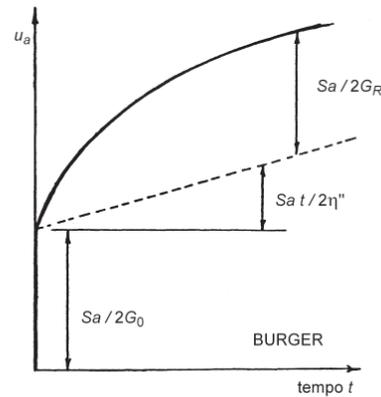
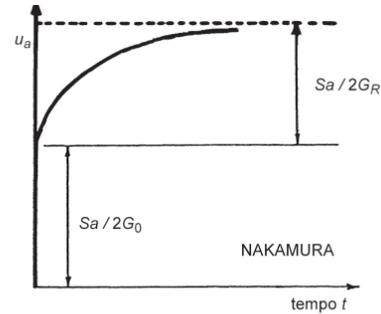
CASO ELASTO PLASTICO PERFETTO IN PRESENZA DI FALDA DRENATA

EVOLUZIONE DEI METODI DI ANALISI

STATICA DELLE GALLERIE CASO VISCOSO - ELASTICO E VISCOSO - PLASTICO



$$1/GT = 1/G_0 + 1/G_R$$

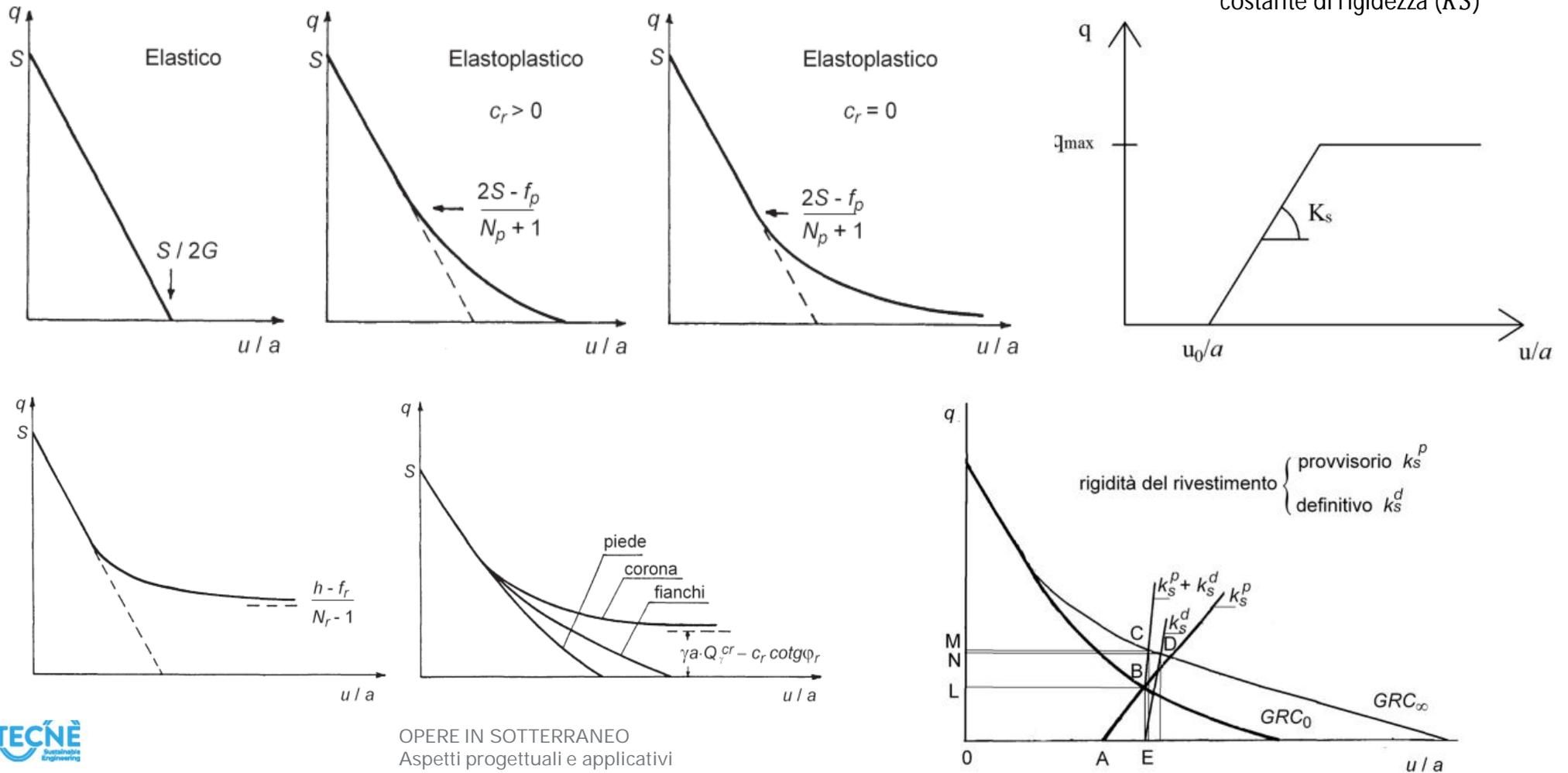


Fonte: Dispense Lezioni Meccanica delle Rocce – Prof. R. Ribacchi – La Sapienza - Roma

EVOLUZIONE DEI METODI DI ANALISI

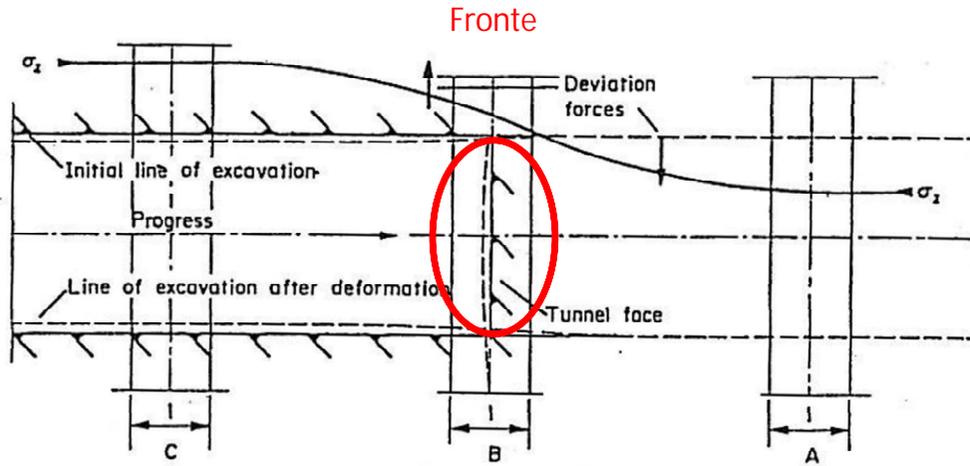
CURVE CARATTERISTICHE DEL CAVO E DEI RIVESTIMENTI

Fonte: Dispense Lezioni Meccanica delle Rocce – Prof. R. Ribacchi – La Sapienza - Roma



EVOLUZIONE DEI METODI DI ANALISI

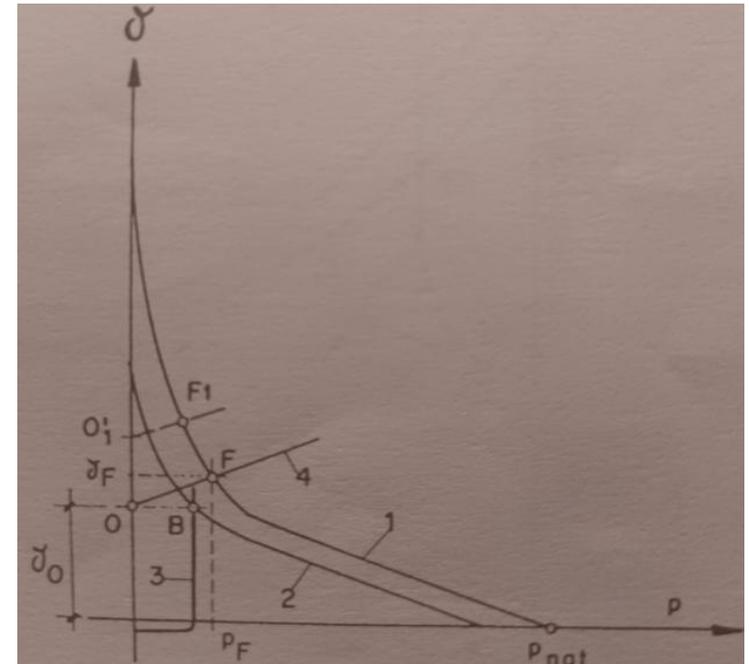
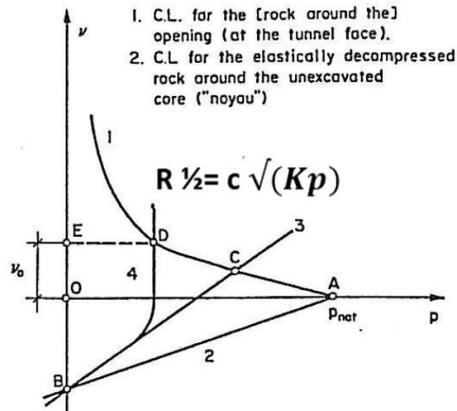
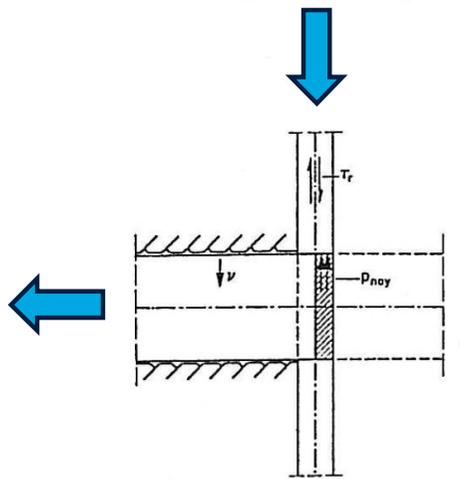
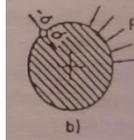
APPROCCIO TRIDIMENSIONALE - CURVE CARATTERISTICHE DEL NUCLEO E DEL FRONTE (Amberg - Lombardi)



Fronte



Nucleo

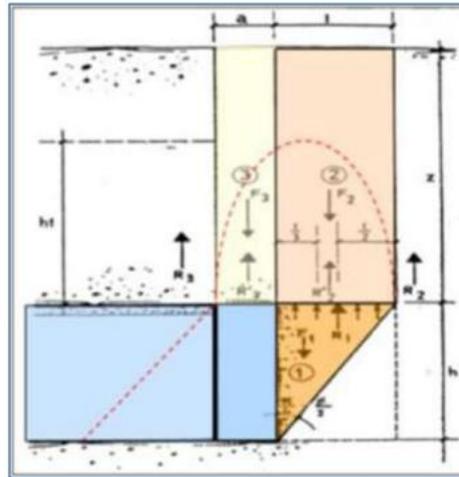


Immagini da «La statica della galleria- Lombardi 1998»

EVOLUZIONE DEI METODI DI ANALISI

METODI ANALITICI – STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO

Metodo di Tamez-Cornejo (1985)



$$F_s = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1+\lambda)^2} + 2 \cdot \tau_{m3} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{(1+\lambda)\sqrt{K_A}} \cdot \frac{h_1}{h} + \frac{3 \cdot 4 \cdot c}{(1+\lambda)^2 \cdot \sqrt{K_A}}}{\left[1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot z \cdot (1+\lambda)^3} \right] \cdot [\gamma \cdot Z - P_E]}$$

dove:

b = larghezza della galleria

h = altezza della galleria

c = coesione dell'ammasso

Z = copertura della galleria

Il valore di h_1 viene assunto pari a:

$$\text{per } h_1 < Z: h_1 = \frac{b}{2f}$$

$$\text{per } h_1 > Z: h_1 = Z$$

$$F_{sa} = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot Z - P_E} \cdot \left[\frac{h_1}{b} \right] \left[1 + \frac{b}{a} \right]$$

Metodo di Broms e Bennermark (1967)

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma Z - \sigma_T}{c_u}$$

dove:

γ = peso dell'unità di volume del terreno

z = profondità dell'asse della galleria

σ_s = sovraccarico eventualmente presente in superficie

σ_T = eventuale pressione di sostegno applicata al fronte

c_u = resistenza non drenata, alla profondità della galleria.

N	Deformazioni
< 1	Trascurabili
1 - 2	Elastiche
2 - 4	Elasto-plastiche
4-6	Plastiche
> 6	Collasso

P.B. Attewell in Geddes, 1978

Metodo del fattore di stabilità N (1990)

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left[K_p - 1 + \frac{2}{N} \right]$$

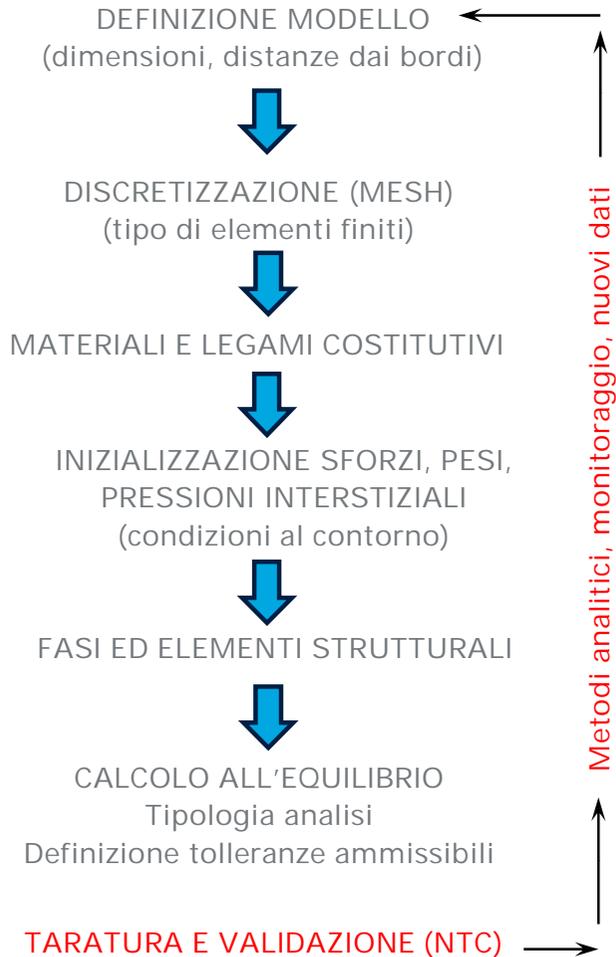
dove $N = \frac{2\sigma_z}{\sigma_c}$

Nel caso di una galleria priva di rivestimento, se $N < 1$, non si raggiunge mai la resistenza massima dell'ammasso roccioso. Raggiunto il limite di rottura ($N > 1$) l'autore suggerisce i seguenti valori limite del tasso di deconfinamento, ai quali corrispondono determinate condizioni di stabilità del fronte:

- se $0,6 < \lambda_e < 1$ il **fronte di scavo è stabile**; le pressioni raggiungono il valore massimo di esistenza dell'ammasso a tergo del fronte;
- se $0,3 < \lambda_e < 0,6$ il **fronte di scavo è stabile a breve termine**; al fronte di scavo le pressioni raggiungono il valore di resistenza massima prima in vicinanza del bordo poi verso il nucleo;
- se $\lambda_e < 0,3$ il **fronte di scavo è instabile**; il fronte di scavo è in condizioni di instabilità per cui necessitati interventi preventivi di consolidamento.

EVOLUZIONE DEI METODI DI ANALISI

METODI DI CALCOLO NUMERICO (FEM, DEM, FDM)

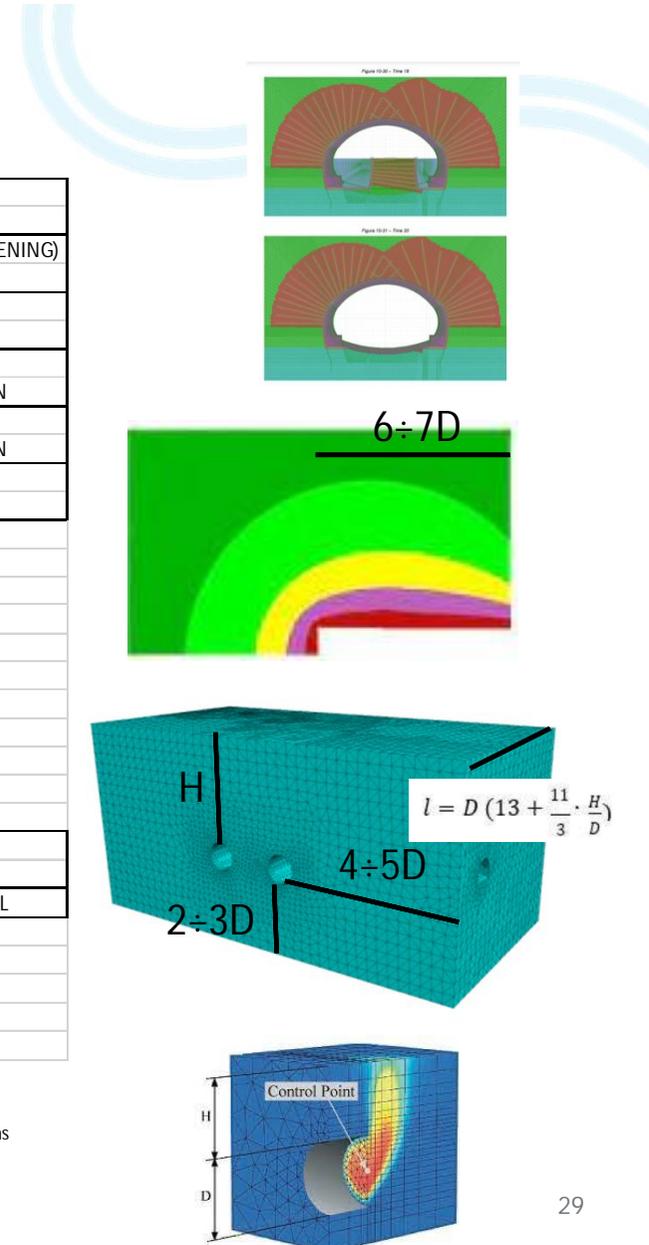


SOIL TYPE	SOFT CLAY	ELASTIC-VISCO PLASTIC MODIFIED CAM CLAY	
	HARD CLAY (OC)	ELASTOPLASTIC (HARDENING, SOFTENING) MODIFIED CAM CLAY	
	GRANULAR	EMPIRICAL GENERAL ELASTOPLASTIC	
	SOFT FRACTURED ROCK	CREEP ELASTOPLASTIC HOEK BROWN	
	INTACT ROCK	ELASTIC ELASTOPLASTIC HOEK BROWN	
	CEMENTED	GENERAL ELASTOPLASTIC STRAIN SOFTENING	
	GROUND WATER	DRY SOIL (SATURATED)	
		UNSATURATED	
		DRAINED SOIL	
		UNDRAINED SOIL	
TYPE OF LOADING	MONOTONIC		
	CYCLING		
	IMPACT		
STRUCTURAL BEHAVIOR	LINEAR		
	NON LINEAR		
	TIME INDEPENDENCE TIME DEPENDENCE (VISCOUS)		
DISCIPLINE	BIDISCIPLINE	THERMO MECHANICAL HYDRO MECHANICAL	
	MULTIDISCIPLINE	THERMO HYDRO MECHANICAL	
DIMENSIONAL	1d		
	2d		
	3d		
THEORY FRAMEWORKS	CRITICAL STATE MODELS		
	ARTIFICIAL INTELLIGENCE (ML)		

Classificazione e Linea guida scelta legami costitutivi

Extensive overview of soil constitutive relations and applications for geotechnical engineering problems
Kennedy C. Onyelowe et al. 2023

OPERE IN SOTTERRANEO
Aspetti progettuali e applicativi



EVOLUZIONE DEI METODI DI ANALISI

METODI DI CALCOLO NUMERICO (FEM, DEM, FDM)

PROSPETTIVE E RECENTI SVILUPPI

1. Legami costitutivi sempre più complessi
2. Digitalizzazione:
 - Interfaccia di FEM 2D/3D con i corrispondenti modelli BIM
 - Tool di interfaccia col modello FEM per ottimizzare in modo automatico la forma ed i rivestimenti delle gallerie (minimizzare sollecitazioni)
 - Tool di interfaccia per variare in modo automatico stratigrafia e vincoli al contorno (analisi sensibilità, eterogeneità variazioni al contorno)
 - Tool di interfaccia (3D) per variare in modo automatico gli interventi di consolidamento e prerivestimenti / rivestimenti per ottimizzazione progettuale nell'ambito del metodo di progettazione alle deformazioni controllate
3. Interfaccia con modelli di AI (Machine Learning) (elaborazione automatica di dati geologici, geotecnici, implementazione di modelli costitutivi definiti da ML in corso d'opera)

04.

APPROCCI METODOLOGICI PROGETTUALI MODERNI E PROSPETTIVE

APPROCCI PROGETTUALI / ESECUTIVI

Nel seconda metà del 1900,

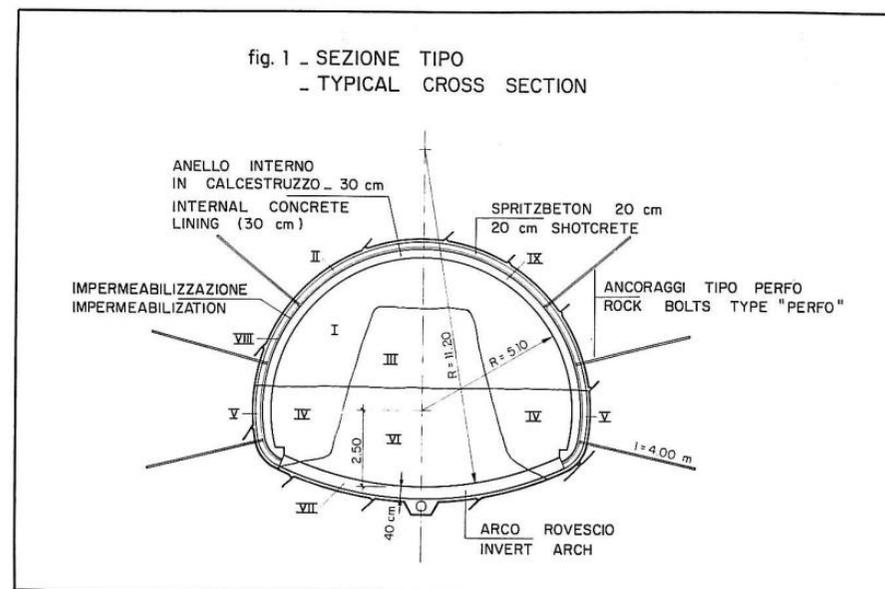
- con lo sviluppo di nuove tecniche per il consolidamento della roccia, con l'apparizione di potenti macchine perforatrici e di smarino,
- con lo sviluppo della Meccanica delle Rocce anche facilitata dallo sviluppo tecnologico.

- l'introduzione delle iniezioni di cemento come utile mezzo per il riempimento di eventuali vuoti a tergo di un rivestimento oppure per consolidare la roccia circostante una cavità;
- l'uso dell'acciaio per le centine che, paragonato al legno, presenta delle caratteristiche di resistenza e di rigidità parecchio superiori
- l'introduzione dello spritz-beton, cioè calcestruzzo lanciato a pressione;
- l'introduzione di chiodature e ancoraggi della roccia sia del tipo passivo che attivo.

abbiamo potuto assistere ad una rapida evoluzione di nuovi approcci di progettazione e costruttivi delle gallerie

APPROCCIO ESECUTIVO NATM

Il nuovo metodo austriaco NATM è un metodo di avanzamento di natura sperimentale, basato su esperienze pratiche e teoriche, in cui i mezzi di stabilizzazione impiegati sono un sottile rivestimento di spritz-beton, opportunamente rinforzato da bullonature o eventualmente da centine metalliche, messo in opera immediatamente dopo la fase di scavo, e, dove necessario, completato con l'arcoverscio in calcestruzzo, chiuso appena possibile.

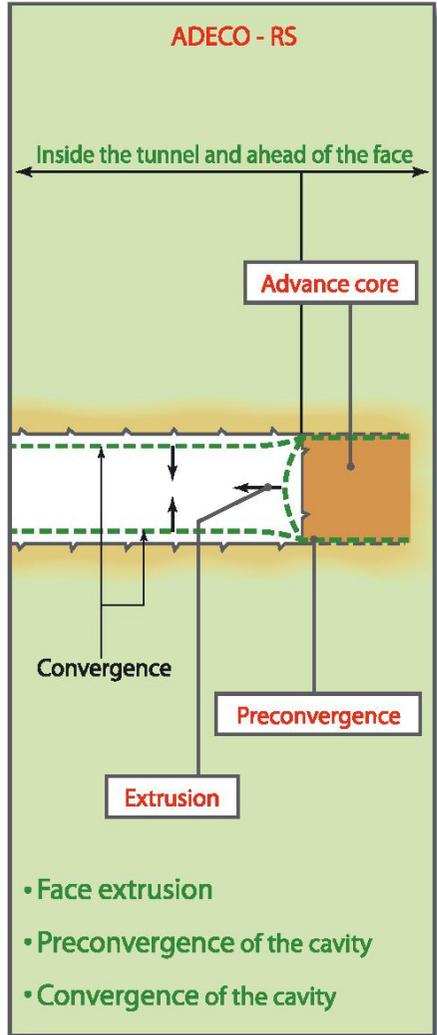


NATM - Galleria Autostradale A1 - San Donato - FI - Italia

From "Il nuovo Metodo Austriaco nella costruzione di gallerie ferroviarie", W.Amberg, F.Cristini - Estratto Rassegna dei lavori pubblici 1986

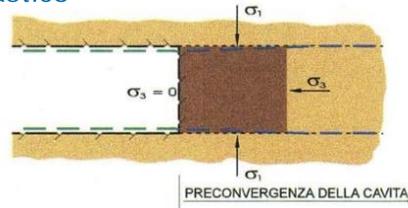
APPROCCIO PROGETTUALE ALLE DEFORMAZIONI CONTROLLATE

La stabilità di una galleria durante le fasi di scavo è garantita dal controllo delle deformazioni del sistema nucleo - fronte.

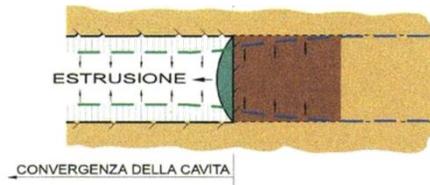


Categorie di comportamenti del sistema nucleo - fronte.

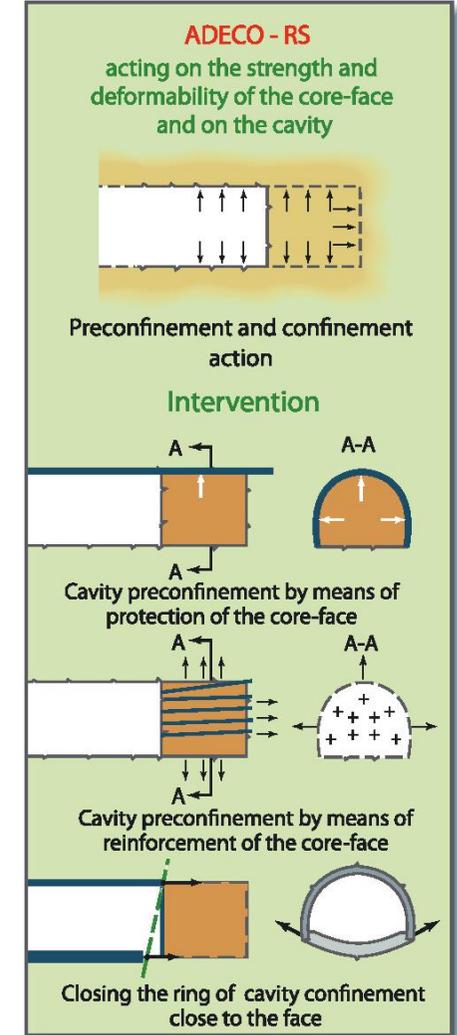
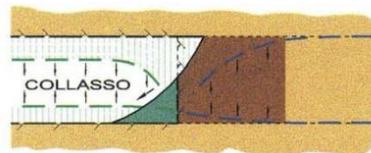
CATEGORIA A - Fronte Stabile - Elastico



CATEGORIA B - Fronte Stabile a BT Elastico-Plastico

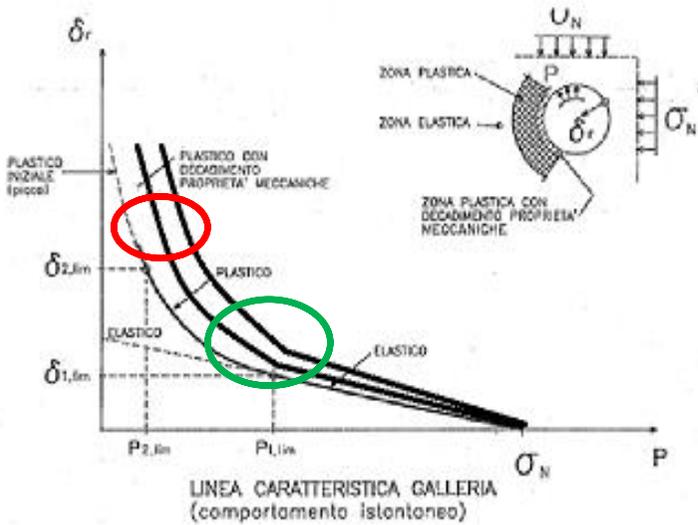


CATEGORIA C - Fronte Instabile Plastico



INQUADRAMENTO TEORICO DEGLI APPROCCI PROGETTUALI/ESECUTIVI NATM ED ADECO

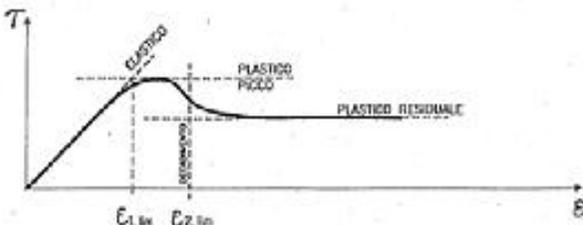
CASO ELASTICO NON LINEARE PLASTICO STRAIN SOFTENING



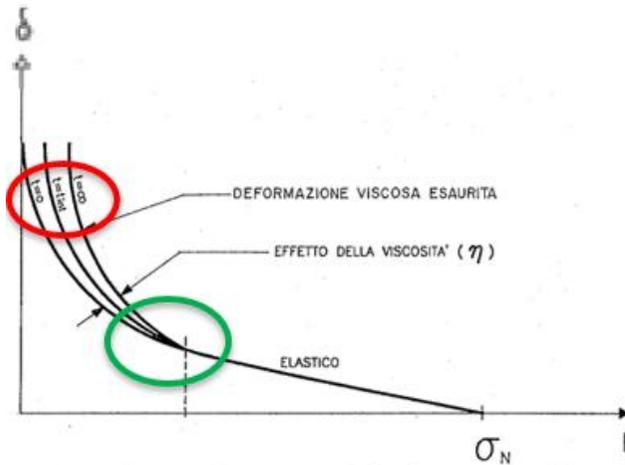
$$\delta = \delta_{el} + \delta_p + \delta_{dec}$$

b) Decadimento proprieta' meccaniche

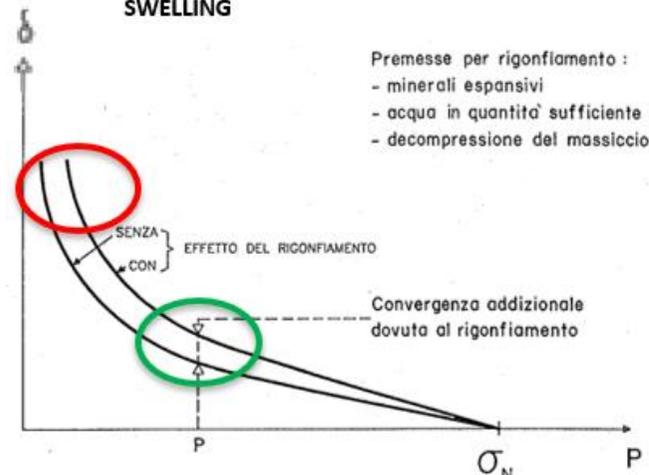
esempio :



CASO ELASTO PLASTICO VISCOSO

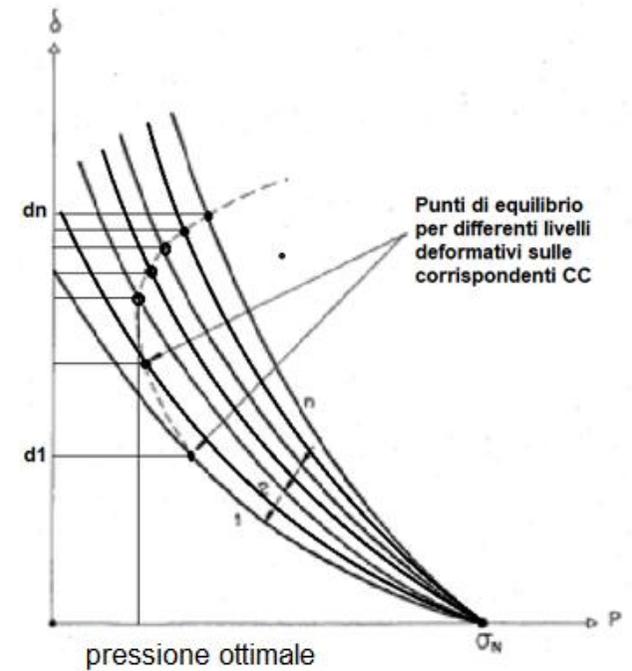


SWELLING

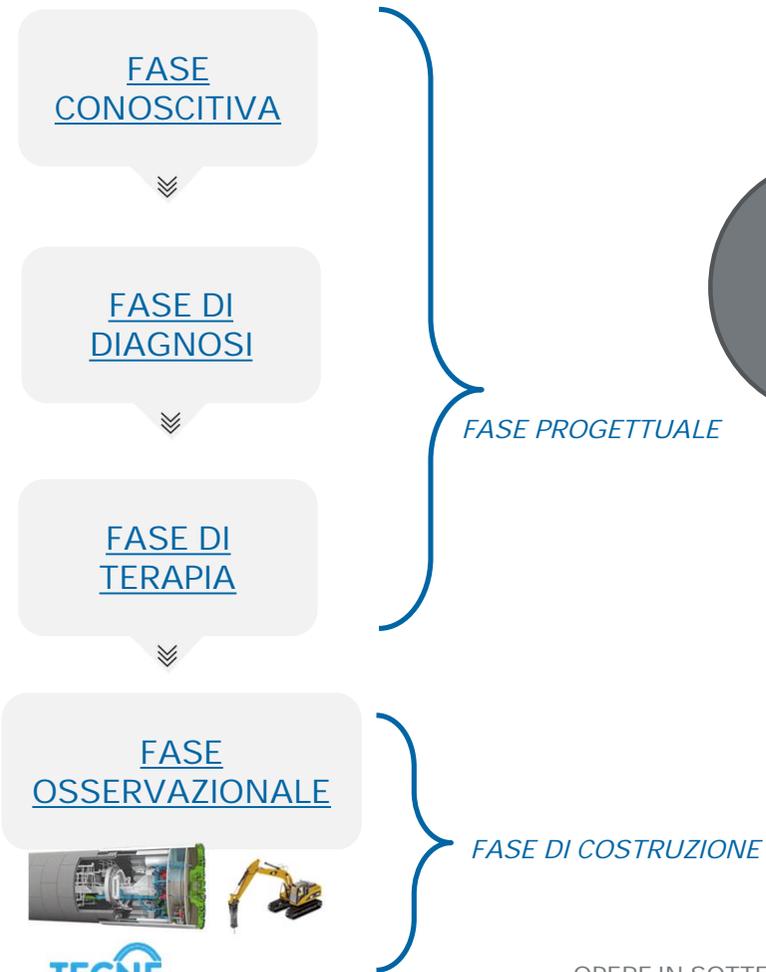


- Premesse per rigonfiamento :
- minerali espansivi
 - acqua in quantita' sufficiente
 - decompressione del massiccio

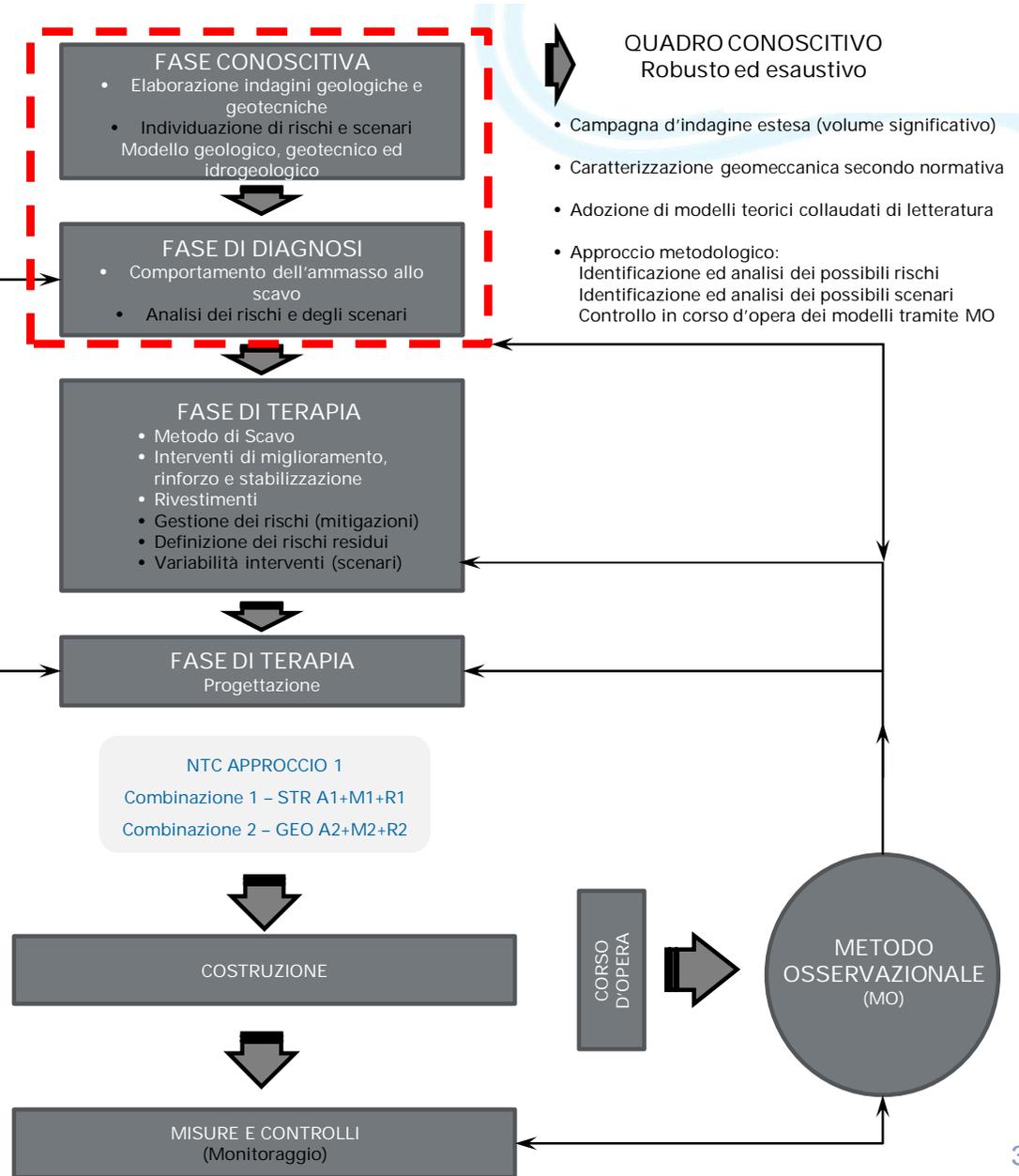
Curva dei possibili equilibri



FLUSSO PROGETTUALE STRUTTURALE - GEOTECNICO



OPERE IN SOTTERRANEO
Aspetti progettuali e applicativi



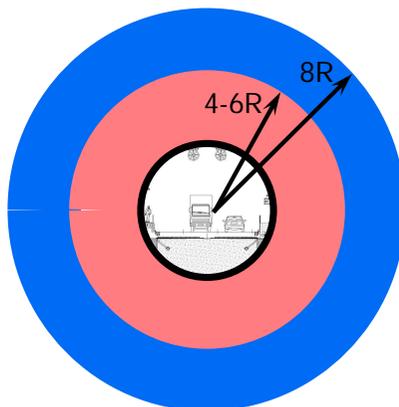
FASE CONOSCITIVA: CARATTERIZZAZIONE E MODELLO GEOMECCANICO

La definizione dell'opportuno contesto geo-meccanico ed i parametri geotecnici da considerare nel dimensionamento delle opere, deve avvenire in accordo alle Normative vigenti:

PRIMA FASE – identificazione parametri e dei modelli geotecnici

Identificazione dei modelli e dei parametri geotecnici appropriati

Si tiene conto dell'elevato volume significativo che si estende con una distanza pari a circa 4-8 il raggio equivalente del tunnel.



OPERE IN SOTTERRANEO
Aspetti progettuali e applicativi

SECONDA FASE

Identificazione dei valori caratteristici dei parametri

Scelta in funzione dei livelli deformativi indotti dallo scavo della galleria (es: scelta di parametri di resistenza di picco, residui o intermedi, scelta del decadimento dei moduli elastici rispetto alle piccole deformazioni)

Scelta in funzione dei percorsi di carico tensionali durante gli scavi (es: condizioni piane o triassiali, comportamento in scarico)

La scelta dei valori è contemplata dalla Normativa anche in ragione dell'estensione del volume significativo

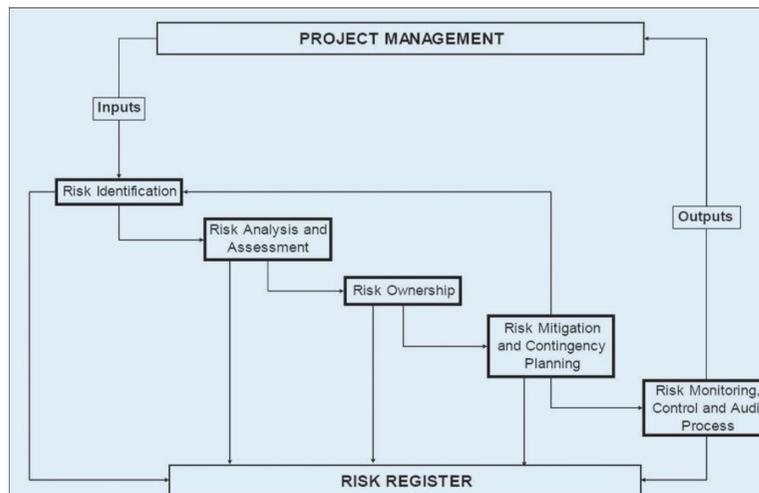
La scelta dei parametri caratteristici deve essere cautelativa e condotta per gruppi geo-meccanici distribuiti per tratte omogenee definendo le possibili variabilità con TRATTAZIONI STATISTICHE E/O DI SENSIBILITÀ (ANALISI DEI RISCHI)

Adozione di modelli geomeccanici collaudati di letteratura

FASE CONOSCITIVA

RISK MANAGEMENT – fase 1 - identificazione dei rischi geotecnici

- Instabilità del fronte per collasso del nucleo
- Incontro di fronti di scavo
- Innesti
- Fermi fronte
- Instabilità del cavo, grandi deformazioni
- Collasso delle strutture di confinamento
- Stato de formativo fortemente dissimmetrico:
- Scavo in litotipi misti: disomogeneità di comportamento
- Rigonfiamento, creep;
- Distacco o scivolamento di blocchi rocciosi;
- sgretolamento: instabilità Faglie e sovrascorrimenti
- Venute d'acqua o di gas
- Infiltrazioni e pressione interstiziali: forti venute d'acqua improvvise
- Interferenze tra cavità limitrofe o con cavità esistenti limitrofe;
- Interferenze con infrastrutture di superficie, cedimenti superficiali;
- Interferenze con la superficie: vibrazioni, instabilità;
- Tunnel parietale: grandi deformazioni dei pendii superficiali;
- Presenza di gas tossici o esplosivi o presenza di minerali radioattivi;
- Presa di testa fresante o di elementi meccanici (clogging);
- Rotture improvvise e colpi di montagna;
- Cedimenti superficiali, anche dovuti all'abbattimento piezometrico
- Gradiente geotermico e alte temperature;
- Impatti sulle risorse idriche superficiali e sotterranee;
- Interazione causata da altre opere di successiva realizzazione
- Alterazioni morfologiche e idrogeologiche a lungo termine;
- Aggressione chimica e/o fisica delle strutture;
- Sisma, rigetti di faglia
- Amianto, silice.
- *Caratterizzazione geomeccanica*



- Il numero del rischio, per averne una identificazione pratica ed univoca;
- Il nome del rischio e una sua descrizione;
- La categoria a cui appartiene e le attività che impatta;
- La sua causa;
- La probabilità di accadimento e l'impatto;
- Le risposte proposte al rischio,
- L'owner, ovvero il responsabile del rischio
- Lo status (e.g. aperto, chiuso).



FASE DI DIAGNOSI / ANALISI

RISK MANAGEMENT – fase 2 analisi dei rischi geotecnici

- **Analisi qualitativa o semi-qualitativa**

Il processo di prioritizzazione dei singoli rischi per un'ulteriore analisi o azione tramite l'assessing di probabilità ed impatto od altre caratteristiche

Il primo passo di un'analisi qualitativa del rischio R è quindi la definizione di probabilità P ed impatto D:

- Per probabilità si intende appunto la probabilità di accadimento di un determinato evento;
- Per impatto invece la conseguenza che tale evento avrebbe sul progetto se accadesse.

- **Analisi quantitativa.**

Il processo di quantificazione numerica dell'effetto combinato dei singoli rischi od altre sorgenti di incertezza sugli obiettivi di progetto

- **Analisi deterministiche $F_s = R/S$ (DM1988)**

1. utilizzo di un unico valore per le singole variabili;
2. nessuna informazione sulla variabilità delle grandezze di input né su quella dei risultati;
3. possono portare anche a pesanti sovradimensionamenti se il valore dei parametri di input è scelto in modo troppo conservativo;
4. non contiene in sé nessuna indicazione della probabilità di rottura,

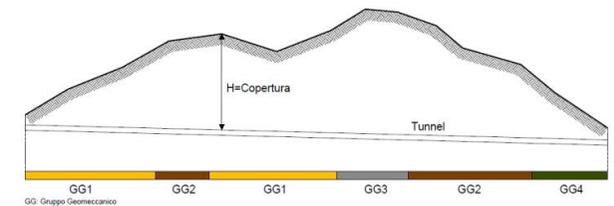
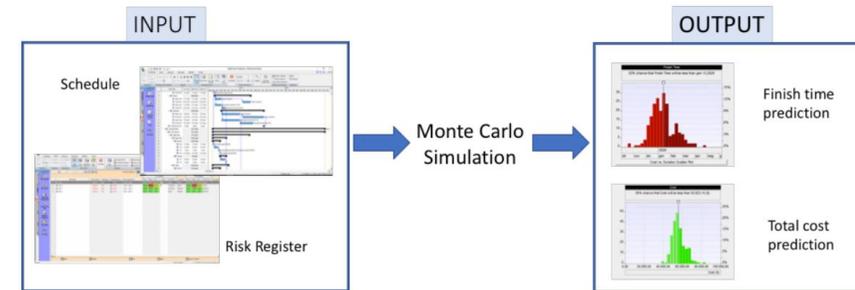
- **Analisi di sensibilità: variazione sistematica di un singolo parametro, mantenendo costanti gli altri.**
pochi parametri di input variabili all'interno di ben precisi valori

- **Analisi probabilistiche o statistiche**
tanti input, comporta sempre l'individuazione di una probabilità di danno accettabile, compromesso ragionato tra il costo di riduzione del rischio e il beneficio conseguente

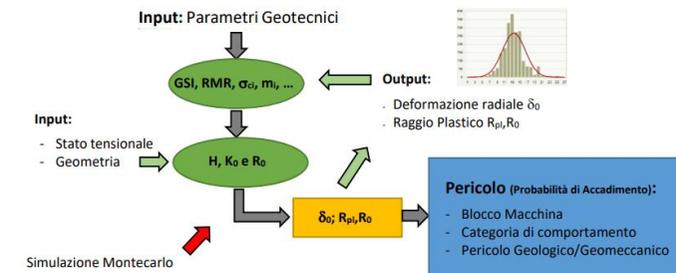
$$R = P \times D$$

		Impact on project objectives					
		VLO	LO	MED	HI	VHI	
Probability [%]	Index	1	2	3	4	5	
	70-99%	5	1*5 = 5	10	15	20	25
	50-70%	4	4	2*4 = 8	12	16	20
	30-50%	3	3	6	3*3 = 9	12	15
	10-30%	2	2	4	6	4*2 = 8	10
1-10%	1	1	2	3	4	5*1 = 5	

Matrice di probabilità – impatto

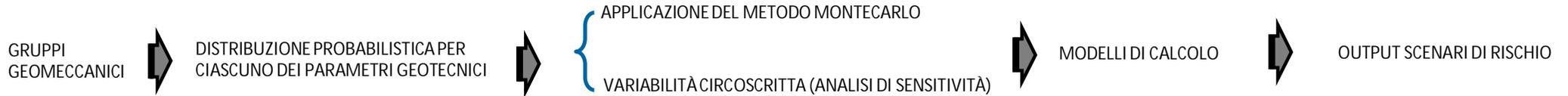


- ANALISI GEOMECCANICA
 - ANALISI COMPORTAMENTO ALLO SCAVO
 - ANALISI RISCHI SPECIFICI
- (DAUB-Working Group, 2022)

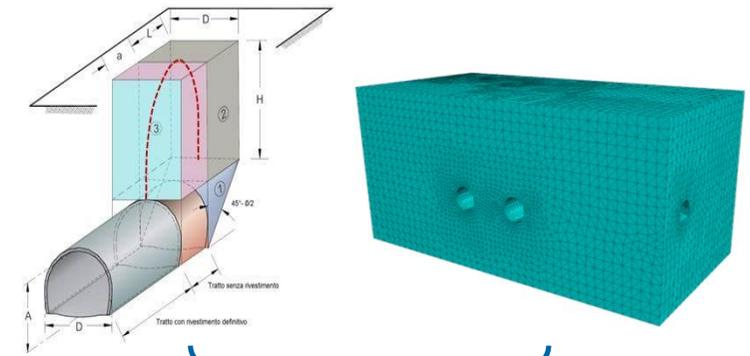
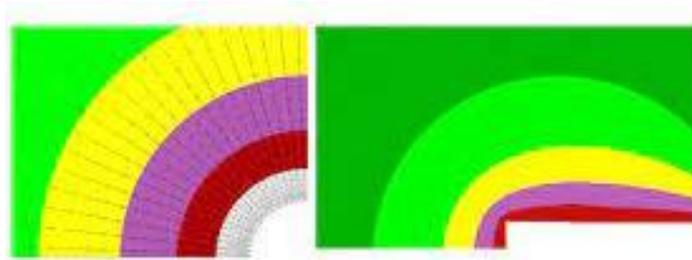
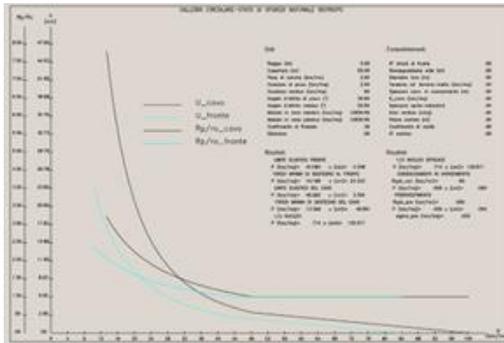


FASE DI DIAGNOSI / ANALISI RISK MANAGEMENT – fase 2 analisi dei rischi geotecnici

ESEMPIO ANALISI RISCHIO QUANTITATIVA - ANALISI DEL COMPORTAMENTO ALLO SCAVO



- CATEGORIE DI COMPORTAMENTO ALLO SCAVO
- Convergenza–Cr e Raggio plastico al fronte – Fpl
 - Fs coefficiente di sicurezza alla stabilità del fronte



A B C

Fronte stabile	Fronte stabile	Fronte stabile a breve termine	Fronte instabile
$c_f < 1\% R_{scavo}$	$1\% R_{scavo} < c_f < 2\% R_{scavo}$	$2\% R_{scavo} < c_f < 3\% R_{scavo}$	$c_f > 3\% R_{scavo}$
$F_{pl f} \ll R_{scavo}$	$F_{pl f} < R_{scavo}$	$F_{pl f} \geq R_{scavo}$	$F_{pl f} \gg R_{scavo}$

FS>2 Cat. A
1<FS<2 Cat. B
FS<1 Cat. C

(Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971)
(Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997).

FASE DI DIAGNOSI / ANALISI RISK MANAGEMENT – fase 2 analisi dei rischi

ESEMPIO ANALISI RISCHI SEMIQUALITATIVA - TBM PER SCAVI MECCANIZZATI

Testa

Sistema	Potenziali pericoli
Utensili/Testa fresante	Rottura della ruota dei cutter in seguito alla formazione di cunei di roccia Consumo dei cutter per eccessiva usura Guasti dovuti al danneggiamento al sistema per effettuare il sovrascavo.
Camera di scavo	Perdita di pressione al fronte di scavo per effetto della presenza di cavità Rallentamento dell'avanzamento per effetto di un ridotto tasso di penetrazione o presenza di massi.
Sistema di avanzamento	Rallentamento dell'avanzamento a causa di una mancanza di spinta o di coppia. Deviazione dal corretto tracciato a causa del contatto asimmetrico
Sistema di rimozione dello smarino	Guasto al sistema di rimozione dei fanghi bentonitici a causa di grandi blocchi/materiali coesivi/massi
Manutenzione	Perdita di pressione al fronte durante le operazioni di manutenzione Contatto dei lavoratori con materiali dannosi durante le operazioni di manutenzione – Amianto Contatto dei lavoratori con materiali dannosi durante le operazioni di manutenzione - Metano

Comportamenti associati al passaggio della TBM	Probabilità
Instabilità del fronte per effetto di un ammasso fortemente discontinuo	1
Instabilità del fronte di scavo a causa di mancanza di coesione (fronte misto, faglia trasversale)	2
Rottura di blocchi di dimensioni rilevanti	3
Colpo di roccia	3
Bassa perforabilità, presenza di materiali abrasivi	2
Estrusione del fronte di scavo e chiusura del cavo non supportato	2
Instabilità del fronte di scavo e della cavità non supportata a causa di mancanza di coesione (fronte misto/faglia trasversale)	2
Estrusione ed instabilità del fronte di scavo a causa di resistenza insufficiente dei materiali attraversati (scavo in suoli).	3
Bassa perforabilità, condizioni miste e presenza di blocchi.	2
Bassa perforabilità, presenza di roccia dura.	3
Instabilità del fronte di scavo e della cavità non supportata a causa di mancanza di coesione (fronte misto/faglia trasversale)	2
Estrusione del fronte di scavo e chiusura della cavità non supportata (Squeezing)	3
Bassa perforabilità, presenza di roccia dura.	1
Bassa perforabilità, condizioni miste e presenza di blocchi.	2
Bassa perforabilità, presenza di minerali con elevato potenziale di intasamento.	2
Instabilità del fronte di scavo e della cavità non supportata a causa di mancanza di coesione (fronte misto/faglia trasversale)	1
Estrusione ed instabilità del fronte di scavo a causa di resistenza insufficiente dei materiali attraversati (scavo in suoli).	2
Materiale con potenziali rischi per la salute e la sicurezza dei lavoratori, presenza di amianto/minerali radioattivi.	3
Materiale con potenziali rischi per la salute e la sicurezza dei lavoratori, presenza di gas nocivi e pericolosi.	2

Sistema	Pericolo	Probabilità	Livello di rischio iniziale				Rischio			
			Impatto				Rischio			
			Costi	Tempi	H&S	Media	Costi	Tempi	H&S	Media
Dischi e testa	Rotture dovute ad impatti	1	1	3	3	2.3	1	3	3	2.3
		2	1	3	3	2.3	2	6	6	4.7
	3	1	3	3	2.3	3	9	9	7.0	
Dischi e testa	Consumo per effetto dell'usura	2	1	3	3	2.3	2	6	6	4.7
	Danni al sistema di sovrascavo	2	2	4	4	3.3	4	8	8	6.7
Camera di scavo	Perdita di pressione	2	3	4	2	3.0	6	8	4	6.0
		3	3	4	2	3.0	9	12	6	9.0
Camera di scavo	Bassa penetrazione	2	1	3	2	2.0	2	6	4	4.0
		3	1	3	2	2.0	3	9	6	6.0
Sistema di avanzamento	Mancanza di coppia/spinta	2	3	4	2	3.0	6	8	4	6.0
		3	3	4	2	3.0	9	12	6	9.0
Sistema di avanzamento	Perdita della guida	1	2	3	1	2.0	2	3	1	2.0
		2	2	3	1	2.0	4	6	2	4.0
Smarino	Rottura del sistema di rimozione dello smarino	1	3	3	2	2.7	3	3	2	2.7
		2	3	3	2	2.7	6	6	4	5.3
Manutenzione	Perdita di pressione	1	2	3	3	2.7	2	3	3	2.7
		2	2	3	3	2.7	4	6	6	5.3
		3	2	3	3	3.0	6	9	12	9.0
Manutenzione	Contatto con metano	2	2	3	3	2.7	4	6	6	5.3
		3	2	3	3	3.0	6	9	12	9.0

- Pressione applicata al fronte
- Cutters con diametro specifico
- Equipaggiamento antiusura
- Sistema di monitoraggio cutters
- Impiego di frantoio a mascelle
- Conicità
- Manutenzione frequente
- Ispezione da remoto
- Sovra-scavo
- Testa fresante accessibile,
- Progetto della testa fresante
- Sostituzione dei cutter principali in condizioni normobariche
- Testa fresante retrattile
- Iniezione aggiuntiva di bentonite
- Sostituzione dei cutter periferici dall'interno della testa di scavo
- Camere iperbariche progettate per limitare il rischio gas
- Getti di acqua di pulizia

IDENTIFICAZIONE RISCHI TBM

PROBABILITA'

IMPATTI E CALCOLO DEL RISCHIO

TIPICHE MITIGAZIONI DEI RISCHI

Scudo

Sistema	Potenziale pericolo
Scudo	Blocco della macchina in seguito a comportamento di Squeezing Danni allo scudo per mancanza di lubrificazione Deformazione eccessiva dello scudo
Coda	Venute d'acqua dovute alla mancata tenuta delle spazzole dello scudo di coda
Cuscinetto principale	Blocco della TBM per insufficiente coppia/spinta. Blocco della TBM dovuto a rottura del cuscinetto reggispinga Rottura del sistema di guarnizione del cuscinetto reggispinga
Camera iperbariche	Rottura del sistema di guarnizione della camera per interventi iperbarici Contatto dei lavoratori con materiale pericoloso durante manutenzione - Amianto Contatto dei lavoratori con materiale pericoloso durante manutenzione - Metano

Comportamenti associati al passaggio della TBM	Probabilità
Chiusura simmetrica della cavità dovuta a deformazioni plastiche e squeezing. Buona capacità portante dei materiali.	2
Chiusura asimmetrica del cavo indotto da squeezing severo e sovrascavo eccessivo. Scarsa capacità portante.	3
Avvenire di lavoro.	2
Chiusura asimmetrica del cavo indotto da squeezing severo e sovrascavo eccessivo. Buona capacità portante.	1
Chiusura simmetrica della cavità dovuta a deformazioni plastiche e squeezing. Buona capacità portante dei materiali.	1
Chiusura asimmetrica del cavo indotto da squeezing severo e sovrascavo eccessivo. Scarsa capacità portante.	2
Flusso d'acqua elevato	1
Elevata pressione d'acqua	2
Chiusura simmetrica della cavità dovuta a deformazioni plastiche e squeezing. Buona capacità portante dei materiali.	2
Chiusura asimmetrica del cavo indotto da squeezing severo e sovrascavo eccessivo. Scarsa capacità portante.	3
Chiusura simmetrica della cavità dovuta a deformazioni plastiche e squeezing. Buona capacità portante dei materiali.	1
Chiusura asimmetrica del cavo indotto da squeezing severo e sovrascavo eccessivo. Scarsa capacità portante.	2
Flusso d'acqua elevato	1
Elevata pressione d'acqua	2
Flusso d'acqua elevato	1
Elevata pressione d'acqua	2
Materiale con potenziale pericolo per salute e sicurezza, presenza di amianto/materiale radioattivo.	3
Materiale con potenziale pericolo per salute e sicurezza, presenza di gas nocivo e pericoloso.	2

Sistema	Pericolo	Probabilità	Livello di rischio iniziale				Rischio			
			Impatto				Rischio			
			Costi	Tempi	H&S	Media	Costi	Tempi	H&S	Media
Scudo	Blocco della macchina	2	4	4	3	3.67	8	8	6	7.3
		3	4	4	3	3.67	12	12	9	11.0
		2	1	3	2	2.00	2	6	4	4.0
Scudo	Mancata lubrificazione	3	1	3	2	2.00	3	9	6	6.0
		1	2	3	2	2.33	2	3	2	2.3
Scudo	Deformazione dello scudo	2	2	3	2	2.33	4	6	4	4.7
		1	3	3	2	2.67	3	3	2	2.7
Coda	Rottura sistema tenuta di coda	2	3	3	2	2.67	6	6	4	5.3
		2	4	4	2	3.33	8	8	4	6.7
Cuscinetto reggispinga	Mancanza di coppia/spinta	3	4	4	2	3.33	12	12	6	10.0
		1	3	4	3	3.33	3	4	3	3.3
Cuscinetto reggispinga	Guasto del sistema di tenuta	2	3	4	3	3.33	6	8	6	6.7
		1	3	3	2	2.67	3	3	2	2.7
Camera per interventi iperbarici	Guasto del sistema di tenuta	2	3	3	2	2.67	6	6	4	5.3
		1	2	2	2	2.00	2	2	2	2.0
		2	2	2	2	2.00	4	4	4	4.0
Camera per interventi iperbarici	Contatto con amianto	3	2	3	4	3.00	6	9	12	9.0
		2	2	3	3	2.67	4	6	6	5.3

- Cambio dei cutter con ausilio di un sistema robotico
- Lubrificazione dello scudo
- Monitoraggio del sovra-scavo sullo scudo
- Uso della massima spinta/coppia (nominale)
- Indagini preliminari attraverso lo scudo
- Scudo di coda affidabile e con spessore crescente
- Progettazione delle spazzole di tenuta di coda

FASE DI TERAPIA

RISK MANAGEMENT – fase 3 Gestione dei rischi

Scavo in tradizionale – principali elementi oggetto della gestione dei rischi

1. SCelta DEI METODI PER LO SCAVO IN TRADIZIONALE
2. SCelta DEL TIPO DI MACCHINA TBM E DEI RELATIVI APPRESTAMENTI
3. MIGLIORAMENTO DELL'AMMASSO
4. PRECONTENIMENTO E PRESOSTEGNO
5. PRERIVESTIMENTI
6. RIVESTIMENTI
7. MONITORAGGIO
8. SCelta DELLE CADENZE, FASI DI SCAVO, VARIABILITA'
9. DEFINIZIONE PROCEDURE DI SCAVO (LINEE GUIDA, CODICI DI SCAVO)

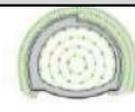


Tipologie esecutive e tecnologiche		Tipologie di azione in relazione alla statica delle gallerie					
		metodi che modificano la legge confinamento-convergenza	metodi che modificano gli spost. radiali all'inst. sostegni	metodi che garantiscono la stabilità del fronte	metodi che garantiscono la stabilità della luce libera	metodi che garantiscono le stabilità locali	metodi che controllano le venute d'acqua
Metodi di miglioramento	iniezioni per permeazione (o convenzionali)	intervento al contorno della galleria	consolidamento del nucleo avanti al fronte	consolidamento del nucleo avanti al fronte	intervento al contorno della galleria	sottofondazione delle centine e stabiliz. del ribasso	intasamento fratture e riduzione permeabilità
	jet-grouting	intervento massivo al contorno della galleria	consolidamento del nucleo avanti al fronte	consolidamento del nucleo avanti al fronte	-	sottofondazione delle centine e stabiliz. del ribasso	riduzione della permeabilità
	congelamento	intervento massivo al contorno della galleria	consolidamento del nucleo avanti al fronte	consolidamento del nucleo avanti al fronte	intervento massivo al contorno della galleria	-	intervento massivo al contorno della galleria
Metodi di rinforzo	chiodatura	intervento radiale dietro il fronte	chiodatura radiale (da cunicolo pilota in VTR)	-	-	interventi locali su blocchi instabili	-
	cavi cementati	intervento radiale dietro il fronte	chiodatura radiale (da cunicolo pilota, da galleria adiacente o dalla superficie)	-	chiodatura radiale (da cunicolo pilota, da galleria adiacente o dalla superficie)	-	-
	micropali	intervento radiale dietro il fronte	-	-	intervento dalla superficie	sottofondazione delle centine	-
	chiodatura longitudinale con elementi in VTR	-	chiodatura longitudinale al fronte di scavo	chiodatura longitudinale al fronte di scavo	-	-	-
Metodi di presostegno	pretaglio meccanico	-	guscio di calcestruzzo	-	guscio di calcestruzzo	-	-
	pretunnel	-	rivestimento di calcestruzzo in avanzamento	-	rivestimento di calcestruzzo in avanzamento	-	-
	ombrello di infilaggi	-	-	-	tubi o barre long.	-	-
	ombrello di colonne di jet-grouting	-	colonne long. accostate con o senza armatura	-	colonne long. accostate con o senza armatura	-	-
	coronelle	coronella iniettata e rinforzata con elementi in VTR	coronella iniettata e rinforzata con elementi in VTR	-	coronella iniettata e rinforzata con elementi in VTR	-	coronella iniettata e rinforzata con elementi in VTR
Drenaggio	-	-	-	tutte le tipologie	-	-	tutte le tipologie

FASE DI TERAPIA – scavo in tradizionale – tipologie strutturali/geotecniche per la gestione dei rischi

Sezione Tipo	PRERIVESTIMENTO				INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE			RIVESTIMENTO DEFINITIVO						CRITERI DI APPLICAZIONE			CRITERI DI VERIFICA			
	spritz beton al contor no(cm)	Spessore spritz beton al fronte a fine campo (cm)	Centine (tipo e passo in m)	Interventi radiali (bulloni)	campo (m)	Interventi al fronte	Interventi al contorno	Spessore	Armatura	Distanza max getto dal fronte	Spessore	Armatura	Distanza max getto dal fronte	Tipologia ammasso roccioso/terreno	Condizioni del fronte e del cavo	Fenomeni deformativi in condizioni intrinseche	Convergenze radiali attese	Estrusione limite attesa al fronte		
CLASSE A	A1b	10+20	-	-	15±5 chiodi radiali ad ancoraggio continuo o puntuale L=4,5-6m passo long. 1.00+1.50m	-	-	-	60+70 cm	Non armata	Svincolata	50+60 cm	Non armata	Svincolata	Ammassi rocciosi di ottime caratteristiche meccaniche (rocce da mina)	Fronte e cavo stabile a lungo termine	Campo Elastico	Millimetriche	-	
	A1c	20+25	-	2IPN160 + 2IPN200 1.00 + 1.50	-	-	-	70+80 cm	Non armata	<6ø	60+70 cm	Non armata	Svincolata	Ammassi rocciosi di buone caratteristiche meccaniche (rocce da mina)	Fronte e cavo stabile a lungo termine	Campo Elastico	Millimetriche	-		
	A	20+25	-	2IPN160 + 2IPN200 1.00 + 1.50	15±5 chiodi radiali ad ancoraggio continuo o puntuale L=4,5-6m passo 1.00+1.50m	-	-	-	70+80 cm	Non armata	<4ø	60+70 cm	Non armata	Svincolata	Ammassi rocciosi fratturati di medie caratteristiche meccaniche	Fronte e cavo globalmente stabile a lungo termine	Campo Elastico	Millimetriche	-	
CLASSE B	B0	20+25	10	2IPN180 + 2IPN220 0.80 + 1.20	-	-	-	70+100 cm	armata	<4ø	70+90 cm	Generalmente non armata	Svincolata	Ammassi rocciosi di medie caratteristiche meccaniche con presenza di materiali argillosi	Fronte e cavità stabile a medio termine	Campo elastico al fronte di scavo con evoluzione in campo elastoplastico all'avanzamento del fronte	D/100 - D/200	-		
	B2	20+25	10+15	2IPN180 + 2IPN220 1,00	-	6+12	40±30% elementi strutturali in VTR cementati con miscela cementizie L=12-24m sovrapp.=6+12m	35±30% tubi metallici L=12-18m sovrapp.=3+6m	80+100 cm	armata	<2ø	tronco conica 50+115 cm	armata	<5ø	Ammassi intensamente fratturati con presenza di argilla	Fronte stabile a breve termine e cavità instabile	Campo elastico al fronte di scavo con evoluzione in campo elastoplastico con l'avanzamento del fronte	D/100 - D/200	≤5 cm	
	B1	20+30	10+15	2IPN180 + 2IPN220 0.80 + 1.20	-	6+12	50±30% elementi strutturali in VTR cementati con miscela cementizie eventualmente espansive L=12-24m sovrapp.=6+12m	-	90+110 cm	armata	<2ø	80+100 cm	armata	<5ø	Ammassi a prevalente componente argillosa e/o complessi	Fronte e cavità stabili a breve termine	Campo elastico al fronte di scavo con evoluzione in campo elastoplastico con l'avanzamento del fronte	D/100 - D/200	≤5 cm	
	B1bis	25+30	10+15	HEB200 + HEB260 + puntone in a.r. 0.80 + 1.20	-	6+12	60±30% elementi strutturali in VTR cementati con miscela cementizie eventualmente espansive L=12-24m sovrapp.=6+12m	-	90+110 cm	armata	<2ø	80+100 cm	armata	<4ø	Ammassi a prevalente componente argillosa e/o complessi con elevate coperture, ammassi spingenti e/o rigonfianti	Fronte e cavità stabili a breve termine	Campo elastoplastico al fronte e al cavo	D/100	≤5-10 cm	

FASE DI TERAPIA – scavo in tradizionale – tipologie strutturali/geotecniche per la gestione dei rischi

Sezione Tipo	PRERIVESTIMENTO				INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE			RIVESTIMENTO DEFINITIVO					CRITERI DI APPLICAZIONE			CRITERI DI VERIFICA				
	spritz beton al contor no(cm)	Spessore spritz beton al fronte a fine campo (cm)	Centine (tipo e passo in m)	Interventi radiali (bulloni)	campo (m)	Interventi al fronte	Interventi al contorno	Spessore	Armatura	Distanza max getto dal fronte	Spessore	Armatura	Distanza max getto dal fronte	Tipologia ammasso roccioso/terreno	Condizioni del fronte e del cavo	Fenomeni deformativi in condizioni intrinseche	Convergenze radiali attese		Estrusione limite attesa al fronte	
CLASSE C	C1	20+25	10+20	2IPN180 + 2IPN220 1,00	-	6+12	40±30% microcolonne in jet-grouting armate con tubi in VTR o 40±30% elementi strutturali in VTR L=12-24m sovrapp.=6+12m	arco di terreno consolidato mediante jet-grouting L=12+18 m sovrapp.=3+10m	100+110 cm	armata	<1.5φ	tronco conica 50+130 cm	armata	<3φ	Terreni granulari debolmente cementati o sciolti	Fronte e cavità instabili	Campo plastico fino a collasso anche del fronte.	D/50 - D/100	/	
	C1bis	25+30	10+20	2IPN180 + 2IPN220 0.80 + 1.00	-	6	60±30% microcolonne in jet-grouting armate con tubi in VTR o 40±30% elementi strutturali in VTR L=12-24m sovrapp.=6+12m	arco di terreno consolidato mediante jet-grouting L=18 m sovrapp.=12m armato con tubi di acciaio a 120°	100+110 cm	armata	<1φ	tronco conica 50+130 cm	armata	<2φ	Terreni granulari debolmente cementati o sciolti	Fronte e cavità instabili	Campo plastico fino a collasso anche del fronte.	D/50 - D/100	/	
	C2	25+30	10+20	2IPN180 + 2IPN220 0.80 + 1.20	-	6+12	60±30% elementi strutturali in VTR cementati con miscele cementizie eventualmente espansive L=12-24m sovrapp.=6+12m	arco di terreno consolidato con elementi strutturali in VTR cementati con miscele cementizie, valvolati iniettati (2vl/m) con miscele cementizie, eventualmente cementati con miscele espansive L=12-24 m sovrapp.=3+12m	100+110 cm	armata	<1.5φ	90+100 cm	armata	<3φ	Terreni coesivi con medie coperture, terreni sciolti	Fronte e cavità instabili	Campo plastico fino a collasso anche del fronte.	D/50 - D/100	≤10 cm	
	C2bis	25+30	10+20	HEB200 + HEB260 + eventuale centina puntone in a.r. 0.80 + 1.00	-	6	100±30% elementi strutturali in VTR cementati con miscele cementizie eventualmente espansive L=12-24m sovrapp.=6+12m	arco di terreno consolidato con elementi strutturali in VTR cementati con miscele cementizie, valvolati iniettati (2vl/m) con miscele cementizie, eventualmente cementati con miscele espansive L=12-24 m sovrapp.=3+12m	100+110 cm	armata	<1φ	90+100 cm	armata	<2φ	Terreni coesivi con elevate coperture, terreni spingenti o rigonfianti	Fronte e cavità instabili	Campo plastico fino a collasso anche del fronte.	<D/50	≤15 cm	

FASE DI TERAPIA – fase 3 Gestione dei rischi geotecnici

Scavo meccanizzato – principali elementi oggetto della gestione dei rischi

TIPOLOGIA DI MACCHINA

SOVRASCAVO
CONICITA' SCUDO
LUNGHEZZA SCUDO

TIPOLOGIA RIEMPIMENTO A TERGO CONCI
(pea gravel, bicomponente, miscela
collassabile, miscela areata,...)

VOLUMI E PRESSIONI INIEZIONE
RIEMPIMENTO A TERGO CONCI

GEOMETRIE E CARATTERISTICHE TESTA

CARATTERISTICHE CUTTERS

PRESSIONI AL FRONTE

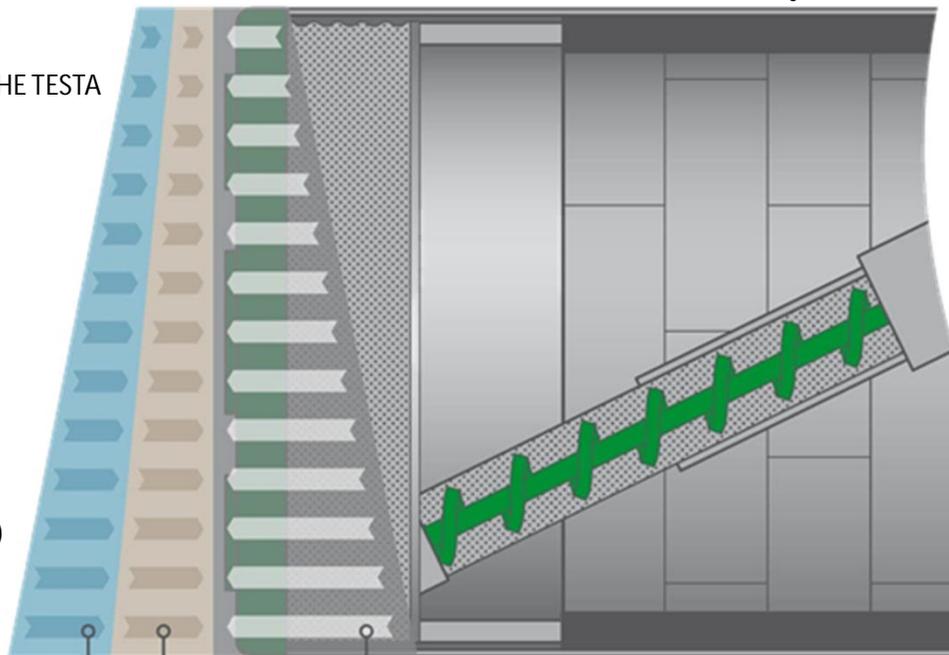
SPINTA

TORQUE

VELOCITA'

ELEMENTI ACCESSORI
(es: drenaggi, consolidamenti)

PROSPEZIONI, MONITORAGGI



TIPOLOGIA ANELLO DI RIVESTIMENTO (UNIVERSALE)

GEOMETRIE ANELLO DI RIVESTIMENTO (CONICITA')

NUMERO CONCI

GEOMETRIE CONCI

ARMATURA CONCI (acciaio, VTR, fibre)

ELEMENTI ACCESSORI CONCI (acciaio, VTR, fibre)

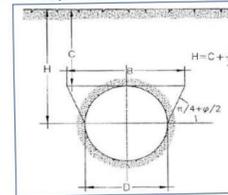
ANALISI DI PRIMO LIVELLO (PFTE, PE)

Diagnosi

Metodo delle curve caratteristiche (C > 2.5 D)

Metodi all'equilibrio limite (C < 2.5 D)

- **Gallerie superficiali**, con bassa copertura; tale condizione viene definita in modo orientativo per $C \leq 2.5 B$, per terre o rocce tenere e $C \leq 2.5 D$, per rocce non tenere, dove C rappresenta la copertura della galleria, B la sua larghezza caratteristica secondo Terzaghi e D il suo diametro (per una sezione circolare) o la sua massima dimensione (per una sezione diversa dalla circolare).
- **Gallerie profonde**, ove la stessa copertura C è definita da $C > 2.5 B$, per terre o rocce tenere e $C > 2.5 D$, per rocce non tenere.



Parametri dimensionali - Gallerie superficiali e profonde

NTC 2018 APPROCCIO 1

Combinazione 1 – STR - A1+M1+R1

Combinazione 2 – GEO - A2+M2+R2

Terapia interventi trattamento nucleo/fronte

Metodo delle curve caratteristiche (C > 2.5 D)

Metodo equilibrio limite Tamez (C < 2.5 D)

Trattamenti al fronte

Resistenza di mezzo nucleo efficace

Incremento di coesione VTR/microcolonne jet

$$\Delta c = \frac{1}{2} \sqrt{K_p} \cdot \sigma_3^{VTR}$$

con:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

$$\sigma_3^{VTR} = \text{minimo} (\sigma_{3,A}^{VTR}, \sigma_{3,B}^{VTR}, \sigma_{3,A}^{VTR}, \sigma_{3,B}^{VTR})$$

$$\sigma_{3,A}^{VTR} = \frac{\tau_{b,k} \cdot L_A \cdot p_A}{A_i}$$

$$\sigma_{3,B}^{VTR} = \frac{f_{t,k} \cdot A_T}{A_i}$$

- LA = lunghezza utile dell'elemento,
- pA = perimetro dell'interfaccia con il terreno,
- ft,ktk = resistenza a trazione dell'elemento in VTR,
- AT = sezione resistente a trazione dell'elemento in VTR.
- Ai = area di influenza del singolo elemento di consolidamento.

dove:

tb,ktk = tensioni di aderenza all'interfaccia con il terreno,

Trattamenti preanello al contorno del nucleo

CC preanello (coefficiente di anello=0,11)

Installazione tenendo conto della preconvergenza

Trattamenti al fronte

$$\sigma_3^{VTR} = \frac{\tau_A L_A 2p_A}{A_i}$$

$$\sigma_3^{VTR} = \frac{\sigma_T A_T}{A_i}$$

$$\sigma_3^{VTR} = \text{minimo}(\sigma_3^{VTR}, \sigma_3^{VTR})$$

Dove:

rA = tensione di aderenza ammasso-fondazione

LA = semi-lunghezza dell'elemento di rinforzo (si assume che mezzo elemento costituisca la fondazione)

2pA = perimetro della sezione reagente a sfilamento

sigma_T = resistenza a trazione dell'elemento di rinforzo

Ai = Area di influenza dell'elemento strutturale

AT = sezione dell'elemento strutturale resistente a trazione

$$\Delta \sigma_c^{\text{fronte}} = \frac{\sigma_3^{VTR}}{2} \sqrt{K_p}$$

dove:

Cjet = coesione dei trattamenti colonnari in jet grouting

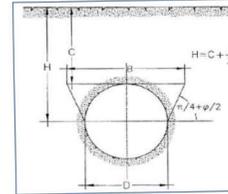
cammasso = coesione dell'ammasso senza trattamenti

Ajet, Ammasso, Atot = sono le aree, rispettivamente, dei trattamenti colonnari, della sezione di scavo al netto dei trattamenti e della sezione di scavo

$$\Delta c = c_{\text{ammasso trattato}} - c_{\text{ammasso}} = \frac{c_{\text{jet}} A_{\text{jet}} + c_{\text{ammasso}} A_{\text{ammasso}}}{A_{\text{tot}}} - c_{\text{ammasso}}$$

ANALISI DI PRIMO LIVELLO (PFTE, PE)

- **Gallerie superficiali**, con bassa copertura; tale condizione viene definita in modo orientativo per $C \leq 2.5 B$, per terre o rocce tenere e $C \leq 2.5 D$, per rocce non tenere, dove C rappresenta la copertura della galleria, B la sua larghezza caratteristica secondo Terzaghi e D il suo diametro (per una sezione circolare) o la sua massima dimensione (per una sezione diversa dalla circolare).
- **Gallerie profonde**, ove la stessa copertura C è definita da $C > 2.5 B$, per terre o rocce tenere e $C > 2.5 D$, per rocce non tenere.



Parametri dimensionali - Gallerie superficiali e profonde

Predim. prerivestimento: - metodi unidimensionali
 - metodo converg. confin.

Carichi Pv

Gallerie SUPERFICIALI
 $C < D$ Pv Carico litostatico
 $C > D$ TERRENI Pv Formula proposta da Terzaghi (1943)
 ROCCE Pv Formule di Barton, Bieniawski

Gallerie PROFONDE
 Pv Formula proposta da Terzaghi (1943)
 Pv Formule di Barton, Bieniawski

Gallerie SUPERFICIALI

Gallerie PROFONDE
 Curve caratteristiche

Predim. rivestimento definitivo: - FEM unidimensionali

Gallerie SUPERFICIALI
 $C < D$ Pv Carico litostatico
 $C > D$ TERRENI Pv Formula proposta da Terzaghi (1943)
 ROCCE Pv Formule di Barton, Bieniawski

Gallerie PROFONDE
 Pv Formula proposta da Terzaghi (1943)
 Pv Formule di Barton, Bieniawski
 Curve caratteristiche

Carichi Ph
 TERRE $ph = (ka + k_0) pv$,
 ROCCE ph (Barton)

ANALISI DI SECONDO LIVELLO (PE) MODELLI NUMERICI Fronte ed interazione interventi

Classe A: è prevedibile una risposta in campo elastico lineare dell'ammasso roccioso ed i carichi sulle strutture sono per lo più legati all'eventuale instabilità locale di volumi rocciosi elementari. Il modello geotecnico di riferimento sarà quindi quello continuo se l'ammasso non presenta un sistema di discontinuità di dimensioni confrontabili con le dimensioni dell'opera, o discontinuo laddove la presenza e le dimensioni del reticolo delle discontinuità governino in modo predominante la risposta deformativa dell'ammasso. I metodi di analisi numerica preferibilmente adottabili sono quelli FEM / FDM nel caso del modello continuo e DEM (eventualmente affiancato da analisi effettuate con metodi all'equilibrio limite) nel caso di modello discontinuo.

Classe B: i fenomeni deformativi previsti potranno svilupparsi sia in campo elastico che in campo elastoplastico. Il numero e le condizioni delle discontinuità fa sì che il modello geotecnico considerato possa essere quello discontinuo o quello continuo equivalente. Il metodo di analisi numerica sarà scelto in funzione della risposta deformativa attesa dell'ammasso roccioso; potrà risultare opportuno adottare il modello discontinuo (DEM), laddove il comportamento deformativo sia governato principalmente dalla presenza delle discontinuità, o modello continuo (FEM o FDM) laddove la condizione dell'ammasso sia assimilabile ad un continuo equivalente.

Classe C: in presenza di terreni sciolti, coesivi o granulari, è prevedibile una risposta deformativa in campo plastico ed il modello geotecnico da adottare sarà quello continuo/continuo equivalente. Il metodo di analisi numerica da adottare potrà essere scelto tra FEM e FDM e dovrà consentire l'adozione di modelli costitutivi avanzati capaci di tener in considerazione i comportamenti tipici dei terreni

Diagnosi e Terapia fronte di scavo

- Metodi analitici ed equilibrio limite
- Metodi numerici con metodo di c e f reduction (Fs) $c^{trial} = c_o (1 / F^{trial})$
(Dawson 1999) $\varphi^{trial} = \text{atan} (\tan \varphi_o / F^{trial})$

Analisi 2D di interazione terreno strutture

- Fase 1: si prepara il modello geometrico e geotecnico (legame costitutivo) e si definisce lo stato tensionale iniziale, tenendo conto del peso per unità di volume del terreno, dell'eventuale presenza di falda, nonché della presenza di costruzioni, manufatti, edifici, ecc.,

- Fase 2: consiste nel "disattivare" gli elementi posti all'interno del contorno dello scavo, mentre vengono contemporaneamente "attivati" i consolidamenti al contorno

Preanello in jet grouting al contorno $\sigma_c = \frac{2 \cdot \Delta c'_k \cdot \cos \varphi'_k}{(1 - \sin \varphi'_k)}$

Iniezioni cementizie al contorno $E_{cons} = 2 \times E_{soil}$, $C_{cons} = 2 \times C_{soil}$ (taratura da campo prove)

Gli elementi strutturali sono simulabili con elementi mesh o elementi unidimensionali beam rappresentano i prerivestimenti o i rivestimenti definitivi a comportamento elastico.

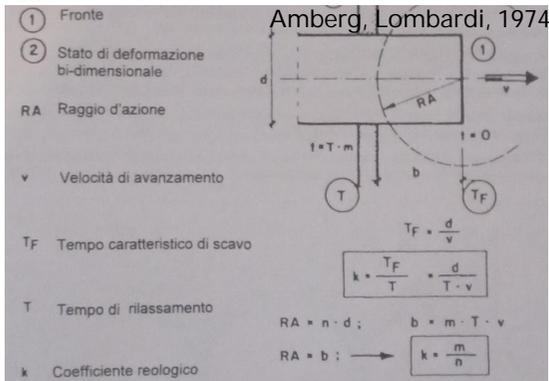
Il metodo dei rilasci delle forze al contorno di scavo consente di simulare le fasi di allontanamento della sezione di calcolo dal fronte e contestuale attivazione dei prerivestimenti e rivestimenti definitivi.

Per le percentuali di rilascio che tengano conto degli effetti dei trattamenti al fronte e/o degli effetti dovuti a distanze dei getti ravvicinate al fronte si può far riferimento:

- alle curve di Panet (tarate al fronte con analisi 3D semplificate o con Curve caratteristiche del fronte)
- ad analisi numeriche assialsimmetriche o ad analisi 3D semplificate

Analisi 3D di interazione terreno strutture

Nella simulazione 3D con metodi numerici è estremamente importante rappresentare in modo opportuno tutte le diverse fasi costruttive dell'opera considerando: · la messa in opera di eventuali interventi di miglioramenti al fronte ed in calotta; · lo scavo; · la messa in opera del rivestimento provvisorio; · la messa in opera del rivestimento definitivo. Per simulare la fase di scavo si adotta la cosiddetta procedura "Step by Step" (Moller, 2006).



PANORAMICA METODI ANALISI

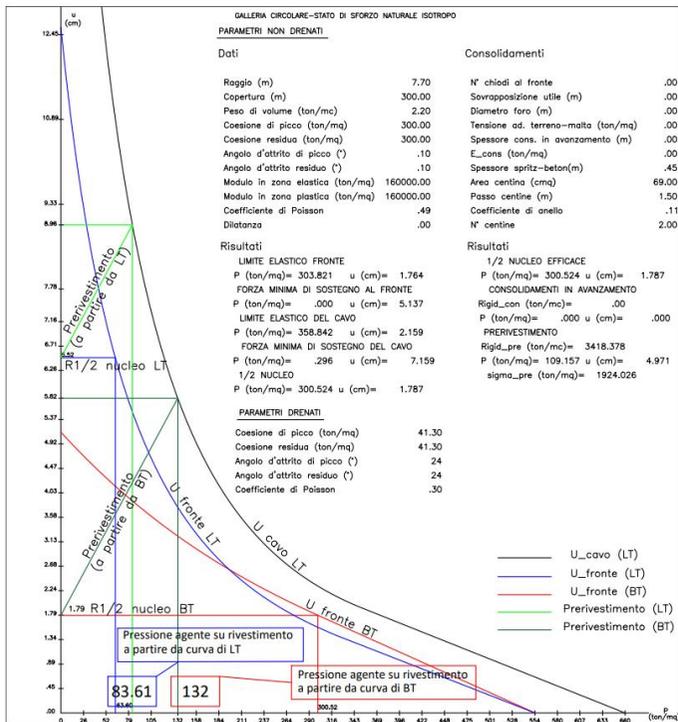
ANALISI DI SECONDO LIVELLO (PE)
MODELLI NUMERICI - Problemi reologici (NTC 2018)

STEP 1
SCELTA DEL MODELLO COSTITUTIVO

STEP 2
TARATURA DEL MODELLO COSTITUTIVO
(dati laboratorio, monitoraggio)

STEP 3
VALIDAZIONE MODELLO

STEP 4
MODELLO DI CALCOLO COMPLESSO



OPERE IN SOTTERRANEO
Aspetti progettuali e applicativi

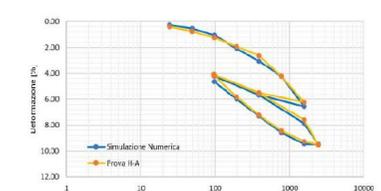
Swelling
(Swelling Rock model, Benz Legge di Grob,1972)

$$\varepsilon_q^{(t=\infty)} = -k_q \cdot \log \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_{q0}} \right)$$

$$\varepsilon_i^q(t) = \varepsilon_i^q(t=\infty) \cdot (1 - e^{-t/\eta_q(t)})$$

$$\dot{\varepsilon}_i^q(t) = \frac{(\varepsilon_i^q(t=\infty) - \varepsilon_i^q(t))}{\eta_q(t)}$$

$$\eta_q(t) = 1 / (A_0 + A_{el} \cdot \varepsilon_v^{el} + A_{pl} \cdot \varepsilon_v^{pl})$$

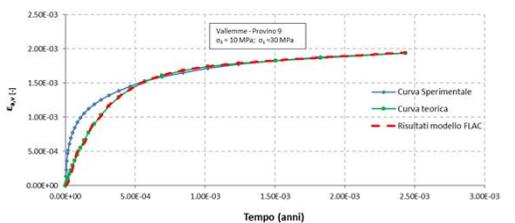


Riproduzione numerica cfr esito prova Huder Amberg

Creep
(Cvisc Itasca 2006)

Parametri Viscosi

- G^K (modulo di taglio del modello di Kelvin)
- η^K (viscosità dinamica del modello di Kelvin)
- η^M (viscosità dinamica del modello di Maxwell)

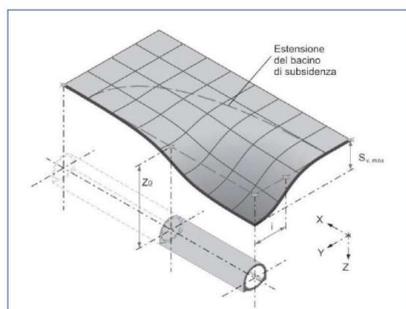


Riproduzione numerica cfr esito prova Triax Creep

ANALISI CEDIMENTI E STIMA DEL DANNO PREESISTENZE A P.C.

1. ANALISI DI PRIMO LIVELLO (PFTE, PE) – metodi empirici

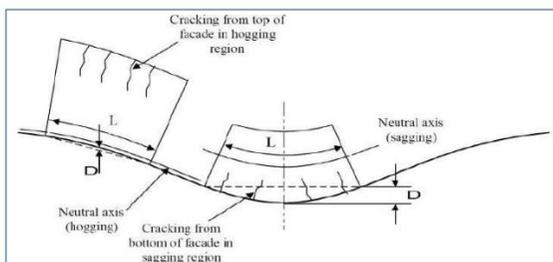
Modello analitico cedimenti - gaussiana
(Attewell et al. 1986 – V_p, K, z, D)



Curva di subsidenza



Modello analitico edificio (trave equivalente) disaccoppiato
(Burland 1997)



Idealizzazione di edifici come travi elastiche e rappresentazione della deflessione relativa D



Modello danno (empirico)
(Boscardin e Cording, 1989)

Categoria didanno	Descrizione	Deformazio nelimito di allungament σE_{lim} (%)
0	Fessure capillari con apertura ≤ 0.1 mm	0.00 - 0.05
1	Fessure sottili cui si rimedia facilmente con lavori di tinteggiatura. Il danno in genere è limitato agli intonaci delle pareti interne. Fessure alle pareti esterne rilevabili con attento esame. Tipica apertura delle lesioni ≤ 1 mm	0.05 - 0.075
2	Fessure facilmente stuccabili, tinteggiatura necessaria. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti. Fessure visibili anche all'esterno: può essere necessaria qualche ripresa della stuccatura per garantire l'impermeabilità. Possibili difficoltà nell'apertura di porte e finestre. Tipica apertura delle lesioni ≤ 5 mm	0.075 - 0.15
3	Le fessure richiedono cure e scuci della muratura. Anche all'esterno sono necessari interventi sulla muratura. Possibile blocco di porte o finestre. Rottura di tubazioni. Spesso l'impermeabilità non è garantita. Tipica apertura delle lesioni 5 - 15 mm oppure numero elevato di lesioni con apertura ≤ 3 mm	0.15 - 0.30
4	Necessarie importanti riparazioni, comprese demolizione e ricostruzione di parti di muri, specie al di sopra di porte e di finestre. I telai di porte e di finestre si distorcono: percepibile pendenza dei pavimenti. Muri andrati o spandenti, qualche perdita d'appoggio di travi. Tubazioni distrutte. Tipica apertura delle lesioni 15 - 25 mm, dipendente anche dal numero delle lesioni	≥ 0.30
5	Richiesti importanti lavori con parziali o totale demolizione e ricostruzione. Le travi perdono l'appoggio, i muri si inclinano fortemente richiedendo puntellatura. Pericolo di instabilità. Tipica apertura delle lesioni ≥ 25 mm, dipendente anche dal numero delle lesioni	≥ 0.30

Categorie di danno e deformazioni limite

Modelli di danno

INDICI DI VULNERABILITA'

e lim RISTRETTE

- edifici sensibili
- con danno progressivo

2. ANALISI DI SECONDO LIVELLO (PE) – metodi numerici con interazione semplificata

Metodi numerici 2D o 3D free field



Legami costitutivi ad hoc
(Hardening soil model)



Taratura con modelli analitici



Analisi numerica con trave di rigidità equivalente a p.c.
(Addembrook e Potts 1997)



Modello di danno empirico

3. ANALISI DI TERZO LIVELLO (PE) – metodi numerici con interazione semplificata



Analisi numerica con trave di rigidità equivalente a p.c.
(Addembrook e Potts 1997)

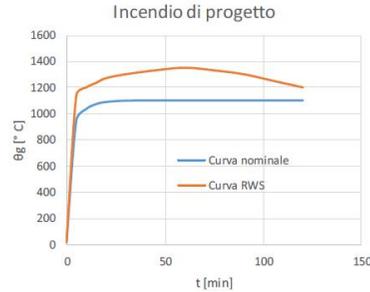


Modello strutturale FEM a spostamenti imposti alla base

4. ANALISI DI QUARTO LIVELLO (PE) – metodi numerici con interazione completa terreno - preesistenze

ANALISI STRUTTURALI DI RESISTENZA AL FUOCO: ANALISI NUMERICHE 2D TERMO MECCANICHE ACCOPPIATE

- individuazione dell'incendio di progetto
- analisi dell'evoluzione della temperatura all'interno degli elementi strutturali
 - «...il campo termico all'interno dei componenti della struttura viene valutato risolvendo il corrispondente problema di propagazione del calore...»
- analisi del comportamento meccanico delle strutture;
 - «...il comportamento meccanico della struttura viene analizzato tenendo conto della riduzione della resistenza meccanica dei componenti dovuta al danneggiamento dei materiali per effetto dell'aumento di temperatura. L'analisi del comportamento meccanico deve essere effettuata per lo stesso periodo di tempo usato nell'analisi dell'evoluzione della temperatura. Si deve tenere conto della presenza delle azioni permanenti e di quelle azioni variabili che agiscono contemporaneamente all'incendio secondo la combinazione eccezionale. Non si prende in considerazione la possibilità di concomitanza dell'incendio con altre azioni eccezionali e con le azioni sismiche. Si deve tener conto, ove necessario, degli effetti delle sollecitazioni iperstatiche dovute alle dilatazioni termiche contrastate, ad eccezione dei seguenti casi:
 - è riconoscibile a priori che esse sono trascurabili o favorevoli;
 - sono implicitamente tenute in conto nei modelli semplificati e conservativi di comportamento strutturale in condizioni di incendio...»
- verifiche di sicurezza.
 - «...la verifica della resistenza al fuoco viene eseguita controllando che la resistenza meccanica venga mantenuta per il tempo corrispondente alla classe di resistenza al fuoco della struttura con riferimento alla curva nominale di incendio...» e nelle tratte sensibili di cui al paragrafo precedente anche nella situazione post-incendio, a freddo, in condizione di resistenza residua globale del rivestimento.



RIPETIZIONE ANALISI NUMERICA
CON FENOMENO SPALLING
(RIDUZIONE SPESSORE DEL CLS)



PROCEDURA DI CALCOLO SPESSORE SPALLING

- per le strutture non armate la riduzione media di spessore da utilizzare nelle analisi e verifiche può essere valutata pari a 15 cm;
- per le strutture armate la riduzione media di spessore da utilizzare nelle analisi e verifiche è ricavabile dalla formula:

$$s = c + f r + f f + i/10$$

dove c'è il copriferro e i l'interasse delle armature di forza; f r e f f sono rispettivamente i diametri delle armature di ripartizione (r) e di forza (f)

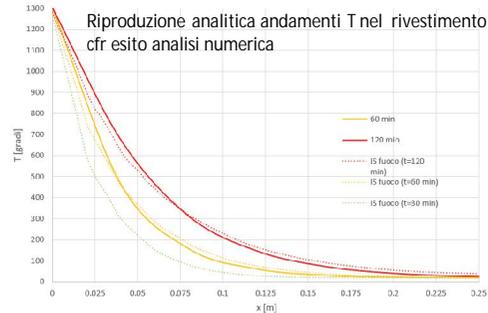
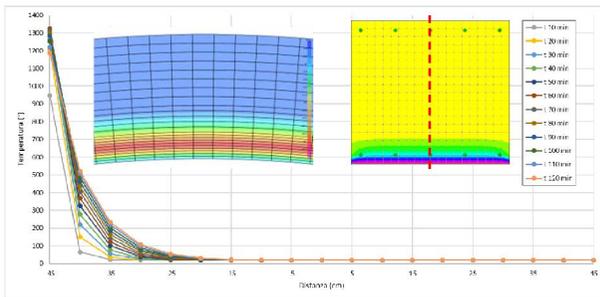
Tale valore è determinato dalla somma di diversi contributi:

- distacco del calcestruzzo per tutto lo spessore del copriferro,
- distacco del calcestruzzo per tutto lo spessore corrispondente all'ingombro delle armature (somma dei diametri dei due ordini di armature: principali e trasversali),
- spessore medio aggiuntivo che tiene conto del possibile distacco di schegge di calcestruzzo non contrastato dalla presenza delle barre di armatura; tale spessore aggiuntivo può essere valutato mediamente dell'ordine di 1/10 dell'interasse fra le armature principali,

a profondità massima non può essere superiore a quella di sezioni non armate ($s \leq 150$ mm).



VERIFICA SPERIMENTALE CON CAMPI PROVA
(efficacia misure di mitigazione (es fibre polipropilene))



ANALISI STRUTTURALI SISMICHE (SLV, SLD)

1. Analisi pseudo- statica;

Forza di inerzia statica equivalente, proporzionale al peso della massa potenzialmente instabile

2. Analisi dinamica semplificata (azioni statiche e sismiche disaccoppiate);

a) Prima fase viene svolta un'analisi di risposta del sito considerando le condizioni di movimento "free-field"

Azione sismica di progetto

$$a_{max} = S_s \cdot S_r \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)$$

Dove:

ag è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

SS è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F0 e ag/g (Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/2018);

ST è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall'ubicazione dell'opera (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018).



$$G/G_{max} = 1 / (1 + \gamma_h)$$

dove $\gamma_h = \gamma / \gamma_{ref} \cdot [k_1 + a \cdot e^{-(b \cdot (\gamma / \gamma_{ref}))}]$

con: $\gamma_{ref} = \tau_{max} / G_{max}$

G_{max}

τ_{max}

γ

k_1, a, b

deformazione di riferimento;

modulo di deformazione al taglio iniziale $G_{max} = \rho \cdot V_s^2$

tensione tangenziale massima;

livello di deformazione corrente;

parametri di forma del modello adottato;



$$\tau_{max} = c' + \sigma'_v \cdot \tan(\phi')$$

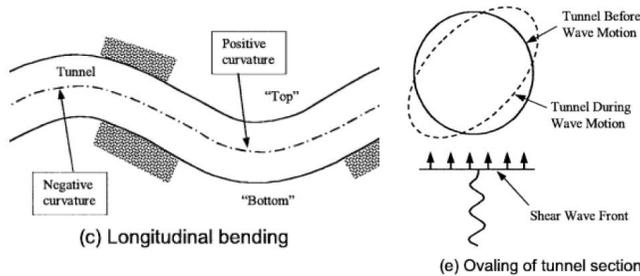
$$\tau = G_{max} \cdot \left(\frac{1}{1 + \gamma_h} \right) \cdot \gamma < \tau_{max}$$

$$\tau_{max, silt}(z) = r_d(z) \cdot a_{max} / g \cdot \sigma_v(z)$$

dove:

$r_d(z)$ fattore di attenuazione con la profondità assunto pari a $r_d(z) = 1 - 0.015 \cdot z$ (Iwasaki et al., 1978), che tiene conto del sincronismo del moto sismico;
 a_{max} accelerazione massima a piano campagna;
 $\sigma_v(z)$ tensione geostatica verticale totale.

b) Seconda fase, utilizzando i parametri "free-field" ottenuti nella fase precedente, si possono calcolare gli effetti sismici sulla struttura in termini di sollecitazioni nei rivestimenti.



Di seguito si riporta formulazione di Wang (Wang J.N. (1993) - Seismic design of tunnels: a state-of-the-art approach) per la forza circonferenziale massima ed il momento massimo che agiscono nella sezione trasversale della galleria nell'ipotesi di perfetta aderenza al contatto terreno-rivestimento:

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r^2 \gamma_{max} \quad N_{max} = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} r \gamma_{max}$$

Dove:

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1 - 2\nu_m) - (1 - 2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1 - \nu_m)^2 + 2}{F[(3 - 2\nu_m) + (1 - 2\nu_m)C] + C \left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2 \right] + 6 - 8\nu_m}$$

C e F sono rispettivamente le rigidzze relative a compressione e a flessione:

$$C = \frac{E_m (1 - \nu_m^2) r}{E_r (1 + \nu_m) (1 - 2\nu_m)}$$

$$F = \frac{E_m (1 - \nu_m^2) r^3}{6E_r I (1 + \nu_m)}$$

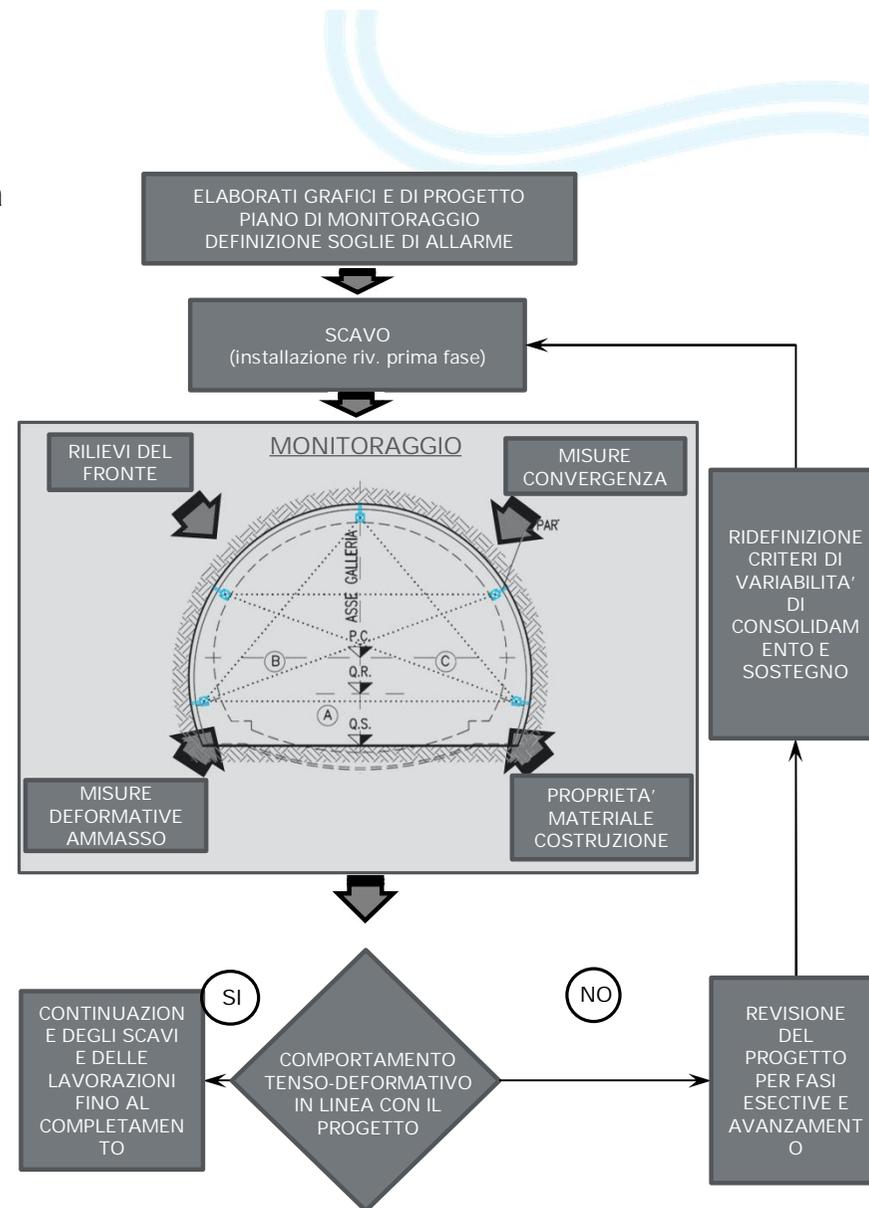
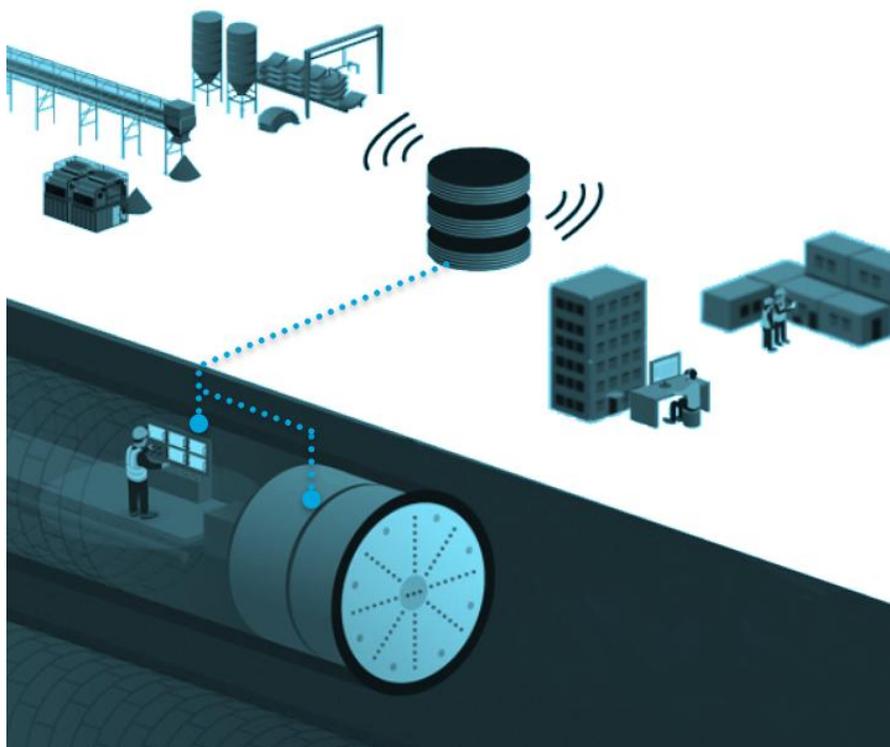
3. Analisi dinamica completa (analisi accoppiata)

Permette lo studio degli effetti sismici sulla struttura in un'unica fase di calcolo

FASE COSTRUTTIVA OSSERVAZIONALE

RISK MANAGEMENT – fase 4 Gestione dei rischi geotecnici in corso d’opera

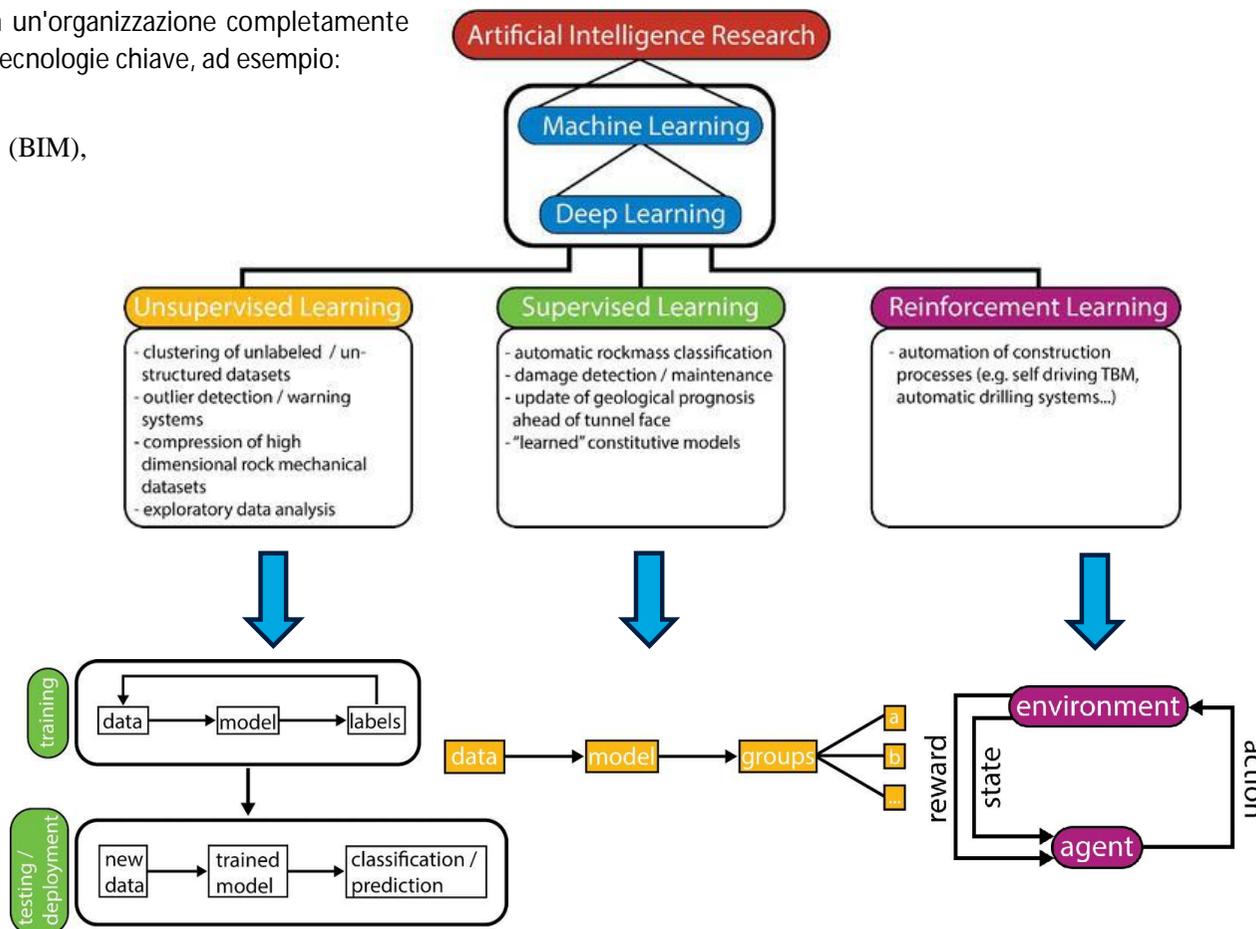
(Linee Guida, Codici di scavo, Procedure di avanzamento)



SVILUPPI: DIGITALIZZAZIONE DELLA PROGETTAZIONE E DELLA COSTRUZIONE DI GALLERIE

Il futuro nel tunnelling risiede in un'organizzazione completamente digitalizzata che colleghi diverse tecnologie chiave, ad esempio:

- Machine learning (ML),
- Building Information Model (BIM),
- Augmented Reality (AR).



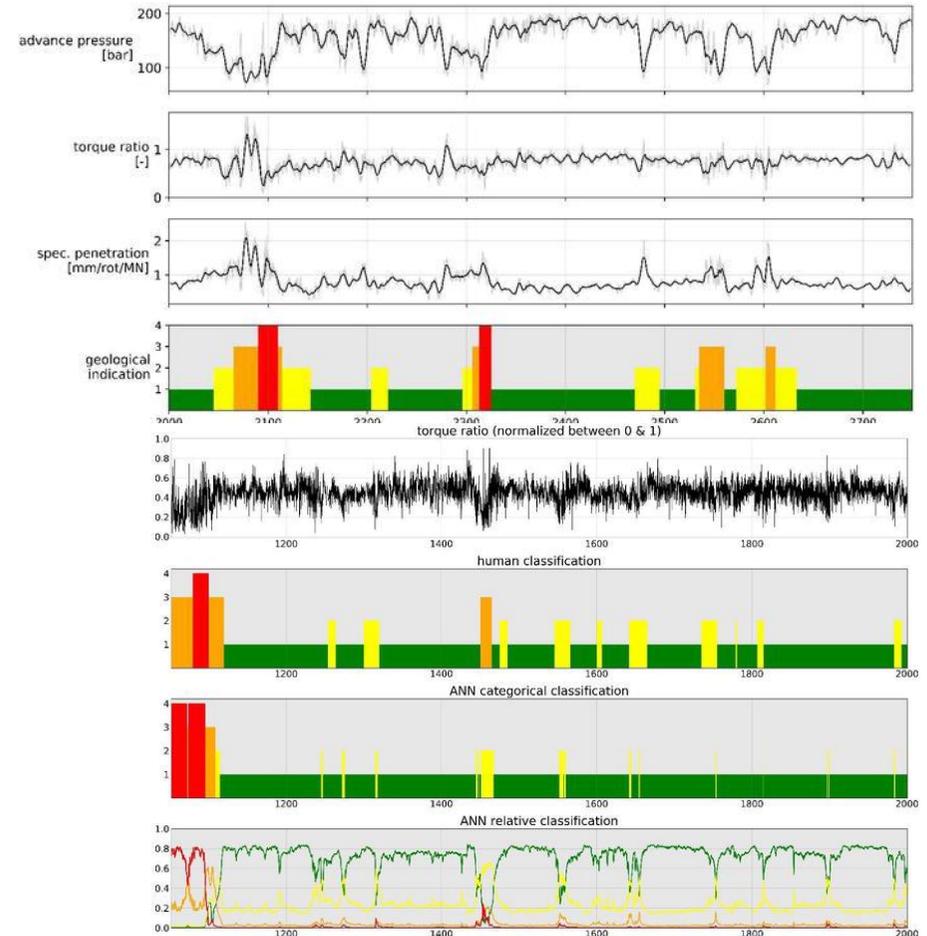
SVILUPPI: IL FUTURO DIGITALIZZATO DELLA PROGETTAZIONE E DELLA COSTRUZIONE DI GALLERIE

Esempi applicativi al tunneling di Machine learning (ML)

Approccio automatico di identificazione degli ammassi in avanzamento durante gli scavi TBM

Interpretazione dei risultati del monitoraggio

Applicazione in modelli costitutivi avanzati ed implementazione in modelli FEM



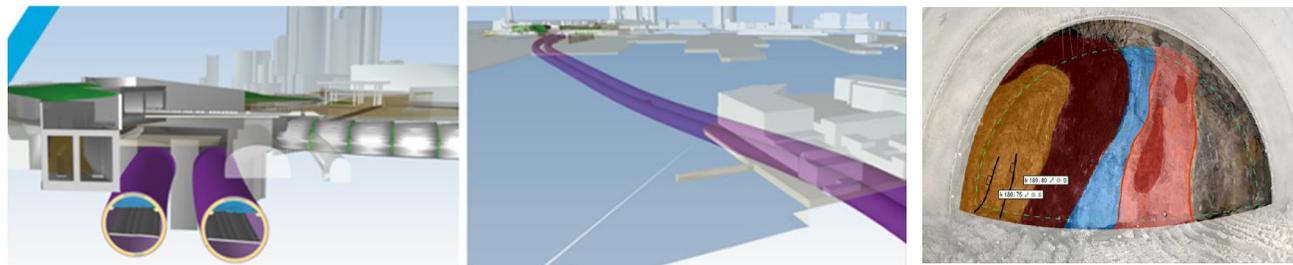
Fonte: "Capabilities and Challenges Using Machine Learning in Tunnelling, Thomas Marcher, Georg Erharter and Paul Unterlass 2021 [Creative Commons Attribution 3.0 License](https://creativecommons.org/licenses/by/3.0/).

SVILUPPI: IL FUTURO DIGITALIZZATO DELLA PROGETTAZIONE E DELLA COSTRUZIONE DI GALLERIE

Esempi applicativi al tunneling di Building Information Model (BIM)

Digital Twin del Tunnel in corso d'opera

- Ø FASE 1 – Avvio del progetto PFTE/PD o PE. Creazione dell'ambiente di lavoro condiviso e del team di progettazione.
- Ø FASE 2 – Modellazione e condivisione per ciascuna disciplina, programma dei lavori ed organizzazione del cantiere.
- Ø FASE 3 – Coordinamento. Coordinamento ed assemblaggio dei vari modelli in un modello unico (modello IIM).
- Ø FASE 4 – Review. Revisione multidisciplinare dell'intero progetto.
- Ø FASE 5 – Analisi delle interferenze.
- Ø FASE 6 – Revisione dei modelli specifici.
- Ø FASE 7 – Condivisione del modello con il cliente.



- Ø FASE 8 – Aggiornamento del modello in fase di realizzazione del progetto con implementazione del:

○ Varianti in corso d'opera

○ Diario di cantiere e cronoprogramma

○ Interferenze

○ Consultazione real-time di tutti gli attori



○ *As-built delle geometrie di scavo, consolidamenti, rivestimenti, interventi*

○ *Aggiornamento/verifica modello geologico/geomeccanico tramite rilievo digitale del fronte*

○ *Visualizzazione strumentazione monitoraggio*

○ *Visualizzazione dell'andamento delle misure monitoraggio rispetto alle soglie, migliore gestione degli allarmi e flussi informativi*

○ *Interfaccia con modelli di calcolo FEM/DEM e relativo aggiornamento tramite back-analysis in corso d'opera*

SVILUPPI : IL FUTURO DIGITALIZZATO DELLA PROGETTAZIONE E DELLA COSTRUZIONE DI GALLERIE

Esempi applicativi al tunneling di Augmented Reality (AR - VR)

Ispezione dei conchi TBM posati durante la costruzione



Simulazione visiva delle possibili operazioni di cantiere e relativi impatti / interferenze

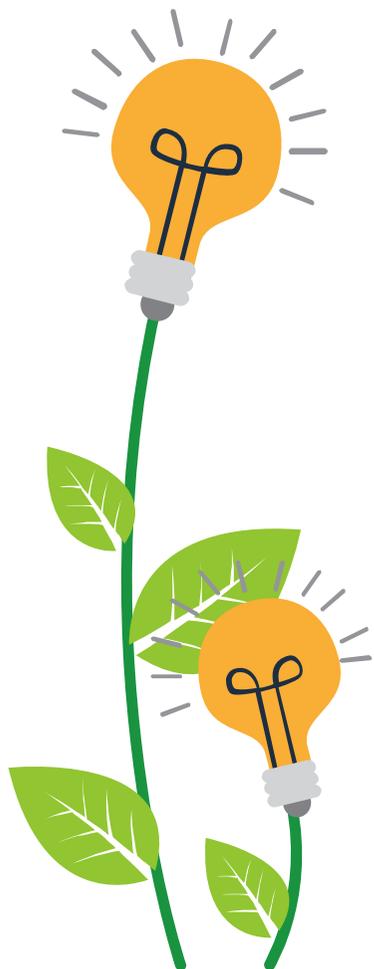


Visualizzazione interattiva del modello BIM del tunnel
(esperienza immersiva)



Visualizzazione e rilievo geologico del fronte di scavo del tunnel

SVILUPPI - GESTIONE SOSTENIBILE DEI NUOVI PROGETTI TUNNELING



Integrare i criteri di sostenibilità sin dalle prime fasi progettuali e promuovere un approccio universale alla sostenibilità.



Sviluppare modelli più strutturati di Stakeholder Engagement, per fornire un quadro chiaro ed esaustivo in merito ai benefici correlati alla realizzazione delle opere e coinvolgerli nel processo decisionale e progettuale.



Elaborare Relazioni di Sostenibilità come elementi di confronto già in PFTE



Fornire valutazioni oggettive delle caratteristiche di sostenibilità delle opere e gestione pianificata dei progetti. (protocollo)

Un protocollo di progetto è strumento utile per misurare lo stato dei sei obiettivi DNSH e ottenere una certificazione di sostenibilità conforme alle richieste dell'UE. Con un'integrazione fondamentale: mentre la valutazione DNSH si occupa solo di ambiente, il protocollo Envision tiene conto anche della parte economica e della parte sociale, soddisfacendo così i tre fattori ESG



Prevedere i criteri di sostenibilità nei requisiti degli appalti



Valorizzare le peculiarità identitarie sociali, ambientali ed economiche in cui la collettività si riconosce, contribuendo ad innescare nuove opportunità di sviluppo sostenibile per un territorio più accessibile, inclusivo e integrato.



Estendere la vita utile dell'opera, migliorare le performance ed efficientare i costi di gestione e manutenzione dell'infrastruttura.



Perseguire le Linee guida Mims, DNSH, SDGs



Il principio DNSH si basa su quanto specificato nella "Tassonomia per la finanza sostenibile" (Regolamento UE 2020/852) adottata per promuovere gli investimenti del settore privato in progetti verdi e sostenibili

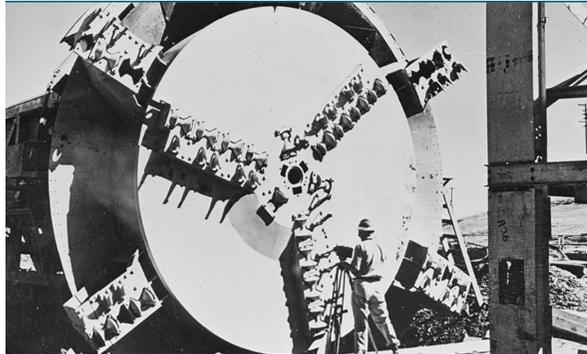
Proporre e valorizzare soluzioni innovative per aumentare la resilienza dell'infrastruttura



05.

APPROCCI COSTRUTTIVI MODERNI E PROSPETTIVE

LO SCAVO MECCANIZZATO



Fonte>: <https://www.robbinstbm.com/about/history/>



Fonte>: <https://www.robbinstbm.com/about/history/>

EVOLUZIONE DELLE TBM NEL '900

§ Dal 1950 grande sviluppo dell'ingegneria mineraria e del sottosuolo

1952 - ROBBINS
THE FIRST MODERN TUNNEL BORING MACHINE
Oahe Dam | South Dakota

1956 - ROBBINS
ROTATING CUTTER HEAD
Humber River Sewer Tunnel in Canada

§ Dal 1960 TBMs con fronte di scavo chiuso in pressione

1964 ROBBINS
TBM PRECURSORE EPB, SLURRY
Parigi – Rer Metro

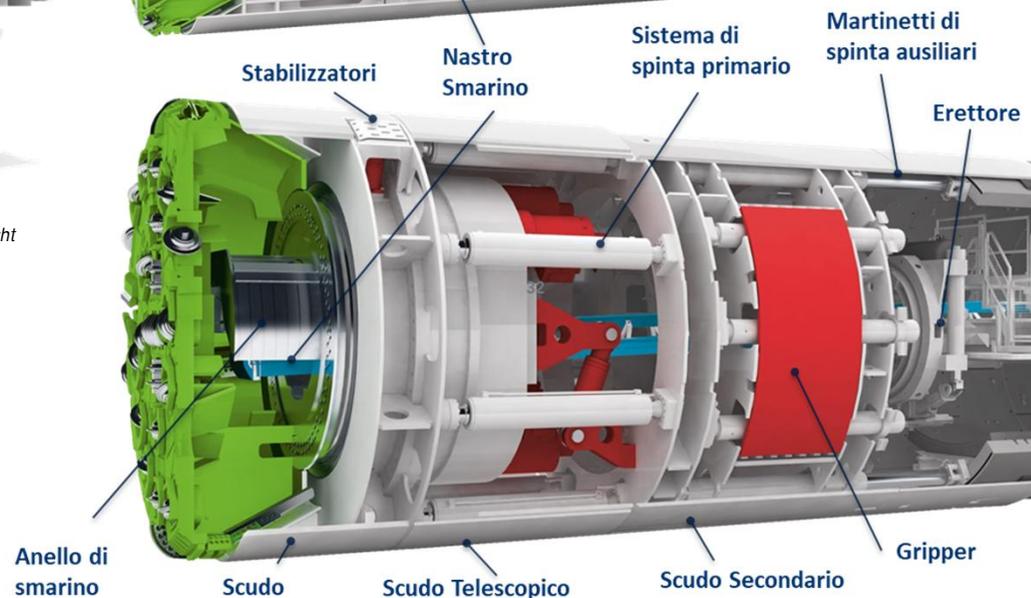
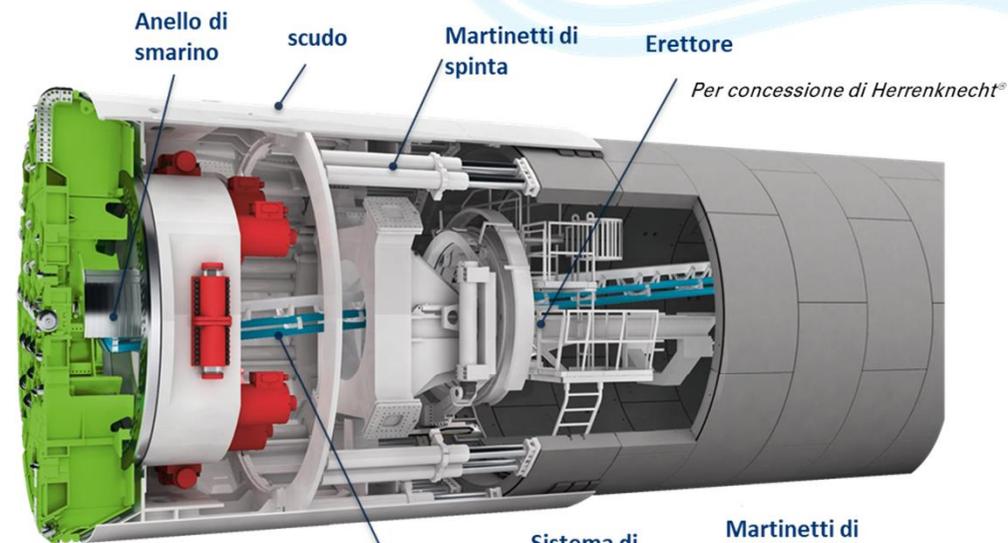
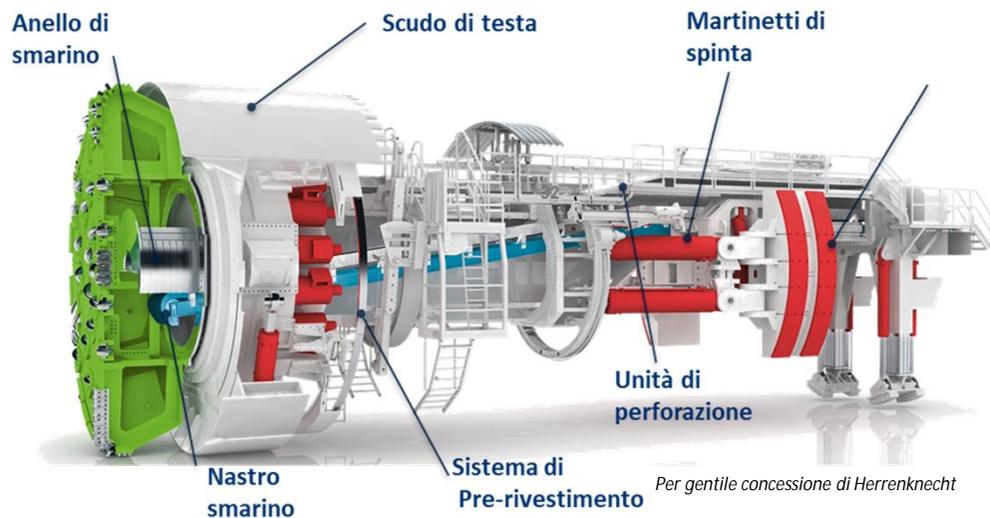
§ Dal 1970 TBMs doppio scudo

1972 ROBBINS
Orichella | Italy

GRIPPER

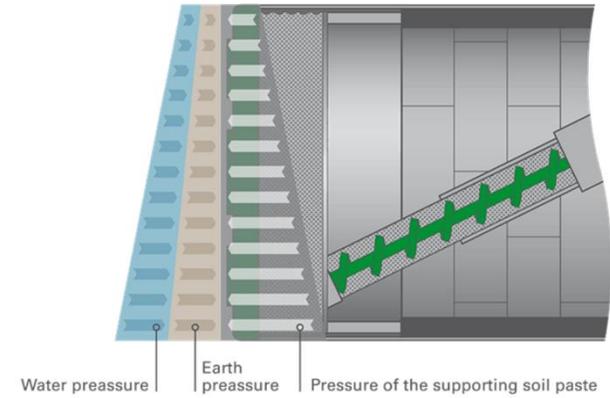
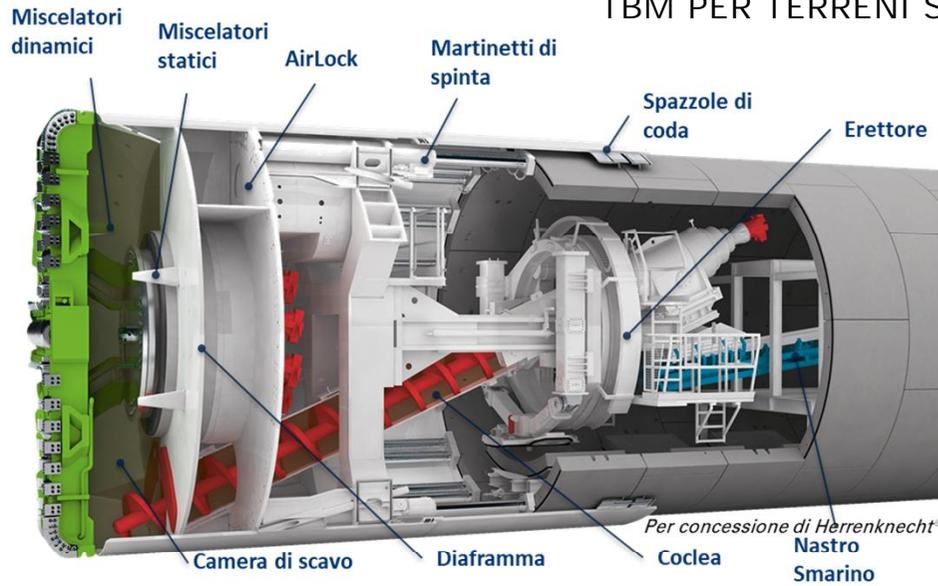
TBM DA ROCCIA

SHIELD

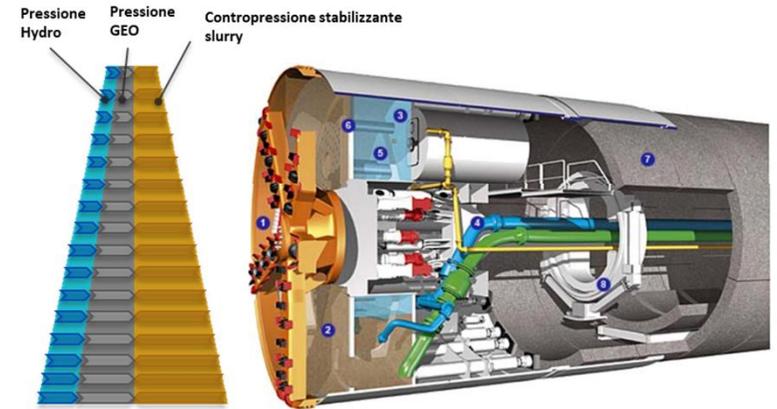
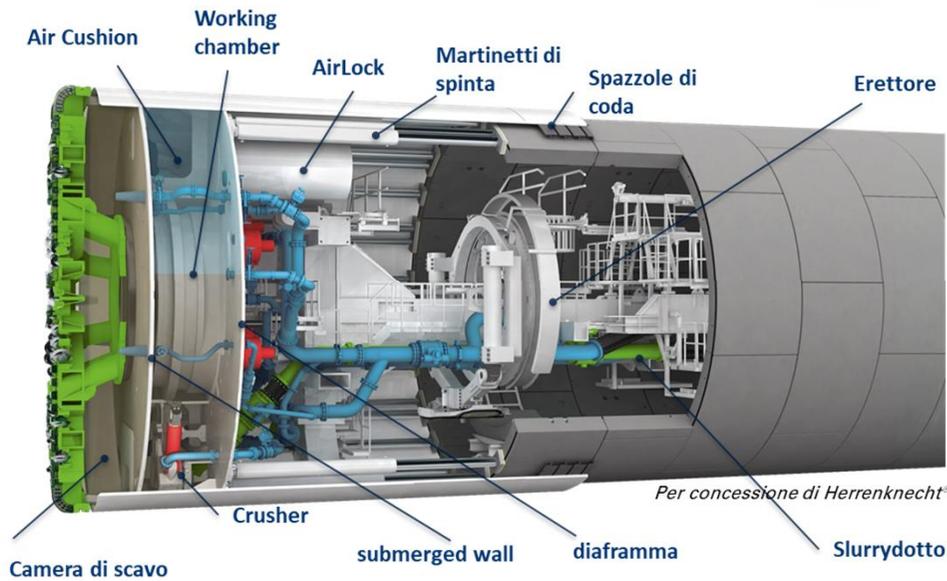


TBM PER TERRENI SCIOLTI

EPB

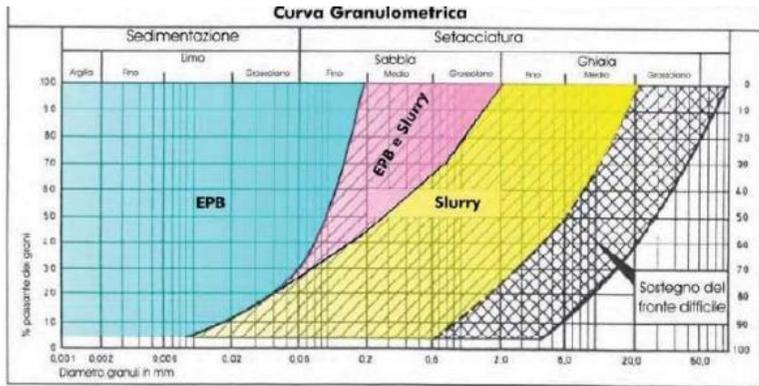


HYDROSHIELD

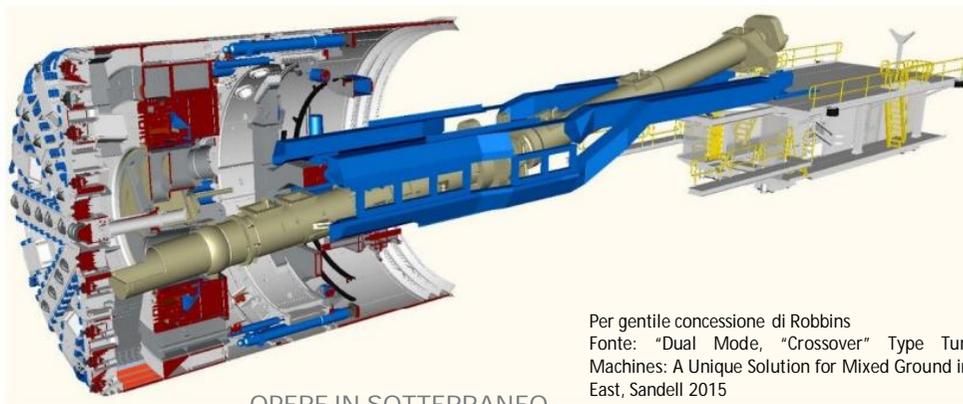
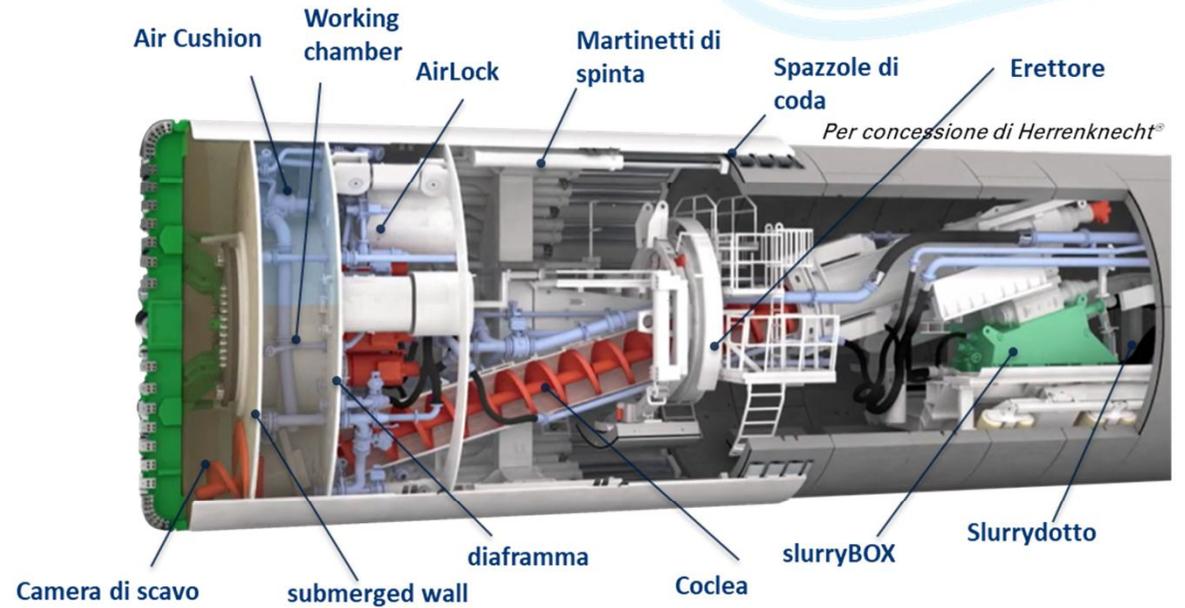


OPERE IN SOTTERRANEO
Aspetti progettuali e applicativi

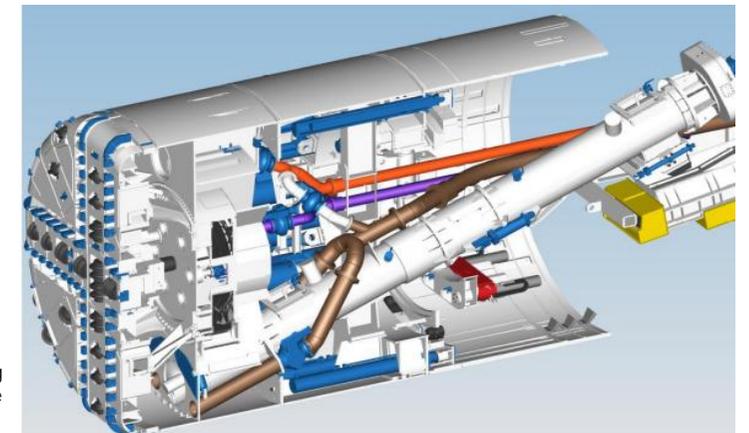
TBM – LE SFIDE DI ULTIMA GENERAZIONE



Campi di utilizzo delle TBM scudate



Per gentile concessione di Robbins
 Fonte: "Dual Mode, "Crossover" Type Tunnel Boring Machines: A Unique Solution for Mixed Ground in the Middle East, Sandell 2015



OPERE IN SOTTERRANEO
 Aspetti progettuali e applicativi

TBM – LE SFIDE FUTURE

CONNUBBIO TRA TECNOLOGIA E SOSTENIBILITA' : LE GREEN TBMs

Gran parte delle gallerie del futuro dovranno affrontare scenari sempre più sfidanti e contestualmente essere in grado di aumentare la produttività:

- Elevate coperture e lunghezze
 - Grandi diametri
- Formazioni geologiche eterogenee
 - Elevatissimi battenti idraulici

- a. Estrema capacità di aumentare il sovra-scavo adattandolo al comportamento del terreno
- b. Variabilità di modalità di scavo
- c. Diametri di scavo sempre più grandi e modificabili
- d. Scudi fortemente conici e capaci di resistere ad elevate pressioni di terra
- e. Continuous mining
- f. Elevate capacità di spinta e di pressione al fronte (>16bar)
- g. Drenaggio gas direttamente da camera di scavo
- h. Impianti robotici e Machine Learning per il montaggio dei conci prefabbricati
- i. Monitoraggio real time dell'usura dei cutters in testa
- j. Accessibilità normobarica direttamente in camera di scavo per manutenzione cutters

- a. Componentistica a basso consumo energetico
- b. Piattaforme per il monitoraggio dei parametri operativi delle TBM e dei consumi energetici in modo da regolarli automaticamente in corso d'opera minimizzando gli impatti
- c. Sistemi di illuminazione a basso consumo
- d. Catena produttiva delle TBMs ideata secondo i canoni della sostenibilità in termini di sicurezza, efficienza, risparmio energetico ed in generale minor impatto ambientale (LCA).

06.

ESEMPI APPLICATIVI PROGETTI DI "AUTOSTRADE PER L'ITALIA"