



REGIONE LIGURIA

**autostrade // per l'italia**

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA  
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

**PROGETTO DEFINITIVO**

GALLERIE NATURALI

ELABORATI GENERALI

LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE E LA COSTRUZIONE  
DELLE GALLERIE NATURALI

**IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE  
SPECIALISTICA**

Ing. Andrea Tanzi  
Ord. Ingg. Parma N.1154

**RESPONSABILE UFFICIO TUN**

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Sara Frisiani  
Ord. Ingg. Genova N. 9810A

**CAPO COMMESSA**

**IL DIRETTORE TECNICO**

Ing. Maurizio Torresi  
Ord. Ingg. Milano N. 16492

**RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA  
TECNICA E PROGETTAZIONE**

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
—	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
—	1	1001302	2	STPTUN	0001	—	—			

	<b>RESPONSABILE PROGETTO GENOVA</b> Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI : —
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI : —
CONSULENZA A CURA DI :	IL RESPONSABILE UNITA' STP	Ing. Andrea Tanzi O.I. Parma N.1154

<b>VISTO DEL COMMITTENTE</b>    R.U.P. — Ing. Andrea Frediani	<b>VISTO DEL CONCEDENTE</b>    <b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
---	---



**LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE E LA COSTRUZIONE DELLE GALLERIE NATURALI**



**INDICE**

<b>1.INTRODUZIONE</b>	<b>5</b>
1.1 Oggetto e scopo	5
1.2 Progetto di sistema di una galleria	5
1.3 Aspetti da evidenziare nell'applicazione delle presenti linee guida	5
1.4 Assunzioni di base	9
<b>2.INQUADRAMENTO DEL PROGETTO</b>	<b>10</b>
2.1 Descrizione dell'area interessata dal progetto	10
2.2 Inquadramento geologico – strutturale generale	12
2.2.1 Stratigrafia del substrato	12
2.2.2 Unità Tettonica Antola	12
2.2.3 Formazione di Antola	13
2.2.4 Unità tettoniche Liguri Interne	13
2.2.5 Unità Tettonica Gottero	14
2.3 Inquadramento idrogeologico	18
2.4 Descrizione del tracciato e problematiche geologiche	19
<b>3.DEFINIZIONE DEI REQUISITI FUNZIONALI E GEOMETRICI</b>	<b>21</b>
3.1 Aspetti relativi alle gallerie contenuti nel D.M. 05.11.2001	21
3.2 Sagome interne e principali dotazioni infrastrutturali delle gallerie stradali	26
3.3 Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade	30
<b>4.CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA</b>	<b>32</b>
<b>5.INDAGINI GEOTECNICHE</b>	<b>40</b>
<b>6.CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>49</b>
6.1 Premesse	49
6.2 Ammasso roccioso come mezzo continuo equivalente	51
6.3 Ammasso roccioso come mezzo discontinuo	57
6.4 Argille consistenti	58
6.5 Terreni strutturalmente complessi	64
6.6 L'impiego dell'indice GSI	73
6.7 Valutazione del modulo di deformabilità	79
6.8 Criteri di rottura per mezzi rocciosi continui equivalenti	80
6.9 Linee guida per la caratterizzazione geotecnica	82

<b>7.CRITERI DI PROGETTAZIONE</b>	<b>89</b>
7.1 Approccio progettuale	89
7.2 Applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni (DM 14/1(2008)	104
7.2.1 Indicazioni delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)	104
7.2.1.1 Prescrizioni generali	104
7.2.1.2 Caratterizzazione geologica	105
7.2.1.3 Caratterizzazione e modellazione geotecnica	106
7.2.1.3.1 Criteri di progetto	106
7.2.1.4 Metodi di calcolo	107
7.2.1.5 Controllo e monitoraggio	108
7.2.2 Approccio progettuale per le opere in sotterraneo sulla base delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008)	108
<b>8.METODI DI ANALISI PROGETTUALE</b>	<b>116</b>
8.1 Premesse	116
8.2 Condizioni tensio – deformative al fronte di scavo e nella zona retrostante	116
8.3 Valutazione preliminare della categoria di comportamento	124
8.3.1 Metodo delle curve caratteristiche	124
8.3.2 Metodo di Anagnostou e Serafeimidis	138
8.4 Analisi numeriche	143
8.4.1 Deformazioni e sollecitazioni indotte nel terreno e nelle strutture	143
8.4.2 Relazione di calcolo	152
8.5 Verifiche del rivestimento di prima fase e definitivo	154
8.5.1 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	154
8.5.2 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	155
8.5.3 Resistenza di calcolo dell'acciaio per cemento armato	156
8.5.4 Verifica allo stato limite ultimo di una sezione in calcestruzzo non armato	158
8.5.4.1 Stato limite ultimo per pressoflessione	158
8.5.4.2 Stato limite ultimo per taglio	161
8.5.5 Verifica allo stato limite ultimo di una sezione in cemento armato	161
8.5.6 Verifica agli stati limite di esercizio	163
8.5.6.1 Verifica di fessurazione	163
8.5.6.2 Verifica delle tensioni di esercizio	163
8.5.7 Verifica allo stato limite ultimo di un rivestimento di prima fase	163
8.5.7.1 Acciai per centine metalliche	163
8.5.7.2 Verifiche allo stato limite ultimo	167
<b>9.RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI</b>	<b>172</b>
9.1 Normativa di riferimento	172

**9.2 Riferimenti bibliografici****172**

<b>APPENDICE A – METODO DI ANAGNOSTOU, SERAFEIMIDIS E RAMONI PER L'ANALISI PRELIMINARE DELLA STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO</b>	<b>176</b>
---	------------

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1 Oggetto e scopo

Le presenti linee guida sono indirizzate a definire i principali criteri da adottare per la progettazione delle gallerie naturali nell'ambito del progetto per il collegamento fra Valfontanabuona e l'autostrada A12: Genova – Roma.

### 1.2 Progetto di sistema di una galleria

Le attività relative alla progettazione definitiva ed esecutiva, alla cui programmazione, sviluppo e controllo queste linee guida si riferiscono, sono inquadrare nel contesto più generale della progettazione di sistema di una galleria. Alla base delle progettazioni suddette vi sono soluzioni e scelte già operate in precedenti fasi nonché conoscenze e studi (principalmente geologici, idrogeologici e ambientali) già acquisiti che devono essere noti con completezza e corredati delle motivazioni che hanno condotto alla loro definizione.

Ciò permette sia di poter sviluppare il progetto coerentemente con le ipotesi di base e i risultati raggiunti, sia di poter cambiare, se necessario, tali presupposti mantenendo il continuo controllo dei risultati.

Le fasi propedeutiche alla progettazione definitiva ed esecutiva devono fruire:

- le caratteristiche complete del tracciato plano-altimetrico del tratto autostradale su cui ricade l'opera;
- la sezione o le sezioni trasversali tipo della galleria in tutte le sue parti (linea di intradosso, sede autostradale, tecnologie ed opere complementari);
- un inquadramento geologico, idrogeologico e ambientale dell'area interessata dai lavori corredato, se necessario, da una prima campagna di indagini;
- i criteri utilizzati per le scelte progettuali (tipologia degli interventi e tipi di analisi);
- i disciplinari (manuali, capitolati, prescrizioni, ecc.) di base per la redazione del progetto;
- la stima di massima dell'opera;
- lo schema contrattuale.

### 1.3 Aspetti da evidenziare nell'applicazione delle presenti linee guida

Relativamente ai diversi argomenti trattati nelle presenti linee guida, si evidenziano i seguenti punti.

- Per quanto concerne la caratterizzazione geotecnica/geomeccanica, trattata nel successivo Par. 6, è importante, nell'applicazione del criterio di rottura di Hoek e Brown

nell'aggiornamento del 2002, sulla base dei risultati delle indagini geotecniche in sito ed in laboratorio, determinare l'esatto andamento dei parametri di resistenza al taglio e di deformabilità, nonché di deformazione radiale del cavo non rivestito lungo l'intera galleria, come indicato da Hoek e Marinos (2000). In tale maniera è possibile, lungo l'intero sviluppo della galleria, valutare la dipendenza dei parametri geotecnici dal valore di GSI e dalle coperture definendo con la necessaria accuratezza le tratte a comportamento geotecnico omogeneo e lo stesso campo di variazione, ragionevolmente atteso, per i parametri geotecnici in funzione, ad esempio, del valore del fattore di disturbo D (si vedano, ad esempio, dalla Figura 6.18 alla Figura 6.23 del Par. 6). Tenendo conto delle difficoltà insite nella determinazione dei parametri di resistenza al taglio e di deformabilità degli ammassi rocciosi ed, in modo particolare, delle formazioni strutturalmente complesse, è più che sufficiente adottare un modello elastico idealmente plastico in quanto risulta già impegnativo stabilire dei valori caratteristici, relativamente al volume di terreno interessato dallo scavo delle gallerie autostradali, per quanto concerne il valore della coesione, dell'angolo di resistenza al taglio e del modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso. La differenziazione fra valori di picco e residui si può tradurre pertanto in un esercizio sterile con valori difficilmente giustificabili e quindi con conseguenti analisi progettuali non realistiche per quanto concerne la valutazione dell'effettiva risposta allo scavo del terreno. Peraltro, come noto, il modello idealmente plastico è particolarmente adeguato proprio per ammassi rocciosi con condizioni di qualità da scadente a molto scadente. Anche nel caso di materiali argillosi è assai controversa la scelta di adottare parametri di resistenza e deformabilità dei terreni relativi a condizioni di completo ammorbidimento. In conclusione, tenendo conto che, sulla base dei criteri esposti nel Par. 6 della presente per la scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici (come anche indicato dalle NTC 2008), per le analisi numeriche progettuali e per la definizione dei criteri di variabilità degli interventi previsti dalle diverse sezioni tipo occorre riferirsi a un campo di variazione dei parametri geotecnici, si ritiene di fondamentale importanza, per poter effettuare analisi parametriche confrontabili, prevedere un comportamento secondo il modello idealmente plastico. Solamente nel caso di dati sperimentali inequivocabili (sulla base di numerose prove di laboratorio o in sito) si potrà adottare un modello rammollente o idealmente fragile.

- Lo sviluppo dell'hardware e del software rende oggi possibile lo sviluppo di analisi numeriche praticamente senza alcuna limitazione. Per le gallerie autostradali, data l'importanza dell'opera e le citate possibilità di impiego di sofisticati programmi agli elementi finiti o alle differenze finite, si ritiene indispensabile, per le analisi e le verifiche delle soluzioni progettuali, l'impiego di analisi numeriche 2D e anche 3D, come descritto nel Par. 8. Nelle presenti linee guida si prevede la possibilità, per una valutazione del tutto preliminare del

comportamento del fronte e del cavo, dell'impiego del metodo delle curve caratteristiche nella soluzione proposta da Ribacchi e di un metodo, per valutare l'eventuale necessità di un preconsolidamento del fronte di scavo, recentemente pubblicato in letteratura e basato su una ricerca condotta all'ETH di Zurigo da parte di Anagnostou & Serafeimidis. La descrizione di tale metodo è riportata nell'appendice A delle presenti linee guida ed è stato presentato recentemente in occasione del Congresso Mondiale dell'ITA tenutosi a Praga nel 2007. Per quanto riguarda il metodo delle curve caratteristiche, in verità, visto l'indispensabile impiego delle analisi numeriche 2D e 3D, occorre evidenziare come sarebbe opportuno ricavarle anch'esse da un'analisi numerica 2D in quanto, a parte le sezioni con lo scavo meccanizzato che comportano una sezione perfettamente circolare, nel caso di scavi in tradizionale è opportuno, verificare il comportamento deformativo, necessariamente diverso, in chiave di calotta, sui due reni e piedritti e in chiave arco rovescio. E', infatti, noto come in passato molti autori, a cominciare da Hoek&Brown, hanno sviluppato soluzioni analitiche in grado di ottenere differenti curve caratteristiche, relativamente alla calotta, ai piedritti e all'arco rovescio, in funzione della stessa forma della sezione di scavo (ad esempio a ferro di cavallo).

- Con riferimento ai criteri di progettazione riportati nel Par. 7, viene adottato l'approccio ADECO-RS nel quale l'elemento innovativo è costituito dall'aver guidato l'attenzione del progettista di opere in sotterraneo a sviluppare una analisi attenta della risposta deformativa che si sviluppa nell'ammasso a seguito dell'azione di scavo in tutte e tre le dimensioni dello spazio e quindi ad operarne il controllo ai fini della stabilizzazione del cavo. L'aver impostato il problema dello scavo di una galleria in termini di controllo deformativo, sia in senso trasversale, che longitudinalmente costituisce di fatto l'aspetto più importante dell'approccio ADECO-RS. Diversamente tutti i metodi classici generalmente utilizzati per il dimensionamento delle gallerie muovono da un concetto che è molto comune nel campo della geotecnica e della geomeccanica che è quello dell'equilibrio limite. Ad una azione nota si contrappongono una serie di interventi che offrono una reazione e quindi si determina con un certo margine di sicurezza la stabilità globale del sistema. Non c'è molta differenza tra il calcolo di un priverstimento o di un rivestimento finale di una galleria ed il calcolo di un muro a gravità. Pensando invece il problema della galleria come ad un problema anche di tipo deformativo e non solo di equilibrio, ecco che l'intuizione che si debba valutare anche quello che avviene a monte del fronte di avanzamento diviene un principio irrinunciabile. Ed è questo il motivo per cui i più grossi successi dell'approccio ADECO-RS sono stati ottenuti in condizioni geotecniche difficili, laddove il controllo deformativo significa sostanzialmente operare in un campo di deformazioni del terreno limitato, che consenta di non produrre al contorno dello scavo delle plasticizzazioni estese. Da un punto di vista concettuale il metodo

trova la sua applicazione più soddisfacente in ammassi a comportamento elasto-plastico, laddove il successo delle operazioni di scavo dipende dal potere operare con deformazioni contenute tali da non produrre incontrollabili decadimenti delle caratteristiche di resistenza del mezzo che nei contesti di formazioni scadenti, dal punto di vista geomeccanico, producono il collasso della cavità. Ciò premesso, proprio avendosi la necessità di valutare la risposta deformativa dell'ammasso roccioso, l'unico metodo progettuale adeguato è quello basato sulle analisi numeriche i cui risultati devono anche permettere non solamente di verificare la stabilità del cavo e l'adeguatezza degli interventi di preconsolidamento e di sostegno di prima fase (prerivestimento) e di seconda fase (rivestimento definitivo) ma anche di stabilire i criteri per la variabilità degli interventi previsti in funzione dei valori di estrusione e convergenza misurati in galleria mediante apposito piano di monitoraggio.

- Infine, nel Par. 7, viene discussa l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni (DM 14/1/2008) alle opere in sotterraneo. Premesso che nelle NTC 2008, il paragrafo 6.7 relativo alle opere in sotterraneo è estremamente generico e non fornisce indicazioni sull'approccio progettuale consigliato o da adottare, alla luce anche delle considerazioni riportate da AFTES (2007) sull'applicazione degli approcci progettuali proposti dall'Eurocodice 7 si possono fare le seguenti considerazioni. Nelle analisi di interazione per la valutazione delle sollecitazioni nei rivestimenti delle gallerie, dove il fattore dominante è rappresentato dalle rigidezze e dai rapporti relativi delle rigidezze di terreno e struttura, la modellazione eseguita con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze fornisce una descrizione realistica dello stato tensionale nel terreno e negli elementi strutturali. Come per tutte le analisi di interazione terreno – struttura svolte per la verifica di stati limite strutturali, la procedura di riduzione dei parametri di resistenza del terreno prevista dalla Combinazione 2 dell'Approccio 1 è controindicata perché produrrebbe risultati non attendibili: basti pensare al fatto che si introdurrebbero nel calcolo parametri tra loro non congruenti (ad esempio rapporti tra rigidezze e resistenze eccessivamente elevati), determinando la formazione di zone plasticizzate "artificiali", che conducono ad una irrealistica ridistribuzione tensionale sugli elementi di rivestimento (AFTES, 2007). A questo riguardo il citato documento dell'AFTES (2007) fa presente come alla fine del paragrafo 2.4.2 dell'EC7 venga riportata una nota che afferma che azioni permanenti sfavorevoli (destabilizzanti) e favorevoli (stabilizzanti) possono in alcune situazioni essere considerate come provenienti da un'unica sorgente, ed è proprio il caso per le gallerie dell'interazione con il terreno incassante. Se le azioni sono considerate in tale maniera si può applicare un unico coefficiente parziale alla somma di tali azioni o alla somma dei loro effetti. Ciò premesso, l'approccio 2 applicato al calcolo delle gallerie (e che viene indicato nelle presenti linee guida, come discusso nel paragrafo 7.2.2) si può tradurre nel seguente procedimento: (1) i calcoli sono effettuati

adottando un coefficiente parziale pari ad 1 alle azioni e ai valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno; (2) le verifiche dei livelli di sollecitazione nel rivestimento di prima fase e nel rivestimento definitivo vengono effettuate applicando un coefficiente parziale pari a 1.3 (gruppo A1) alle forze interne (momento flettente M, sforzo normale N e forza di taglio T) ottenute dal calcolo effettuato e verificando le sezioni resistenti con il metodo agli stati limite secondo la normativa. Con tale approccio i parametri geotecnici di progetto coincidono con i valori caratteristici avendo assunto valori unitari per quanto concerne i coefficienti parziali (gruppo M1).

#### 1.4 Assunzioni di base

Le presenti linee guida permettono di conseguire una progettazione rispondente ai criteri qualitativi richiesti dalla legislazione vigente, in quanto:

- è garantita la qualità del prodotto progetto di gallerie secondo procedure improntate a capacità tecniche ed organizzative, nonché professionali dei Progettisti;
- è garantita l'acquisizione, l'elaborazione e l'interpretazione dei dati necessari, in funzione dei metodi di analisi progettuale che saranno adottati;
- è garantita, sia in sede progettuale sia durante l'esecuzione dei lavori, una soddisfacente continuità nella trasmissione dei dati fra il personale interessato, così che non possano verificarsi situazioni indesiderate dove non si è a conoscenza della totalità dell'informazione disponibile e comunque acquisita;
- i materiali da costruzione adottati durante l'esecuzione saranno rispondenti alle caratteristiche tecniche richiamate nelle annesse prescrizioni esecutive.

Inoltre:

- il personale interessato alle diverse fasi della progettazione, direzione, controllo e supervisione dei lavori, deve essere qualificato, deve avere svolto in precedenza attività similari, avendo ottenuto risultati sostanzialmente positivi, e deve improntare la propria attività ai principi della qualità, della professionalità e della correttezza;
- devono essere assicurati la supervisione e il controllo di qualità delle diverse prestazioni che concorrono alla predisposizione del progetto ed alla realizzazione dell'opera, nel rispetto degli standard richiesti e delle specifiche tecniche fornite, nonché delle tolleranze di volta in volta indicate.

## 2. INQUADRAMENTO DEL PROGETTO

### 2.1 Descrizione dell'area interessata dal progetto

La Valle Fontanabuona, situata nella zona levante della Provincia di Genova, si sviluppa parallelamente alla linea di costa e si estende da Chiavari fino all'entroterra del capoluogo ligure. La Valle è accessibile attraverso strade secondarie da nord-ovest, attraverso il tunnel cosiddetto "delle Ferriere", in località Bargagli, e da sud-est, tramite la strada SP n. 225 che si innesta sull'Aurelia all'altezza di Lavagna. L'autostrada è raggiungibile dai caselli di Genova-est e di Lavagna. Fanno parte della Fontanabuona i comuni di Avegno, Moconesi, Cogorno, Tribogna, Coreglia Ligure, Favale di Malvaro, Lorsica, Lumarzo, Neirone, Orero e San Colombano Certenoli.

La valle è delimitata da alti contrafforti a nord, che superano i 1000 metri, e da più bassi a sud, che sfiorano appena i 1000 metri; le cime principali che identificano l'ambito sono i monti: Archetto, Groppo, Castello, Rosa, Perin, Passo della Crocetta, Pegge Lasagna, Fascia, Passo Casetti, Rosso, Serra, Cornua, Cassineo e Poggio Montone.

Il fondovalle è percorso dalla Strada Provinciale n. 225 che si snoda in sponda sinistra del Torrente Lavagna. Il bacino del torrente è disposto in direzione est – ovest ed ha forma asimmetrica, maggiormente ramificata sul versante destro. Nell'asta principale del torrente, ovvero a partire dalla località Ferriere, fino a Carasco (qui il Torrente confluisce con lo Stura formando il fiume Entella), esso riceve in sponda orografica destra il Rio di Lumarzo, il Torrente Litteglia, il Rio delle Bolle, il Rio Pendola, il Fosso di Roncazzi, il Fosso di Camposasco ed altri corsi d'acqua di minore importanza, mentre in sponda orografica sinistra ha come principali affluenti il Rio d'Urri, il Torrente Neirone, il Canale di Moconesi, il Torrente Malvaro e il Canale d'Isolona. A partire dalla località di Gattorna, lungo tutto il corso del torrente, si alternano sponde rocciose con zone alluvionali pianeggianti. Lungo i principali corsi d'acqua, si riscontrano tre diverse aree geomorfologiche omogenee:

- una zona prettamente urbana situata nella parte bassa dei bacini;
- una parte mediana delle valli che, sebbene strette ed acclivi, hanno consentito ancora l'instaurarsi di attività agricole, silvicole e pastorali;
- una parte alta delle valli, dove un aspro paesaggio e la forte acclività, dovuta alle caratteristiche geomorfologiche, non ha permesso rilevanti azioni antropiche.

Lungo i corsi d'acqua minori, invece, si riscontrano caratteristiche alternative: valli strette e lunghe, con bacini articolati ma con percorsi complessivi abbastanza ridotti. La valle risulta sostanzialmente coperta da zone boschive (circa il 75% del territorio) nelle quali la specie maggiormente presente è il castagno, mentre l'intervento antropico interessa superfici ridotte, concentrate nel fondovalle, con una estensione delle attività agricole corrispondente a circa il 15% del territorio.

Superfici molto limitate (circa il 2% del territorio) sono state oggetto di modellazione artificiale da parte dell'uomo, tramite la realizzazione di terrazzamenti e canali d'irrigazione, attualmente soggetti a dissesti e instabilità dei fronti. Nel territorio sono presenti anche alcune praterie, situate prevalentemente in corrispondenza dei declivi, che in passato erano utilizzate a pascolo e attualmente sono quasi del tutto abbandonate e invase da essenze arbustive e arboree. Non sono rari i fenomeni erosivi, legati sia ai molteplici episodi di incendio, sia alle abbondanti precipitazioni atmosferiche e alle escursioni termiche giornaliere e stagionali.

Il paesaggio vallivo è altresì caratterizzato dalla presenza di numerose cave di ardesia e discariche (queste ultime sono prevalentemente formate da cumuli di materiali lapidei non adatti alla lavorazione); l'estrazione e la lavorazione dell'ardesia ha costituito, infatti, una delle principali attività economiche della valle a partire dal 1850, assorbendo la maggior parte della manodopera agricola. Attualmente, il sistema agricolo comprende aziende di piccole e medie dimensioni, che utilizzano il suolo per superfici mediamente comprese tra 2 e 10 ha. Oltre all'attività estrattiva, che negli ultimi decenni sta vivendo un progressivo declino, dal dopoguerra in avanti si sono sviluppate, prevalentemente nel fondovalle, numerose attività produttive e commerciali legate ai settori dell'abbigliamento e dell'arredamento d'interni. Il settore del turismo è attualmente ancora poco sviluppato, sebbene siano stati realizzati alcuni interventi significativi sul territorio, col fine di incentivare l'afflusso di visitatori in valle (itinerari colombiani, itinerari dei Feudi Fliscani, Sentiero dei Sette Passi, via dell'ardesia, nuove aziende agrituristiche con ricettività alberghiera, ecc.).

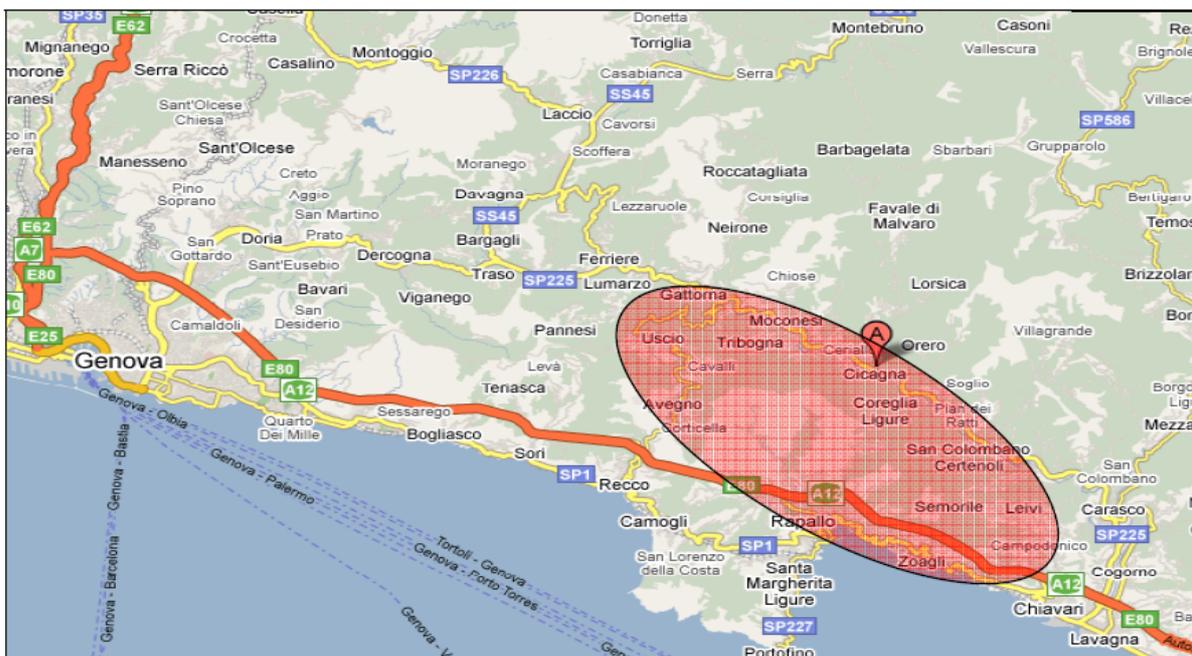


Figura 2.1 – Inquadramento dell'area

## 2.2 Inquadramento geologico – strutturale generale

### 2.2.1 Stratigrafia del substrato

Gli ammassi rocciosi presenti nell'area interessata dal progetto appartengono nel complesso al *Dominio dei Flysch Appenninici*, costituito da unità bacinali di età cretacea, sia di bacino profondo che flyschoidi. Le unità, in apparenza molto omogenee dal punto di vista litologico e tessiturale, sono state in passato trattate come un unico insieme denominato "Argille a Palombini" o "Flysch di Busalla". Studi recenti hanno contribuito a definire una migliore suddivisione delle unità che, sebbene difficoltosa sul campo, consente una migliore analisi della struttura geologica. I due principali raggruppamenti sono stati definiti *Unità Liguridi Interne* e *Unità Liguridi Esterne*, con riferimento alla posizione paleogeografica rispetto al bacino; ogni unità principale è costituita da più Unità Tettoniche, di cui solo alcune affiorano nell'area esaminata, ed ogni unità tettonica può contenere più formazioni. A tali unità si sovrappone poi l'*Unità Tettonica Antola* di incerta attribuzione paleogeografica.

### 2.2.2 Unità Tettonica Antola

In Appennino settentrionale l'Unità Antola si trova al tetto dell'edificio a falde affiorante nell'area considerata il confine tra Alpi ed Appennino. Questa unità è tradizionalmente attribuita alle Liguridi Esterne, interpretabile come espressione del bacino oceanico ligure -piemontese e della sua transizione al margine continentale della placca Adria. La corrispondenza di sequenza e di intervalli biostratigrafici documentati fa correlare l'unità a quella del Flysch ad elmintoidi (Unità di M. Cassio) affiorante in Appennino settentrionale esterno, suggerendo che l'unità del M. Antola sia collocabile tra le successioni flyschoidi del bacino ligure esterno. Questa correlazione implica che per raggiungere l'attuale livello strutturale al tetto della catena nord-appenninica l'Unità di Antola deve aver subito una antica fase tettonica Europa - vergente. Tuttavia, l'Unità Antola, caratterizzata da più deformazioni plicative sviluppatesi in assenza di metamorfismo, si trova al di sopra delle Unità Liguridi Interne e per questo motivo sulla sua collocazione paleogeografica esistono ipotesi discordanti.

Nell'area rilevata l'Unità di Antola non presenta la classica formazione del complesso basale (Argillite di Montoggio), che risulta elisa dal piano di scorrimento basale, e si esprime con i depositi torbiditici carbonatici intermedi, il Flysch di Monte Antola vero e proprio, o meglio Formazione di Monte Antola secondo la notazione approvata per la cartografia CARG. Le giaciture sono mediamente vergenti verso i quadranti meridionali, disturbate da pieghe ad ampio raggio ed ondulazioni a scala metrica.

### 2.2.3 Formazione di Antola

L'Unità è costituita da sequenze di torbiditi carbonatiche, in prevalenza calcareo-marnose, talvolta siltose, con orizzonti fini prevalentemente marnosi, calcareniti e calcareniti marnose grigio chiare, biancastre in alterazione, marne e marne calcaree in strati planari, da decimetrici fino a plurimetrici, intercalati da strati marnosi e siltitici, ed in misura minore argillitici, in strati centimetrici fino a decimetrici. Il rapporto calcareniti/siltiti è mediamente pari a 13:1 (Campaniano medio-superiore).

Negli orizzonti calcareo-marnosi più massivi il disturbo tettonico rende di difficile lettura la stratificazione, usualmente ben evidente. Il comportamento rigido degli orizzonti calcarei è manifesto nelle aree di cerniera dove sono frequenti fratture radiali, quasi sempre suturate da calcite. Gli orizzonti calcarei basali immediatamente soprastanti alla di Formazione di Val Lavagnola, con spessore metrico, sono normalmente di elevato spessore e fratturati; mostrano buon rilievo morfologico sulle creste (passo Spinarola, Serra e sulle creste in Val Liteglia); il contatto con la Formazione di Val Lavagnola è spesso marcato anche da un netto cambio di pendenza morfologicamente evidente. Le falde di detrito generate dalle pareti, soprattutto in condizioni di paleotopografia favorevole, possono superare lo spessore verticale di 15 m. Dove non direttamente interessati da disturbi tettonici gli ammassi rocciosi si presentano in buone condizioni. In quest'area sono rare le sorgenti impostate nella formazione di Antola, e sono legate alla presenza di disturbi tettonici locali che unitamente ai livelli più marnosi generano soglie di permeabilità.

### 2.2.4 Unità tettoniche Liguri Interne

L'Unità tettonica Portello è stata definita nell'ambito dei rilievi CARG, e viene indicata affiorante nel settore compreso fra i paesi di Montebruno, Barbagelata, Torriglia e Bargagli, lungo tutta l'alta Val Trebbia, fino al Passo del Portello verso sud e fino al Lago del Brugneto a nord. Essa si trova geometricamente compresa fra l'Unità Vermallo e l'Unità Antola con cui viene a contatto attraverso un importante sovrascorrimento caratterizzato dalla presenza di scaglie tettoniche visibili nella zona di Torriglia lungo la strada per Garaventa. L'assetto tettonico dell'Unità Portello è sostanzialmente normale anche se non manca la presenza di settori a giacitura rovesciata. Lo spessore totale apparente è di circa 750 m.

L'Unità Portello era stata fino ad oggi cartografata parzialmente come Scisti di Val Lavagna e Formazione di Ronco (Unità Gottero) e parzialmente come complesso di base dell'Unità Antola dagli Autori del F.83 Rapallo della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 (Servizio Geologico d'Italia, 1968). Secondo Marini (1992) la successione di questa unità fa parte del settore NW della successione dell'Unità Gottero, ed è quindi parzialmente eteropica dell'insieme Scisti Zonati-Arenarie di Monte Gottero. In un lavoro precedente Marini, (1990) interpretava gran parte dell'Unità Portello come "Elemento delle Ardesie".

Nell'area rilevata include la sola Formazione di Monte Lavagnola presente come una scaglia di spessore ridotto ad alcune decine di metri pinzata tra il sovrascorrimento basale della formazione di Monte Antola e la successione inclusa nell'Unità Tettonica Gottero.

### **Formazione di Monte Lavagnola**

La Formazione di Monte Lavagnola di nuova istituzione, è stata cartografata in passato in varie altre unità incluse le Argilliti di Montoggio. La posizione geometricamente sovrastante della Formazione di Monte Lavagnola rispetto alla Formazione di Ronco, il sostanziale assetto diritto dell'unità tettonica e la presenza di detrito ofiolitico portano però ad escludere questa possibilità.

La Formazione di Monte Lavagnola rappresenta il deposito di chiusura della successione ed è costituita da un insieme di torbiditi sottili a composizione silicoclastica e di pebbly mudstone, pebbly sandstone, e slide block riferibili principalmente alla formazione delle Argille a Palombini.

Dove la formazione è meglio sviluppata e meno tettonizzata si individuano torbiditi a composizione silicoclastica costituite da alternanze di strati sottili di siltiti ed arenarie finissime con strati medi e spessi di peliti prive di  $\text{CaCO}_3$ . Gli strati non mostrano una buona continuità laterale anche alla scala dell'affioramento. Lo spessore di queste torbiditi è generalmente sottile ed il rapporto a/p è  $< 1$ . La composizione silicoclastica degli strati più grossolani è caratterizzata principalmente dalla presenza di frammenti monocristallini di quarzo, feldspati e fillosilicati.

Associati a questa formazione sono presenti corpi di pebbly-mudstone e pebbly-sandstone derivati principalmente da una sequenza ofiolitica e dalla relativa copertura sedimentaria. Sono presenti inoltre lenti di argilliti varicolori e di sporadici clasti e blocchi di arenarie riferibili alle Arenarie di Monte Gottero. Lo spessore massimo riconosciuto è di 150 m. Nell'area rilevata sono stati individuati svariati affioramenti sotto al sovrascorrimento della Formazione di Monte Antola, in particolare al Passo di Spinarola, in Val Liteggia e a Serra dove è poco visibile per l'alterazione. Sono prevalenti facies fini costituite da argilloscisti nerastri, di colore grigio verde in alterazione, fittamente laminati e intensamente tettonizzati. Gli affioramenti sono di ridotte dimensioni ed indicano uno spessore massimo di circa 90 metri.

### **2.2.5 Unità Tettonica Gottero**

L'Unità tettonica Gottero è costituita da una spessa successione sedimentaria che comprende le Argille a Palombini (Santoniano) che passano stratigraficamente a depositi torbiditici silicoclastici e carbonatici rappresentati dagli Scisti Mangesiferi (Santoniano -Campaniano inferiore), dalle Ardesie di Monte Verzi (Campaniano inferiore), dagli Scisti Zonati (Campaniano superiore - Maastrichtiano inferiore) e dalle Arenarie del Monte Gottero (Maastrichtiano inferiore -Paleocene inferiore). A differenza delle cartografie preesistenti, nella cartografia CARG utilizzata come

riferimento gli Scisti Mangesiferi e le Ardesie di Monte Verzi sono stati elevati al rango di formazioni, appartenenti al Gruppo degli Scisti della Val Lavagna.

L'Unità Gottero è tettonicamente sormontata dall'Unità Portello, tramite un contatto tettonico a basso angolo. Nell'area rilevata il contatto tra le unità considerate in successione stratigrafica, le Ardesie di Monte Verzi e gli Scisti Mangesiferi, appare in realtà tettonico poiché è costituito da un piano a basso angolo rispetto alla stratificazione, sostanzialmente parallelo al clivaggio principale. Nel settore più orientale del rilievo il piano si mostra parallelo alla stratificazione.

La successione stratigrafica dell'Unità Gottero, e più in generale quella delle Unità Liguri Interne, è stata interpretata come il risultato della sedimentazione pelagica e quindi torbidityca di mare profondo al di sopra della litosfera oceanica del Dominio oceanico Ligure-Piemontese rappresentata dalla sequenza ofiolitica giurassica. All'interno dell'Unità Gottero, per motivi legati alla evoluzione tettonica successiva, risulta bene sviluppata solo la parte torbidityca della successione, mentre è meno sviluppata la successione emipelagica limitata alle sole Argille a Palombini. A causa dell'intensa tettonizzazione questa successione presenta degli spessori difficilmente valutabili che comunque possono essere stimati tra i 1500 e i 2000 m.

Le formazioni presenti nell'area, cioè Argille a Palombini, Scisti Mangesiferi e Ardesie di Monte Verzi, vengono attribuite dagli Autori alla Sottunità Tettonica Ramaceto, che chiaramente alla scala del rilievo non è possibile né definire né identificare, e vengono frequentemente raggruppate sotto la definizione "Gruppo degli Scisti della Val Lavagna".

### **Argille a Palombini**

Le Argille a Palombini affiorano estesamente nel fondovalle dell'alta Val Lavagna dove lo spessore massimo apparente di questa formazione non supera i 200 m, ma non sono presenti nel tratto interessato dal rilevamento.

Le caratteristiche litostratigrafiche di questa formazione sono del tutto comparabili a quelle descritte per le Argille a Palombini dell'Unità Portello. Anche nelle Argille a Palombini dell'Unità Gottero, alla base degli strati più spessi sono stati riconosciuti frammenti carbonatici solitamente costituiti da grainstone a peloidi, ooliti e bioclasti. In modo subordinato sono presenti granuli monocristallini di quarzo, feldspati, fillosilicati e frammenti di quarzo micro- e finecristallino.

Le torbidity silicoclastiche diventano sempre più frequenti quando ci si avvicina al contatto con la Formazione degli Scisti Mangesiferi che secondo marroni & Perilli (1990) è di tipo stratigrafico. La parte basale degli Scisti Mangesiferi (base del Gruppo degli Scisti di Val Lavagna) è per lo più costituito da questo tipo di torbidity.

## Scisti Manganesiferi

La Formazione degli Scisti Manganesiferi (parzialmente riferibili al Membro di Scurtabò, (Braga et alii, 1973) nonché alle Argilliti di Montanesi, (Marini, 1990) affiora estesamente in Val Lavagna nel settore compreso fra i paesi di Carasco e Gattorna, con spessori fino a 300 m. Sono costituiti da una successione torbiditica pelitico-arenacea a composizione quasi esclusivamente silicoclastica; macroscopicamente gli affioramenti presentano dominanza di metasiltiti grigio-verdastre fittamente laminate con subordinate intercalazioni di metaareniti fini in strati decimetrici. Livelli di contenuto carbonatico evidente sono collegati a concrezioni di tipo post-deposizionale. Sono tuttavia presenti anche rari livelli arenitici misti o a matrice carbonatica, con spessore fino a decimetrico. Il limite inferiore della formazione è dato dal contatto con la Formazione delle Argille a Palombini mentre il limite superiore è dato dal contatto con le Ardesie di Monte Verzi. L'intera successione, che mostra spessori apparenti di almeno 400m, è caratterizzata da un trend coarsening upward molto netto.

La parte basale della successione è caratterizzata da strati torbiditici con spessori da sottile a spesso che possono raggiungere e superare il metro. Il rapporto a/p è sempre minore di 1 e le granulometrie delle basi torbiditiche sono sempre comprese fra l'arenite fine e finissima. La continuità laterale è buona per gli strati più spessi, mentre non è valutabile per gli strati più sottili a causa di una intensa deformazione tettonica. Sono state riconosciute concrezioni all'interno della frazione pelitica in livelli di concentrazione dei carbonati dello spessore massimo di qualche cm. Deve essere messa in evidenza, in questa parte basale della successione, la presenza diffusa di patine manganesifere che conferiscono il tipico aspetto ed il nome a questa formazione.

In letteratura viene riportata una composizione delle areniti fini dominata da granuli di quarzo ed in modo subordinato da feldspati e fillosilicati, con selezione buona e molto buona, l'arrotondamento dei granuli di quarzo è sempre molto elevato ed i processi di silicizzazione sono piuttosto diffusi; in corrispondenza l'aspetto tende a ricordare quello dei diaspri. La microfacies risulta del tutto confrontabile con quella osservata negli strati silicoclastici che caratterizzano il tetto delle Argille a Palombini.

La parte media e superiore della successione è caratterizzata da un graduale aumento della granulometria massima che passa da fine a media ed in alcuni casi a medio-grossolana. La frazione arenitica di questi strati silicoclastici è classificabile come arcose o subarcose e la composizione modale è confrontabile con quella delle Arenarie di Monte Gottero. Lo spessore degli strati non aumenta molto mentre il rapporto a/p aumenta e si avvicina ad 1.

L'età Santoniano superiore-Campaniano inferiore attribuita agli Scisti Manganesiferi è stata ricavata indirettamente da Marroni & Perilli (1990) in base all'età delle Argille a Palombini e delle sovrastanti Ardesie di Monte Verzi.

Gli Scisti Mangesiferi affiorano diffusamente in tutto il fondovalle del Torrente Lavagna e nel tratto inferiore del Torrente Liteglia. Al di fuori delle incisioni dei rii e dei tagli stradali l'unità si presenta intensamente pedogenizzata, con coperture dei suoli fino a 3 m ed un orizzonte C ben sviluppato, superiore al metro.

Secondo gli Autori di riferimento (Elter, Marroni & Pandolfi, in stampa) in generale il limite superiore di questa formazione risulta di difficile collocazione a causa di un passaggio alle Ardesie di Monte Verzi molto graduale. Nell'area rilevata sembra essere invece generalmente più netto; in particolare nella parte occidentale, dalla valle del Torrente Liteglia fino alla cresta del passo Spinarola; qui oltre ad essere più netto è discordante rispetto all'giacitura generale, e sembra piuttosto avere una geometria riferibile al sistema di clivaggio principale.

### **Ardesie di Monte Verzi (AMV)**

Si tratta di torbiditi pelitico-arenacee caratterizzate dall'alternanza di strati silicoclastici medio spessi e strati calcareo-marnosi spessi e molto spessi, questi ultimi noti con il nome di "Ardesie" o "Lavagna".

La formazione delle Ardesie di Monte Verzi, presenta uno spessore di circa 400 m ed appartiene alla Sottunità Capenardo che affiora su entrambi i lati della media e bassa Val Lavagna. La base della successione è caratterizzata dal passaggio stratigrafico con gli Scisti Mangesiferi, mentre il tetto mostra un passaggio stratigrafico graduale con gli Scisti Zonati (Casnedi, 1982). Nell'area rilevata il limite inferiore è piuttosto netto e in buona parte ripreso dalla tettonica, mentre il limite superiore non è mai visibile, in quanto eliso dal piano basale di sovrascorrimento dell'Unità Tettonica Portello, con la formazione di Monte Lavagnola interposta tra le Ardesie di Monte Verzi e la Formazione di monte Antola. La successione stratigrafica delle Ardesie di Monte Verzi è caratterizzata dalla presenza di due differenti tipi di strato torbiditico: uno a composizione silicoclastica ed uno a composizione calcareo-marnosa. La litofacies tipica è data dall'interferenza di questi due tipi di strato mentre le differenti litofacies riconosciute al suo interno (Marini, 1993) derivano dalle diverse combinazioni fra questi due tipi di strato prodotte dalle variazioni nella sedimentazione dei due differenti tipi di torbiditi.

Gli strati silicoclastici presentano una composizione della frazione arenitica del tutto comparabile con quelle degli Scisti Mangesiferi e delle Arenarie di Monte Gottero. Il trend coarsening upward riconosciuto negli Scisti Mangesiferi prosegue all'interno di questa litofacies, relativamente agli strati a composizione silicoclastica, e si assiste ad un ulteriore cambiamento delle facies indicative di ambienti sempre più prossimi all'area sorgente. Lo spessore di questi strati varia da sottile a spesso, ma sono presenti anche strati di spessore nettamente superiore al metro (fino a 5m nelle sezioni di Monte Verzi e di Orero). Il rapporto a/p è generalmente minore o molto minore di 1.

Gli strati di "ardesie" si riconoscono facilmente per la presenza di una frazione pelitica a composizione calcareo-marnosa molto potente e nettamente prevalente sulla frazione arenitica ( $a/p \ll 1$ ). Lo spessore degli strati varia da medio a spesso fino a molto spesso (alcuni strati sfruttati per l'estrazione dell'ardesia superano i 10 m). La frazione arenitica ha granulometria che difficilmente raggiunge la taglia dell'arenite media, solitamente si tratta di areniti fini o finissime. La composizione di questi strati è di tipo misto dominata da quarzo e fillosilicati monocristallini, ma con presenza importante di frammenti carbonatici micritici (>20% dell'ossatura) del tutto assenti negli strati silicoclastici. Il tetto della frazione pelitica è talvolta caratterizzato da livelli emipelagici di spessore <5cm privi di  $\text{CaCO}_3$ .

L'età di questa successione è stata determinata da Marroni & Perilli (1990) nella località tipo in base a una ricca associazione a Nannofossili Calcarei provenienti dalla frazione pelitica delle ardesie. In base a questa associazione le Ardesie di Monte Verzi possono essere considerate come non più vecchie del Campaniano inferiore.

### 2.3 Inquadramento idrogeologico

In base al diverso grado di permeabilità dei materiali, le unità litotecniche precedentemente descritte sono state caratterizzate anche dal punto di vista idrogeologico; in particolare si distinguono:

- materiale di origine antropica (riporto, terrapieni, rilevati ecc.): sono terreni permeabili per porosità con coefficienti che dipendono dalle granulometrie prevalenti, generalmente da medi ad elevati;
- terreni alluvionali a granulometria eterogenea con significativa componente grossolana e fine: presentano coefficienti di permeabilità dipendenti dalle classi granulometriche prevalenti e risultano caratterizzati da acquiferi a produttività diversificata in relazione all'estensione e allo spessore dei depositi;
- terreni di copertura, laddove presentano spessore superiore a 2 m: sono terreni permeabili per porosità con coefficienti da medi a bassi e risultano caratterizzati da acquiferi con trasmissività limitata e produttività nulla o solo localmente significativa;
- materiali prevalentemente calcarei e calcareo-marnosi (Formazione di Monte Antola): presentano un grado da medio a basso e una circolazione sotterranea, sia lungo le discontinuità caratteristiche sia per localizzati fenomeni di dissoluzione chimico-fisica nei livelli calcarei particolarmente puri;
- materiali prevalentemente argillitici (Formazione delle Ardesie di Monte Verzi e degli Scisti Mangesiferi): anche sotto il profilo del comportamento idrogeologico le Ardesie e gli Scisti si

possono ritenere simili, con un grado di permeabilità globale da basso a molto basso e una circolazione sotterranea limitata a localizzate condizioni di marcata fratturazione.

Per quanto si riferisce ai rapporti fra le due gallerie e le condizioni idrogeologiche del sottosuolo, constata l'assenza di ragguardevoli bacini imbriferi o di possibilità di dispersioni di acque da parte di fiumi o di laghi nella zona soprastante al tracciato, e data d'altra parte la presenza di intercalazioni calcaree ed arenacee fratturate, si può ritenere, in via preliminare, che vi saranno portate modeste e comunque tali da non creare seri ostacoli agli avanzamenti.

## 2.4 Descrizione del tracciato e problematiche geologiche

La galleria Caravaggio, di lunghezza pari a circa 2100 m, verrà scavata interamente all'interno delle sequenze calcareo marnose appartenenti alla Formazione di Monte Antola, sotto ricoprimenti massimi di circa 400 m.

Le giaciture dei piani di strato, mediamente orientate verso Sud, sono frequentemente legate a pieghe isoclinali alla mesoscala con assi orientati grossomodo E-W.

In tale tratto, alle progr. km 1+310, 1+570, 2+360 e 2+385 circa verranno attraversate 4 zone di faglia a giacitura subverticale e direzioni NNE-SSW per le prime due e E-W le rimanenti in corrispondenza delle quali è prevedibile lo sviluppo di una fascia di intensa fratturazione e cataclasi di ampiezza deca metrica.

Per quanto concerne gli aspetti applicativi connessi allo scavo della galleria in progetto si evidenzia che le buone caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso oggetto di escavazione non porranno particolari problemi essendo caratterizzato da una risposta deformativa rapidamente evolvente in campo plastico in condizioni di fronte stabile in cui si potranno tuttavia avere problematiche connesse al distacco di blocchi lapidei isolati dal reticolo fessurativo. Problematiche legate fenomeni di instabilità del fronte e del cavo si potranno avere nei tratti di attraversamento delle fasce tettonizzate. Tra le progr. km 2+250 e 2+650 circa è previsto l'attraversamento di un asse vallivo che verrà risolto con un rilevato ed adeguate opere idrauliche.

Tra le progr. km 2+660 e km 5+330 circa il tracciato si svilupperà nuovamente in sottterraneo (galleria Fontanabuona) interessando dapprima nuovamente le sequenze calcareo-marnose della Formazione di Monte Antola, poi, dalla progr. km 5+030 le Argilliti grigio scuro della Formazione di Monte Lavagnola e quindi, a partire dalla progr. km 5+080 circa le successioni di marne calcaree appartenenti alla Formazione delle Ardesie di Monte Verzi. Il passaggio tra le due formazioni si attua a mezzo di un piano di sovrascorrimento a vergenza settentrionale con immersione verso i quadranti meridionali lungo il quale risulta pinzata una scaglia tettonica di estensione pari a circa 80

m di meta-siltiti e meta-argilliti appartenenti alla Formazione di Monte Lavagnola intensamente tettonizzate. Alla progr. km 4+265 circa verrà attraversata una zona di faglia a giacitura subverticale e direzione E-W in corrispondenza della quale è prevedibile lo sviluppo di una fascia di intensa fratturazione e cataclasi di ampiezza deca metrica.

Per quanto concerne le principali problematiche di natura geologica connesse allo scavo della galleria in progetto si evidenziano in particolare problematiche legate fenomeni di instabilità del fronte e del cavo nei tratti di attraversamento delle fasce tettonizzate e della scaglia tettonica e difficoltà connesse allo scavo in situazione di fronte misto, mentre i tratti prevalenti scavati all'interno delle sequenze calcareo marnose della Formazione di Monte Antola e delle marne calcaree delle Formazioni delle Ardesie di Monte Verzi non pongono particolari problematiche risultando caratterizzati da una risposta deformativa evolvente in campo plastico in condizioni di fronte stabile in cui si potranno tuttavia avere problematiche connesse al distacco di blocchi lapidei isolati dal reticolo fessurativo. Particolare attenzione dovrà inoltre essere prestata alla progettazione e realizzazione degli scavi di approccio all'imbocco sud che coinvolgono il substrato lapideo in condizioni giaciture sfavorevoli.

### 3. DEFINIZIONE DEI REQUISITI FUNZIONALI E GEOMETRICI

Nel campo delle opere in sotterraneo, relative al settore stradale, due norme caratterizzano attualmente gli indirizzi progettuali negli ultimi anni:

- D.M. 5.11.2001, G.U. n° 3 del 3/1/2002
- Dlgs 5.10.2006, n. 264

Queste norme, pur fornendo un importante quadro di riferimento normativo nel campo della sicurezza stradale in galleria, presentano tuttavia alcuni punti di sovrapposizione dando diverse indicazioni su alcuni elementi progettuali, determinando qualche difficoltà interpretativa. Di seguito si riportano: (1) gli aspetti essenziali, relativamente alle gallerie, delle "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" (D.M. 5.11.2001, G.U. n° 3 del 3/1/2002) e della Direttiva Europea 2004/54/CE relativa ai criteri di sicurezza, (2) i nuovi standard riguardanti le caratteristiche geometriche e funzionali delle gallerie adottati da ANAS in data 10/11/2005 con la circolare n° 33/05 e, infine, (3) i principali elementi di sovrapposizione fra il D.M. 5.11.2001 e il Dlgs 5.10.2006 che devono comunque essere tenuti presenti in sede di progettazione di nuove gallerie autostradali.

#### 3.1 Aspetti relativi alle gallerie contenuti nel D.M. 05.11.2001

La Figura 3.1 e la Figura 3.2 riportano le dimensioni della piattaforma stradale per quanto riguarda la categoria A, relativa alle autostrade.

Per quanto riguarda le gallerie vengono fornite le seguenti indicazioni.

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

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

Sul lato destro la corsia di emergenza sarà delimitata da un profilo ridirettivo addossato al piedritto. Analogo provvedimento deve venir adottato a margine della banchina in sinistra (Figura 3.3).

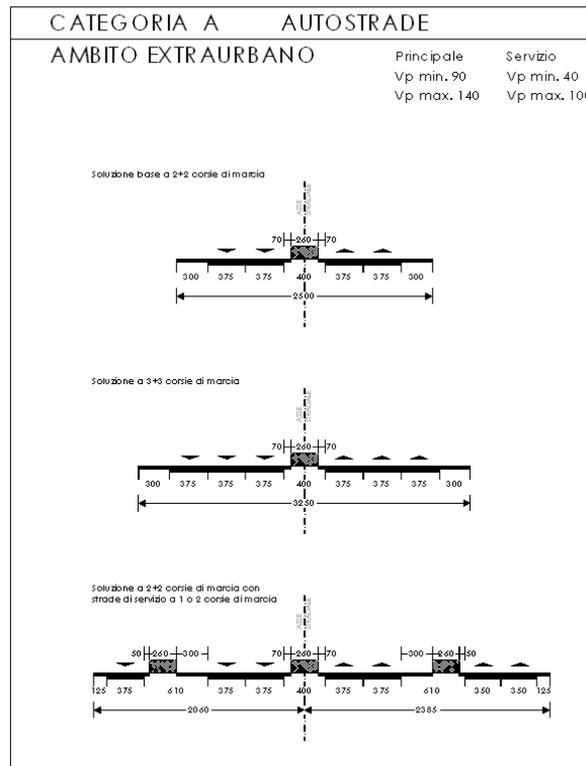


Figura 3.1 Piattaforma stradale, categoria A, ambito extraurbano.

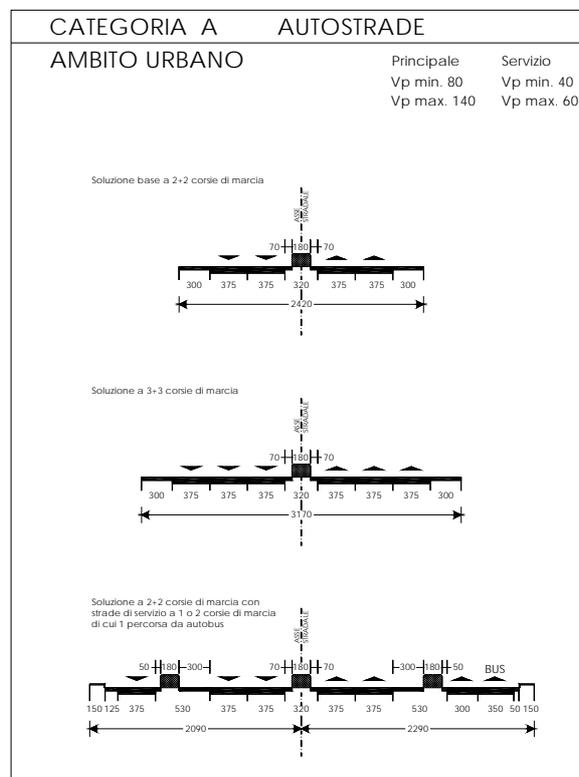


Figura 3.2 Piattaforma stradale, categoria A, ambito urbano.

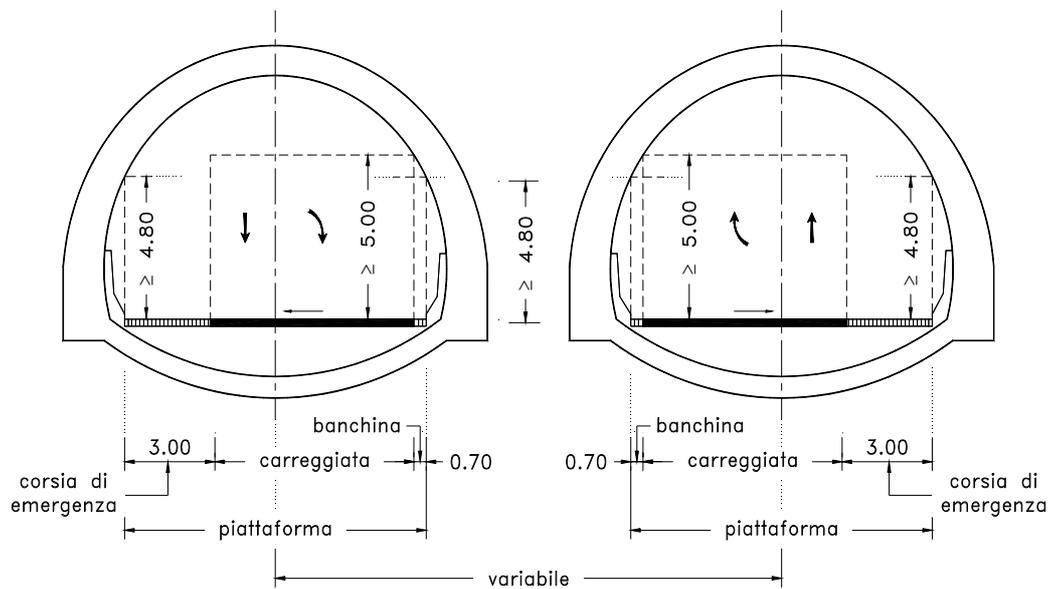


Figura 3.3 Piattaforma stradale di categoria A in galleria.

Per il tipo B le carreggiate, le banchine in destra ed in sinistra conservano le dimensioni dell'esterno. Gli elementi di margine si modificano come nella Figura 3.4.

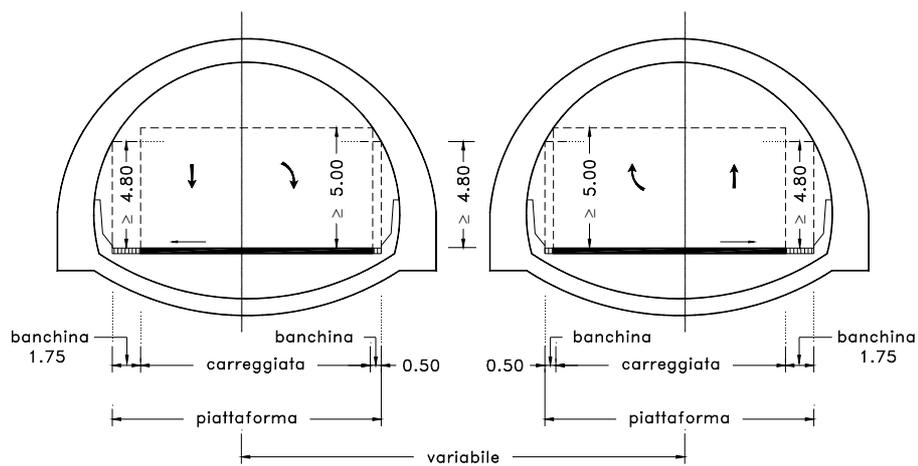
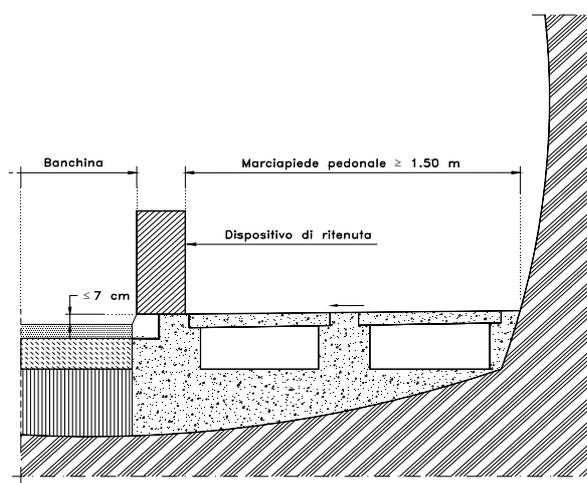


Figura 3.4 Piattaforma stradale di categoria B in galleria.

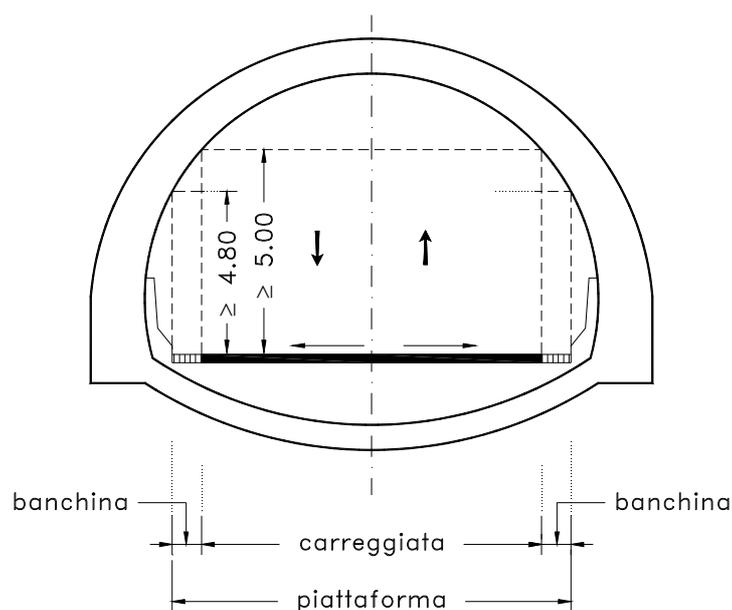
Per il tipo D dovrà essere previsto su ciascuna delle due carreggiate ed affiancato alla banchina in destra un marciapiede, di larghezza adeguata ma non minore di metri 1,50, protetto da dispositivo di ritenuta invalicabile (Figura 3.5).



**Figura 3.5** Particolare del marciapiede affiancato alla banchina per piattaforma stradale tipo D in galleria.

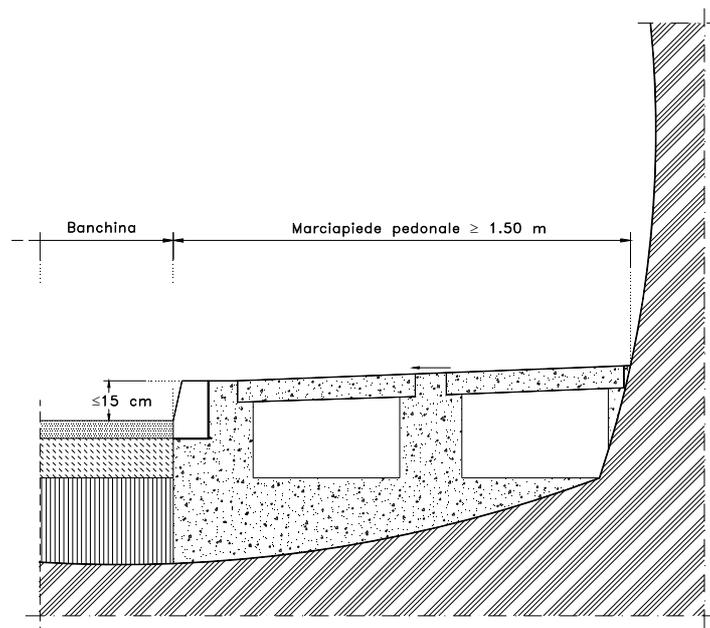
Il ciglio in figura può essere eliminato qualora si adottino barriere continue in calcestruzzo. La banchina ed il margine in sinistra si realizzano come per il tipo B.

Per le strade a carreggiata unica bidirezionale (tipo C e F in ambito extraurbano) l'organizzazione della piattaforma è riportata in Figura 3.6.



**Figura 3.6** Piattaforma stradale di categoria tipo C e F in galleria in ambito extraurbano.

Per le strade tipo E e F in ambito urbano e nelle strade di servizio delle autostrade urbane e delle strade di scorrimento, dovranno essere previsti, affiancati alle banchine (che conservano la dimensione di cui all'esterno), marciapiedi rialzati di larghezza adeguata ma non minore di metri 1,50, delimitati verso le banchine da un ciglio sagomato (cordolo se marciapiede a raso), di altezza non superiore a 15 cm, senza dispositivi di ritenuta invalicabili (Figura 3.7).



**Figura 3.7** Particolare marciapiede e banchina per gallerie appartenenti a strade tipo E ed F.

In tutti i casi l'altezza libera nella galleria, misurata sulla verticale a partire da qualsiasi punto della piattaforma, non deve essere inferiore a metri 4.80. Nel caso di controsoffitto o di intradosso piano (galleria in artificiale) o di presenza di apparecchi sospesi, il franco libero in corrispondenza alla carreggiata non deve essere inferiore a metri 5.00. Ciò, salvo il caso di strade a traffico selezionato con altezza di sagoma limite ridotta.

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

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

Per gallerie di lunghezza superiore a 1000 m devono essere previste piazzole di dimensioni minime 45 x 3 m con interdistanza di 600 m per ogni senso di marcia; nel caso di galleria a doppio senso di marcia le piazzole sui due lati devono essere sfalsate.

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

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

### **3.2 Sagome interne e principali dotazioni infrastrutturali delle gallerie stradali**

Sulla base del D.M. 05.11.2001, l'ANAS ha sviluppato dei nuovi standard adottati in data 10/11/2005 con la circolare n° 33/05. L'obiettivo è stato quello di definire le sagome interne delle gallerie per le principali categorie stradali e le principali dotazioni infrastrutturali necessarie per rispondere ai requisiti di sicurezza in esercizio. Per la definizione delle sagome sono stati definiti gli standard minimi richiesti; a tal fine sono stati schematizzati tutti gli elementi che contribuiscono a determinare le dimensioni interne delle gallerie: pozzetti di raccolta dell'acqua di sversamento in piattaforma, di drenaggio della galleria, dotazioni impiantistiche (segnaletica, comunicazioni, energia, ecc.) oltre che l'altezza minima prevista dal D.M. 5.11.2001.

Per esigenze legate alla visibilità nelle tratte in curva in relazione alle distanze di arresto degli elementi geometrici percorsi, sono state elaborate, per ogni categoria stradale, diverse sezioni tipo ognuna caratterizzata da un proprio campo di applicazione legato, in rispondenza al D.M. 5.11.2001, all'allontanamento piano – altimetrico del tracciato.

Le sezioni tipo proposte sono state studiate per diverse combinazioni di condizioni piano altimetriche al fine di individuare un set di casistiche che possono essere considerate ricorrenti in relazione alle diverse categorie di strade esaminate. E' stata inoltre studiata la sezione con allargamento per piazzola di sosta, prevista dal Decreto Ministeriale, rappresentando anche lo schema di disposizione delle piazzole stesse in funzione della categoria di strada e dello sviluppo longitudinale delle gallerie. Di seguito per la categoria A relativa alle gallerie autostradali si riportano le sezioni tipo funzionali di intradosso.

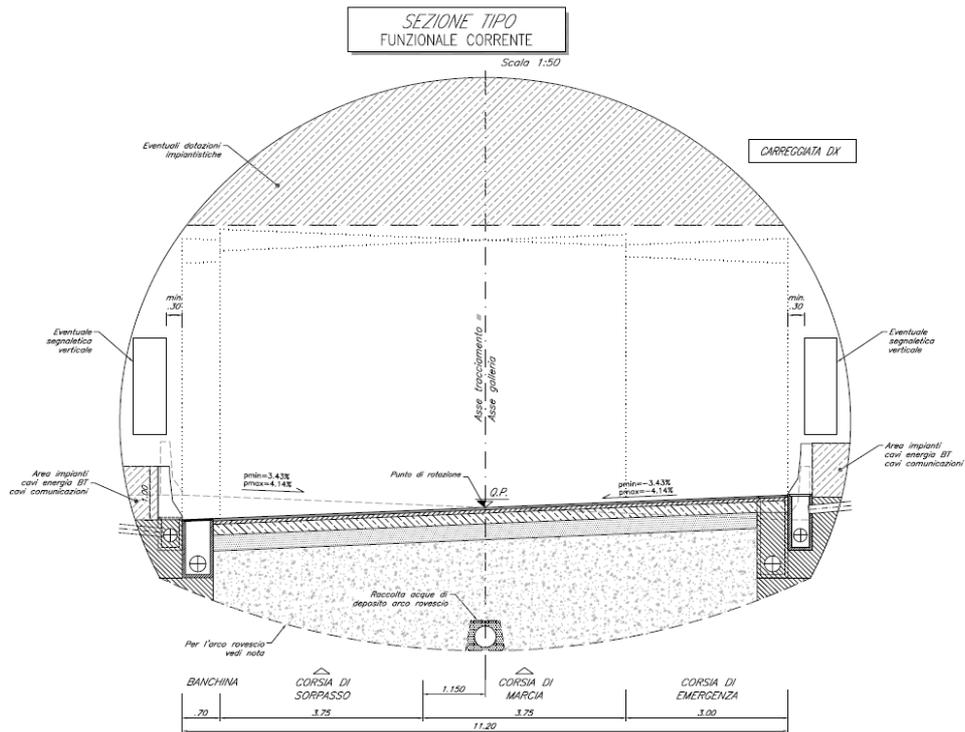


Figura 3.8 Galleria naturale, scavo tradizionale, categoria A corrente, sezione tipo funzionale di intradosso.

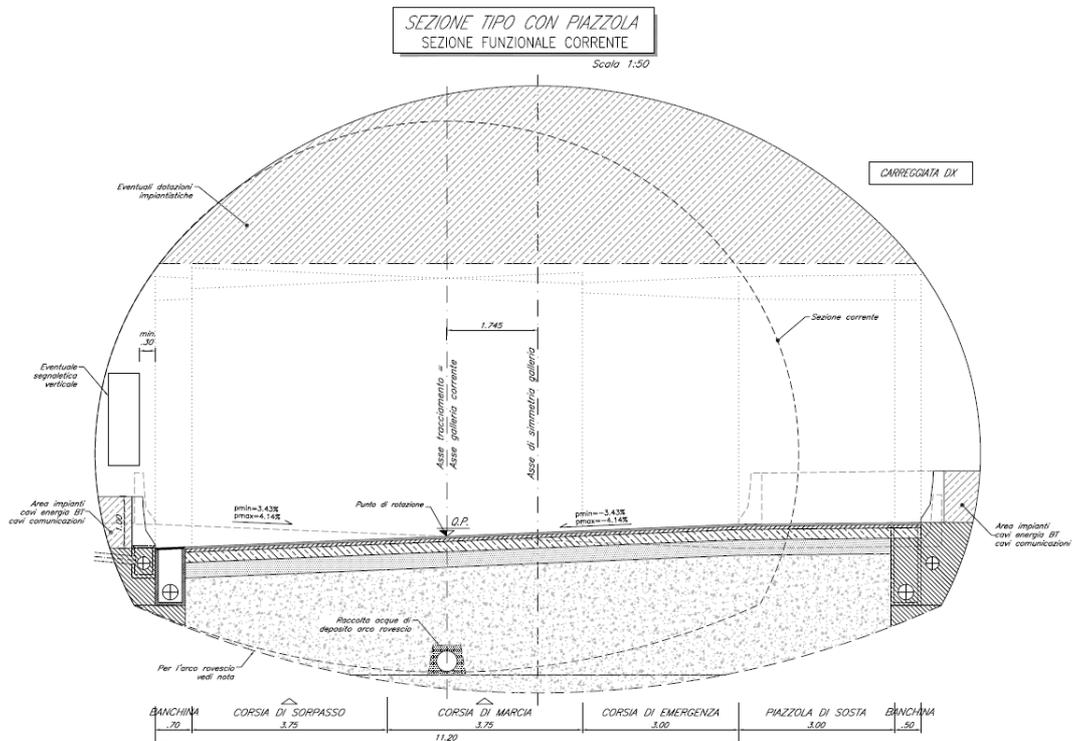
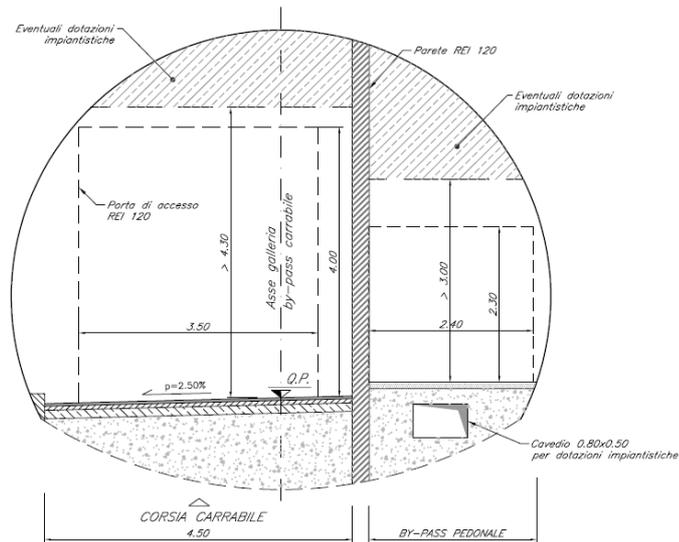


Figura 3.9 Galleria naturale, scavo tradizionale, categoria A con piazzola, sezione tipo funzionale di intradosso.

BY-PASS CARRABILE E PEDONALE  
SEZIONE TIPO  
FUNZIONALE CORRENTE

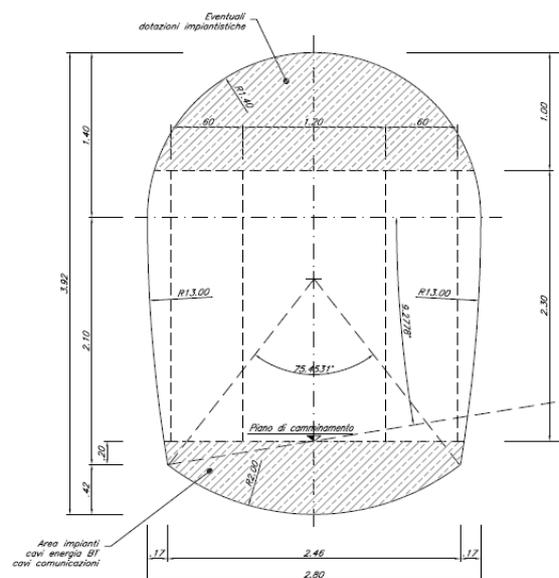
Scala 1:50



**Figura 3.10** Galleria naturale, scavo tradizionale, categoria A, by-pass carrabile e pedonale, sezione tipo funzionale di intradosso.

BY-PASS PEDONALE  
CARPENTERIA INTERNA  
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Scala 1:25



**Figura 3.11** Galleria naturale, scavo tradizionale, categoria A, by-pass pedonale, sezione tipo funzionale di intradosso.

**DATI GEOMETRICI PER LA COSTRUZIONE DELLE SEZIONI TIPO DI INTRADOSSO DELLE GALLERIE NATURALI**

Sezione stradale con allargamenti	Area (mq)	SEZIONE CORRENTE					SEZIONE CON PIAZZOLA					SEZIONE CON ALLARGAMENTO					Distanza asse di tracciamento asse galleria			
		α1	R1	α2	R2	α3	R3	α1	R1	α2	R2	α3	R3	α1	R1	α2		R2	α3	R3
A																				1,150/1,745
A (1,00)		106,8881	6,90	63,6270	6,10		92,5492	9,42	72,6745	6,10										0,570
A (2,00)														106,8881	7,60	64,6542	6,10			1,120
B		274,5492	6,10				90,7738	8,66	71,8895	6,10										0,000/1,744
B (0,50)														106,8881	6,40	62,6046	6,10			0,246
B (1,25)														106,8881	6,90	62,3306	6,10			0,656
C1		266,9761	6,45				93,4935	8,96	68,2413	6,45										0,000/1,821
C1 (1,00)														114,1174	7,10	68,8802	6,46			0,546
C1 (2,00)														114,1174	7,75	69,9710	6,46			1,091
C2		274,2381	6,00				93,4935	6,40	70,3723	6,00										0,000/1,750
C2 (1,00)														100,0000	6,66	68,1162	6,00			0,466
C2 (2,00)														110,0000	7,22	64,2392	6,00			1,000

\* GLI ANGOLI SONO ESPRESSI IN GRADI CENTESIMALI E LE MISURE SI ESPRIMONO IN METRI

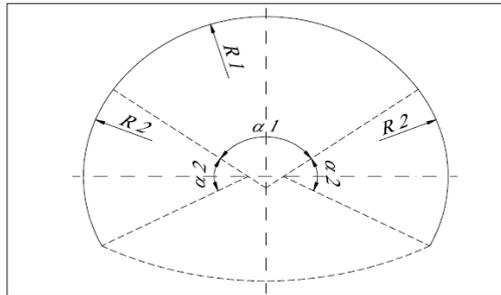
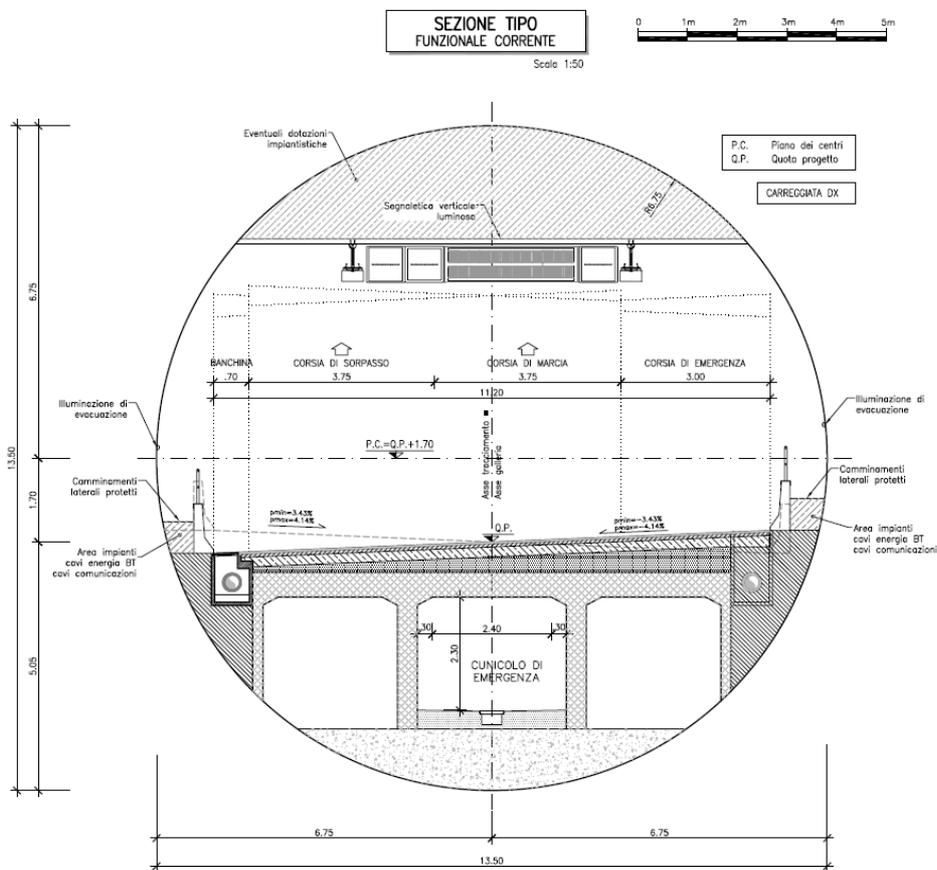


Figura 3.12 Dati geometrici per la costruzione delle sezioni tipo di intradossso delle gallerie naturali.



**Figura 3.13** Galleria naturale, scavo meccanizzato, categoria A corrente, sezione tipo funzionale di intradosso.

### 3.3 Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade

Come accennato nel precedente Par. 3.1 si seguito si evidenziano i principali elementi di sovrapposizione tecnica fra il D.M. 5.11.2001 e il D.Lgs. 264 del 5/10/2006.

- Pendenza longitudinale: il D.M. 5.11.2001 raccomanda (per strade tipo A, B e D) pendenze longitudinali inferiori al 4%; mentre il Dlgs. 264 prescrive una pendenza massima del 5% (par. 2.2.2) ed una analisi di rischio se maggiore del 3%.
- Corsia di emergenza: nel D.M. 5.1.2001 è sancita l'immutabilità della piattaforma stradale; in base al Dlgs 264 la corsia di emergenza in galleria può essere sostituita da una banchina pavimentata di dimensioni tali da consentire la funzione di franco psicotecnico e, là dove necessario, la funzione di sosta di emergenza, previa analisi di rischio .
- Piazzole di sosta: rispetto al Decreto Ministeriale che ne prescrive l'interasse a 600 m per le gallerie di lunghezza superiore ai 1000 m (sia per gallerie monodirezionali che bidirezionali), il Dlgs 264 prevede quanto segue:
  - nelle nuove gallerie bidirezionali di lunghezza superiore a 1500 m e con un volume di traffico superiore a 2000 veicoli per corsia, qualora non siano previste corsia di emergenza, devono essere previste piazzole di sosta a distanze non superiori a 1000 m, per ogni senso di marcia e tra loro sfalsate;
  - nelle gallerie bidirezionali esistenti di lunghezza superiore a 1500 m e con un volume di traffico superiore a 2000 veicoli per corsia, che siano prive di corsie di emergenza, deve essere valutata la fattibilità e l'efficacia della realizzazione di piazzole di sosta, tramite apposita analisi di rischio;
  - se le caratteristiche di costruzione della galleria non lo consentono o lo consentono solo a un costo sproporzionato, non è obbligatorio prevedere le piazzole di sosta se la larghezza totale della parte della galleria accessibile ai veicoli, escluse le parti sopraelevate e le corsie normali, è pari almeno alla larghezza di una corsia normale.

Riguardo alle piazzole di sosta occorre inoltre tenere presente quanto indicato nelle Linee Guida per la progettazione della sicurezza nelle Gallerie Stradali dell'ANAS dell'ottobre 2009.

Sia per le gallerie *a canna singola e traffico bidirezionale* sia per le gallerie *a doppia canna e traffico unidirezionale* si afferma:

Nelle gallerie di lunghezza superiore a 1000 m devono essere previste piazzole di sosta aventi dimensioni minime pari a 45 m x 3 m realizzate ad un'interdistanza pari a 600 m per ogni senso di marcia disposte a quinconce sui due lati della carreggiata.

Quanto previsto nell'ambito della rete TEN in merito alla possibilità di non prevedere le piazzole di sosta, per difficoltà costruttive o costi sproporzionati, se la larghezza totale della parte della galleria accessibile ai veicoli, escluse le corsie di marcia e di sorpasso, è pari almeno alla larghezza di una corsia normale, richiede, nella restante rete stradale, la procedura di richiesta di deroga di cui all'art. 13 comma 2 del Dlgs n° 285 del 30/04/92.

Per il Decreto Ministeriale gli scostamenti dalla Norma sono soggetti alla procedura di richiesta del parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero dei SIIT (organi decentrati del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti) competenti ai fini della deroga, mentre per il D.L.vo sembrerebbe, nei limiti di cui sopra, non necessaria la richiesta di deroga. Per quanto sopra riportato sembra essere esclusiva competenza del Gestore/Proprietario dell'infrastruttura la scelta tra le soluzioni progettuali la cui sola differenza economica nel senso più ampio del termine stesso (costi generalizzati, tempi di realizzazione, volumi di scavo, impatti sull'ambiente, ecc.) resta l'unico parametro di confronto essendo implicitamente assicurato lo stesso livello di sicurezza nei due casi (infatti la Norma non prevede in questo caso la redazione di un'analisi di rischio).

- Vie di fuga, uscite di emergenza e accesso per i servizi di pronto intervento per gallerie a doppio fornice: per il D.M. 5.11.2001 devono essere previsti collegamenti pedonali ogni 300 m e ogni 900 m collegamenti carrabili (per veicoli di soccorso e di servizio). Nel Dlgs. Sarebbe invece l'analisi di rischio a determinare l'interasse dei collegamenti pedonali e carrabili, che nelle condizioni limite possono essere anche non realizzati, ciò in contrasto con quanto previsto nel D.M. 5.11.2001. Tuttavia è anche affermato che l'interasse delle uscite di emergenza, quando previste non deve superare i 500 m.
- Doppio fornice: premesso che è già previsto dal D.M. 5/11/01 per le categorie A, B e D. il Dlgs. 264 ne estende l'impiego a tutte le categorie stradali in fase di progettazione, la cui previsione a 15 anni indica che il volume di traffico supererà i 10000 veicoli al giorno per corsia. Le attuali Norme stradali (DM 5/11/01) non prevedono sezioni stradali in galleria ad unica corsia, come nei casi di strade a carreggiata singola bidirezionale come quella prevista per le sezioni tipo C, E ed F ex art. 2 Dlgs. 285/92.

#### 4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

Lo scopo dello studio geologico e delle relative indagini è quello di fornire gli elementi necessari per:

- la definizione piano – altimetrica del tracciato della galleria (compresi gli imbocchi, gli eventuali accessi secondari, la dislocazione cantieristica e dei fabbricati di servizio)
- l'individuazione di tutte le problematiche di tipo geologico che possono avere significativi riflessi sull'esecuzione e sui tempi di realizzazione dell'opera, nonché per la individuazione degli interventi di miglioramento, rinforzo e stabilizzazione della galleria
- l'elaborazione e la definizione degli eventuali interventi da attuare sull'ambiente al fine di minimizzare l'interazione con l'opera in oggetto.

Le indagini e gli studi svolti in fase di progetto preliminare devono avere individuato e verificato dal punto di vista geologico il tracciato della galleria, avendo peraltro eseguito rilievi geologici per ogni possibile direttrice. Le indagini da svolgere per la caratterizzazione geologica, in fase di progettazione definitiva ed esecutiva comportano di operare su una fascia di territorio già prescelta per la costruzione della nuova opera. In questa fase si dovrà gradatamente passare, per successive approssimazioni supportate da rilievi ed indagini, alla ricostruzione del profilo geologico longitudinale e delle sezioni geologiche trasversali per il tracciato scelto, che dovrà corrispondere al modello geologico – strutturale individuato. Dovranno nel contempo essere approfonditi: i temi mineralogici, petrografici e stratigrafici delle varie formazioni rocciose; le condizioni tettoniche; la situazione geomorfologica; le condizioni idrologiche ed idrogeologiche, con particolare riguardo ai rapporti tra gli acquiferi e le sorgenti, al chimismo delle acque, nonché all'interferenza tra gli stessi acquiferi e l'opera in progetto; i problemi connessi con l'eventuale presenza di gas.

Le indagini finalizzate alla caratterizzazione geologica, dovranno corrispondere alle esigenze di una progettazione di qualità, in termini di ripetitività dei risultati, di precisione e affidabilità. Tale condizione viene raggiunta quanto più le diverse fasi saranno gestite da operatori di esperienza e professionalità. In particolare il rilievo geologico di campagna deve essere originale e coordinato da un geologo di qualificata e documentata esperienza di rilevamento. A tela figura compete anche l'organizzazione e la direzione del lavoro degli eventuali rilevatori. Egli risponde inoltre della qualità, precisione ed omogeneità dei dati rilevati.

Per le diverse attività (di carattere geologico, geomorfologico, idrogeologico, geostrutturale) dovranno essere predisposti supporti magnetici sui quali siano registrate, nei formati prestabiliti, le informazioni raccolte nel corso delle indagini.

Lo studio geologico e le relative indagini dovranno essere illustrate in apposita relazione geologica, che è parte integrante della documentazione progettuale. Tale relazione deve comprendere ed illustrare:

1. la situazione litostratigrafica locale, con definizione della natura e dell'origine dei litotipi, del loro stato di fratturazione e di alterazione e della loro degradabilità;
2. i lineamenti morfologici della zona di interesse, nonché gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto e potenziali;
3. i caratteri geostrutturali generali, la geometria e le caratteristiche delle superfici di discontinuità;
4. lo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.

Lo studio, finalizzato alla caratterizzazione geologica, comporta lo svolgimento delle seguenti attività:

- ricerca bibliografica;
- ricerca, raccolta, analisi e sintesi di studi ed indagini precedenti;
- analisi foto interpretativa;
- rilievo geologico;
- rilievo geomorfologico;
- rilievo idrogeologico.

La seguente tabella illustra il programma di indagini dapprima geologiche e poi geotecniche nelle quali si articola la progettazione e anche la costruzione di una galleria.

Principali elementi	Note descrittive
Ricerca in letteratura	<ol style="list-style-type: none"><li>1. Ricerca ed esame di tutte le informazioni pubblicate o comunque disponibili (ad esempio tratte da archivi) sull'area interessata dal progetto.</li><li>2. Ricerca sulla storia generale dell'area del sito.</li><li>3. Acquisizione della conoscenza di precedenti opere significative realizzate nella zona interessata dal progetto della galleria.</li></ol>
Studi basati sulle foto aeree	<ol style="list-style-type: none"><li>1. L'impiego di fotografie aeree permette una visione complessiva dell'area del progetto.</li><li>2. Tali fotografie permettono l'identificazione di tutti gli aspetti geomorfologici dell'area.</li><li>3. Esame delle caratteristiche generali del sito quali: topografia, corsi d'acqua,</li></ol>

	<p>percorsi di drenaggio, vegetazione, utilizzo dei terreni, e ubicazione d'eventuali cave per i materiali da costruzione.</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>4. L'esame di fotografie con lo stereoscopio è particolarmente utile.</li> <li>5. Verifica della acclività dei versanti (pendenze).</li> <li>6. Ulteriori caratteristiche generali che devono essere evidenziate comprendono: l'individuazione di frane quiescenti o attive, faglie principali, anticlinali, sinclinali e pieghe.</li> <li>7. Fotografie ai raggi infrarossi possono permettere l'identificazione di corsi d'acqua o sorgenti.</li> <li>8. Rilievi con radar possono essere impiegati per il riconoscimento di caratteristiche superficiali che potrebbero risultare difficoltose con altri metodi.</li> </ol>
Studi geologici di superficie	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Rilievi geologici di superficie</li> <li>2. Occorre tenere in debito conto quanto riportato in letteratura ed indicato dalle fotografie aeree.</li> <li>3. Identificazione dei differenti litotipi e del loro impiego per la costruzione dei manufatti, identificazione dei diversi aspetti geomorfologici e d'alterazione superficiale.</li> </ol>
Indagini geofisiche	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Le indagini geofisiche offrono il vantaggio di non essere distruttive, e di essere relativamente rapide da eseguire e poco costose, tuttavia la loro precisione è bassa.</li> <li>2. Sono particolarmente utili per gallerie ubicate in condizioni anomale che necessitano di una dettagliata identificazione con i metodi diretti.</li> <li>3. I tipi d'indagine geofisica includono prove sismiche a rifrazione e a riflessione, sondaggi elettrici verticali, indagini a gravità e magnetiche.</li> <li>4. Le applicazioni delle indagini sismiche includono: (a) l'identificazione dei diversi tipi di materiali, (b) la localizzazione di zone con condizioni geologiche anomale come ad esempio paleofrane, zone di taglio e zone alterate, (c) l'individuazione della roccia di base (bedrock), (d) la possibilità di fornire utili indicazioni sull'ubicazione dei sondaggi.</li> <li>5. Le tecniche geofisiche "down-hole" includono densità dei neutroni, determinazione della velocità delle onde sismiche e tecniche gamma-gamma e di elettroresistività. Queste tecniche si sono rivelate utili nell'individuare la stratificazione, le strutture geologiche, i tipi di rocce e la possibile esistenza di cavità o di vecchie miniere abbandonate.</li> </ol>
Sondaggi	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. I sondaggi costituiscono il metodo d'esplorazione più comunemente impiegato nei lavori civili e forniscono informazioni geologiche puntuali relativamente alla zona attraversata dalla perforazione.</li> </ol>

2. L'ubicazione dei sondaggi richiede un'attenta valutazione e ponderazione al fine di massimizzare le informazioni che possono essere ottenute per quanto concerne la ricostruzione stratigrafica lungo l'intero tracciato della galleria.
3. I sondaggi dovrebbero essere particolarmente utilizzati per fornire dettagliate informazioni in corrispondenza: degli imbocchi, di depressioni topografiche, di zone dove si sospettano spessori considerevoli di materiali alterati, di zone con presenza d'acquiferi ed importanti associate strutture, e di zone di taglio.
4. L'esecuzione di lunghi sondaggi per gallerie profonde fornisce una conoscenza dei differenti tipi di rocce e delle condizioni geologiche specifiche alla quota della galleria che possono essere molto utili per la preparazione del profilo e delle sezioni geologiche.
5. Le indagini in corrispondenza di terreni e materiali compressibili è generalmente condotta per determinare lo spessore, il tipo e le proprietà rilevanti per l'ubicazione della stessa galleria.
6. Il programma dei sondaggi necessita di chiare specifiche esecutive e devono includere necessariamente: (a) l'identificazione dei tipi geologici, la stratigrafia e la struttura alla profondità della galleria, (b) la determinazione delle proprietà fisiche delle rocce, (c) descrizione delle famiglie di discontinuità presenti all'interno dell'ammasso roccioso, (d) la determinazione della permeabilità e dei livelli di falda, (e) l'acquisizione d'elementi sulla valutazione dello stato tensionale presente all'interno dell'ammasso roccioso, (f) la valutazione delle caratteristiche di resistenza al taglio in funzione anche delle modalità di scavo da adottare (scavo con esplosivo o scavo meccanico con martellone), (g) l'acquisizione di dati utili per valutare i probabili interventi di sostegno da adottare, (h) l'utilizzo dei fori per l'esecuzione di prove sismiche come, ad esempio, le prove down-hole.
7. Le stratigrafie dei sondaggi rappresentano probabilmente il più importante dato di una campagna di indagini geotecniche; tutte le informazioni disponibili richiedono di essere registrate e presentate in un modo adeguato per facilitare la ricerca e l'evidenziazione di particolari dati ed informazioni. Conseguentemente sono utili anche delle rappresentazioni grafiche. Le informazioni riportate nella stratigrafia dovrebbero includere: (a) la descrizione geologica delle rocce e degli altri materiali incontrati, (b) i risultati delle altre prove in sito eseguite all'interno del foro di perforazione, (c) una descrizione dei materiali attraversati quali la litologia e la struttura, (d) dettagli sulle percentuali di recupero di ciascuna manovra di perforazione, (e) annotazioni sui tempi e le modalità di perforazione ed il generale comportamento alle diverse profondità, (f) la valutazione visiva del fluido di perforazione di ritorno, (g) note sulla localizzazione di eventuali

	<p>perdite del fluido di perforazione e sulle percentuali di recupero dei carotaggi, (h) presenza o meno di acqua di falda, (i) ogni eventuale necessità riguardante l'adozione di rivestimenti provvisori o la cementazione di tratte di foro, (j) dettagli riguardanti la localizzazione delle carote nelle cassette catalogatrici.</p>
Pozzetti e cunicoli esplorativi	<ol style="list-style-type: none"><li>1. Permettono un accesso diretto a zone interessate dallo scavo della galleria; pozzetti esplorativi e pozzi permettono di ispezionare direttamente le condizioni della roccia e, se necessario, di effettuare qualsiasi tipo di prova richiesta.</li><li>2. Possono essere effettuate delle valutazioni e osservazioni dirette.</li><li>3. Dall'ispezione dei pozzetti e cunicoli esplorativi, le potenziali imprese esecutrici dei lavori possono avere una prima impressione, anche visiva, delle condizioni dei materiali interessati dallo scavo delle gallerie.</li></ol>
Prove in sito	<p>Le prove in sito permettono una:</p> <ol style="list-style-type: none"><li>1. Valutazione dei sostegni da applicare alla roccia durante lo scavo e dei consolidamenti e rinforzi da adottare sia durante la fase provvisoria di scavo sia per quella definitiva a lungo termine.</li><li>2. Valutazione della stabilità dell'ammasso roccioso.</li><li>3. Valutazione delle diverse possibilità per quanto concerne i metodi costruttivi e le fasi di scavo da adottare.</li><li>4. Individuazione delle proprietà fisiche dell'ammasso roccioso che possano permettere di valutare il comportamento dell'ammasso durante lo scavo della galleria.</li><li>5. Le prove di carico su piastra permettono di valutare il comportamento deformativo dell'ammasso roccioso in sito per effetto dello scavo della galleria, e sono utili nel fornire una guida per la determinazione dei carichi agenti sui sostegni.</li><li>6. Misure dello stato tensionale esistente in sito, permettono di determinare l'intensità e la direzione delle tensioni da tenere in debito conto durante le analisi progettuali dello scavo della galleria; prove di martinetto piatto o prove basate sulle misure delle deformazioni conseguenti al rilascio delle tensioni provocato da operazioni di carotaggio sono idonee per le indagini preliminari.</li><li>7. L'andamento delle deformazioni nell'intorno della galleria può essere valutato mediante specifica strumentazione messa in opera sia all'interno della galleria (le stazioni di convergenza) sia all'esterno misurando le deformazioni con estensimetri installati in sondaggi situati nell'ammasso roccioso circostante la galleria. La misura delle deformazioni dell'ammasso roccioso è utile nel valutare la necessità e le diverse tipologie di presostegni e sostegni.</li></ol>

	<ol style="list-style-type: none"><li>8. Valutazione del carico agente sui sostegni mediante celle di carico o altri tipi di strumentazione.</li></ol>
Prove di laboratorio	<ol style="list-style-type: none"><li>1. Determinazione dei valori di resistenza al taglio della roccia e del comportamento deformativo in condizioni tensionali sia monoassiali sia triassiali e per condizioni prima e dopo la rottura (pre- and post- failure states).</li><li>2. Determinazione delle costanti elastiche della roccia.</li><li>3. Valutazione delle eventuali caratteristiche viscoso dell'ammasso roccioso.</li><li>4. Determinazione delle caratteristiche di resistenza dei giunti e dell'influenza dell'apertura e dei riempimenti (se presenti) sulle caratteristiche di resistenza.</li><li>5. Determinazione dei valori di permeabilità e porosità.</li><li>6. Determinazione della densità e della tendenza alla perdita di resistenza a causa dell'alterazione o d'altri fattori.</li><li>7. Durezza della roccia e proprietà abrasive.</li></ol>
Prove su modello	<ol style="list-style-type: none"><li>1. Modelli a piena scala sono a volte eseguiti per valutare in dettaglio le problematiche costruttive.</li><li>2. Modelli a scala ridotta sono utili per valutare particolari aspetti della progettazione, ed offrono uno strumento relativamente poco costoso di studio.</li><li>3. Modelli sono utili per ottenere un'efficace impressione visiva delle condizioni geologiche presenti lungo l'intero tracciato della galleria.</li><li>4. Una progettazione razionale può essere condotta sulla base di dati sistematici ordinatamente raccolti durante precedenti fasi o studi quali quelli effettuati per: (a) la definizione del tracciato della galleria, (b) la valutazione della resistenza della roccia e dei metodi costruttivi, (c) la valutazione dei sostegni necessari per lo scavo della galleria e delle problematiche legate al controllo del comportamento deformativo dell'ammasso, (d) individuazione di problematiche speciali quali problemi d'abbassamento della falda, trattamenti e consolidamenti del terreno, problemi di presenza di gas, ecc.</li><li>5. Particolari tecniche di modellazione sono disponibili per la progettazione: (a) modelli empirici, (b) modelli fisici, (c) modelli matematici.</li><li>6. I modelli empirici sono basati su precedenti misure o esperienze e sono utili strumenti per valutazioni progettuali preliminari.</li><li>7. I modelli fisici a scala piena o ridotta possono essere adottati per investigare diversi aspetti della progettazione dell'opera. Tali modelli spesso producono risultati qualitativi piuttosto che quantitativi ma offrono,</li></ol>

	<p>ad un costo relativamente basso, uno strumento di valutazione in grado di fornire un'impressione visiva complessiva delle condizioni geologiche presenti lungo il tracciato della galleria.</p> <p>8. I modelli matematici sono basati su una serie d'assunzioni e schematizzazioni che sono particolarmente familiari agli ingegneri geotecnici. Tali modelli possono essere utilizzati per valutare un vasto campo di possibili situazioni, ma in generale hanno come limitazione la difficoltà di rappresentare le situazioni geologiche con numeri e formulazioni matematiche. Un elevato grado di buon senso ed intelligenza deve essere adottato nell'impiego dei risultati ottenuti da tali modelli.</p>
<p>Fase della costruzione dell'opera</p>	<p>1. Una dettagliata analisi delle caratteristiche geologiche deve essere eseguita durante la costruzione e deve essere accuratamente registrata e tenuta in conto aggiornando i dati in precedenza acquisiti; conseguentemente occorre durante la costruzione effettuare una sistematica e regolare ispezione del fronte di scavo da parte del geologo mediante l'esecuzione di rilievi geologico strutturali.</p> <p>2. Le implicazioni delle variazioni del tipo di roccia e delle loro condizioni geomeccaniche richiedono un'attenta valutazione da parte del geologo in relazione al progetto dell'intera galleria e delle sue opere connesse.</p>
<p>Monitoraggio della galleria in esercizio</p>	<p>Il monitoraggio della galleria in esercizio riveste un'importanza fondamentale per valutare le condizioni della galleria, una volta terminati i lavori ed in esercizio. La valutazione delle condizioni di sicurezza durante l'esercizio ed il confronto con quelle previste dal progetto costituisce un aspetto importante.</p>

**Tabella 4.1** Elementi principali del programma d'indagini per le progettazioni di gallerie (Dodds, 1982), Dumbleton e West, 1976).

A conclusione di tutti gli studi sopra indicati dovranno essere elaborati i seguenti documenti che diventeranno parte integrante della relazione geologica che sarà predisposta ed allegata al progetto definitivo/esecutivo:

- carta geologica in scala 1:5000, recante la descrizione dei terreni affioranti e l'ubicazione delle stazioni dove sono stati condotti i rilievi geostrutturali di superficie e delle perforazioni di sondaggio; per zone particolari (imbocchi, gallerie subalvee, gallerie urbane, ecc.) il rilievo deve essere in scala 1:1000.
- carta geomorfologica di dettaglio a scala 1:5000, riportante tutte le evidenze geomorfologiche relative a morfogenesi di versante, fluviale, costiera antropica, rilevabili e cartografabili alla scala di rappresentazione;

- sezioni geologiche longitudinali e trasversali, in scala ritenuta idonea, per la illustrazione dei rapporti stratigrafici e delle condizioni tettoniche, da definire in accordo alle complessità della situazione in esame;
- carta idrogeologica in scala 1:5000 con le indicazioni grafico – numeriche relative alla permeabilità efficace, alle condizioni e modalità di drenaggio superficiale, allo schema di circolazione sotterranea, ai punti d'acqua (sorgenti e pozzi) ed alle rispettive caratteristiche idrogeologiche, alle aree di affioramento di falda, alle isofreatiche riferite al periodo di effettuazione del rilievo e ad ogni altra informazione di carattere idrogeologico utile.

## 5. INDAGINI GEOTECNICHE

Le indagini dovranno essere opportunamente programmate alla luce di tutte le informazioni acquisite durante lo studio condotto per la caratterizzazione geologica. A tal fine verrà predisposto un dettagliato programma di indagini e prove, corredato da un'apposita relazione tecnica illustrativa, contenente anche una descrizione delle modalità e delle specifiche che saranno adottate.

Il programma di indagine sarà definito tenendo conto del fatto che i mezzi di indagine, che concorrono all'approfondimento delle conoscenze geologiche ed alla ricostruzione del relativo modello geologico – strutturale, sono in particolare utilizzati per l'acquisizione dei dati necessari per la caratterizzazione geotecnica. Sarà pertanto indispensabile ricordare tale esigenza e quindi le indagini geologiche e geotecniche dovranno essere programmate in modo reciprocamente coerente, tenendo conto delle relative interazioni.

L'ampiezza dell'indagine deve essere proporzionata all'importanza dell'opera, alla complessità del sottosuolo ed allo stato delle conoscenze sulla zona in esame. In fase di programmazione sarà in particolare tenuta in debito conto la complessità della situazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica, la profondità e la lunghezza della galleria, nonché il livello di progettazione (progettazione definitiva o esecutiva).

L'organizzazione generale, i metodi ed il livello di approfondimento delle indagini geognostiche saranno definite, concordemente con il progettista, da un geologo di qualificata e documentata esperienza nel settore specifico in modo da garantire che i dati derivanti dalle indagini stesse siano adeguati, affidabili e necessari per centrare gli obiettivi progettuali.

Le seguenti Tabella 5.1 e Tabella 5.2 indicano le principali indagini geotecniche normalmente utilizzate per la progettazione d'opere in sotterraneo.

Tipo di prova	Scopo
Rilievo geostrutturale di dettaglio	Caratterizzazione di ciascun sistema di discontinuità. Nello studio delle modalità di comportamento degli ammassi rocciosi, in relazione alla scelta del modello geotecnico da utilizzare nelle analisi progettuali, occorre procedere, durante l'effettuazione dei rilievi geostrutturali, sia di superficie sia durante lo scavo della galleria, alla raccolta sistematica dei dati riguardanti le caratteristiche delle discontinuità presenti nella formazione rocciosa in esame:

	<p>numero di famiglie, tipo di discontinuità (giunto, faglia, piano di strato, ecc.), estensione della discontinuità, giacitura della discontinuità (direzione di immersione ed angolo di inclinazione), riempimento della discontinuità (limo di deposizione, limo generato per frizione, argilla, ecc.), venute d'acqua (totale assenza, stillicidio, flusso continuo), litologia, cioè il tipo litologico attraversato dalla discontinuità, compattezza delle pareti della discontinuità (intesa come resistenza di parete), apertura della discontinuità, forma (planare, ondulata, segmentata) e scabrezza (rugosa, liscia e levigata) della superficie della discontinuità.</p>
Sondaggi verticali ed inclinati	<p>Con particolare riguardo alla valutazione di alcune proprietà caratteristiche dell'ammasso roccioso e soprattutto alla descrizione delle discontinuità, durante le perforazioni di sondaggio è necessario acquisire i seguenti dati fondamentali: livello statico della falda, recupero percentuale di carotaggio, recupero percentuale modificato (RQD, <b>R</b>ock <b>Q</b>uality <b>D</b>esignation), grado di alterazione (assente, debole, elevata, intensa), caratteristiche delle fratture/discontinuità (tipo e inclinazione, scabrezza, riempimento, resistenza della parete). Con riferimento alla stratigrafia del sondaggio è importante che vengano riportate oltre alle caratteristiche litologiche (mineralogia, grana, tessitura) anche le informazioni sulle condizioni strutturali delle discontinuità. E' importante che la descrizione geologica venga fornita anche per i livelli di intensa fratturazione (faglie, sovrascorrimenti) utilizzando, se necessario, la terminologia adottata per le terre (AGI, 1977).</p>
Prospezioni con sonda televisiva	<p>Determinazione ed individuazione di vuoti, fessure, misurazione delle principali cavità presenti all'interno dei fori di sondaggio. Rilievo, mediante bussola, delle caratteristiche geostutturali</p>
Rilievi di carotaggio sonico nei fori di sondaggio	<p>Determinazione delle modalità di propagazione della velocità delle onde elastiche della roccia attraversata dai fori di sondaggio</p>
Rilievi tomografici sonici fra i fori di sondaggio	<p>Ottenere un'immagine della distribuzione delle velocità di propagazione delle onde longitudinali e trasversali in corrispondenza di sezioni piane tra due o più sondaggi</p>

Prove dilatometriche	Vengono eseguite all'interno di fori di sondaggio, allo scopo di determinare il modulo di deformazione dell'ammasso roccioso. Poiché queste prove interessano una fascia di roccia di spessore modesto, nell'immediato intorno dello stesso foro di sondaggio sede della prova, i valori dei moduli ricavati possono risultare significativamente diversi da quelli delle prove di carico su piastra.
Prove di carico su piastra	Le prove di carico su piastra sono generalmente effettuate in cunicoli esplorativi, più raramente sul fondo di pozzi verticali o sulla roccia in affioramento. La prova viene eseguita secondo lo schema di piastra flessibile e ricorrendo alla misura degli spostamenti indotti all'interno dell'ammasso roccioso, in un foro di sondaggio apposito. Le prove vengono di norma effettuate mediante una serie di cicli di carico – scarico, con livelli di sollecitazione gradualmente crescenti. Nel caso di ammassi rocciosi anisotropi (ammassi rocciosi stratificati o scistososi) è opportuno che le prove vengano eseguite in direzione sia normale sia parallela al piano di anisotropia. Oltre alla determinazione del modulo di deformazione dell'ammasso roccioso e del corrispondente modulo di scarico (modulo "elastico"), ove la prova sia eseguita mantenendo costante il carico applicato (per livelli di carico opportunamente scelti) si possono anche trarre utili indicazioni sul comportamento deformativo a carico costante ("creep").
Prove con martinetto piatto	Vengono eseguite generalmente sulla parete di cunicoli esplorativi. Queste prove consentono di determinare sia lo stato di sollecitazione presente nell'ammasso roccioso (determinazione della componente di sollecitazione originaria perpendicolare al piano di taglio) sia il modulo di deformabilità dello strato superficiale di roccia in parete.
Prove per la determinazione dello stato di tensione naturale presente in sito	Prove per la determinazione dello stato di tensione naturale in sito possono essere eseguite in fori di sondaggio ricorrendo alla tecnica di liberazione delle tensioni mediante sovracarotaggio: con il metodo C.S.I.R. Doorstopper (metodo messo a punto dal South Africa Council of Scientific and Industrial Research) o con il metodo C.S.I.R.O. triassiale (tecnica di prova messa a punto dal Commonwealth Scientific Industrial Research Organization) o mediante il metodo della fratturazione idraulica.

Misure di convergenza in cunicoli esplorativi	Indicazione delle variazioni di distanza fra i punti di riferimento per osservare movimenti di convergenza dovuti a rilascio tensionale durante lo scavo del cunicolo
Prove di permeabilità	Le prove di permeabilità consistono nell'immissione di acqua in pressione, in un tratto di un foro di sondaggio (prove Lugeon). La prova può essere eseguita sia durante la perforazione (a fondo foro) sia a perforazione ultimata (in risalita).
Sismica a rifrazione all'interno di un cunicolo	Valutazione delle caratteristiche medie della roccia indisturbata in termini di velocità delle onde longitudinali
Microrifrazione in parete	Valutazione dello spessore di roccia interessato da fenomeni di rilascio (decompressione) causati dallo scavo del cunicolo esplorativo

Tabella 5.1 Prove in sito

Tipo di prova	Scopo
Analisi petrografiche	Determinazione delle caratteristiche mineralogiche e tessiturali della roccia
Determinazione del peso di volume totale e secco, del peso specifico dei grani, della porosità, del contenuto d'acqua, del grado di saturazione e dell'indice di durabilità	Determinazione delle caratteristiche fisiche
Misura della velocità sonora	Determinazione della velocità di propagazione delle onde elastiche
Prove di compressione monoassiale	La prova consente la misura delle deformazioni assiali, di quelle diametrali e della sollecitazione assiale (la prova viene eseguita in condizioni di gradiente di carico controllato e noto). Si determina la resistenza a compressione monoassiale $\sigma_c$ , il modulo elastico tangente o secante ed il coefficiente di Poisson tangente.

<p>Prove di compressione triassiale</p>	<p>La prova viene effettuata con la misura delle deformazioni assiali e di quelle diametrali (la prova viene eseguita sottoponendo inizialmente il campione a compressione isotropa fino al raggiungimento di un valore di pressione laterale prefissato; successivamente si incrementa il carico assiale sino a raggiungere la resistenza di picco del campione). La prova viene generalmente eseguita in condizioni di gradiente di carico controllato e noto. In particolari situazioni, ove si tratti di determinare la resistenza residua, la prova viene condotta con un'apparecchiatura in grado di imporre una deformazione assiale controllata. Si determinano le leggi di resistenza (involuppo di rottura) di picco e residua del tipo Mohr – Coulomb (con la determinazione della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio di picco e residuo) o Hoek e Brown (con la determinazione dei parametri <math>\sigma_c</math>, <math>m_b</math>, <math>m_{res}</math>, essendo m il parametro che esprime l'incremento della resistenza al crescere della pressione di confinamento rispettivamente in condizioni di picco e residue).</p>
<p>Prove di trazione diretta</p>	<p>Determinazione della resistenza a trazione</p>
<p>Prove di taglio diretto su discontinuità (artificiali e naturali)</p>	<p>La prova viene eseguita sottoponendo inizialmente il campione ad una sollecitazione costante normale alla superficie della discontinuità; successivamente si applica una sollecitazione di taglio, parallela a tale superficie, incrementata fino a provocarne lo scorrimento. Si determinano: (a) per le superfici artificiali lisce, l'angolo di attrito di base <math>\phi_b</math>; (b) per le superfici naturali: le leggi di resistenza di picco e residua del tipo Mohr – Coulomb (con la determinazione dei parametri <math>c'_p</math>, <math>\phi'_p</math> e <math>c'_r</math>, <math>\phi'_r</math>); la legge di resistenza di Barton (con la determinazione dei parametri <math>JRC_0</math>, <math>JCS_0</math>, <math>\phi'_r</math>, essendo <math>JRC_0</math> il coefficiente di scabrezza e <math>JCS_0</math> il coefficiente di resistenza di parete alla scala del campione).</p>
<p>Analisi diffrattometrica a raggi X</p>	<p>Per i terreni (terra o roccia) potenzialmente rigonfianti si esegue tale tipo di prova allo scopo di individuare la presenza di minerali argillosi (si considera come frazione argillosa la frazione granulometrica inferiore ai <math>2 \mu</math>) a</p>

	struttura rigonfiante (montmorillonite, smectite, vermiculite), definendone in tutti i casi la composizione percentuale, con riferimento al volume totale del campione ed alla frazione argillosa, nella quale sono ovviamente compresi i minerali argillosi di tipo inerte.
Prove di rigonfiamento	Si distinguono due diversi tipi di prova. Si hanno le prove di rigonfiamento volte a determinare, in via preliminare, i seguenti indici: (1) indice di pressione di rigonfiamento, (2) indice di deformazione di rigonfiamento. Entrambe le prove sono eseguite in edometro (può essere opportunamente usato quello impiegato nelle prove di consolidazione). Con la prima prova si determina la pressione necessaria ad impedire il rigonfiamento. Con la seconda prova si determina invece la deformazione assiale del provino immerso in acqua, mentre si sviluppa il rigonfiamento in condizioni di deformazione radiale impedita. Infine un altro tipo di prova consente di determinare lo sforzo assiale di rigonfiamento in funzione della deformazione assiale corrispondente. Si tratta di misurare (la prova può essere condotta in edometro) la deformazione assiale necessaria a ridurre lo sforzo assiale di un campione vincolato radialmente ed immerso in acqua, dal suo massimo valore a quello voluto in una particolare applicazione.

**Tabella 5.2** Prove di laboratorio

I risultati delle prove sopra indicate concorrono a formare un quadro omogeneo, nel quale le correlazioni tra i vari risultati costituiscono il modello geomeccanico di interpretazione del comportamento della roccia. Nel valutare i risultati dell'indagine bisogna tenere presente la differenza esistente tra prove di laboratorio e prove in sito.

Tra le due classi di prove, infatti, c'è da considerare, tra l'altro, anche l'effetto scala. Mentre le prove di laboratorio sono condotte su volumi elementari di roccia, le prove in sito si riferiscono a volumi reali, certamente assai più rappresentativi della massa di roccia interessata dalle opere.

In laboratorio quindi si determinano le caratteristiche della matrice rocciosa e delle superfici elementari dei giunti, in sito si ottiene una risposta più rappresentativa del comportamento reale della roccia.

Infine le seguenti Tabella 5.3e Tabella 5.4 elencano le principali indagini e prove da eseguirsi, per un corretto studio geotecnico – geomeccanico finalizzato, in modo particolare, alla progettazione di una galleria con scavo meccanizzato e alla scelta della TBM.

Tipo di indagine/prova		Riferimento bibliografico	Parametri ottenibili	Relazione con lo scavo meccanizzato
Indagini e prove in sito	Rilievi geologico-strutturali	ISRM - 1978	Assetto geo-strutturale	Stima della tipologia di TMs adottabile
	Sondaggi meccanici a carotaggio	AGI - 1977	Stratigrafia di dettaglio	
	Sondaggi meccanici a distruzione (parametri di perforazione)	-	Grado di compattezza e fratturazione degli strati	
	Sondaggi geoelettrici	ASTM - G57	Stratigrafia di larga massima, falda idrica	Da valutare caso per caso
	Sismica di superficie (rifrazione/riflessione)	Palmer - 1982	Contatti importanti, faglie, parametri elastici dinamici	
	Sismica in foro (cross-hole)	ASTM - D4428	Caratteristiche geosismiche locali, parametri elastici dinamici	Eventuali predisposizioni per interventi di riempimento
	Gravimetria	Colley - 1983	Presenza di vuoti e/o zone decomprese	
	Rock Quality Designation (RQD)	Deere - 1964	Indice di qualità	Localizzazione dei macchinari per il posizionamento dei sostegni (TBM non scudate)
	Caratterizzazione delle discontinuità (orientamento, JRC, JCS)	ISRM - 1978	Stima resistenza al taglio delle discontinuità	
	Misure piezometriche	AGI - 1977	Stima pressioni neutre e livelli idrici statici	Eventuali predisposizioni per interventi di drenaggio in avanzamento agli scavi
	Lugeon (permeabilità in foro)	AGI - 1977	Permeabilità e grado di fratturazione	
Prove di laboratorio	Compressione uniassiale	ISRM - 1978	Resistenza a compressione (UCS), parametri elastici statici ( $E_t$ , $E_s$ , $\nu_p$ , $\nu_d$ )	Principali parametri macchina: - spinta - coppia - potenza Tipologia e disposizione degli utensili sulla testa di scavo
	Trazione indiretta (Brasiliana)	ISRM - 1977	Resistenza a trazione ( $T_o$ )	
	Point load test	ISRM - 1985	Resistenza al carico puntuale ( $Is50$ )	
	Martello di Schmidt	ISRM - 1977	Durezza e stima della resistenza a compressione	
	Velocità onde soniche	ASTM - D2845 ISRM - 1978	Competenza della roccia, grado di anisotropia, parametri elastici dinamici ( $\nu_p$ , $\nu_s$ , $E_d$ , $\nu_d$ )	
	Punch test	Handewith - 1969	Resistenza al punzonamento ( $\delta_i$ , $S_c$ )	
	Analisi petrografica	-	Composizione mineralogica, tessitura, struttura intrinseca	Tipologia/consumo utensili
	CERCHAR	West G. - 1989	Abrasività (CAI index)	Consumo utensili
	Abrasività	N.T.H. - 1990	Abrasività (AVS)	
	Perforabilità al trapano	Innaurato et al. - 1988	Perforabilità (s/q)	
	Cone Indenter del NCB	National Coal Board, U.K. - 1964	Durezza ( $Inc_b$ )	Prestazioni di scavo
	Sievers'	N.T.H. - 1990	Perforabilità ( $S_j$ )	
	DROP test	N.T.H. - 1990	Frammentabilità ( $S_{50}$ )	
	Knoop	Cassinelli et al. - 1983	Microdurezza (HK)	

$v_p$  = velocità onde soniche longitudinali  
 $v_s$  = velocità onde soniche trasversali  
 $E_d$  = modulo elastico dinamico  
 $\nu_d$  = rapporto di Poisson dinamico  
 UCS = Resistenza a compressione uniassiale  
 $T_o$  = resistenza a trazione diretta  
 $S_j$  = Sievers' J-value  
 $S_{50}$  = Valore di frammentazione

CAI = CERCHAR Abrasivity Index  
 $Inc_b$  = durezza al cone indenter del NCB  
 HK = durezza Knoop  
 AVS = Abrasion Value Steel  
 s/q = spianamento/volume di roccia abrasa  
 $E_t$ ,  $E_s$ ,  $\nu_p$ ,  $\nu_s$  = Moduli di Young e rapporti di Poisson tang. e sec.  
 $\delta_i$ ,  $S_c$  = Indice di penetrazione, resistenza a compressione

**Tabella 5.3** Correlazione tra indagini – prove e scavo meccanizzato in roccia.

Tipo di indagine/prova		Riferimento bibliografico	Parametri ottenibili	Relazione con lo scavo meccanizzato
Indagini e prove in sito	Rilievi geologico-strutturali	ISRM - 1978	Assetto geo-strutturale	Stima della tipologia di TMs adottabile
	Sondaggi meccanici a carotaggio	AGI - 1977	Stratigrafia di dettaglio	
	Sondaggi meccanici a distruzione (parametri di perforazione)	-	Stratigrafia di larga massima, grado di compattezza	
	Sondaggi geoelettrici	ASTM - G57	Stratigrafia di larga massima, falda idrica	
	Sismica di superficie (rifrazione/riflessione)	Palmer - 1982	Contatti importanti, parametri elastici dinamici	Da valutare caso per caso
	Sismica in foro (cross-hole)	ASTM - D4428	Caratteristiche geosismiche locali, parametri elastici dinamici	
	Gravimetria	Colley - 1983	Presenza di vuoti e/o zone decomprese	Eventuali predisposizioni per interventi di riempimento (Bouygues, 1995)
	Standard Penetration test (SPT)	AGI - 1977	Indice di qualità delle terre	Parametri per le valutazioni delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso che influenzano lo stato tensionale e la stabilità del fronte
	Prove penetrometriche statiche (CPT)	AGI - 1977	Stima resistenza al taglio	
	Penetrometro/scissometro tascabile	AGI - 1977	Stima parametri di resistenza al taglio	
	Pressiometriche	Menard - 1957	Modulo di deformabilità (Ed)	
Lefranc (permeabilità in foro)	AGI - 1977	Permeabilità (k)	Valutazione dell'eventuale necessità di contrasto al fronte di scavo	
Misure piezometriche	AGI - 1977	Stima pressioni neutre e livelli idrici statici		
Prove di laboratorio	Prove triassiali	ASTM - D4767 AGI - 1994 BS - 1377	Parametri di resistenza (c, c', $\phi$ , $\phi'$ , cu)	Tipologia di TMs (d/D, livelli idrici statici)
	Prove edometriche	ASTM - D4186 AGI - 1994 ISRM - 1989 ASTM - D2435	Consolidazione primaria, caratteristiche di compressibilità, permeabilità e pressione di rigonfiamento (Cv, Cc, Ec, Cs, K)	Stato tensionale ( $\gamma$ , Ec, c, c', $\phi$ , $\phi'$ , cu) (Gehring, 1995)
	Taglio diretto	ASTM - D3080 AGI - 1994 ASTM - D2435	Parametri di resistenza ( $\phi$ , c)	Stabilità del fronte di scavo (n, K, d/D, $\gamma$ , Ec, cu) (Gehring, 1995)
	Prove di caratterizzazione	ASTM - D4318 ASTM - D4254 ASTM - D3282	Pesi di volume, porosità, consistenza, contenuto d'acqua, plasticità, grado di sat., attività ( $\gamma$ , n, w, wl, wp, lp, lc, S, A)	Collosità del terreno (cu, d/D, n, lp, lc, w, wl, wp, A) (Gehring, 1995)
	Granulometrie	ASTM - D422 AGI - 1994 ASTM - D2487	Caratteri tessuturali (d/D)	Escavabilità ( $\gamma$ , lc, lp, cu, d/D) (Gehring, 1995)
	Conducibilità idraulica a carico costante e/o variabile	ASTM - D2438	Permeabilità (K)	Smarino ( $\gamma$ , d/D, w, S) (Gehring, 1995)
	Diffrazione X	-	Composizione mineralogica	Consumo utensili (diffrazione X, d/D, cu) (Gehring, 1995)

$\gamma$ = pesi specifici	cv = coefficiente di consolidazione
n = porosità	cc = coefficiente di compressibilità edometrica
W = contenuto d'acqua	Ec = Modulo di compressibilità
Wl, Wp = limite liquido e limite plastico	Cs = coefficiente di rigonfiamento
lp = Indice di plasticità	K = permeabilità
S = grado di saturazione	c, $\phi$ = coesione e angolo d'attrito interni totali
A = coefficiente attività colloidale delle argille	c', $\phi'$ = coesione e angolo d'attrito in tensioni efficaci
lc = Indice di consistenza	Cu = coesione in condizioni non drenate

Tabella 5.4 Correlazione tra indagini – prove e scavo meccanizzato in terreni coesivi e/o granulari.

## 6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 6.1 Premesse

Un ammasso roccioso è una struttura composta da una matrice rocciosa intatta separata da zone di discontinuità, cioè da zone di minore resistenza, aventi due dimensioni nettamente prevalenti sulla terza. A volte all'interno di queste discontinuità è possibile la presenza di materiale di riempimento il quale è spesso dotato di scadenti caratteristiche meccaniche.

Tali discontinuità condizionano evidentemente il comportamento dell'ammasso roccioso il quale, dal punto di vista ingegneristico, può essere pensato come un insieme di blocchi, aventi caratteristiche meccaniche simili o derivabili da quelle della roccia sana, separati fra loro da superfici o zone di debolezza costituite dalle discontinuità.

Lo scopo della caratterizzazione geotecnica è quello di sviluppare un modello geotecnico dell'ammasso roccioso in sito, attraverso la definizione di parametri geometrici e geotecnici, individuando eventuali dettagli geostrutturali che possano influenzare il comportamento dell'ammasso pensato come insieme di blocchi e di discontinuità.

Per gli ammassi rocciosi, si fa generalmente riferimento alla distinzione tra modelli continui, continui equivalenti e discontinui, basata essenzialmente sulla struttura dell'ammasso roccioso e sulle caratteristiche dei litotipi che lo costituiscono. Tipicamente il modello continuo (che comporta la scelta del modello di comportamento del terreno in termini di una legge costitutiva di carattere più o meno generale) viene utilizzato per i terreni sciolti e le rocce tenere (calcareni, tufi, argilliti, ecc.). Il modello continuo equivalente ed il modello discontinuo vengono adottati alternativamente per la descrizione del comportamento degli ammassi rocciosi. Nel primo caso (continuo equivalente) il modello di comportamento adottato deve consentire di tenere conto dell'effetto delle discontinuità in senso globale; nel secondo caso (discontinuo) invece le stesse discontinuità sono parte determinante del modello e si dovrà, anche per esse, scegliere una legge costitutiva soddisfacente.

La scelta di un modello o dell'altro (continuo o discontinuo) dipende essenzialmente da due fattori interconnessi che sono:

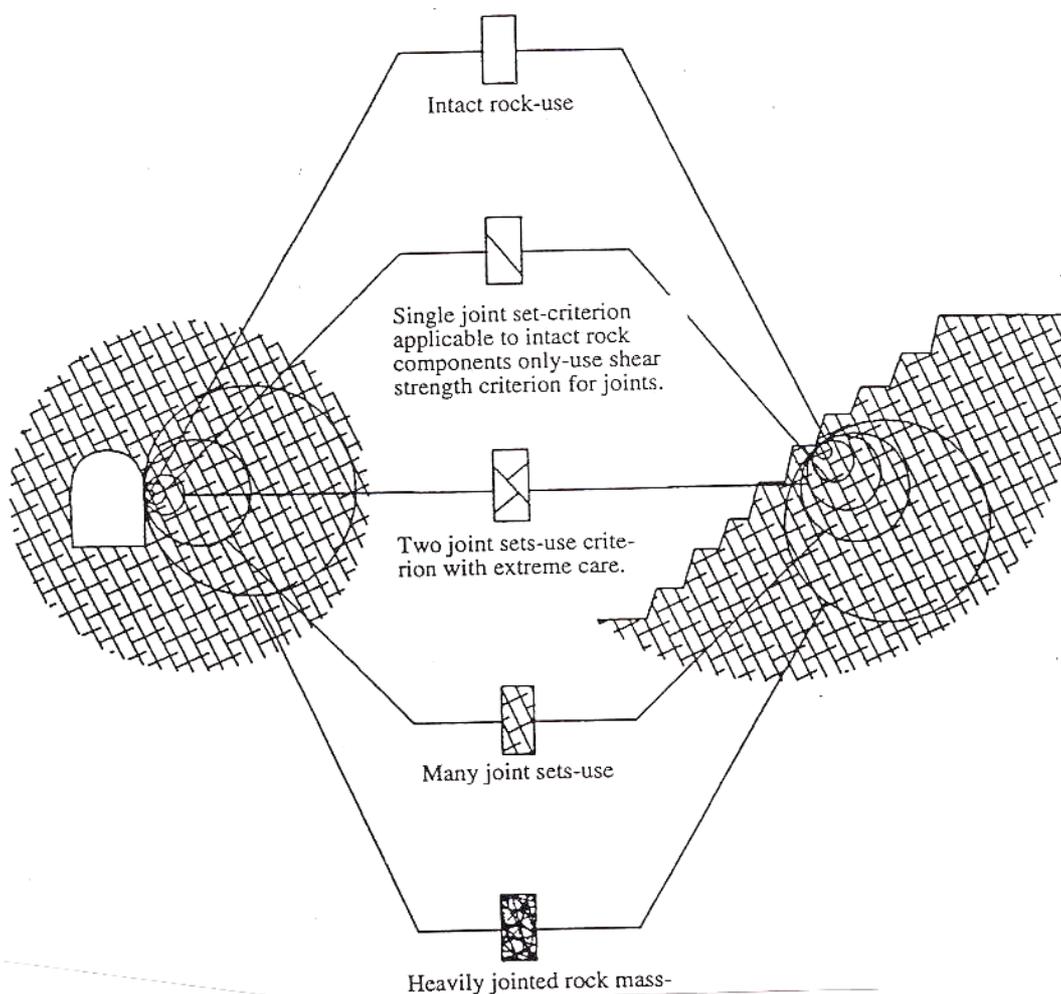
- l'intensità della fratturazione e lo stato di alterazione dell'ammasso roccioso;
- la scala del problema trattato, ovvero il volume di roccia che viene interessato dall'effetto del "disturbo" esterno.

Il concetto sopraesposto è meglio chiarito dall'esame della Figura 6.1 la quale mette in evidenza che, in funzione della scala dell'intervento da effettuare nell'ammasso in cui è presente una serie di famiglie di discontinuità, il comportamento meccanico dell'ammasso stesso passa da strettamente isotropo (roccia intatta) a strettamente anisotropo (roccia giuntata) ad un comportamento

assimilabile, con discreta approssimazione, nuovamente a quello di un mezzo isotropo (ammasso roccioso intensamente fratturato).

Ciò vuol dire che nel primo e nell'ultimo caso (mezzo isotropo) la reazione dell'ammasso ad un qualsiasi disturbo esterno non sarà influenzata dalla direzione dalla quale proviene il "disturbo" mentre nel caso intermedio (mezzo anisotropo) essa è una funzione strettamente legata proprio alla direzione di provenienza del "disturbo" esterno.

Questa affermazione vale sia per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza al taglio che per quelle di deformabilità dell'ammasso.



**Figura 6.1** Condizioni dell'ammasso roccioso ed effetto scala.

Lo scopo della caratterizzazione geotecnica è quello di individuare, lungo il tracciato scelto per la galleria ed in coerenza con il modello geologico – strutturale ricostruito:

- le **zone geotecnicamente omogenee** interessate dallo scavo ed i parametri geotecnici che si prevede di utilizzare per il progetto e per il controllo dell'opera nel suo insieme ed in rapporto al terreno;
- il **modello geotecnico del terreno** (continuo / continuo equivalente o discontinuo) che sarà utilizzato nei calcoli di progetto, con riferimento sia alle fasi transitorie di costruzione che alla fase definitiva;
- l'**eventuale presenza di falde acquifere**, i moti di filtrazione ed il regime delle pressioni neutre nella zona che sarà interessata dallo scavo.

## 6.2 Ammasso roccioso come mezzo continuo equivalente

Per la caratterizzazione geotecnica degli ammassi rocciosi adottando il modello continuo equivalente, si fa riferimento al criterio di rottura sviluppato da Hoek (1983) e Hoek e Brown (1988) e aggiornato dallo stesso Hoek et al. nel 2002.

La resistenza di picco dell'ammasso roccioso viene pertanto definita dalla seguente espressione:

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

dove il valore di  $m_b$  viene ridotto dal valore della costante  $m_i$  del materiale intatto secondo la seguente relazione:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

e le costanti  $s$  ed  $a$  sono date dalle seguenti relazioni:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/15} \right)$$

dove  $D$  è un fattore che dipende dal grado di disturbo dell'ammasso roccioso essendo variabile da 0 per rocce indisturbate ad 1 per rocce molto disturbate. La Figura 6.2 riporta le indicazioni degli autori per la scelta del valore di  $D$ .

La resistenza a compressione monoassiale è data dalla seguente espressione:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a$$

mentre per la resistenza a trazione si ha:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b}$$

Per quanto riguarda la valutazione del modulo di deformabilità è stata indicata, dagli autori, la seguente correlazione:

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad \text{per } \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa}$$

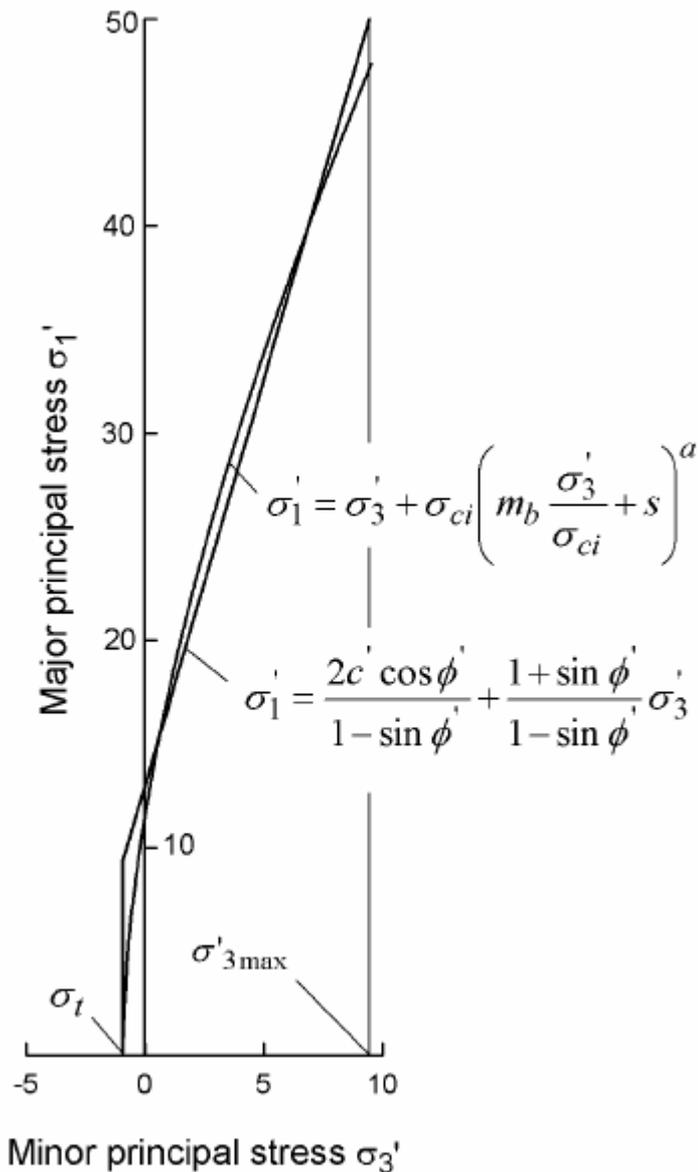
$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad \text{per } \sigma_{ci} > 100 \text{ MPa}$$

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of $D$
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass.  Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$  $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting  $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal.  In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting  $D = 0.7$ Mechanical excavation

Figura 6.2 Linee guida per la scelta del fattore di disturbo  $D$  dell'ammasso roccioso.

Per quanto concerne il problema di ricavare i parametri di resistenza al taglio in termini di criterio di rottura di Mohr – Coulomb, è necessario determinare l'angolo di attrito e la coesione equivalenti per ciascun ammasso roccioso e campo tensionale. Questo è fatto trovando una relazione lineare media tale da approssimare il più possibile la curva generata risolvendo l'equazione, per un campo

di variazione delle tensioni principali minime compreso fra i seguenti valori:  $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{3\max}$ , come illustrato in Figura 6.3.



**Figura 6.3** Relazione fra gli sforzi principali massimi e minimi per il criterio di Hoek-Brown e per quello equivalente di Mohr – Coulomb.

Tale processo, per individuare la relazione lineare che meglio approssimi la curva generata dall'equazione, richiede di trovare una equivalenza fra le aree al di sopra e al di sotto dell'equazione di rottura lineare relativa al criterio di Mohr – Coulomb.

Tale procedimento permette di ricavare le seguenti equazioni per l'angolo di attrito  $\phi'$  e per la coesione  $c'$ :

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[ (1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \left( 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1+a)(2+a))}}$$

dove:

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_{ci}$$

Da notare che il valore di  $\sigma'_{3\max}$  rappresenta il limite superiore della tensione di confinamento e definisce l'intervallo nel quale è stata individuata l'equivalenza fra il criterio di rottura di Hoek-Brown e quello di Mohr-Coulomb. Tale valore di  $\sigma'_{3\max}$  deve essere individuato per ogni caso specifico e più avanti verranno riportati i criteri forniti dagli autori per il casi di gallerie sia superficiali sia profonde.

La resistenza al taglio  $\tau$  secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb è data, per un determinato valore della tensione normale  $\sigma$ , sostituendo i valori di  $\phi'$  e  $c'$ , ricavati dalle precedenti espressioni, nella seguente equazione:

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi'$$

La relazione lineare del criterio di Mohr-Coulomb riportata nel piano degli sforzi principali è definita dalla seguente equazione:

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_3$$

La resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_c$  dell'ammasso roccioso può essere ottenuta dall'equazione precedente. La rottura inizia, in corrispondenza del profilo di scavo, quando il valore di  $\sigma_c$  è superato dall'incremento tensionale causato dallo scavo della galleria. La rottura si propaga dalla zona nella quale si è manifestata inizialmente, in un campo tensionale triassiale, e si stabilizza, eventualmente, quando la resistenza locale è più elevata delle tensioni indotte  $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$ .

La maggior parte dei modelli numerici è in grado di seguire ed analizzare questo processo di propagazione della frattura e tale livello di analisi dettagliata è molto importante quando si considera la stabilità di scavi in roccia e quando si devono progettare sistemi di sostegno.

Tuttavia, in alcuni casi è utile considerare il comportamento complessivo dell'ammasso roccioso piuttosto che il processo dettagliato di propagazione della frattura sopra descritto. Per esempio, quando si considera la resistenza di un pilastro in roccia in uno scavo in miniera, è utile ottenere una

stima della resistenza complessiva del pilastro piuttosto che una conoscenza dettagliata della propagazione della frattura nel pilastro. Queste considerazioni portano al concetto di una "resistenza globale dell'ammasso roccioso" e Hoek e Brown (1997) hanno proposto di effettuare tale valutazione mediante la seguente relazione ricavata direttamente dal criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

Ricavando i valori di  $\phi'$  e  $c'$  con le espressioni precedenti, nel campo tensionale  $\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma_{ci} / 4$  si ottiene:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

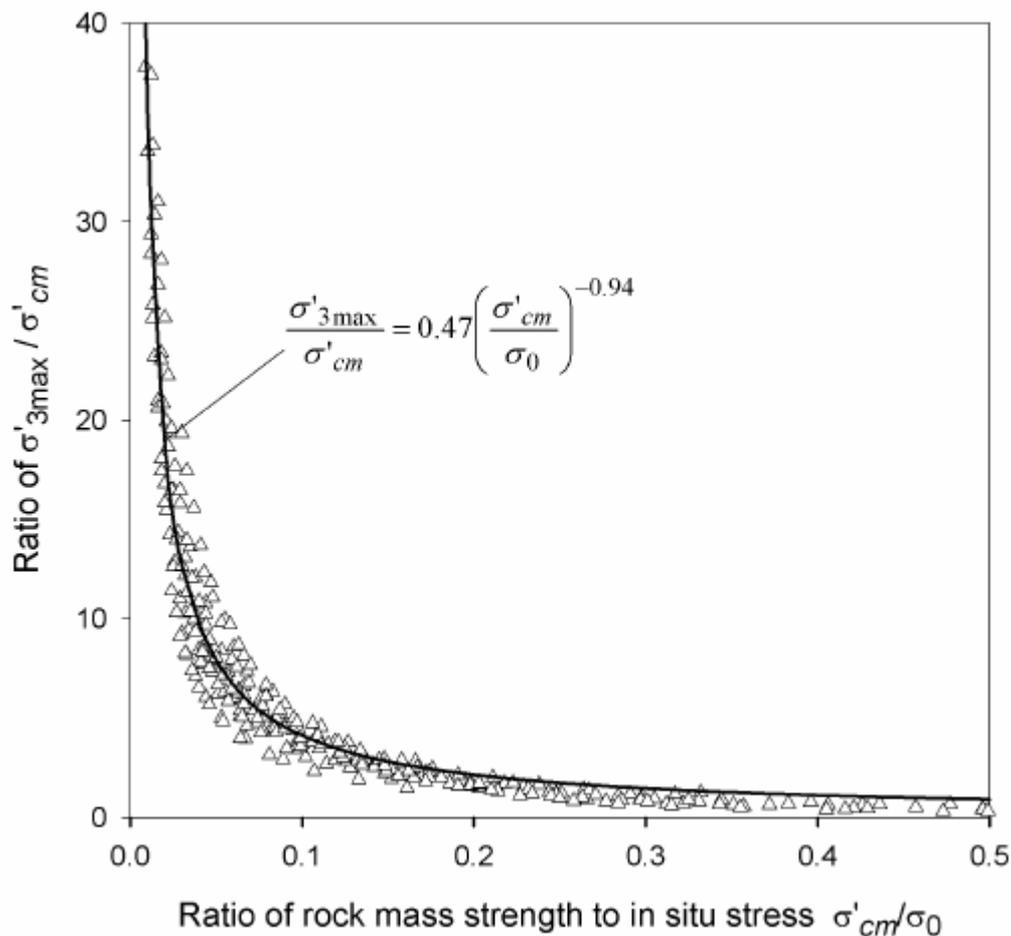
Un aspetto particolarmente critico per ricavare i valori di  $\phi'$  e  $c'$  è la scelta dell'appropriato valore di  $\sigma'_{3max}$ .

Per il caso di gallerie profonde soluzioni in forma chiusa sia per il criterio di rottura generalizzato di Hoek-Brown sia per quello di Mohr-Coulomb sono state utilizzate per generare centinaia di soluzioni al fine di trovare i valori di  $\sigma'_{3max}$  in grado di fornire curve caratteristiche equivalenti. Per gallerie superficiali ovvero sia per gallerie caratterizzate da coperture inferiori a 3 volte il diametro, studi numerici comparativi sull'estensione della zona di rottura e l'entità dei cedimenti in superficie (subsidenze) hanno portato a ricavare relazioni identiche a quelle ottenute per il caso di galleria profonde, premesso che siano esclusi meccanismi di rottura fino al piano campagna.

I risultati riportati dagli autori per le gallerie profonde sono mostrati nella Figura 6.4 e come si può notare i vari punti sono stati interpolati mediante la seguente equazione:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$$

dove  $\sigma'_{cm}$  è la resistenza dell'ammasso roccioso,  $\gamma$  è il peso dell'unità di volume dell'ammasso roccioso e H è la profondità della galleria rispetto al piano campagna.



**Figura 6.4** Relazione per il calcolo di  $\sigma'_{3max}$  per i parametri del criterio di rottura di Mohr-Coulomb e Hoek-Brown.

Nei casi nei quali la tensione orizzontale è più elevata della tensione verticale, dovrebbe essere considerata la tensione orizzontale invece di quella verticale  $\gamma H$ .

### 6.3 Ammasso roccioso come mezzo discontinuo

Per quanto concerne la definizione delle caratteristiche meccaniche delle famiglie di discontinuità, si utilizzeranno i risultati delle prove di taglio diretto e, in assenza di prove specifiche, si farà riferimento alla descrizione della scabrezza delle discontinuità (valori di JRC) e alle indicazioni sui riempimenti o meno dei giunti, sulla base delle descrizioni stratigrafiche dei sondaggi e dei rilievi geostrutturali eseguiti durante la costruzione dell'impianto di Pont Ventoux. Inoltre per una valutazione qualitativa delle caratteristiche meccaniche dei giunti verranno utilizzate le seguenti indicazioni di Barton.

Barton (1973, 1976, 1977, 1990) ha studiato il comportamento di giunti scabri e ha proposto la seguente equazione:

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

dove:

JRC = coefficiente di scabrezza

JCS = coefficiente di resistenza delle pareti del giunto.

Barton e Bandis (1990) suggeriscono che il valore di JRC può essere determinato da una prova di "tilt-test" valutando l'angolo di inclinazione  $\alpha$  per il quale la superficie del giunto incomincia a scivolare, ed utilizzando la seguente equazione:

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_b}{\log_{10} \left[ \frac{JCS}{\sigma_n} \right]}$$

Il parametro JCS (Joint Wall Compressive Strength) viene determinato mediante prove con il martello di Schmidt.

L'equazione suggerita da Barton per la resistenza al taglio dei giunti scabri indica che 3 sono i fattori che determinano la resistenza al taglio: l'angolo di attrito di base, la componente geometrica del giunto espressa da JRC ed una componente legata alla resistenza del materiale e controllata dal rapporto  $JCS/\sigma_n$ . Sulla base di un esteso esame di prove effettuate su giunti, Barton e Bandis (1982) hanno inoltre proposto le seguenti correzioni di scala per i valori di JRC e JCS:

$$JRC_n = JRC_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.02 \cdot JRC_0}$$

$$JCS_n = JCS_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.03 \cdot JRC_0}$$

dove  $JRC_0$ ,  $JCS_0$  e  $L_0$  (lunghezza) si riferiscono a campioni di laboratorio delle dimensioni di 100 mm mentre  $JRC_n$ ,  $JCS_n$  e  $L_n$  si riferiscono alle dimensioni dei blocchi in sito.

#### 6.4 Argille consistenti

I terreni a grana fine, le argille consistenti e più in generale le rocce tenere di origine sedimentaria costituiscono i materiali presenti in maniera predominante sulla superficie della terra e pertanto

rappresentano un'importante significato dal punto di vista ingegneristico. Inoltre le argille consistenti affiorano, o si rinvencono entro profondità che interessano l'ingegneria civile, in zone molto estese del nostro territorio, in particolare nell'Italia centrale e meridionale. Data la loro complessità vi sono anche numerose differenti opinioni per la loro classificazione e identificazione.

Di seguito si riprende il lavoro condotto da Morgenstern e Eigenbrod (1974) che tuttora risulta estremamente utile come sistema di classificazione propedeutico alla progettazione di gallerie da scavare in tali materiali. Innanzitutto i terreni argillosi consistenti possono essere distinti dalle rocce tenere con un criterio di tipo generale del tutto simile a quello che si adotta per distinguere le rocce, propriamente dette, o rocce lapidee, dalle terre o rocce sciolte. Le prime, come noto, sono caratterizzate da una coesione che non perdono con l'immersione, anche prolungata, in acqua, in assenza di sforzi applicati. In questo caso i legami di coesione che, resistendo all'immersione, identificano una roccia lapidea non sono quelli che derivano dalle proprietà naturali specifiche dei minerali argillosi.

Le ricerche condotte da Morgenstern e Eigenbrod (1974) hanno evidenziato gli effetti prodotti dall'immersione in acqua, più o meno prolungata, continua o ripetuta ciclicamente in alternanza a fasi di essiccamento, confermando l'esistenza di correlazioni tra questi effetti e diverse proprietà fisiche dei terreni. Si è constatata la possibilità di identificare con prove di immersione e rigonfiamento alcuni importanti caratteri fisici dei terreni coesivi consistenti e delle rocce tenere, e la sostanziale validità oggettiva dei criteri di classificazione che si basano sugli effetti dell'imbibizione.

Prescindendo dalle rocce francamente lapidee, nelle quali i legami che conferiscono la coesione e la continuità sono di tipo forte o primario (legami ionici o covalenti), si può dire che per i materiali di più incerta classificazione, formati da granuli di natura, forma e dimensioni diverse legati debolmente, la natura delle forze di coesione, identificata con il semplice criterio della resistenza all'immersione, costituisce un razionale criterio di differenziazione. Una prolungata immersione in acqua, o ancor più una ripetizione ciclica di fasi d'imbibizione ed essiccamento, influenza fortemente la coesione quando è dovuta alle proprietà chimico – fisiche dei minerali argillosi, molto debolmente negli altri casi. Questo criterio permette dunque di distinguere le rocce tenere dai terreni argillosi consistenti. Esso rende possibile, ad esempio, la distinzione tra un'argilla consistente, perché fortemente sovraconsolidata, e una marna argillosa, resa consistente da un cemento calcareo, oppure tra una sabbia argillosa e un'arenaria debolmente cementata.

Le prove di imbibizione ciclica condotte da Morgenstern e Eigenbrod sono state effettuate su numerosi campioni sottoposti a cicli di essiccamento ed imbibizione determinando alla fine di ogni ciclo il valore del contenuto di acqua (rapporto fra il peso dell'acqua e il peso delle particelle). A questo riguardo per determinare il contenuto di acqua all'equilibrio è stato sufficiente determinare il peso alla fine del processo di imbibizione. In generale il processo di essiccamento durava circa 5

giorni e quello di imbibizione dai 4 ai 10 giorni. I valori del contenuto di acqua all'equilibrio dopo ogni fase di imbibizione tendono ad aumentare dopo ogni ciclo di essiccamento ed imbibizione fino a raggiungere un valore massimo,  $w_s$ , dopo un numero di cicli compreso fra 6 e 12. Dalle prove si nota che si ha un incremento lineare del valore di  $w_s$ , con il valore del limite liquido,  $w_L$ , del materiale sottoposto a prova.

Per ogni ciclo di essiccazione ed imbibizione si può determinare l'indice di liquidità nella seguente maniera:

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p}$$

dove:

$w$  = contenuto d'acqua finale dopo ogni ciclo di imbibizione

$w_p$  = limite plastico

$I_p$  = indice di plasticità

Riguardo all'indice di liquidità, esso dà un'idea delle consistenza di un deposito, in quanto mette in relazione il valore di  $w$  ai due limiti  $w_p$  (limite plastico) e  $w_L$  (limite liquido). Un deposito che presenti  $w$  prossimo a  $w_L$  (valore di  $I_L$  che tende all'unità) ha una consistenza più bassa di un deposito con  $w$  prossimo a  $w_p$  (valore di  $I_L$  che tende a zero).

Se si riportano i valori di  $I_L$  in funzione della radice quadrata del numero di cicli di essiccazione ed imbibizione si ottiene una curva dalla quale la velocità di disgregazione è data dalla pendenza a tale curva.

Pertanto la velocità di disgregazione iniziale è data dalla variazione dell'indice di liquidità  $I_L$ , durante il primo ciclo di essiccazione ed imbibizione:

$$\Delta I_{LI} = I_{LI} - I_{L0}$$

E' stata trovata inoltre una correlazione fra tale valore  $\Delta I_{LI}$  ricavato per una immersione del campione della durata di 2 ore e il limite liquido  $w_L$ .

Sulla base dei valori del limite di liquidità  $w_L$  e delle variazioni dell'indice di liquidità  $\Delta I_{LI}$  prodotte da una prova di imbibizione ciclica, Morgenstern e Eigenbrod (1974) hanno proposto la seguente classificazione che suddivide le argille consistenti e le rocce argillitiche secondo i seguenti gruppi:

(1) disgregazione lenta per materiali caratterizzati da un valore di  $\Delta I_L < 0.75$  (questi materiali si disgregano in una massa di grani da fini a grossolani); (2) disgregazione veloce:  $0.75 < \Delta I_L < 1.25$

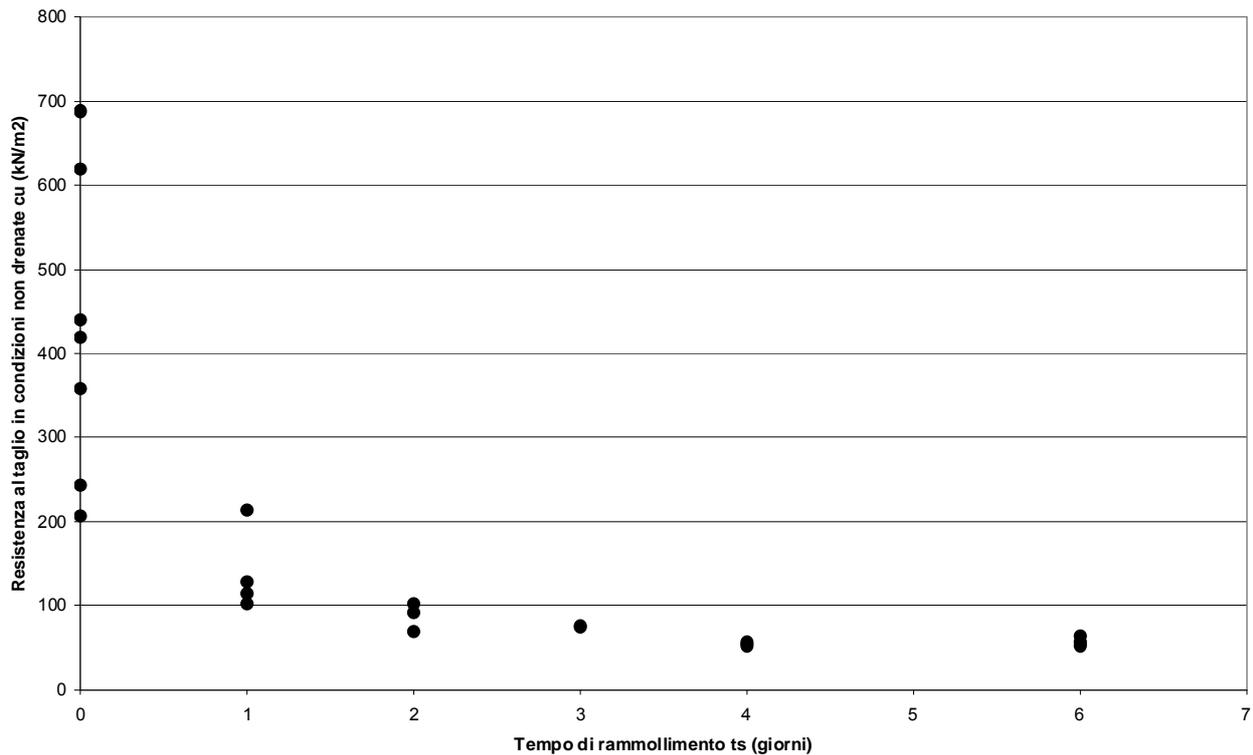
(questi materiali si disintegrano in una argilla omogenea tenera), e (3) disgregazione molto veloce: materiali con  $\Delta I_L > 1.25$  (questi materiali si disintegrano in una massa omogenea molto tenera).

La seguente Tabella 6.1 riepiloga sia l'ammontare della disgregazione sia la velocità della disgregazione relativamente alla classificazione di Morgenstern e Eigenbrod (1974) in termini di caratteristiche di disgregazione (slaking).

		Disgregazione				
		Molto bassa VL $w_L < 20$	Bassa L $20 < w_L < 50$	Media M $50 < w_L < 90$	Alta H $90 < w_L < 140$	Molto alta VH $w_L > 140$
Velocità di disgregazione (2h di immersione in acqua)	Lenta S $\Delta I_L < 0.75$	VL S	L S	M S	H S	VH S
	Veloce F $0.75 < \Delta I_L < 1.25$	VL F	L F	M F	H F	VH F
	Molto veloce VF $\Delta I_L > 1.25$	VL VF	L VF	M VF	H VF	VH VF

**Tabella 6.1** Classificazione in termini di caratteristiche di disgregazione (slaking) (Morgenstern e Eigenbrod, 1974).

Sono state infine effettuate delle prove di compressione valutando l'influenza sul materiale del rammollimento causato dall'immersione nell'acqua. A questo riguardo sono stati sottoposti a prove dei campioni sia con il loro contenuto naturale di acqua sia campioni lasciati immersi in acqua distillata per differenti periodi di tempo. Per ciascun materiale la resistenza al taglio in condizioni non drenate,  $c_u$ , è stata riportata su un grafico in funzione del tempo di rammollimento ovvero del tempo,  $t_s$ , nel quale il campione è risultato immerso nell'acqua. Nella seguente Figura 6.5 è riportato un esempio di valori ricavati da tali prove.



**Figura 6.5** Resistenza al taglio in condizioni non drenate in funzione del tempo di rammollimento.

Come si può notare anche dalla Figura 6.5, tutti i materiali mostrano una diminuzione della resistenza all'aumentare del tempo di impregnazione in acqua, raggiungendo un valore finale di resistenza relativa al materiale completamente rammollito, indicata con  $c_{uf}$ . Se i valori di resistenza ricavati ad ogni ciclo di impregnazione vengono normalizzati al valore di resistenza iniziale,  $c_{u0}$ , e tale valore,  $c_{uf}/c_{u0}$ , è riportato in uno grafico in funzione del logaritmo del tempo si può valutare la velocità di rammollimento del materiale. Sulla base del tempo necessario a raggiungere il completo rammollimento del materiale si può fare la prima seguente distinzione: (1) materiali che raggiungono la resistenza minima di completo rammollimento in un tempo superiore ad 1 mese; (2) entro alcuni giorni; e (3) entro alcune ore.

Sulla base invece di una perdita di resistenza del 50%, tali materiali possono essere suddivisi in: (1) quelli che non perdono mai più del 50% della loro resistenza originaria; (2) quelli che perdono il 50% della loro resistenza originaria entro alcuni giorni; quelli che perdono il 50% della loro resistenza originaria entro alcune ore. Una buona correlazione è stata trovata tra il valore di  $c_{uf}/c_{u0}$  e la resistenza iniziale  $c_{u0}$ . Sulla base di tali risultati Morgenstern e Eigenbrod (1974) hanno trovato che materiali teneri (caratterizzati da un valore di  $c_{u0} < 1800 \text{ kN/m}^2$ ) hanno mostrato perdita di resistenza (coesione non drenata) superiore al 60% e, invece, materiali duri (caratterizzati da un

valore di  $c_{u0} > 1800 \text{ kN/m}^2$ ) hanno indicato perdite di resistenza inferiori al 40%. Conseguentemente i due citati autori hanno differenziato due gruppi di materiali per quanto concerne l'ammontare della variazione della coesione non drenata per effetto di impregnazione in acqua: (1) materiali che non perdono più del 40% della loro resistenza originaria; e (2) materiali che perdono più del 60% della loro resistenza originaria.

Morgenstern e Eigenbrod (1974) hanno quindi proposto la seguente classificazione (Figura 6.6), basata sulla resistenza al taglio non drenata.

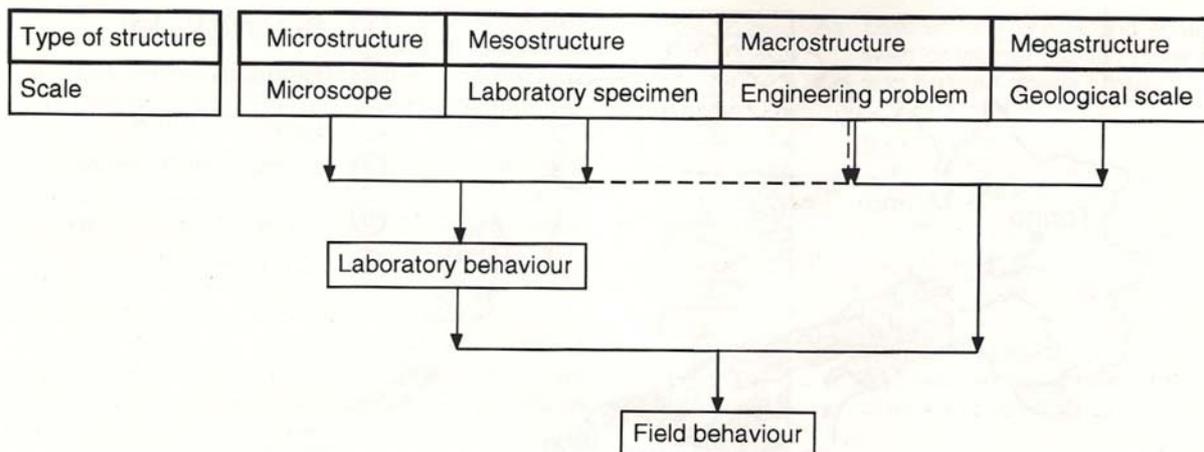
(1) Argilliti (se il limite liquido  $w_L$  è maggiore o uguale al 50%) o Siltiti (se il limite liquido  $w_L$  è inferiore al 50%) se la coesione non drenata allo stato naturale  $c_{u0}$  è superiore a 1.8 MPa e se la variazione della coesione non drenata per effetto di impregnazione in acqua,  $\Delta c_{u0}$ , è inferiore al 40%.

(2) Argille se la coesione non drenata allo stato naturale  $c_{u0}$  è inferiore a 1.8 MPa e se la variazione della coesione non drenata per effetto di impregnazione in acqua,  $\Delta c_{u0}$ , è superiore al 40%. Inoltre le argille si possono a sua volta suddividere in argille molto dure se il tempo,  $t_{50}$ , per una riduzione del 50% della coesione non drenata è di qualche giorno, argille dure se il valore di  $t_{50}$  è di qualche ora, argille molto soffici o soffici (materiale molle) se il valore di  $t_{50}$  è inferiore ad un ora.

Molti autori hanno inoltre tentato di definire un confine tra le rocce tenere e le argille consistenti. Il valore della resistenza a compressione assunto per separare le rocce tenere dai terreni consistenti è compreso fra 2 e 5 MPa. Si può osservare che un terreno argilloso fortemente sovraconsolidato può avere una resistenza a compressione non molto minore di quella di un tufo tenero, di un granito alterato, o di una roccia residuale di qualsiasi natura. Pertanto non è infrequente il caso in cui terre consistenti vengano considerate rocce tenere ed a loro assimilate sotto il profilo tecnico, nei problemi costruttivi. Del resto la dizione roccia tenera è generica e non trova riscontro nei più diffusi sistemi di classificazione geotecnica delle rocce (Kirkaldie, 1988).

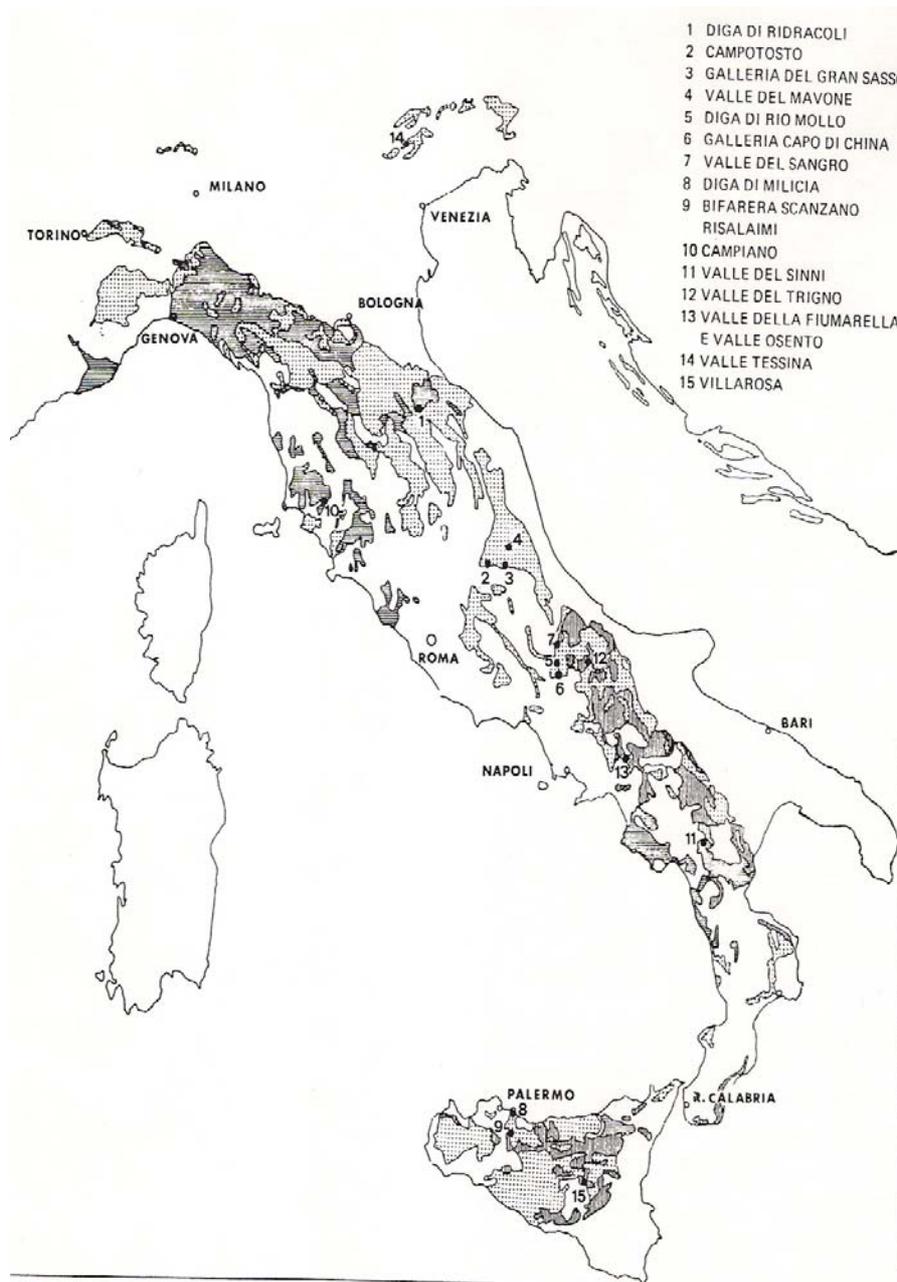


- Microstruttura, che riguarda la distribuzione delle particelle di terreno e dei vuoti oltre che i legami tra le particelle: nel caso di terreni a grana fine, può essere studiata solo con il microscopio.
- Mesostruttura, riferita alla dimensione dei campioni di laboratorio (dai centimetri ai decimetri); essa include fessure, lamine o lenti di terreni con differente granulometria, piccoli elementi lapidei, frammenti consistenti della formazione argillosa originaria mescolati con una matrice ammorbidita, etc.
- Macrostruttura, riferita alla scala della maggioranza delle opere di ingegneria (dai metri alle decine di metri), nella quale rientrano piani di stratificazione, giunti ed eterogeneità maggiori.
- Megastruttura, tipica dei problemi ingegneristici di maggiore impegno (dalle decine di metri ai chilometri); a tale scala deve essere considerata l'influenza di faglie, pieghe ed altre strutture geologiche.



**Figura 6.7** Relazione tra struttura e comportamento del materiale (D'Elia et al., 1998).

Per quanto concerne le formazioni strutturalmente complesse, da un punto di vista geologico si può parlare di formazioni torbiditiche. Le torbiditi sono sedimenti marini di mare profondo, trasportati ed accumulati, principalmente per mezzo di correnti di torbida, al piede della scarpata continentale, dove formano ampi conoidi allo sbocco di canali e canyons incisi nella scarpata stessa. Le formazioni torbiditiche sono fra quelle di più ampia estensione in affioramento in Italia; esse occupano vasti territori della penisola, lungo tutta la catena appenninica, e nella parte centrale e occidentale della Sicilia. Affioramenti di limitata estensione sono presenti anche lungo le pendici meridionali delle Alpi (Figura 6.8) al bordo della pianura padana.



**Figura 6.8** Distribuzione areale delle formazioni torbiditiche in Italia (A.G.I., 1979).

Le caratteristiche litologiche d'insieme delle formazioni torbiditiche variano fortemente, da un bacino all'altro, in funzione di: 1) forma e dimensione del bacino, 2) durata delle condizioni di bacino subsidente; 3) velocità di subsidenza; 4) natura e granulometria dell'apporto terrigeno. Anche nell'ambito del singolo bacino può esistere una certa variabilità litologica in funzione della collocazione dei sedimenti all'interno delle conoidi e della distanza dell'apporto terrigeno dai luoghi di provenienza. Si tratta, in ogni caso, di formazioni sedimentarie di grande estensione e di notevole spessore, non di rado dell'ordine di alcune migliaia di metri. A prescindere dalle differenze nelle caratteristiche litologiche d'insieme e nelle dimensioni raggiunte dalle singole formazioni, esse

presentano di regola alcuni caratteri strutturali comuni: stratificazione gradata; alternanza di strati di materiali detritici a grana fina con strati di materiali a grana grossa, presenza di intercalazioni di materiali con struttura caotica ("slumping", frane sottomarine, olistostromi, ecc.). Inoltre, la giacitura e la struttura originaria di queste formazioni, già diagenizzate, sono state profondamente modificate dalle deformazioni tettoniche successive alla loro messa in posto tanto da risultare, in taluni casi, irriconoscibili. Proprio per la loro composizione litologica e per la loro storia, le formazioni torbiditiche non sono facilmente classificabili dal punto di vista geotecnico e, pertanto, proprio per questo sono state convenzionalmente annoverate tra le "formazioni strutturalmente complesse". Un quadro sinottico delle caratteristiche geotecniche delle più importanti formazioni torbiditiche italiane è stato presentato dall'A.G.I. al IV Congresso Internazionale di Meccanica delle Rocce a Montreux nel 1979 (A.G.I., 1979).

La classificazione adottata distingueva tre gruppi principali di formazioni torbiditiche, per le quali si avevano prove in laboratorio ed in sito, sulla base delle loro caratteristiche litologiche e della complessità strutturale (Tabella 6.2). Tali gruppi sono: 1) Formazioni arenaceo – pelitiche; 2) Formazioni calcareo – pelitiche e 3) Formazioni pelitiche.

	Formazioni arenaceo – pelitiche	Formazione calcareo – pelitiche	Formazioni pelitiche
Età	Oligogene – Miocene	Cretacico – Eocene	Cretacico medio – Oligocene inferiore
Nome della formazione	"Macigno", "Marnoso-arenacea", "Laga", "Numidica"	"Scisti a Palombini", "Crete Nere"	Scisti argillosi variegati, Argille varicolori, "Argille scagliose"
Storia geologica	Depositi di geosinclinale in genere considerati autoctoni	Depositi di geosinclinale generalmente considerati alloctoni	
Litologia	Alternanza di arenarie a grana da grossa a fina ed argilliti marnose in strati di vario spessore	Prevalentemente marne e calcari marnosi con argilliti; scarse arenarie (max. 30%)	Argille e scisti argillosi da induriti a molto duri con qualche intercalazione di calcari marnosi; presenza di blocchi esotici (olistoliti) di grosse dimensioni
Principali caratteristiche strutturali	Strutture in genere ordinate, talvolta con zone disordinate per	Ampie aree ordinate entro le quali sono presenti zone	Melange di scaglie argillose e frammenti di rocce; si possono

	fenomeni sin sedimentari (slumping, piccole frane sottomarine) o per deformazioni tettoniche; olistostromi di formazioni calcareo – pelitiche o pelitiche	disordinate (slumping-boudinage, ecc.) o caotiche (strutture sin sedimentarie, da colamento, o da traslazione di false)	trovare sporadiche zone ordinate dove la formazione è estremamente frantumata
Complessità geotecnica (si vedano le figure 6.11 e 6.12)	B1 – A1; localmente B2-A2	Da B1 a B3	B3 (B2)

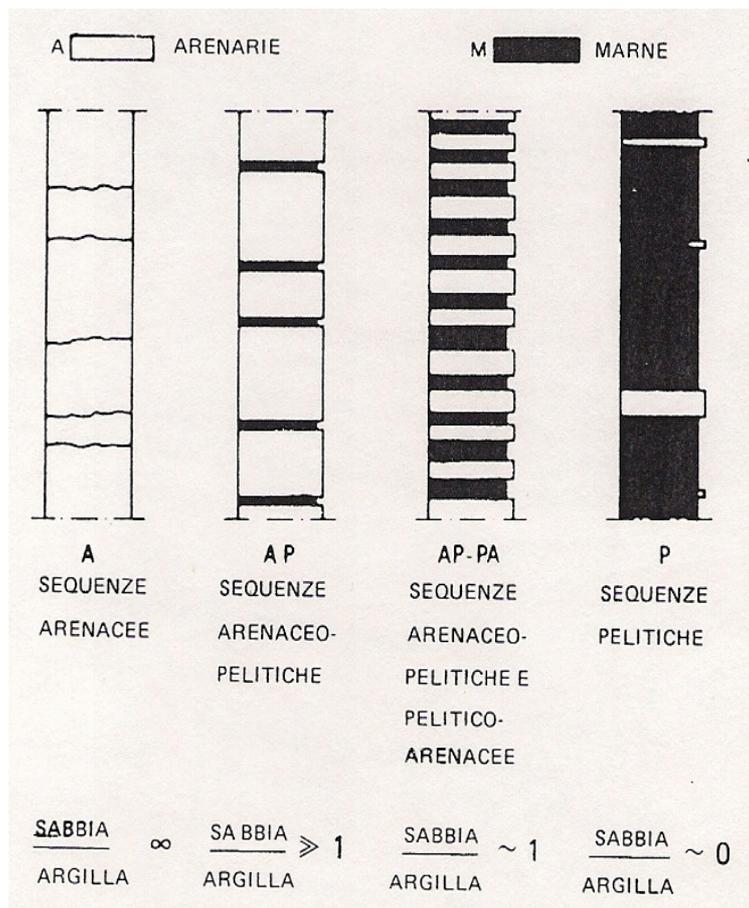
**Tabella 6.2** Caratteristiche litologiche e complessità strutturale delle formazioni torbiditiche (A.G.I., 1979).

Sulla base di una classificazione proposta da Esu (1977) sono stati definiti alcuni tipi di complessità elementare. I principali fattori di tale complessità sono: processi genetici e diagenetici; processi di deformazione; alterazione chimica e meteorica; presenza di uno o più componenti con caratteristiche meccaniche differenti; e relazioni geometriche più o meno complicate fra i vari componenti. I componenti principali delle torbiditi (strati argillosi, strati litoidi) hanno proprietà meccaniche differenti: il componente argilloso è spesso fissile e con strutture di taglio ed ha una resistenza meccanica bassa; il componente litoide – sia esso un'arenaria, un calcare, o un calcare marnoso – ha invece resistenza meccanica elevata. Le possibili associazioni litologiche di una formazione torbiditica sono basate sul valore del rapporto componente litoide – componente argilloso, facendo riferimento alla sequenza tipica torbiditi arenacee (A) – torbiditi pelitiche (P), come mostrato nella Figura 6.9. Il rapporto A/P è fortemente variabile.

Le associazioni dei due termini A e P non hanno caratteri complessi se mancano strutture secondarie dovute a processi diagenetici o tettonici. Nelle associazioni AP e PA la complessità può essere dovuta soltanto alle diverse caratteristiche meccaniche dei due litotipi.

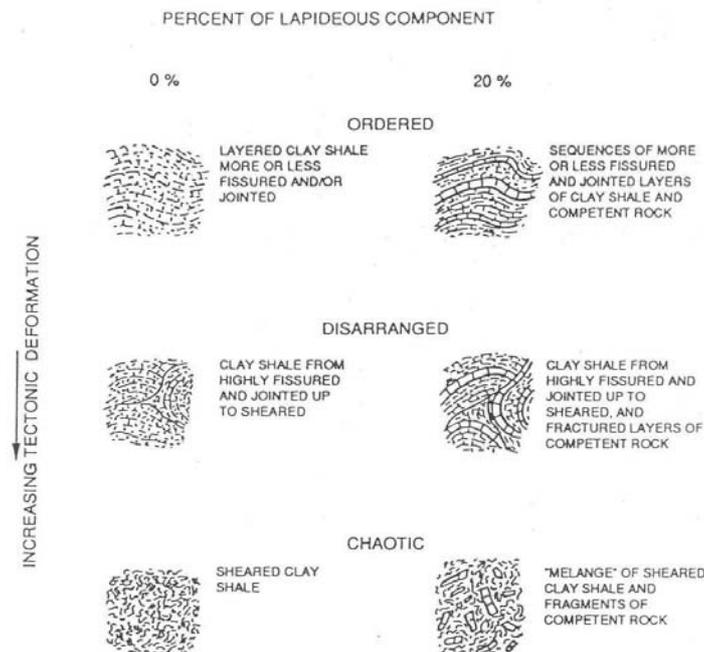
Anche i processi diagenetici hanno un ruolo importante come causa di complessità in quanto il componente pelitico può comportarsi, a seconda della forza dei legami diagenetici, come un'argilla più o meno diagenizzata o come un vero e proprio "argiloscisto" (Morgenstern e Eigenbrod, 1974), oppure, a causa del suo disorientamento, può conferire un comportamento fortemente anisotropo all'intera formazione. Le deformazioni e i movimenti occorsi durante e dopo la sedimentazione della formazione torbiditica possono avere modificato fortemente le strutture originarie e avere creato strutture secondarie (intensa fratturazione, strutture di taglio, ecc.) sovrapposte a quelle originarie. In alcuni casi le deformazioni possono essere state tanto intense da dare luogo ad una massa caotica di materiali argillosi, con strutture di taglio molto nette, nella quale sono dispersi blocchi di materiale litoide. E' da notare che il grado di deformazione tettonica è più elevato nelle formazioni

torbiditiche antiche che in quelle più recenti che sono in genere formazioni arenaceo – pelitiche. La complessità di una formazione torbiditica può aumentare a causa dei processi di alterazione che agiscono sui suoi vari componenti in maniera differente e che possono essere tanto intensi da trasformare la formazione stessa in un terreno omogeneo sciolto o debolmente coesivo.



**Figura 6.9** Classificazione e sequenze arenaceo – pelitiche (da A.G.I., 1979).

La Figura 6.10 ripresa da D’Elia (1991) mostra schematicamente come la struttura di un terreno argilloso “complesso” varia in funzione sia delle deformazioni di origine tettonica a cui è stato sottoposto sia della percentuale della frazione litoide presente.



**Figura 6.10** Caratteristiche strutturali di una formazione strutturalmente complessa in funzione delle deformazioni tettoniche subite e della percentuale di frazione lapidea.

Per le formazioni strutturalmente complesse è stata proposta una apposita classificazione (Esu, 1977) che esclude esplicitamente gli ammassi rocciosi e considera come fattori di complessità l'eterogeneità dei caratteri mineralogici e litologici e l'assetto strutturale dei terreni.

La scala di riferimento è quella significativa ai fini delle applicazioni ed è quindi compresa fra alcuni centimetri, ovvero la scala dell'elemento di volume che viene sottoposto alle prove di laboratorio, ed i metri, che rappresentano la scala di interesse nella maggior parte dei problemi applicativi.

Con riferimento alla Figura 6.11, in base ai caratteri litologici vengono individuati tre gruppi di terreni, suddivisi in ulteriori classi in funzione dell'assetto strutturale d'insieme.

Il primo gruppo (A) comprende materiali a grana fine (argille, argilliti o marne) litologicamente omogenei, caratterizzati dalla presenza di discontinuità sinergiche e strutturali.

La natura e le caratteristiche di queste ultime consentono di individuare due ulteriori classi di terreni. Alla prima classe (A1) appartengono ammassi poco disturbati, caratterizzati da una struttura d'insieme ordinata (le discontinuità più significative, piani di stratificazione e giunti, sono raggruppabili in famiglie). Alla seconda classe (A2) appartengono ammassi sottoposti ad intense sollecitazioni di taglio e perciò suddivisibili in frammenti, o scaglie, centimetrici o decimetrici delimitati da superfici lucide.

Il gruppo B comprende formazioni originariamente costituite da alternanze più o meno regolari di terreni litologicamente eterogenei (strati lapidei e argillosi, argillitici o marnosi).

Vengono individuate tre classi. Alla prima (B1) appartengono terreni con struttura regolare ed ordinata assimilabile a quella delle formazioni tipo A1. I terreni del tipo B2 presentano una struttura disarticolata da cui è ancora riconoscibile l'assetto originario: si tratta di formazioni flyschoidi tettonicamente disturbate. Il tipo B3 comprende formazioni con struttura completamente caoticizzata, quali i Flysch intensamente tettonizzati.

Il terzo gruppo C include terreni litologicamente eterogenei, costituiti da elementi lapidei immersi in una matrice più o meno argillosa. Ad essi appartengono le coltri eluviali e colluviali, i terreni residuali. Si osserva (Picarelli, 1986) che molto spesso per la presenza di deboli legami diagenetici i litotipi costituenti le formazioni in oggetto sono dotati di caratteristiche intermedie tra le terre e le rocce. Si tratta quindi di "quasi rocce" (D'Elia ed Esu, 1974) a struttura "instabile" che per effetti vari (cicli di essiccamento – imbibizione ovvero di gelo – disgelo, variazioni di stato tensionale, alterazione, ecc.) in tempi relativamente rapidi possono deteriorarsi passando allo stato di rocce sciolte: è questa una ulteriore forma di "complessità" in cui il tempo gioca un ruolo essenziale. E' il tipico caso delle marne e delle argilliti e di alcuni tipi di arenarie e di conglomerati.

Gli effetti della degradazione sono più evidenti in corrispondenza degli strati più superficiali (coltri di alterazione, che a volte presentano spessori notevoli) o in prossimità delle discontinuità aperte che interessano in profondità l'ammasso.

Si osserva infine che nell'ambito di numerosi affioramenti (specie di terreni tipo B) può verificarsi una notevole variabilità puntuale delle caratteristiche di plasticità ed attività, oltre che della granulometria, con evidenti implicazioni sulle proprietà meccaniche, e soprattutto sulla resistenza al taglio.

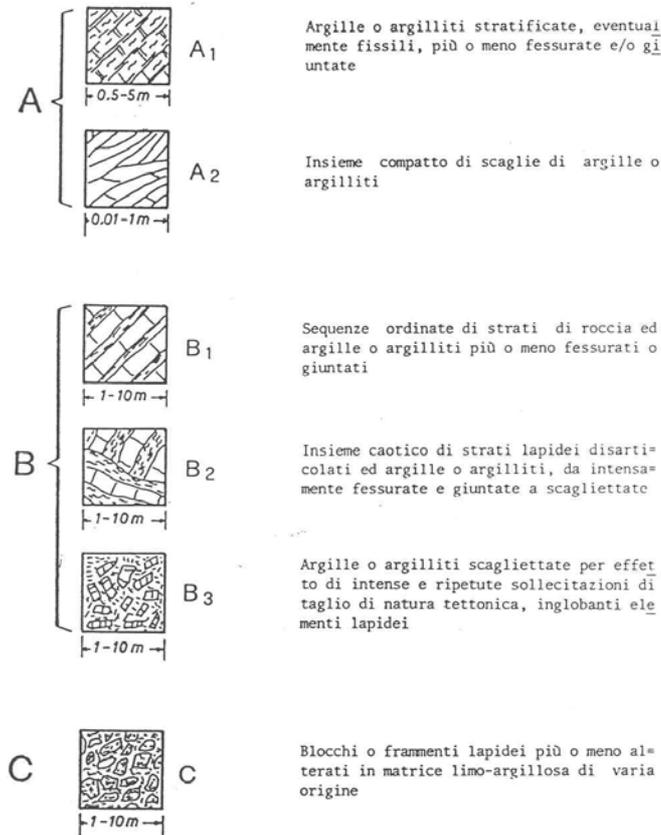


Figura 6.11 Classificazione dei terreni strutturalmente complessi (Esu, 1977).

L'A.G.I. (1979) ha fatto propria la classificazione proposta da Esu (1977) e nella Figura 6.12 viene riprodotta quella pubblicata dall'AGI che presenta solo una maggiore descrizione per ogni gruppo e classe rispetto a quella riportata nella Figura 6.11.

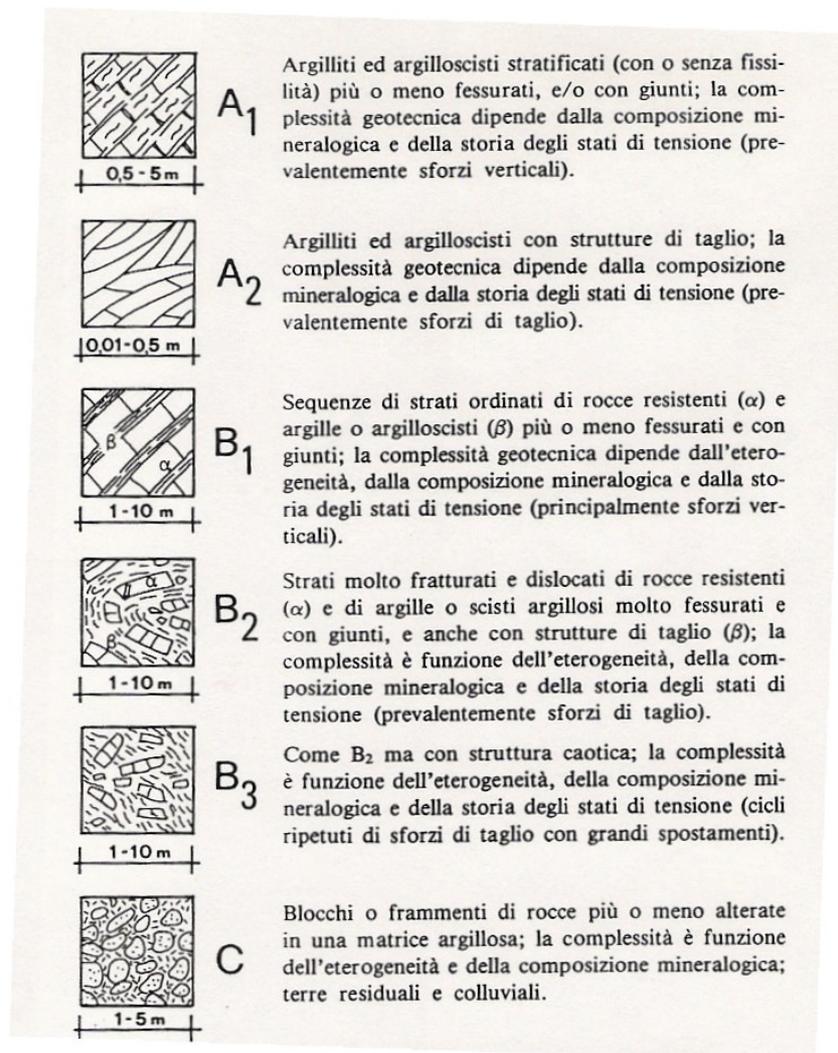


Figura 6.12 Tipi di complessità elementari (da A.G.I., 1979).

## 6.6 L'impiego dell'indice GSI

L'indice GSI (Geological Strength Index) è stato introdotto da Hoek, Kaiser e Bawden (1995) e Hoek e Brown (1997). A partire dal 1998, Hoek e Marinos occupandosi degli incredibilmente difficili terreni incontrati in Grecia durante lo scavo di importanti gallerie hanno sviluppato il sistema di classificazione GSI nella attuale forma per includere ammassi rocciosi particolarmente scadenti (Figura 6.13) (Hoek et al. 1998; Marinos ed Hoek 2000, 2001).

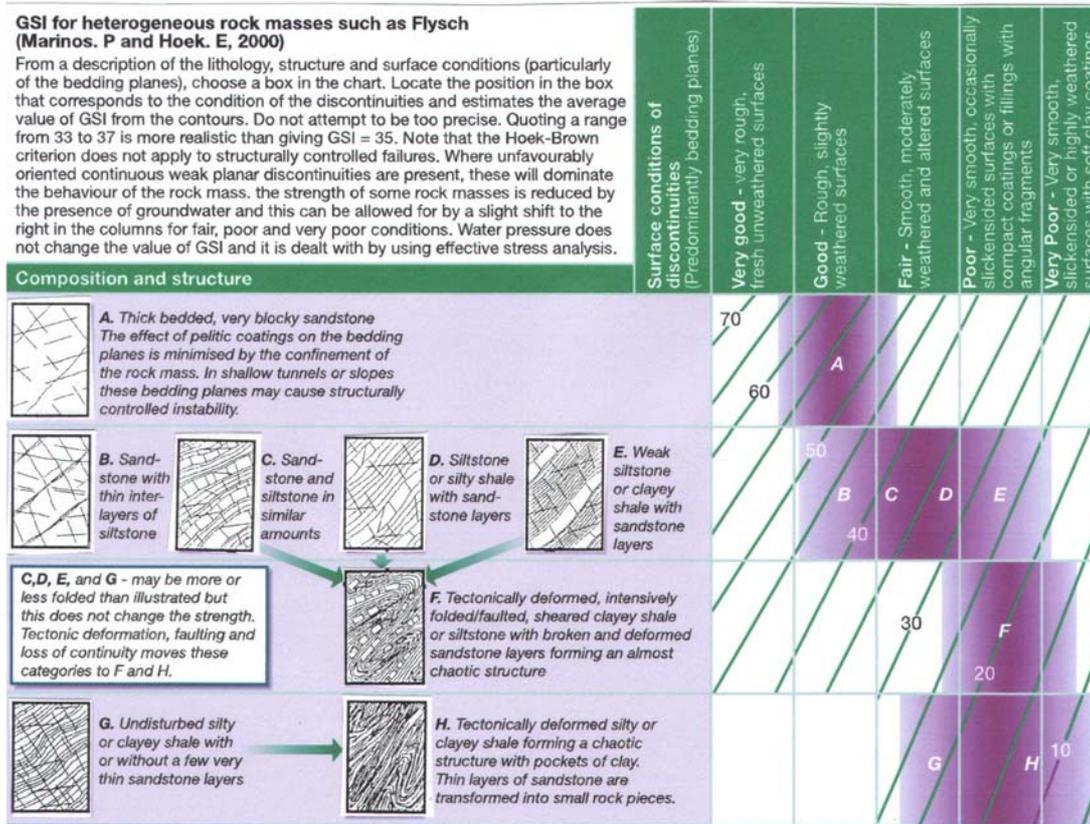
**GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)**  
 From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.

STRUCTURE	DECREASING SURFACE QUALITY →	VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
 INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90				N/A	N/A
 BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80					
 VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70					
 BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60					
 DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50					
 LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	40					
	30					
	20					
	10					
	N/A	N/A				

DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓

**Figura 6.13** Sistema di classificazione GSI (Geological Strength Index) nell'ultima versione di Hoek e Marinos (2000).

Successivamente, il sistema di classificazione GSI è stato esteso da Hoek, Marinos e Benissi (1998) alle formazioni strutturalmente complesse (formazioni flyschoidi). Marinos ed Hoek (2000) hanno messo a punto una apposita carta per stimare il valore di GSI in formazioni rocciose eterogenee quali i Flysch. Tale carta è riprodotta nella Figura 6.14.



**Figura 6.14** Stima del valore di GSI (Geological Strength Index) per ammassi rocciosi eterogenei come i Flysch.

Riuscendo a definire un valore di GSI anche per formazioni rocciose estremamente eterogenee come le formazioni strutturalmente complesse è possibile ricavare le proprietà meccaniche adottando, come per i restanti ammassi rocciosi, il criterio di rottura di Hoek-Brown. Come noto per applicare tale criterio di rottura, occorre assumere il valore della resistenza a compressione  $\sigma_{ci}$  ed il valore del parametro  $m_i$  della matrice rocciosa "intatta". Tale aspetto è anch'esso particolarmente complesso a causa della eterogeneità delle formazioni strutturalmente complesse come i Flysch. Come gli strati di arenaria sono usualmente separati dagli strati meno resistenti di siltiti e argilliti occorre tenere conto di tale alternanza assumendo un valore intermedio fra la resistenza dei soli strati di arenaria (scelta non cautelativa per la valutazione della resistenza complessiva dell'ammasso roccioso) e quello dei soli strati di siltiti e/o argilliti di caratteristiche geotecniche di gran lunga inferiori (scelta troppo cautelativa nei confronti della valutazione della resistenza complessiva dell'ammasso roccioso). Con riferimento alla tabella di Figura 6.15, gli Autori propongono di assumere per le proprietà della roccia intatta un valore "pesato" in funzione dei diversi tipi di ammassi rocciosi strutturalmente complessi come i Flysch, indicati nella precedente Figura 6.14.

Flysch type (see Table 3)	Proportions of values for each rock type to be included in rock mass property determination
A and B	Use values for sandstone beds
C	Reduce sandstone values by 20% and use full values for siltstone
D	Reduce sandstone values by 40% and use full values for siltstone
E	Reduce sandstone values by 40% and use full values for siltstone
F	Reduce sandstone values by 60% and use full values for siltstone
G	Use values for siltstone or shale
H	Use values for siltstone or shale

**Figura 6.15** Criteri per la scelta dei valori di  $\sigma_{ci}$  e  $m_i$  per stimare le proprietà geotecniche di ammassi rocciosi eterogenei come i Flysch.

Occorre evidenziare che il sistema di classificazione basato sull'indice GSI è basato sull'assunzione che l'ammasso roccioso contiene un numero sufficiente di discontinuità variamente orientate in maniera tale che l'ammasso roccioso può essere schematizzato con un modello continuo equivalente (ammassi rocciosi fratturati). In altre parole, è chiaro che il sistema di classificazione GSI non dovrebbe essere applicato agli ammassi rocciosi nei quali la risposta dell'ammasso è chiaramente influenzata dall'orientazione di qualche famiglia di discontinuità

Le seguenti Figura 6.16 e Figura 6.17 mostrano valori tipici per quanto concerne le siltiti, le argilliti e gli scisti.

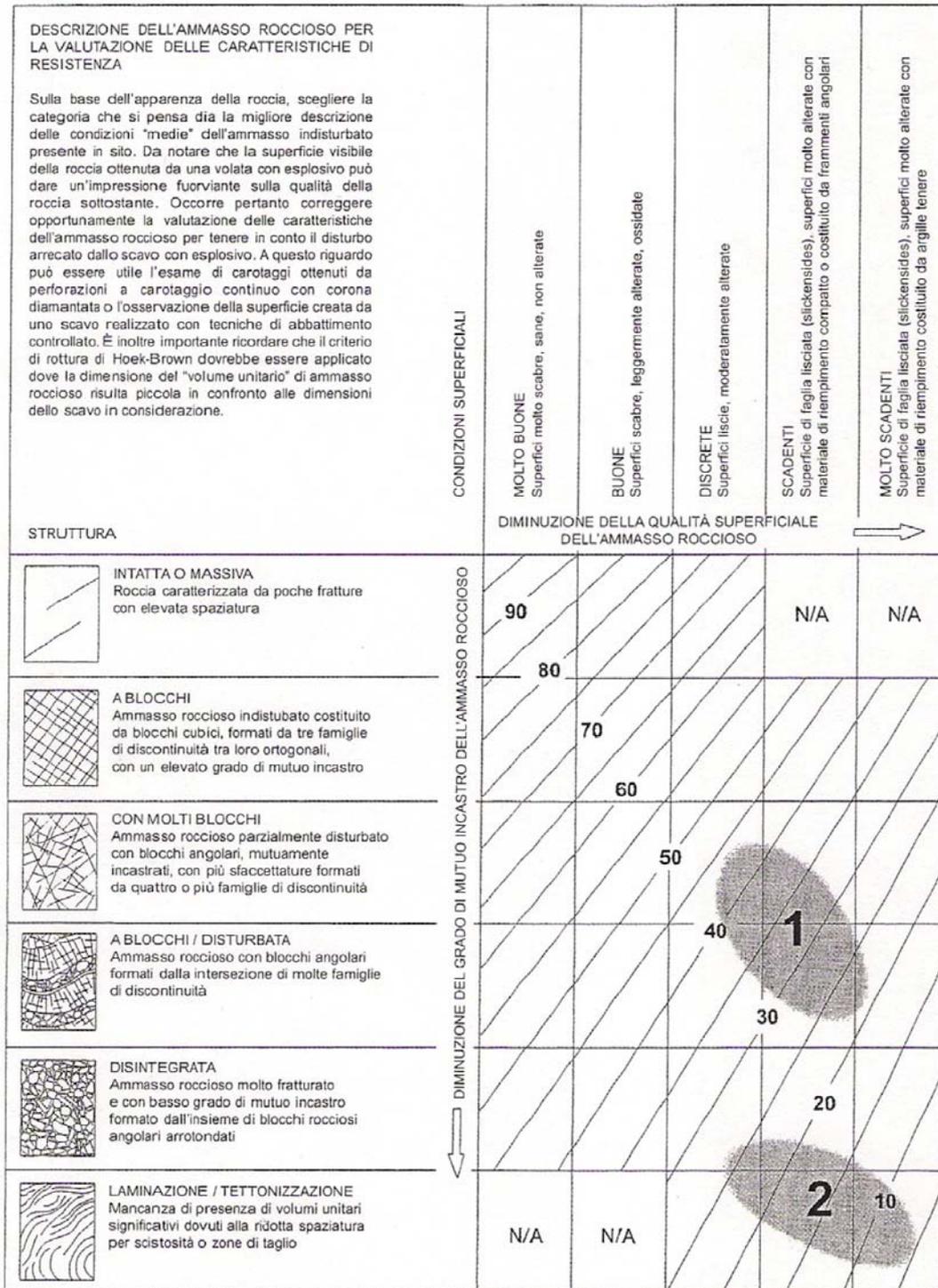
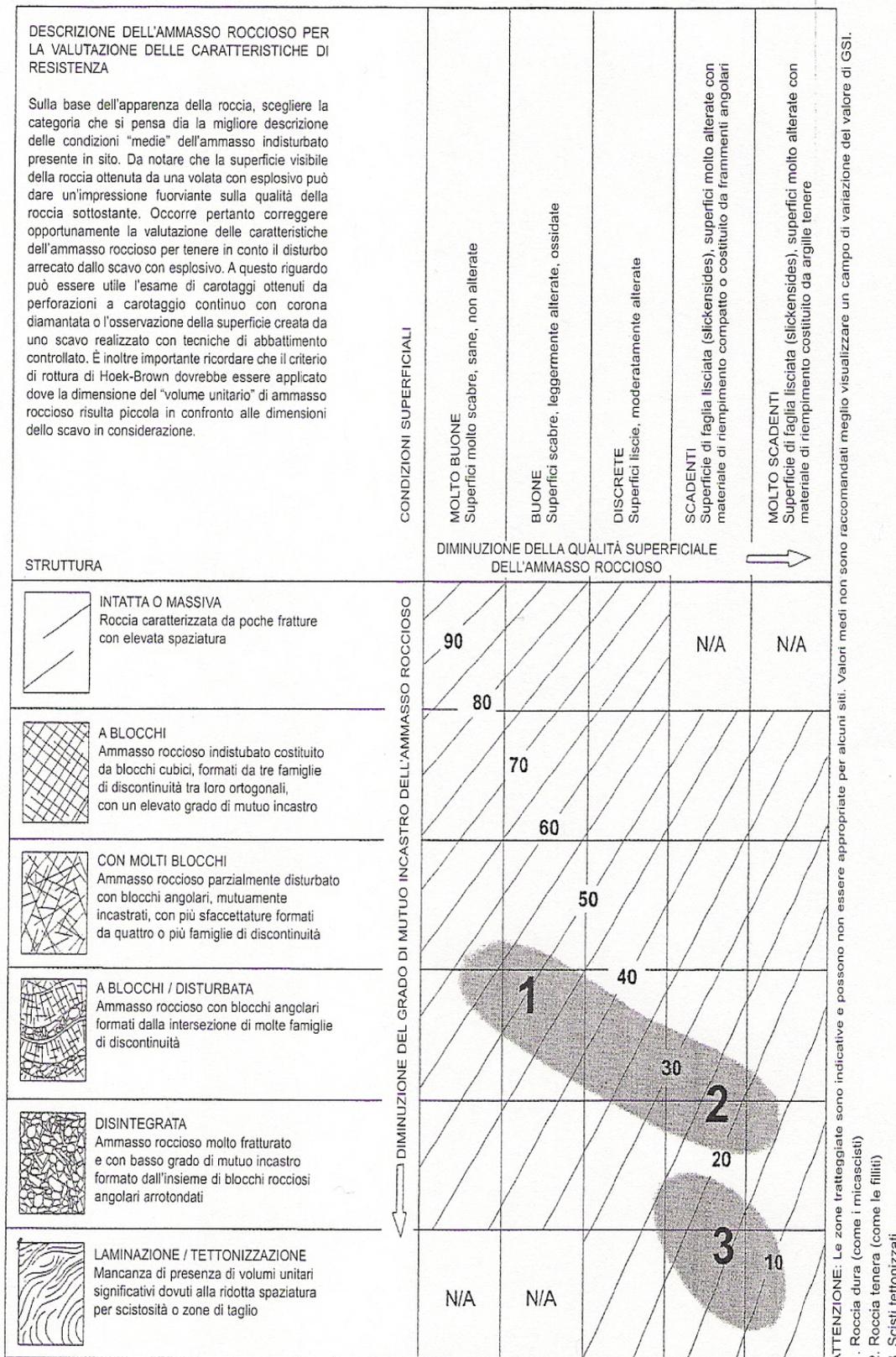


Figura 6.16 Valori tipici di GSI per siltiti, argilliti e scisti argillosi.



**Figura 6.17** Valori tipici di GSI per gli scisti.

## 6.7 Valutazione del modulo di deformabilità

Come noto nella progettazione di un'opera in sotterraneo la deformabilità è riconosciuta come uno dei parametri più importanti nel governare il comportamento geomeccanico degli ammassi rocciosi. Nel precedente Par. 6.2 sono state indicate le espressioni che saranno utilizzate per determinare i valori del modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso (Hoek et al., 2002). L'applicazione di tali espressioni è basata sulla conoscenza del valore della resistenza a compressione monoassiale della matrice rocciosa, ricavata dalle prove di laboratorio, e sul valore dell'indice GSI e del fattore di disturbo D.

Tuttavia e in modo particolare per quanto concerne le argilliti e gli argilloscisti, i valori operativi da utilizzare nelle analisi progettuali si baseranno anche sia sui risultati delle prove dilatometriche sia utilizzando una più recente espressione proposta da Hoek e Diederichs (2006) per il modulo di deformazione.

L'espressione proposta dagli autori per determinare il modulo di deformabilità è la seguente:

$$E_{rm} = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$

dove  $E_i$  è il modulo di deformazione della roccia intatta a sua volta dato dal prodotto del valore di MR per la resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_{ci}$  ( $E_i = MR \sigma_{ci}$ ).

Tale correlazione è stata ricavata dagli autori sulla base di un esteso campione di risultati di prove in sito ed in laboratorio per la determinazione del modulo di deformabilità e gli stessi autori forniscono delle linee guida, riprese dal lavoro di Deere (1968), per quanto concerne il valore da assumere per MR che correla il valore della resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta al modulo di deformabilità della stessa roccia intatta (Figura 6.18).

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 <sup>a</sup> Marls 150-200
		Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400-600	Sparitic limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000
		Evaporites		Gypsum (350) <sup>b</sup>	Anhydrite (350) <sup>b</sup>	
		Organic				Chalk 1000+
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750 <sup>a</sup>	
	Foliated <sup>a</sup>			Schists 250-1100 <sup>a</sup>	Phyllites/Mica Schist 300-800 <sup>a</sup>	Slates 400-600 <sup>a</sup>
Igneous	Plutonic	Light	Granite <sup>c</sup> 300-550 Granodiorite <sup>c</sup> 400-450	Diorite <sup>d</sup> 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal			Porphyries (400) <sup>b</sup>	Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic		Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500) <sup>b</sup>	Tuff 200-400

<sup>a</sup>Highly anisotropic rocks: the value of MR will be significantly different if normal strain and/or loading occurs parallel (high MR) or perpendicular (low MR) to a weakness plane. Uniaxial test loading direction should be equivalent to field application.

<sup>b</sup>No data available, estimated on the basis of geological logic.

<sup>c</sup>Felsic Granitoids: coarse grained or altered (high MR), fined grained (low MR).

**Figura 6.18** Linee guida per la scelta del valore di MR.

Sulla base dei risultati delle prove di laboratorio sarà, inoltre, possibile, per ogni formazione geologica interessata dal progetto, ricavare dei valori di MR e confrontarli con quelli proposti da Deere e riportati nella tabella di Figura 6.18.

## 6.8 Criteri di rottura per mezzi rocciosi continui equivalenti

Come già discusso nel Par. 6.1, quando l'ammasso roccioso può essere rappresentato da un "modello continuo equivalente" è necessario distribuire l'effetto delle discontinuità sull'intero volume di roccia che viene schematizzato, quindi, come un mezzo "omogeneizzato"; le leggi che descrivono il comportamento meccanico e quindi la risposta a perturbazioni di carico o di spostamento, sono caratterizzate da parametri di deformabilità e resistenza globali che saranno definiti sulla base dei criteri esposti nel precedente Par. 6.2.

Sulla base di quanto riportato nel Par. 6.2, vengono contemplati due criteri di resistenza che sono principalmente utilizzati nella meccanica delle rocce per definire lo stato di tensione massimo che l'ammasso può sopportare.

Più precisamente, il primo è il criterio di rottura di Mohr-Coulomb che è espresso, nel piano delle tensioni principali  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , dalla seguente espressione:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot \sigma_3$$

dove  $c$  e  $\phi$  sono, rispettivamente, la coesione e l'angolo di resistenza al taglio della massa rocciosa.

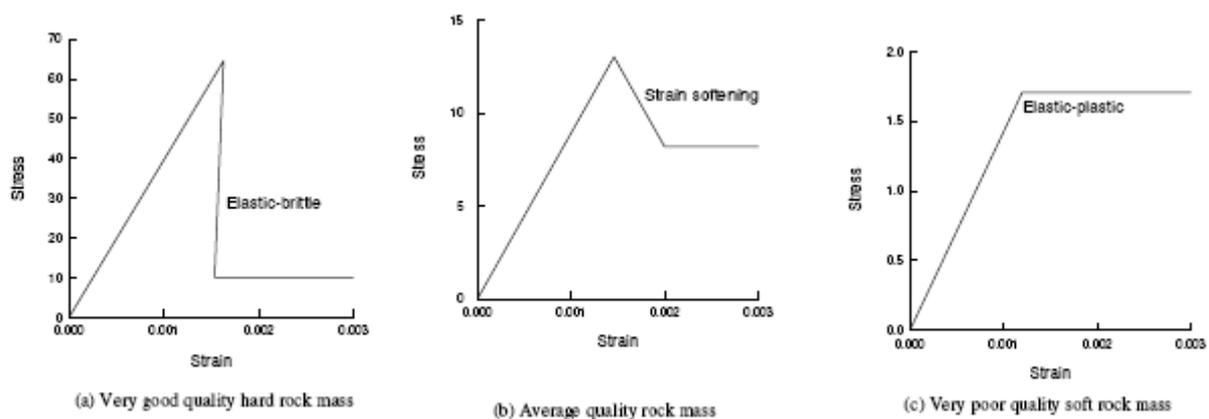
Il secondo è il criterio di rottura non lineare proposto da Hoek e Brown che ne hanno derivato la formulazione da studi di carattere empirico condotti su ammassi rocciosi consistenti ("hard rock"). Tale criterio può essere espresso nella sua forma generalizzata (Hoek et al., 1995), nel piano delle tensioni principali  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , dalla seguente espressione già riportata nel precedente Par. 6.2:

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

Per determinare i parametri caratteristici del criterio di Hoek e Brown devono essere determinate tre proprietà della massa rocciosa: il valore della resistenza a compressione della roccia intatta  $\sigma_c$  attraverso prove di compressione monoassiale, stimato anche eseguendo prove più semplici come il "point load" o tramite il martello di Schmidt; il valore della costante di Hoek – Brown  $m_i$  caratteristica della roccia intatta, definibile attraverso analisi statistiche dei risultati di prove triassiali eseguite su campioni di roccia; il valore di GSI. Poiché nelle analisi numeriche per la progettazione delle gallerie ed opere in sotterraneo si utilizzerà il criterio lineare di Mohr – Coulomb; la coesione e l'angolo di resistenza al taglio saranno stimati linearizzando il criterio di Hoek – Brown secondo le indicazioni riportate nel Par. 6.2.

Relativamente al comportamento post rottura, caratteristico di differenti qualità di ammasso roccioso, Hoek e Brown (1997) suggeriscono che ammassi rocciosi di ottima qualità (ad esempio con valore dell'indice GSI pari a 75) sono caratterizzati da un comportamento elastico – fragile (Figura 6.19a): quando la resistenza massima dell'ammasso roccioso viene raggiunta si ha una improvvisa caduta di resistenza associata ad un significativo effetto di dilatanza del materiale che ha subito la rottura; in rocce di qualità media (indice GSI pari ad esempio a 50) sono caratterizzate nella fase post – picco da un comportamento rammollente (Figura 6.19b) con deformazioni che avvengono con uno stato tensionale costante; ammassi rocciosi di scarsa qualità (GSI pari ad esempio a 30) sono invece caratterizzati da un comportamento elastico – perfettamente plastico (Figura 6.19c) e cioè, raggiunta la resistenza massima, le deformazioni continuano senza variazione dello stato tensionale e di volume (angolo di dilatanza nullo). Come già discusso nel Par.1.3, soprattutto per le formazioni appenniniche interessate dallo scavo delle gallerie, la definizione dei parametri geomeccanici si baserà sulla assunzione di un comportamento elastico – perfettamente plastico almeno che i dati sperimentali (prove in sito e di laboratorio) non forniscano chiaramente indicazioni diverse.

A questo riguardo, poiché l'interpretazione delle prove di laboratorio verrà condotta con il programma RocLab (Rocscience Inc.), i valori delle tensioni triassiali massima e minima a rottura,  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , saranno confrontati con la linea di Mogi che definisce il rapporto fra gli sforzi principali massimo e minimo, in corrispondenza del quale si ha la transizione da una rottura di tipo fragile ad una di tipo duttile. Questa linea è semplicemente definita da Mogi pari a  $\sigma_1/\sigma_3 = 3.4$  e, conseguentemente, se l'involuppo di rottura è situato al di sopra della linea di Mogi, questo indica la possibilità che si possa avere una rottura di tipo fragile, mentre se l'involuppo di rottura è situato al di sotto della linea di Mogi vuol dire che si ha un comportamento a rottura di tipo duttile, comportamento, normalmente, tipico di ammassi rocciosi caratterizzati da valori medio bassi dell'indice GSI.



**Figura 6.19** Alcuni comportamenti post rottura caratteristici di differenti qualità di ammasso roccioso. (a) Ammassi rocciosi di buona qualità; (b) ammassi rocciosi di qualità media; (c) ammassi rocciosi di scarse qualità (Hoek e Brown, 1997).

## 6.9 Linee guida per la caratterizzazione geotecnica

Sulla base dei criteri illustrati nei precedenti paragrafi e dei risultati dello studio geologico e delle indagini geotecniche, lungo il profilo geologico longitudinale della galleria verranno identificate le zone a comportamento geotecnico omogeneo e per ciascuna di tali zone verranno definiti i parametri di resistenza e deformabilità per la progettazione della galleria.

A questo scopo verrà adottato il criterio di resistenza di Hoek & Brown, nella versione più recente del criterio, descritta in Hoek et al. (2002), nella quale è stato introdotto il coefficiente di disturbo  $D$  nel calcolo delle costanti  $s$  e  $m_b$ .

Il valore dell'indice GSI verrà inoltre definito sulla base delle indicazioni riportate nel precedente Par. 6.6, in funzione della natura della formazione geologica analizzata. In ogni relazione geotecnica, a conclusione di tale processo relativo alla caratterizzazione geotecnica dell'ammasso roccioso

verranno riportati i seguenti grafici, realizzati con apposito foglio Excel (si veda la Figura 6.20), nel quale sono state implementate le formulazioni del criterio di resistenza di Hoek & Brown, al fine di permettere di apprezzare l'andamento dei parametri di resistenza e deformabilità in funzione delle coperture della galleria e delle diverse zone geotecnicamente omogenee (sulla base dei valori di GSI, della resistenza a compressione monoassiale e del valore di  $m_i$  valido per la roccia intatta):

- andamento delle coperture analizzate (Figura 6.21);
- coesione dell'ammasso roccioso (Figura 6.22);
- angolo di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso (Figura 6.23);
- resistenza a compressione monoassiale globale dell'ammasso roccioso  $\sigma'_{cm}$  (Figura 6.24);
- modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso (Figura 6.25).

Progressiva	Arenaria 80		Marna 50		Arenaria 30		Marna 20		GSI	D	mb	s	a	at	ac	acm	Em	σ3max	σ3n	c'	φ'	ε
	Capetatura (m)	Sondaggi di riferimento	γ (kNm3)	σ0 (MPa)	γ (%)	Marna (%)	σci (MPa)	ms (MPa)														
433.82	7	S6	25	0.18	30	70	59	8.91	15	0.7	0.083	4.47E-06	0.561	-0.003	0.069	1.479	665.79	0.09	0.00	0.023	39.47	0.00
458.82	10.5	S6	25	0.26	30	70	59	8.91	15	0.7	0.083	4.47E-06	0.561	-0.003	0.069	1.479	665.79	0.14	0.00	0.030	36.68	0.01
483.82	16	S6	25	0.40	30	70	59	8.91	15	0.7	0.083	4.47E-06	0.561	-0.003	0.069	1.479	665.79	0.20	0.00	0.038	33.76	0.01
508.82	22.5	S6	25	0.58	30	70	59	8.91	15	0.7	0.083	4.47E-06	0.561	-0.003	0.069	1.479	665.79	0.28	0.00	0.047	31.41	0.03
533.82	27	S3	25	0.68	30	70	59	8.91	17	0.7	0.093	5.97E-06	0.553	-0.004	0.076	1.660	747.03	0.33	0.01	0.059	32.00	0.03
558.82	30	S3	25	0.75	30	70	59	8.91	17	0.7	0.093	5.97E-06	0.553	-0.004	0.076	1.660	747.03	0.37	0.01	0.063	31.27	0.04
583.82	33.5	S3	25	0.81	30	70	59	8.91	17	0.7	0.093	5.97E-06	0.553	-0.004	0.076	1.660	747.03	0.40	0.01	0.067	30.71	0.05
608.82	36	S3	25	0.86	30	70	59	8.91	17	0.7	0.093	5.97E-06	0.553	-0.004	0.076	1.660	747.03	0.43	0.01	0.070	30.20	0.06
633.82	38.5	S3	25	0.90	30	70	59	8.91	17	0.7	0.093	5.97E-06	0.553	-0.004	0.076	1.660	747.03	0.47	0.01	0.074	29.55	0.07
658.82	42.5	S3	25	1.06	30	70	59	8.91	17	0.7	0.093	5.97E-06	0.553	-0.004	0.076	1.660	747.03	0.51	0.01	0.079	28.87	0.08
683.82	47	S3	25	1.19	30	70	59	8.91	20	0.7	0.110	9.22E-06	0.544	-0.005	0.108	1.945	887.85	0.57	0.01	0.088	30.57	0.07
708.82	52	S3	25	1.30	30	70	59	8.91	20	0.7	0.110	9.22E-06	0.544	-0.005	0.108	1.945	887.85	0.63	0.01	0.104	29.86	0.09
733.82	56	S3	25	1.40	30	70	59	8.91	20	0.7	0.110	9.22E-06	0.544	-0.005	0.108	1.945	887.85	0.67	0.01	0.109	29.34	0.10
758.82	60	S3	25	1.50	30	70	59	8.91	20	0.7	0.110	9.22E-06	0.544	-0.005	0.108	1.945	887.85	0.72	0.01	0.114	28.86	0.12
783.82	62	S3	25	1.55	30	70	59	8.91	25	0.7	0.145	1.90E-05	0.531	-0.008	0.183	2.451	1183.97	0.75	0.01	0.144	32.10	0.08
808.82	62	S3	25	1.55	30	70	59	8.91	25	0.7	0.145	1.90E-05	0.531	-0.008	0.183	2.451	1183.97	0.75	0.01	0.144	32.10	0.08
833.82	62.5	S3	25	1.56	30	70	59	8.91	25	0.7	0.145	1.90E-05	0.531	-0.008	0.183	2.451	1183.97	0.75	0.01	0.145	32.05	0.08
858.82	64.5	S3	25	1.61	30	70	59	8.91	25	0.7	0.145	1.90E-05	0.531	-0.008	0.183	2.451	1183.97	0.78	0.01	0.148	31.81	0.09
883.82	66.5	S3	25	1.71	30	70	59	8.91	25	0.7	0.145	1.90E-05	0.531	-0.008	0.183	2.451	1183.97	0.82	0.01	0.154	31.37	0.10
908.82	70	S3	25	1.75	30	70	59	8.91	25	0.7	0.145	1.90E-05	0.531	-0.008	0.183	2.451	1183.97	0.84	0.01	0.156	31.22	0.10
933.82	71.5	S4	25	1.79	30	70	59	8.91	27	0.7	0.161	2.54E-05	0.527	-0.009	0.223	2.665	1328.43	0.86	0.01	0.170	32.33	0.09
958.82	72.5	S4	25	1.81	30	70	59	8.91	27	0.7	0.161	2.54E-05	0.527	-0.009	0.223	2.665	1328.43	0.87	0.01	0.172	32.23	0.09
983.82	73.5	S4	25	1.84	30	70	59	8.91	27	0.7	0.161	2.54E-05	0.527	-0.009	0.223	2.665	1328.43	0.90	0.01	0.173	32.13	0.10
1008.82	74	S4	25	1.85	30	70	59	8.91	27	0.7	0.161	2.54E-05	0.527	-0.009	0.223	2.665	1328.43	0.89	0.02	0.174	32.08	0.10
1033.82	75	S4	25	1.88	30	70	59	8.91	27	0.7	0.161	2.54E-05	0.527	-0.009	0.223	2.665	1328.43	0.90	0.02	0.175	31.98	0.10
1058.82	75	S4	25	1.88	30	70	59	8.91	30	0.7	0.190	3.93E-05	0.522	-0.012	0.295	3.001	1578.84	0.91	0.02	0.196	33.79	0.08
1083.82	74	S4	25	1.85	30	70	59	8.91	30	0.7	0.190	3.93E-05	0.522	-0.012	0.295	3.001	1578.84	0.90	0.02	0.194	33.89	0.08
1108.82	74.5	S4	25	1.86	30	70	59	8.91	30	0.7	0.190	3.93E-05	0.522	-0.012	0.295	3.001	1578.84	0.90	0.02	0.195	33.84	0.08
1133.82	74	S4	25	1.85	30	70	59	8.91	30	0.7	0.190	3.93E-05	0.522	-0.012	0.295	3.001	1578.84	0.90	0.02	0.194	33.89	0.08
1158.82	72	S4	25	1.80	30	70	59	8.91	30	0.7	0.190	3.93E-05	0.522	-0.012	0.295	3.001	1578.84	0.87	0.01	0.191	34.09	0.07
1183.82	71	S4	25	1.78	30	70	59	8.91	30	0.7	0.190	3.93E-05	0.522	-0.012	0.295	3.001	1578.84	0.86	0.01	0.189	34.20	0.07
1208.82	70.5	S4	25	1.76	30	70	59	8.91	33	0.7	0.224	6.07E-05	0.518	-0.016	0.385	3.355	1876.46	0.86	0.01	0.209	35.98	0.06
1233.82	70	S5	25	1.75	50	50	65	10.65	33	0.7	0.268	6.07E-05	0.518	-0.015	0.424	4.052	1969.56	0.86	0.01	0.227	38.34	0.04
1258.82	71	S5	25	1.78	50	50	65	10.65	33	0.7	0.268	6.07E-05	0.518	-0.015	0.424	4.052	1969.56	0.88	0.01	0.229	38.23	0.04
1283.82	71.5	S5	25	1.79	50	50	65	10.65	33	0.7	0.268	6.07E-05	0.518	-0.015	0.424	4.052	1969.56	0.88	0.01	0.230	38.18	0.04
1308.82	70.5	S5	25	1.76	50	50	65	10.65	33	0.7	0.268	6.07E-05	0.518	-0.015	0.424	4.052	1969.56	0.87	0.01	0.228	38.29	0.04
1333.82	68	S5	25	1.70	50	50	65	10.65	33	0.7	0.268	6.07E-05	0.518	-0.015	0.424	4.052	1969.56	0.84	0.01	0.223	38.56	0.04
1358.82	64	S5	25	1.60	50	50	65	10.65	33	0.7	0.268	6.07E-05	0.518	-0.015	0.424	4.052	1969.56	0.80	0.01	0.215	39.03	0.03
1383.82	59	S5	25	1.48	50	50	65	10.65	33	0.7	0.268	6.07E-05	0.518	-0.015	0.424	4.052	1969.56	0.74	0.01	0.205	39.65	0.03
1408.82	55.5	S5	25	1.39	50	50	65	10.65	35	0.7	0.299	8.11E-05	0.516	-0.018	0.504	4.349	2209.89	0.70	0.01	0.212	41.22	0.02
1433.82	52	S5	25	1.30	50	50	65	10.65	35	0.7	0.299	8.11E-05	0.516	-0.018	0.504	4.349	2209.89	0.66	0.01	0.204	41.71	0.02
1458.82	50	S5	25	1.25	50	50	65	10.65	35	0.7	0.299	8.11E-05	0.516	-0.018	0.504	4.349	2209.89	0.63	0.01	0.199	42.01	0.02
1483.82	42	S5	25	1.05	50	50	65	10.65	35	0.7	0.299	8.11E-05	0.516	-0.018	0.504	4.349	2209.89	0.54	0.01	0.180	43.32	0.01
1508.82	39	S5	25	0.98	50	50	65	10.65	35	0.7	0.299	8.11E-05	0.516	-0.018	0.504	4.349	2209.89	0.50	0.01	0.173	43.87	0.01
1533.82	34	S5	25	0.85	50	50	65	10.65	35	0.7	0.299	8.11E-05	0.516	-0.018	0.504	4.349	2209.89	0.44	0.01	0.160	44.88	0.01
1558.82	28	S5	25	0.70	50	50	65	10.65	18	0.7	0.118	6.90E-06	0.550	-0.004	0.094	2.130	830.56	0.36	0.00	0.070	34.95	0.02
1583.82	23	S5	25	0.58	50	50	65	10.65	18	0.7	0.118	6.90E-06	0.550	-0.004	0.094	2.130	830.56	0.29	0.00	0.062	36.36	0.01
1608.82	18	S5	25	0.45	50	50	65	10.65	18	0.7	0.118	6.90E-06	0.550	-0.004	0.094	2.130	830.56	0.23	0.00	0.053	38.11	0.01
1633.82	15	S5	25	0.38	50	50	65	10.65	18	0.7	0.118	6.90E-06	0.550	-0.004	0.094	2.130	830.56	0.20	0.00	0.048	39.42	0.01
1658.82	7	S5	25	0.18	50	50	65	10.65	18	0.7	0.118	6.90E-06	0.550	-0.004	0.094	2.130	830.56	0.10	0.00	0.031	44.76	0.00

Figura 6.20 Esempio del foglio Excel per i grafici riportati nelle successive figure.

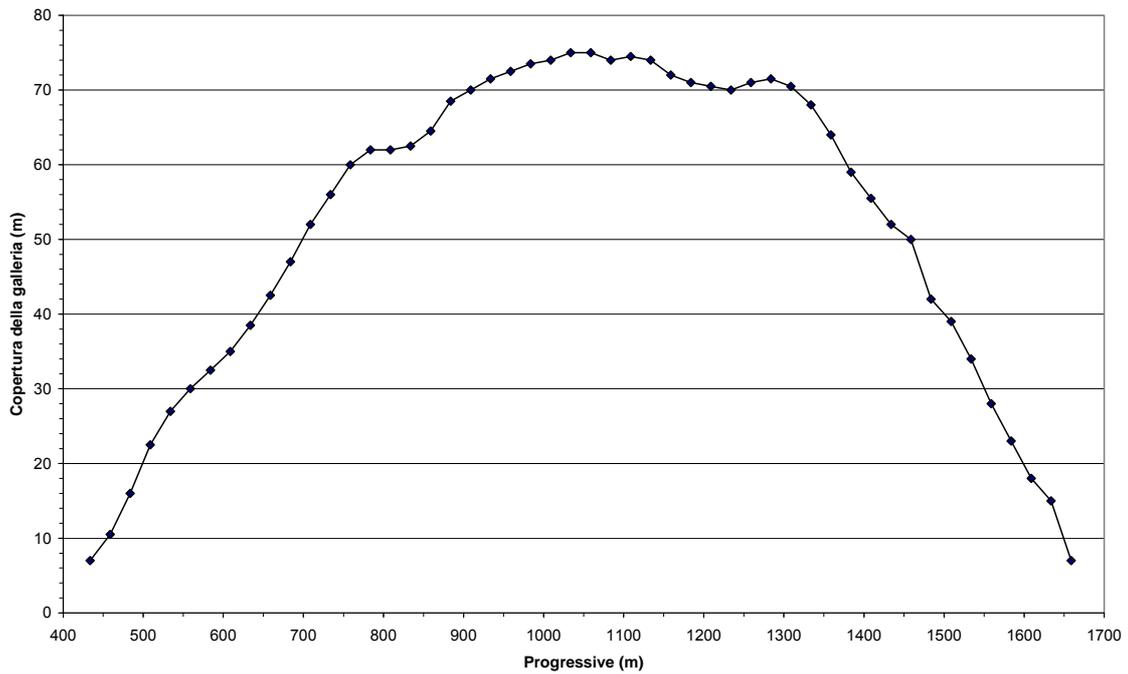


Figura 6.21 Andamento delle coperture analizzate in funzione delle progressive della galleria.

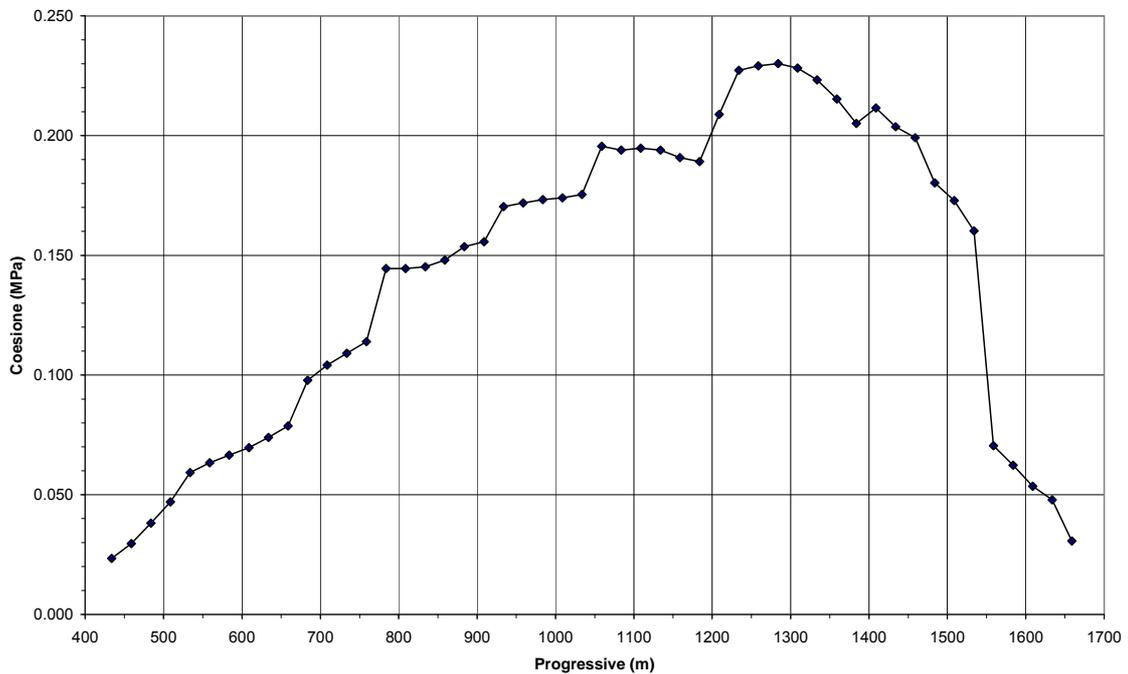


Figura 6.22 Valori di coesione in funzione delle progressive della galleria.

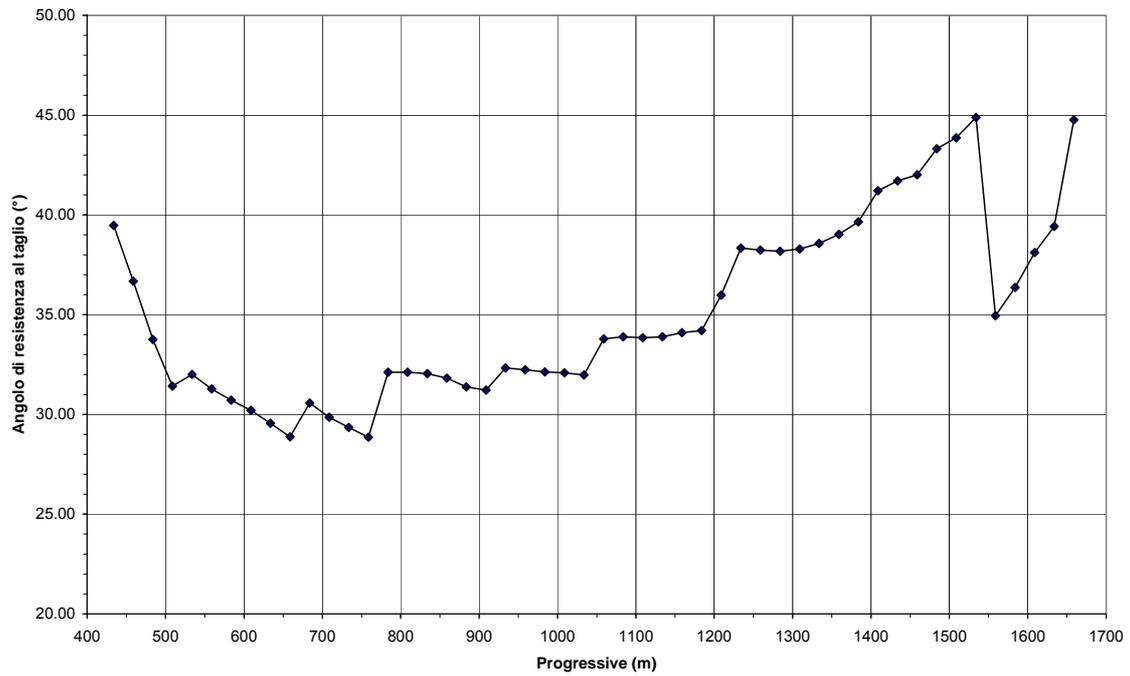


Figura 6.23 Valori dell'angolo di attrito in funzione delle progressive della galleria.

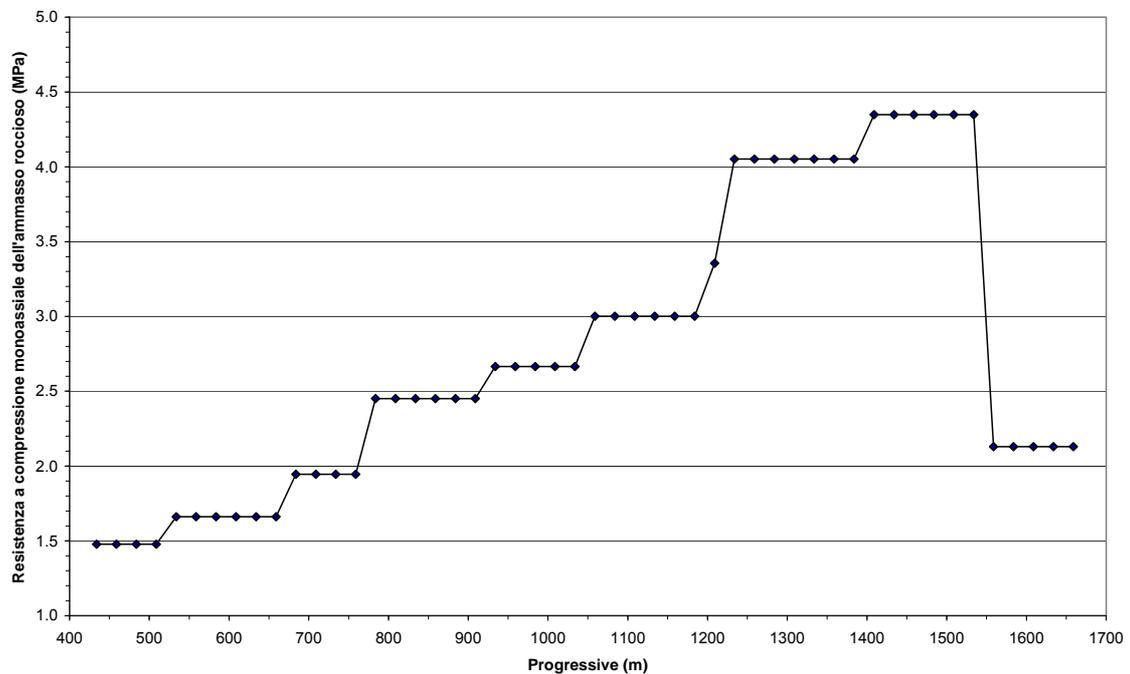
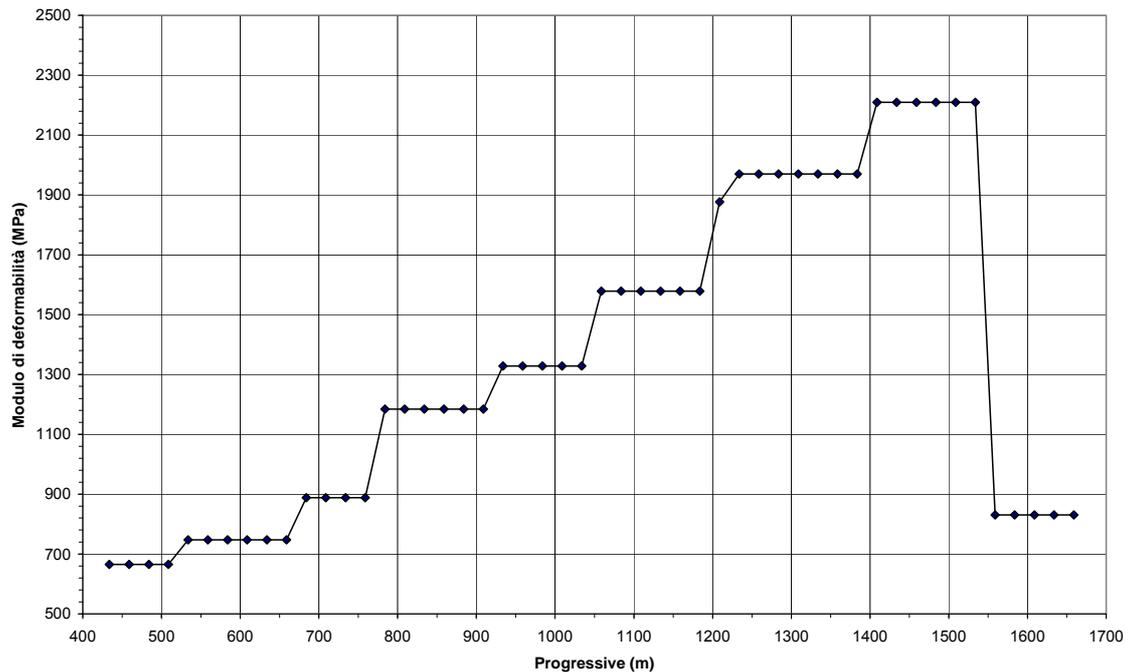


Figura 6.24 Valori della resistenza a compressione monoassiale globale dell'ammasso roccioso  $\sigma'_{cm}$  in funzione delle progressive della galleria.



**Figura 6.25** Valori del modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso in funzione delle progressive della galleria.

Inoltre verrà anche calcolata la deformazione di un cavo non rivestito ricavando la percentuale di deformazione definita come rapporto fra la convergenza diametrale e il diametro della galleria, adottando la seguente soluzione proposta da Hoek e Marinos (2000):

$$\frac{\delta_i}{d_0} = \left( 0.002 - 0.0025 \frac{P_i}{P_0} \right) \frac{\sigma_{cm} \left( \frac{2.4 P_i}{P_0} - 2 \right)}{P_0}$$

dove:

$d_0$  = diametro originale della galleria in metri

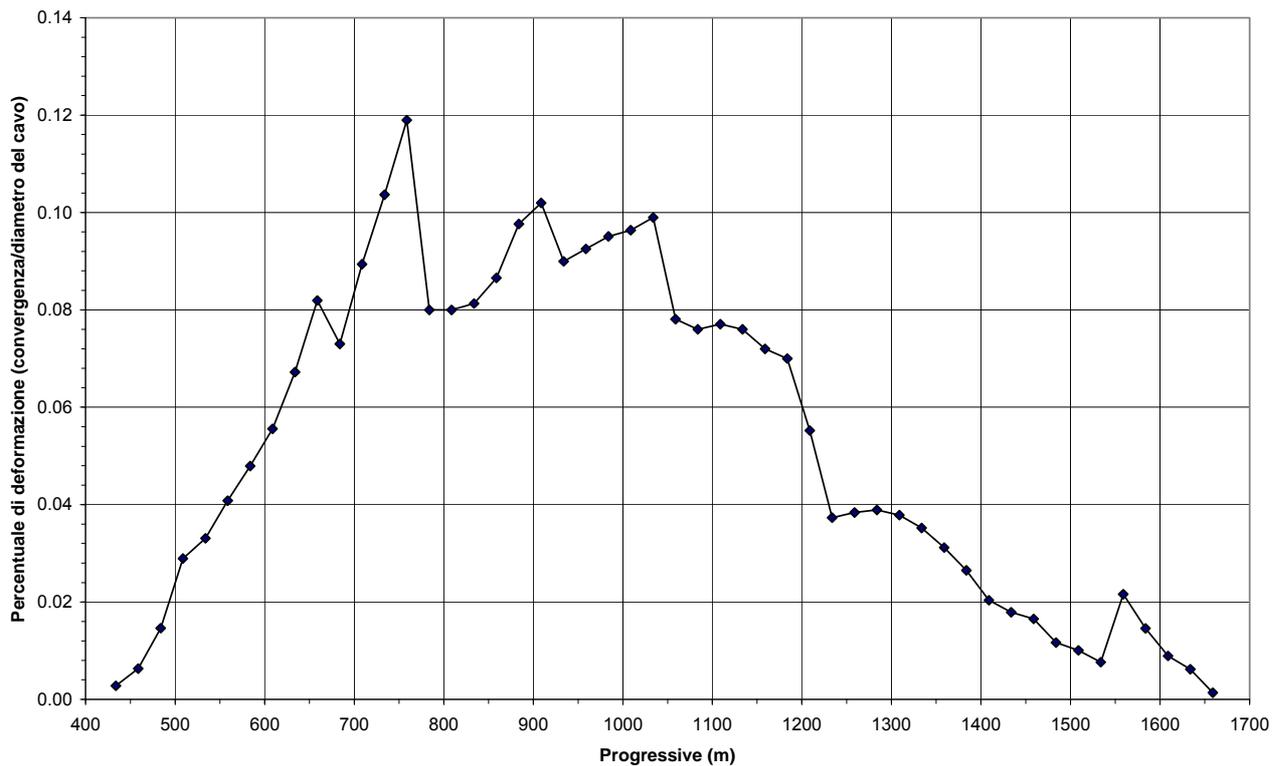
$\delta_i$  = deformazione delle pareti della galleria

$p_i$  = pressione interna del sostegno

$p_0$  = tensione geostatica presente alla quota della galleria = profondità x peso dell'unità di volume

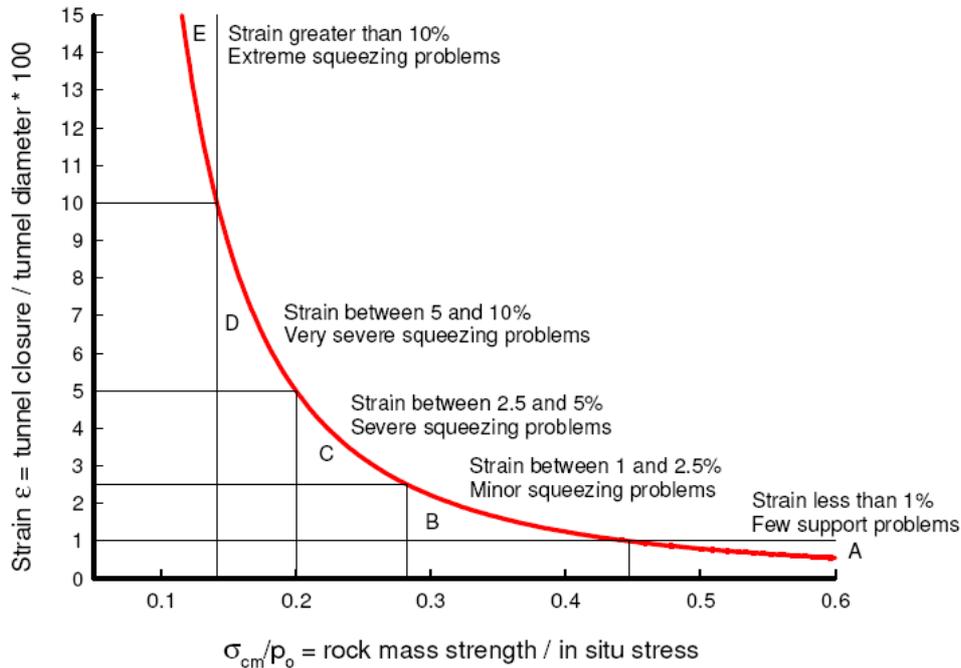
$\sigma_{cm}$  = resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso

La seguente Figura 6.26, per la galleria di esempio, riporta l'andamento della percentuale di deformazione.



**Figura 6.26** Valori della percentuale di deformazione della galleria in funzione delle progressive della galleria.

Sulla base del lavoro di Hoek e Marinos (2000), la stima della deformazione della galleria non rivestita, assumendo pertanto una pressione interna del sostegno  $p_i = 0$ , fornisce una prima indicazione preliminare sul grado di difficoltà associato allo scavo della galleria, come indicato nella seguente Figura 6.27.



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

**Figura 6.27** Relazione approssimata fra la deformazione ed il grado di difficoltà associato con lo scavo di gallerie in formazioni spingenti. Da notare che la curva è relativa a gallerie senza sostegno.

## 7. CRITERI DI PROGETTAZIONE

### 7.1 Approccio progettuale

Nel presente capitolo, si espone l'approccio adottato per la progettazione delle gallerie e, più in generale, delle opere in sotterraneo, basato sull'analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli (Lunardi, 2001).

Occorre innanzitutto evidenziare una peculiarità delle opere in sotterraneo, ben conosciuta dai progettisti e costruttori ma non sempre sufficientemente evidenziata, ovverosia che, assai spesso, la fase in cui l'opera è maggiormente sollecitata non è quella finale della galleria terminata, sottoposta ai carichi esterni presunti all'atto del suo dimensionamento, bensì quella della fase costruttiva intermedia, assai più delicata in quanto gli effetti del disturbo causato dallo scavo non sono stati ancora completamente contenuti con le opere di rivestimento definitivo, allorché le tensioni preesistenti nell'ammasso, deviate dall'apertura del cavo, si canalizzano al suo contorno ("effetto arco") creando delle zone di sovrasollecitazione in corrispondenza alle pareti di scavo.

Questa fase di passaggio appare particolarmente delicata se si pensa che è proprio dalla corretta canalizzazione del flusso di tensioni al contorno del cavo che dipende la tenuta e la durabilità dell'opera nel tempo. La canalizzazione, compatibilmente con l'entità degli stati tensionali in gioco, in relazione alle caratteristiche di resistenza e di deformabilità del terreno, si può produrre:

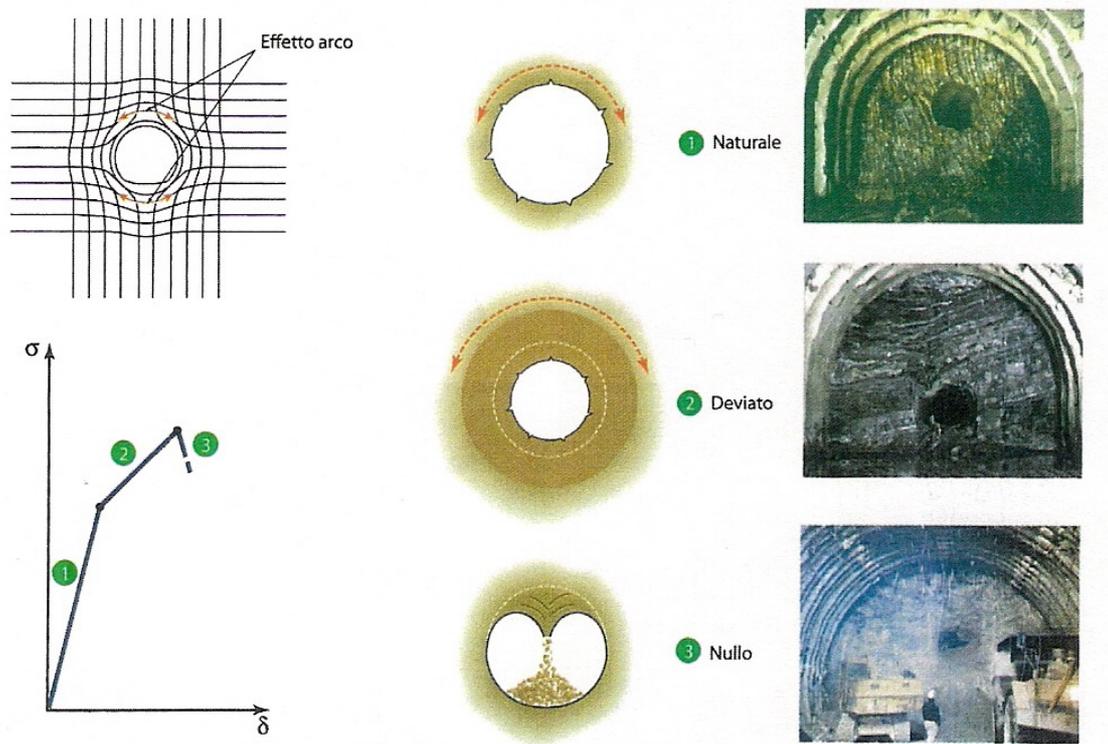
1. in prossimità del profilo di scavo;
2. lontano dal profilo di scavo;
3. per niente.

Il primo caso si verifica quando il terreno al contorno del cavo ben sopporta il flusso delle tensioni deviate rispondendo elasticamente in termini di resistenza e di deformabilità.

Il secondo caso si verifica quando il terreno al contorno del cavo, non essendo in grado di sopportare il flusso di tensioni deviate, risponde anelasticamente, plasticizzandosi e deformandosi proporzionalmente al volume di terreno coinvolto dal fenomeno di plasticizzazione; quest'ultimo, che provoca peraltro aumenti di volume del terreno interessato, propagandosi radialmente, fa deviare la canalizzazione delle tensioni verso l'interno dell'ammasso, finché lo stato tensionale di tipo triassiale risulta compatibile con le caratteristiche di resistenza del terreno. In questa situazione, l'effetto arco si forma lontano dalle pareti di scavo e il terreno al contorno, ormai alterato, potrà collaborare alla statica finale del cavo solo con la propria resistenza residua e darà luogo a fenomeni deformativi di notevole entità.

Il terzo caso si verifica quando il terreno al contorno del cavo, non essendo assolutamente in grado di sopportare il flusso di tensioni deviate, risponde raggiungendo la resistenza ultima e producendo, conseguentemente, il crollo della cavità.

Questi tre casi sono mostrati nella seguente Figura 7.1.



**Figura 7.1** Formazione o meno dell'effetto arco per effetto dello scavo di una cavità (Lunardi, 1994).

Dall'analisi di queste tre situazioni ne consegue che:

- l'effetto arco per via naturale si produce solo nel primo caso;
- nel secondo caso, l'effetto arco per via naturale si produce solamente se il terreno viene "aiutato" con adatti interventi di stabilizzazione;
- nel terzo caso l'effetto arco, non potendosi produrre per via naturale, va prodotto per via artificiale, intervenendo adeguatamente sul terreno stesso prima di scavarlo.

Il primo e più importante compito del progettista di gallerie è pertanto quello di studiare se e come l'effetto arco potrà innescarsi all'atto dello scavo della galleria e poi garantirne la formazione calibrando appropriatamente, in funzione delle diverse situazioni tensio - deformative, le modalità di scavo e gli interventi di stabilizzazione

Per la corretta progettazione di una galleria è inoltre importante definire i seguenti termini che permettono di descrivere la complessa risposta deformativa del terreno per effetto dello scavo di una galleria (Figura 7.2):

- nucleo di avanzamento: identificato con il volume di terreno che sta a monte del fronte di scavo, di forma pressoché cilindrica e dimensione trasversale e longitudinale dell'ordine del diametro della galleria;
- estrusione: identificata con la componente primaria della risposta deformativa del mezzo all'azione dello scavo, che si sviluppa in gran parte all'interno del nucleo di avanzamento; funzione della resistenza, della deformabilità del nucleo e del campo di tensioni originario cui è soggetto, si manifesta in corrispondenza della superficie delimitata dal fronte di scavo, in senso longitudinale all'asse della galleria, con geometrie di deformazione più o meno assialsimmetriche (spanciamento del fronte) o di ribaltamento gravitativo (rotazione del fronte);
- preconvergenza della cavità: identificata con la convergenza del profilo teorico di scavo a monte del fronte, strettamente dipendente dalle caratteristiche di resistenza e di deformabilità del nucleo di avanzamento in rapporto allo stato tensionale originario.

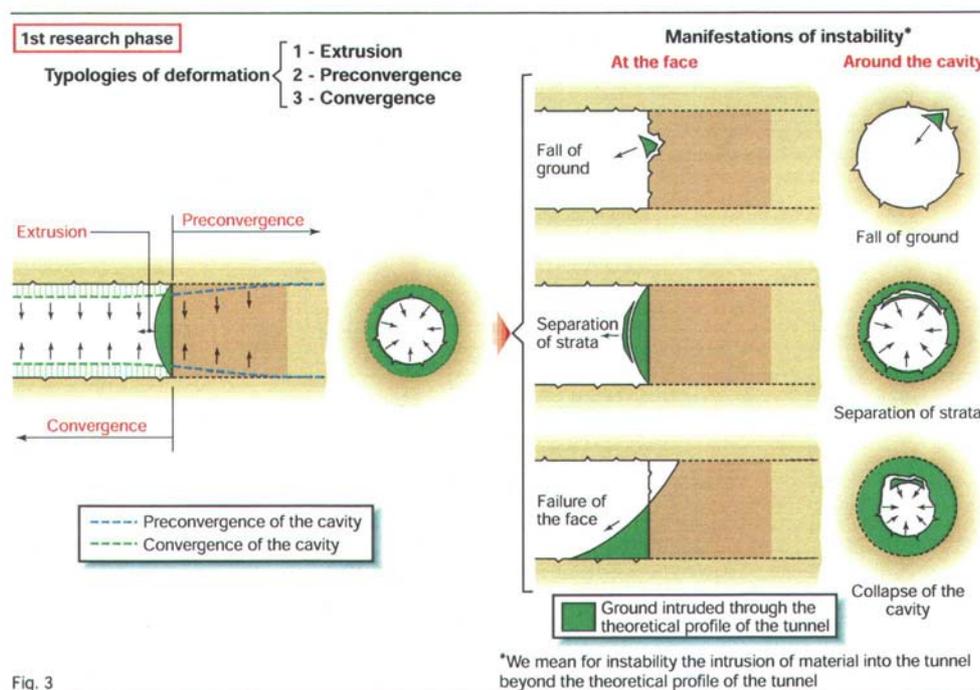


Fig. 3

**Figura 7.2** Definizione dei diversi fenomeni deformativi che si registrano per effetto dello scavo di una galleria (Lunardi, 2001).

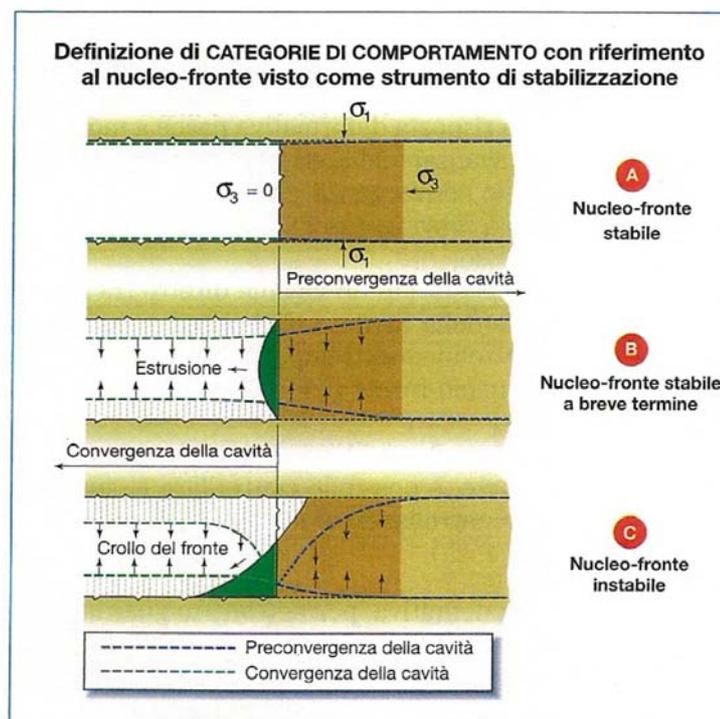
Gli studi e le osservazioni durante lo scavo di numerose gallerie condotte da Lunardi hanno evidenziato che la risposta deformativa del cavo nasce a monte del fronte in corrispondenza del nucleo di avanzamento ed evolve a valle dello stesso lungo la cavità e che essa non è solo convergenza, ma è composta da estrusione, preconvergenza e convergenza. La convergenza è solamente l'ultimo stadio di un processo tensio – deformativo assai complesso.

In questa ottica, le tre fondamentali situazioni tensio-deformative del sistema fronte di scavo – nucleo di avanzamento individuano anche i tre possibili tipi di comportamento della cavità (Figura 7.3, Lunardi, 2001):

- Comportamento a fronte stabile (categoria di comportamento A). La categoria A è identificabile quando lo stato di coazione nel terreno al fronte ed al contorno del cavo non supera la resistenza al taglio del mezzo. I fenomeni deformativi evolvono in campo elastico, sono immediati e di ordine centimetrico. Il fronte di scavo è globalmente stabile. Si possono verificare solo instabilità locali riconducibili al distacco gravitativo di blocchi isolati da uno sfavorevole assetto strutturale dell'ammasso roccioso; in questo contesto, infatti, gioca un ruolo fondamentale l'anisotropia tensionale e deformativa del terreno. L'eventuale presenza di acqua, anche in regime idrodinamico, non influenza la stabilità della galleria, a meno che non si tratti di terreni alterabili o che gradienti idraulici troppo intensi non provochino un dilavamento tale da abbattere la resistenza al taglio lungo i piani di discontinuità. Gli interventi di stabilizzazione sono per lo più volti ad impedire la sfioritura del terreno ed al mantenimento del profilo di scavo.
- Comportamento a fronte stabile a breve termine (categoria di comportamento B). La categoria B è identificabile quando lo stato di coazione nel terreno al fronte ed al contorno del cavo, durante l'avanzamento, è tale da superare la capacità di resistenza in campo elastico del mezzo. L'effetto arco non si realizza immediatamente al contorno del cavo, bensì ad una distanza che dipende dalla potenza della fascia dove il terreno subisce il fenomeno della plasticizzazione. I fenomeni deformativi evolvono in campo elastoplastico, sono differiti e di ordine centimetrico o anche decimetrico. Il fronte alle normali cadenze di avanzamento è stabile a breve termine e la sua stabilità migliora o peggiora aumentando o diminuendo la velocità di avanzamento. Le deformazioni del nucleo sotto forma di estrusioni non condizionano la stabilità della galleria, perché il terreno è ancora in grado di mobilitare una sufficiente resistenza residua. I fenomeni d'instabilità, sotto forma di splaccaggi diffusi sul fronte ed al contorno del cavo lasciano il tempo di operare dopo il passaggio del fronte con interventi di stabilizzazione tradizionali di contenimento radiale. In talune circostanze può essere necessario ricorrere anche ad azioni di precontenimento del cavo, bilanciando gli interventi di stabilizzazione tra il fronte ed il cavo in modo da contenere i fenomeni deformativi a limiti accettabili. La presenza di acqua, specie in regime idrodinamico,

riducendo la capacità di resistenza al taglio del terreno, favorisce l'estendersi della plasticizzazione ed accresce quindi l'importanza dei fenomeni di instabilità. E' necessario perciò prevenirla soprattutto nella zona del fronte, deviando i percorsi all'esterno del nucleo.

- Comportamento a fronte instabile (categoria di comportamento C). La categoria C è identificabile quando lo stato di coazione nel terreno supera sensibilmente la capacità di resistenza dello stesso anche nella zona del fronte d'avanzamento. L'effetto arco non può formarsi né al fronte né al contorno del cavo poiché il terreno non possiede sufficiente resistenza residua. I fenomeni deformativi sono inaccettabili perché evolvono immediatamente in campo di rottura dando luogo a gravi manifestazioni d'instabilità, quali il crollo del fronte ed il collasso della cavità, senza lasciare il tempo di operare con interventi di contenimento radiale: occorrono interventi di preconsolidamento lanciati a monte del fronte di avanzamento che sviluppino un'azione di precontenimento capace di creare effetti arco artificiali. La presenza di acqua in regime idrostatico, se non tenuta in debito conto, riducendo ulteriormente la capacità di resistenza al taglio del terreno, favorisce l'estendersi della plasticizzazione ed accresce, in definitiva, l'entità dei fenomeni deformativi. La stessa, in regime idrodinamico, si traduce in fenomeni di trascinamento di materiale e di sifonamento assolutamente inaccettabili. E' dunque necessario prevenirla, soprattutto nella zona del fronte, deviandone i percorsi all'esterno del nucleo.



**Figura 7.3** Definizione delle categorie di comportamento con riferimento al nucleo di avanzamento (Lunardi, 2001).

Sulla base di tali concetti è stato messo a punto il metodo A.DE.CO.-R.S.. L'Analisi delle **DE**formazioni **CO**ntrollate nelle **RO**ccie e nei **SU**oli (A.DE.CO.-R.S.) è un approccio progettuale e costruttivo, presentato per la prima volta da Lunardi, suo ideatore, nel 1988 la cui attendibilità si è definitivamente affermata nello scavo di gallerie in condizioni tensio - deformative particolarmente difficili, dove l'applicazione di altri metodi quali il NATM (Nuovo Metodo Austriaco) aveva dimostrato i propri limiti.

Questo nuovo tipo di approccio, partendo dalla semplice osservazione che il problema statico di una galleria in fase di avanzamento è assolutamente tridimensionale e non riconducibile ad un semplice schema piano, giunge sulla scorta dei risultati di oltre 25 anni di ricerche, alle seguenti conclusioni (Lunardi, 2006):

1. la stabilità di una galleria a breve e lungo termine dipende dalla formazione di un "effetto arco" nel terreno al contorno del cavo;
2. la formazione dell'effetto arco è segnalata dal tipo e dall'entità della risposta deformativa;
3. la risposta deformativa del terreno allo scavo si identifica nell'estrusione del nucleo di avanzamento al fronte di scavo ed evolve prima come preconvergenza e poi come convergenza del cavo; in questo processo evolutivo quest'ultima rappresenta solo l'ultimo stadio del fenomeno;
4. la risposta deformativa è condizionata dalla rigidità del nucleo d'avanzamento;
5. la stabilizzazione di una galleria si persegue con azioni di precontenimento del cavo, oltre che di semplice contenimento.

Caratteristiche peculiari dell'approccio progettuale secondo l'Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli possono considerarsi:

- la possibilità di dare una risposta a tutte le situazioni geologico – geomeccaniche possibili indipendentemente dalla natura dei terreni, grazie ad un nuovo tipo d'inquadramento delle opere in sotterraneo (che fa riferimento a un unico parametro comune a tutti gli scavi, quale il comportamento tensio - deformativo del sistema "fronte di scavo – nucleo d'avanzamento" e all'introduzione del concetto di precontenimento del cavo e dei "sistemi conservativi");
- la distinzione netta tra il momento della progettazione e il momento della costruzione di un'opera in sotterraneo, fondamentale per pianificare costi e tempi esecutivi, in quanto conduce ad una corretta impostazione del progetto, del capitolato di costruzione e del manuale di controllo qualità.

Esso prevede che il progetto e la costruzione di un'opera in sotterraneo si sviluppino attraverso le seguenti fasi:

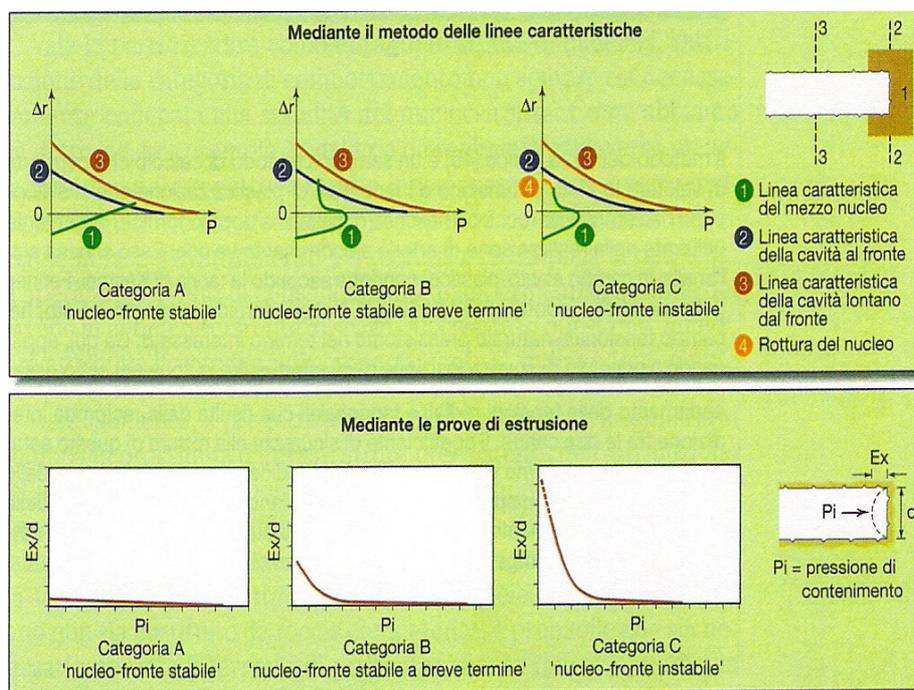
- una fase conoscitiva comprendente gli studi geologici, le indagini geotecniche, la loro interpretazione e la definizione dei parametri geotecnici e geomeccanici per la progettazione delle opere;
- una fase di diagnosi nella quale, sulla base delle conoscenze geologiche, idrogeologiche, geotecniche e geomeccaniche raccolte nella fase conoscitiva, il progettista è chiamato a fare una previsione attendibile riguardo al comportamento tensio – deformativo dello scavo in sotterraneo, in assenza di stabilizzazione. Da questa previsione dipende la scelta degli interventi di stabilizzazione, quindi la riuscita del progetto. La previsione è effettuata, utilizzando metodi analitici e/o numerici, in termini di genesi, localizzazione, evoluzione ed entità dei probabili fenomeni deformativi che s'innescano nella fascia di terreno o ammasso roccioso attorno allo scavo, considerando con particolare attenzione il comportamento del fronte d'avanzamento. Tale comportamento può ricadere in una delle già descritte tre categorie: fronte stabile (categoria di comportamento A), fronte stabile a breve termine (categoria di comportamento B), fronte instabile (categoria di comportamento C);
- una fase di terapia, nella quale dopo avere formulato previsioni attendibili riguardo al comportamento tensio – deformativo dell'ammasso in seguito allo scavo, sono scelti gli interventi di stabilizzazione più idonei a controllare, contenere o addirittura anticipare ed annullare le deformazioni. Nel caso della realizzazione di grandi cavità sono inoltre definiti il profilo e le diverse fasi di scavo, al fine di minimizzare le zone da consolidare al contorno;
- una fase operativa e di verifica in corso d'opera che prevede sistematici rilievi geostrutturali dei fronti di scavo e l'adozione di un sistema di monitoraggio che permetta mediante misure d'estrusione del fronte, misure di convergenza, misure estensimetriche ecc., di verificare la correttezza delle ipotesi progettuali.

Questo approccio è stato recepito nei capitolati delle maggiori amministrazioni italiane nel campo stradale e ferroviario ed è correntemente impiegato nella realizzazione delle grandi opere nazionali.

Con particolare riferimento alla fase di diagnosi il progettista, sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, procede ad una suddivisione del tracciato della galleria in tratte a comportamento deformativo omogeneo, nell'ambito delle tre categorie di comportamento fondamentali A, B, C (fronte stabile, fronte stabile a breve termine, fronte instabile). Onde perseguire questo obiettivo egli fa previsioni, per via teorica, sulla risposta deformativa del mezzo all'azione dello scavo, con particolare riguardo ai fenomeni deformativi che, in assenza di interventi di stabilizzazione, si manifesterebbero al fronte d'avanzamento e, di conseguenza, nella fascia di terreno al contorno del cavo. L'analisi della risposta deformativa del fronte di scavo – nucleo d'avanzamento e del cavo viene condotta in termini di genesi, localizzazione, evoluzione ed entità, facendo ricorso a metodi sperimentali e strumenti matematici quali le curve caratteristiche, gli elementi finiti, ecc. che, in funzione dell'attendibilità dei parametri geomeccanici d'ingresso, siano in grado di orientare il

progettista nella definizione dell'appartenenza delle diverse tratte di galleria alle tre categorie di comportamento A, B, C già citate. In fase di progettazione iniziale, tra i differenti metodi di calcolo disponibili, il metodo delle curve caratteristiche appare particolarmente utile e semplice da impiegare per definire la categoria di comportamento del cavo (Figura 7.4).

Per quanto concerne i metodi sperimentali, in certi tipi di terreno le prove di estrusione in cella triassiale consentono di simulare in laboratorio, su provini indisturbati di materiale prelevato in sito, l'avanzamento della galleria sotto le diverse coperture e le modifiche tensionali indotte dall'azione di scavo nel sistema fronte di scavo – nucleo d'avanzamento, evidenziandone il tipo di comportamento (Figura 7.4).



**Figura 7.4** Determinazione della categoria di comportamento sulla base del metodo delle curve caratteristiche o dei risultati di prove di estrusione in cella triassiale.

Una volta definita la categoria di comportamento è quindi possibile operare la scelta del tipo di azione da esercitare (precontenimento, contenimento, o presostegno) per ottenere la completa stabilizzazione della galleria (regimazione dei fenomeni deformativi).

In linea di massima il progettista:

- potrà limitarsi ad esercitare azioni di semplice contenimento, nel caso di gallerie con comportamento deformativo a fronte stabile (categoria A);
- dovrà orientarsi a produrre energiche azioni di precontenimento – oltre, ovviamente, a quelle di contenimento – nel caso di gallerie con comportamento deformativo a fronte instabile (categoria C);

- potrà optare tra il precontenimento del cavo o il semplice contenimento dello stesso, in funzione della velocità e cadenza di avanzamento che stima di poter realizzare, nel caso di gallerie con comportamento deformativo a fronte stabile a breve termine (categoria B).

La scelta del tipo di azione da esercitare, una volta operata, dovrà essere perfezionata in termini di sistemi, cadenze, fasi di scavo e soprattutto interventi e strumenti di stabilizzazione, stabilendo per questi ultimi come e dove dovranno essere messi in opera rispetto alla posizione del fronte di avanzamento, in funzione delle tre categorie di comportamento A, B, C affinché producano l'azione desiderata.

Per ottenere nella pratica il tipo di azione prescelto, il progettista ha a disposizione una serie di strumenti con i quali può realizzare tutti i tipi di interventi di stabilizzazione necessari.

Nel ricordare che gli interventi di stabilizzazione sono di tipo:

- conservativo, quando il loro effetto primario è quello di contenere la diminuzione della tensione principale minore per evitare di raggiungere la resistenza ultima del terreno;
- migliorativo, quando agiscono principalmente incrementando le caratteristiche di resistenza al taglio del mezzo.

Tra gli strumenti a disposizione del progettista nell'ambito degli interventi che producono azioni di precontenimento del cavo (Figura 7.5), quelli che esercitano un effetto essenzialmente conservativo sono:

- tegoli di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato realizzati mediante pretaglio meccanico lungo il profilo di scavo, con l'impiego dello stesso pretaglio come cassaforma;
- preconsolidamento del nucleo, per profondità non inferiori al diametro di scavo, mediante chiodi tubolari di vetroresina fissati al terreno con malta cementizia, con intensità da definire in funzione dell'incremento di resistenza al taglio che si intende conferire allo stesso;
- ombrelli tronco-conici, costituiti dall'accostamento di colonne sub-orizzontali di terreno consolidato mediante jet – grouting.

Esercitano invece un effetto prevalentemente migliorativo:

- ombrelli tronco-conici di terreno consolidato mediante iniezioni tradizionali o per congelamento;
- ombrelli tronco – conici di drenaggi, quando si è in presenza di falda.

Fra gli strumenti a disposizione del progettista nell'ambito degli interventi che producono azioni di contenimento del cavo, quelli che esercitano un'azione principalmente conservativa sono (Figura 7.6 e Figura 7.7):

- guscio di calcestruzzo proiettato di prima fase, capace di produrre, in funzione del proprio spessore, una pressione di contenimento al contorno del cavo;

- scavo meccanizzato a piena sezione mediante scudi a pressione, capaci di produrre una pressione di contenimento sul fronte e sul cavo (anello di rivestimento di conci prefabbricati);
- scavo meccanizzato mediante scudi aperti, che forniscono un contenimento radiale al terreno durante le operazioni di scavo;
- bullonatura radiale realizzata mediante bulloni ad ancoraggio puntuale che applica, sul paramento della galleria, una pressione di contenimento "attiva", di entità predeterminata dalla pretensione con cui vengono tesi i bulloni;
- arco rovescio, che crea una struttura di rivestimento chiusa, moltiplicando la capacità del guscio di rivestimento di prima fase di sviluppare elevate pressioni di contenimento al contorno del cavo.

Esercita invece un effetto prevalentemente migliorativo:

- anello di terreno armato al contorno della cavità, realizzato mediante bulloni ad aderenza continua capaci di incrementare la resistenza al taglio del terreno trattato.

Gli strumenti, che non ricadono in questi due ambiti poiché non producono né azioni di precontenimento né di contenimento, si dicono interventi di presostegno o di sostegno, a seconda che agiscano o non agiscano a monte del fronte di avanzamento. Essi non hanno alcuna influenza sulla formazione dell'effetto arco, non essendo in grado né di contenere in maniera apprezzabile il decadimento della tensione principale minore né di migliorare in maniera determinante la resistenza al taglio del terreno. Fanno parte degli interventi di presostegno, ad esempio, gli infilaggi, eredi dei marciavanti, che sebbene costituiti da elementi strutturali appoggiati su centine messe in opera dopo lo scavo e disposti lungo una generatrice circolare, non sono in grado di produrre effetti arco in avanzamento per carenza di reciproca collaborazione in senso trasversale.

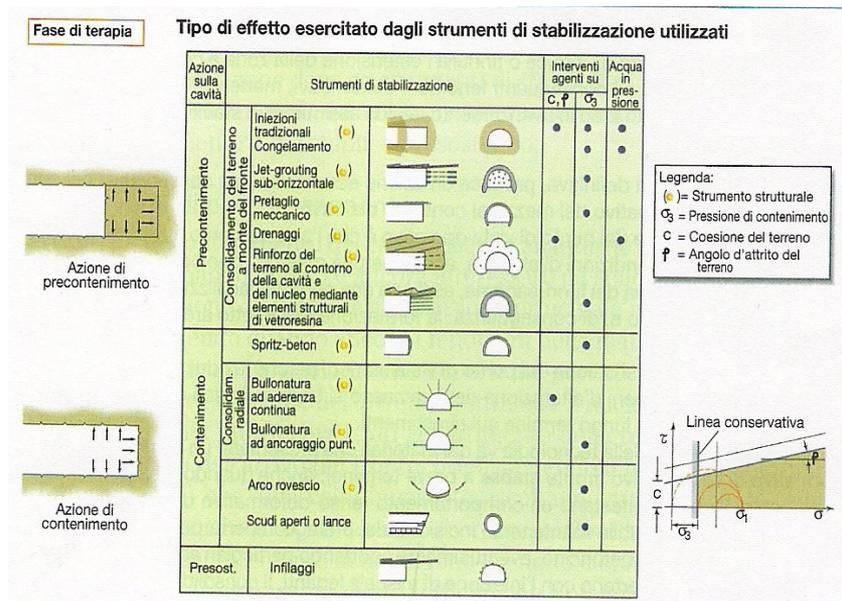


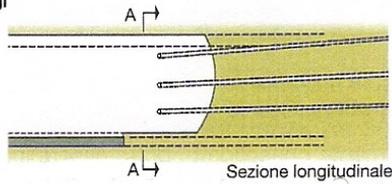
Figura 7.5 Interventi di stabilizzazione disponibili (Lunardi, 2001).

**Controllo**

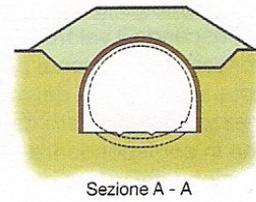
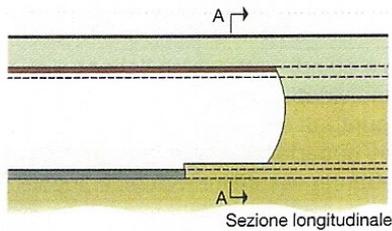
**Interventi conservativi**

**Interventi di protezione del nucleo-fronte**

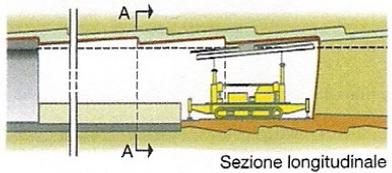
**Drenaggi**



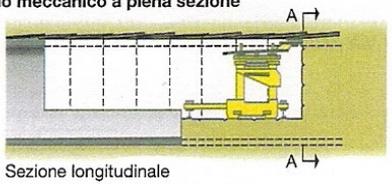
**Protesi**



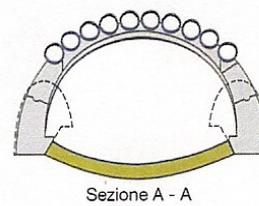
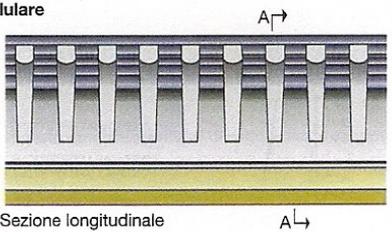
**Jet-grouting sub-orizzontale a piena sezione**



**Pretaglio meccanico a piena sezione**

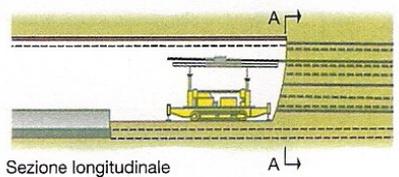


**Arco cellulare**



**Interventi di rinforzo del nucleo-fronte**

**Rinforzo del nucleo-fronte mediante elementi strutturali di vetroresina**



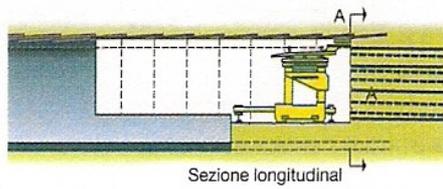
**Figura 7.6** Interventi conservativi, interventi di protezione del nucleo - fronte (Lunardi, 2001).

Controllo

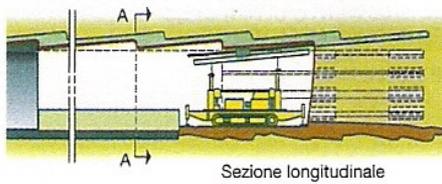
## Interventi conservativi

## Interventi misti

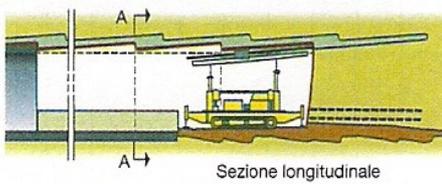
Pretaglio meccanico a piena sezione o pretunnel e rinforzo del nucleo-fronte mediante elementi strutturali di vetroresina



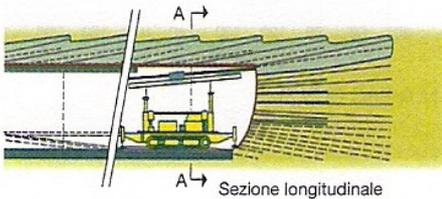
Jet-grouting sub-orizzontale al contorno della cavità e nel nucleo-fronte



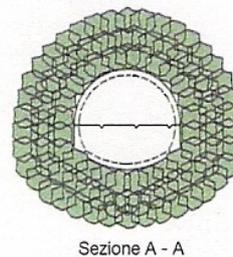
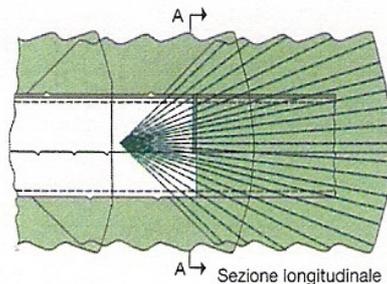
Jet-grouting sub-orizzontale al contorno della cavità e rinforzo del nucleo-fronte mediante elementi strutturali di vetroresina



Rinforzo del terreno con elementi strutturali di vetroresina al contorno della cavità e nel nucleo



Iniezioni tradizionali di miscele cementizie o chimiche



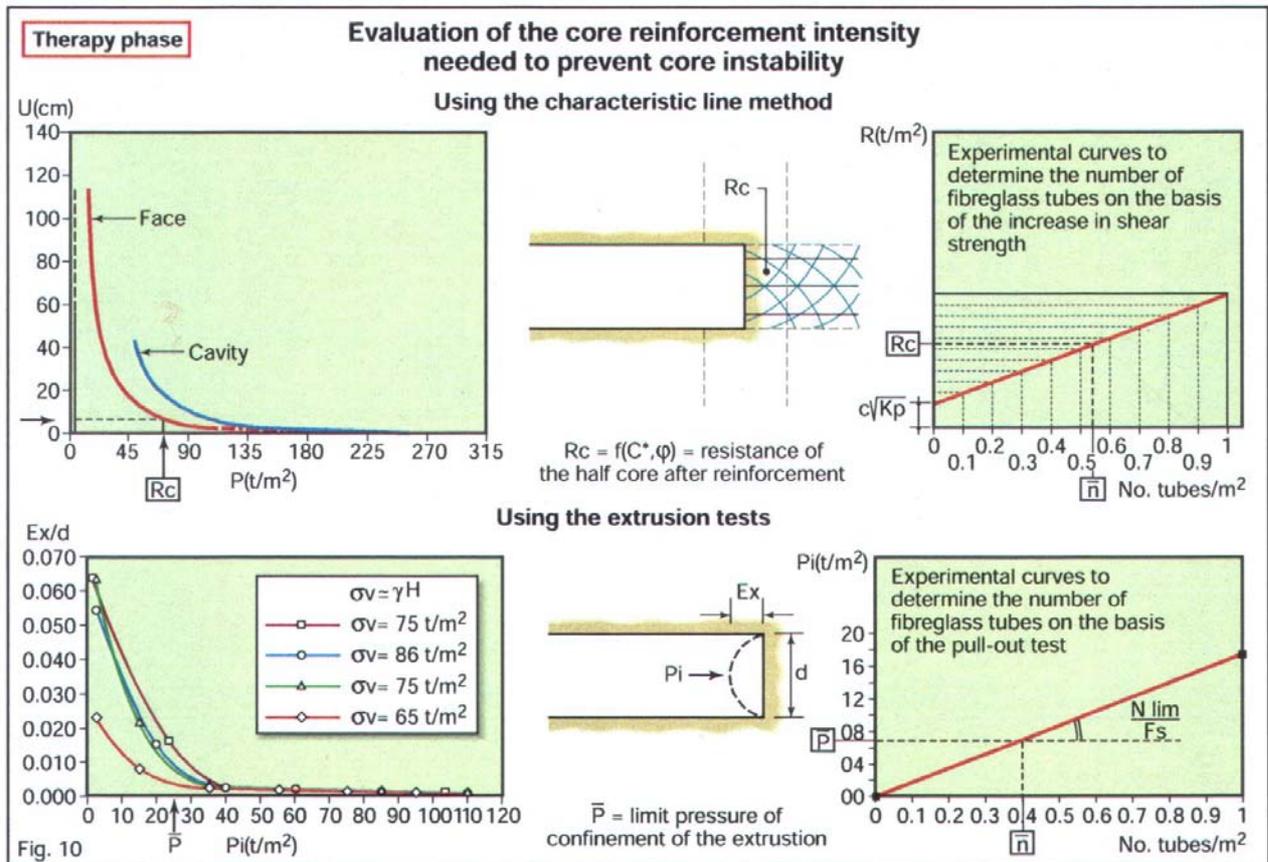
**Figura 7.7** Esempi di interventi di stabilizzazione di tipo conservativo, tecniche miste di preconsolidamento del nucleo di avanzamento e del contorno del cavo (Lunardi, 2001).

Una volta che sulla base dell'indagine geologica e geotecnica e della caratterizzazione geotecnica si sono individuate delle tratte caratterizzate da un comportamento, secondo il metodo ADECO-RS, di tipo C con nucleo e fronte instabile occorre procedere al dimensionamento del numero di tubi in vetroresina.

A questo riguardo, occorre seguire il seguente iter progettuale (Lunardi, 2006):

- Esecuzione di prove di estrusione in cella triassiale mediante le quali ottenere delle curve di estrusione che permettono una prima valutazione della pressione di contenimento minima  $P_i$  necessaria per la stabilizzazione del fronte (definita come pressione di confine fra il ramo elastico e quello elasto-plastico della curva di estrusione (Figura 7.8).
- Impiego del metodo delle linee caratteristiche, tenendo conto, in maniera semplificata, dell'effetto del preconsolidamento del nucleo nel calcolo della linea caratteristica corrispondente. Occorre evidenziare che soprattutto per delle analisi iniziali di sensitività sull'influenza dei parametri geomeccanici, un approccio di calcolo pseudo-tridimensionale in campo elasto-plastico noto come teoria delle linee caratteristiche, rimane tutt'oggi uno dei pochi metodi con cui è possibile prevedere in maniera semplice, ma per molti scopi sufficientemente approssimata, il comportamento tensio-deformativo del nucleo – fronte e del cavo. In particolare nel tracciare la curva caratteristica del nucleo si valuta l'incremento della resistenza del mezzo nucleo, per effetto di un determinato numero di elementi strutturali in vetroresina, necessario perché l'intersezione fra la linea caratteristica del nucleo e quella della galleria al fronte che individua la situazione tensio – deformativa di equilibrio avvenga con valori contenuti di deformazione e convergenza (Figura 7.8).
- Se le prove di estrusione forniscono un elemento sperimentale sul materiale interessato dagli scavi e il metodo delle curve caratteristiche permette un primo dimensionamento di massima, *l'approccio fondamentale per il progetto e la verifica degli interventi di preconsolidamento deve essere basato su analisi numeriche 3D*. Le analisi numeriche tridimensionali anche se impegnative dal punto di vista del tempo necessario per il loro sviluppo e per ottenere i risultati, sono le uniche in grado di tenere conto della complessità di ogni singolo problema per quanto concerne la stratigrafia, i relativi parametri geomeccanici e la forma della sezione di scavo.

Nel caso di gallerie che interessano formazioni strutturalmente complesse, costituite da argilliti con proprietà geomeccaniche particolarmente scadenti (categoria di comportamento C), per le quali non è possibile prelevare campioni indisturbati per prove di estrusione in cella triassiale, a causa della complessa struttura del materiale (scaglie, giunti ed elevato grado di tettonizzazione), l'analisi tensio - deformativa della galleria viene condotta direttamente con analisi numeriche 3D, con il programma alle differenze finite FLAC3D, evitando di ricorrere a metodi approssimati quali il metodo delle curve caratteristiche.



**Figura 7.8** Metodo A.DE.CO.-R.S., alcuni degli approcci (curve caratteristiche e prove di estrusione in cella triassiale) per il dimensionamento dell'intervento di preconsolidamento (Lunardi, 2001).

Sulla base pertanto della definizione della categoria di comportamento (A, B o C), il progettista è in grado di stabilire le sezioni tipo longitudinali e trasversali da adottare. La tabella di Figura 7.9 indica schematicamente il campo di applicabilità dei singoli strumenti di stabilizzazione a disposizione del progettista, dal cui assemblaggio scaturiscono le sezioni tipo idonee a garantire la fattibilità dello scavo e la stabilità a breve e a lungo termine della galleria.

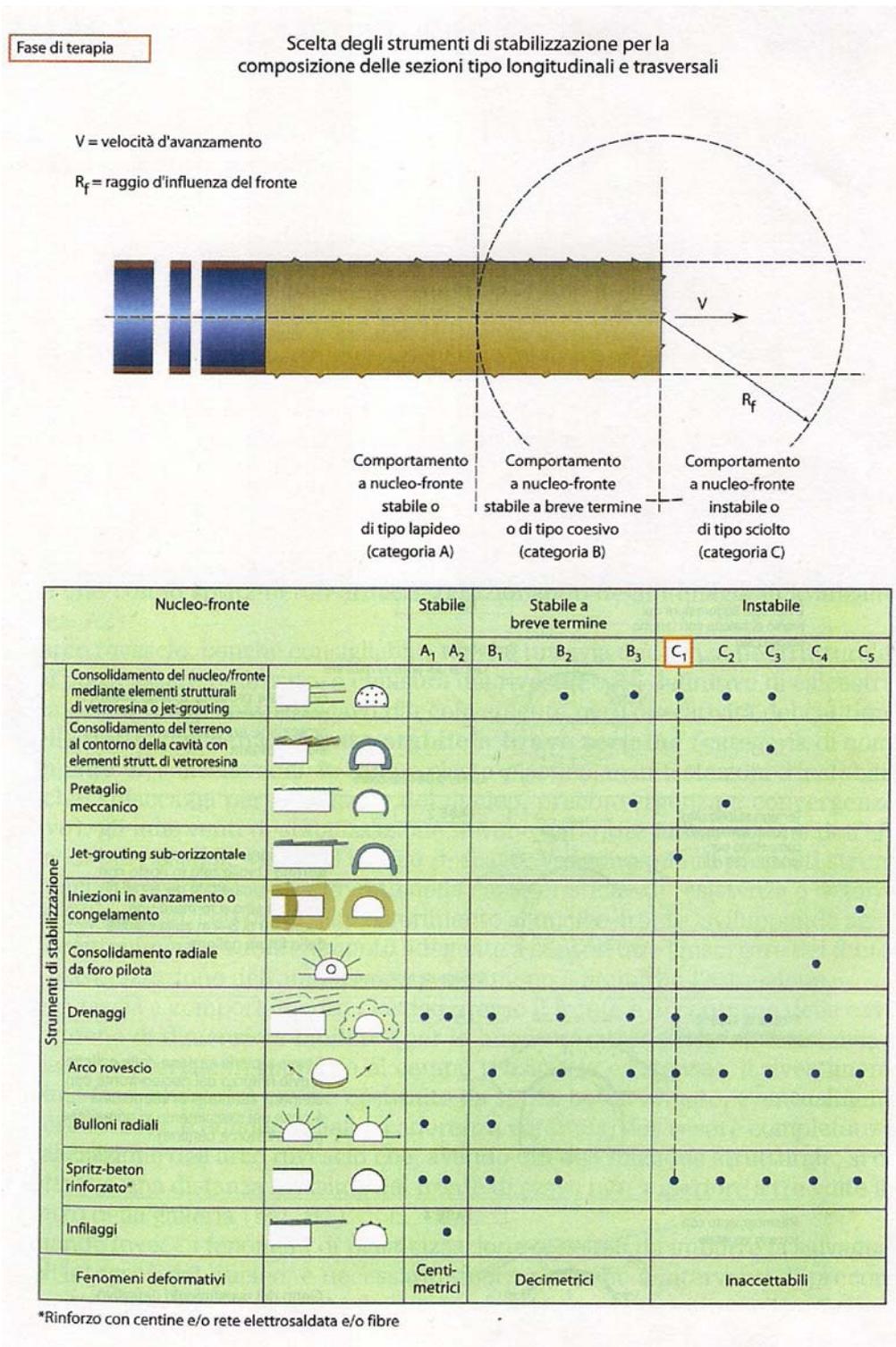


Figura 7.9 Interventi di stabilizzazione disponibili per la composizione delle sezioni tipo di scavo e avanzamento in galleria (Lunardi, 2001).

La seguente Figura 7.10 mostra un esempio di come, per ogni galleria analizzata, verranno riepilogati i dati salienti relativamente: (1) alle sezioni tipo adottate, (2) ai criteri di applicazione, (3) ai criteri di variabilità degli interventi di preconsolidamento, di sostegno di prima fase e di rivestimento

definitivo, in funzione delle effettive condizioni geologiche e geomeccaniche riscontrate e dell'entità della risposta deformativa ottenuta dal monitoraggio (estrusioni e convergenze).

GEOLOGIA	GEOMECCANICA	COPERTURE (m)	CATEGORIE DI COMPORTAMENTO PREVALENTE	SEZIONI TIPO PREVALENTE		RISPOSTA DEFORMATIVA PREVISTA	VARIABILITA'		NOTE	APPLICAZIONI			
				INTERVENTI			INTERVENTI						
				TIPO	1 fase		2 fase	1 fase			2 fase		
MARNOSO ARENACEA	1	0 - 300	A	Ab	Ø15 tubuli p=1,20m SS sp=15cm	CLS sp=50cm AR sp=50cm	Trasversale	Trasversale	Ø12-20 tubuli p=4,50-6,50m p=1,20m SS sp=10-20cm	CLS sp=50cm AR sp=50cm	 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- la disposizione della roccia segue l'orientamento della stratificazione</li> <li>- sono attese in funzione del grado di rotture dell'ammasso roccioso</li> </ul>	
				B1	Ø18 tubuli p=1,20m SS sp=20cm	CLS sp=50cm AR sp=100cm	Trasversale	Ø10-15m	CLS sp=50cm AR sp=100cm	 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- draggi in funzione delle principali perturbazioni lineari</li> <li>- distanza fronte A.B. e fronte B.D. da regolare in funzione della risposta deformativa e dei versanti</li> </ul>		
	2	0 - 300	A	Ab	Ø15 tubuli p=1,20m SS sp=15cm	CLS sp=50cm AR sp=50cm	Trasversale	Trasversale	Ø12-20 tubuli p=4,50-6,50m p=1,20m SS sp=10-20cm	CLS sp=50cm AR sp=50cm	 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- la disposizione della roccia segue l'orientamento della stratificazione</li> <li>- sono attese (0,05-1,50) in funzione del grado di rotture dell'ammasso roccioso</li> </ul>	
				B1	Ø18 tubuli p=1,20m SS sp=20cm	CLS sp=50cm AR sp=100cm	Trasversale	Ø10-15m	CLS sp=50cm AR sp=100cm	 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- draggi in funzione delle principali perturbazioni lineari</li> <li>- distanza fronte A.B. e fronte B.D. da regolare in funzione della risposta deformativa e dei versanti</li> </ul>		
	3	100 - 340	B	B1	Ø15 tubuli p=1,20m SS sp=20cm	CLS sp=50cm AR sp=100cm	Trasversale	Ø10-15m	Ø12-20 tubuli p=4,50-6,50m p=1,00-1,40m SS sp=20cm	CLS sp=50cm AR sp=100cm	 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- draggi in funzione delle principali perturbazioni lineari</li> <li>- VTR controllati in funzione della stratificazione dell'ammasso</li> <li>- draggi in funzione delle principali perturbazioni lineari</li> <li>- distanza fronte A.B. e fronte B.D. da regolare in funzione della risposta deformativa e dei versanti</li> </ul>	
4	300 - 350	C	C4	VTR di fronte n°45 Ø27 tubuli p=1,20m SS sp=20cm	CLS sp=90cm AR sp=100cm	< 15cm	1 - 15m	VTR di fronte n°35-55 Ø27 tubuli p=1,20m SS sp=20cm	CLS sp=90cm AR sp=100cm	 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- VTR controllati in funzione della stratificazione dell'ammasso</li> <li>- draggi in funzione delle principali perturbazioni lineari</li> <li>- distanza fronte A.B. e fronte B.D. da regolare in funzione della risposta deformativa e dei versanti</li> </ul>		
5	100 - 300	C	C2	Ø27 tubuli p=1,20m SS sp=20cm	CLS sp=70cm AR sp=100cm	< 10 cm	1 - 15m	Ø27 tubuli p=1,20m SS sp=20cm	CLS sp=90cm AR sp=100cm	 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- VTR controllati in funzione della stratificazione dell'ammasso</li> <li>- draggi in funzione delle principali perturbazioni lineari</li> <li>- distanza fronte A.B. e fronte B.D. da regolare in funzione della risposta deformativa e dei versanti</li> </ul>		

Figura 7.10 Esempio di sintesi delle sezioni tipo di scavo e avanzamento previste per una galleria, adottando l'approccio ADECO-R.S.

## 7.2 Applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni (DM 14/1(2008))

### 7.2.1 Indicazioni delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni definiscono le procedure tecniche per il progetto e la costruzione delle opere in sotterraneo quali le gallerie, le caverne ed i pozzi, che sono costruiti totalmente nel sottosuolo mediante operazioni coordinate di asportazione del terreno e/o della roccia in posto e di messa in opera degli eventuali interventi, necessari alla stabilizzazione della cavità a breve termine, e del rivestimento finale, che dovrà essere individuato in relazione alla tipologia di opera da realizzare e alla funzione ad esso assegnata.

#### 7.2.1.1 Prescrizioni generali

L'approccio progettuale adottato deve prevedere l'impiego di metodi atti a prevenire o controllare, nelle fasi esecutive, gli effetti legati alla variazione dello stato tensionale preesistente nel terreno e/o nella roccia e del regime delle pressioni interstiziali nell'intorno della cavità conseguenti alle operazioni di scavo. Deve in particolare essere dimostrato il raggiungimento di condizioni di stabilità della stessa cavità ad opera ultimata, in relazione alle condizioni e alle caratteristiche del sito, nonché alle conseguenze che si possono comunque produrre sull'ambiente circostante. A tale

scopo, in stretta dipendenza dei risultati delle indagini geologiche, idrogeologiche e geotecniche, nel progetto devono essere specificati e adeguatamente giustificati:

- geometria, ubicazione (per le opere puntuali quali le caverne ed i pozzi) e tracciato dell'opera (per le opere a sviluppo lineare quali le gallerie);
- metodo e tecniche di scavo, di tipo tradizionale o meccanizzato;
- eventuali interventi di stabilizzazione (compresi il miglioramento e il rinforzo dei terreni e delle rocce) da adottare sul fronte e sulle pareti di scavo, che dovranno essere definiti e quantificati con riferimento alle condizioni medie di progetto previste, indicando altresì le relative variabilità;
- mezzi occorrenti per l'intercettazione e l'eventuale aggotamento dell'acqua sotterranea, avendo però cura di accertare se tale aggotamento comporti o meno eventuali variazioni all'equilibrio idrogeologico preesistente;
- elementi utili a definire accorgimenti nei metodi e nelle tecniche di scavo, interventi, piani e norme di sicurezza, anche con riferimento a particolari situazioni di pericolo per presenza di gas tossici o esplosivi, di cavità (naturali e antropiche) o di venute improvvise di acqua;
- problematiche relative alla messa a dimora dei materiali di risulta degli scavi, compresa la individuazione degli eventuali interventi di inertizzazione che si rendessero necessari, in relazione alla natura degli stessi materiali.

#### 7.2.1.2 Caratterizzazione geologica

L'ampiezza e l'approfondimento degli studi e delle indagini devono essere commisurati alla complessità geologica, alla vulnerabilità ambientale del sito, alla posizione e alle dimensioni dell'opera.

Nel caso in cui sia adottato il "metodo osservazionale", il modello geologico può essere verificato ed eventualmente integrato con specifiche indagini.

Gli accertamenti devono riguardare le condizioni idrogeologiche e i caratteri degli acquiferi presenti nell'area. Devono inoltre essere mirati alla individuazione di particolari situazioni di pericolo dovute alla presenza eventuale di cavità carsiche, improvvise venute d'acqua, gas tossici ed esplosivi.

Devono essere accertate le caratteristiche di sismicità della zona interessata dal progetto, ponendo particolare attenzione a segnalazioni della presenza di faglie attive in corrispondenza o in prossimità dell'opera.

### 7.2.1.3 Caratterizzazione e modellazione geotecnica

Specifiche indagini, in sito e in laboratorio, devono permettere la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce, con particolare riguardo all'eventuale potenzialità di comportamento spingente e/o rigonfiante, alle disomogeneità e, in generale, a tutti i fattori di scala d'interesse.

Deve inoltre essere accertato il regime delle pressioni interstiziali e l'eventuale presenza di moti di filtrazione.

Il modello geotecnico deve evidenziare le zone omogenee dal punto di vista fisico-meccanico e deve rappresentare il regime delle pressioni interstiziali nei terreni e nelle rocce interessate dallo scavo.

Nel caso in cui la progettazione facesse riferimento al "metodo osservazionale", indagini e prove integrative possono essere svolte in corso d'opera, purché previste in progetto.

#### 7.2.1.3.1 *Criteria di progetto*

Sulla base del modello geotecnico del sottosuolo, il progetto deve comprendere la previsione quantitativa degli effetti direttamente indotti dagli scavi al contorno della cavità e in superficie, con riferimento in particolare a scavi e gallerie poco profonde in ambiente urbano, da cui deve derivare la scelta del metodo e delle tecniche di scavo e degli eventuali interventi di miglioramento e rinforzo.

L'adozione di interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce per garantire o migliorare la stabilità globale e locale dell'opera deve essere adeguatamente motivata, così come deve essere giustificato e illustrato il dimensionamento di tali interventi.

Nella previsione progettuale dei metodi di scavo, particolare considerazione dovrà aversi per la sicurezza in avanzamento, per la stabilità di eventuali manufatti circostanti e per la sistemazione del materiale di risulta. La costruzione di un'opera in sotterraneo determina una modifica dello stato di tensione efficace iniziale del sottosuolo. Le variazioni di tensione dipendono dalla forma e dalle dimensioni dell'opera, dalla posizione di questa rispetto alla superficie esterna, dal metodo seguito nella costruzione e dalla sequenza delle fasi costruttive, nonché dal tipo di rivestimento, provvisorio o definitivo, adottati. Ulteriori variazioni possono essere indotte durante l'esercizio dell'opera per effetto di sollecitazioni statiche e dinamiche dovute al traffico, o alla spinta di fluidi eventualmente convogliati dalla galleria, o ad azioni sismiche.

L'entità delle deformazioni indotte nel terreno dalla costruzione di un'opera in sotterraneo dipendono da un lato dalla natura e dallo stato tensionale del terreno e dall'altro dalle caratteristiche dello scavo e dalle metodologie esecutive adottate. Gli spostamenti della superficie esterna per effetto dello scavo in sotterraneo devono essere sempre valutati con prudenza, tenendo conto anche dell'effetto di eventuali riduzioni delle pressioni interstiziali provocate dalla costruzione dell'opera.

#### 7.2.1.4 Metodi di calcolo

Per lo svolgimento delle analisi progettuali si deve fare riferimento ai modelli geotecnici di sottosuolo di riferimento e a leggi di comportamento note e di provata validità. Inoltre, si deve ricorrere a metodi e procedimenti di calcolo di comprovata validità, adeguati alla complessità del sistema opera-terreno e al livello di progettazione. In generale si deve ricorrere ad uno o più dei seguenti procedimenti:

a) metodi analitici;

b) metodi numerici, per simulare il comportamento del sistema opera-terreno, nelle diverse fasi di scavo e costruzione, nonché in condizioni di esercizio.

Le analisi devono essere svolte con specifico riferimento:

- alla stabilità globale della cavità, con particolare riguardo, nel caso delle gallerie, al fronte, alla zona retrostante il fronte e, in condizioni di bassa copertura, alla valutazione dei risentimenti attesi in superficie;

- all'interazione opera-terreno nelle diverse fasi costruttive e in condizioni di esercizio.

Nel caso di progettazione basata sul "metodo osservazionale", le analisi devono permettere la valutazione quantitativa del comportamento dell'opera nelle diverse fasi di scavo e costruzione, in modo da poter formulare previsioni sui valori delle grandezze rappresentative del comportamento della cavità, con particolare riguardo ai valori di convergenza radiale del cavo, della deformazione longitudinale del fronte e, se pertinenti, dei cedimenti indotti in superficie.

La stabilità del fronte di avanzamento dipende dallo stato dei terreni che si attraversano o di quelli immediatamente circostanti, dalla grandezza del ricoprimento in rapporto al diametro della galleria, dalla velocità di avanzamento, dalle caratteristiche della eventuale macchina di scavo, dai procedimenti che si seguono nella posa in opera dei sostegni e del pre-rivestimento. In particolari terreni (ad esempio sabbie fini, argille consistenti o rocce fessurate), le condizioni di stabilità possono essere notevolmente modificate dagli effetti meccanici dei fenomeni di filtrazione o di percolazione dal fronte di scavo.

Eventuali interventi di trattamento preventivo, previsti in progetto per migliorare temporaneamente o permanentemente le proprietà meccaniche dei terreni, devono essere adeguatamente illustrati, giustificati e dimensionati secondo quanto disposto al paragrafo 6.9 delle Norme Tecniche per le Costruzioni relativo al miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce.

Le previsioni di progetto devono essere sufficientemente cautelative per tener conto di eventuali variazioni delle proprietà meccaniche dei terreni lungo l'asse della galleria.

Il comportamento del rivestimento dipende dalle dimensioni e dalla profondità della galleria, dallo stato tensionale del sottosuolo, dalla rigidità della struttura, dal metodo, dalla sequenza e dai tempi delle operazioni di scavo e di costruzione dell'eventuale pre-rivestimento.

Il comportamento del pre-rivestimento dipende principalmente dalle modalità e dall'accuratezza con le quali viene realizzato. Pertanto l'adeguatezza del rivestimento e dell'eventuale pre-rivestimento sarà controllata in fase costruttiva per mezzo di misure.

#### 7.2.1.5 Controllo e monitoraggio

Il monitoraggio deve permettere di verificare la validità delle previsioni progettuali. Esso deve essere predisposto in modo da permettere la valutazione del comportamento del terreno e delle strutture per ogni fase di scavo e costruzione, oltre che ad opera ultimata.

Il monitoraggio deve inoltre consentire il controllo di quelle grandezze, rappresentative del comportamento del complesso opera-terreno, specificamente individuate nell'ambito dell'applicazione del metodo osservazionale.

### **7.2.2 Approccio progettuale per le opere in sotterraneo sulla base delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008)**

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (emesse con DM del 14 gennaio 2008), indicate di seguito per brevità NTC 2008), considerano cinque stati limite ultimi che, mantenendo la denominazione abbreviata degli eurocodici, sono così identificati:

EQU – perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno - struttura, considerati come corpi rigidi;

STR – raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

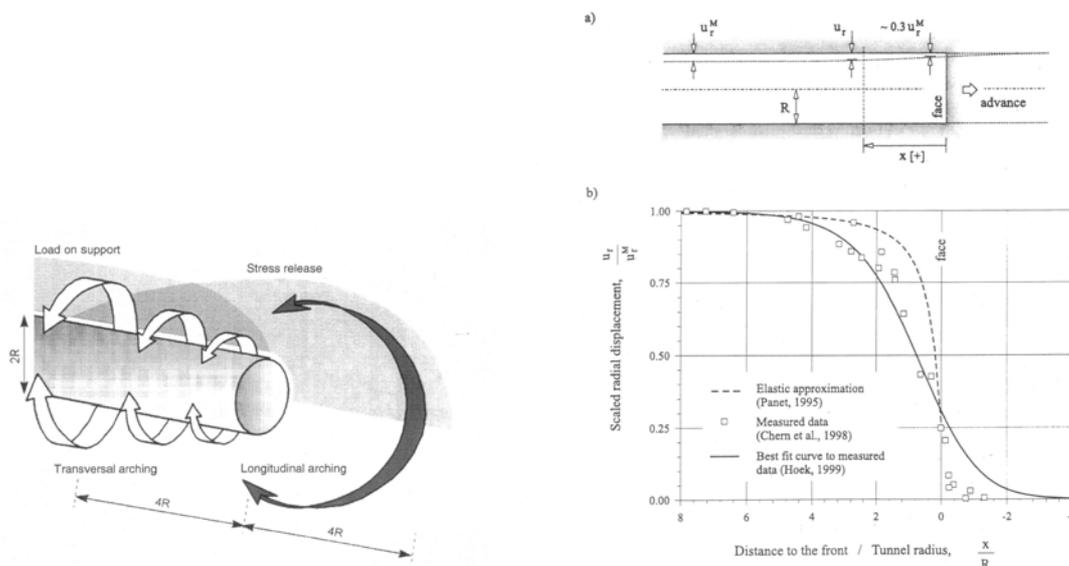
UPL – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

HYD – erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

Gli stati limite STR e GEO sono gli unici che prevedono il raggiungimento della resistenza delle strutture o del terreno, rispettivamente. Per quanto concerne le opere in sotterraneo e le gallerie, per le situazioni sia transitorie di scavo e avanzamento con la messa in opera del pre – rivestimento sia di lungo termine per il rivestimento definitivo, gli stati limite ultimi pertinenti da prendere in considerazione sono gli stati limite ultimi GEO ed STR.

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo, inteso come parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso, e permettere la

definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito. Per quanto riguarda il volume significativo, con riferimento ad una galleria (Figura 7.11a), la zona più direttamente interessata dallo scavo è pari a circa 4 volte il raggio della galleria anche se, in certe condizioni, si può avere un raggio di azione fino a 6-8 volte il raggio della galleria (Figura 7.11b).



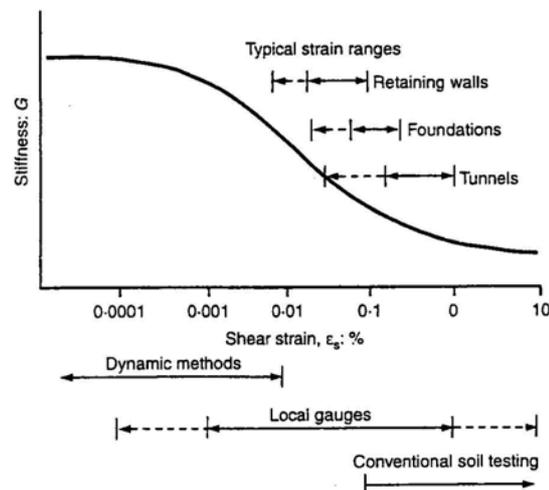
**Figura 7.11** (a) Schema che mostra la ridistribuzione tridimensionale dello stato tensionale in corrispondenza della zona più prossima al fronte di scavo, (b) profilo degli spostamenti radiali  $u_r$  per una galleria senza sostegno in prossimità del fronte di scavo e andamento delle convergenze ricavate da modelli elastici (Panet, 1995), da misure effettuate in galleria (Chern et al. 1998) e da una interpolazione dei dati sperimentali (Hoek, 1999).

In accordo alle "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" emesse con la circolare n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 2 febbraio 2009, la scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi.

La **prima fase** comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Tale scelta richiede una valutazione specifica da parte del progettista, per il necessario riferimento ai diversi tipi di verifica.

Per le verifiche allo stato limite ultimo delle gallerie si dovrà tenere presente nella scelta dei parametri di resistenza al taglio che lo scavo della galleria comporta il coinvolgimento di un elevato volume di terreno indisturbato e, con riferimento ad altre opere geotecniche, comporta dei livelli di deformazione di gran lunga più elevati (Figura 7.12).

Inoltre nella scelta dei parametri geotecnici più appropriati ai fini della progettazione dell'opera in sotterraneo, con particolare riferimento ai valori della resistenza di picco, di quella corrispondente al raggiungimento dello stato critico e di quella residua, si deve tenere presente: (1) la natura dei materiali (terreni a grana fine, terreni a grana grossa, terreni strutturalmente complessi, ammassi rocciosi), (2) le modalità di scavo con il conseguente grado di disturbo arrecato all'ammasso e (3) le metodologie esecutive adottate volte comunque a limitare il più possibile il detensionamento dell'ammasso.



**Figura 7.12** Andamento del modulo di deformabilità in funzione del livello di deformazione.

Per quanto concerne gli ammassi rocciosi come noto sulla base dei parametri di resistenza ottenuti dalle prove di laboratorio e dalle prove in sito, utilizzando il criterio di rottura di Hoek e Brown e l'indice di qualità GSI (Geological Strength Index) si valutano i parametri di resistenza dell'ammasso roccioso.

Nell'ultima versione del criterio di rottura di Hoek e Brown del 2002, per l'ammasso roccioso, i valori di picco dei parametri della legge di resistenza possono essere ricavati a partire dalle caratteristiche del materiale roccioso e dall'indice di qualità GSI tramite opportune relazioni in cui il disturbo dell'ammasso roccioso, dovuto alla tecnica di scavo e al grado di rilascio tensionale, viene espresso da un fattore di disturbo  $D$ , che assume valori compresi tra  $D = 0$  per ammassi rocciosi indisturbati e  $D = 1$  per ammassi molto disturbati. Occorre tuttavia sottolineare la difficoltà di una stima di tale fattore: infatti l'esame di molti casi reali mostra come il grado di disturbo sia influenzato da un elevato numero di fattori difficilmente quantificabili. Gli Autori forniscono delle linee guida per la valutazione del fattore di disturbo  $D$ .

In vari casi, nella progettazione geotecnica sono utilizzate le relazioni proposte da Hoek e Brown per il loro criterio di rottura del 2002, con  $D = 0$  e  $D = 1$ , per ottenere rispettivamente i parametri di resistenza “di picco” e “residui”, identificando quindi condizioni “indisturbate” e “di picco” e condizioni “disturbate” e “residue”.

Tale procedura non appare però soddisfacente in quanto in questo modo il decadimento dei parametri di resistenza tra le condizioni di picco e residue, in conseguenza delle deformazioni plastiche, risulterebbe percentualmente più rilevante negli ammassi rocciosi più scadenti che negli ammassi di migliore qualità, il che non sembra ragionevole.

Conseguentemente appare più ragionevole stabilire dei parametri di resistenza unici sufficientemente cautelativi da ritenersi come la “resistenza operativa” effettivamente mobilizzabile per lo scavo della cavità invece che presumere una accuratezza tale da differenziare i parametri di resistenza “di picco” da quelli “residui”.

Infine si fa presente che nel caso delle argille e dei terreni strutturalmente complessi è utile fare riferimento alla classificazione proposta da Esu (1977) e ripresa successivamente dall'AGI (1979), integrata con l'indice GSI (Geological Strength Index) introdotto da Hoek, Kaiser e Bawden (1995), successivamente modificato da Hoek e Marinos (2000), sulla base dei terreni molto scadenti incontrati in Grecia durante lo scavo di importanti gallerie, ed, infine, esteso da Hoek, Marinos e Benissi (1998) alle formazioni rocciose eterogenee quali i Flysch.

La classificazione e stima del valore di GSI proposta e riportata nella Figura 7.13 è stata ricavata sulle base delle esperienze finora acquisite nello scavo di gallerie in Italia, in terreni strutturalmente complessi, adottando il metodo ADECO-RS. Mediante la stima del valore di GSI, nota la resistenza a compressione monoassiale dei diversi litotipi,  $\sigma_{ci}$ , ed il valore dell'indice  $m_i$  del criterio di rottura di Hoek e Brown è possibile definire la fascia intrinseca dei parametri di resistenza al taglio dell'ammasso.

Sulla base di numerose analisi a ritroso condotte mediante modelli numerici tridimensionali, durante lo scavo di gallerie, utilizzando i dati forniti dal monitoraggio (estrusioni, convergenze, misure delle sollecitazioni sul priverimento mediante celle di carico o barrette estensimetriche, cedimenti del piano campagna), si è potuto ampiamente verificare come l'adozione del criterio di rottura di Hoek e Brown, sia in grado di fornire parametri di resistenza al taglio realistici, per quanto concerne la fase di diagnosi e di terapia che nell'approccio ADECO-RS portano alla definizione delle sezioni tipo di scavo e avanzamento, una volta stimato correttamente il valore di GSI e assunto un valore di  $\sigma_{ci}$  e di  $m_i$  che siano una media ponderata dei valori relativi ai diversi litotipi presenti al fronte.

		CONDIZIONI DELLE DISCONTINUITA'					CATEGORIA DI COMPORTAMENTO METODO ADECO-RS		
		MOLTO BUONE - superfici molto scabre, sane non alterate	BUONE - superfici scabre, leggermente alterate, ossidate	DISCRETE - superfici lisce, moderatamente alterate	SCADENTI - superfici lisce (slickensided), superfici molto alterate con materiale di riempimento compatto o costituito da frammenti angolari	MOLTO SCADENTI - superfici lisce (slickensided), superfici molto alterate con materiale di riempimento costituito da argille tenere	A	B	C
	A <sub>1</sub>					GSI < 35			
	A <sub>2</sub>					GSI < 30			
	B <sub>1</sub>	20 < GSI < 70							
	B <sub>2</sub>					GSI < 30			
	B <sub>3</sub>					GSI < 20			
	C					GSI < 15			
Valori di GSI (Geological Strength Index)		70	60	50	40	30	20	10	
Formazioni arenaceo (A) - pelliche (P) (per complessità geotecnica B <sub>1</sub> e B <sub>2</sub> )		A/P >> 1	A/P = 3	A/P = 1	A/P = 1	A/P = 1	A/P = 1	A/P = 1	A/P = 1
Formazione calcareo (C) - pelliche (P) (per complessità geotecnica B <sub>1</sub> e B <sub>2</sub> )		C/P >> 1	C/P = 3	C/P = 1	C/P = 1	C/P = 1	C/P = 1	C/P = 1	C/P = 1

**Figura 7.13** Sistema di classificazione con stima del valore dell'indice GSI per i terreni strutturalmente complessi, finalizzato alla progettazione e costruzione delle gallerie.

Identificati i parametri geotecnici appropriati, la **seconda fase** del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa, effettuata dal progettista, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

Nel caso delle opere in sotterraneo e soprattutto delle gallerie avendosi dei volumi significativi molto elevati e dati geotecnici comunque sempre puntuali rispetto allo sviluppo e alle dimensioni delle opere è importante effettuare una analisi di sensibilità sulla variabilità identificata o ipotizzata dei differenti parametri geotecnici.

A questo riguardo, tenendo anche presenti i principi dell'approccio ADECO-RS, nella definizione delle caratteristiche geologiche – geomeccaniche dell'ammasso occorre tenere presente sempre i seguenti passi fondamentali:

- gli ammassi rocciosi e i terreni incontrati lungo il tracciato sono descritti sulla base delle caratteristiche geologiche e geomeccaniche individuate dalle indagini e prove geotecniche in sito e di laboratorio;
- per comodità di rappresentazione, gli ammassi rocciosi incontrati lungo il tracciato vengono raggruppati in “gruppi geomeccanici”;
- a ciascuna formazione sono attribuiti in sede di progetto campi di variazione dei principali parametri geomeccanici (coesione, angolo di resistenza al taglio, modulo di deformabilità), corrispondenti alle diverse configurazioni che una formazione può presentare nell'ambito dello stesso gruppo;
- tali campi di variazione individuano così una “fascia intrinseca”, compresa tra la curva di resistenza inferiore e la curva di resistenza superiore, che definisce univocamente ciascuna porzione di ammasso da un punto di vista geomeccanico.

Conseguentemente, per ogni tratta di galleria a comportamento geomeccanico omogeneo, occorre definire almeno tre differenti gruppi di valori caratteristici dei parametri geomeccanici ( $c'$ ,  $\phi'$  ed  $E$ ):

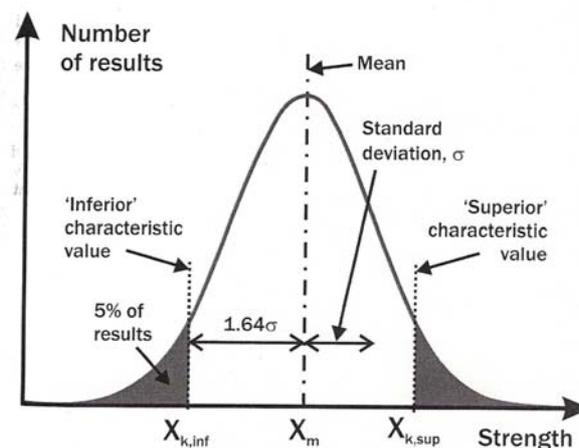
1. valore caratteristico prossimo al valore minimo del parametro geotecnico indicato con  $X_{k,inf}$ ;
2. valore caratteristico corrispondente al valore medio del parametro geotecnico, indicato con  $X_m$ ;
3. valore caratteristico prossimo al valore massimo del parametro geotecnico indicato con  $X_{k,sup}$ .

Sulla base di analisi condotte con almeno tali tre differenti valori caratteristici dei parametri geotecnici si potranno definire i campi di variabilità degli interventi previsti per la sezione tipo adottata come ad esempio numero e lunghezza di sovrapposizione degli eventuali interventi di preconsolidamento del nucleo d'avanzamento, passo delle centine, spessore del calcestruzzo proiettato, distanza dal fronte del getto delle murette e dell'arco rovescio, ecc.

Più precisamente, sulla base di analisi progettuali con tali differenti valori caratteristici dei parametri geomeccanici, il progetto fornirà delle apposite linee guida per la gestione delle variabilità previste dalla sezione tipo sulla base della risposta deformativa ottenuta dalle misure di estrusione e dalle stazioni di convergenza nonché dagli stessi rilievi geologico – strutturali del fronte di scavo inclusa la fondamentale osservazione del comportamento del materiale durante lo scavo.

In quest'ottica potrebbe pertanto essere appropriato, per stabilire i valori caratteristici, effettuare una analisi probabilistica assumendo per i parametri geotecnici una distribuzione normale o curva di Gauss e adottando ad esempio il metodo Monte Carlo.

Con riferimento alla distribuzione normale mostrata nella Figura 7.14, Il valore caratteristico inferiore  $X_{k,inf}$  è definito come il valore di  $X$  al di sotto del quale ci si attende un 5% dei valori relativi alla proprietà geotecnica misurata. In altre parole si ha una probabilità del 95% che la proprietà  $X$  sia superiore a  $X_{k,inf}$ . Invece il valore caratteristico superiore  $X_{k,sup}$  è definito come il valore di  $X$  al di sopra del quale ci si attende un 5% di valori superiori. Si ha quindi una probabilità del 95% che  $X$  sia inferiore a  $X_{k,sup}$ .



**Figura 7.14** Distribuzione normale e definizione dei valori caratteristici  $X_{k,inf}$ ,  $X_{k,m}$  e  $X_{k,sup}$ .

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni prevedono 2 approcci progettuali, rispetto ai tre contemplati dall'Eurocodice 7, ai quali corrispondono diversi valori dei coefficienti di sicurezza parziali rispettivamente definiti per le azioni (A1 a A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Per le opere in sotterraneo il paragrafo 6.7 delle NTC 2008 non fornisce indicazioni su quale dei due approcci (approccio 1 o 2) può essere adottato. Con riferimento anche alle indicazioni dell'AFTES (2007) si ritiene più pertinente per le opere in sotterraneo adottare l'approccio progettuale 2 con le seguenti precisazioni.

L'Eucodice 7 e anche le NTC 2008 contemplano che i coefficienti parziali A1 o A2 possano essere applicati o prima del calcolo alle azioni o dopo il calcolo all'effetto delle azioni (si veda la tabella 6.2.1 delle NTC 2008). A questo riguardo il citato documento dell'AFTES (2007) fa presente che, alla fine del paragrafo 2.4.2 dell'EC7, viene riportata una nota che afferma che azioni permanenti sfavorevoli (destabilizzanti) e favorevoli (stabilizzanti) possono in alcune situazioni essere considerate come

provenienti da un'unica sorgente, ed è proprio il caso per le gallerie dell'interazione con il terreno incassante. Se le azioni sono considerate in tale maniera si può applicare un unico coefficiente parziale alla somma di tali azioni o alla somma dei loro effetti.

Ciò premesso, l'approccio 2 applicato al calcolo delle gallerie si può tradurre nel seguente procedimento:

- i calcoli sono effettuati adottando un coefficiente parziale pari ad 1 alle azioni e ai valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno;
- le verifiche dei livelli di sollecitazione nel pre – rivestimento e nel rivestimento definitivo vengono effettuate applicando un coefficiente parziale pari a 1.3 (gruppo A1) alle forze interne (momento flettente M, sforzo normale N e forza di taglio T) ottenute dal calcolo effettuato e verificando le sezioni resistenti con il metodo agli stati limite secondo la normativa.

Con tale approccio i parametri geotecnici di progetto coincidono con i valori caratteristici avendo assunto valori unitari per quanto concerne i coefficienti parziali (gruppo M1).

Relativamente a tale scelta, suggerita da AFTES (2007), occorre tenere presente che i terreni sono generalmente sollecitati in campo elastico. Conseguentemente nel caso si applicasse un approccio progettuale come l'Approccio 1 – Combinazione 2, che adotta dei coefficienti parziali riduttivi ai parametri geotecnici (gruppo M2), si avrebbe come effetto del calcolo di determinare delle zone plasticizzate più importanti ed estese della realtà. Analogamente, amplificare le azioni con i coefficienti parziali (gruppo A1) comporterebbe di amplificare in maniera irrealistica le sollecitazioni. E' quindi più rispondente alla realtà applicare i coefficienti parziali agli effetti delle azioni.

## 8. METODI DI ANALISI PROGETTUALE

### 8.1 Premesse

In accordo ai criteri di progettazione illustrati nel precedente Par.7, lo scopo del presente capitolo è quello di descrivere i metodi di analisi cui ricorrere per:

(1) Formulare le previsioni sul comportamento deformativo della galleria (estrusione, preconvergenza e convergenza) in assenza di interventi di stabilizzazione, ovvero sia in condizioni intrinseche, per giungere ad una suddivisione del tracciato sotterraneo in tratte a comportamento deformativo omogeneo, individuate in rapporto alle tre categorie di comportamento fondamentali:

- categoria A: comportamento a nucleo – fronte stabile o di tipo lapideo;
- categoria B: comportamento a nucleo – fronte stabile a breve termine o di tipo coesivo;
- categoria C: comportamento a nucleo – fronte instabile o di tipo sciolto.

(2) Verificare la stabilità della galleria ed il suo comportamento tensionale e deformativo in presenza degli interventi di miglioramento, rinforzo, stabilizzazione e rivestimento (di prima fase e definitivo).

Il metodo di analisi di volta in volta impiegato farà riferimento alle ipotesi di continuo/continuo equivalente o discontinuo, introdotte per la descrizione del comportamento tensio – deformativo del terreno. Per la scelta dei parametri geotecnici si rimanda a quanto esposto nel precedente capitolo 6, in relazione alle leggi costitutive che saranno adottate.

Il metodo di analisi dovrà consentire di esaminare le condizioni di stabilità della galleria ed il suo comportamento tensionale e deformativo, in presenza ed in assenza degli interventi, in modo che l'azione degli stessi possa essere considerata esplicitamente, secondo il modello di interazione terreno – struttura di volta in volta scelto. In sede di analisi dovrà essere fatto riferimento al metodo di scavo di cui si propone l'utilizzo (tradizionale o meccanizzato) ed alla sequenza delle diverse fasi, nonché ai sistemi di miglioramento, rinforzo e stabilizzazione proposti, sia preventivamente allo scavo che in concomitanza con lo stesso.

### 8.2 Condizioni tensio – deformative al fronte di scavo e nella zona retrostante

Nella valutazione della categoria di comportamento della galleria, assume fondamentale importanza la valutazione dello stato tensio – deformativo tridimensionale che caratterizza la zona in prossimità

del fronte di scavo (cioè la zona retrostante e oltre il fronte) e l'eventuale innesco delle plasticizzazioni nell'ammasso roccioso. Per tale valutazione si ricorre ad analisi numeriche tridimensionali e per fornire un quadro sintetico delle condizioni di sforzo intorno ad una galleria, inizialmente, senza introdurre alcun elemento di rinforzo e/o sostegno e volendo analizzare la sola risposta dell'ammasso roccioso allo scavo (cioè in condizioni intrinseche) si ricorre al metodo basato sul percorso delle sollecitazioni (stress path).

Si calcola quindi in punti situati sul contorno della galleria la tensione media,  $p$ , e la corrispondente tensione di taglio massima,  $s$ , definite nel seguente modo:

$$p = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}$$

$$q = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}$$

dove  $\sigma_v$  è la tensione verticale e  $\sigma_h$  è la tensione orizzontale.

La Figura 8.1 riporta un esempio pubblicato in letteratura (Steiner, 1992) di percorsi di sollecitazione ricavati per lo scavo di una galleria in rocce rigonfianti, rispettivamente per una sezione a ferro di cavallo e circolare, ricorrendo all'ipotesi di mezzo continuo equivalente e ad un modello elastico lineare. La profondità della galleria è pari a 400 m; lo stato di tensione iniziale è definito da una componente verticale di 10 MPa e da un coefficiente di spinta orizzontale a riposo  $K_0$  pari rispettivamente a 0.7, 1.0 e 1.5.

Per valutare, per un certo numero di punti sul contorno della galleria e nel suo intorno, i valori di  $p$  e  $q$  è stato impiegato un programma che utilizza il metodo degli elementi di contorno. In questo caso semplice e con riferimento alla Figura 8.1 è possibile effettuare alcune considerazioni importanti sullo scavo di gallerie in rocce tenere. Se, infatti, confrontiamo le condizioni che si verificano al piede della galleria in condizioni di stato tensionale naturale di tipo idrostatico ( $K_0 = 1$ ), è possibile osservare (punti D e D<sub>1</sub>) che per la galleria circolare la tensione media,  $p$ , rimane invariata, mentre per la galleria a ferro di cavallo si ha una riduzione del valore della stessa tensione media.

Si può inoltre osservare che, qualunque sia il valore di  $K_0$ , per la galleria a ferro di cavallo, si verifica sempre una riduzione della tensione media al piede, a differenza di quanto accade per la galleria di forma circolare. Poiché lo scarico tensionale costituisce una delle cause che provocano il richiamo di acqua e quindi anche possibili fenomeni di rigonfiamento, appare evidente che la forma a ferro di cavallo è certamente da evitare all'interno di rocce ad elevato potenziale rigonfiante, mentre è da preferire la forma circolare.

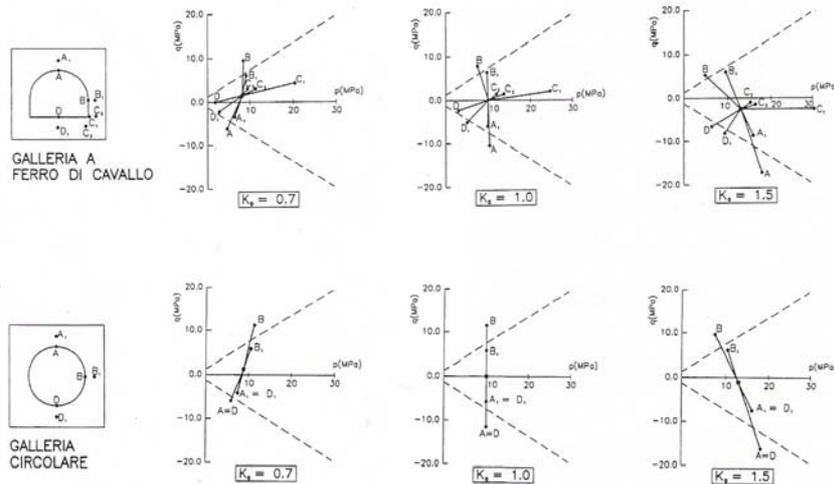


Figura 8.1 Percorsi di sollecitazione per punti sul contorno della galleria e nel suo intorno (Steiner, 1972).

La Figura 8.2 illustra invece il percorso tensionale, in un terreno con legge di resistenza di Mohr-Coulomb, per una galleria non sostenuta. Un punto situato sul contorno della galleria si muove sulla verticale a partire dallo stato di sforzo originario (S) sino a raggiungere la condizione di resistenza di picco (A); cammina poi sulla curva di resistenza nel caso di comportamento plastico ideale (AB) o si sposta verso la curva di resistenza ultima nel caso di comportamento fragile (percorsi AE o ACD).

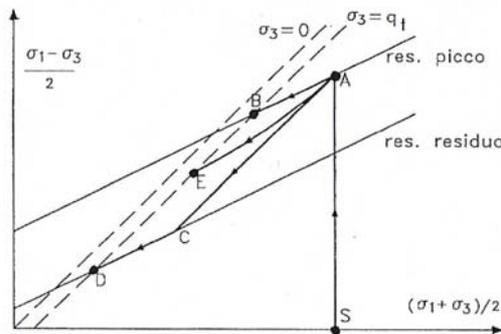
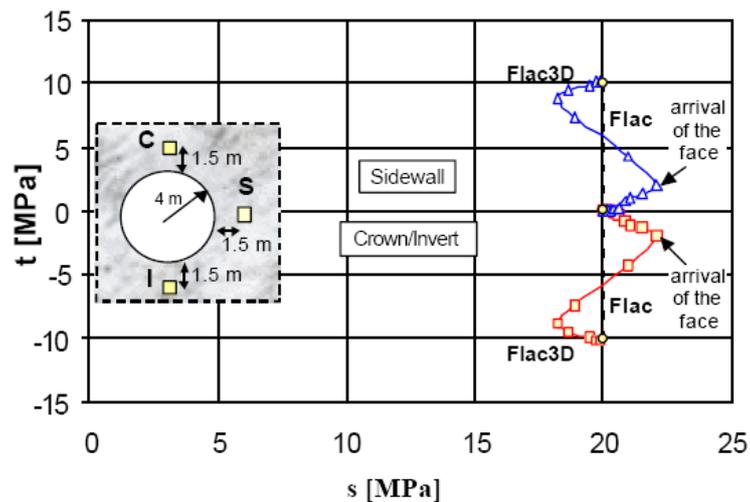


Figura 8.2 Percorsi tensionali intorno ad una galleria in un terreno con legge di resistenza di Mohr – Coulomb. SA, fase elastica,. AB, comportamento elasto-plastico ideale. AE, comportamento elasto-plastico con rammollimento (softening). ACD, comportamento elasto-plastico perfettamente fragile (Boldini, Graziani e Ribacchi, 2000).

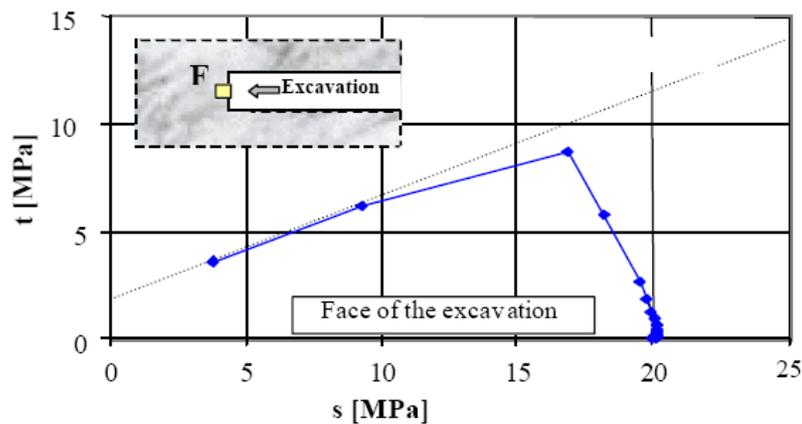
Se tuttavia si mette a confronto il percorso tensionale calcolato mediante una analisi tridimensionale con quello che corrisponde invece ad una soluzione bidimensionale in forma chiusa, in condizioni di deformazione piana (come gli esempi di Figura 8.1 e Figura 8.2) si notano delle notevoli differenze. Con riferimento alla Figura 8.3 (Barla, 2000) si può notare che, per una galleria circolare (diametro 8

m), ubicata in un ammasso roccioso di proprietà geotecniche scadenti sottoposto ad uno stato tensionale naturale di tipo idrostatico ( $\sigma_v = \sigma_h = 10$  MPa), l'analisi tridimensionale mostra come all'avanzare del fronte di scavo la tensione normale media non rimane costante, come si ricava nell'analisi bidimensionale, ma varia in maniera assai complessa all'incrementarsi dello sforzo di taglio massimo, con una chiara tendenza a crescere mentre il fronte si avvicina alla sezione di interesse, ed a diminuire mentre lo stesso fronte si allontana.



**Figura 8.3** Percorso di sollecitazione nei punti C (corona), I (arco rovescio) e S (pareti). L'ammasso roccioso ha comportamento lineare elastico ed isotropo.

Questo andamento in condizioni tridimensionali è ulteriormente evidenziato se si esamina il percorso delle sollecitazioni in corrispondenza del fronte di scavo. La Figura 8.4 mostra il percorso delle sollecitazioni in corrispondenza del fronte per un modello di comportamento dell'ammasso roccioso di tipo elasto – plastico. Come si può notare la tensione media diminuisce all'aumentare della tensione di taglio massimo. Come si instaura una zona plastica nella sezione di interesse, il percorso delle sollecitazioni cambia decisamente, come il fronte di scavo si avvicina e raggiunge la sezione presa in considerazione, con una improvvisa caduta di resistenza.



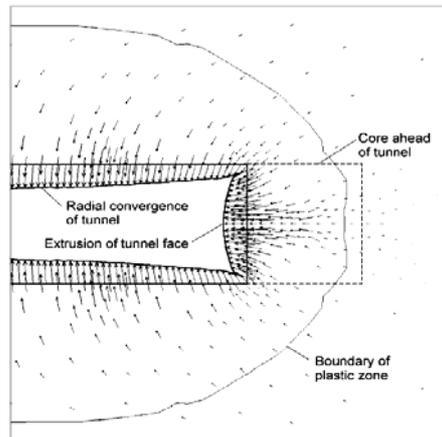
**Figura 8.4** Percorso di sollecitazione nel punto F (fronte di scavo). Il modello di comportamento dell'ammasso roccioso è elasto – plastico.

Sulla base di quanto sopra si possono fare le seguenti considerazioni:

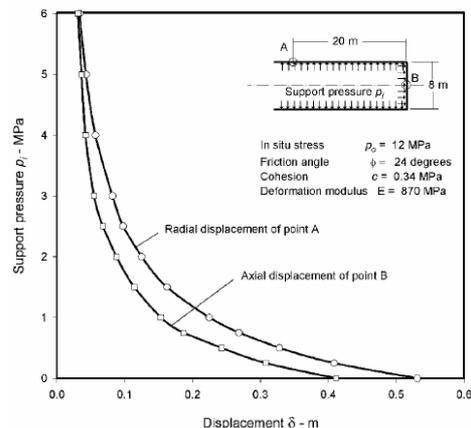
- la distribuzione delle tensioni e delle deformazioni al fronte di scavo è di tipo tridimensionale, così le usuali analisi bidimensionali portano necessariamente a trascurare alcuni importanti aspetti del comportamento dell'ammasso roccioso durante l'avanzamento, tra cui in particolare la deformazione del fronte di scavo;
- la variazione dello stato tensionale nell'intorno del cavo è influenzata in modo determinante dalla presenza del fronte; il percorso delle sollecitazioni è notevolmente diverso da quello che può essere ricavato con analisi e soluzioni bidimensionali;
- l'evoluzione delle deformazioni del fronte e del nucleo di avanzamento durante lo scavo è di fondamentale importanza per assicurare le necessarie condizioni di stabilità della galleria.

La Figura 8.5 mostra la distribuzione delle deformazioni nell'intorno di una galleria, mentre la Figura 8.6 mostra l'andamento degli spostamenti in corrispondenza del cavo (punto A situato ad una distanza di 20 m dal fronte di scavo) e del fronte (punto B) in funzione del graduale rilascio delle tensioni sul perimetro di scavo per simulare l'avanzamento del fronte. Tali valori, riportati nella Figura 8.6 sono stati calcolati per una galleria del diametro di 8 m utilizzando i parametri riportati nella stessa figura. Come si può notare, la deformazione del fronte di scavo ha un andamento simile a quella che si manifesta sulle pareti del cavo sebbene i valori risultano inferiori del 30% circa. Sempre con riferimento a tale figura si nota che per valori della pressione interna superiori a 6 MPa, l'ammasso roccioso si comporta elasticamente ed entrambe le linee hanno un andamento rettilineo. La pratica conseguenza di tale osservazione è che sia il fronte di scavo sia le pareti della galleria si comportano in maniera del tutto simile e conseguentemente diventa necessario garantire la stabilità

del fronte per ottenere le necessarie condizioni di sicurezza e per permettere lo stesso avanzamento degli scavi.



**Figura 8.5** Distribuzione delle deformazioni nell'intorno della galleria (al fronte e al contorno del cavo) da una analisi numerica agli elementi finiti assialsimmetrica.



**Figura 8.6** Andamento delle deformazioni in funzione della pressione interna sul perimetro di scavo che permette di simulare l'avanzamento del fronte della galleria.

Nella pratica progettuale si sono comunque messi a punto dei metodi approssimati per tenere in conto la presenza del fronte di scavo. Con riferimento al metodo delle curve caratteristiche è stato introdotto il concetto di pressione interna fittizia. La pressione interna fittizia è una grandezza che viene introdotta per permettere di affrontare un problema di natura tridimensionale (per la presenza del fronte di scavo) con uno schema bidimensionale semplificato quale è il metodo convergenza – confinamento. Con riferimento alla Figura 8.7, dopo avere identificato una precisa sezione di studio lungo l'asse della galleria, sono prese in considerazione le seguenti diverse situazioni:

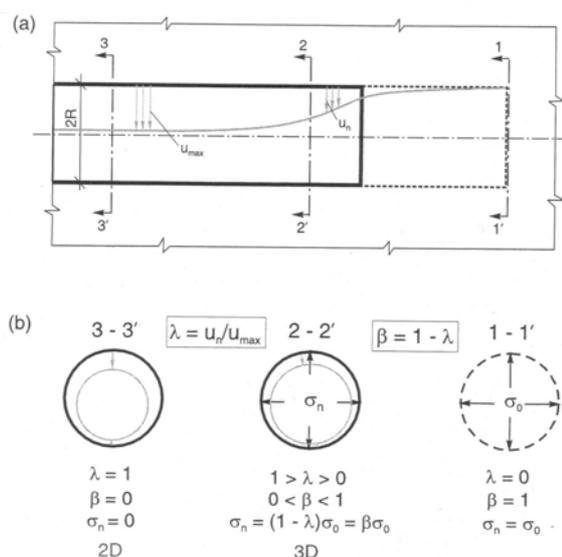
- quando il fronte di scavo è ancora molto lontano dalla sezione di studio, la pressione interna agente sui bordi della futura galleria è pari a  $\sigma_0$ , essendo  $\sigma_0$  è la tensione presente in sito alla profondità della galleria (tensione litostatica), e la perturbazione tensionale prodotta dalle operazioni di scavo sulla sezione di studio può ritenersi trascurabile. Se definiamo con  $\lambda$  il grado di rilascio tensionale (tasso di deconfinamento) e con  $\beta = 1 - \lambda$  il fattore di riduzione, si ha  $\lambda = 0$ ,  $\beta = 1$  e  $\sigma_n = \sigma_0$ ;
- con l'avvicinarsi del fronte alla sezione di studio si produce un certo rilascio tensionale davanti al fronte che comporta una riduzione della pressione interna e la comparsa di spostamenti radiali sul bordo della futura galleria ancora prima di scavarla;
- quando il fronte supera la sezione di studio, il contributo statico offerto dal fronte alla statica della galleria si fa sentire ancora per un certo tratto: tale contributo può essere preso in conto attraverso il concetto della pressione interna fittizia  $\sigma_n$ , che diminuisce fino a scomparire allontanandosi dal fronte di scavo. In questo caso e per il punto precedente si ha:  $1 > \lambda > 0$ ,  $0 < \beta < 1$  e  $\sigma_n = (1 - \lambda) \sigma_0 = \beta \sigma_0$  ed, infine, quando il fronte di scavo si è allontanato di una distanza superiore a 4 volte il raggio della galleria si ha  $\lambda = 1$ ,  $\beta = 0$  e  $\sigma_n = 0$ .

Il valore del grado di rilascio tensionale (tasso di deconfinamento) è dato da  $\lambda = u_n / u_{max}$ . Con riferimento alla Figura 8.7,  $u_n$  indica lo spostamento radiale in prossimità del fronte di scavo e  $u_{max}$  lo spostamento radiale massimo a notevole distanza dal fronte di scavo. Infatti, a distanze in avanzamento rispetto al fronte di scavo superiori a  $4R$  (dove  $R$  è il raggio della galleria) si ha  $\lambda = 0$  mentre  $\lambda = 1$  quando il fronte di scavo della galleria è a una distanza, dalla sezione analizzata, superiore a  $4R$ . Assumendo che la pressione interna fittizia sia indirettamente proporzionale a  $\lambda$ , è stato introdotto un fattore di riduzione  $\beta = 1 - \lambda$ , per calcolare l'effettivo valore della pressione interna  $\sigma_n = \beta \sigma_0$ .

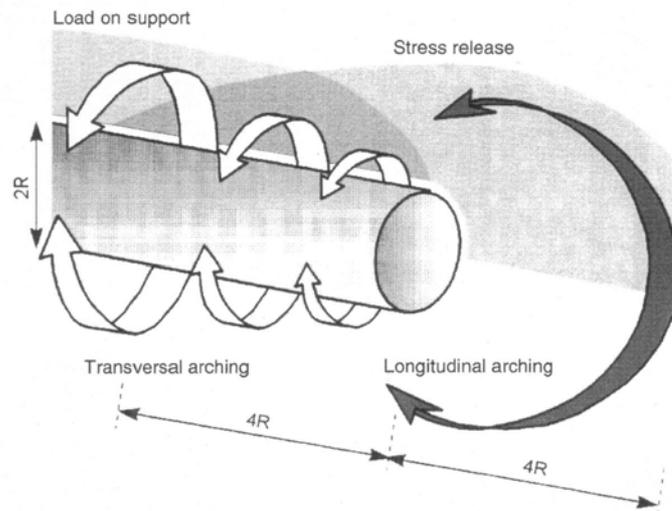
In tale maniera possiamo quindi intendere la curva convergenza – confinamento come un grafico rappresentativo della situazione deformativa che si viene a produrre lungo l'asse della galleria. Ogni punto della curva rappresenterà la situazione di una particolare sezione, relativamente alla posizione del fronte di scavo. Per un noto valore del grado di rilascio tensionale,  $\lambda_d$  e del fattore di riduzione,  $\beta_d$ , e conseguentemente della pressione interna fittizia, prima della messa in opera del sostegno, l'analisi bidimensionale può essere condotta in due fasi: la prima fase relativa alla galleria in assenza di sostegni con valori del fattore di riduzione  $1 > \beta_n > \beta_d$ , la seconda fase con la presenza del sostegno e con fattori di riduzione  $\beta_d > \beta_n \geq 0$ . In questo modo l'effetto della distanza dal fronte di scavo del sostegno può essere considerata e si possono calcolare valori più realistici

per quanto concerne le convergenze della galleria, i cedimenti in superficie ed i carichi agenti sui rivestimenti mediante una analisi bidimensionale semplificata.

Ci sono tuttavia almeno tre problemi da affrontare in un problema di natura tridimensionale con uno schema bidimensionale (2D). Il primo è relativo ad una stima realistica del valore di  $\lambda_d$ , che in un problema tridimensionale dipende dai seguenti fattori: a) geometria della galleria, b) condizioni geologiche e idrogeologiche presenti in sito, c) stato tensionale presente in sito che dipende dalla profondità della galleria e dal coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , d) caratteristiche di deformabilità e resistenza al taglio e proprietà reologiche del terreno e del rivestimento della galleria, e) fasi costruttive adottate per lo scavo della galleria e modalità di installazione del sostegno di prima fase e del rivestimento definitivo. La corretta simulazione della redistribuzione delle tensioni 3D nella zona più prossima al fronte di scavo, che permette la formazione di effetti arco, sia trasversalmente sia longitudinalmente alla cavità non ancora rivestita in prossimità del fronte, è di particolare importanza (Figura 8.8). Il secondo problema riguarda la stabilità del fronte di scavo che con tale approccio non può essere valutata. La terza è la validità dell'ipotesi fondamentale del metodo e cioè che in una sezione distante dal fronte di scavo possano essere effettivamente considerate verificate le condizioni di deformazione piana. Per risolvere il primo problema occorre stimare la distribuzione dei valori dello spostamento radiale,  $u_r$ , in direzione longitudinale in accordo a soluzioni analitiche 3D (elastiche, visco-elastiche, elasto-plastiche), relative ad una galleria circolare non sostenuta, che sono state raccomandate ed usate in passato (Sakurai, 1978). Oggi si preferisce spesso utilizzare i dati di misure di convergenza o determinazioni del volume di scavo perso, ottenuti da misure ottenute in sito durante lo scavo di gallerie per scegliere gli appropriati valori di  $\lambda_d$  e  $\beta_d$ .



**Figura 8.7** (a) Andamento della convergenza di una galleria in funzione dell'avanzamento del fronte di scavo, (b) concetto del valore di  $\lambda$  per un approccio bidimensionale (analisi 2D).



**Figura 8.8** Schema che mostra la redistribuzione tridimensionale dello stato tensionale in corrispondenza della zona più prossima al fronte di scavo.

### 8.3 Valutazione preliminare della categoria di comportamento

#### 8.3.1 Metodo delle curve caratteristiche

La formulazione, sufficientemente attendibile, della categoria di comportamento della galleria verrà effettuata impiegando il metodo delle curve caratteristiche, che, come noto, permette di:

- tenere conto del contributo, alla stabilità della galleria, dalla presenza del nucleo di terreno al fronte di scavo. Si evidenzia così l'influenza delle condizioni di stabilità del nucleo – fronte sui fenomeni deformativi che si sviluppano in seguito ai lavori d'avanzamento;
- costruire analiticamente, in funzione dei parametri geotecnici e idrogeologici dell'ammasso roccioso, del raggio equivalente di scavo, della pressione di precontenimento e/o contenimento esercitata, l'andamento dei fenomeni deformativi del nucleo d'avanzamento e della cavità della futura galleria in corrispondenza del fronte, in funzione della distensione prodotta nell'ammasso roccioso dallo scavo.

In particolare, utilizzando le note formulazioni analitiche in campo elasto – plastico, verrà tracciata:

- la linea caratteristica del nucleo – fronte;
- la linea caratteristica della cavità valida in corrispondenza del fronte;
- la linea caratteristica della cavità valida per qualsiasi sezione al di fuori della zona di influenza del nucleo – fronte.

A questo scopo è importante che egli adotti i seguenti criteri:

- i parametri di resistenza e di deformabilità da introdurre nel calcolo devono essere quelli d'ammasso alla scala della galleria;
- nel casi di gallerie da realizzare con frese e scudi, la pressione esercitata dalla macchina sul fronte di scavo deve essere trattata come un contenimento del nucleo e come tale deve essere tenuta in considerazione nei calcoli di diagnosi;
- nel caso di più gallerie a doppio fornice, il calcolo deve considerare le sovrasollecitazioni che ciascuna canna induce sull'altra;
- nel caso di gallerie sotto falda, l'influenza delle pressioni interstiziali e delle forze di trascinamento, sull'andamento di ciascuna linea caratteristica, deve essere adeguatamente considerata adottando le apposite formulazioni.

Dall'andamento delle linee caratteristiche, e in particolare dall'andamento della linea caratteristica del nucleo – fronte in relazione a quello della linea caratteristica della cavità in corrispondenza del fronte di scavo, è agevole prevedere la categoria di comportamento della futura galleria nella tratta considerata (Figura 8.9):

- se la linea caratteristica del nucleo – fronte incontra quella della cavità in corrispondenza del fronte conservando condizioni di elasticità, la futura galleria avrà un comportamento a nucleo – fronte stabile (categoria A);
- se la linea caratteristica del nucleo – fronte incontra quella della cavità in corrispondenza del fronte in condizioni di elastoplasticità, avremo condizioni di nucleo – fronte stabile a breve termine (categoria B);
- se, infine, la linea caratteristica del nucleo – fronte non incontra quella della cavità in corrispondenza del fronte perché deformandosi in elastoplasticità giunge al collasso, avremo condizioni di nucleo – fronte instabile (categoria C).

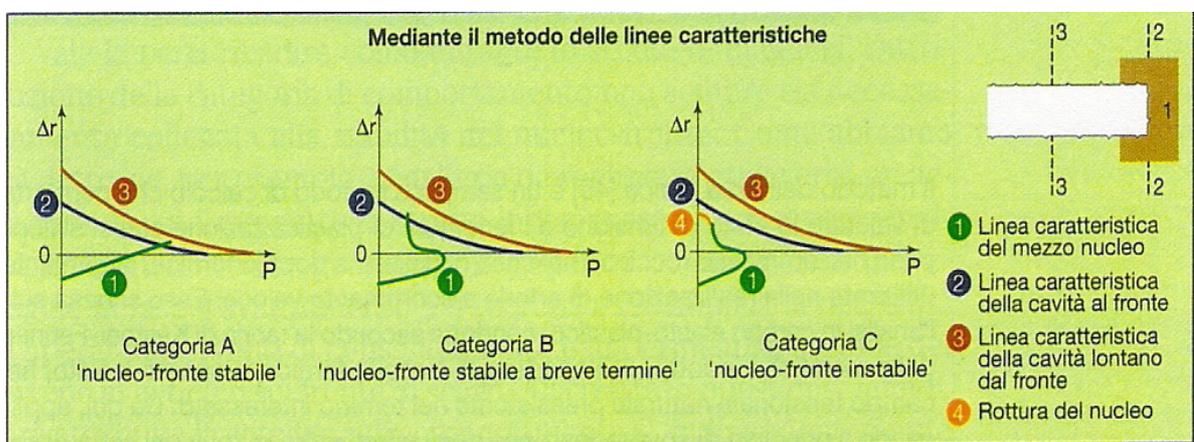


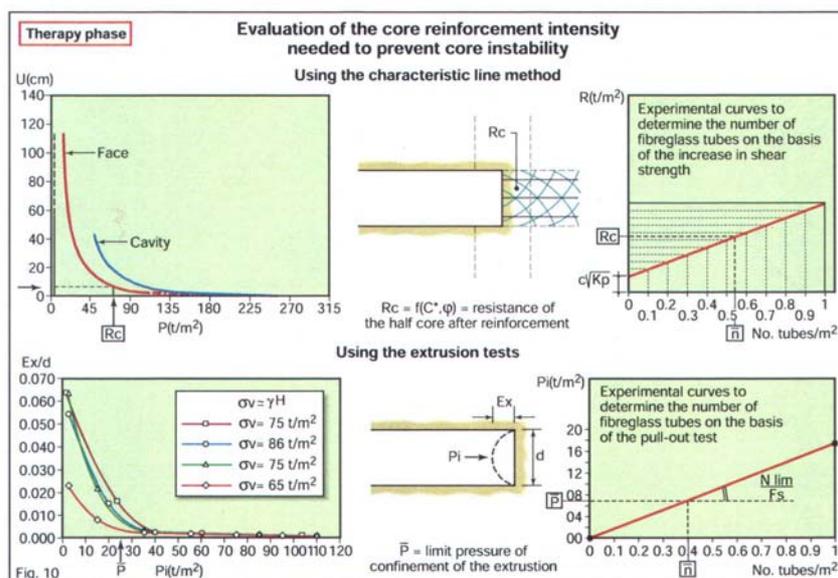
Figura 8.9 Metodo delle curve caratteristiche, previsione della categoria di comportamento.

Per la determinazione delle curve caratteristiche verrà utilizzato il metodo proposto dal Prof. Ribacchi appositamente implementato con un foglio di calcolo Excel a cura dell'ufficio Tunnelling di Spea.

Adottando il metodo delle curve caratteristiche nel caso di categoria di comportamento di tipo C è possibile procedere ad un predimensionamento dell'intervento di preconsolidamento del nucleo d'avanzamento mediante tubi in vetroresina secondo il seguente metodo.

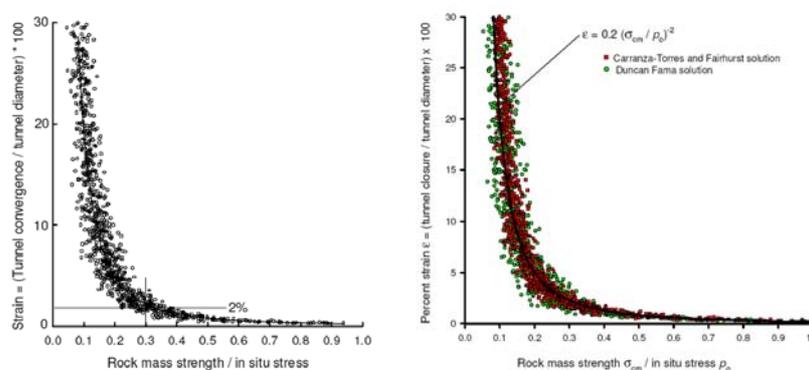
Il metodo adottato simula il comportamento degli elementi di rinforzo con l'applicazione di una pressione distribuita sul fronte che a sua volta permette di calcolare l'incremento di coesione del mezzo per la presenza delle barre ovvero la resistenza del mezzo nucleo e la resistenza a compressione monoassiale al fronte da paragonare con il carico litostatico (copertura della galleria per il peso dell'unità di volume). Tale approccio è stato anche validato da analisi numeriche e numerose ricerche (Peila, 1994, De Buhan et al., 1989) e lo stesso metodo ha già presentato interessanti possibilità con applicazioni all'analisi dei sostegni delle gallerie (Greuell, 1993, Wong & Larue, 1998) nel quadro di applicazione del metodo Convergenza – Confinamento (Egger, 1980, Panet, 1995).

Un'altra validazione di tale approccio che passa per la determinazione della coesione e dell'incremento della resistenza del mezzo nucleo è stata messa a punto da Lunardi (1993) e ripresa da tutta la comunità geotecnica internazionale. Tale metodo è stato validato sia dalla costruzione delle gallerie della tratta ferroviaria ad Alta Velocità Bologna – Firenze, nelle formazioni appenniniche più critiche quali il Complesso Caotico, sia da prove di laboratorio appositamente messe a punto per tale scopo (Figura 8.10).



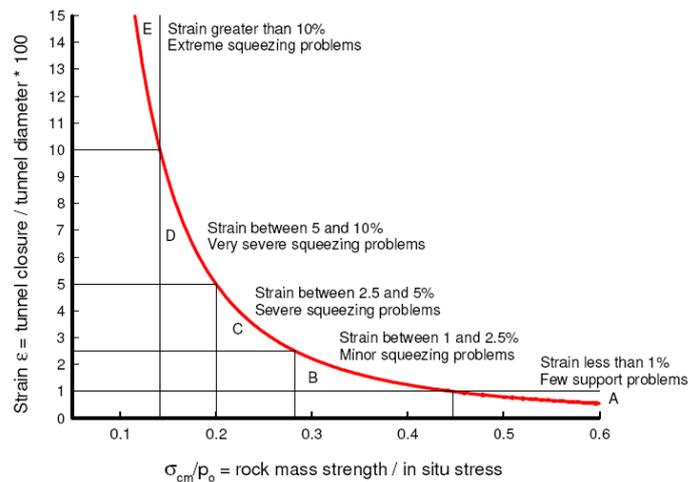
**Figura 8.10** Metodo A.DE.CO.-R.S., differenti approcci (curve caratteristiche e prove di estrusione) per il dimensionamento dell'intervento di preconsolidamento (Lunardi, 2001).

Con riferimento agli incrementi della resistenza di mezzo nucleo calcolati in funzione del numero di barre si può fare riferimento al loro valore con riferimento allo stato tensionale presente alla quota galleria, valutando pertanto le deformazioni indotte dallo scavo della galleria sulla base di quanto proposto da Hoek (1999) e Sakurai (1993). Più precisamente, come noto, un ammasso roccioso può essere considerato scadente o tenero quando la sua resistenza a compressione monoassiale è inferiore ad un terzo dello stato tensionale presente in corrispondenza dello scavo della galleria (Hoek, 1999). Questo può essere dimostrato riportando su un grafico i valori di convergenza di una galleria in funzione del rapporto fra la resistenza dell'ammasso roccioso,  $\sigma_{cm}$ , e lo stato tensionale presente in sito,  $p_0$ , come mostrato nella Figura 8.11. Con riferimento ai dati riportati nella Figura 8.11, si può notare che si ha un improvviso incremento quando il rapporto  $\sigma_{cm}/p_0$  è inferiore ad un terzo. Il grafico è stato generato da una analisi in forma chiusa relativa allo sviluppo della rottura nell'ammasso roccioso al contorno di una cavità non sostenuta soggetta ad uno stato di sforzo di tipo isotropo ovverosia uguale in tutte le direzioni. Più precisamente è stata utilizzata la soluzione pubblicata da Duncan Fama (1993) e Carranza-Torres e Fairhurst, e sono state effettuate delle simulazioni con il metodo Monte Carlo, per determinare la deformazione di gallerie per un largo spettro di condizioni. Sono state, infatti, effettuate 2000 iterazioni con il seguente campo di variazione dei parametri: stato tensionale in sito compreso fra 2 e 20 MPa, diametri della galleria compresi fra 4 e 16 m, resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta compresa fra 1 e 30 MPa, costante  $m_i$  del criterio di rottura di Hoek-Brown compresa fra 5 e 12, indice GSI (Geological Strength Index) compreso fra 10 e 35 e, per la soluzione di Carranza-Torres, un angolo di dilatanza compreso fra 0 e 10°. Come si può notare, il comportamento di tutte le gallerie analizzate, mostra un chiaro andamento che può essere ben rappresentato dalla seguente equazione riportata anche nella Figura 8.11:  $\varepsilon = 0.2 (\sigma_{cm}/p_0)^{-2}$



**Figura 8.11** Grafico relativo alle convergenze in funzione del rapporto fra la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso e lo stato tensionale presente in sito,  $\sigma_{cm}/p_0$  (Hoek, 1999).

Gli interventi di preconsolidamento vengono pertanto definiti allo scopo di ottenere un incremento di coesione e, conseguentemente, di resistenza a compressione dell'ammasso roccioso tale da mantenere le deformazioni diametrali (convergenze) a valori non superiori al 2% (si veda anche la seguente Figura 8.12 che mostra come mantenendo le deformazioni al di sotto del 2% si riducono, considerevolmente, i problemi connessi all'avanzamento del fronte di scavo).



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

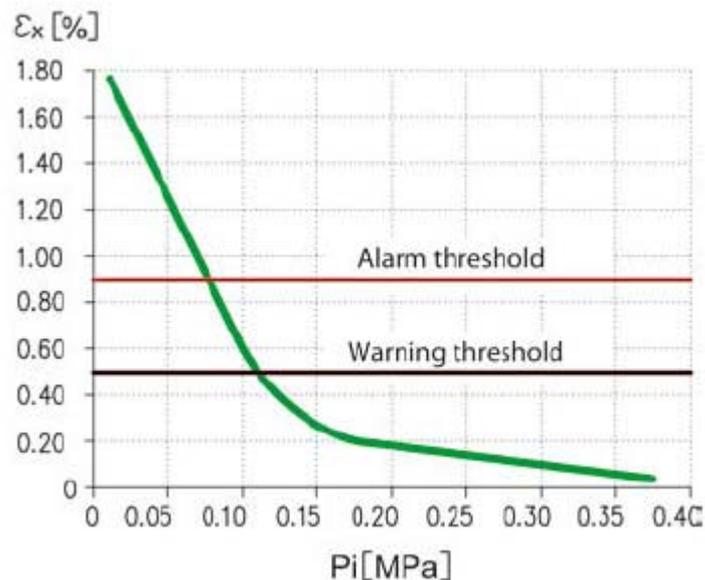
**Figura 8.12** Relazione approssimata fra la deformazione ed il grado di difficoltà associato con lo scavo di gallerie in formazioni strutturalmente complesse. Da notare che la curva è relativa a gallerie senza sostegno (Hoek, 1999).

Analoghe valutazioni del tutto semplificate e qualitative possono basarsi sul comportamento deformativo del fronte ovvero sia l'andamento delle estrusioni al fronte.

Su questo aspetto, prove di laboratorio, analisi numeriche assialsimmetriche e 3D e modelli fisici hanno posto l'attenzione sull'importanza di limitare le deformazioni al fronte per limitare il

decadimento dei parametri di resistenza al taglio e l'insorgere di fenomeni deformativi incontrollati che possono portare anche al collasso.

La seguente Figura 8.13 mostra, ripresa da una pubblicazione di Kovari e Lunardi (2000), come per le estrusioni al fronte sia sufficiente dimensionare l'intervento di preconsolidamento in maniera tale da avere una deformazione,  $\epsilon_x$ , definita come rapporto fra lo spostamento assiale misurato al fronte e il raggio della galleria, non superiore allo 0.9%. Più precisamente normalmente, come indicato nella Figura 8.13, si definisce un primo valore di allerta pari allo 0.5% ed un successivo valore di allarme pari allo 0.9%.



**Figura 8.13** Andamento delle estrusioni al fronte di scavo in funzione della pressione interna di confinamento, da prove di estrusione e da analisi numeriche assialsimmetriche e 3D (Kovari e Lunardi, 2000).

Ad analoghe conclusioni, per l'entità delle deformazioni assiali ovvero sia estrusioni al fronte di scavo ammissibili, sono pervenuti Wong, Trompille e Dias (2004) analizzando in dettaglio, con analisi a ritroso numeriche, anche tutti i dati relativi alla galleria Tartaiguille nella quale Lunardi intervenendo successivamente adottando il metodo ADECO-RS e modificando le modalità di scavo, ha permesso di completare gli scavi della galleria superando il lungo fermo cantiere che c'era stato a causa della precedente soluzione progettuale.

Per quanto riguarda la valutazione delle estrusioni, in prima approssimazione, si può adottare la seguente formulazione proposta da Hoek, ricavata sulla base di analisi numeriche condotte su numerose gallerie (Figura 8.14):

$$\varepsilon_f (\%) = 0.1 \cdot (1 - p_i/p_0) \cdot \left( \frac{\sigma_{cm}}{p_0} \right)^{-(3 p_i/p_0 + 1)/(3.8 p_i/p_0 + 0.54)}$$

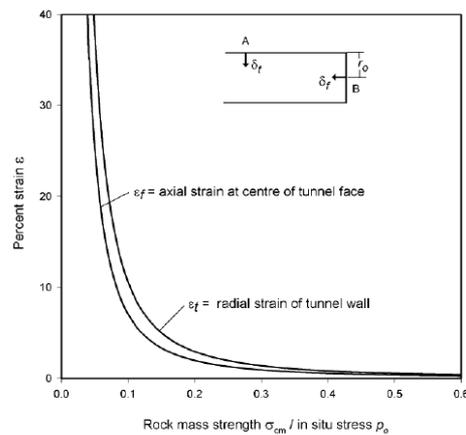
dove:

$\varepsilon_f$  = deformazione longitudinale in asse alla galleria definita come rapporto fra l'estrusione ed il diametro equivalente della galleria

$p_0$  = stato tensionale presente alla quota della galleria

$p_i$  = pressione esercitata dall'eventuale intervento di preconsolidamento

$\sigma_{cm}$  = resistenza a compressione dell'ammasso roccioso.



**Figura 8.14** Relazione tra la resistenza a compressione monoassiale normalizzata allo stato tensionale e la deformazione radiale e longitudinale per gallerie (Hoek, 2001).

Allo scopo di illustrare quanto descritto si riporta un esempio di applicazione del metodo delle curve caratteristiche. Si consideri una galleria che deve essere scavata all'interno di una formazione di argille scagliose fortemente tettonizzate denominata Complesso Caotico. Nella tratta in oggetto le indagini geotecniche hanno portato a definire i seguenti parametri gomeccanici:

Peso dell'unità di volume (kN/m <sup>3</sup> )	21
Coesione di picco (kPa)	80
Angolo di attrito di picco (°)	24
Coesione residua (kPa)	60
Angolo di attrito residuo (°)	19
Modulo di deformabilità (MPa)	450
Modulo di Poisson	0.33

La copertura analizzata per la galleria in tale tratta è pari 100 m e l'area di scavo porta ad un raggio equivalente  $R = 6.9$  m. Per tale situazione la Figura 8.15 riporta la curva caratteristica determinata, sia al fronte sia lontano dal fronte di scavo, con il metodo di Ribacchi.

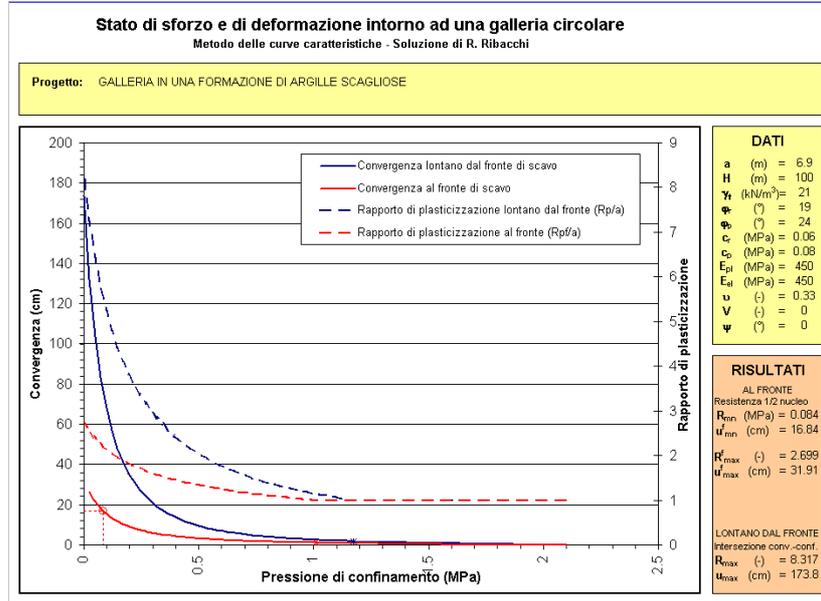


Figura 8.15 Curva caratteristica per galleria circolare con pressione idrostatica allo stato naturale.

Sulla base della curva caratteristica, riportata nella Figura 8.15, di seguito si riepilogano i risultati più importanti.

Copertura (m)	$\sigma_{v0}$ (MPa)	RISULTATI AL FRONTE DI SCAVO					RISULTATI LONTANO DAL FRONTE DI SCAVO				Categoria di comportamento metodo A.DE.CO.-R.S.
		$R_{mn}$ (MPa)	$u_{mn}^f$ (cm)	$\epsilon_{mn}^f$ (%)	$R_{max}^f$ (-)	$\Delta F_p^f$ (m)	$u_{max}$ (cm)	$\epsilon_{max}$ (%)	$R_{max}$ (-)	$\Delta F_p$ (m)	
100	2.1	0.084	16.84	2.44	2.699	11.72	173.8	25.1	8.317	50.48	<b>C</b>

dove:

$R_{mn}$  = resistenza mezzo nucleo

$u_{mn}^f$  = spostamento radiale (convergenza radiale) in corrispondenza della resistenza di mezzo nucleo

$\epsilon_{mn}^f$  = deformazione radiale =  $u_{mn}^f/R$

$R_{\max}^f$  = rapporto di plasticizzazione (rapporto fra il raggio plastico al fronte ed il raggio equivalente del cavo)

$\Delta F_p^f$  = estensione zona plastica al contorno del cavo in prossimità del fronte

$u_{\max}$  = convergenza massima del cavo

$\varepsilon_{\max}$  = deformazione radiale massima del cavo =  $u_{\max}/R$

$R_{\max}$  = rapporto di plasticizzazione (rapporto fra il raggio plastico del cavo ed il raggio equivalente del cavo)

$\Delta F_p$  = estensione zona plastica al contorno del cavo

Come si può notare dai risultati ottenuti con il metodo delle curve caratteristiche, il comportamento è marcatamente elasto-plastico con fenomeni deformativi inaccettabili basti pensare che l'intersezione della curva caratteristica, in corrispondenza del fronte di scavo, con il valore delle pressione di confinamento, pari alla resistenza di mezzo nucleo, si ha per un valore  $u_{mn}^f = 16.84$  cm. Inoltre la deformazione radiale sia al fronte (2.44%) sia lontano dal fronte (25.1%), con riferimento ai criteri proposti da Hoek (2000) e riportati nella Figura 8.12 indicano la necessità di adottare la tecnica di scavo caratterizzata dal rinforzo del fronte mediante barre in vetroresina, dalla messa in opera dopo ogni metro di avanzamento di un sostegno di prima fase ad anello chiuso (costituito da uno strato di calcestruzzo proiettato di 25 cm, da due centine accoppiate del tipo IPN 220 ogni metro di galleria e da un puntone nella zona dell'arco rovescio), dalla realizzazione dell'arco rovescio del rivestimento definitivo a pochi metri dal fronte e dalla chiusura del rivestimento definitivo entro una distanza di 30 m dal fronte come mostrato nelle Figura 8.16 e Figura 8.17.

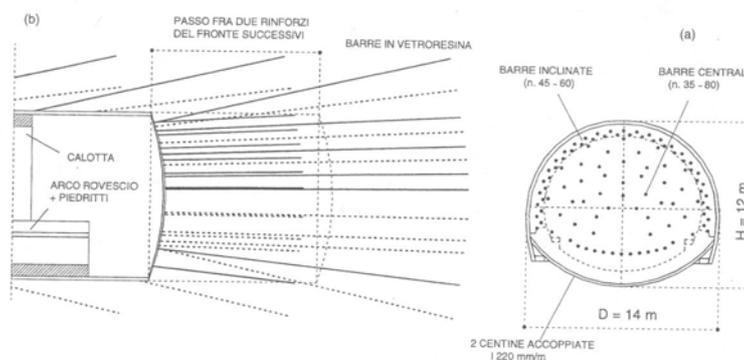


Figura 8.16 Sezione trasversale (a) e longitudinale (b) della galleria.

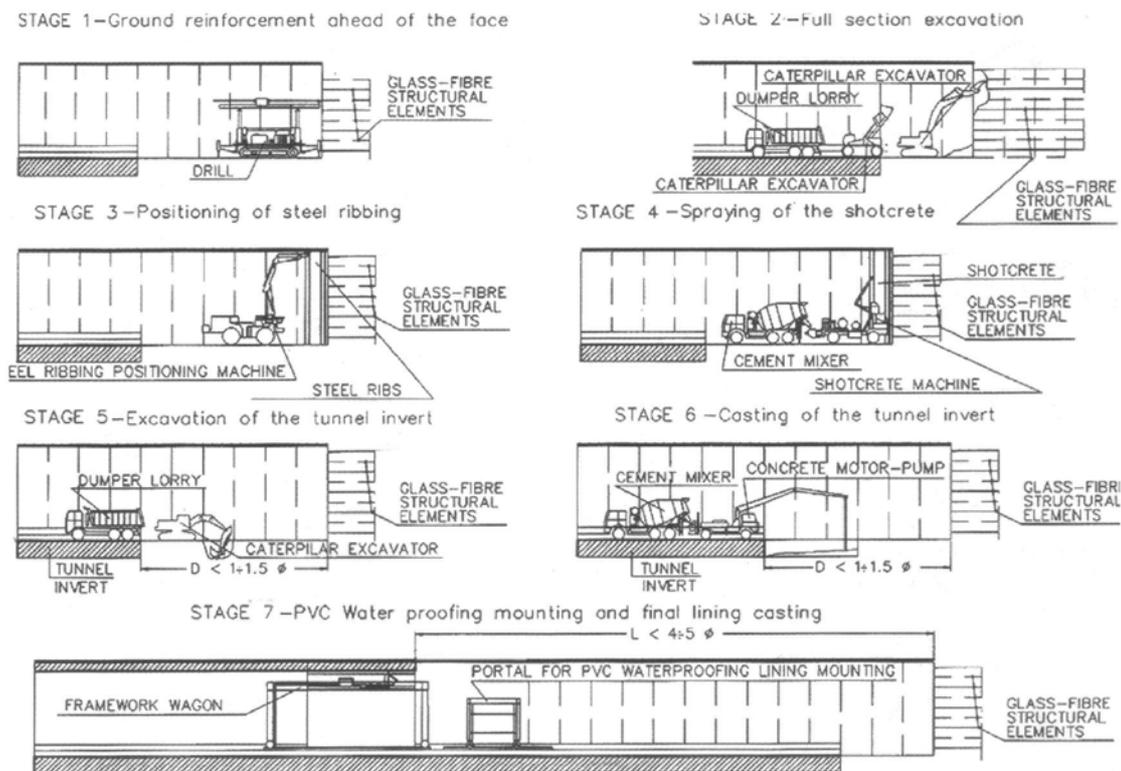
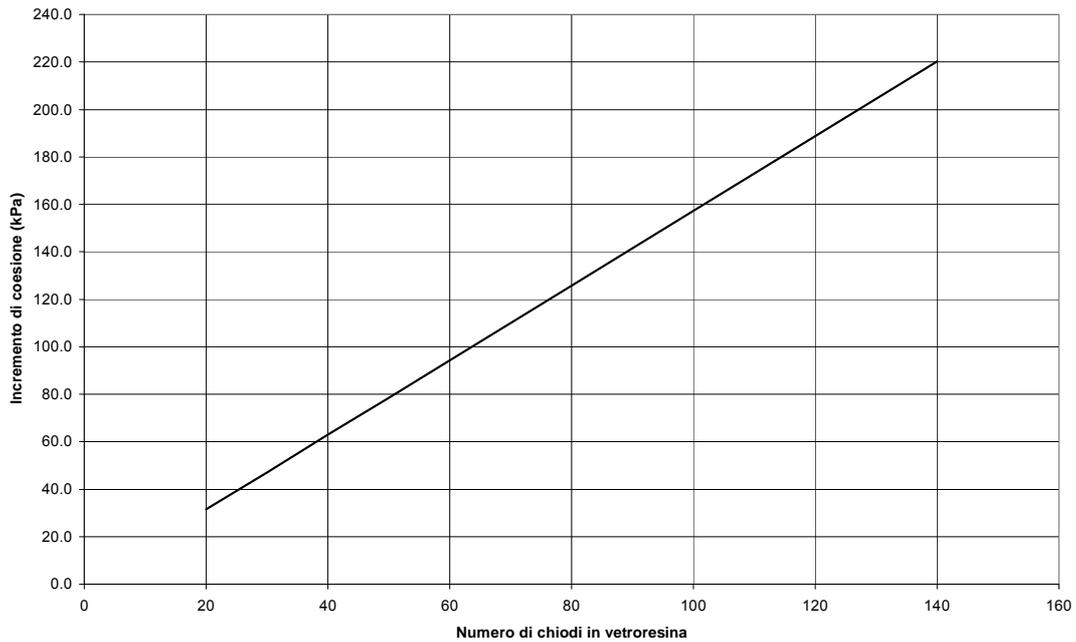
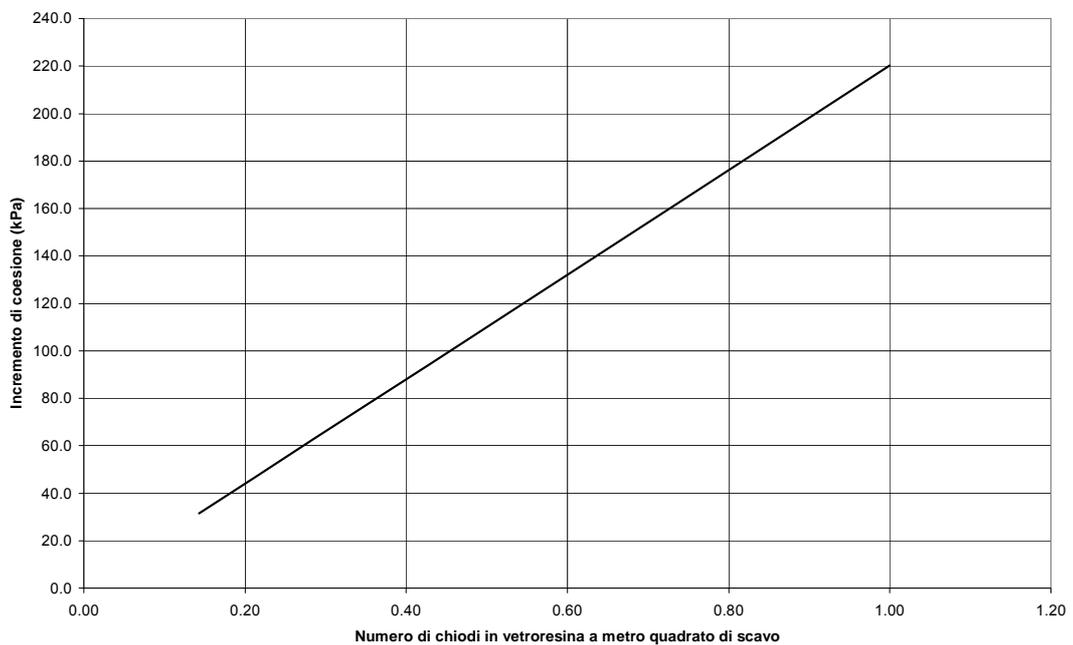


Figura 8.17 Fasi costruttive adottate per lo scavo della galleria.

Adottando il metodo precedentemente descritto per valutare l'incremento di coesione e di resistenza del mezzo nucleo per effetto di un intervento di preconsolidamento del fronte con barre di vetroresina, per la galleria in oggetto le seguenti Figura 8.18 e Figura 8.19 riportano, rispettivamente, l'andamento dell'incremento di coesione e il valore della resistenza del mezzo nucleo in funzione del numero di barre ovvero della barre per metro quadrato della superficie di scavo, assunta pari a 140 metri quadrati.

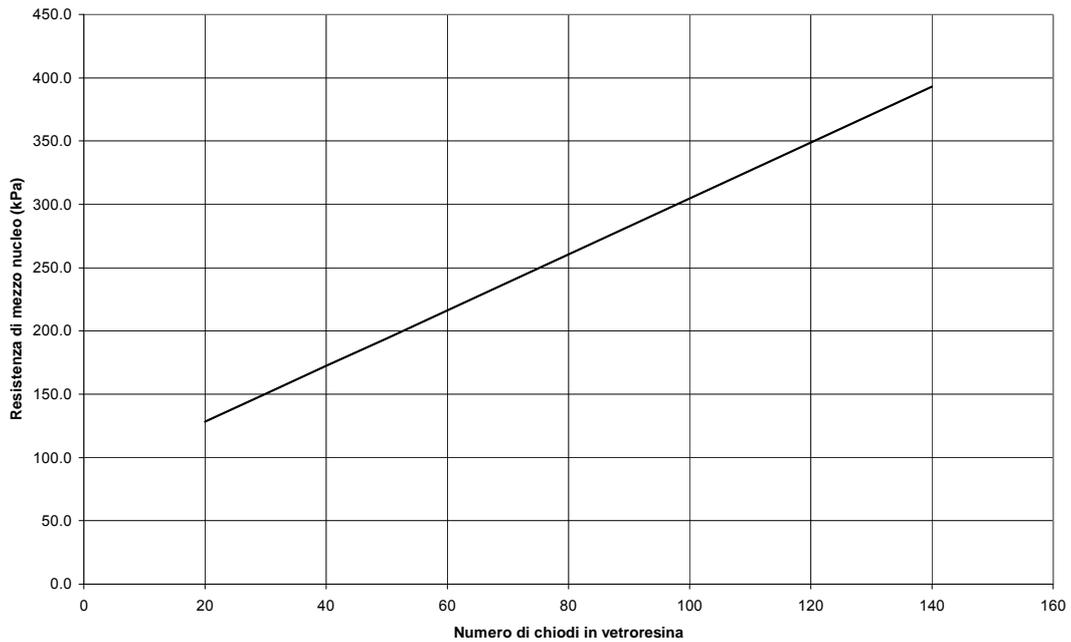


(a)

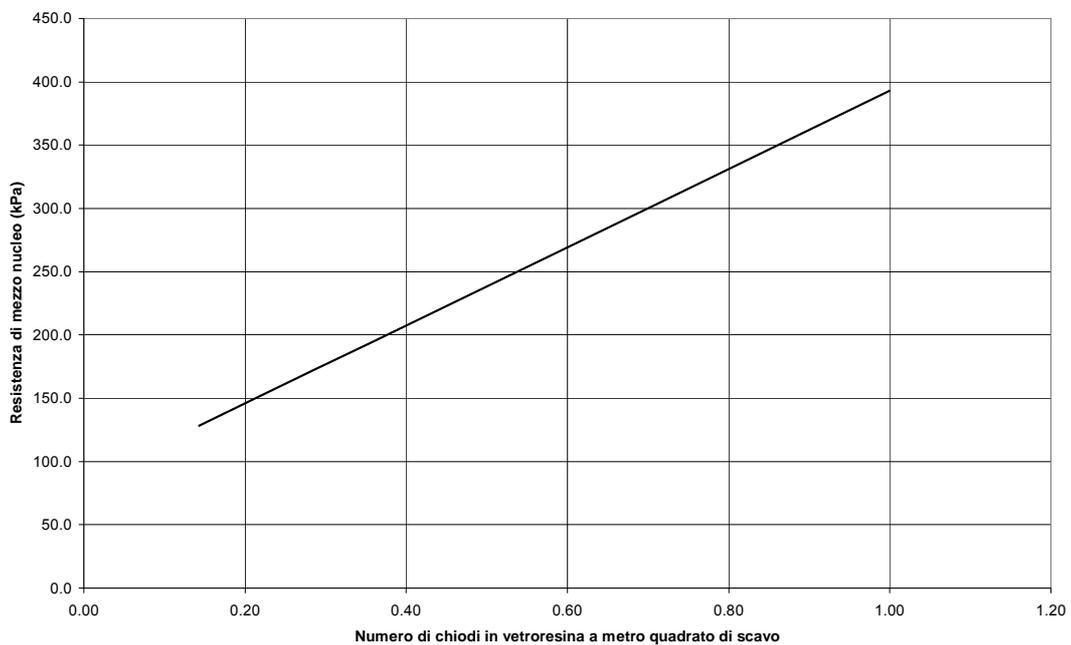


(b)

**Figura 8.18** Andamento dell'incremento della coesione in funzione: (a) del numero di barre in vetroresina o (b) del numero di barre in vetroresina per metro quadrato di scavo.



(a)



(b)

**Figura 8.19** Andamento della resistenza del mezzo nucleo in funzione: (a) del numero di barre in vetroresina o (b) del numero di barre in vetroresina per metro quadrato di scavo.

Adotteremo un numero intermedio pari a 40 barre in vetroresina con una lunghezza di ancoraggio di 5 m. Di seguito si riportano, sempre con riferimento al metodo precedentemente descritto, il relativo valore dell'incremento della coesione e della resistenza del mezzo nucleo. Per valutare l'incremento della coesione e della resistenza del mezzo nucleo sono stati utilizzati, cautelativamente, i valori della resistenza al taglio residua (coesione = 60 kPa e angolo di resistenza al taglio = 19°).

Coesione	c =	60	kPa
Angolo di resistenza al taglio	$\phi$ =	19	°
Area sezione di scavo	S =	149.5	m <sup>2</sup>
Numero di barre al fronte di scavo	n =	40	
Numero di barre a metro quadrato	n1 =	0.27	
Tensione ammissibile del materiale costituente la barra in vetroresina	$\sigma_{adm}$ =	450	MPa
Lunghezza di ancoraggio delle barre in vetroresina	L =	5	m
Diametro di perforazione	D =	0.1	m
Tensione di taglio ammissibile all'interfaccia barra - terreno	$\tau$ =	200	kPa
Area della sezione delle barre	A =	15.72	cm <sup>2</sup>
Valore della pressione di confinamento agente al fronte di scavo con riferimento alla tensione ammissibile delle barre in vetroresina	$\Delta\sigma_3 (1)$ =	189.3	kPa
Valore della pressione di confinamento agente al fronte di scavo con riferimento alla tensione di taglio ammissibile all'interfaccia barra - terreno	$\Delta\sigma_3 (2)$ =	84.1	kPa
Valore inferiore fra $\Delta\sigma_3 (1)$ e $\Delta\sigma_3 (2)$	$\Delta\sigma_3$ =	84.1	kPa
Incremento di coesione dovuto alla presenza delle barre in vetroresina	$\Delta c$ =	58.9	kPa
Resistenza a compressione senza barre in vetroresina	$\sigma_c$ =	168.2	kPa
Resistenza di mezzo nucleo senza barre in vetroresina	$\sigma_{1/2}$ =	84.1	kPa
Resistenza di mezzo nucleo con la presenza delle barre in vetroresina	R <sub>1/2</sub> =	166.7	kPa

Per quanto riguarda il valore della convergenza al fronte di scavo, essa può essere determinata dalla intersezione della curva caratteristica del fronte di scavo con il valore di pressione di confinamento pari alla resistenza di mezzo nucleo. In questo caso per la resistenza di mezzo nucleo incrementata dal preconsolidamento con 40 barre in vetroresina e pari a 166.7 kPa si ha una deformazione radiale al fronte,  $u_0$ , di circa 10.6 cm (Figura 8.21). Per quanto riguarda invece la convergenza aggiuntiva  $\Delta u$ , essa dipende dalla distanza dal fronte alla quale viene applicato il rivestimento: più ci si allontana dal fronte, maggiore è la convergenza, fino a raggiungere un valore pari al valore della convergenza lontano dal fronte (ovvero dove l'effetto del fronte è ormai nullo). Per ricavare il valore di  $\Delta u$  si possono, per esempio, utilizzare le curve riportate nella Figura 8.20 che forniscono l'andamento della pressione di confinamento fittizia (e quindi del valore del grado di rilascio tensionale o tasso di deconfinamento  $\lambda$ ) in funzione della distanza dal fronte e delle

caratteristiche di resistenza del materiale. Supponendo proporzionalità fra il valore di  $\lambda$  e la convergenza (ipotesi esatta solo nel caso di comportamento elastico), si può scrivere

$$\frac{u_1}{u_0} = \frac{\lambda_1}{\lambda_0}$$

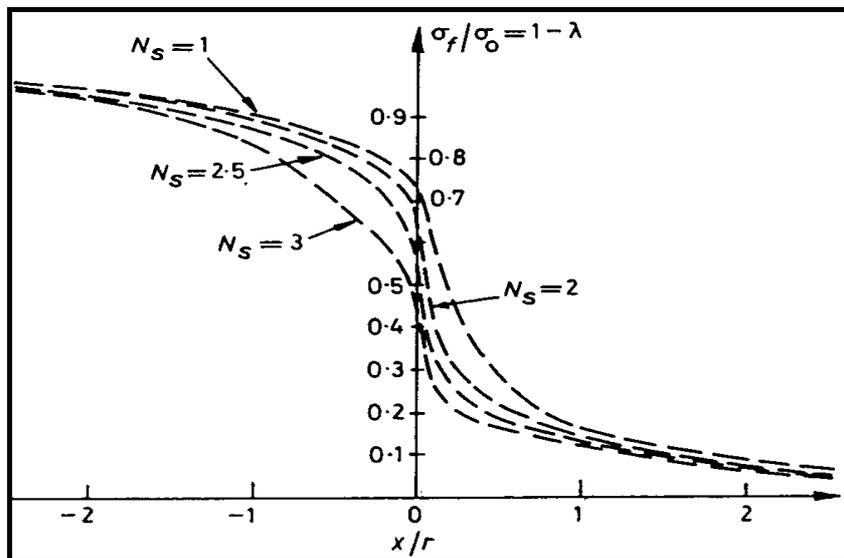
e quindi

$$\Delta u = \frac{\lambda_1}{\lambda_0} u_0 - u_0$$

dove  $\lambda_1$  è il tasso di deconfinamento corrispondente alla distanza dal fronte alla quale viene applicato il rivestimento, mentre  $\lambda_0$  è il tasso di deconfinamento al fronte (= 0.28 supponendo elasticità). Ipotizzando che la piena efficienza statica del prerinvestimento avvenga ad una distanza di 1-1.2 m dal fronte si ottiene:

$$u_1 = 1.5 u_0 = 15.9 \text{ cm.}$$

In corrispondenza di tale valore il rivestimento di prima fase raggiunge la rigidità prevista: è quindi possibile, da tale punto, tracciarne la linea caratteristica.



**Figura 8.20** Andamento della pressione interna fittizia in funzione della distanza dal fronte di scavo.

La figura 8.21 riporta la curva caratteristica del cavo e del rivestimento di prima fase costituito da 25 cm di calcestruzzo proiettato con resistenza caratteristica pari a 25 MPa e da due centine metalliche accoppiate del tipo IPN 220, con acciaio di classe Fe 360, caratterizzato da una tensione di snervamento di 236 MPa.

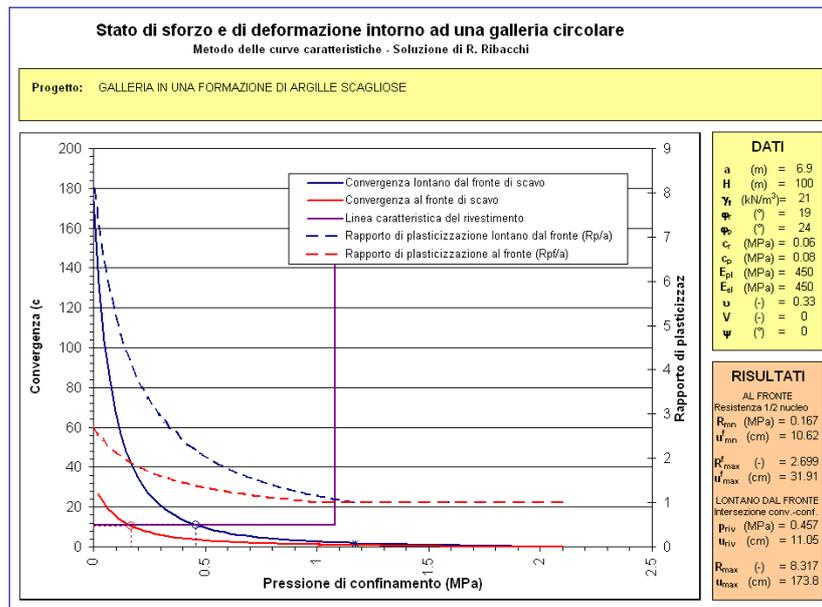


Figura 8.21 Curva caratteristica del cavo e del rivestimento di prima fase.

Con riferimento alla Figura 8.21, l'intersezione della linea caratteristica del rivestimento di prima fase con la curva caratteristica del cavo rappresenta l'equilibrio lontano dal fronte. Come si può notare nella figura, si ricava una pressione sul rivestimento di prima fase:  $P = 0.457$  MPa. Poiché l'insieme del rivestimento di prima fase costituito da calcestruzzo proiettato e da centine è in grado di fornire una pressione massima di 1.08 MPa si ottiene un coefficiente di sicurezza  $F_s = 1.08 / 0.457 = 2.36$ .

### 8.3.2 Metodo di Anagnostou e Serafeimidis

Recentemente Anagnostou e Serafeimidis (2007) hanno proposto un interessante metodo, per valutare la stabilità del fronte di scavo e dimensionare l'intervento di preconsolidamento del fronte di scavo con chiodi in vetroresina, basato sul metodo dell'equilibrio limite (Figura 8.22).

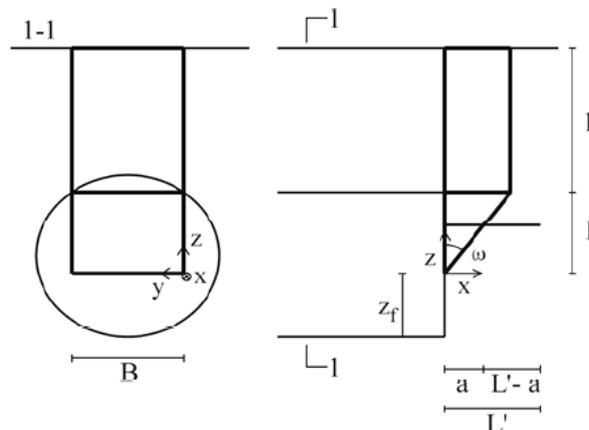


Figura 8.22 Meccanismo di rottura analizzato dagli autori.

Gli autori hanno evidenziato che la densità dei chiodi al fronte di scavo varia linearmente con la coesione del terreno e che può, conseguentemente, essere espressa nella seguente maniera:

$$n = n_0 (1 - c/c_{crit})$$

dove  $n_0$  è la densità di barre in vetroresina (numero di barre per metro quadrato) necessari al fronte di scavo nel caso di un terreno incoerente ( $c=0$ ) e  $c_{crit}$  indica il minimo valore di coesione necessario affinché il fronte sia stabile senza alcun intervento di preconsolidamento ( $n=0$ ). Una analisi adimensionale ha mostrato che esiste la seguente correlazione fra i diversi parametri:

$$\bar{c}_{crit} = c_{crit} / \gamma H = f(\phi, B/H, h/H, \lambda)$$

$$\bar{n}_0 = n_0 d \tau_m / \gamma = f(\phi, B/H, (L-l)/H, l/L, h/H, \lambda)$$

dove con riferimento alla seguente Figura 8.23 si ha:

$\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno

$c$  = coesione del terreno

$\phi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno

$\lambda$  = coefficiente di spinta a riposo

$B$  = larghezza della cavità

$H$  = altezza della cavità

$h$  = copertura della galleria

$d$  = diametro di perforazione per l'installazione dei chiodi in vetroresina

$\tau_m$  = tensione di connessione fra la barra in vetroresina ed il terreno

$L$  = lunghezza iniziale del chiodo in vetroresina

$l$  = distanza tra due successive installazioni al fronte dei chiodi in vetroresina

$L-l$  = sovrapposizione longitudinale dei chiodi in vetroresina

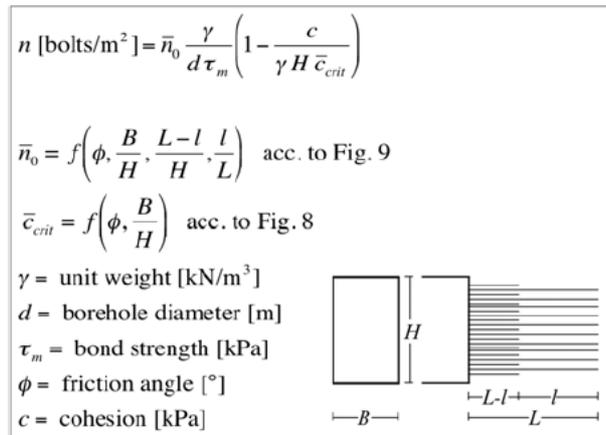


Figura 8.23 Simbologia adottata da Anagnostou e Serafeimidis (2007).

Gli autori hanno trovato che l'effetto della copertura ( $h/H$ ) è trascurabile come mostrato dai risultati ottenuti e riassunti nella Figura 8.24 (linee indicate in figura con la lettera A).

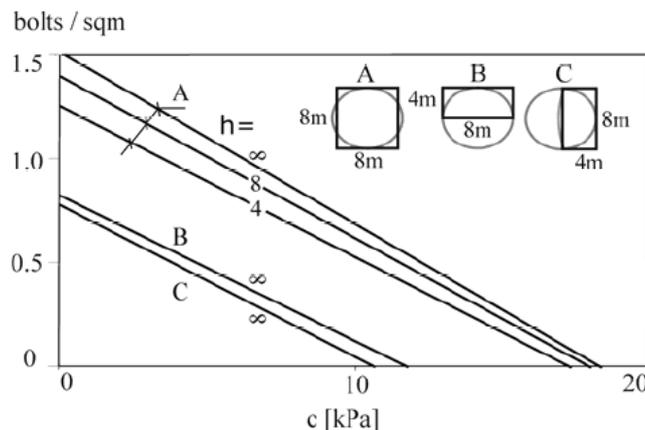
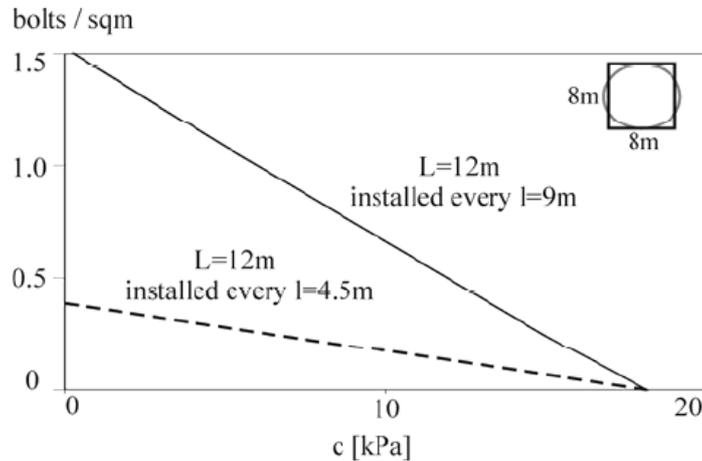


Figura 8.24 Esempio numerico sull'influenza della forma della cavità e della copertura (chiodi in vetroresina della lunghezza di 12 m, installati ogni 9 m).

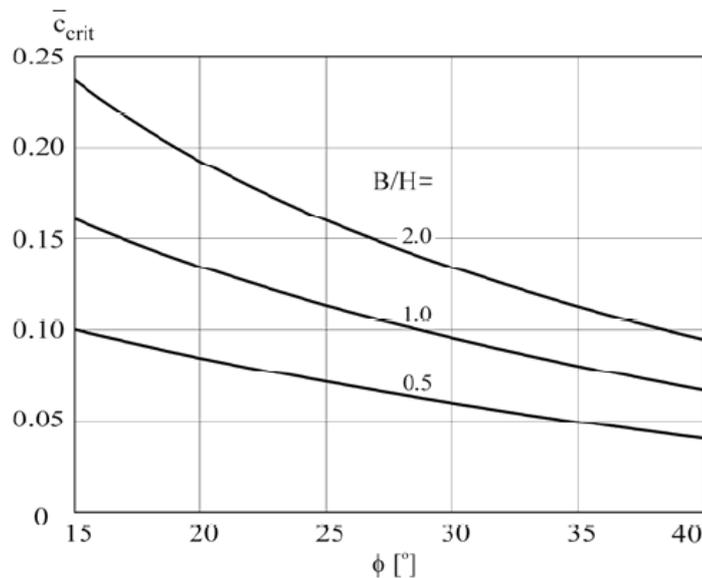
Invece, come si può notare dalla Figura 8.24, la forma del fronte (rapporto  $B/H$ ) ha una notevole importanza (nella Figura 8.24 si osservino le linee  $h=\infty$ ).

La sequenza di installazione del rinforzo in chiodi di vetroresina (espressa dai parametri  $l$  ed  $L$ ) è pure molto importante. Nell'esempio riportato nella 8.25, occorre una densità fino a 1.5 chiodi per metro quadrato se i chiodi vengono installati ogni 9 m (linea superiore della figura). Nel caso di installazione più frequente, a parità di lunghezza, (ogni 4.5 m come indicati nella linea inferiore della figura) è sufficiente installare solamente 0.4 chiodi per metro quadrato.



**Figura 8.25** Esempio numerico sull'influenza della frequenza di installazione dei chiodi in vetroresina al fronte di scavo.

Gli autori hanno fornito degli utili nomogrammi, le Figura 8.26 e Figura 8.27 mostrano, rispettivamente, il valore della coesione critica adimensionale  $\bar{c}_{crit} = c_{crit} / \gamma H$  e il valore della densità del rinforzo in chiodi in vetroresina adimensionale  $\bar{n}_0 = n_0 d \tau_m / \gamma$ , in funzione dell'angolo di resistenza a taglio  $\phi$  per sezioni con valori di B/H variabili da 0.5 a 2 e valore di  $h/H = \infty$  e  $\lambda = 0.8$ .



**Figura 8.26** Valore della coesione critica adimensionale  $\bar{c}_{crit}$  in funzione dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi$  e del fattore di forma B/H.

Le linee continue riportate nei nomogrammi della Figura 8.27 si riferiscono al caso comune di lunghezza di sovrapposizione dei chiodi in vetroresina corta ( $L < L/2$ ). Le linee tratteggiate si riferiscono al caso di  $L = L/3$  ovvero sia quando si hanno frequenti installazioni. Tutti i diagrammi sono stati calcolati per un coefficiente di sicurezza pari all'unità. Un coefficiente di sicurezza  $\nu$  può essere facilmente applicato mediante una appropriata riduzione dei parametri di resistenza al taglio ( $c/\nu$ ,  $\tan \phi/\nu$  e  $\tau_M/\nu$ ).

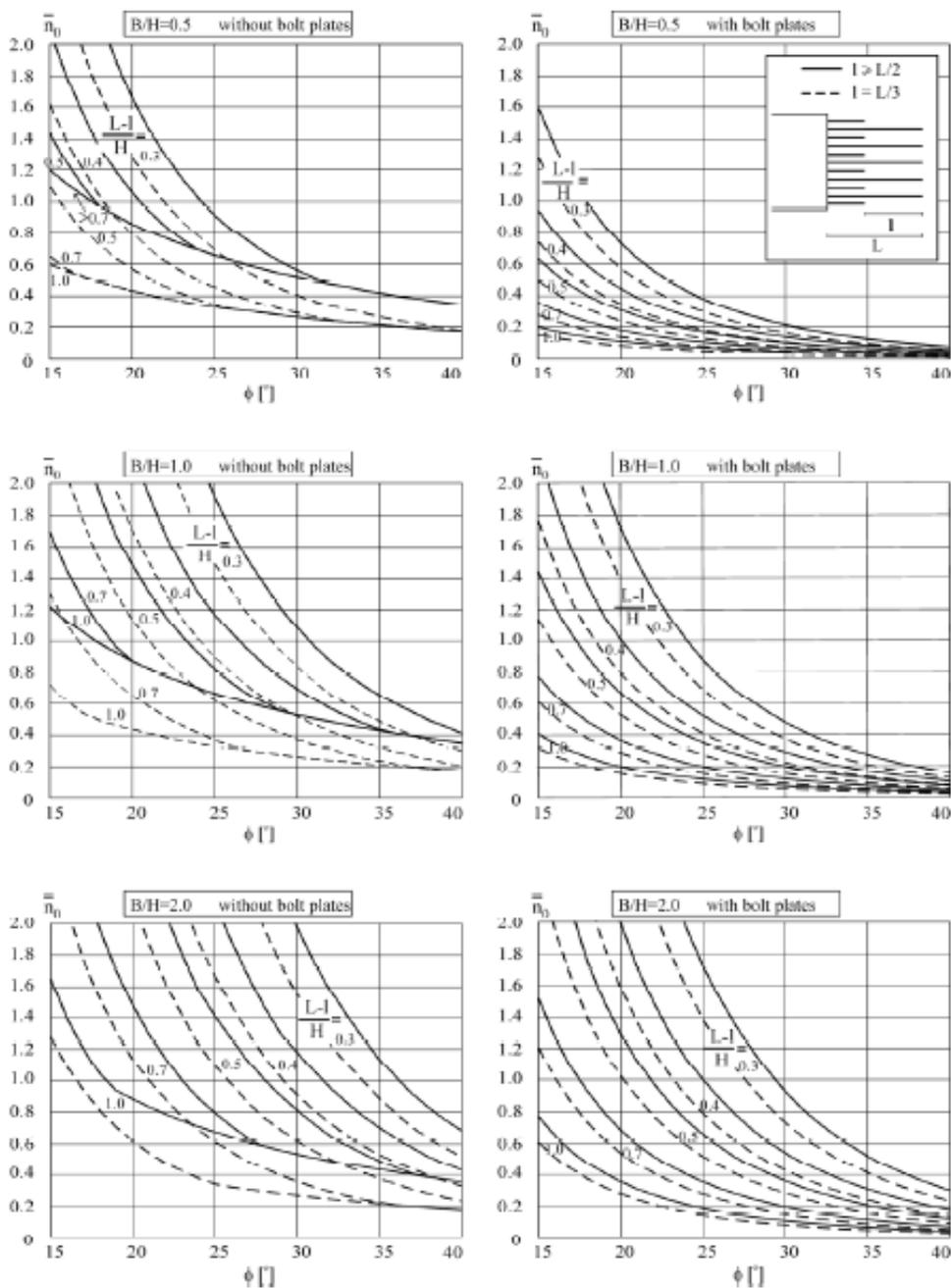


Figura 8.27 Valori della densità del rinforzo adimensionale  $\bar{n}_0$  in funzione dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi$ .

Un altro approccio semplice ma che può permettere di acquisire una sensibilità sulla effettiva necessità di un intervento di preconsolidamento del fronte di scavo è semplicemente legato all'estensione della teoria di Rankine per determinare i valori di spinta attiva e di resistenza passiva nel caso di presenza della coesione che portano alla definizione del concetto di altezza critica ovvero di altezza massima per la quale grazie al contributo della coesione una parete è in grado di essere stabile in quanto il diagramma delle spinte risulta equilibrato. Più precisamente seguendo un procedimento proposto da Terzaghi (1943) si perviene alla seguente espressione per calcolare il valore dell'altezza critica  $H_c$ :

$$H_c = \frac{2.67 \cdot c'}{\gamma'} \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

se si assume per  $H_c$  il valore dell'altezza della sezione di scavo della galleria con tale espressione si può calcolare il valore di  $c'$  necessario per garantire la stabilità della parete verticale.

Vediamo ora di applicare il metodo di Anagnostou e Serafeimidis (2007) al seguente caso.

Consideriamo una galleria autostradale di raggio equivalente  $R = 7.5$  m che interessa, in una tratta limitata con una copertura di 40 m, l'attraversamento di una zona di faglia caratterizzata dai seguenti parametri geomeccanici:  $\gamma = 24$  kN/m<sup>3</sup>,  $c = 45$  kPa,  $\phi = 21^\circ$ .

Dalla Figura 8.27 per  $B/H = 1$  e  $\phi = 21^\circ$  si ottiene un valore di  $\bar{c}_{crit} = 0.14$  e quindi tenendo presente che  $\bar{c}_{crit} = c_{crit} / \gamma H$ , si ottiene un valore della coesione critica  $c_{crit} = \bar{c}_{crit} \gamma H = 50.4$  kPa, essendo  $H = 15$  m.

Dalla Figura 8.27 si ottiene, per  $B/H = 1$ ,  $\phi = 21^\circ$  e il caso di tubi in vetroresina senza piastra di ancoraggio all'estremità, valore di  $(L-l)/H = 0.5$  e  $l$  uguale ad  $L/3$ , un valore di  $\bar{n}_0 = 0.7$ . Tenendo conto che  $\bar{n}_0 = n_0 d \tau_m / \gamma$ , assumendo  $d = 0.1$  m e  $\tau_m = 200$  kPa, si ottiene  $n_0 = 0.84$  e quindi  $n = n_0 (1 - c/c_{crit}) = 0.34$  dove alla coesione  $c$  abbiamo applicato un coefficiente di sicurezza pari a 1.5 ottenendo un valore di  $45 / 1.5 = 30$  kPa. Una densità di 0.34 barre in vetroresina corrispondono, per la superficie di scavo della galleria di circa 177 m<sup>2</sup>, ad un totale di circa 60 barre.

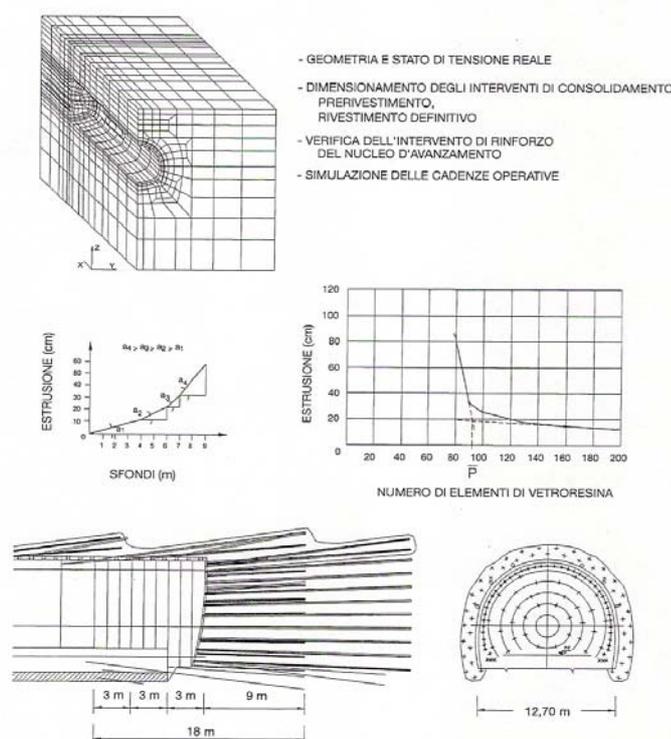
## 8.4 Analisi numeriche

### 8.4.1 Deformazioni e sollecitazioni indotte nel terreno e nelle strutture

Il metodo delle curve caratteristiche e di Anagnostou e Serafeimidis permettono una preliminare identificazione del comportamento della galleria e dell'entità degli interventi di miglioramento,

rinforzo e stabilizzazione eventualmente necessari. Una volta effettuata tale analisi del tutto preliminare, per la valutazione dello stato tensio – deformativo nell'ammasso roccioso e nelle strutture, si ricorrerà ad analisi bidimensionali (tenendo conto dell'effetto di tridimensionalità dovuto al fronte di scavo) o, se necessario, ad analisi assialsimmetriche e tridimensionali.

La modellazione tridimensionale agli elementi finiti o alle differenze finite condotta con appropriati codici di calcolo in campo non lineare è, inoltre, assolutamente indispensabile nello studio di gallerie da realizzare previa messa in opera di interventi di rinforzo del nucleo di avanzamento, in quanto consente di ottenere risultati confrontabili con la realtà anche in termini di sollecitazioni sulle opere di rivestimento del cavo. La seguente Figura 8.28 mostra, ad esempio, alcuni risultati, tratti dalla modellazione tridimensionale condotta per la galleria S. Vitale (linea ferroviaria Caserta – Foggia). Il modello agli elementi finiti, costituito da 6393 elementi isoparametrici a 8 nodi, simula lo scavo della galleria sotto 100 m di copertura. Il consolidamento del fronte è costituito da 90 elementi strutturali in vetroresina cementati al fronte e da altri 96 ancora di vetroresina, muniti di valvole e iniettati al contorno del profilo teorico di scavo. Le analisi sviluppate, attraverso l'esame delle curve estrusione – lunghezza degli sfondi ed estrusione – numero di elementi in vetroresina, hanno permesso di individuare il corretto numero e l'appropriata lunghezza di sovrapposizione degli elementi in vetroresina da mettere in opera per evitare l'instabilità del sistema nucleo – cavo.



**Figura 8.28** Analisi numerica 3D per la verifica degli interventi di rinforzo al nucleo di avanzamento.

In tutti i casi i metodi di calcolo da usare sono quelli di tipo numerico, in quanto le altre metodologie di analisi introducono, in genere, forti approssimazioni, in particolare quando si debba tenere conto di almeno uno dei seguenti fattori:

- interventi di miglioramento, rinforzo e stabilizzazione aventi geometria complessa;
- fasi esecutive (scavo, esecuzione preventiva o contemporanea degli interventi, messa in opera dei rivestimenti);
- non omogeneità litostratigrafica;
- stato tensionale iniziale sensibilmente non assialsimmetrico.

Nel caso che il terreno sia rappresentabile come un mezzo continuo / continuo equivalente, le analisi potranno essere svolte mediante il metodo degli elementi finiti (FEM) o il metodo delle differenze finite (FDM); nel caso di ammasso roccioso schematizzabile come mezzo discontinuo sarà invece preferibile ricorrere al metodo dell'equilibrio limite utilizzando il programma Unwedge (Rocscience) che consente di determinare in tre dimensioni il volume di un blocco instabile a partire dai dati di giacitura. Con lo stesso codice di calcolo è possibile valutare l'effetto dell'installazione di un intervento di sostegno.

La discretizzazione del modello (FEM, FDM o metodo dell'equilibrio limite) dovrà essere effettuata in modo da considerare il terreno, con le eventuali zone di non omogeneità (aventi quindi caratteristiche geotecniche differenti), i sistemi di discontinuità e le discontinuità principali, gli interventi di miglioramento, rinforzo e stabilizzazione previsti, nonché le strutture di rivestimento di prima fase e definitivo.

L'estensione del modello deve essere tale da garantire la non interferenza delle condizioni di vincolo imposte sui bordi. Negli elaborati progettuali, che descrivono le analisi FEM, FDM o all'equilibrio limite, dovranno essere quindi indicati il numero di nodi e di elementi utilizzati, il tipo di elementi e, per le analisi all'equilibrio limite, le caratteristiche delle famiglie di giunti presi in considerazione. Inoltre saranno riportate e commentate le figure del reticolo completo e dei particolari più significativi e, nel caso di condizioni geometriche complesse, le figure schematiche con le suddivisioni litostratigrafiche, la posizione della falda eventualmente presente, la geometria della galleria e degli interventi, ecc.

Le condizioni di sollecitazione iniziali imposte al modello devono essere concordi con le effettive condizioni riscontrate in sito ed evidenziate in sede di caratterizzazione geotecnica (capitolo 6). Negli elaborati progettuali deve essere descritta la condizione di sollecitazione iniziale assegnata al modello e, nei casi più complessi, dovranno essere riportati i diagrammi illustrativi dello stesso stato tensionale nel modello prima dell'inizio dell'analisi. Le leggi costitutive (leggi sforzo – deformazioni, condizioni di plasticizzazione, leggi di scorrimento plastico e di incrudimento) adottate per descrivere

il comportamento meccanico dei diversi materiali, ivi comprese le discontinuità, devono essere scelte in modo da simulare il reale comportamento del terreno naturale o migliorato, delle eventuali discontinuità e delle strutture di rivestimento. Qualora non esplicitamente considerato nel modello di comportamento assegnato, i valori dei parametri di resistenza e deformabilità dei diversi materiali dovranno anche considerare l'eventuale comportamento reologico del terreno e dei materiali delle strutture del rivestimento, in accordo alle tempistiche esecutive previste dal progetto ed alle fasi dell'analisi.

Ove le condizioni del problema in esame lo richiedano (è ad esempio questo il caso della progettazione delle gallerie in argilla ed in particolare in terreni a grana fine), le analisi saranno condotte tenendo conto delle seguenti fasi:

1. Una condizione di breve termine (non drenata), in cui: (a) si verificheranno la stabilità del fronte e della zona retrostante; (b) sarà studiata l'interazione tra terreno ed interventi di miglioramento, rinforzo e stabilizzazione, nonché di rivestimento; (c) saranno calcolati gli spostamenti intorno al cavo e del piano campagna congruenti alle deformazioni distorsionali indotte.
2. Una condizione transitoria, in cui il regime delle pressioni neutre nel terreno, modificato dalle variazioni di stato tensionale prodotte dallo scavo, evolve verso una nuova condizione di equilibrio: in tale situazione sarà analizzata l'evoluzione delle condizioni di stabilità e l'eventuale variazione dei cedimenti indotti come conseguenza al processo idrodinamico.
3. Una condizione di lungo termine (drenata), in cui l'attenzione viene posta sull'interazione tra rivestimento e terreno, tenendo conto dell'influenza degli eventuali interventi di miglioramento, rinforzo e stabilizzazione, ove adottati. In tale fase è ancora possibile che la galleria drena la falda circostante, che raggiunge una condizione di equilibrio diversa da quella iniziale: sono ancora possibili mutamenti del regime deformativo, e quindi dell'interazione tra terreno e rivestimento, legati ad effetti di tipo reologico.

Le analisi devono riprodurre tutte le principali fasi operative previste per la sezione tipo di volta in volta esaminata, in stretta correlazione tra la situazione reale che si intende rappresentare e quanto viene invece simulato con il metodo di analisi adottato. Poiché in fase esecutiva si pone il problema di verificare il progetto, la simulazione della costruzione dell'opera avverrà suddividendola in fasi (generalmente coincidenti con i diversi passi di calcolo). Quindi, per ogni situazione nella quale intervengano modificazioni nei carichi applicati e/o parametri geotecnici caratterizzanti il terreno, si definisce di norma almeno un'analisi. In particolare ogni analisi viene eseguita a partire da una data condizione di sforzo / deformazione e porta ad un risultato che diviene condizione iniziale per la successiva. Nel corso di ogni analisi sono considerati:

- i carichi e/o gli incrementi di carico agenti;

- le fasi di scavo simulate;
- le fasi di costruzione operate;
- le variazioni dei parametri di volta in volta introdotte.

La simulazione delle fasi di scavo dovrà essere condotta in modo esplicito intendendo che lo scavo lungo una certa superficie implica la trasformazione dello stato tensionale originario in uno stato tensionale caratterizzato da componenti normale e di taglio nulle lungo la superficie stessa. Ciò comporta che venga adottato un procedimento nel quale ad esempio si ricorre a:

- determinazione dello stato tensionale iniziale;
- calcolo delle forze nodali trasmesse inizialmente alla zona da scavarsi da parte degli elementi ad essa adiacenti: l'insieme delle forze nodali può essere definito come "sistema delle forze nodali equivalenti", o "sistema delle forze di scavo";
- applicazione delle forze nodali, cambiate di segno, ai nodi della superficie di scavo;
- "disattivazione" degli elementi che rappresentano l'area scavata; la "disattivazione" di tali elementi si ottiene assumendo per questi, nella particolare fase considerata, caratteristiche nulle di rigidità.

Considerato che le analisi sono per lo più svolte nelle ipotesi di comportamento non lineare, tanto per il terreno che per le strutture, è consigliabile esaminare le fasi di costruzione suddividendo i carichi, costituiti dal sistema di forze di scavo, in più fasi, applicate in analisi sequenziali.

La simulazione della costruzione, con la quale si intende tenere conto, oltre che delle fasi di scavo, anche degli interventi di miglioramento, rinforzo e stabilizzazione, nonché della messa in opera dei rivestimenti, avviene di norma "attivando" nel corso della sequenza delle analisi, la rigidità degli elementi che rappresentano le diverse strutture. E' quindi indispensabile che le analisi siano svolte in stretta relazione con il ruolo che in sede di progettazione si intende attribuire ai diversi interventi e che questo venga chiarito negli elaborati di progetto.

Particolare attenzione dovrà ad esempio essere posta nella simulazione degli eventuali interventi di miglioramento. Dovrà essere dichiarato esplicitamente il procedimento numerico di volta in volta adottato per la simulazione dell'intervento, che sarà scelto tra quelli possibili:

- variazione dei parametri meccanici (deformabilità e resistenza) e delle caratteristiche di permeabilità;
- incremento del peso di volume;
- variazioni di volume indotte nella zona interessata dal trattamento, con conseguente sviluppo di stati di coazione.

In tutte le analisi, in particolare dove si tratta di esaminare lo stato tensio – deformativo nella zona immediatamente retrostante il fronte di scavo, nel terreno e nelle strutture, è inteso che non si può prescindere dalle condizioni di contorno dovute alla presenza di quest'ultimo. Come già osservato, in linea di principio il calcolo dovrebbe essere condotto ricorrendo a modelli tridimensionali.

Lo stato di sforzo e di deformazione nella zona del fronte di scavo è infatti diverso nelle tre direzioni. Tuttavia il fenomeno deformativo e tensionale può essere simulato mediante una modellazione bidimensionale dell'avanzamento della galleria. L'analisi piana considera una sezione nella quale vengono introdotti i vari interventi di sostegno secondo le fasi esecutive previste. Per simulare l'azione positiva del fronte di scavo viene applicata una pressione fittizia all'interno del cavo che viene fatta diminuire con il procedere dell'analisi secondo le modalità definite dalla curva di deconfinamento.

Più precisamente quello che consente di mettere in relazione il fenomeno tipicamente tridimensionale dello scavo di una galleria con le analisi piane trasversali è la "curva di scarico"  $1 - \lambda(x)$  dove  $\lambda(x)$  (o "tasso di scarico") rappresenta il rapporto tra la convergenza del cavo a distanza  $x$  dal fronte e la convergenza a distanza infinita.

Grazie, infatti, al "Principio di Similitudine" (Panet, 1974), si può verificare che:

$$P^f(x) \cong (1 - \lambda(x)) \cdot P_0$$

con:

$P^f(x)$  = "pressione fittizia" che bisognerebbe esercitare sul cavo in condizioni piane (2D) a distanza  $x$  dal fronte per ottenere la stessa convergenza che si avrebbe in condizioni tridimensionali (3D).

$P_0$  = pressione isotropa iniziale.

Applicando pertanto la pressione fittizia  $P^f(x)$  al cavo, è possibile simulare (con analisi piane trasversali) il "reale" comportamento della sezione (posta a distanza "x") tenendo in conto l'effetto 3D esercitato dal fronte e dalla tecnica di scavo.

In conclusione per quanto riguarda le verifiche numeriche delle sezioni di scavo e consolidamento si adotteranno le curve riportate nella seguente Figura 8.29 (Egger, 1978, Panet & Guenot 1982).

Come si può notare la forma della curva dipende dalle caratteristiche geotecniche dell'ammasso, in particolare dal numero di stabilità  $N_s$  definito come:

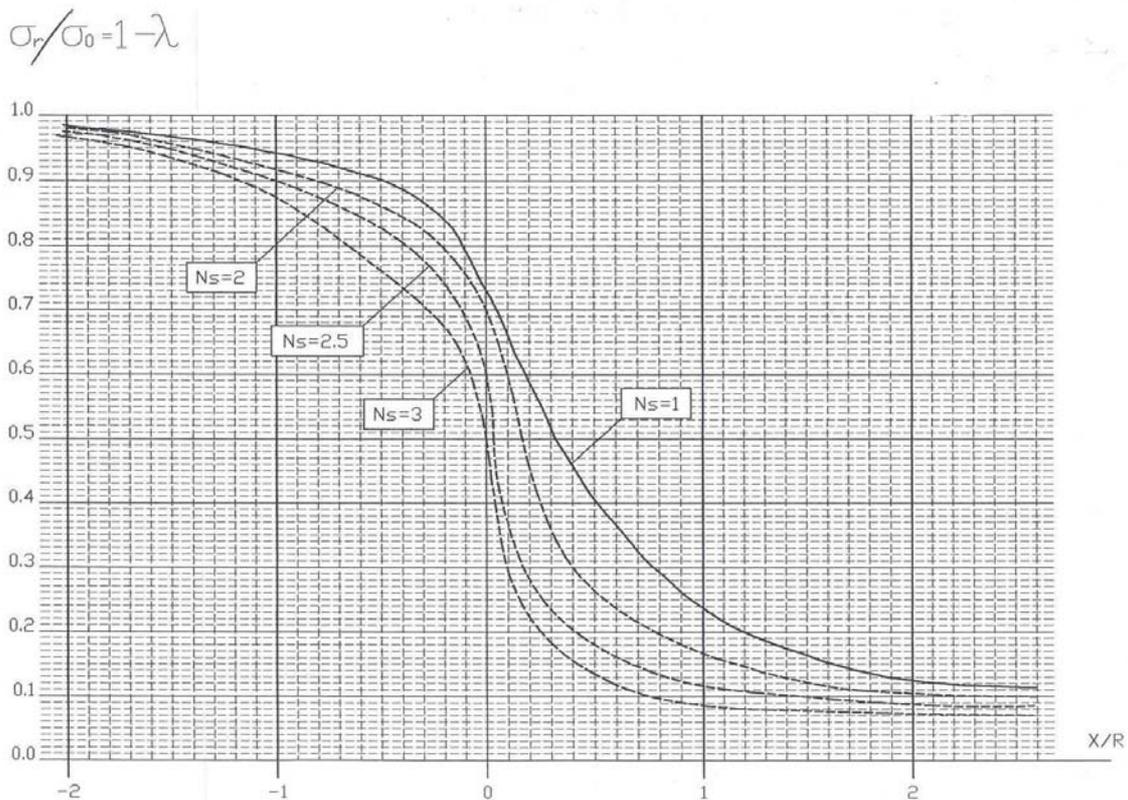
$$N_s = \frac{2 \cdot \sigma_0}{\sigma_c}$$

dove:

$\sigma_0$  = tensione geostatica

$\sigma_c$  = resistenza a compressione monoassiale

E' possibile ottenere dunque diverse curve  $\sigma_f/\sigma_0 = 1 - \lambda$ , come quelle riportate in Figura 8.29, attraverso le quali è possibile evidenziare come la percentuale di rilassamento è differente per diversi valori di  $N_s$  (per  $N_s = 1$  si ha il caso elastico).



**Figura 8.29** Andamento delle convergenze e della pressione fittizia di sostegno in funzione della distanza dal fronte.

La seguente Tabella 8.1 mostra un esempio delle fasi di realizzazione di una galleria analizzate mediante un'analisi numerica. Nella seconda colonna, per ogni fase, dovranno essere definiti i valori di  $\sigma_n/\sigma_0 = 1 - \lambda$  in funzione della distanza tra lo stesso fronte e la sezione in esame secondo quanto indicato nella Figura 8.29.

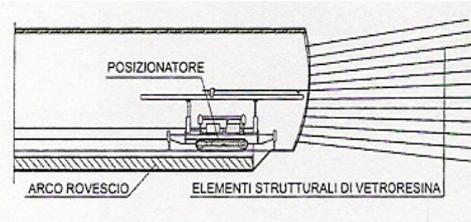
Descrizione delle fasi analizzate	$\sigma_n / \sigma_0 = 1 - \lambda$
<p><b><u>FASE 1 – Geostatica</u></b></p> <p>In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene così ricreata in termini di sforzi e di deformazioni la situazione precedente alla costruzione della galleria</p>	
<p><b><u>FASE 2 – Apertura del fronte di scavo</u></b></p> <p>In questa fase del calcolo viene simulata l'apertura dello scavo. La sezione di calcolo è esattamente rappresentativa della situazione al fronte di scavo.</p>	
<p><b><u>FASE 3 – Scavo a piena sezione per uno sfondo della profondità di 1 m</u></b></p> <p>In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione di un singolo sfondo della profondità di 1 m.</p>	
<p><b><u>FASE 4 – Scavo a piena sezione e messa in opera della centina e getto del calcestruzzo proiettato</u></b></p> <p>In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione e la posa in opera della centina. La sezione di calcolo si trova ad una distanza di 2.5 m dal fronte di scavo.</p>	
<p><b><u>FASE 4 – Avanzamento dello scavo fino a 4.0 m</u></b></p> <p>Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino ad una distanza dalla sezione di calcolo di 4 m. Nel rivestimento di prima fase sono agenti sia le centine sia il calcestruzzo proiettato, supponendo una maturazione di 2 giorni</p>	
<p><b><u>FASE 5 – Avanzamento dello scavo fino a 9 m e getto dell'arco rovescio e delle murette</u></b></p> <p>Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino ad una distanza dalla sezione di calcolo di 9 m e la completa maturazione del calcestruzzo proiettato, viene gettato l'arco rovescio e le murette in calcestruzzo non armato, che però in questa fase non si considerano ancora reagenti.</p>	
<p><b><u>FASE 6 – Avanzamento dello scavo e maturazione dell'arco rovescio e delle murette</u></b></p> <p>Si avanza col fronte di scavo simulando la maturazione completa dell'arco rovescio e delle murette.</p>	
<p><b><u>FASE 7 – Getto del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)</u></b></p> <p>In questa fase di calcolo, viene simulato il getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo.</p>	
<p><b><u>FASE 8 – Decadimento delle caratteristiche del priverivestimento</u></b></p> <p>Si considera a lungo termine il decadimento delle caratteristiche di resistenza del rivestimento di prima fase.</p>	

**Tabella 8.1** Descrizioni fasi esecutive analizzate in una analisi numerica.

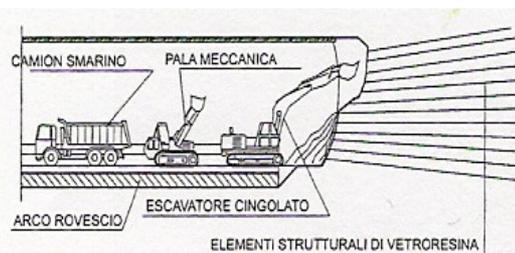
Le fasi sopra elencate permettono di simulare la costruzione di una galleria che comprende le seguenti fasi operative.

**FASE 1**

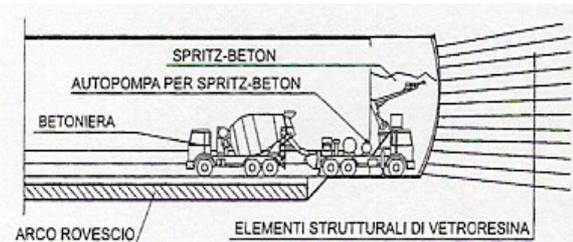
Rinforzo del nucleo-fronte mediante elementi strutturali di vetroresina

**FASE 2**

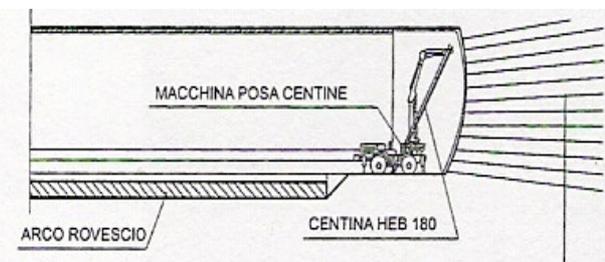
Esecuzione dello sfondo d'avanzamento (m 0,70 -1,00 a piena sezione)

**FASE 3**

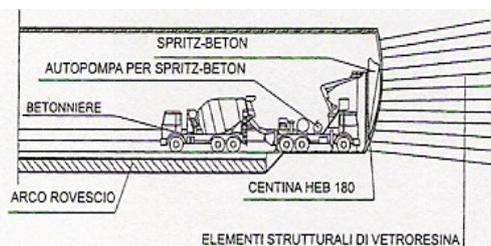
Posa dello spritz-beton sul nucleo-fronte e sul contorno della cavità per la protezione delle pareti di scavo (sessore circa 5 cm)

**FASE 4**

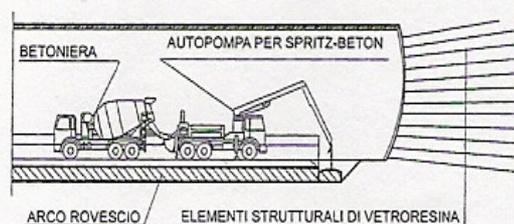
Messa in opera della centina e dell'armatura di collegamento sotto lo scavo eseguito nella fase 2

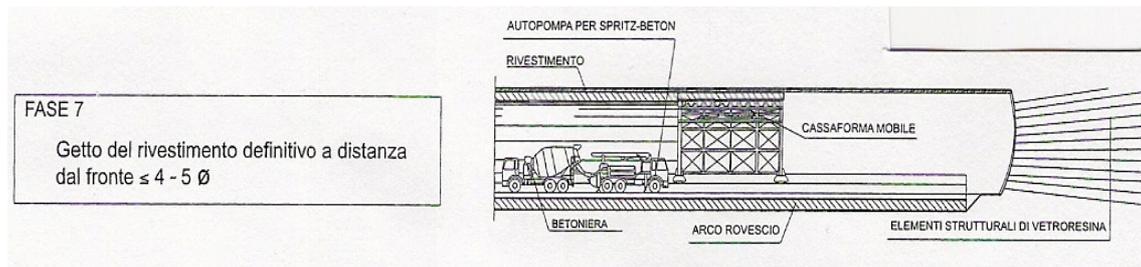
**FASE 5**

Messa in opera del rivestimento di 1° fase di spritz-beton fibrorinforzato (spessore circa 35 cm)

**FASE 6**

Scavo e getto delle murette e dell'arco rovescio a distanza dal fronte  $\leq 1,5 \varnothing$





#### 8.4.2 Relazione di calcolo

Nella relazione di calcolo dovranno essere descritte tutte le fasi dell'analisi, evidenziando per ognuna di esse:

- la corrispondente fase esecutiva di cui si svolge la simulazione;
- le modalità di simulazione dello scavo della galleria ed in particolare dell'avanzamento del fronte di scavo;
- l'entità delle eventuali forze applicate, in modo esplicito o implicito al modello;
- le parti del modello o degli elementi "attivati" o "disattivati" o ai quali sono state imposte variazioni delle caratteristiche di deformabilità e resistenza.

I risultati delle analisi saranno selezionati ed illustrati in accordo con gli obiettivi di volta in volta prefissati, anche in relazione al livello di approfondimento delle analisi stesse (cioè svolte per il progetto definitivo o per il progetto esecutivo). I risultati saranno di norma forniti sotto forma di tabelle riassuntive delle principali grandezze di interesse (si veda le tabelle di esempio di seguito riportate) e sotto forma di diagrammi illustrativi. In generale dovranno essere evidenziati:

- lo stato tensionale nel terreno naturale nell'intorno della galleria;
- il livello di mobilitazione della resistenza del terreno naturale nell'intorno della galleria (ad esempio inteso come rapporto tra lo sforzo deviatorico agente e quello resistente), con l'indicazione delle zone elasticizzate;
- lo stato tensionale negli elementi che rappresentano gli interventi e le strutture di rivestimento;
- gli spostamenti indotti sul perimetro dello scavo e in superficie.

Al fine di valutare la precisione raggiunta con le analisi svolte, ed il grado di affidabilità dei risultati, sempre in stretta relazione con le tecniche di soluzione adottate nei codici di scavo impiegati (ad esempio tecniche di soluzione "implicita" ed "esplicita"), saranno indicati:

- le tolleranze imposte come termine del processo iterativo;
- le corrispondenti forze non bilanciate;

- i valori di grandezze significative (spostamenti, tensioni), per punti / zone di interesse, nei successivi "passi temporali", ecc.

**Esempio di tabella per la descrizione delle fasi analizzate.**

FASE	(1-λ)	DESCRIZIONE DELLA FASE ANALIZZATA
1	1	Stato – iniziale – condizione geostatica
2		Apertura del fronte di scavo
3		Sezione alla distanza di ... m dal fronte senza sostegno

**Esempio di tabella per il riepilogo degli spostamenti indotti sul perimetro di scavo e delle azioni interne nel sostegno di prima fase e nel rivestimento definitivo.**

Fase	(1-λ)	U chiave calotta (cm)	U reni (cm)	U chiave arco rovescio (cm)	Centine		Calcestruzzo proiettato		Arco rovescio		Calotta	
					N (kN)	M (kN*m)	N (kN)	M (kN*m)	N (kN)	M (kN*m)	N (kN)	M (kN*m)
1												
2												
3												

**Esempio di tabella riepilogativa della tensioni massime nel rivestimento di prima fase e sul rivestimento definitivo.**

Fase	(1-λ)	Centine	Calcestruzzo proiettato	Arco rovescio	Calotta
		σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>max</sub> (MPa)
1					
2					

## 8.5 Verifiche del rivestimento di prima fase e definitivo

### 8.5.1 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

In sede di progetto si fa riferimento alla resistenza caratteristica a compressione su cubi  $R_{ck}$  così come definita nel paragrafo 11.2.1 delle NTC 2008.

Dalla resistenza cubica si passa a quella cilindrica da utilizzare nelle verifiche mediante l'espressione:

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$$

Sempre in sede di previsioni progettuali, è possibile passare dal valore caratteristico al valore medio della resistenza cilindrica mediante l'espressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

La Normativa italiana, NTC 2008, prevede diversi modelli del legame costituente fra cui il progettista può scegliere. Tutti i legami sono caratterizzati dallo stesso valore della resistenza di calcolo  $f_{cd}$  e della deformazione ultima del calcestruzzo  $\varepsilon_{cu}$ .

In particolare la resistenza di calcolo  $f_{cd}$  è data dalla seguente formula:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni,  $\alpha_{cc}$  è un coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata e tiene conto della differenza di modalità di rottura in laboratorio e nelle strutture reali, e  $\gamma_c$  è il coefficiente parziale del materiale calcestruzzo (o calcestruzzo proiettato). Il valore di  $\alpha_{cc}$  è in genere minore dell'unità, perché la velocità di prova in laboratorio è in genere maggiore di quella con cui può collassare la struttura, pertanto si assume pari a 0.85. In caso di azioni eccezionali la NTC 2008 suggerisce di assumere il valore unitario, nel caso di azioni sismiche prevede, cautelativamente, l'utilizzo di  $\alpha_{cc} = 0.85$ . Per quanto riguarda il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo  $\gamma_c$ , in passato in Italia si utilizzava il valore 1.6. Nella nuova normativa, in coerenza con quanto suggerito dall'Eurocodice 2, si assume  $\gamma_c = 1.5$ . Nella seguente Tabella 8.2, per le diverse classi di calcestruzzo previste in Italia è riportato il valore di  $f_{cd}$ . Per quanto concerne  $\varepsilon_{cu}$ , si assume il valore di 3.5 per mille. Tale valore è realistico considerando calcestruzzi non confinati e cioè in presenza di staffe poco fitte. In presenza di confinamento efficace (staffe chiuse e fitte, confinamento con compositi, ecc.), la deformazione ultima può aumentare, anche sostanzialmente.

Classe	16/20	20/25	25/30	28/35	35/45	40/50	45/55
$f_{cd}$ (MPa)	9.07	11.33	14.14	15.87	19.83	22.67	25.50
Classe	50/60	55/67	60/75	70/85	80/95	90/105	
$f_{cd}$ (MPa)	28.33	31.17	34.00	39.67	45.33	51.00	

**Tabella 8.2** Valori di  $f_{cd}$  al variare della Classe di resistenza del calcestruzzo, contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici, espressa in MPa.

Nel caso di rivestimenti di prima fase provvisori occorre sostituire il valore di  $f_{ck}$  (determinato a 28 giorni) con la resistenza cilindrica caratteristica  $f_{ck}(t)$  all'istante  $t < 28$  giorni corrispondente al momento nel quale sul calcestruzzo proiettato l'ammasso incomincia ad applicare dei carichi.

### 8.5.2 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a trazione,  $f_{ctd}$ , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$$

dove:

$\gamma_C$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo già definito nel precedente paragrafo assunto pari a 1.5;

$f_{ctk}$  è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

La resistenza a trazione del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di diretta sperimentazione, condotta su provini appositamente confezionati, secondo la norma UNI EN 12390-2:2002, per mezzo delle prove di seguito indicate:

- prove di trazione diretta;
- prove di trazione indiretta (secondo UNI EN 12390-6:2002 o metodo dimostrato equivalente);
- prove di trazione per flessione (secondo UNI EN 12390-5:2002 o metodo dimostrato equivalente).

In sede di progettazione si può assumere come resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo il valore (in N/mm<sup>2</sup>):

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi} \leq C50/60$$

$$f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln [ 1 + f_{cm} / 10 ] \quad \text{per classi} > C50/60$$

I valori caratteristici corrispondenti ai frattili 5% e 95% sono assunti, rispettivamente pari a  $0.7 f_{ctm}$  e  $1.3 f_{ctm}$ , pertanto la resistenza caratteristica può essere assunta pari a:

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$$

Il valore medio della resistenza a trazione per flessione è assunto, in mancanza di sperimentazione diretta, pari a:

$$f_{ctm} = 1.2 f_{ctk}$$

### 8.5.3 Resistenza di calcolo dell'acciaio per cemento armato

Per quanto riguarda gli acciai da utilizzare nella progettazione delle strutture in calcestruzzo armato, la NTC 2008 indica due qualità di acciaio: B450A e B450C. Entrambi devono avere una tensione caratteristica di snervamento,  $f_{yk}$ , minima di 450 MPa ed una tensione caratteristica di rottura,  $f_{tk}$ , minima di 540 MPa, ma si differenziano per il rapporto di incrudimento e la deformazione a rottura, ovvero per i parametri che ne definiscono la duttilità. In particolare per tali parametri la normativa fornisce una definizione con significato probabilistico indicando il frattile del 10% come valore caratteristico del rapporto di incrudimento  $(f_t/f_y)_k$  e della deformazione ultima indicata con il simbolo  $(A_{gt})_k$ .

La seguenti Tabella 8.3 e Tabella 8.4 riepilogano le caratteristiche principali dei due acciai per cemento armato.

$f_y \text{ nom}$	450 MPa
$f_t \text{ nom}$	540 MPa

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_y \text{ nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_t \text{ nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1.15$ $< 1.35$	10.0
$(f_y/f_y \text{ nom})_k$	$\leq 1.25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7.5 \%$	10.0

**Tabella 8.3** Acciaio per cemento armato B450C, caratteristiche principali.

$f_y$ nom	450 MPa
$f_t$ nom	540 MPa

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_y$ nom	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_t$ nom	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1.05$	10.0
$(f_y/f_y \text{ nom})_k$	$\leq 1.25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 2.5 \%$	10.0

**Tabella 8.4** Acciaio per cemento armato B450A, caratteristiche principali.

In tale maniera nelle NTC 2008 viene sottolineato anche il concetto di limitare la differenza tra la tensione di snervamento caratteristica, utilizzata per valutare la resistenza di progetto delle strutture, e il suo valore nominale; infatti una eccessiva sovra – resistenza non rappresenta una garanzia di maggiore sicurezza, ma sicuramente introduce una maggiore aleatorietà della coerenza del comportamento della struttura con il modello di calcolo allo Stato Limite Ultimo (SLU), in cui è importante il comportamento post- elastico e la conseguente redistribuzione di tensioni e sollecitazioni. Proprio per questo per entrambi gli acciai il rapporto  $(f_y/f_y \text{ nom})_k$ , riferito a un frattile del 10%, non deve essere maggiore di 1.25.

La resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$$

dove:

$\gamma_S$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

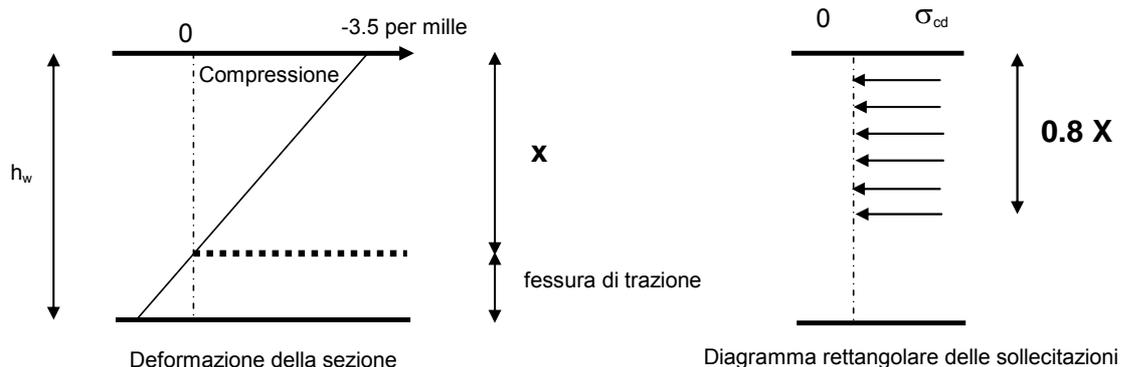
$f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Il coefficiente  $\gamma_S$  assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1.15.

## 8.5.4 Verifica allo stato limite ultimo di una sezione in calcestruzzo non armato

### 8.5.4.1 Stato limite ultimo per pressoflessione

Nella verifica agli stati limite ultimi di una sezione in calcestruzzo non armato si assume innanzitutto che il calcestruzzo non sia reagente a trazione. Le tensioni di compressione sono supposte ripartite su un rettangolo equivalente di altezza pari a  $0.8 x$ , come mostrato nel diagramma schematizzato nella Figura 8.30.



**Figura 8.30** Diagramma rappresentativo di una sezione fessurata.

Inoltre, la profondità della fessura è limitata. Si può osservare che con i moduli di elasticità del calcestruzzo, la deformazione a compressione nel calcestruzzo resta sicuramente inferiore al limite del 3.5 per mille stabilita nel caso di sezioni non armate (AFTES, 2007).

Sulla base di tali ipotesi, la forza normale resistente  $N_{rd}$  di una sezione rettangolare con una eccentricità uniaassiale e nella direzione di  $h_w$  è data dalla seguente espressione (AFTES, 2007):

$$N_{Rd} = f_{cd} \times b \times h_w \times (1 - 2 e / h_w)$$

dove:

$f_{cd}$  = resistenza di calcolo a compressione

$b$  = larghezza della sezione

$h_w$  = altezza nominale della sezione

$e$  =  $M_{Ed} / N_{Ed}$

essendo

$M_{Ed}$  il momento flettente ottenuto dal calcolo agli stati limite ultimi

$N_{Ed}$  la forza assiale ottenuta dal calcolo agli stati limite ultimi.

Si abbia ora che adottando l'approccio progettuale 2, descritto nel precedente paragrafo 1.2, si siano ottenuti i seguenti massimi valori, del momento flettente, dello sforzo assiale e della forza di taglio,  $M$ ,  $N$  e  $T$ .

In accordo all'approccio progettuale 2, applicando i coefficienti parziali agli affetti delle azioni si ottengono le seguenti sollecitazioni massime di progetto:

$$N_{Ed} = 1.3 \times N$$

$$M_{Ed} = 1.3 \times M$$

$$T_{Ed} = 1.3 \times T$$

La condizione di limitare l'ampiezza delle fessure di trazione si traduce nella seguente verifica:

$$e < 0.3 h_w$$

Quando lo sforzo normale e il momento flettente sono di entità modesta, si può accettare che l'eccentricità, calcolata supponendo la sezione non fessurata, possa superare il limite sopra indicato. In effetti, se la sezione si fessura, la redistribuzione delle sollecitazioni induce una diminuzione dell'eccentricità, se, ovviamente, il rivestimento è staticamente in grado di contrastare le spinte applicate dall'ammasso.

Per l'applicazione di questa osservazione, si può considerare come regola generale che si debba procedere ad una verifica più particolareggiata della sezione allorché la componente assiale (sforzo normale) dell'azione di progetto  $N_{Ed}$  è inferiore al seguente valore (AFTES, 2007):

$$N_{Rd0} = 1.35 \times 0.02 \times f_{ck} \times b \times h_w$$

In conclusione, lo schema per la verifica allo stato limite ultimo per pressoflessione può essere così riassunto:

Determinazione di:

$$N_{Rd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} \times b \times h_w \times (1 - 2 e / h_w) / 1.5$$

$$N_{Rd0} = 0.027 \times f_{ck} \times b \times h_w$$

dove

$$e = M_{Ed} / N_{Ed}$$

ed il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è pari a 0.85.

La verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando:

$$N_{Ed} < N_{Rd} \quad \text{altrimenti la sezione dovrà essere opportunamente armata}$$

$$N_{Rd0} < N_{Ed} < N_{Rd}$$

$$e < 0.3 h_w \quad \text{sezione ammissibile}$$

$$e > 0.3 h_w \quad \text{sezione inammissibile}$$

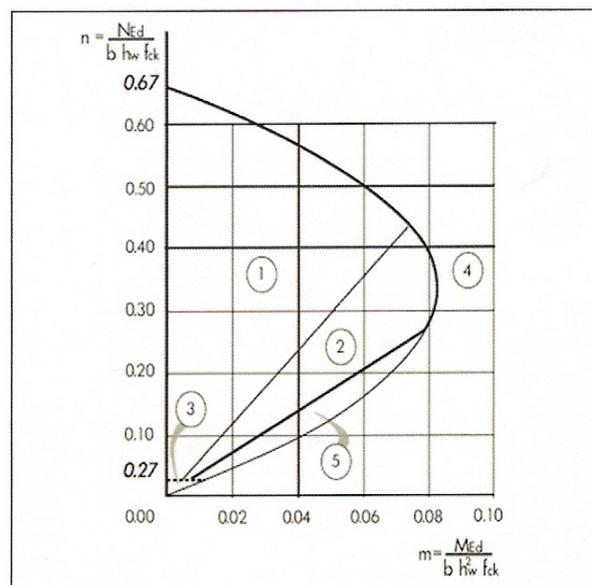
$N_{Ed} < N_{Rd0}$  occorre una verifica particolare.

Le ipotesi necessarie per il calcolo delle sollecitazioni applicate al pre-rivestimento e rivestimento definitivo di una galleria sono da più parti oggetto di discussione: vita utile del rivestimento, trasferimento del carico dall'ammasso al rivestimento, presa in conto del comportamento differente del terreno, carichi dissimetrici, ecc. E' pertanto estremamente utile collocare i risultati in termini di sforzo normale e momento flettente nel dominio di resistenza.

Con riferimento a una sezione rettangolare, si introducono i seguenti valori adimensionali della forza normale e del momento flettente:

$$\frac{N}{b \cdot h_w \cdot f_{ck}} \quad \frac{M}{b \cdot h_w^2 \cdot f_{ck}} \quad (1)$$

Nella Figura 8.31 si riporta un esempio di dominio di resistenza in termini di sforzo normale e momento flettente normalizzati secondo la (1) considerando come condizione di verifica i valori limite delle tensioni forniti dalle NTC 2008.



Legenda:

- (1) Sezione interamente compressa e  $e < 0.17 h_w$
- (2) Sezione parzialmente compressa avendosi e  $< 0.3 h_w$
- (3) Sezione molto debolmente compressa essendo  $N_{Ed} < N_{Rd0}$
- (4) Sforzo normale troppo elevato essendo  $N_{Ed} > N_{Rd}$
- (5) Profondità della fessura superiore alla metà dello spessore del rivestimento

**Figura 8.31** Dominio di verifica tensionale riferito a valori adimensionali di momento e sforzo normale.

#### 8.5.4.2 Stato limite ultimo per taglio

La normativa italiana NTC 2008 consente l'impiego di elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio per solette, piastre e membrature a comportamento analogo, a condizione che questi elementi abbiano sufficiente capacità di ripartire i carichi trasversalmente, come nel caso dei rivestimenti delle opere in sotterraneo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

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

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente e  $V_{Rd}$  è la resistenza al taglio.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con la seguente formula:

$$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_{cc}$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm);

$A_{cc} = x \cdot b_w$  è l'area della sezione effettivamente compressa essendo  $x$  l'altezza dell'area della sezione compressa, come mostrato nella figura 8.30.

#### 8.5.5 Verifica allo stato limite ultimo di una sezione in cemento armato

Le verifiche delle sezioni armate nei confronti dello stato limite ultimo per flessione e pressoflessione devono essere condotte in accordo alle indicazioni riportate nel capitolo 4 delle NTC 2008 costruendo il dominio di rottura in pressoflessione per la sezione di progetto. Noto il dominio di rottura la verifica è soddisfatta qualora i punti rappresentativi delle coppie  $N_{Ed} - M_{Ed}$  delle sollecitazioni agenti (meglio definite come valore di calcolo della componente assiale dell'azione e valore di calcolo della componente flettente dell'azione) risultino interni al dominio stesso.

Analogamente per la verifica allo stato limite ultimo per taglio occorre verificare che il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente  $V_{Ed}$  sia inferiore alla resistenza a taglio  $V_{Rd}$  secondo le indicazioni riportate nel paragrafo 4.1.2.1.3.2 delle NTC 2008.

Per quanto concerne la lunghezza di ancoraggio delle barre  $l_d$  si può adottare la seguente espressione (EN 1992-1-1):

$$l_d = f_{yd} \cdot \frac{\phi}{4 \cdot \tau_d}$$

dove in accordo con l'approccio allo Stato Limite Ultimo si assume che nella barra di acciaio possa esservi al massimo la tensione di calcolo,  $f_{yd}$ , pari alla tensione caratteristica di snervamento,  $f_{yk}$ , divisa per il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_s$ .

Per barre ad aderenza migliorata la NTC 2008 pone la resistenza tangenziale di aderenza di calcolo  $\tau_d = f_{bd}$  e pari a:

$$\tau_d = f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

dove  $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ( $\gamma_c = 1.5$ ), e  $f_{bk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2.25 \cdot h \cdot f_{ctk}$$

in cui

$h = 1.0$  per barre di diametro  $\phi$  minore di 32 mm;

$h = (132 - \phi)/100$  per barre di diametro superiore;

$f_{ctk}$  è la resistenza a trazione caratteristica.

Se abbiamo pertanto delle barre del diametro di 25 mm con acciaio B450C con tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 450$  MPa ed un calcestruzzo con resistenza caratteristica cilindrica a compressione  $f_{ck} = 30$  MPa si ottiene quanto segue:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.89 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.0 \text{ MPa}$$

$$f_{bk} = 2.25 \cdot h \cdot f_{ctk} = 4.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 4.5 / 1.5 = 3 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391 \text{ MPa}$$

$$l_d = f_{yd} \cdot \frac{\phi}{4 \cdot \tau_d} = 391 \cdot 25 / (4 \cdot 3) = 814.5 \text{ mm}$$

### 8.5.6 Verifica agli stati limite di esercizio

Per il solo rivestimento definitivo della galleria, vengono effettuate le seguenti verifiche:

- verifiche di fessurazione;
- verifiche delle tensioni di esercizio.

#### 8.5.6.1 Verifica di fessurazione

La verifica di fessurazione viene effettuata nelle sole tratte di galleria nelle quali il rivestimento definitivo è armato. Tale verifica deve essere condotta in accordo alle indicazioni riportate nel paragrafo 4.1.2.2 delle NTC 2008 e nel paragrafo C 4.1.2.2.4 della circolare n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 2 febbraio 2009, contenente le istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.

#### 8.5.6.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Per il solo rivestimento definitivo della galleria, una volta valutate le azioni interne nel rivestimento della galleria e calcolate le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature, se il rivestimento è armato, occorre verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti e riportati nel paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2008.

### 8.5.7 Verifica allo stato limite ultimo di un rivestimento di prima fase

#### 8.5.7.1 Acciai per centine metalliche

Innanzitutto, per quanto riguarda le centine metalliche si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati).

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico	$E = 210,000 \text{ N/mm}^2$
modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
coefficiente di espansione termica lineare (per temperature fino a 100 °C)	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$
densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento  $f_{yk}$  e di rottura  $f_{tk}$

riportati nella tabella 11.3.IX delle NTC 2008, di seguito riportata per facilità di consultazione, per quanto concerne i laminati a caldo con profili a sezione aperta.

**Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta**

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40$ mm < $t \leq 80$ mm	
	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Le seguenti tabelle riportano le caratteristiche geometriche principali per quanto concerne i profilati maggiormente utilizzati come centine nello scavo delle gallerie: travi IPN, IPE ed HE.

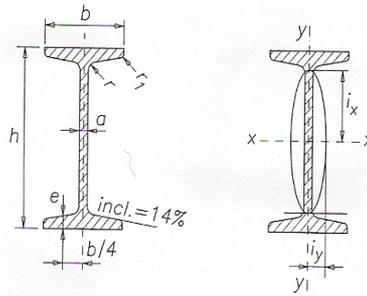


Tabella 2. Travi IPN.

Designazione	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	r <sub>1</sub> mm	Area S cm <sup>2</sup>	Massa lineica P kg/m	Asse xx			Asse yy		
									I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm
IPN 80    UNI 5679	80	42	3,9	5,9	3,9	2,3	7,57	5,94	77,7	19,4	3,20	6,28	2,99	0,91
» 100    »	100	50	4,5	6,8	4,5	2,7	10,6	8,34	170	34,1	4,00	12,1	4,86	1,07
» 120    »	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	14,2	11,1	327	54,5	4,80	21,4	7,38	1,23
» 140    »	140	66	5,7	8,6	5,7	3,4	18,2	14,3	572	81,8	5,60	35,1	10,6	1,39
» 160    »	160	74	6,3	9,5	6,3	3,8	22,8	17,9	934	117	6,40	54,6	14,8	1,55
» 180    »	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	27,9	21,9	1444	161	7,20	81,2	19,8	1,71
» 200    »	200	90	7,5	11,3	7,5	4,5	33,4	26,2	2138	214	8,00	116	25,9	1,87

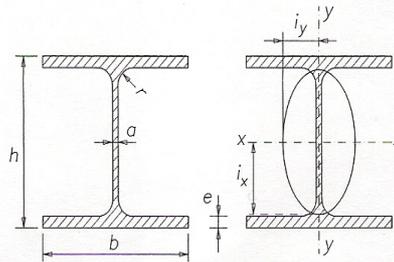


Tabella 4. Travi HE ad ali larghe parallele.

Designazione (• profilati non normati)	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	Area S cm <sup>2</sup>	Massa lineica P kg/m	Asse xx			Asse yy		
								I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm
HE 100 A UNI 5397	96	100	5	8	12	21,2	16,7	349	73	4,06	134	27	2,51
B »	100	100	6	10	12	26,0	20,4	450	90	4,16	167	33	2,53
M »	120	106	12	20	12	53,2	41,8	1 143	190	4,63	399	75	2,74
HE 120 A »	114	120	5	8	12	25,3	19,9	606	106	4,89	231	38	3,02
B »	120	120	6,5	11	12	34,0	26,7	864	144	5,04	318	53	3,06
M »	140	126	12,5	21	12	66,4	52,1	2 018	288	5,51	703	112	3,25
HE 140 A »	133	140	5,5	8,5	12	31,4	24,7	1 033	155	5,73	389	56	3,52
B »	140	140	7	12	12	43,0	33,7	1 509	216	5,93	550	79	3,58
M »	160	146	13	22	12	80,6	63,2	3 291	411	6,39	1 144	157	3,77
HE 160 A »	152	160	6	9	15	38,8	30,4	1 673	220	6,57	616	77	3,98
B »	160	160	8	13	15	54,3	42,6	2 492	311	6,78	889	111	4,05
M »	180	166	14	23	15	97,1	76,2	5 098	566	7,25	1 759	212	4,26
HE 180 A »	171	180	6	9,5	15	45,3	35,5	2 510	294	7,45	925	103	4,52
B »	180	180	8,5	14	15	65,3	51,2	3 831	426	7,66	1 363	151	4,57
M »	200	186	14,5	24	15	113,3	88,9	7 483	748	8,13	2 580	277	4,77

Designazione (• profilati non normati)	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	Area S cm <sup>2</sup>	Massa lineica P kg/m	Asse xx			Asse yy		
								I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm
HE 200 A »	190	200	6,5	10	18	53,8	42,3	3 692	389	8,28	1 336	134	4,98
B »	200	200	9	15	18	78,1	61,3	5 696	570	8,54	2 003	200	5,07
M »	220	206	15	25	18	131,3	103	10 642	967	9,00	3 651	354	5,27
HE 220 A »	210	220	7	11	18	64,3	50,5	5 410	515	9,17	1 955	178	5,51
B »	220	220	9,5	16	18	91,0	71,5	8 091	736	9,43	2 843	258	5,59
M »	240	226	15,5	26	18	149,4	117	14 605	1220	9,89	5 012	444	5,79
HE 240 A »	230	240	7,5	12	21	76,8	60,3	7 763	675	10,1	2 769	231	6,00
B »	240	240	10	17	21	106,0	83,2	11 259	938	10,3	3 923	327	6,08
M »	270	248	18	32	21	199,6	157	24 289	1800	11,0	8 153	657	6,39
HE 260 A »	250	260	7,5	12,5	24	86,8	68,2	10 455	836	11,0	3 668	282	6,50
B »	260	260	10	17,5	24	118,4	93,0	14 919	1150	11,2	5 135	395	6,58
M »	290	268	18	32,5	24	219,6	172	31 307	2160	11,9	10 449	780	6,90
HE 280 A »	270	280	8	13	24	97,3	76,4	13 673	1010	11,9	4 763	340	7,00
B »	280	280	10,5	18	24	131,4	103	19 270	1380	12,1	6 595	471	7,09
M »	310	288	18,5	33	24	240,2	189	39 547	2550	12,8	13 163	914	7,40
HE 300 A »	290	300	8,5	14	27	112,5	88,3	18 263	1260	12,7	6 310	421	7,49
B »	300	300	11	19	27	149,1	117	25 166	1680	13,0	8 563	571	7,58
M »	340	310	21	39	27	303,1	238	59 201	3480	14,0	19 403	1 250	8,00
HE 320 A »	310	300	9	15,5	27	124,4	97,6	22 928	1480	13,6	6 985	466	7,49
B »	320	300	11,5	20,5	27	161,3	127	30 823	1930	13,8	9 239	616	7,57
M »	359	309	21	40	27	312,0	245	68 135	3800	14,8	19 709	1 280	7,95
HE 340 A »	330	300	9,5	16,5	27	133,5	105	27 693	1680	14,4	7 436	496	7,46
B »	340	300	12	21,5	27	170,9	134	36 656	2160	14,6	9 690	646	7,53
M »	377	309	21	40	27	315,8	248	76 372	4050	15,6	19 711	1 280	7,90
HE 360 A »	350	300	10	17,5	27	142,8	112	33 090	1890	15,2	7 887	526	7,43
B »	360	300	12,5	22,5	27	180,6	142	43 193	2400	15,5	10 141	676	7,49
M »	395	308	21	40	27	318,8	250	84 867	4300	16,3	19 522	1 270	7,83

Designazione (* profilati non normati)	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	Area S cm <sup>2</sup>	Massa lineica P kg/m	Asse xx			Asse yy		
								I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm
HE 400 A »	390	300	11	19	27	159,0	125	45 069	2 310	16,8	8 564	571	7,34
HE 400 B »	400	300	13,5	24	27	197,8	155	57 680	2 880	17,1	10 819	721	7,40
HE 400 M »	432	307	21	40	27	325,8	256	104 119	4 820	17,9	19 335	1260	7,70
HE 450 A »	440	300	11,5	21	27	178,0	140	63 722	2 900	18,9	9 465	631	7,29
HE 450 B »	450	300	14	26	27	218,0	171	79 887	3 550	19,1	11 721	781	7,33
HE 450 M »	478	307	21	40	27	335,4	263	131 484	5 500	19,8	19 339	1260	7,59
HE 500 A »	490	300	12	23	27	197,5	155	86 975	3 550	21,0	10 367	691	7,24
HE 500 B »	500	300	14,5	28	27	238,6	187	107 176	4 290	21,2	12 624	842	7,27
HE 500 M »	524	306	21	40	27	344,3	270	161 929	6 180	21,7	19 155	1250	7,46
HE 550 A »	540	300	12,5	24	27	211,8	166	111 932	4 150	23,0	10 819	721	7,15
HE 550 B »	550	300	15	29	27	254,1	199	136 691	4 970	23,2	13 077	872	7,17
HE 550 M »	572	306	21	40	27	354,4	278	197 984	6 920	23,6	19 158	1250	7,35
HE 600 A »	590	300	13	25	27	226,5	178	141 208	4 790	25,0	11 271	751	7,05
HE 600 B »	600	300	15,5	30	27	270,0	212	171 041	5 700	25,2	13 530	902	7,08
HE 600 M »	620	305	21	40	27	363,7	285	237 447	7 660	25,6	18 975	1240	7,22
HE 650 A •	640	300	13,5	26	27	242	190	175 200	5 474	26,9	11 720	782	6,97
HE 650 B •	650	300	16	31	27	286	225	210 600	6 480	27,1	13 980	932	6,99
HE 650 M •	668	305	21	40	27	374	293	281 700	8 433	27,5	18 980	1245	7,13
HE 700 A •	690	300	14,5	27	27	260	204	215 300	6 241	28,8	12 180	812	6,84
HE 700 B •	700	300	17	32	27	306	241	256 900	7 340	29	14 440	963	6,87
HE 700 M •	716	304	21	40	27	383	301	329 300	9 196	29,3	18 800	1237	7,01
HE 800 A •	790	300	15	28	30	286	224	303 400	7 682	32,6	12 640	843	6,65
HE 800 B •	800	300	17,5	33	30	334	262	359 100	8 977	32,8	14 900	994	6,68
HE 800 M •	814	303	21	40	30	404	317	442 600	10 870	33,1	18 630	1230	6,79
HE 900 A •	890	300	16	30	30	321	252	422 100	9 485	36,3	13 550	903	6,5
HE 900 B •	900	300	18,5	35	30	371	291	494 100	10 980	36,5	15 820	1054	6,53
HE 900 M •	910	302	21	40	30	424	333	570 400	12 540	36,7	18 450	1222	6,6
HE 1000 A •	990	300	16,5	31	30	347	272	553 800	11 190	40	14 000	934	6,35
HE 1000 B •	1000	300	19	36	30	400	314	644 700	12 890	40,1	16 280	1085	6,38
HE 1000 M •	1008	302	21	40	30	444	349	722 300	14 330	40,3	18 460	1222	6,45

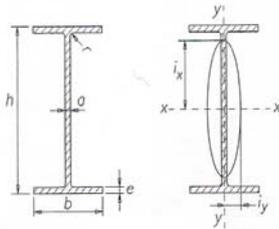


Tabella 3. Travi IPE ad ali strette parallele.

Designazione	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	Area S cm <sup>2</sup>	Massa lineica P kg/m	Asse xx			Asse yy		
								I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm
IPE 80 UNI 5398	80	46	3,8	5,2	5	7,64	6,0	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05
» 100 »	100	55	4,1	5,7	7	10,3	8,1	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24
» 120 »	120	64	4,4	6,3	7	13,2	10,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45
» 140 »	140	73	4,7	6,9	7	16,4	12,9	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65
» 160 »	160	82	5,0	7,4	9	20,1	15,8	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84
» 180 »	180	91	5,3	8,0	9	23,9	18,8	1 317	146	7,42	101	22,2	2,05
» 200 »	200	100	5,6	8,5	12	28,5	22,4	1 943	194	8,26	142	28,5	2,24
» 220 »	220	110	5,9	9,2	12	33,4	26,2	2 772	252	9,11	205	37,3	2,48
» 240 »	240	120	6,2	9,8	15	39,1	30,7	3 892	324	9,97	284	47,3	2,69
» 270 »	270	135	6,6	10,2	15	45,9	36,1	5 790	429	11,2	420	62,2	3,02
» 300 »	300	150	7,1	10,7	15	53,8	42,2	8 356	557	12,5	604	80,5	3,35
» 330 »	330	160	7,5	11,5	18	62,6	49,1	11 770	713	13,7	788	98,5	3,55
» 360 »	360	170	8,0	12,7	18	72,7	57,1	16 270	904	15,0	1043	123	3,79
» 400 »	400	180	8,6	13,5	21	84,5	66,3	23 130	1160	16,5	1318	146	3,95
» 450 »	450	190	9,4	14,6	21	98,8	77,6	33 740	1500	18,5	1676	176	4,12
» 500 »	500	200	10,2	16,0	21	116	90,7	48 200	1930	20,4	2142	214	4,31
» 550 »	550	210	11,1	17,2	24	134	106	67 120	2440	22,3	2668	254	4,45
» 600 »	600	220	12,0	19,0	24	156	122	92 080	3070	24,3	3387	308	4,66

8.5.7.2 Verifiche allo stato limite ultimo

Analogamente a quanto discusso nel precedente paragrafo 1.3.4 per le verifiche allo stato limite ultimo del rivestimento definitivo non armato, una volta che si è ottenuto dal calcolo l'andamento

dello sforzo assiale  $N$  e del momento flettente  $M$ , si ottengono le sollecitazioni di progetto moltiplicando tali valori per un coefficiente parziale pari ad 1.3 (approccio progettuale 2 delle NTC 2008):

$$N_{Ed} = 1.3 \times N$$

$$M_{Ed} = 1.3 \times M$$

$$T_{Ed} = 1.3 \times T$$

Occorre quindi che tali sollecitazioni di progetto siano compatibili con i valori di resistenza ammissibili. Normalmente è sufficiente fare tale verifica nei punti del pre-rivestimento dove le sollecitazioni sono massime o dove si ha un brusco cambiamento delle caratteristiche (area e inerzia) dello stesso pre-rivestimento. Lo sforzo assiale ed il momento flettente interagiscono fra di loro e, conseguentemente, è necessario controllare le due sollecitazioni (sforzo assiale e momento flettente) insieme utilizzando il dominio di rottura mediante il quale possono essere individuate tutte le combinazioni di  $N$  ed  $M$  che sono ammissibili. I domini di rottura per ogni sezione (solo calcestruzzo proiettato o centina più calcestruzzo proiettato) possono essere facilmente determinati e dipendono solamente dalle dimensioni delle sezioni e dalle caratteristiche dei materiali.

Per determinare se la sezione è adeguata occorre che la combinazione di azione assiale e momento flettente più critica ottenuta dal calcolo sia riportata nel dominio di pressoflessione. Se il punto relativo all'azione assiale e al momento flettente calcolati è situato all'interno del dominio di rottura, la sezione del pre-rivestimento può essere considerata adeguata. Se viceversa è situato esternamente al dominio di rottura, che è il luogo dei punti individuati dalla combinazione delle sollecitazioni che ne determinano la crisi, la sezione non è adeguata.

Tenendo conto che il pre-rivestimento è un'opera del tutto provvisoria, in alternativa al metodo di verifica allo stato limite ultimo, si può effettuare un calcolo elastico calcolando la tensione nelle fibre del calcestruzzo proiettato a distanza  $y$  dal baricentro della sezione con la seguente formula:

$$\sigma_{c,i} = \frac{N}{A_i} \pm \frac{M}{I_i} \cdot y$$

mentre le tensioni nell'armatura metallica distante  $y_{s,i}$  dal baricentro si calcola come:

$$\sigma_{s,i} = n \cdot \left( \frac{N}{A_i} \pm \frac{M}{I_i} \cdot y_{s,i} \right)$$

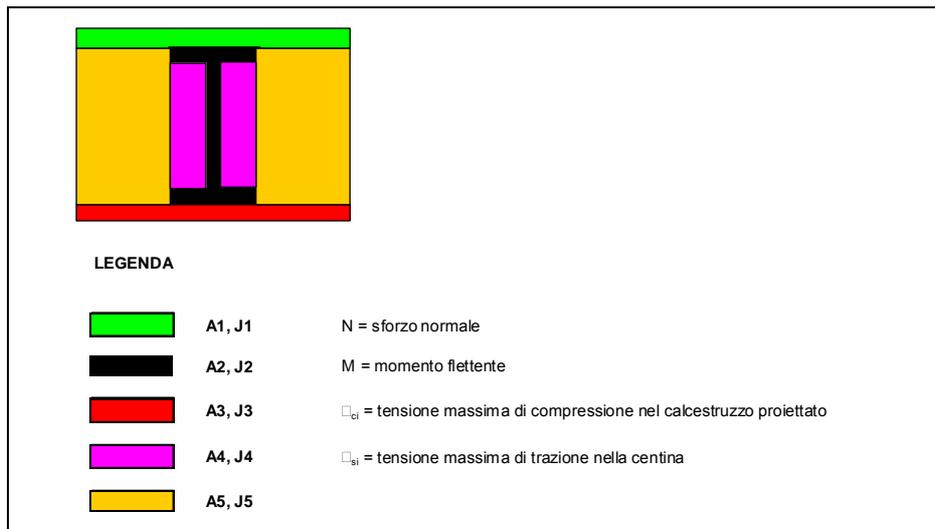
essendo  $A_i$  e  $I_i$  rispettivamente l'area e il momento d'inerzia baricentrico dell'intera sezione reagente (calcestruzzo proiettato più centina metallica omogeneizzata al calcestruzzo proiettato) ed  $M = N \times e$ .

Il coefficiente di omogeneizzazione,  $n$ , è definito pari al rapporto fra il modulo di elasticità dell'acciaio,  $E_s$ , e il modulo di elasticità del calcestruzzo  $E_c$ . A questo riguardo per considerare globalmente tutti gli aspetti in modo semplificato, le normative (sia NTC 2008 sia EC2 2004) stabiliscono di assumere per il coefficiente  $n$  un valore intermedio pari a 15 (circa il doppio del rapporto tra i moduli elastici reali) indipendentemente dalla classe del calcestruzzo, dal livello di compressione da cui è sollecitato e dalla durata del carico. Inoltre le formule sopra riportate sono valide qualora il centro di pressione ricada all'interno del nocciolo d'inerzia e conseguentemente l'asse neutro risulta esterno alla sezione trattandosi di piccola eccentricità.

Con tale metodo, la tensione massima nel calcestruzzo proiettato e nell'acciaio delle centine viene confrontata applicando alla resistenza cilindrica caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo proiettato  $f_{ck}$  e alla tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk}$  un coefficiente di sicurezza normalmente compreso fra 1.3 e 1.5. Adottando tale metodo semplificato per il valore di azione assiale e momento flettente analizzato, nel caso di pre-rivestimento comprendente calcestruzzo proiettato e centina, le tensioni massime agenti sui materiali vengono calcolate, applicando la sovrapposizione degli effetti nell'ipotesi che la sezione sia compressa overosia interamente reagente, con le formule sopra indicate.

La seguente tabella mostra un esempio di determinazione dell'area e del momento di inerzia ideali per il caso di un prerivestimento costituito da centine (2 IPN 160) disposte ad interasse di 1 m e da uno strato di calcestruzzo proiettato dello spessore di  $5 + 20 = 25$  cm, e di calcolo delle sollecitazioni massime nel calcestruzzo proiettato e nella centina per un valore dello sforzo assiale  $N_{Ed} = 1200$  kN / m e del momento flettente  $M_{Ed} = 10$  kN \* m / m,

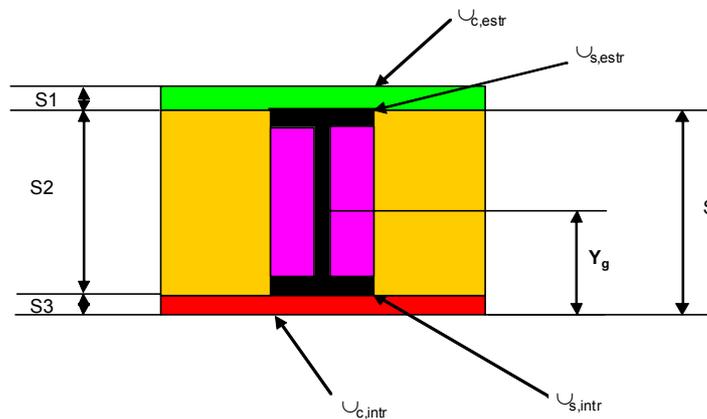
DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DI UNA SEZIONE DI CALCESTRUZZO PROIETTATO CON CENTINA OMOGENEIZZANDO LA CENTINA METALLICA AL CALCESTRUZZO PROIETTATO	
Spessore primo strato calcestruzzo proiettato [cm] =	5.0
Tipo profilato centina	2 IPN 160
Numero centine =	2
Interasse centine [m] =	1.00
Area centina [cm <sup>2</sup> ] =	22.80
Momento di inerzia centina [cm <sup>4</sup> ] =	934.00
Altezza centina [cm] =	16.00
Spessore anima centina [cm] =	0.63
Spessore ala centina [cm] =	7.40
Altezza ala centina [cm] =	0.95
Spessore calcestruzzo proiettato [cm] =	20.00
Coefficiente di omogeneizzazione $E_s / E_c$ [-] =	15.00
Spessore di calcestruzzo proiettato che ricopre la centina (cm) =	4
Area ideale $A_i$ della sezione mista omogeneizzata al calcestruzzo proiettato	$A_i$ [cm <sup>2</sup> ] = 3138.4
Coordinata del baricentro [cm] = 12.40	
Determinazione dei momenti di inerzia parziali	
	J1 [cm <sup>4</sup> ] = 1042
	J2 [cm <sup>4</sup> ] = 28020
	J3 [cm <sup>4</sup> ] = 533
	J4 [cm <sup>4</sup> ] = 3163
	J5 [cm <sup>4</sup> ] = 29082
Determinazione delle aree parziali per l'applicazione dei teoremi di trasposizione	
	A1 [cm <sup>2</sup> ] = 500
	A2 [cm <sup>2</sup> ] = 684
	A3 [cm <sup>2</sup> ] = 400
	A4 [cm <sup>2</sup> ] = 191
	A5 [cm <sup>2</sup> ] = 1363
Momento di inerzia dell'intera sezione omogeneizzata al calcestruzzo proiettato	
	J [cm <sup>4</sup> ] = 156466.7



**VERIFICA DELLA SEZIONE CON CALCOLO ELASTICO**

Sollecitazioni	N =	1200 kN / m	M (*) =	10 kN * m / m
Tensioni massime nel calcestruzzo proiettato	$\sigma_{c,estr}$ =	3.0 MPa	$\sigma_{c,intr}$ =	4.6 MPa
Tensioni massime nella centina	$\sigma_{s,estr}$ =	50.1 MPa	$\sigma_{s,intr}$ =	65.4 MPa

(\*) Momento flettente positivo se tende le fibre di estradosso



$\sigma_{c,estr}$  = tensione massima nel calcestruzzo proiettato all'estradosso  
 $\sigma_{c,intr}$  = tensione massima nel calcestruzzo proiettato all'intradosso  
 $\sigma_{s,estr}$  = tensione massima nell'acciaio della centina all'estradosso  
 $\sigma_{s,intr}$  = tensione massima nell'acciaio della centina all'intradosso

In alternativa alla verifica del solo punto più sollecitato del priverestimento può essere significativo riportare le verifiche nei seguenti punti del priverestimento: (1) in chiave calotta, (2) alle reni

ovverosia a 45 gradi circa dal piano dei centri, (3) nel piedritto destro e sinistro ovverosia in corrispondenza del piano dei centri, (4) in prossimità del piede centina.

Infine la verifica allo stato limite ultimo per taglio viene condotta secondo quanto già illustrato nel precedente Par. 8.5.4.2.

## 9. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

### 9.1 Normativa di riferimento

- Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008. "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni". G.U. 4 Febbraio 2008.
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008 G.U. 26 febbraio 2009.
- Decreto Ministeriale 11 Marzo 1988. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". G.U. n. 127 del 1° Giugno 1988.
- UNI EN 1997-1:2005 – Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: regole generali

### 9.2 Riferimenti bibliografici

- AFTES (2001). Recommendations on the Convergence – Confinement Method.
- AFTES (2007). Compatibilité des recommandations AFTES relatives aux revêtements des tunnels en béton avec les Eurocodes. Tunnels et Ouvrages Souterrains, 204.
- Anagnostou, G. & Serafeimidis, K. (2007). The dimensioning of tunnel face reinforcement. Proceedings of ITA World Tunnel Congress 2007 "Underground space . The 4<sup>th</sup> dimension of metropolises".
- Amberg, W.A., Lombardi, G. (1974). "Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine. 2eme partie", Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics, Vol. IIB, Denver.
- Benamar, I., Bernaud, D. & Rousset, G. (1996). "La nouvelle méthode implicite pour le dimensionnement des tunnels", AFTES, Journées d'études internationales de Chambéry, pp. 63-69.
- Bernaud, D. & Rousset, G. (1992). "La nouvelle méthode implicite pour l'étude du dimensionnement des tunnels", Revue Française de Géotechnique, n° 60, pp. 5-26.
- Bernaud D., Corbetta F. & Nguyen Minh Duc (1991). Contribution à la méthode convergence – confinement par le principe de similitude. Revue Française de Géotechnique, n. 54.

- Bernaud, D., Colina, H. & Rousset, G. (1993). "Calculs de dimensionnement du soutènement du tunnel 'Linea Alta Velocità' dans les argiles chaotiques", G.3S – Groupement pour l'Etude des Structures Souterraines de Stockage, Ecole Polytechnique, Palaiseau.
- Brady, B.H.G.; Brown, E.T. (1985), "Rock Mechanics for Underground Mining", George Allen and Unwin, Londra.
- Brown, E.T. (1986), "Research and Development for Design and Construction of Large Rock Caverns", Proceedings of the International Large Rock Cavern, Helsinki.
- Broms B.B., Bennemark H. (1967). Stability of clay at a vertical opening. ASCE, J. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, SM1, 71-94.
- Bolton, M. D. (1979). A Guide to Soil Mechanics (eds M. D. Bolton and K. Bolton), Macmillan Press, Cambridge, 439 pp.
- Carranza-Torres, C. and Fairhurst, C. (1999). General formulation of the elasto-plastic response of openings in rock using the Hoek-Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 36 (6), 777-809.
- Chern, J.C., Shiao, F.Y. and Yu, C.W. (1998). An empirical safety criterion for tunnel construction. Proc. Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering, Taipei. 222-227.
- Chern, J.C., Yu, C.W. and Shiao, F.Y. 1998. Tunnelling in squeezing ground and support estimation. Proc. Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering, Taipei. 192-202.
- Daemen, J.J.K. e Fairhurst, C. (1970). Influence of failed rock properties on tunnel stability. Proceedings of the 12<sup>th</sup> U.S. Symposium on Rock Mechanics, University of Missouri: 875-885.
- Duncan Fama, M.E. (1993). Numerical modelling of yield zones in weak rocks. In Comprehensive rock engineering, (ed. J.A. Hudson) 2, 49-75. Pergamon, Oxford.
- Hoek, E. (1999). Support for very weak rock associated with faults and shear zones. In Rock support and reinforcement practice in mining. (Villaescusa, E., Windsor, C.R. and Thompson, A.G. eds.). Rotterdam: Balkema. 19-32.
- Leca E., Dormieux L. (1990). Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional materials. Geotechnique, 40, 581-606.
- Lunardi, P. (2000). The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils. Tunnels and Tunnelling International, Special supplement, May 2000.

- Jassionnesse, C., Dubois, P. e Saitta, A. (1996). Tunnel face reinforcement by bolting, soil bolts homogenization strain approach. In Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Constructions in Soft Ground, Londra, 15-17 April 1996. Pubblicato da R.J. Mair e R.N. Taylor. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 373-378.
- Panet M. (1995). Le Calcul Des Tunnels Par La Méthode Convergence-Confinement, edizioni ENPC, Parigi.
- Panet M. & Guenot A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel. Tunneling 82, pp. 197-204, Brighton.
- Ribacchi, R. and Riccioni, R. (1977). Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare, Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, 5, 7–20.
- Ribacchi R. (1993). Recenti orientamenti nella progettazione statica delle gallerie. XVIII Convegno Nazionale di Geotecnica., AGI, Rimini, 11-13 Maggio 1993.
- Sakurai, S. (1983). Displacement measurements associated with the design of underground openings. Proc. Int. symp. field measurements in geomechanics, Zurich 2, 1163-1178.
- Sakurai, S. (1978). Approximate time dependent analysis of tunnel support structure considering progress of tunnel face. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., 2, 159-175.
- Sloan S.W., Assadi A. (1992). Stability of shallow tunnels in soft ground. Predictive Soil Mechanics, Oxford, 644-663.
- Società Italiana Gallerie, Progetto Nazionale Normativa Opere in Sotterraneo, Linee guida per la progettazione, l'appalto e la costruzione di opere in sotterraneo. Marzo 1997.
- Tanzini, M. (2002). L'indagine Geotecnica. Casa Editrice Dario Flaccovio.
- Tanzini, M. (2006). Gallerie: Aspetti geotecnici nella progettazione e costruzione, Seconda Edizione, Casa Editrice Dario Flaccovio.
- Tanzini, M. (2008). Scavo meccanizzato: opere sotterranee e gallerie. Casa Editrice Dario Flaccovio.
- Wong, H. e Doanh, T. (1997). Extrusion computer program and accompanying user manual, Ecole Nazionale des Travaux Publics de l'Etat, Lione, Francia.
- Wong, H. e Larue, E. (1998). Modelling of bolting support in tunnels taking account of non-simultaneous yielding of bolts and round. In The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks: Proceedings of the 2nd International Symposium, Napoli, 12-14 Ottobre 1998. Pubblicato da A. Evangelista e L. Picarelli. A-A. Balkema, Rotterdam. Olanda, pp. 1027-1038.

- Wong, H., Subrin, D. e Dias, D. (200). Extrusion movements of a tunnel head reinforced by finite length bolts – a closed – form solution using homogenization approach. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 24(6): 533-565.
- Wong H., Trompille V., Dias D. (2004). Extrusion analysis of a bolt-reinforced tunnel face with finite ground-bolt bond strength. *Canadian Geotechnical Journal* 41:326-341.
- Muir Wood, A. M. (1979). Ground behaviour and support for mining and tunnelling. *Proceedings of Tunneling 1979*, IMM, London.

**APPENDICE A – METODO DI ANAGNOSTOU, SERAFEIMIDIS E RAMONI PER L'ANALISI  
PRELIMINARE DELLA STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO**

***Georg Anagnostou & Konstantinos Serafeimidis***

Institute for Geotechnical Engineering, ETH Zurich, Switzerland

***"The dimensioning of tunnel face reinforcement"***

ITA-AITES World Tunnel Congress "Underground Space - the 4th Dimension of Metropolises", Prague May 2007

**Reference:**

Anagnostou, G. & Serafeimidis, K. (2007): *"The dimensioning of tunnel face reinforcement"*; Proceedings of *ITA World Tunnel Congress 2007 "Underground space – The 4<sup>th</sup> dimension of metropolises"* (Prague).

# The dimensioning of tunnel face reinforcement

G. Anagnostou & K. Serafeimidis  
*ETH Zurich, Switzerland*

**ABSTRACT:** Ground reinforcement using fiberglass or steel bolts is a very efficient measure for stabilizing the face in conventional tunneling. The reinforcement needs a careful design in order to optimize the construction process. This paper presents a computational method which is based upon limit equilibrium considerations and which can be applied to heterogeneous, layered ground as well as to arbitrary reinforcement layouts in terms of the spacing, length, longitudinal overlapping and installation sequence of the bolts. Additionally, design nomograms are presented for the assessment of tunnel face stability in the special case of a homogeneous ground with uniform reinforcement.

## 1 INTRODUCTION

The most serious risks in tunneling through weak ground are associated with a collapse of the tunnel heading. In shallow tunnels the instability may propagate towards the surface, thereby creating a crater on the ground surface. In mechanized tunneling through soft ground, closed shields are applied for stabilizing the face. In conventional tunneling, ground reinforcement using face bolts is a very efficient measure besides partial excavation or ground improvement through grouting or artificial freezing.

The face reinforcement needs a careful design because it slows down construction progress considerably as it is carried out ahead of the face intermittently with the excavation. Besides experience and engineering judgment, calculations are indispensable. Basic considerations for the stabilizing action of face reinforcement may be found elsewhere (Anagnostou 1999). In the following pages, a dimensioning method as well as design nomograms will be presented.

## 2 COMPUTATIONAL METHOD

### 2.1 Failure mechanism

As in past contributions (Horn 1961, Anagnostou & Kovári 1994), the computational method is based upon the limit equilibrium of a failure mechanism that consists of a wedge and the overlying prism (Fig. 1). Mohr-Coulomb failure condition will be assumed for the ground. Cohesion  $c$  and angle of in-

ternal friction  $\phi$  may vary over the face (layered ground). Both the inclination  $\omega$  of the slip plane and the elevation  $z_f$  of the wedge foot are in general unknown at the start. Their critical values, i.e. the values that maximize support requirements, depend on the shear strength and on the stratigraphy of the ground and they will be determined iteratively.

### 2.2 Effect of reinforcement

During ongoing excavation (without anchorage plates), the supporting effect of the face bolts relies solely on the strength of the bond between grout and soil. The support force of one bolt depends thus on its tensile strength  $F_z$ , on the diameter  $d$  of the grouted borehole, on the shear strength  $\tau_m$  of the soil – grout interface, on the bond length  $a$  inside the wedge as well as on the bond length  $(L'-a)$  in the ground ahead of the inclined slip surface, where  $L'$  denotes the actual bolt length (Fig. 1).

If anchorage plates are present (e.g. during an excavation standstill) and the bond length  $a$  inside the wedge is insufficient, the bolt force will be transmitted to the ground through the plates being thus limited by the bearing capacity  $F_p$  of the anchorage system at the face (bolt plates and soil).

In general, the support pressure  $s$  offered by the face reinforcement is given by

$$s = n \cdot \min[ F_z, \max(\pi d \tau_m a, F_p), \pi d \tau_m (L'-a) ], \quad (1)$$

where  $n$  denotes the reinforcement density, i.e. the number of bolts per sqm.

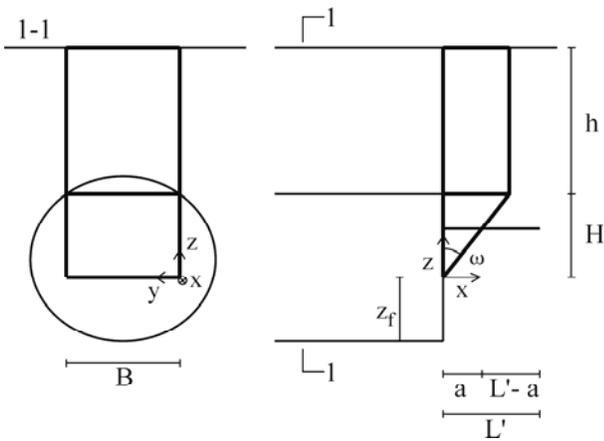


Figure 1. Failure mechanism.

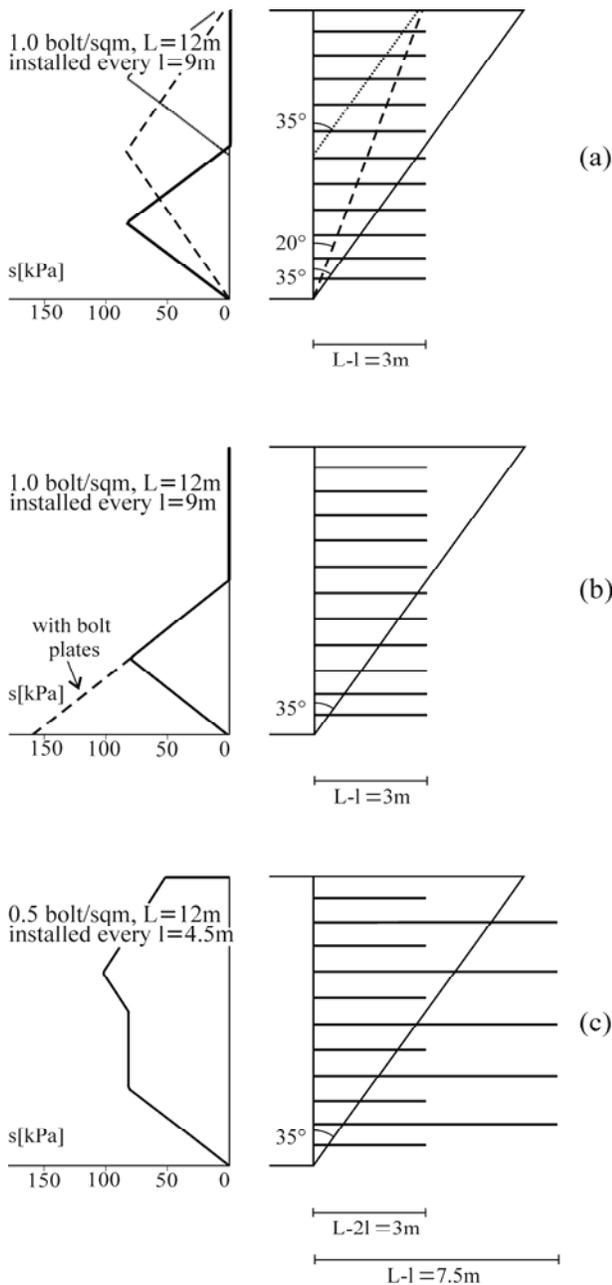


Figure 2. Support pressure distribution for different reinforcement densities and installation sequences.

Note that the bond lengths  $a$  and  $(L'-a)$  vary over the height of the wedge and, moreover, they depend also on the specific mechanism considered, i.e. on the angle  $\omega$  and on the elevation of the wedge foot  $z_f$ . Consequently, the support force offered by the reinforcement will not be uniformly distributed even in the case of constant bolt spacing (Fig. 2a).

Depending on the initial lengths of the bolts and on the longitudinal overlapping of the successive installation stages, bolts of different lengths may be present at the same time. It is interesting to note that the same total quantity of bolts (linear meters bolts installed per linear meters tunnel) may lead to different support pressures, depending on the installation sequence (Fig. 2b and 2c).

### 2.3 Equilibrium assessment

The wedge is loaded by the overlying prism. The bearing capacity of the wedge depends on the shear resistance of the ground and on the support force offered by the bolts.

The shear resistance of the two lateral, vertical slip surfaces of the wedge contributes to stability considerably. The frictional part of the shear stress depends, however, on the respective normal stress (i.e. on the horizontal stress  $\sigma_x$ ), which cannot be derived from the equilibrium conditions. Following Anagnostou & Kovári (1994), the horizontal stresses will be derived here by assuming that their ratio to the vertical stresses  $\sigma_z$  is constant and equal to  $\lambda = 0.8$ . The vertical stress  $\sigma_z$  will be obtained by considering the equilibrium of a horizontal, infinitesimal slice of the wedge (Fig. 3). Walz and Prager (1978) first proposed such an approach for the stability assessment of slurry walls (so called “method of slices”). It is very similar to the one of silo theory, eliminating the need for an *a priori* assumption of the distribution of the vertical stress  $\sigma_z$  and offering the possibility of analyzing a layered ground with an arbitrary distribution of reinforcement.

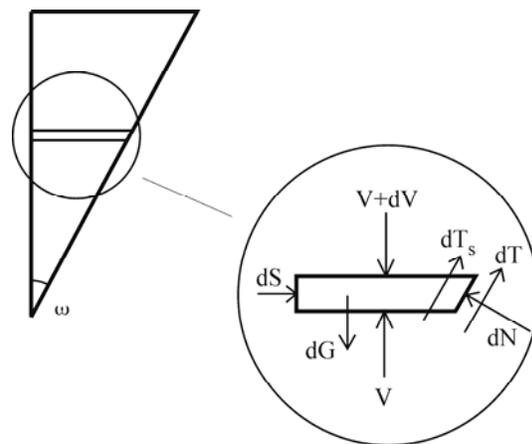


Figure 3. Forces acting upon infinitesimal slice.

The infinitesimal slice is acted upon the following forces (Fig. 3): its weight  $dG$ ; the “supporting” force  $V(z)$  exerted by the underlying ground; the “loading” force  $V(z) + dV$  exerted by the overlying ground; the forces  $dN$  and  $dT$  at the inclined slip surface; the shear force  $dT_s$  at the vertical slip surfaces; and the supporting force  $dS$  of the reinforcement (i.e.  $s(z)B dz$ , where  $B$  is the width of the wedge and  $dz$  the thickness of the slice).

The equilibrium conditions parallel and perpendicular to the sliding direction, i.e.

$$dT_s + dT + S \sin \omega = (dV + dG) \cos \omega \quad (2)$$

and

$$dN = (dV + dG) \sin \omega + dS \cos \omega, \quad (3)$$

lead to the following differential equation for the vertical force  $V(z)$ :

$$dV/dz - A(z) V = \Gamma(z) z + \Delta(z), \quad (4)$$

where the coefficients  $A(z)$ ,  $\Gamma(z)$  and  $\Delta(z)$  depend on the shear strength constants  $c(z)$  and  $\phi(z)$ , on the soil unit weight  $\gamma(z)$ , on the ratio  $\lambda$  of horizontal to vertical stress, on the wedge width  $B$ , on the support pressure  $s(z)$  and on the angle  $\omega$ .

For the solution of Eq. (4), the wedge is divided into an arbitrary number  $N$  of finite thickness layers (Fig. 4). Each layer  $k$  is homogeneous (constants  $c_k$ ,  $\phi_k$  and  $\gamma_k$ ) and is supported by a uniform pressure  $s_k$ , i.e. the irregularly distributed support pressure  $s(z)$  (Fig. 2) is approximated by a piecewise constant pressure. The support pressure  $s_k$  of each layer is calculated based upon its reinforcement density  $n_k$  and by taking into account the average bond length (at mid-height of the layer). Under these conditions the coefficients  $A$ ,  $\Gamma$  and  $\Delta$  are constant within each layer and Eq. (4) can easily be integrated layer-wise.

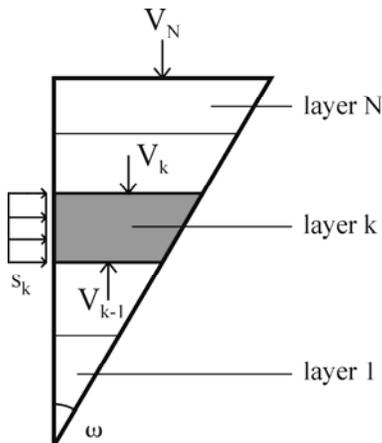


Figure 4. Division of wedge in layers.

As a result one obtains the following equation for the  $k$ .th layer:

$$V_k = C_{sk} s_k + C_{V_k} V_{k-1} + C_{ck} c_k - C_{\gamma k} \gamma_k, \quad (5)$$

where

$$C_{V_k} = e^{A_k \cdot (z_k - z_{k-1})}, \quad (6)$$

$$C_{sk} = \frac{(C_{V_k} - 1) \cdot B \cdot \tan(\omega + \phi_k)}{A_k}, \quad (7)$$

$$C_{ck} = \frac{(C_{V_k} - 1) \cdot B \cdot A_k + 2 \cdot F_k \cdot \sin \omega}{A_k^2 \cdot \cos^2 \omega \cdot (1 - \tan \omega \cdot \tan \phi_k)}, \quad (8)$$

$$C_{\gamma k} = \frac{F_k \cdot \tan \omega \cdot B}{A_k^2}, \quad (9)$$

$$A_k = \frac{2 \cdot \lambda \cdot \tan \phi_k}{B \cdot \cos \omega \cdot (1 - \tan \omega \cdot \tan \phi_k)}, \quad (10)$$

$$F_k = C_{V_k} \cdot (1 + A_k \cdot z_{k-1}) - 1 - A_k \cdot z_k, \quad (11)$$

and  $z_k$  denotes the elevation of the upper layer boundary. Eq. (5) expresses the “loading” force  $V_k$  acting at the upper boundary of the  $k$ .th layer as a function of the “supporting” force  $V_{k-1}$  acting on its bottom boundary (Fig. 4). The forces  $V_k$  are calculated by applying Eq. (5) successively from down to top starting with  $V_0 = 0$ .  $V_k$  represents the force that can be sustained by a wedge consisting of the layers 1, 2, ...  $k$ . A negative value of  $V_k$  (tensile force) means that the wedge must be hanged in order to remain stable, thus indicating a collapse of the face up to layer  $k$ . So the following constraint has to be fulfilled by the chosen reinforcement:

$$V_k \geq 0 \quad (k = 1, 2, 3, \dots N). \quad (12)$$

$V_N$  represents the bearing capacity of the entire wedge up to the overlying prism: In order that the face remains stable,  $V_N$  must be higher than the load  $V_S$  exerted by the prism. The latter is calculated based upon silo theory. At limit equilibrium,

$$V_N = V_S \quad (13)$$

applies. The iterative solution of this equation together with the constraints according to Eq. (12) yields the required reinforcement densities for the specific mechanism considered (i.e. for a given inclination  $\omega$  and wedge foot elevation  $z_f$ ). The critical mechanism, i.e. the one necessitating the maximum support quantities, is found by repetitive application of the procedure outlined above. In general, a multi-parametric optimization problem has to be solved because any layer may have another bolt density. A unique solution can be obtained, however, by specifying the bolt distribution (e.g., uniform distribution).

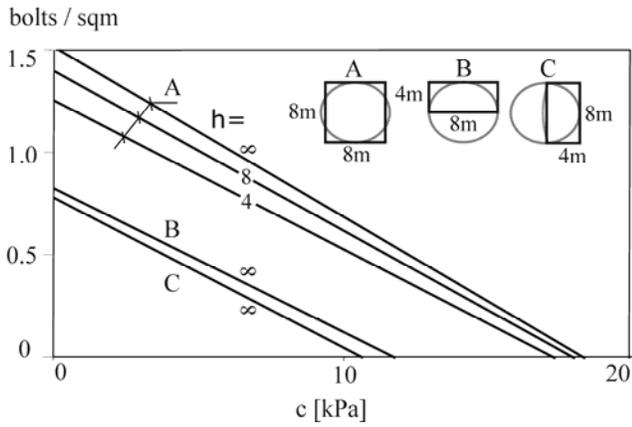


Figure 5. Numerical example on the influence of shape and of depth of cover  $h$  ( $L=12$  m long bolts installed every  $l=9$  m)

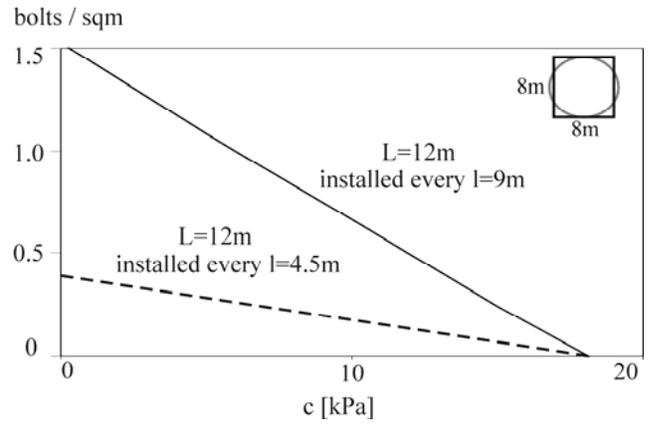


Figure 6. Numerical example on the influence of installation sequence.

#### 2.4 Homogeneous ground, uniform reinforcement

In this special case, one can readily verify, by inspecting Eqs. (5) and (1), that the required bolt density  $n$  depends linearly on the ground cohesion  $c$ , and can, therefore, be expressed in the following way:

$$n = n_o (1 - c/c_{crit}), \quad (14)$$

where  $n_o$  is the necessary reinforcement density in the case of cohesionless ground ( $c = 0$ ) and  $c_{crit}$  denotes the minimum cohesion required in order that the face remains stable without support ( $n = 0$ ). A dimensional analysis shows, furthermore, that the following dimensionless dependencies exist:

$$\bar{c}_{crit} = c_{crit} / \gamma H = f(\phi, B/H, h/H, \lambda), \quad (15)$$

$$\bar{n}_o = n_o d \tau_m / \gamma = f(\phi, B/H, (L-l)/H, l/L, h/H, \lambda), \quad (16)$$

where  $L$  denotes the initial bolt length (at installation),  $l$  the distance between the successive installa-

tion stages and  $L-l$  the longitudinal overlapping of the bolts (see Fig. 7).

Eq. (16) does not take into account the tensile strength of the bolts and the bearing capacity of the plates. This is a reasonable simplification as experience shows that shear failure at the grout-soil interface is the most critical mechanism, at least for soft ground.

The effect of depth of cover ( $h/H$ ) is negligible as can be seen from the computational results of Figure 5 (lines A). The shape of the wedge (expressed by the width-height ratio  $B/H$ ) is, however, an important parameter (see Fig. 5, lines for  $h = \infty$ ). The smaller the width, the more pronounced becomes the stabilizing effect of the shear resistance at the vertical slip surfaces of the wedge. So, for example, case C of Figure 5 needs about the same bolt quantity as case B, in spite of the greater height of the wedge.

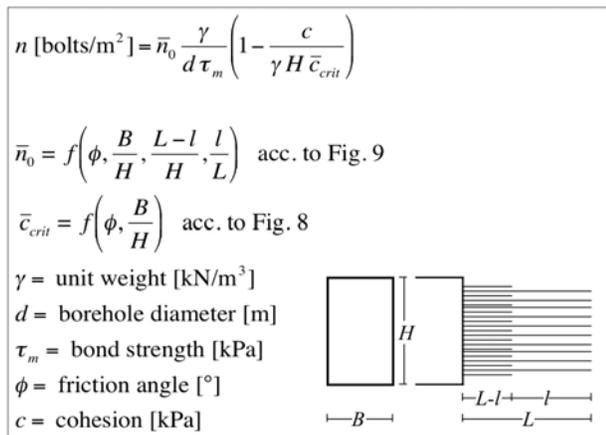


Figure 7. Synopsis of equations for using the nomograms.

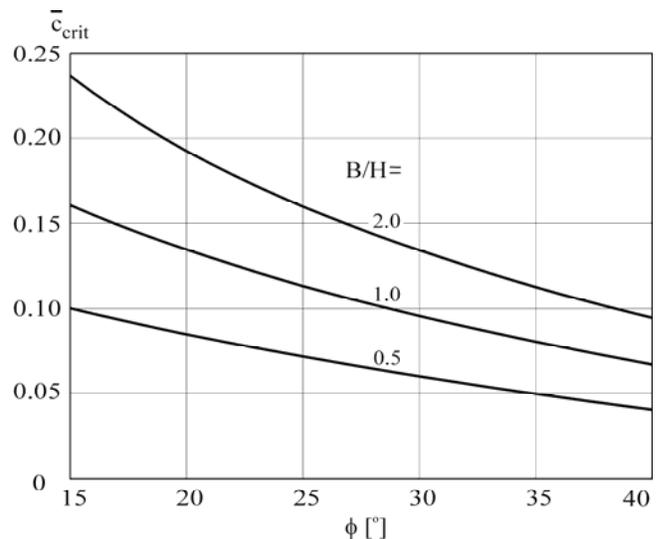


Figure 8. Dimensionless critical cohesion  $\bar{c}_{crit}$  as a function of friction angle  $\phi$  and of shape factor  $B/H$ .

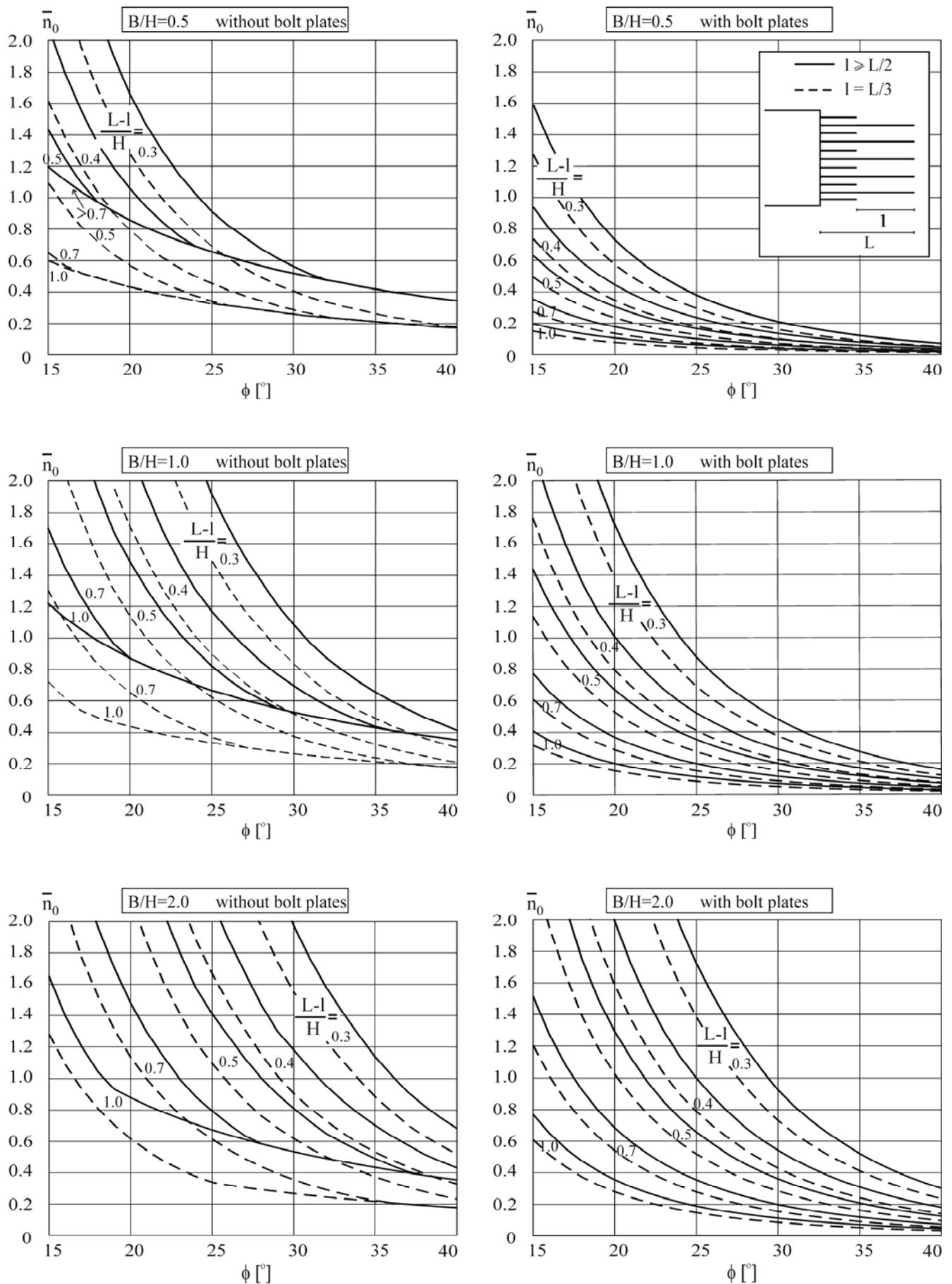


Figure 9. Dimensionless reinforcement density  $\bar{n}_0$  as a function of friction angle  $\phi$ .

The reinforcement installation sequence (expressed by the parameters  $l$  and  $L$ ) is also important. In the example of Figure 6, up to 1.5 bolts/sqm are needed if installed every 9 m (upper line). In the case of frequent installation (every 4.5 m, see lower line), only 0.4 bolts/sqm must be installed. The total quantity of bolts (meter bolts installed per linear meter tunnel) is given by  $nBH/L$  and amounts up to 130 m/m in the first case, and up to 65 m/m in the case of frequent installation. This considerable saving is due to the more favorable pressure distribution (cf. Fig. 2a and 2b). A frequent installation of bolts interferes, nevertheless, with the excavation works and may therefore be advantageous only if the reinforcement quantities are large.

### 2.5 Design nomograms

Based upon these considerations, design nomograms have been prepared. Figures 8 and 9 show the dimensionless critical cohesion  $c_{crit}/\gamma H$  and the dimensionless reinforcement density  $n_0 d \tau_m / \gamma$ , respectively, as a function of the friction angle  $\phi$  for cross section shapes  $B/H = 0.5$  to 2,  $h/H = \infty$  and  $\lambda = 0.8$  (cf. Eqs. 15 and 16). The solid lines in the nomograms of Figure 9 concern the common case of short overlapping lengths ( $L-l < L/2$ ). The dashed lines apply to the case  $l=L/3$ , i.e. to frequent reinforcement installations. All diagrams have been calculated for a safety factor of 1.0. A safety factor  $\nu$  can easily be taken into account through an appropriate reduction in the shear strength parameters ( $c/\nu$ ,  $\tan\phi/\nu$  and  $\tau_m/\nu$ ).

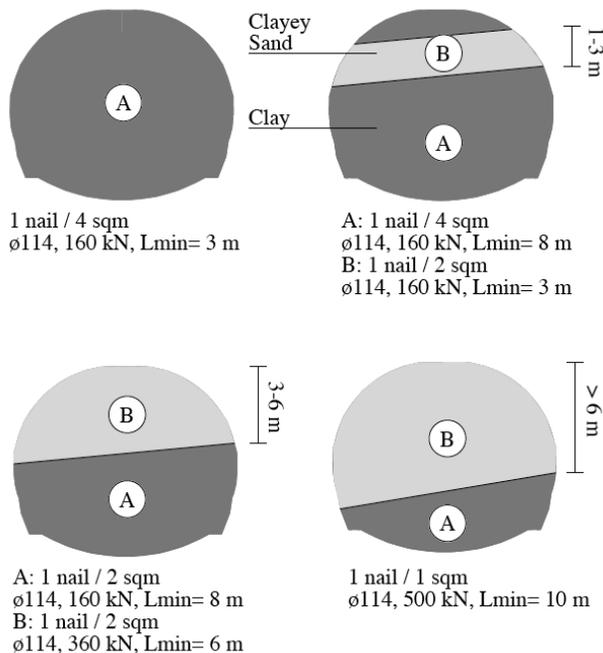


Figure 10. Example of face stabilization according to stratigraphy (after Anagnostou 2001)

### 3 CLOSING REMARKS

The presented nomograms cover a wide range of conditions and represent a very useful design aid for conventional tunneling through soft ground. One should, nevertheless, keep in mind the underlying assumptions and their limitations. Besides a global instability of the tunnel heading, local failures may also occur and endanger safety on the work site. For example, the nomograms suggest that a cohesionless ground can be stabilized by bolts. Without a minimum cohesion, however, the ground will fail between the bolts particularly in the presence of water. On the other hand, according to Figure 8 the face should remain stable without any measures if the cohesion is higher than a threshold value of about  $0.2\gamma H$ , i.e. 40-50 kPa for common cross-sections of traffic tunnels. This conclusion oversimplifies reality, because failures such as detachment of wedges along wet slickenslides, may occur even in a stiff clay. Heterogeneous ground is particularly demanding (Fig. 10). Design calculations in that case provide only rough guidelines for decision-making during construction.

### REFERENCES

- Anagnostou, G. & Kovári, K. 1994. The face stability of slurry-shield driven tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 9 (2), 165-174.
- Anagnostou, G. 1999. Standsicherheit im Ortsbrustbereich beim Vortrieb von oberflächennahen Tunneln. *Symp. "Städtischer Tunnelbau - Bautechnik und funktionelle Ausschreibung"*, Zürich, 85-95 (in German).
- Anagnostou, G. 2001. Two shallow tunnels in soft ground. *AI-TES-ITA 2001 World Tunnel Congr. "Progress in Tunneling after 2000"*, Milano, 21-28.
- Horn, M. 1961. Alagutak homlokbiztosítására ható vízszintes földnyomásvizsgálat néhány eredménye. *Az országos mélyépítőipari konferencia előadásai*, Közlekedési Dokumentációs Vállalat, Budapest (in Hungarian).
- Walz, B. & Prager, J. 1978. Der Nachweis der äusseren Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände nach der Elementscheibentheorie. *Veröff. des Grundbauinstitutes der TU Berlin*, 4 (in German).

***Konstantinos Serafeimidis, Marco Ramoni & Georgios Anagnostou***  
Institute for Geotechnical Engineering, ETH Zurich, Switzerland

***"Analysing the stability of reinforced tunnel faces"***

XIV European conference on soil mechanics and geotechnical engineering  
"Geotechnical engineering in urban environments"  
PCM, Madrid, Spain – 24-27 September 2007

**Reference:**

Serafeimidis K., Ramoni M. & Anagnostou G. (2007): *"Analysing the stability of reinforced tunnel faces"*; Geotechnical engineering in urban environments; XIV European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Madrid; Volume 2, 1079-1084; Millpress Science Publishers Rotterdam.

# Analysing the stability of reinforced tunnel faces

## Analyse de stabilité du front de taille renforcé des tunnels

K. Serafeimidis, M. Ramoni & G. Anagnostou  
*ETH Zurich, Switzerland*

### ABSTRACT

In conventional tunnelling, ground reinforcement using fiberglass or steel bolts is a very efficient way of stabilising the face. In order to optimize the construction process, careful design of the reinforcement is necessary. This paper investigates, by means of a recently proposed computational method, the special case of purely cohesive soil, as well as the influence of the unsupported span and of the reinforcement schemes on the stability of the face. The computational results indicate that a higher reinforcement density in the upper part of the excavation cross-section is advantageous.

### RÉSUMÉ

Pour la stabilisation du front de taille dans le perçage conventionnel d'un tunnel, le renforcement du noyau devant le front de taille par boulonnage avec des boulons en fibre de verre ou acier est une mesure très efficace. Afin d'optimiser la procédure de construction, une conception soignée du renforcement est nécessaire. Cet article analyse la stabilité du front de taille en cas spécial de sol purement cohérent, ainsi que l'influence de la distance non soutenue et de la distribution de renforcement sur la stabilité du front de taille en employant une méthode de calcul proposée récemment. Les résultats de calcul indiquent qu'un renforcement du front de taille plus intense dans la zone supérieure est avantageux.

Keywords: face stability, bolts, computational model, unsupported span, reinforcement layout

## 1 INTRODUCTION

When tunnelling through weak ground, tunnel heading collapses constitute one of the most serious risks. In order to stabilise the face in conventional tunnelling, reinforcement of the ground ahead of the face by steel or fiberglass bolts is often carried out.

In a recent paper (Anagnostou & Serafeimidis 2007), the authors proposed a computational method for the analysis of reinforced tunnel faces that is based upon limit equilibrium considerations. Furthermore, they discussed the influence of bolt length, overlapping and installation sequence, and presented design nomograms for a uniform bolt distribution in a ground with frictional shear resistance.

The present paper outlines the computational method (Section 2), examines the short-term stability of the face by considering a purely cohesive soil (Section 3) and investigates the effect of the unsupported span (Section 4) and of the reinforcement layout (Sections 4 and 5).

## 2 COMPUTATIONAL METHOD

### 2.1 *Outline of the method*

For analysing face stability, a failure mechanism will be considered (Fig. 1), that consists of a wedge ahead of the face and an overlying prism (Horn 1961, Anagnostou & Kovari 1994). At the limit equilibrium of the wedge, the load  $V_S$  exerted by the prism must be equal to the force  $V_N$  the wedge can sustain. In order to determine the force  $V_N$ , the wedge is divided in  $N$  layers (Fig. 2), each of them is supposed to be homogeneous and supported by a constant pressure  $s_k$  (the "layered model"). Mohr-Coulomb failure conditions are assumed for the ground.

The equilibrium of each layer is analysed analogously to silo-theory, that is by considering the equilibrium of an infinitesimal slice. This method has been proposed by Walz and Prager (1978) for the stability analysis of slurry walls. The two equilibrium conditions (parallel and perpendicular to the sliding direction) lead to a differential equation for

the vertical stress distribution within each layer  $k$ . From the solution of this equation, one obtains the following expression for the force  $V_k$  that can be sustained by the layer  $k$  (i.e. for the bearing capacity of a wedge consisting of the layers 1 to  $k$ ):

$$V_k = C_{sk}s_k + C_{V_k}V_{k-1} + C_{ck}c_k - C_{\gamma_k}\gamma_k, \quad (1)$$

where  $s_k$ ,  $c_k$  and  $\gamma_k$  denote the supporting pressure, the cohesion and the unit weight of the layer  $k$ , respectively, while the coefficients  $C_{sk}$ ,  $C_{V_k}$ ,  $C_{ck}$  and  $C_{\gamma_k}$  depend on the angle of internal friction  $\phi_k$ , the angle of the slip plane  $\omega$  (Fig. 1), the width of the wedge  $B$ , the elevations  $z_k$  of the layer boundaries and lastly on the coefficient of lateral stress  $\lambda$  denoting the ratio of the horizontal to the vertical stresses (see Section 2.2). The force  $V_N$  representing the bearing capacity of the entire wedge up to the tunnel crown is calculated by applying Equation 1 recursively from bottom to top starting with  $V_0 = 0$ .

The support pressure  $s$  offered by the face bolts is given by:

$$s = n \cdot \min[F_z, \max(d\tau_m a, F_p), d\tau_m(L'-a)], \quad (2)$$

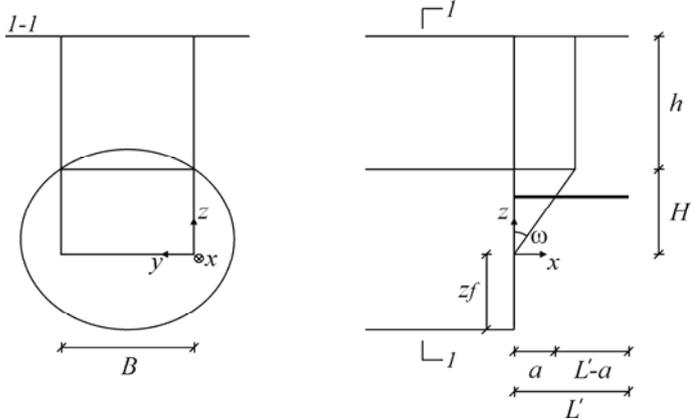


Figure 1. Failure mechanism.

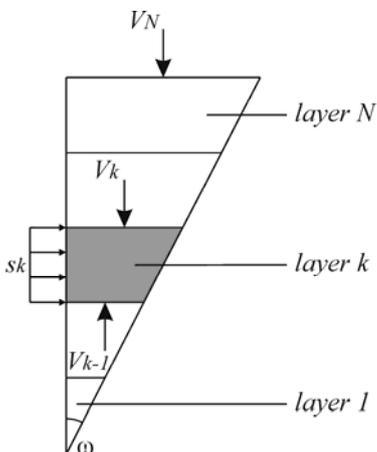


Figure 2. Layered model.

where  $F_z$  is the tensile strength of the bolt,  $d$  the diameter of the grouted borehole,  $\tau_m$  the shear strength of the soil-grout interface,  $a$  the bond length inside the wedge,  $L'$  the actual bolt length,  $(L'-a)$  the bond length in the ground ahead of the inclined slip surface, and  $n$  the reinforcement density (bolts/m<sup>2</sup>). Note that as the bond lengths  $a$  and  $(L'-a)$  vary over the height of the wedge, the supporting effect of the bolts depends on the specific mechanism considered, i.e. on the elevation of the wedge foot  $z_f$  and on the angle  $\omega$ . The critical mechanism ( $z_{f,crit}$ ,  $\omega_{crit}$ ), i.e. the one necessitating the maximum support quantity, has to be determined iteratively.

## 2.2 Frictional resistance at the vertical slip planes

The shear resistance of the two lateral, vertical slip surfaces of the wedge contributes considerably to stability. Their frictional part depends essentially on the horizontal stress  $\sigma_h$ . The latter cannot, however, be determined by means of equilibrium considerations. The model outlined above assumes that the ratio of the horizontal to vertical stress is constant ( $\sigma_h = \lambda_w \sigma_v$ , where  $\sigma_v$  denotes the vertical stress and  $\lambda_w$  a coefficient of lateral stress). The distribution of the vertical stress  $\sigma_v$  along the wedge results from the solution of the differential equation that expresses the equilibrium of an infinitesimal slice.

An alternative formulation concerning the distribution of the vertical stress  $\sigma_v$  can be found in the German specifications for slurry wall design. DIN4126 (1986) proposes an *a priori* assumption for the vertical stress. The linear distribution described in Figure 3 has been examined by Walz and Pulsfort (1983) in the context of slurry wall stability. Here, the results of comparative calculations for the tunnel face stability will be discussed.

The computations refer to the example of a tunnel with cover  $h = 30$  m, width  $B = 10$  m and height  $H = 10$  m in a homogeneous ground with  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>,  $\phi = 25^\circ$  and  $c = 20$  kPa. Figure 3 shows the distribution of the vertical stress  $\sigma_v$  for the two models (solid lines). It should be noted that the distribution described in the layered model depends essentially on the angle  $\omega$  (Figure 3 applies for the critical angle of  $\omega = 32^\circ$ ), while this parameter has a minor effect on the distribution described in the DIN (it affects the silo pressure  $\sigma_{z,silo}$  acting upon the wedge, see the dashed lines in Fig. 3). According to Figure 3, the DIN assumption leads to vertical stresses that are considerably higher than the stresses described in the layered model. Consequently, in order to obtain the same frictional resistance, the simplified DIN model should assume a lower coefficient  $\lambda_w$  at the lateral wedge planes.

The results of trap-door tests indicate that a value of  $\lambda = 0.8-1.0$  is appropriate for the calculation of silo pressure (Terzaghi & Jelinek 1954, Melix 1987). Relevant experimental evidence does not exist, how-

ever, for the respective coefficient  $\lambda_w$  at the lateral planes of the wedge. Since the layered model is similar to the model in silo theory, a reasonable assumption is that the same coefficient applies both to the prism and the wedge (i.e.,  $\lambda_w = \lambda = 0.80$ ).

DIN4126 (1986) does not suggest the specific value of the coefficient  $\lambda_w$  to be used in the simplified model. Figure 4 shows, for the same example as before, the required support pressure  $s$  as a function of the angle  $\omega$ , calculated both for the layered model (with  $\lambda_w = \lambda = 0.8$ ), as well as when applying the DIN assumption, and assuming different values of the coefficient  $\lambda_w$ . Taking  $\lambda_w = \lambda = 0.8$  also for the second case leads (as a consequence of the higher vertical stress, see Fig. 3) to an overestimation of the frictional resistance at the lateral surfaces and thus to an underestimation of the necessary support pressure  $s$  (in the specific example,  $s$  becomes negative, i.e. the face is stable without support). Comparing the curves in Figure 4 and taking into consideration all angles  $\omega$  shows that a considerably lower coefficient of lateral stress  $\lambda_w$  (between 0.4 and 0.5) should be used in the simplified DIN model. Several comparative calculations with different ground parameters lead to the same conclusion.

### 3 PURELY COHESIVE SOIL

#### 3.1 Computational model

The condition of undrained shear applies to the short-term face stability in low permeability ground and is therefore of great practical importance for tunnelling through clays and silts. Several investigations based on various models have been made concerning the stability of shallow tunnels in purely cohesive material (e.g., Davis et al. 1980).

The calculations are carried out in terms of the undrained shear strength  $s_u$  and  $\phi = 0$  (Lambe & Whitman 1969). Since there is no friction to be considered, the calculations are much simpler and, moreover, one no longer needs an assumption concerning the coefficient of lateral stress  $\lambda$ .

#### 3.2 Constant undrained strength

For a homogeneous ground and a uniform support pressure  $s$ , the equilibrium conditions of the wedge lead to the following equation for its bearing capacity  $V$ :

$$V = \left( s - \gamma \frac{H}{2} \right) BH \tan \omega + s_u \left( \frac{H \sin \omega + B}{\cos^2 \omega} \right) H. \quad (3)$$

At limit equilibrium the force  $V$  is equal to the force  $V_S$  exerted by the overlying prism:

$$V = V_S = 2(B + H \tan \omega)h(r\gamma - s_u), \quad (4a)$$

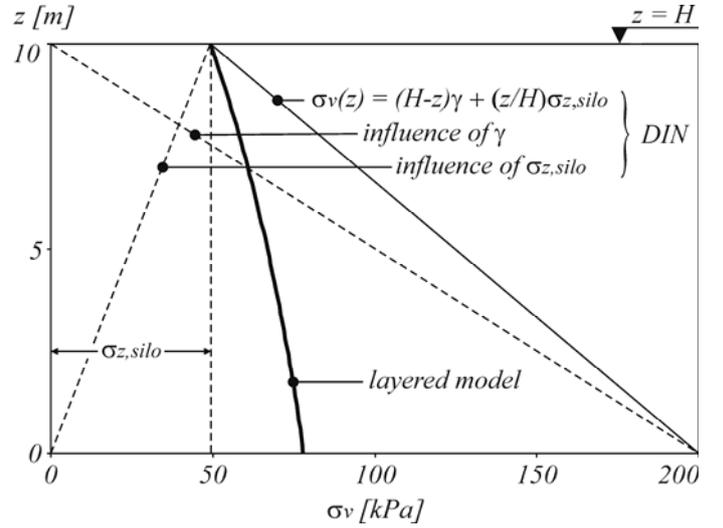


Figure 3. Distribution of the vertical stress  $\sigma_v$  according to the layered model and to DIN4126 for  $\omega = 32^\circ$ .

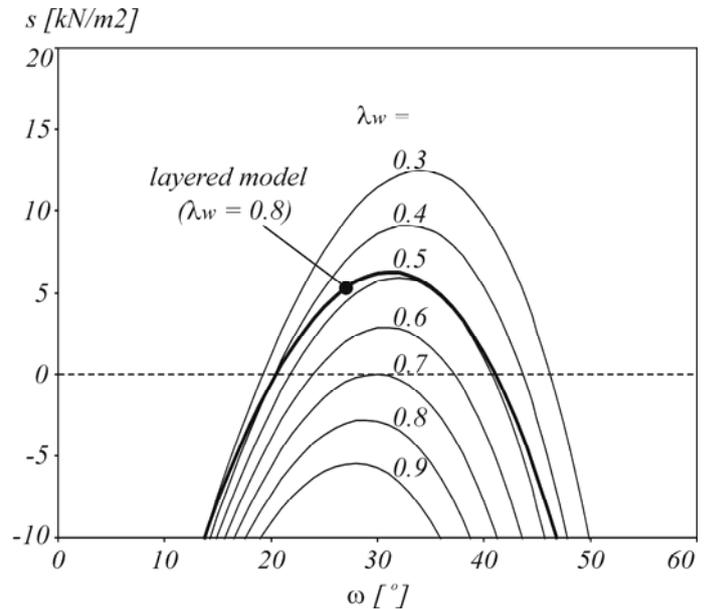


Figure 4. Required support pressure  $s$  as a function of the angle  $\omega$  according to the layered model and to DIN4126 (different values of the coefficient of lateral stress  $\lambda_w$ ).

where

$$r = 0.5BH \tan \omega / (B + H \tan \omega). \quad (4b)$$

The required support pressure  $s$  is obtained from Equations 4 and 5:

$$s = \gamma(h + H/2) - Fs_u, \quad (5a)$$

where

$$F = 2 \frac{h}{H} \left( \frac{H}{B} + \frac{1}{\tan \omega} \right) + \frac{1}{\cos \omega} \left( \frac{1}{\sin \omega} + \frac{H}{B} \right). \quad (5b)$$

The first term on the right-hand side of Equation 5a is equal to the initial stress at the tunnel centerline, while the second term expresses the effect of shear

strength. Equations 5 apply for  $s_u < \gamma r$ . Otherwise, the prism does not exert a load upon the wedge and, consequently, Equations 5 must be applied with  $h = 0$ .

Figure 5 shows the required support pressure  $s$  as a function of the overburden  $h$  for a tunnel with  $B = H = 10$  m for different values of  $s_u$  (lines *a*, *b* and *c*). The specific weight of the ground is taken  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>. The support pressure  $s$  is always calculated for the critical angle  $\omega_{crit}$  which depends on the overburden  $h$ . The required support pressure  $s$  increases with the overburden. Note that the effect of the overburden  $h$  is negligible in the case of drained conditions with frictional shear resistance (Anagnostou & Serafeimidis 2007).

### 3.3 Depth-dependent undrained strength

The undrained shear strength  $s_u$  depends in general upon the conditions existing before shear, i.e. upon the initial effective stress  $\sigma_o'$  and the effective strength parameters (cohesion  $c'$ , angle of internal friction  $\phi'$ ) which are a function of stress history. Undrained strength is changed only by a change in the effective stress to which the soil has been consolidated and is independent of total stress variations. For an elastic, perfectly plastic ground without dilatancy, the undrained shear strength  $s_u$  can be taken as:

$$s_u = c' \cos \phi' + \sigma_o' \sin \phi' \quad (6)$$

Curve *d* in Figure 5 shows the required support pressure  $s$  as a function of the overburden  $h$  for  $c' = 8$  kPa,  $\phi' = 25^\circ$  and  $\gamma = 10$  kN/m<sup>3</sup>, taking into consideration a linearly increasing  $s_u$  with depth according to Equation 6. The initial effective stress  $\sigma_o'$  has been calculated assuming a lateral stress ratio of  $K = 1$ , i.e.  $\sigma_o' = \gamma' h$ .

Contrary to the results obtained for a constant shear strength (lines *a* to *c*, Fig. 5), the required support pressure  $s$  reaches a maximum at a very small depth and then decreases with increasing overburden due to the high values of undrained strength  $s_u$  prevailing at greater depths.

### 3.4 Design nomogram

Based upon the results of a parametric study, a design nomogram for the necessary face reinforcement in a purely cohesive ground (with constant shear strength  $s_u$ ) was derived (Fig. 6). The reinforcement quantity can be expressed by the dimensionless reinforcement density  $nd\tau_m/\gamma$  and depends on the cross-section geometry ( $B/H$ ), on the depth of cover  $h/H$ , on the dimensionless shear strength  $s_u/(\gamma H)$  and on the length  $L/H$  of the bolts and on their longitudinal overlapping  $(L-l)/H$  (Anagnostou & Serafeimidis 2007). The sensitivity of the results with respect to

variations of the shear strength  $s_u$  is remarkable particularly for higher overburdens and short bolts.

It has to be mentioned here, that undrained conditions can be assumed only for a certain period of time. The ground permeability  $k$  is decisive at this point. The higher the permeability, the quicker will the consolidation process develop and the faster will the favorable "undrained conditions" disappear.

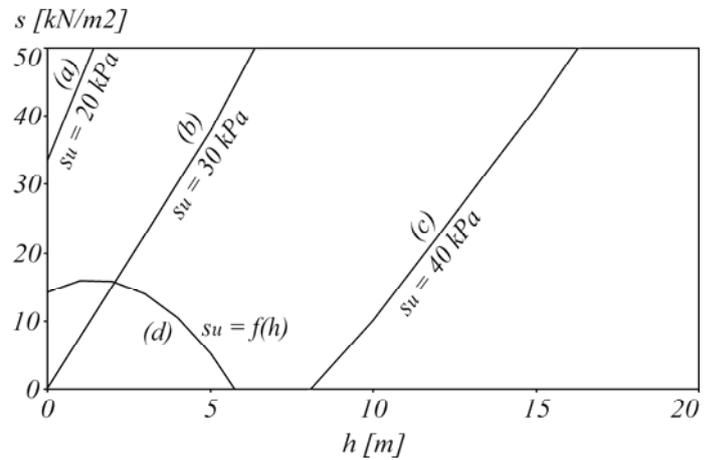


Figure 5. Required support pressure  $s$  as a function of the overburden  $h$  for different values of the undrained shear strength  $s_u$ .

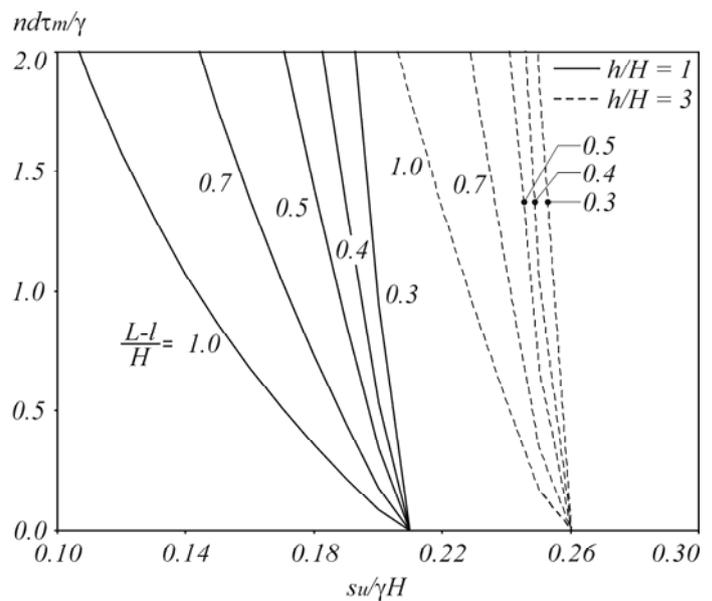


Figure 6. Dimensionless reinforcement density  $nd\tau_m/\gamma$  as a function of the dimensionless undrained shear strength  $s_u/\gamma H$  ( $B/H = 1$ ,  $l/L \geq 0.5$ ).

## 4 UNSUPPORTED SPAN

For the model and calculations described so far, the crown of the tunnel was supposed to be supported up to the face (Fig. 1). With the exception of a shield, there is always an unsupported span  $e$  (Fig. 7). The analysis of face stability proceeds as outlined in Section 2, the only difference being that due to the free span the overlying prism exerts a higher load  $V_S$  upon the wedge (while the bearing capacity of the

wedge is independent of span  $e$ ). It is clear, that the larger the unsupported span  $e$ , the greater the force the wedge has to sustain, resulting in greater quantities of reinforcement. Furthermore, as will be shown below, different failure mechanisms become relevant depending on the unsupported length  $e$ . It is therefore essential to take account of the unsupported span  $e$ .

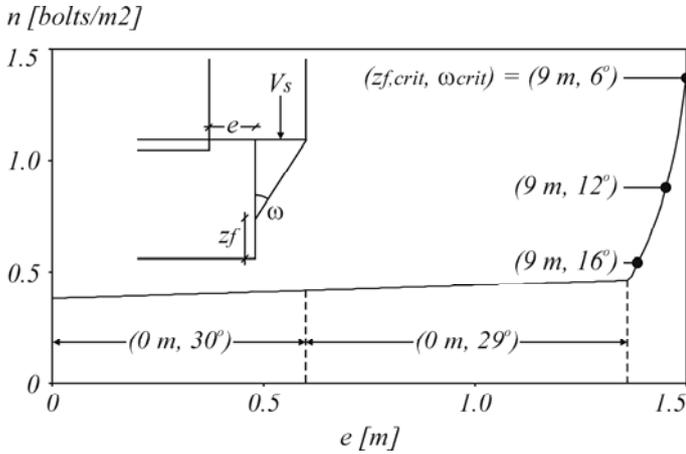


Figure 7. Required bolt density  $n$  as a function of the unsupported span  $e$ .

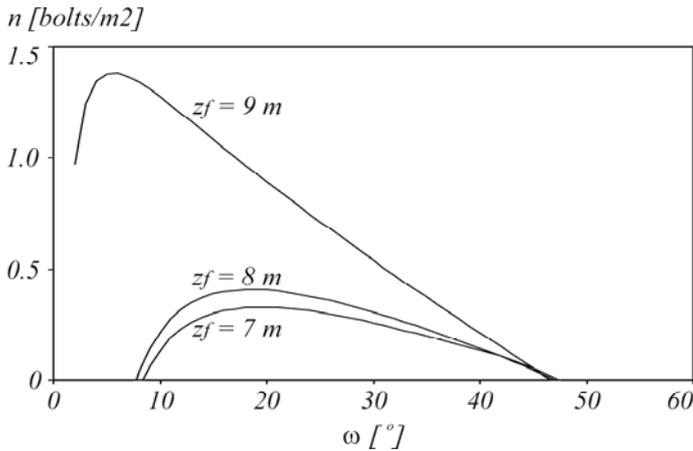


Figure 8. Required bolt density  $n$  as a function of the angle  $\omega$  for different elevations  $z_f$  of the wedge (unsupported span  $e = 1.5$  m).

The influence of the unsupported span  $e$  will be examined by means of an example with the following parameters: tunnel cross-section with  $B = 10$  m and  $H = 10$  m, overburden  $h = 30$  m, homogeneous ground with  $c = 10$  kPa,  $\phi = 30^\circ$  and  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>, reinforcement with uniformly distributed  $L = 12$  m long bolts installed every  $l = 8$  m, bond strength  $\tau_m = 150$  kPa and grouted borehole diameter  $d = 114$  mm. All calculations apply to a safety factor  $\nu = 1.0$ .

Figure 7 shows the required bolt density  $n$  as a function of the unsupported span  $e$ . For spans up to about  $e = 1.4$  m, the critical failure mechanism ( $z_{f,crit}$ ,  $\omega_{crit}$ ) and the required bolt density are ap-

proximately constant. The critical wedge comprises the entire face ( $z_{f,crit} = 0$  m) and the critical angle  $\omega_{crit}$  is about  $30^\circ$ . For greater unsupported spans  $e$  though, the failure mechanism changes and, moreover, the necessary bolt density increases rapidly. For unsupported spans greater than about 1.4 m, small, steep wedges at the top of the face become critical (for  $e = 1.5$  m, e.g.,  $z_{f,crit} = 9$  m and  $\omega_{crit} = 6^\circ$ ). The change in the failure mechanism can also be seen in Figure 8, which shows the required bolt density  $n$  as a function of the inclination  $\omega$  of the slip plane for different elevations  $z_f$  of the wedge foot.

When the unsupported span  $e$  is small or zero, the load  $V_s$  exerted by the overlying prism on small wedges (i.e. steep wedges close to the crown) is also small (silo action) and the respective failure mechanism is not critical. On the other hand, an increase of the unsupported span  $e$  leads to an additional load on the wedge. Small wedges can sustain less additional load than bigger ones and become, therefore, critical.

These results show that a uniform bolt distribution is suboptimal. In view of the failure mechanism, a higher reinforcement density should be selected for the upper part of the cross-section. This brings us to the question of optimum reinforcement schemes.

## 5 REINFORCEMENT SCHEMES

As discussed by Anagnostou & Serafeimidis (2007), the sequence of the reinforcement installation stages in the longitudinal direction has a considerable effect on face stability. Here, the effect of the reinforcement layout in the tunnel cross-section plane will be examined. Firstly, the case of a linearly varying reinforcement density will be considered:

$$n(z) = (1 + (z/H - 0.5)A)\bar{n}, \quad (7)$$

where  $\bar{n}$  and  $n(z)$  denote the average bolt density and the reinforcement density at elevation  $z$  above the tunnel floor, respectively, and  $A$  is a variable between -2 and 2 that determines the distribution of the bolts (e.g.,  $A = 0$  for a uniform distribution, while  $A = 2$  applies to a triangular distribution with  $2\bar{n}$  bolts/m<sup>2</sup> at the crown, see inset in Fig. 9). Figure 9 shows the required average bolt density  $\bar{n}$  for different values of the variable  $A$  and for unsupported spans of  $e = 0$  m or  $e = 1.5$  m. In the case of  $e = 0$  m, applying more bolts in the lower part leads to a reduction of the reinforcement quantity (by a factor of 2), while an unsupported span necessitates a reinforcement concentration in the upper part of the face.

Next, a practical solution with a marked concentration of the bolts in the upper part of the face will be examined for the case of an unsupported span of  $e = 1.5$  m. The face is divided in two parts, each of

them supported by uniformly distributed bolts. The bolt density at the upper third of the face (i.e. for  $z = 2H/3$  to  $H$ ) is higher than in the lower part by a factor of  $k$ . Figure 10 shows the necessary average bolt density  $\bar{n}$  as a function of  $k$ . The most economical solution seems to be approximately  $k = 3$ . At that case  $\bar{n}$  is less than 0.8 bolts/m<sup>2</sup>. With a uniform distribution of the bolts it would be necessary to install 1.4 bolts/m<sup>2</sup> (Fig. 7).

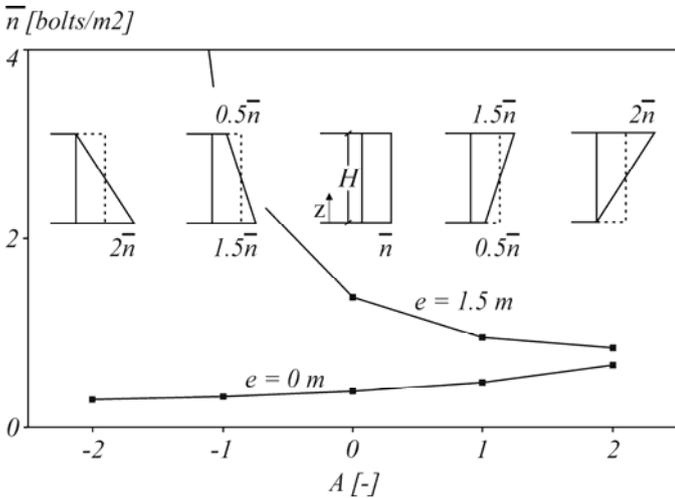


Figure 9. Average bolt density  $\bar{n}$  required for different values of the variable  $A$ .

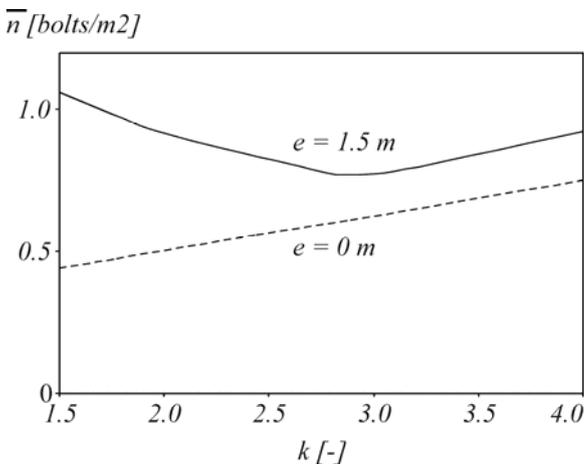


Figure 10. Average bolt density  $\bar{n}$  required for different values of the parameter  $k$ .

## 6 CONCLUSIONS

The stability of the 3D failure mechanism under consideration depends essentially on the frictional resistance at the lateral wedge planes and thus on the horizontal stresses. Following silo theory, the horizontal stresses can be taken as a constant percentage of the respective vertical stresses. The layered model outlined in Section 2, does not need an additional assumption concerning the vertical stress  $\sigma_v$ , because the latter results from the equilibrium equations of the infinitesimal slices in exactly the same way as in

the silo theory. The model suggested by DIN4126 (1986) simplifies the analysis but necessitates an *a priori* assumption concerning the vertical stress  $\sigma_v$ . Comparative calculations have shown that this model leads to results similar to those of the layered model, provided that it is applied with a lower coefficient of lateral stress of  $\lambda_w = 0.4-0.5$ .

The results of " $\phi = 0^\circ$ "-analyses show that short-term face stability improves very rapidly with increasing depth as a consequence of the higher undrained shear strength  $s_u$ . The necessary face support quantities depend very much on the undrained shear strength.

A long unsupported span leads to critical failure mechanisms that are localized at the top of the face. Consequently, a concentration of the bolts at the upper part of the cross-section is advantageous also for a homogeneous ground.

## REFERENCES

- Anagnostou, G. & Kovári, K. 1994. The face stability of slurry-shield driven tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology* 9 (1994) No. 2: 165-174. Oxford: Elsevier Science Ltd.
- Anagnostou, G. & Serafeimidis, K. 2007 (in press). The dimensioning of tunnel face reinforcement. Proceedings of *ITA World Tunnel Congress 2007 "Underground space – The 4th dimension of metropolises"* (Prague).
- Davis, E. H., Mair, M. J. & Seneviratne, H. N. 1980. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Géotechnique* 30 No. 4: 397-416. London: Thomas Telford Ltd.
- DIN4126 1986. Ortbeton-Schlitzwände; Konstruktion und Ausführung. *Deutsche Norm DIN 4126*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- Horn, M. 1961. Alagutak homlokbiztosítására ható vízintez földnyomásvizsgálat néhány eredménye. *Az országos mélyépítőipari konferencia előadásai, Közlekedési Dokumentációs Vállalat* (Budapest). In Hungarian. See also: Horizontaler Erddruck auf senkrechte Abschlussflächen von Tunneln. *Landeskongress der ungarischen Tiefbauindustrie* (Budapest). Düsseldorf: STUVA. German translation.
- Lambe, T. W. & Whitman, R. V. 1969. Soil mechanics, SI version. New York: John Wiley & Sons.
- Melix, P. 1987. Modellversuche und Berechnungen zur Standsicherheit oberflächennaher Tunnel. *Veröffentlichung des Institutes für Boden und Felsmechanik der Universität Friederician in Karlsruhe* 103. In German.
- Terzaghi, K. & Jelinek, R. 1954. Theoretische Bodenmechanik. Berlin: Springer-Verlag. In German.
- Walz, B. & Prager, J. 1978. Der Nachweis der äusseren Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände nach der Elementscheibentheorie. *Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der TU Berlin* 4. In German.
- Walz, B. & Pulsfort, M. 1983. Rechnerische Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände, Teil 1. *Tiefbau, Ingenieurbau, Strassenbau* No. 1/83: 4-7. Gütersloh: Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH. In German.

## **Adresse of the Authors**

- <sup>1</sup> dipl. civ. eng. Konstantinos Serafeimidis, ETH Zurich, Institute for Geotechnical Engineering, Tunnelling and Rock Engineering Research Group, HIL D13.2, POB 133, Wolfgang-Pauli-Strasse 15, CH-8093 Zurich
- <sup>2</sup> dipl. civ. eng. ETH/SIA Marco Ramoni, ETH Zurich, Institute for Geotechnical Engineering, Tunnelling and Rock Engineering Research Group, HIL D14.3, POB 133, Wolfgang-Pauli-Strasse 15, CH-8093 Zurich
- <sup>2</sup> Prof. Dr. Georgios Anagnostou, ETH Zurich, Institute for Geotechnical Engineering, Tunnelling and Rock Engineering Research Group, HIL D14.3, POB 133, Wolfgang-Pauli-Strasse 15, CH-8093 Zurich