

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO ESECUTIVO

**NUOVA VIABILITÀ TRATTA VIA CHIARAVAGNA - VIA BORZOLI
Galleria naturale
Relazione tecnica e linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. P.P. Marcheselli	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 2	E	C V	R H	G N S C 0 0	0 0 1	A

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Emissione	Rocksoil <i>Gomani</i>	24/06/13	Ing.F. Colla <i>[Signature]</i>	26/06/13	A.Palomba <i>[Signature]</i>	28/06/13	Ing. E. Ghislandi

n. Elab.:	File: IG5102ECVRHGNSC00001A00
-----------	-------------------------------

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5102ECVRRHGNSC00001A00</p>	<p>Foglio 3 di 87</p>

INDICE

INDICE.....		3
1. INTRODUZIONE.....		5
2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI.....		6
3. MATERIALI IMPIEGATI.....		9
3.1 Gallerie naturali.....		9
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....		12
4.1 Inquadramento Geologico - Geomorfologico.....		13
4.2 Inquadramento Idrogeologico.....		16
4.3 Inquadramento Geotecnico.....		17
5. PREVISIONI SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMASSI ROCCIOSI E CRITERI DI CALCOLO.....		24
5.1 Calcolo delle categorie di comportamento allo scavo.....		25
5.2 Metodo delle curve caratteristiche.....		28
5.2.1 Aspetti generali.....		28
5.2.2 Consolidamento del fronte di scavo.....		31
5.3 Analisi numeriche bidimensionali: PLAXIS.....		32
5.4 Analisi stabilità del fronte in gallerie superficiali.....		36
5.5 Valutazione del rischio di danno – Metodo empirico.....		38
5.5.1 Cenni teorici.....		38
5.5.2 Bacino trasversale di subsidenza.....		39
5.5.3 Cedimenti longitudinali.....		40
5.5.4 Categorie di danno.....		42
5.5.5 Spostamenti e distorsioni limite.....		43
5.5.6 Stima delle deformazioni e definizione delle categorie di danno.....		44
5.5.7 Osservazioni.....		48
6. LINEE GUIDA PER L'APPLICAZIONE DELLE SEZIONI TIPO.....		49
6.1 Definizione delle caratteristiche geologiche-geomeccaniche dell'ammasso.....		51
6.2 Risposta deformativa del fronte e del cavo.....		53
6.3 Fasi esecutive e cadenze di avanzamento.....		54
6.4 Procedura di applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità.....		54
7. DESCRIZIONE DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO E DELLE FASI COSTRUTTIVE		
7.1 Sezioni tipo B0.....		57
7.2 Sezione tipo B2.....		58
7.3 Sezione tipo B2V.....		60

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG5102ECVRHGNSC00001A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 4 di 87</p>

7.4	Sezione tipo C2.....	64
8.	GALLERIA NV02	67
8.1	Analisi del Rischio.....	67
8.2	Analisi dei rischi lungo il tracciato della galleria NV02	68
8.3	Soglie di attenzione e allarme.....	69
8.3.1	Sezione tipo B0.....	69
8.3.2	Sezione tipo B2.....	70
8.3.3	Sezione tipo B2V.....	72
8.3.4	Sezione tipo C2.....	73
8.4	Applicazione di una diversa sezione tipo	74
9.	TECNOLOGIE ALTERNATIVE E PRESCRIZIONI	76
9.1	Campo prova iniezioni al contorno.....	76
9.1.1	Controlli preliminari	78
9.1.2	Controlli durante il campo prova	80
9.1.3	Controlli finali	81
9.1.4	Esame del consolidamento.....	81
9.2	Tecnologie alternative di perforazione	82
9.3	Tecnologie alternative per l'armatura dello spritz-beton	82
9.4	Armatura del rivestimento definitivo.....	82
9.5	Distanze di getto dei rivestimenti definitivi	84
9.6	Caratteristiche minime di resistenza del calcestruzzo in relazione alle fasi operative.....	85
9.7	Tecniche di consolidamento dei fronti di scavo	85
9.8	Soglie d'attenzione e d'allarme	86
9.9	Sottoattraversamento di preesistenze	86
9.10	Criticità.....	87

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRHGN5C00001A00	Foglio 5 di 87

1. INTRODUZIONE

Finalità della presente Relazione è fornire i chiarimenti atti a dimostrare la rispondenza del progetto alle finalità dell'intervento e fornire indicazioni circa l'applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità previste nella galleria appartenente alla Nuova Viabilità nella tratta compresa tra Via Chiaravagna e Via Borzoli.

A tale scopo verrà fornito un inquadramento delle opere nel contesto territoriale ed una descrizione delle stesse, i dati ed i requisiti di base nel rispetto dei quali è stata sviluppata la progettazione, le caratteristiche prestazionali e descrittive dei materiali prescelti, le ipotesi progettuali adottate per il suo dimensionamento e le principali caratteristiche geometriche e dimensionali. Verranno inoltre dettagliati i criteri di scelta che il progettista adotterà in corso d'opera per l'applicazione e la gestione delle sezioni tipo previste in sede di progettazione esecutiva.

La relazione è articolata nei seguenti punti principali:

- Inquadramento generale dell'opera: il lavoro comprende la localizzazione geografica dell'opera, l'individuazione delle eventuali interferenze con manufatti preesistenti presenti lungo il tracciato e l'inquadramento geologico e geotecnico generale dell'area;
- Individuazione del comportamento allo scavo e criteri di calcolo: il lavoro riassume la metodologia di calcolo utilizzata e la filosofia di dimensionamento degli interventi di consolidamento e sostegno;
- Linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo: verranno fornite indicazioni circa l'applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità previste, la tecnica di scavo adottata e criteri di scelta, le fasi costruttive e i criteri di calcolo;

Per quanto concerne gli aspetti relativi alla cantierizzazione, le analisi sulla riutilizzabilità dei materiali provenienti dagli scavi, i tempi di realizzazione delle opere, il monitoraggio geotecnico e ambientale in corso d'opera, le opere civili per la sicurezza in esercizio e i programmi di manutenzione delle opere si rimanda alle relazioni specifiche.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGN5C00001A00 Foglio 6 di 87

2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

Per il calcolo e per le verifiche delle opere strutturali si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- Legge 5/11/1971 n. 1086

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge n°64 del 2 febbraio 1974

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 11951 del 14/2/1974

Legge 5 novembre 1971, n. 1086. Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 20049 del 9/1/1980

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato.

- Istruzioni C.N.R. 10012-81

Azioni sulle costruzioni.

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11/3/1988

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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 del 24/9/1988

Legge 2 febbraio 1974 art. 1-D.M. 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.

- Nota Ministero Lavori Pubblici n. 183 del 13/4/1989

D.M. 11.3.88. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, la progettazione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici 24/06/1993 n. 406/STC

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRHGNSC00001A00	Foglio 7 di 87

Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D. M. 14/02/1992.

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 9/01/1996

Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 16/01/1996

Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 16/01/1996

Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero Lavori Pubblici 15/10/1996 n. 252

Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D. M. 9/01/96.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici 4/07/1996 n. 156AA.GG/STC

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici 10/04/1997 n. 65/AA./GG.

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D. M. 16/01/96.

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 5/08/1999

Modificazioni al decreto ministeriale 9 gennaio 1996 contenente norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.P.R. 6 Giugno 2001, n°380

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia

- Decreto Ministeriale 14/09/2005

Norme Tecniche per le Costruzioni (ex "Testo Unico" delle Norme Tecniche per le Costruzioni).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRHGNESC00001A00	Foglio 8 di 87

RACCOMANDAZIONI

- Eurocodice 1 UNI-EN-1991

Criteri generali di progettazione strutturale

- Eurocodice 2 UNI-EN-1992

Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- Eurocodice 3 UNI-EN-1993

Progettazione delle strutture in acciaio

- Eurocodice 4 UNI-EN-1994

Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

- Eurocodice 7 UNI-EN-1997

Progettazione Geotecnica

- Eurocodice 8 UNI-EN-1998

Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGN5C00001A00 Foglio 9 di 87

3. MATERIALI IMPIEGATI

3.1 Gallerie naturali

Consolidamenti e rivestimenti provvisori

Spritz beton fibrorinforzato	<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza media su carote $h/\phi = 1$ a 48 ore ≥ 13 MPa, a 28 gg ≥ 30 MPa - dosaggio per fibre in acciaio ≥ 30 kg/m³
Acciaio per centine, piastre e collegamenti:	S275
Acciaio per catene	B450C
Acciaio per infilaggi:	S355
Acciaio per armatura e rete elettrosaldata:	B450C
Drenaggi	Tubi microfessurati in PVC <ul style="list-style-type: none"> - $\phi_{est} > 60$ mm, sp. 5 mm - Resistenza alla trazione 4.5 MPa, perforo 80 mm rivestiti con TNT - I primi 10m da boccaforo devono essere ciechi
Impermeabilizzazione in PVC	<ul style="list-style-type: none"> - teli sp. 2+/-0.5 mm, - Resistenza a trazione ≥ 15 MPa - Allungamento a rottura $\geq 250\%$ - Resistenza alla lacerazione ≥ 100N/mm - Resistenza alla giunzione ≥ 10.5 MPa - Stabilità al calore = 70°C - Flessibilità a freddo = -30°C - Resistenza alle soluzioni acide alcaline = +/-20% max allungamento - Comportamento al fuoco B2 - Resistenza alla pressione dell'acqua a 1 MPa per 10 ore : impermeabile

<p>Tubi in VTR (caratteristiche del composito)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Diametro esterno = 60 mm ad aderenza migliorata - Diametro di perforazione = 100-120 mm - Spessore medio = 10 mm - Densità ≥ 1.8 t/mc - Res. a trazione ≥ 600 MPa - Res. a taglio ≥ 100 MPa - Modulo elastico ≥ 30000 MPa - Contenuto in vetro ≥ 50 % - Resistenza a flessione ≥ 600 MPa - Resistenza allo scoppio ≥ 8 MPa - Perforazione eseguita a secco
<p>Infilaggi metallici</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Diametro esterno = 88.9 mm - Spessore = 10 mm - Diametro di perforazione = 120-130 mm - Perforazione eseguita a secco
<p>Miscele cementizie per cementazione a bassa pressione</p>	<p>Cemento 42.5R</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rapporto a/c = 0.5-0.7 - Fluidificante = 4 % di peso sul cemento - Resistenza a compressione a 48 ore > 5 MPa
<p>Miscele di guaina per infilaggi metallici valvolati ed iniettati</p>	<p>Cemento R32.5 - R42.5</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rapporto a/c $\approx 1.5-2$ - Bentonite $\approx 5-8$ % sul peso di cemento - Densità ≈ 1.3 t/m³ - Rendimento volumetrico ≥ 95 % - Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 30-35 sec.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRHGN5C00001A00	Foglio 11 di 87

Miscele di iniezione per infilaggi metallici valvolati ed iniettati	Cemento R42.5 <ul style="list-style-type: none"> - Rapporto a/c \approx 0.4-0.7 - Bentonite <2 % - Additivo fluidificante (Flowcable o simili) \approx 4 % in peso - Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 35-45 sec. - Densità \approx 1.8 t/m³ - Finezza \geq 4500 blaine - Rendimento volumetrico > 95%
--	--

Rivestimenti definitivi

Acciaio per armatura:	B450C
Calcestruzzo strutturale calotta e piedritti	C25/30, Tipo CEM III-V, XC2, S4
Calcestruzzo strutturale arco rovescio	C25/30, Tipo CEM III-V, XC2, S3
Magrone di pulizia di sottofondo	Rm \geq 15 MPa, Tipo CEM I-V

Per le sezioni non armate la classe di esposizione del calcestruzzo è X0.

Valori di verifica

Le verifiche strutturali sono condotte mediante il metodo delle tensioni ammissibili; nel seguito si indicano i valori di resistenza di progetto per i vari materiali.

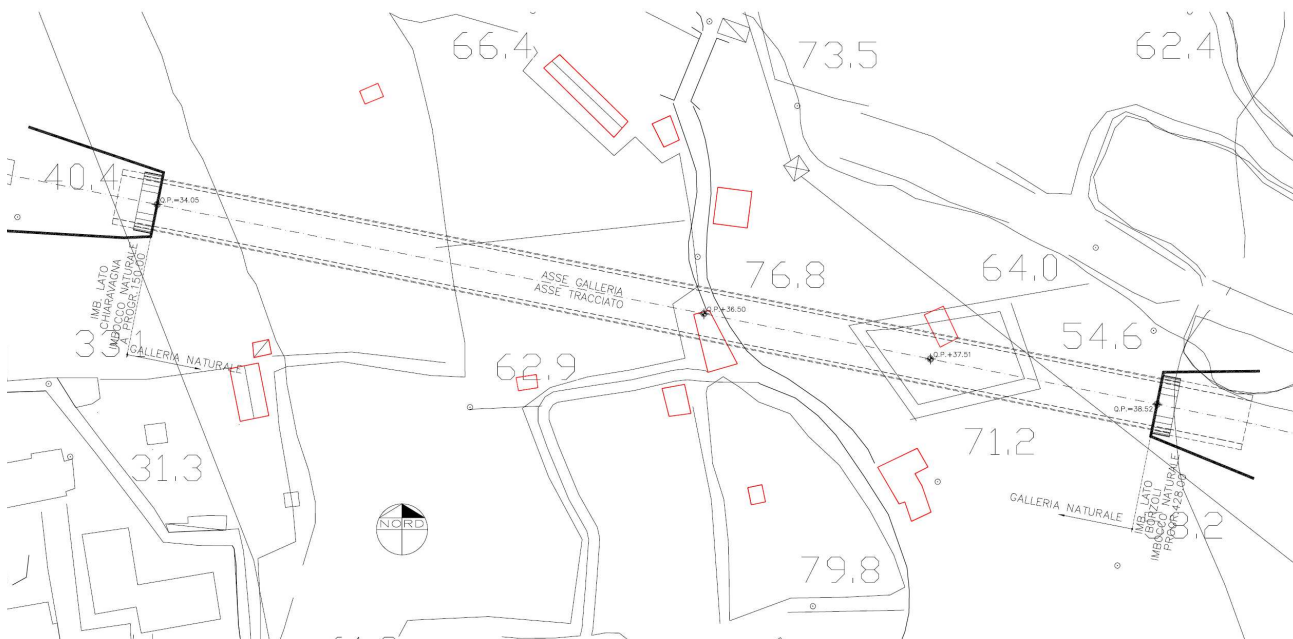
Acciaio S275	$\sigma_{amm} = 190$ MPa
Acciaio tubi S355	$\sigma_{amm} = 240$ MPa
Acciaio B450C	$\sigma_{amm} = 160$ MPa (*)
Calcestruzzo proiettato Fcm \geq 30 Mpa	$\sigma_{amm} = 30/1.3 = 23.1$ MPa(**)
Calcestruzzo strutturale armato Rck 30 Mpa	$\sigma_{amm} = 9.75$ Mpa $\tau_{c0} = 0.60$ Mpa $\tau_{c1} = 1.80$ Mpa

(*) In condizioni sismiche o in condizioni di esercizio con verifica a fessurazione $\sigma_{amm} = 255$ Mpa

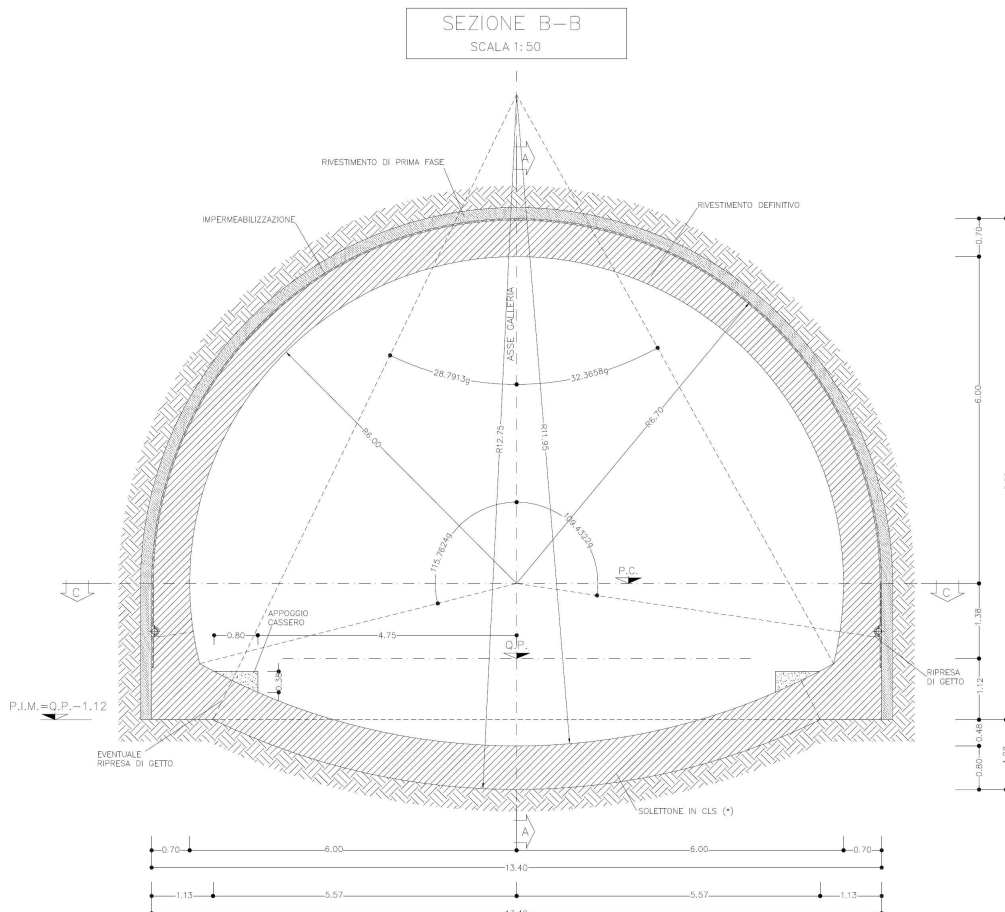
(**) Le verifiche tengono conto delle diverse fasi di maturazione dello spritz beton

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

L'opera rientra nella realizzazione di un collegamento tra la viabilità presente in località Borzoli, nei pressi del campo sportivo comunale, con quella della località Chiaravagna, zona posta a valle del Viadotto della Ferrovia Genova-Ovada.



La galleria ha una lunghezza di 270m con coperture massime di 35m. La sezione stradale tipo è costituita da 2 carreggiate di larghezza 3.50m e due banchine di larghezza 1.25m. Il raggio interno di calotta della galleria è di 6.0m.



4.1 Inquadramento Geologico - Geomorfologico

L'area in esame rientra dal punto di vista geologico nella cosiddetta "Zona Sestri-Voltaggio" che comprende alcune unità strutturali mostrandoti tra loro complessi rapporti tettonici, limitate ad ovest dalle unità di metaofioliti del "Gruppo di Voltri" e ad est dall'Unità dei Flysch ad Helminoidi del M.Antola.

Tale Zona è costituita dalle seguenti unità tettoniche sovrapposte, distinguibili per pertinenza paleogeografica e caratteri metamorfici:

- Unità Gazzo-Isoverde
- Unità Cravasco-Voltaggio
- Unità Timone-Bric Teiolo
- Unità della Val Polcevera

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 14 di 87

Nell'area in esame a copertura delle formazioni di basamento prima elencate sono presenti i sedimenti più recenti ricollegabili al Pliocene Ligure ed al Quaternario. Il Pliocene Ligure è rappresentato in zona dal Lembo di Borzoli costituito da due facies tipiche:

- Argille di Ortovero: argille marnose e marne grigio azzurre più o meno siltose con stratificazione poco evidente
- Conglomerati e brecce basali: i conglomerati possono intercalarsi localmente alle argille ma in genere risultano basali con spessori da pochi decimetri a non più di 10-15 m; si associano spesso a depositi grossolani molto immaturi riferibili ad accumuli di frana.

Dal punto di vista geomorfologico il tratto di strada da adeguare, che comprende le opere facenti parte del presente documento, è inserito in un contesto collinare segnato dalle incisioni torrentizie del T.Chiaravagna, del Rio Batestu e del Rio Ruscarolo.

Come elementi geomorfologici significativi, si evidenziano (vedi "Carta geologica-geomorfologica"):

- i versanti in depositi pliocenici sono caratterizzati da pendenze blande e da una generale sistemazione superficiale tramite terrazzamenti completamente coltivati in virtù del significativo spessore di suolo che tipicamente si genera su questa formazione geologica (foto 1 e 5); tali versanti sono quindi caratterizzati da uno strato superficiale di coltre eluviale (spessore medio compreso tra 1,5-2,0 m) che passa, attraverso l'orizzonte di alterazione della formazione, alla formazione stessa;



Foto 1 – Collina in terreni pliocenici – versante lato Chiaravagna



Foto 2



Foto 3



Foto 4



Foto 5

- le scarpate in basalti sono invece acclivi e segnano quindi un significativo cambio di pendenza in corrispondenza del passaggio ai sedimenti pliocenici.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRHGN5C00001A00	Foglio 16 di 87

Le osservazioni sul terreno non hanno evidenziato, ad eccezione di situazioni locali e circostanziate, problematiche geomorfologiche di instabilità particolari lungo lo sviluppo del tratto di strada in esame, e in ogni caso mai interferenti con le opere di imbocco relative al presente documento.

Le situazioni localizzate, classificabili come scivolamenti superficiali, sono state rilevate:

- in corrispondenza del pendio in basalti in sinistra del Rio Batestu, tra la spalla e la pila del ponte ferroviario in prossimità dello scatolare previsto all'interno del progetto dell'opera; la stessa scarpata in basalti, sotto alla quale passerà la viabilità è interessata, a causa della fratturazione, da locali distacchi di blocchetti di roccia;
- sulla scarpata in argille plioceniche dell'arteria AMIU dove le emergenze d'acqua dalle sabbie in testa scarpata fanno rammollire le argille sottostanti con conseguente in stabilizzazione superficiale;
- sulla scarpata in basalti sulla Via Borzoli dove è stato eseguito un placcaggio con spritz-beton.

Per maggiori dettagli si rimanda alle relazioni specifiche

4.2 Inquadramento Idrogeologico

Dal punto di vista idrogeologico la formazione pliocenica è in termini generali da poco permeabile a praticamente impermeabile; questo comporta che:

- le acque di pioggia che riescono ad infiltrarsi nel primo orizzonte superficiale (suolo e copertura eluviale) rimangono confinate, dalla formazione sottostante impermeabile, in tale orizzonte; questo fa sì che tale orizzonte possa nei periodi piovosi essere interessato da presenza d'acqua diffusa sino a saturarsi;
- le intercalazioni sabbiose rappresentano dei veri e propri orizzonti acquiferi alimentati da monte;
- le scarpate in basalti fratturati presenti, sul lato monte, in prossimità dello scatolare Rio Batestu possono essere sede di circolazioni d'acqua che trovano nelle argille plioceniche a valle uno sbarramento idrogeologico ad una eventuale loro emergenza; questo potrebbe favorire un carico d'acqua nel volume di argille plioceniche più vicine al contatto con i basalti.

Rispetto ai dati del Progetto Definitivo non ci sono novità idrogeologiche significative che permettano revisioni sostanziali delle ipotesi adottate.

Ad oggi quindi, in attesa dei dati dei nuovi sondaggi, si conferma il modello idrogeologico del progetto definitivo che prevede la presa in carico da parte degli orizzonti grossolani (conglomeratici, ghiaiosi e sabbiosi), secondo una direzione di deflusso di pochi gradi immergente verso mare, delle acque presenti nel rilievo fratturato a monte in basalti-serpentiniti. Questi orizzonti grossolani, alternati a livelli fini da poco permeabili a pressochè impermeabili, diventano quindi, nel contesto geologico della collina attraversata dalla galleria, gli strati preferenziali di circolazione delle acque verso mare.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRRHGNSC00001A00	Foglio 17 di 87

Nel dominio di base del Lembo Pliocenico delle alternanze grossolane-fini, all'interno del quale si svilupperà lo scavo della galleria, si può ipotizzare un modello acquifero sostanzialmente a falde/circolazioni multistrato, all'interno dei livelli ghiaioso-conglomeratici-sabbiosi senza però escludere che, qualora sia presente negli interstrati fini una percentuale sabbiosa, falde diverse possano essere tra loro comunicanti. Le misure piezometriche e la probabile differenza di quota tra la piezometrica nel rilievo retrostante a monte e quella del dominio basale delle alternanze, portano ad ipotizzare come possibile un certo grado di artesianità dell'acqua circolante negli orizzonti grossolani pliocenici.

Per maggiori dettagli si rimanda alle relazioni specifiche.

4.3 Inquadramento Geotecnico

L'analisi di dettaglio dei dati a disposizione nel Progetto Definitivo, integrata dalle informazioni relative alla campagna indagini integrativa di Progetto definitivo, ha fornito un quadro geologico geotecnico dei terreni interagenti con le opere all'aperto e con la galleria di attraversamento del rilievo collinare non differente rispetto a quanto previsto in fase di Progetto Definitivo.

Per la definizione del quadro geotecnico sono state incrociate le seguenti indagini:

a) osservazione di dettaglio in sito delle diverse situazioni in progetto, partendo dalla base delle informazioni fornite dal rilevamento geologico di superficie;

b) PD: n° 6 sondaggi geognostici di cui tre (SL7, SL23 e SL59) finalizzati allo studio della collina in cui verrà scavata la galleria ed i rimanenti (SL21, SL22, SL31) per le opere all'aperto principali.

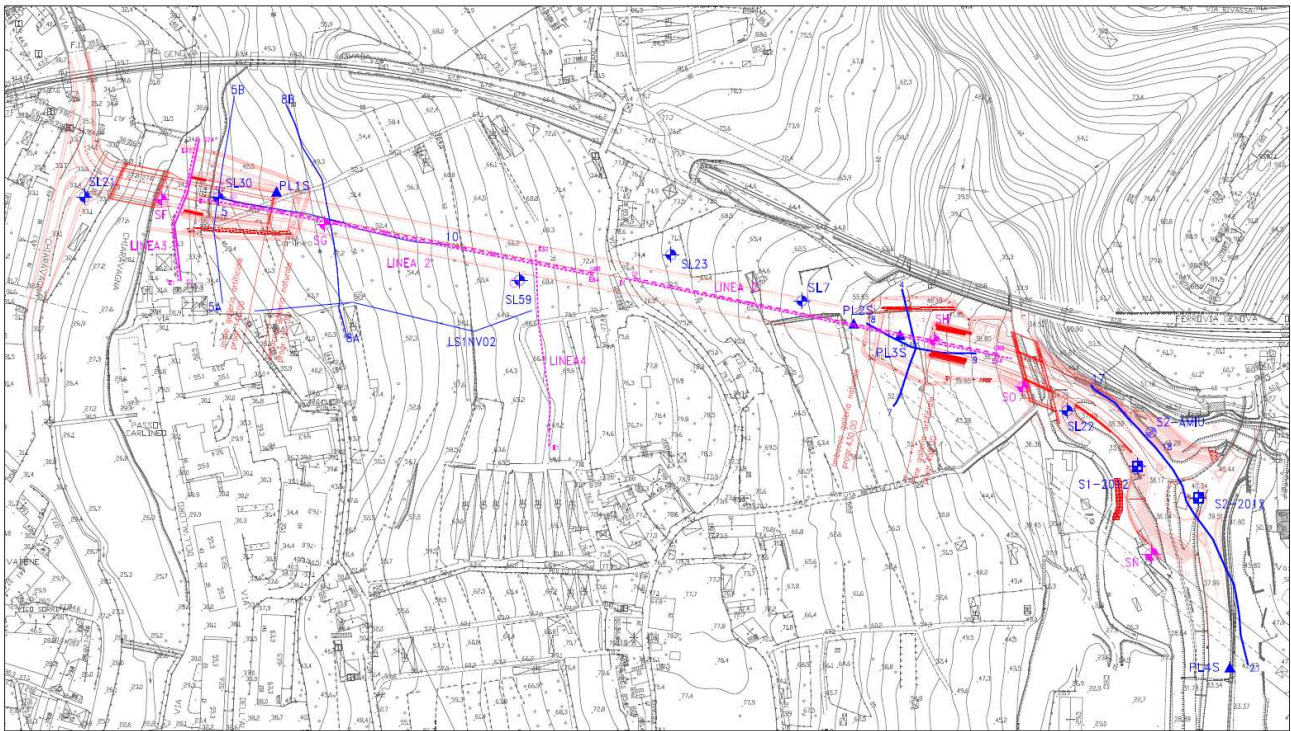
PE: n° 6 sondaggi geognostici di cui tre finalizzati allo studio della galleria in oggetto (SH, riperforazione SL59 e SG) e tre (SN, SO, SF) per le principali opere all'aperto.

c) n°4 prove penetrometriche statiche (PL1S, PL2S, PL3S e PL4S);

d) indagini geofisiche che hanno integrato le informazioni dei sondaggi o sono andate a sostituirli nelle situazioni non accessibili per le sonde; nell'insieme sono state eseguite n. 7 tomografie sismiche e n. 1 tomografia elettrica in fase di PD, mentre in fase di PE si sono effettuate tre tomografie sismiche e due elettriche;

e) prove di laboratorio sui campioni di terra e roccia prelevati con i sondaggi.

Le localizzazioni delle indagini presenti nell'area di interesse è riportata nella figura sottostante.



In particolare per l'individuazione della stratigrafia geotecnica media dei terreni sono state incrociate le suddette informazioni:

- osservazioni in sito:** l'osservazione della scarpata sub-verticale in basalti alla base del versante presente dietro ai capannoni in destra al Rio Batestu evidenzia spessori di suolo superficiale variabili tra 1,5-2 m mentre sul lato Torrente Caravagna in corrispondenza della spalla sinistra del ponte sono stati rilevati in alveo, con risalita verso la sponda, estesi affioramenti rocciosi di breccia di faglia serpentinitica ricementata.
- Sondaggi:** Tutto il rilievo collinare compreso tra la valletta del T.Chiaravagna e del Rio Ruscarolo, sulla base dell'analisi stratigrafica dei sondaggi SL7-SL23, SL59 e SG, è stato ipotizzato nel dominio delle Argille di Ortovero plioceniche seguite da uno spessore più alterato della formazione stessa di 3-4 m e da uno spessore di suolo di 0,5-1m. In particolare i due sondaggi SL23 e SL7 sono accomunati nell'avere un primo spessore (SL7: 10 m da p.c.; SL23: 17 m da p.c.) di argille marnose grigie; oltre tale spessore i due sondaggi si differenziano in maniera significativa: l'SL23, dopo un ridotto orizzonte grossolano, ha attraversato sino in fondo (47 m da p.c.) limi argillosi- sabbiosi giallognoli; l'SL7, sotto alle argille marnose grigie, è caratterizzato da un'alternanza di livelli limoso argillosi- sabbiosi e livelli di conglomerato e/o sabbia mediamente poco cementati; la presenza di ghiaia nel settore centrale, alternata ad argille limose, della galleria è confermata anche dal sondaggio SL59; il sondaggio SG, ubicato nell'ultimo tratto di galleria in prossimità dell'imbocco Chiaravagna, indica all'altezza galleria un'alternanza di limo sabbioso-argilloso e materiale a granulometria più grossolona. Infine il sondaggio SL22 (lato

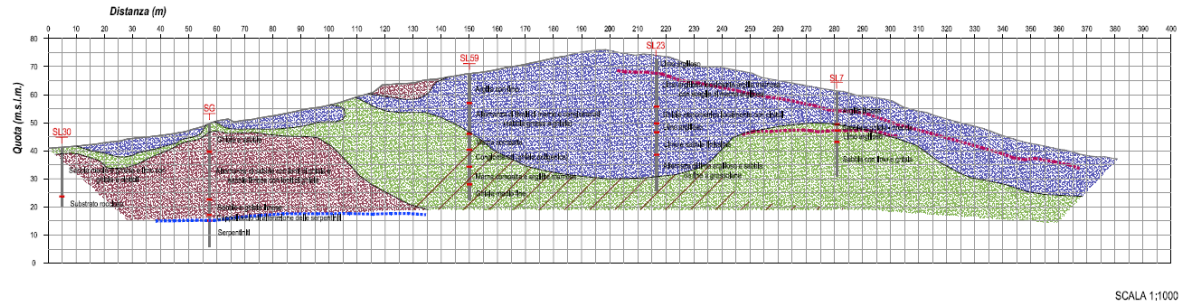
GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 19 di 87

Borzoli) perforato sino alla profondità di 15, non ha intercettato il substrato roccioso in basalti mentre il sondaggio SL21 (lato Chiaravagna) intercetta il substrato roccioso in serpentiniti.

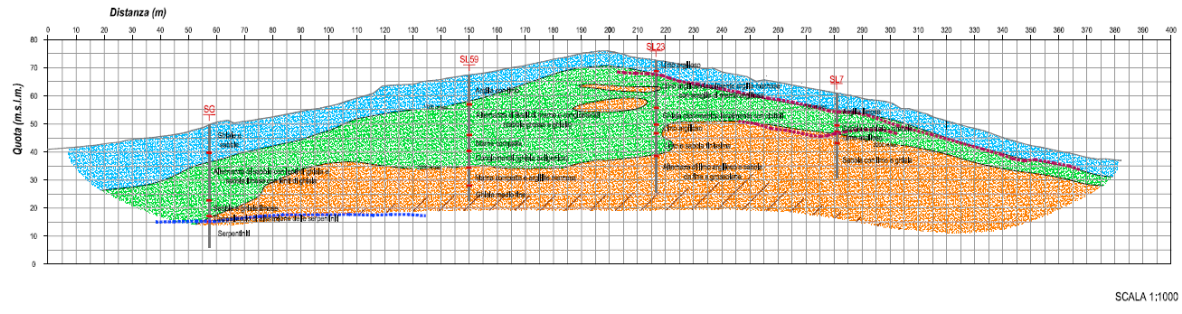
- prove penetrometriche:* le prove penetrometriche confermano quanto ritrovato nei sondaggi. La prova PL1S, eseguita in prossimità dell'imbocco lato Chiaravagna, è stata spinta sino alla profondità di 9,60 m dal p.c. ove è stato raggiunto il rifiuto all'avanzamento per probabile raggiungimento del substrato a consistenza litoide. La prova, eseguita nella facies delle alternanze grossolane fini, ha evidenziato la presenza di uno strato superficiale allentato di 5 m di natura argilloso-limoso con clasti seguito da un aumento medio della resistenza alla punta seppure con variazioni significative della stessa per la presenza, in successione, di un livello grossolano e di un livello fine. Le prove PLS2 e PLS3, eseguite sul lato Borzoli nel dominio delle argille limose grige, sono state interrotte rispettivamente alla profondità di 4.80 m e 6,00 m. Anche in questo caso si può valutare che sia stato raggiunto un livello del substrato molto resistente con consistenza lapidea. Le prove hanno riscontrato uno spessore medio di 1.5 - 2 m della copertura eluviale e di 2-3 m dell'orizzonte di alterazione della formazione argilloso marnosa.
- tomografie sismiche e elettriche:* utilizzando i dati delle osservazioni in sito e del sondaggio SL21 per la lettura delle tomografie, è stato ipotizzata sul lato Chiaravagna (imbocco galleria ovest) una situazione sismostratigrafica costituita da un orizzonte superficiale dallo spessore mediamente di 10m, comprensivo del suolo vegetale e dello spessore più alterato della formazione argilloso(limi sabbiosi e argillosi con ghiaia) , con $V_p < 1000$ m/s per poi passare ad uno intermedio con velocità comprese tra gli 1500 m/s e 2500m/s per il complesso delle Argille di Ortovero e delle lenti di ghiaia incluse. Non disponendo di una taratura di velocità sismica o resistività elettrica in sito, non è possibile ipotizzare la presenza di serpentiniti alla quota interessata dalle opere, come indicato dalle osservazioni in sito e dal sondaggio SL21. Valori di $V_p > 3000$ m/s e alti valori di resistività potrebbero essere ricondotti a marne alterate e/o livelli di conglomerati. Per quanto riguarda le linee disposte longitudinalmente all'opera in esame ed in particolare la linea 2 (vedi immagini seguenti) hanno consentito una ricostruzione, seppur di massima, della stratigrafia della collina. La linea tomografica LS1NV02, per quanto parzialmente traslata dall'asse della galleria , sembra evidenziare valori di V_p maggiori di 2000 m/s che potrebbero essere interpretati come il substrato in serpentiniti che affiora in sponda sinistra nel T.Chiaravagna.

LINEA 2

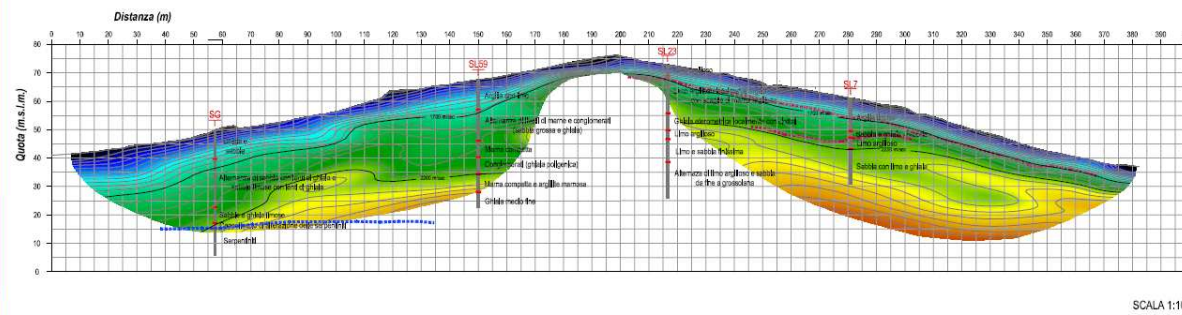
TOMOGRAFIA ELETTRICA



SISMICA A RIFRAZIONE



SISMICA A RIFRAZIONE



SISMICA A RIFRAZIONE

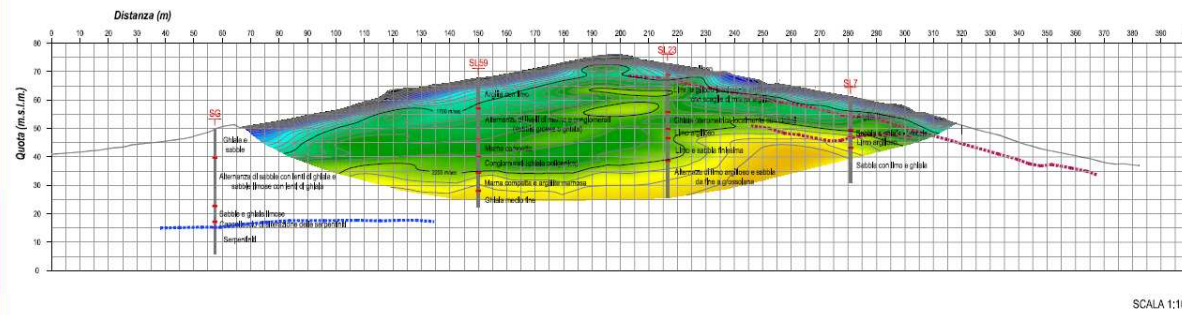
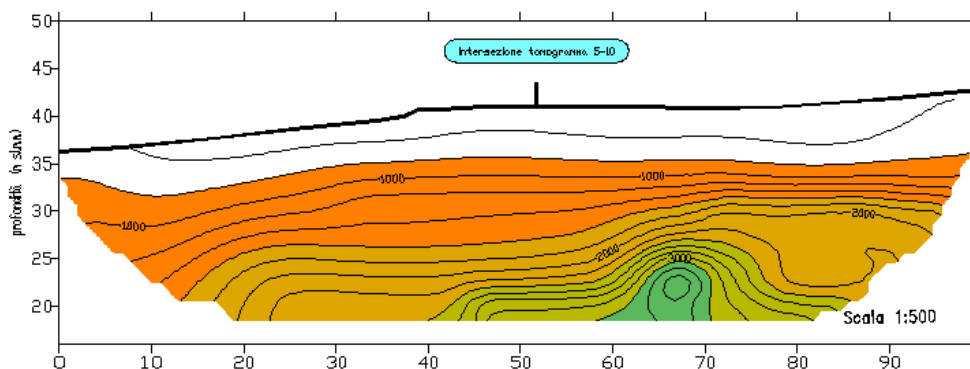


Figura – Tomografia elettrica e sismica L2 (longitudinale al tracciato)

CHIARAVAGNA-BORZOLI
 Lato Chiaravagna 5A-5B



CHIARAVAGNA-BORZOLI
 Lato Borzoli 7-4

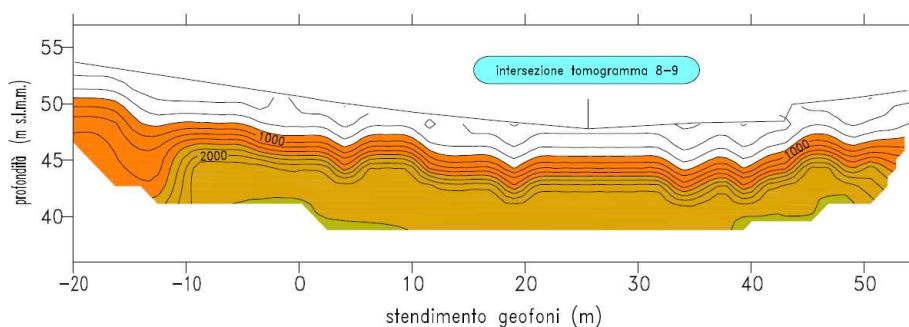


Figura – Topografia sismica lato Chiaravagna e lato Borzoli (trasversali al tracciato)

I dati sismici e geoelettrici in corrispondenza dell'imbocco est della galleria lato Borzoli hanno consentito, fino ad una profondità di 15 m, una ricostruzione sismostratigrafica simile a quella descritta per l'imbocco ovest ma con spessori più ridotti della coltre dei materiali limosi argillosi di copertura.

Le misure di velocità cross-hole effettuate nel sondaggio SL59 presentano una buona corrispondenza con la stratigrafia e confermano una fascia superficiale con caratteristiche decisamente scadenti fino a 6 m di profondità con $VP < 800$ m/s. Per i limi e le marne delle Argille di Ortovero viene riconosciuta una velocità VP leggermente superiore a quella delle lenti di ghiaie che presentano caratteristiche geotecniche leggermente più scadenti.

In riferimento alla valutazione del modulo di Young è stato eseguito un ulteriore controllo valutando il modulo dinamico. I risultati ottenuti, riportati in tabella, non evidenziano una netta distinzione tra la frazione fine omogenea e le lenti di ghiaia.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5102ECVRHGN5C00001A00		Foglio 22 di 87

Litologia	Profondità	E_{din}
	m	GPa
Fascia di alterazione	0 - 6	1,137
Limi, marne e lenti di ghiaia	6 - 11	2,005
	11 - 15	1,888
	15 - 19	2,763
	19 - 27	3,563
	27 -33	2,9
	33 - 39	2,496

Per la caratterizzazione dei materiali sono stati presi a riferimento dati relativi a esperienze pregresse nella stessa formazione e i dati delle prove di laboratorio. L'analisi di dettaglio dei dati ha fornito un range di parametri non differente rispetto a quanto previsto nel P.D.

Nella tabella seguente, per ciascuna formazione affiorante nell'area, sono riportati i range delle caratteristiche fisiche e dei parametri di resistenza e deformabilità.

PARAMETRI PE GALLERIA

LITOLOGIA	γ (KN/m ³)	c' (MPa)	ϕ	E (GPa)	ν
Argille di Ortovero	20-21	0,05-0,10	24-28	0,1-0,3	0.3
Argille di Ortovero (fascia di alterazione)	19-20	0,00-0,03	22-26	0,025-0,1	0.3
Argille di Ortovero (livelli di sabbia-cgl)	20-21	0,00-0,05	26-30	0,05-0,3	0.3

Si assume che il modulo di deformabilità per le opere in esame possa essere stimato come 1/5-1/10 del modulo dinamico ricavato in precedenza.

Si è scelto di distinguere all'interno delle Argille di Ortovero un set di parametri per caratterizzare la frazione fine omogenea e un set di parametri per caratterizzare le lenti di ghiaia. Il set di parametri per caratterizzare le lenti di ghiaia deriva da esperienze pregresse in materiali analoghi sempre risalenti al periodo Pliocenico.

Al fine della caratterizzazione geologica-idrogeologica dei terreni attraversati dalla galleria sono state in particolare eseguite prove nei sondaggi SL7 e SL23.

Le prove Lefranc del sondaggio SL7 e quella più superficiale del sondaggio SL23 sono state eseguite in corrispondenza agli orizzonti granulari ghiaioso-sabbiosi con limo; i valori riscontrati indicano un grado di permeabilità da medio a medio-basso in funzione della percentuale di presenza della matrice fine. La prova più profonda del sondaggio SL23 è stata invece eseguita in corrispondenza di un orizzonte di limo e sabbia finissima con livelli di sabbia medio-fine: il grado di permeabilità rilevato è basso, come indicato peraltro dalle prove effettuate sui campioni prelevati dall'SL59.

Le misure piezometriche nella cella di Casagrande a - 14,50m (SL7), in corrispondenza di un livello di breccia con sabbia e limo confinato verso l'alto da uno spessore di 11 m di argille grigie, segnalano un certa grado di artesianità dell'acqua nel livello grossolano.

Le quote piezometriche lette nel tubo aperto del SL23 sembrano indicare, anche in questo caso, una certa artesianità dell'acqua circolante nel livello ghiaioso-sabbioso con limo e ciottoli presente tra 17-23m, confinato superiormente da 17 m di limo argilloso.

SONDAGGIO	PROVE LEFRANC			MISURE PIEZOMETRICHE					
	INTERVALLO PROVA (m)	LITOLOGIA	K (m/sec)	TUBO APERTO (m)	PROF. CELLA	INTERV. CAMERA MISURA	LITOLOGIA	DATA	LIVELLO DA P.C. (m)
SL7					8,00	6,00-10,00	ARGILLA LIMOSA	10/05/2004	4,30
								08/07/2004	5,44
					14,50	13,00-15,00	BRECCIA CON SABBIA E LIMO	10/05/2004	1,30
								08/07/2004	4,19
	18,00-19,50	GHIAIA-SABBIA CON LIMO	4,131*10E-6						
	24,00-25,50	SABBIA MEDIO GROSSA LIMOSA	5,415*10E-7						
					28,50	27,00-30,00	SABBIA MEDIA GROSSA CON LIMO	10/05/2004	26,20
							08/07/2004	29,14	
SL23	18,00-19,00	GHIAIA E SABBIA CON LIMO	8,814*10E-6						
				0-23,00			GHIAIA CON SABBIA E LIMO (ultimi 5m piu profondi)	12/02/2004	12,40
								10/05/2004	10,50
								08/07/2004	14,43
	32,50-34,00	LIMO-SABBIA	2,652*10E-7						

Figura – Tabella riassuntiva prove di permeabilità e misure piezometriche

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRHGN5C00001A00	Foglio 24 di 87

5. PREVISIONI SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMASSI ROCCIOSI E CRITERI DI CALCOLO

L'apertura di una cavità in un materiale caratterizzato da un campo di tensioni naturali preesistente indisturbato, dovuto essenzialmente a carichi litostatici e a sforzi tettonici, porta ad una generale ridistribuzione degli sforzi, sia in direzione trasversale che longitudinale, con conseguente incremento delle tensioni al contorno della galleria e già oltre il fronte di scavo.

Si genera così un nuovo campo tensionale che tende a far evolvere l'ammasso intorno al cavo verso una nuova situazione di equilibrio diversa da quella naturale, dando luogo a fenomeni deformativi.

Sulla base delle conoscenze dei terreni interessati dalle gallerie, è possibile, elaborando anche le esperienze maturate in lavori analoghi, svolgere delle previsioni sul comportamento dei terreni allo scavo, necessarie alla definizione degli interventi di stabilizzazione e degli schemi di avanzamento.

Queste previsioni sono strettamente connesse con lo studio dello stato tenso-deformativo instauratosi nell'ammasso al contorno della galleria e indotto dalle operazioni di scavo.

La previsione delle modalità di avanzamento in sotterraneo è stata principalmente condotta secondo l'approccio del "Metodo per l'Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli (ADECO-RS)". Sulla base dei dati raccolti in fase di studio geologico e di caratterizzazione geomeccanica degli ammassi da attraversare, sono state effettuate le previsioni di comportamento tenso-deformativo della galleria in assenza di interventi, ed in particolare modo la previsione sul "comportamento deformativo del fronte di scavo", il quale riveste notevole importanza nella definizione delle condizioni di stabilità, a breve e lungo termine, e degli interventi più idonei per garantirle. Il comportamento del fronte è principalmente condizionato da:

- le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso connesse con le varie strutture geologiche che interessano le gallerie;
- il comportamento del materiale nel breve e lungo termine: rigonfiamento, squeezing, fluage e rilasci tensionali;
- i carichi litostatici corrispondenti alle coperture in gioco;
- la forma e le dimensioni della sezione di scavo;
- lo schema di avanzamento e la tipologia dello scavo.

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente di tre tipi: "stabile", "stabile a breve termine" e "instabile", come di seguito brevemente illustrato.

Gallerie a fronte stabile (CASO A)

Se il fronte di scavo è stabile, ciò significa che lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico e i fenomeni deformativi

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRRHGNSC00001A00
	Foglio 25 di 87

osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile (rimanendo prevalentemente in campo elastico) e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento. Saranno sufficienti, nel breve termine, interventi di confinamento delle pareti di scavo, e nel lungo termine, la realizzazione del rivestimento definitivo.

Gallerie a fronte stabile a breve termine (CASO B)

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera le caratteristiche di resistenza meccanica del materiale al fronte, che assume un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con tale redistribuzione delle tensioni sono più accentuati che nel caso precedente e producono nell'ammasso roccioso al fronte una decompressione che porta ad una riduzione della resistenza interna. Questa decompressione deve essere opportunamente regimata, nel breve termine, mediante adeguati interventi di preconsolidamento al fronte (e talora al contorno del cavo), in grado di contenere l'ammasso e condurlo verso condizioni di stabilità; diversamente lo stato tenso-deformativo può evolvere verso condizioni di instabilità del cavo. Il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

Gallerie a fronte instabile (CASO C)

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una accentuazione dei fenomeni deformativi nel campo plastico, che risultano immediati, più rilevanti e si manifestano prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Di conseguenza tali deformazioni producono una decompressione più spinta nell'ammasso roccioso al fronte e portano ad un decadimento rapido e progressivo delle caratteristiche meccaniche d'ammasso. Questo tipo di decompressione più accentuata deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento che consentiranno di creare artificialmente quell'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile nel breve termine e, con l'aggiunta del rivestimento definitivo, anche nel lungo termine.

5.1 Calcolo delle categorie di comportamento allo scavo

Il comportamento dell'ammasso allo scavo, per ognuno dei gruppi a caratteristiche geomeccaniche omogenee individuati, può essere determinato in funzione dei carichi litostatici dovuti alle differenti coperture riscontrate lungo il tracciato.

Per ogni singolo gruppo sarà quindi possibile ottenere diverse classi di comportamento allo scavo in funzione delle diverse coperture in gioco (Fase di diagnosi).

E' di tutta evidenza che si dovrà tenere conto e valutare, nel corso dello scavo delle gallerie naturali, dell'extrascavo/extraprofilo e dello sfrido di spritz-beton come diretta conseguenza sia delle caratteristiche geostrutturali e geomeccaniche delle formazioni presenti che della metodologia di avanzamento adottata.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRRHGNSC00001A00	Foglio 26 di 87

Nella fase successiva di terapia, in cui si definiscono gli interventi necessari per l'avanzamento nelle diverse classi di comportamento, è necessario considerare le condizioni geologiche puntuali: quindi ad una stessa classe di comportamento corrispondono diverse sezioni tipo, adeguate alle caratteristiche geologiche e fisiche di ogni formazione.

Per la determinazione del comportamento dell'ammasso allo scavo è stato utilizzato il "metodo delle linee caratteristiche" (per i risultati e i dettagli sul metodo vedi "Relazione di calcolo").

Per i passaggi singolari e per le sezioni di scavo maggiormente significative sono state condotte analisi numeriche agli elementi finiti, per i cui dettagli si rimanda alla Relazione di Calcolo.

Sono stati definiti tre tipi di comportamento dell'ammasso allo scavo, che prevedono l'impiego di opportuni interventi scelti in base alle caratteristiche geologiche e fisiche dei terreni interessati dagli scavi, determinando così la scelta delle sezioni tipo più adatte:

CASO A) fronte stabile:

I fenomeni deformativi avvengono in campo elastico; il materiale ha comportamento di tipo lapideo per cui si possono ipotizzare locali fenomeni di instabilità al contorno riconducibili per lo più al distacco gravitativo di blocchi o volumi rocciosi, individuati dall'intreccio di superfici di discontinuità preesistenti nell'ammasso oppure create dai fenomeni di distensione prodotti dalle modalità di scavo. Il probabile comportamento allo scavo tipo A, "a fronte stabile", consente di prevedere, quali interventi di prima fase, interventi di solo contenimento del cavo, quale la realizzazione di uno strato di spritz-beton a seguito della messa in opera di bulloni radiali o centine, in funzione del grado di discontinuità dell'ammasso. I carichi gravanti sulla struttura in questi contesti geomeccanici sono prevalentemente di tipo gravitativo, funzione della frequenza dei giunti e delle fratture ed in particolare modo della resistenza al taglio delle superfici di discontinuità. Il rilascio di tali solidi di carico, in categorie di comportamento tipo A, non avviene generalmente all'apertura del cavo, bensì in un secondo tempo quale conseguenza del richiamo di umidità al contorno dello scavo, della circolazione d'acqua nelle fratture, dall'alterazione della roccia a contatto con gli agenti atmosferici, nonché dalle sollecitazioni dinamiche conseguenti alle vibrazioni prodotte durante le operazioni di scavo con esplosivo.

E' pertanto opportuno stabilizzare i suddetti cunei mediante la messa in opera di bulloni metallici radiali di tipo passivo, ad ancoraggio puntuale in presenza di modesti gradi di separazione d'ammasso, o ad ancoraggio continuo per gradi di separazione maggiori, e realizzare un guscio di spritz-beton a protezione della superficie di scavo ed a contenimento del cavo.

CASO B) fronte stabile a breve termine:

Si possono ipotizzare fenomeni di instabilità più o meno diffusi al contorno del cavo, dovuti alla plasticizzazione dell'ammasso roccioso e conseguenti fenomeni deformativi (convergenze radiali) di ordine centimetrico.

Tali deformazioni, se non regimate mediante opportuni e tempestivi interventi di preconsolidamento e/o di consolidamento, possono innescare decompressioni progressivamente crescenti all'interno

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRRHGNSC00001A00 Foglio 27 di 87

dell'ammasso roccioso, sviluppando di conseguenza carichi maggiori sia nel breve termine che nel lungo termine.

Come interventi di preconsolidamento si possono utilizzare:

- chiodi in vetroresina al fronte per aumentare le caratteristiche di resistenza del nucleo;
- drenaggi al contorno in caso di presenza d'acqua per lo scarico delle pressioni interstiziali.

Gli interventi di consolidamento lungo la cavità consistono principalmente in:

- prerivestimento costituito da spritz-beton;
- centine metalliche.

Questi interventi di preconsolidamento e consolidamento concorreranno a formare diverse sezioni tipo (descritti in seguito) che si differenziano tra di loro in funzione delle formazioni geologiche incontrate.

CASO C) fronte instabile:

I fenomeni deformativi, in assenza di interventi, sono di entità maggiore rispetto al caso precedente, fino ad arrivare alla rottura e al collasso del cavo, legata all'instabilità del fronte di scavo. Perché si possa realizzare l'avanzamento in galleria, senza innescare fenomeni deformativi incontrollabili, è indispensabile operare "preconsolidamenti" lanciati oltre il fronte di scavo, che garantiscano sia la tenuta del fronte stesso che quella della fascia di terreno perimetrale al cavo.

Questi preconsolidamenti possono essere di diversa natura, in funzione delle differenti caratteristiche geologiche delle formazioni attraversate lungo il tracciato:

- jet-grouting sub-orizzontale;
- anello consolidato da iniezioni cementizie;
- chiodi in vetroresina al fronte;
- drenaggi
-

Sono inoltre necessari interventi di consolidamento al contorno del cavo in modo da fornire il necessario contenimento nel breve termine. Questi interventi possono essere: rivestimento di 1^a fase con spritz-beton e centine metalliche.

In previsione di un comportamento tipo C, al fine di effettuare un controllo dello stato deformativo al fronte, appare consigliabile l'esecuzione di un preconsolidamento sistematico del fronte mediante elementi strutturali o tubi in vetroresina ad aderenza migliorata, tali da irrigidire il nucleo di scavo e ridurre i valori di estrusione del fronte e conseguentemente di preconvergenza del cavo. Tale operazione consentirebbe di mantenere le proprietà del materiale prossime alle condizioni di picco, o al limite di ridurre il decadimento. Le deformazioni al fronte si traducono infatti in decompressione

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGN5C00001A00 Foglio 28 di 87

al contorno del cavo con decremento della resistenza d'ammasso e incremento delle spinte sui priverestimenti.

In presenza di comportamento tipo C si renderà inoltre necessaria la messa in opera di consolidamenti anche al contorno della sezione di scavo, sempre in elementi o tubi in vetroresina, così da determinare un arco di scarico che faciliti l'incanalamento degli sforzi ai lati del cavo e che nel contempo ne riduca l'entità.

In zone con significative presenze d'acqua, il trattamento al contorno è preferibile venga realizzato con iniezioni in pressione, così da impermeabilizzare la sezione, evitare fenomeni di filtrazione e ridurre il decadimento dell'ammasso prossimo agli scavi.

Andrà inoltre prevista la realizzazione dei priverestimenti a seguito di ogni singolo sfondo di avanzamento, mediante posa in opera di centine metalliche ed un congruo strato di spritz-beton. Sempre per la categoria di comportamento C occorre inoltre prevedere la possibilità di stabilizzare, a breve distanza dal fronte, il piede della centina, mediante il getto contemporaneo di arco rovescio e murette a 1-2 diametri dal fronte di scavo.

5.2 Metodo delle curve caratteristiche

5.2.1 Aspetti generali

Le curve caratteristiche consistono nel simulare lo scavo di una galleria nell'ipotesi di simmetria assiale e di stato di deformazione piana.

Per curve caratteristiche di una cavità si intendono delle curve che legano le pressioni di contenimento, esercitate in senso radiale sul bordo della galleria dalle opere di stabilizzazione e di rivestimento, agli spostamenti radiali al suo contorno (convergenze).

Lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione di una pressione fittizia "p" applicata alle pareti della galleria, tramite cui si simula il progressivo deconfinamento della roccia prodotto dall'avvicinarsi del fronte di scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde una convergenza radiale "u" crescente in funzione delle caratteristiche dell'ammasso.

Esse possono quindi essere utilizzate, oltre che per valutare il comportamento dell'ammasso allo scavo, anche per determinare lo stato di sollecitazione sui diversi interventi costituenti la galleria, mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve caratteristiche della cavità e dei singoli interventi che la costituiscono.

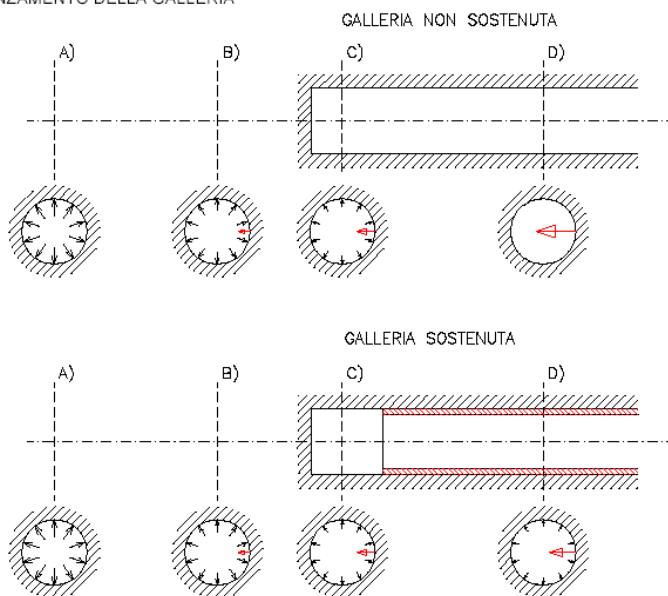
Per ogni galleria è possibile costruire due curve caratteristiche principali:

- quella valida presso il fronte di scavo, detta curva caratteristica del fronte, che tiene conto dell'effetto tridimensionale delle tensioni vicino ad esso e che permette di risalire, mediante considerazioni sulla resistenza del nucleo, all'entità della convergenza già subita dalla galleria nella sezione in corrispondenza al fronte di scavo,

- quella valida per qualsiasi sezione sufficientemente lontana dal fronte, detta curva caratteristica della cavità, per la quale lo stato di tensione può considerarsi piano.

In generale, ove la curva caratteristica non intersechi in un valore finito l'asse delle deformazioni radiali, la galleria risulta instabile senza adeguati interventi di stabilizzazione.

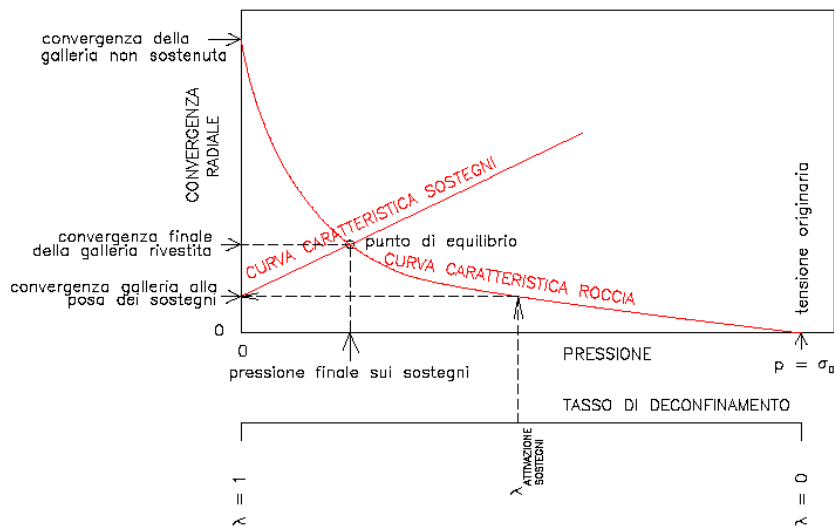
FIGURA 11. PROGRESSIVO DECONFINAMENTO DEL BORDO DI SCAVO PER SIMULARE L'AVANZAMENTO DELLA GALLERIA



Se la galleria è scavata in assenza di sostegni, il valore finale della pressione di confinamento è pari a 0; in caso contrario allo stato finale è presente una pressione di confinamento > 0 che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della curva caratteristica della cavità e dei rivestimenti impiegati. Quest'ultima curva, a sua volta, dipende dalle proprietà dei materiali impiegati e dalle deformazioni subite dall'ammasso prima della posa in opera dei sostegni provvisori e quindi, in ultima analisi, è legata al comportamento del fronte di scavo e al tipo di interventi previsti in avanzamento.

Mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve "caratteristiche" della galleria, dei sostegni provvisori e definitivi e del fronte è possibile ridurre il problema tridimensionale in prossimità del fronte di scavo ad un problema bidimensionale; l'intersezione delle varie curve permette di determinare graficamente il comportamento della galleria allo scavo.

FIGURA 12. CURVE CARATTERISTICHE



La **curva caratteristica del rivestimento**, o curva di confinamento, è individuata dalla rigidità della struttura K_{st} e dallo spostamento radiale U_{d0} che si è già generato nell'intorno del cavo prima dell'installazione del supporto, messo in opera a distanza d_0 dal fronte di avanzamento della galleria.

Il valore della convergenza alla distanza di posa in opera del rivestimento, u_{d0} , viene determinato simulando l'effetto di deconfinamento dovuto allo scavo e all'allontanamento del fronte per mezzo di una pressione fittizia applicata alla parete della galleria. Tale pressione, inizialmente pari allo stato di sforzo originario, viene ridotta fino ad un valore P^* definito da un tasso di rilascio λ :

$$P^* = (1 - \lambda) \cdot \sigma_0$$

In tutti i casi è necessario valutare lo spostamento al fronte "uf" per risalire allo spostamento radiale alla distanza d_0 .

Tracciando la **curva caratteristica del fronte**, non solo si ricava il valore "uf", tenendo conto del tipo di preconsolidamento eventualmente effettuato in avanzamento dal fronte stesso, ma è anche possibile individuare a priori il comportamento della galleria, distinguendo tra fronte stabile (A), stabile a breve termine (B) ed instabile (C), secondo la classificazione A.De.Co.Rs già presentata nei paragrafi precedenti.

Noto lo spostamento al fronte e determinato l'andamento della curva di convergenza longitudinale della galleria tramite la funzione che fornisce il tasso di deconfinamento λ , si calcola il valore della convergenza radiale già subita dal cavo, prima della posa in opera del rivestimento; la curva di confinamento risulta a questo punto completamente definita.

La condizione di equilibrio, individuata dallo spostamento radiale u_{re} o dalla pressione radiale $P = P_e$, è determinata dall'intersezione della curva caratteristica del terreno e di quella del rivestimento. Tale

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGNESC00001A00 Foglio 31 di 87

condizione risulta verificata se la pressione di equilibrio è inferiore alla resistenza massima propria del rivestimento.

In virtù dei sistemi di avanzamento proposti, volti a conservare le caratteristiche meccaniche del terreno indisturbato, limitando al minimo il rimaneggiamento e l'alterazione dello stesso conseguente alle operazioni di scavo, diviene estremamente importante sapere quanto il terreno è effettivamente in grado di incassare nelle sue condizioni naturali e indisturbate, prima di giungere alla rottura. La conoscenza delle caratteristiche di resistenza al taglio del terreno nelle sue condizioni naturali è indispensabile per determinare con discreta accuratezza il contributo al contenimento del cavo che i vari interventi adottati saranno in grado di fornire.

Il discorso così impostato sulla sensibilità del terreno dovrà essere poi allargato per mettere in conto anche l'eterogeneità strutturale dell'ammasso, che in rapporto alle coperture in gioco, è determinante nella parametrizzazione geotecnica dell'ammasso. Non essendo realmente praticabile l'ipotesi di una perfetta conoscenza delle condizioni del terreno ad ogni avanzamento sarà necessario individuare, anche facendo ipotesi di lavoro sulla base di esperienze maturate in casi analoghi, condizioni geotecniche standard in base alle quali svolgere i calcoli.

Si precisa inoltre che i calcoli svolti fanno riferimento a condizioni puramente statiche, considerando il consolidamento del fronte come un irrigidimento del nucleo e non come uno strumento di stabilizzazione del paramento, che pertanto rimane pur sempre una fonte di pericolo da tenere costantemente sotto controllo, evitando che le maestranze permangano entro il suo raggio di azione in particolare durante le operazioni di scavo.

Infatti quando il fronte è assoggettato all'opera di demolizione mediante utensili quali la sega dentata del pretaglio, il ripper, ecc. si vanno a modificare le condizioni iniziali, che quindi in tale contesto perdono la loro validità anche a prescindere dalla stabilità dimostrata dal fronte prima della sua demolizione.

5.2.2 Consolidamento del fronte di scavo

Nel caso di presenza di trattamenti di rinforzo del fronte (VTR, Jet-grouting ecc.) posti in opera in avanzamento, il loro effetto stabilizzante può utilmente essere tenuto in conto incrementando la resistenza coesiva dell'ammasso.

Infatti la chiodatura esercita un'azione di contenimento passivo del fronte, rappresentabile, nel caso di impiego di elementi strutturali in VTR, da una tensione di confinamento σ_3^{VTR} fittizia, funzione dei parametri tecnici del trattamento secondo le equazioni:

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

$$\sigma_3^{VTR_B} = \frac{\sigma_T \cdot A_T}{A_i}$$

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

dove:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRRHGNSC00001A00 Foglio 32 di 87

τ_a = tensione di aderenza ammasso-fondazione

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

$2p_A$ = perimetro della sezione reagente a sfilamento

σ_t = resistenza a trazione dell'elemento di rinforzo

A_i = area di influenza di un elemento strutturale

A_t = sezione dell'elemento resistente a trazione

L'effetto di σ_3^{VTR} può essere considerato come incremento di coesione dell'ammasso:

$$\Delta\sigma_C^{Fronte} = \frac{\sigma_3^{VTR}}{2} * \sqrt{K_p}$$

Se il fronte di scavo è rinforzato con trattamenti colonnari in jet-grouting, allora i parametri di coesione sono migliorati specificando un incremento della coesione di picco pari alla differenza tra la coesione dell'ammasso non trattato e quella dell'ammasso trattato; quest'ultima è valutata come media pesata della coesione originaria del terreno e di quella del trattamento:

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

dove:

c_{jet} = coesione dei trattamenti colonnari in jet grouting

$c_{ammasso}$ = coesione dell'ammasso senza trattamenti

A_{jet} , $A_{ammasso}$, A_{tot} = sono le aree, rispettivamente, dei trattamenti colonnari, della sezione di scavo al netto dei trattamenti e della sezione di scavo.

5.3 Analisi numeriche bidimensionali: PLAXIS

Le analisi tensio-deformative riportate di seguito sono state condotte per mezzo del codice di calcolo *PLAXIS2D* versione 2011, sviluppato dalla *Delft University of Technology & Plaxis bv*, Olanda, il quale consente di eseguire analisi di stabilità e di deformazione per applicazioni geotecniche in condizioni di deformazioni piane e condizioni assialsimmetriche.

Il problema in stato di deformazione piana viene studiato costruendo un modello agli elementi finiti, specificando le proprietà dei materiali e le condizioni al contorno.

Il modello in stato piano può essere adoperato nel caso in cui la geometria sia riconducibile ad una sezione trasversale (nel piano x,y) che si ripete in modo più o meno uniforme nella direzione ad essa normale. (direzione z) per una lunghezza significativa. In tal senso lo scavo della galleria viene simulato la definizione di una legge di rilassamento del nucleo in grado di simulare il progressivo incremento della deformazione della cavità, con conseguente diminuzione della pressione

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGNESC00001A00 Foglio 33 di 87

esercitata sui rivestimenti, attraverso un coefficiente Σ Stage che viene progressivamente incrementato da 0 ad 1.

Il rivestimento di prima fase è stato schematizzato con elementi BEAM, mentre il rivestimento definitivo è simulato con elementi di mesh a cui vengono attribuite le proprietà del calcestruzzo. Per entrambi i rivestimenti si è adottato un modello costitutivo elastico-lineare ed isotropo.

L'interazione tra terreno e struttura può essere simulata per mezzo di elementi interfaccia che consentono di modellare un comportamento intermedio tra un contatto perfettamente liscio ed un contatto perfettamente scabro. La scabrezza dell'interazione è modellata mediante un opportuno valore del fattore di riduzione della resistenza all'interfaccia (Rinter). Questo fattore mette in relazione la resistenza all'interfaccia (attrito ed adesione con il muro) con quella del terreno (angolo di resistenza a taglio e coesione).

Il comportamento tensio-deformativo dei terreni può essere modellato per mezzo di vari legami costitutivi:

Modello Linear elastic (Elastico lineare): Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell'elasticità isotropa lineare. Il modello richiede due parametri di rigidezza elastici, che sono il modulo di Young E, ed il coefficiente di Poisson ν . Il modello elastico lineare è molto limitato nei riguardi della simulazione del comportamento del terreno; è utilizzato principalmente per simulare strutture rigide nel terreno.

Modello Mohr-Coulomb: Questo modello viene utilizzato come una prima approssimazione del comportamento del terreno in generale. Il modello richiede cinque parametri, che sono il modulo di Young E, il coefficiente di Poisson ν , la coesione c, l'angolo di attrito ϕ , e l'angolo di dilatanza ψ .

Modello Jointed Rock model (Roccia fratturata): E' un modello elasto-plastico anisotropo in cui può manifestarsi soltanto plasticizzazione per taglio lungo un limitato numero di direzioni (piani). Questo modello può essere adottato per simulare il comportamento di rocce stratificate o fratturate.

Modello Hardening Soil (Terreno incrudente): E' un modello elastoplastico incrudente che riproduce in condizioni di primo carico triassiale un legame tensioni deformazioni di tipo iperbolico. L'incrudimento è funzione sia delle deformazioni distorsionali plastiche sia delle deformazioni volumetriche plastiche. Il modello è quindi in grado di simulare, tra l'altro, la riduzione irreversibile di volume di un terreno sottoposto a compressione lungo percorsi di carico proporzionali (e.g. carico isotropo, edometrico) a partire da una condizione di normal-consolidazione. Questo modello di 'secondo livello' può essere utilizzato per simulare il comportamento sia di sabbie e di ghiaie sia di terreni più compressibili come argille e limi.

Modello Soft Soil (Terreno compressibile): E' un modello tipo Cam-clay che può essere utilizzato per simulare il comportamento di terreni compressibili quali argille normalmente consolidate e torba. Il modello è particolarmente adatto ad analizzare situazioni nelle quali il terreno è sollecitato lungo percorsi tensionali che lo mantengono in condizioni di normal-consolidazione.

Modello Soft Soil Creep (Creep per terreno compressibile): E' un modello di 'secondo livello' formulato nell'ambito della viscoplasticità. Il modello può essere utilizzato per simulare il comportamento nel tempo di terreni molto compressibili come argille normalmente consolidate e torba. Il

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 34 di 87

modello riproduce in condizioni di primo carico edometrico il legame lineare tra deformazioni volumetriche e logaritmo della tensione principale massima.

I parametri del modello in PLAXIS sono intesi a rappresentare la risposta del terreno in termini di tensioni efficaci, e cioè la relazione tra le tensioni e le deformazioni associate allo scheletro solido del terreno. Per consentire di tenere conto, nella risposta del terreno, dell'interazione acqua-scheletro solido, è possibile scegliere tra tre tipi di comportamento:

- **Drained behaviour (Comportamento drenato):** non vengono generate sovrappressioni neutre. Questo è il caso di terreni asciutti ed anche il caso in cui sia possibile un rapido drenaggio per l'elevata permeabilità dei terreni (sabbie) e/o per la bassa velocità di applicazione dei carichi. Questa scelta può anche essere utilizzata per simulare il comportamento del terreno a lungo termine senza la necessità di modellare l'esatta storia delle sollecitazioni in condizioni non drenate e della consolidazione.

- **Undrained behaviour (Comportamento non drenato):** viene utilizzato per simulare la generazione di sovrappressioni neutre in condizioni di flusso idraulico impedito. Tali condizioni possono verificarsi per la bassa permeabilità dei terreni (argille) e/o per l'elevata velocità di applicazione dei carichi. Oltre alla rigidità ed alla resistenza dello scheletro solido del terreno, PLAXIS aggiunge un modulo di compressibilità volumetrica per l'acqua e distingue tra tensioni totali, tensioni efficaci e sovrappressioni neutre:

$$\text{Tensioni totali: } \Delta p = K_u \Delta \varepsilon_v$$

$$\text{Tensioni efficaci: } \Delta p' = (1 - B) \Delta p = K' \Delta \varepsilon_v$$

$$\text{Sovrappressioni neutre: } \Delta p_w = B \Delta p = K_w / n \Delta \varepsilon_v$$

dove Δp è un incremento della tensione totale media, $\Delta p'$ è un incremento della tensione efficace media e Δp_w è un incremento della sovrappressione neutra. B è il parametro di Skempton, che mette in relazione l'incremento della tensione totale media con l'incremento delle sovrappressioni neutre. K_u è il modulo di rigidità volumetrica non drenato, K' è il modulo di rigidità volumetrica dello scheletro solido del terreno, K_w è il modulo di rigidità volumetrica del fluido interstiziale, n è la porosità del terreno e $\Delta \varepsilon_v$ è l'incremento della deformazione volumetrica.

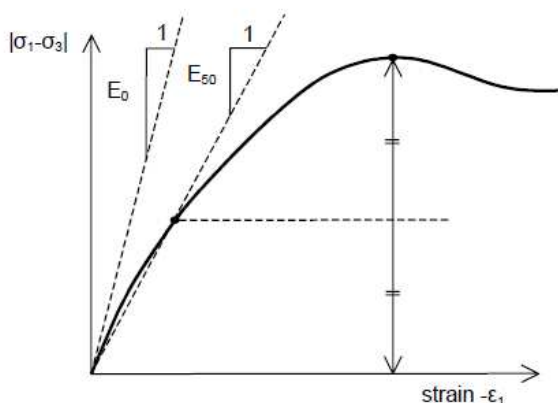
Per simulare il comportamento non drenato PLAXIS non usa un valore realistico per il modulo di rigidità volumetrica dell'acqua, in quanto questo potrebbe condurre al cattivo condizionamento della matrice delle rigidità ed a problemi numerici. Infatti, in caso di compressione isotropa, la rigidità del mezzo monofase equivalente è, per default, assunta pari ad un modulo di rigidità volumetrica non drenato:

$$K_u = \frac{2G(1 + \nu_u)}{3(1 - 2\nu_u)} \quad \text{dove } G = \frac{E'}{2(1 + \nu')} \quad \text{e } \nu_u = 0.495$$

L'acqua interstiziale è quindi considerata leggermente compressibile ed il coefficiente B appena inferiore a 1,0. Quindi, in condizioni di carico isotrope, una piccola percentuale del carico sarà trasferito alle tensioni efficaci, almeno nel caso di piccoli valori del coefficiente di Poisson efficace.

- **Non-porous behaviour (Comportamento non poroso):** non sono considerate né pressioni neutre iniziali né sovrappressioni neutre. Applicazioni possibili di questo caso sono la modellazione del comportamento del calcestruzzo o di elementi strutturali in genere. Il comportamento non poroso viene spesso utilizzato in combinazione con il modello Linear elastic (Elastico-lineare). L'introduzione di un peso dell'unità di volume saturo e della permeabilità non è rilevante per materiali non porosi. Il tipo di materiale non poroso può essere applicato anche alle interfacce.

Il modulo di Young è utilizzato come modulo di rigidezza fondamentale dei modelli Elastic e Mohr-Coulomb, ma è possibile anche adottare alcuni moduli di rigidezza alternativi. Nella meccanica dei terreni, la pendenza iniziale della curva tensione-deformazione è indicata con E_0 (modulo tangente iniziale) ed il modulo secante al 50% della resistenza è denotato con E_{50} . Per argille fortemente sovraconsolidate e per alcune rocce con un ampio intervallo di carico elastico-lineare, è realistico utilizzare E_0 , invece per sabbie ed argille pressoché normalconsolidate, soggette a carico, è più appropriato utilizzare E_{50} .



Per i terreni, sia il modulo tangente iniziale che il modulo secante tendono ad aumentare con la tensione media efficace. Quindi, gli strati profondi di terreno tendono ad avere una rigidezza maggiore degli strati superficiali. Inoltre, la rigidezza osservata dipende dal percorso di sollecitazione seguito. La rigidezza è molto più alta per la fase di scarico e di ricarico piuttosto che per la fase di primo carico. Inoltre la rigidezza del terreno osservata in termini di modulo di Young è generalmente più bassa per compressione in condizioni drenate piuttosto che per taglio. Quindi, se si utilizza un modulo di rigidezza costante per rappresentare il comportamento del terreno sarebbe opportuno scegliere un valore che sia coerente con il livello tensionale e con il percorso di sollecitazione atteso. La dipendenza del comportamento dei terreni dal livello tensionale è portata in conto dal software. Per il modello Mohr-Coulomb, è possibile prevedere una rigidezza che aumenta con la profondità.

Le tensioni iniziali in un ammasso di terreno sono determinate dal peso del materiale e dalla storia della sua formazione. Questo stato tensionale è di solito caratterizzato da una tensione verticale

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRHGNSC00001A00	Foglio 36 di 87

efficace iniziale $\sigma'_{v,0}$. La tensione efficace orizzontale iniziale $\sigma'_{h,0}$ è legata alla tensione efficace verticale iniziale attraverso il coefficiente di spinta a riposo, K_0 ($\sigma'_{h,0} = K_0 \sigma'_{v,0}$). In PLAXIS le tensioni iniziali possono essere generate specificando K_0 oppure utilizzando la procedura Gravity loading (Generazione delle tensioni iniziali per incremento della gravità).

Per il tipo di calcolo da adottare in una fase viene fatta una distinzione fra tre tipi fondamentali:

- **Plastic calculation (Calcolo plastico):** utilizzato per eseguire un'analisi di deformazione elasto-plastica in cui non sia necessario prendere in considerazione la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo. La matrice di rigidezza in un calcolo plastico normale è riferita alla geometria indeformata originaria. Questo tipo di calcolo è appropriato nella maggior parte delle applicazioni pratiche di tipo geotecnico.
- **Consolidation analysis (Analisi di consolidazione):** Quando è necessario analizzare l'evoluzione o la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo in terreni saturi di tipo argilloso, si deve effettuare un'analisi di consolidazione. PLAXIS consente di effettuare analisi di consolidazione elasto-plastiche. In generale, un'analisi di consolidazione senza ulteriori sollecitazioni viene eseguita dopo un calcolo plastico non drenato.
- **Phi-c reduction (Analisi di stabilità per riduzione dei parametri di resistenza):** Un'analisi di stabilità in PLAXIS può essere eseguita riducendo i parametri di resistenza del terreno; tale processo è denominato Phi-c reduction.

5.4 Analisi stabilità del fronte in gallerie superficiali

La valutazione della stabilità del fronte di scavo può essere condotta mediante l'impiego di metodi analitici semplificati all'equilibrio limite.

Per casi di basse coperture (inferiori ai 3ϕ) si fa riferimento alle teorie di Tamez e Cornejo che ipotizzano che esistano dei prismi di terreno in distacco secondo sezioni longitudinali, giungendo a definire un coefficiente di sicurezza FSF nei confronti della stabilità del fronte di scavo. Tali metodi consentono inoltre di tenere in conto degli interventi di preconsolidamento assumendo per il terreno trattato caratteristiche meccaniche incrementate rispetto a quelle del terreno naturale.

Si riporta nel seguito una breve sintesi di riepilogo del metodo adottato.

Il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez tiene conto della riduzione dello stato di confinamento triassiale del nucleo di terreno oltre il fronte per mezzo di un meccanismo di rottura del tipo effetto volta, con il quale il volume di terreno gravante sulla corona della galleria è definito da un paraboloide, approssimato mediante tre solidi prismatici, come illustrato nelle figure seguenti.

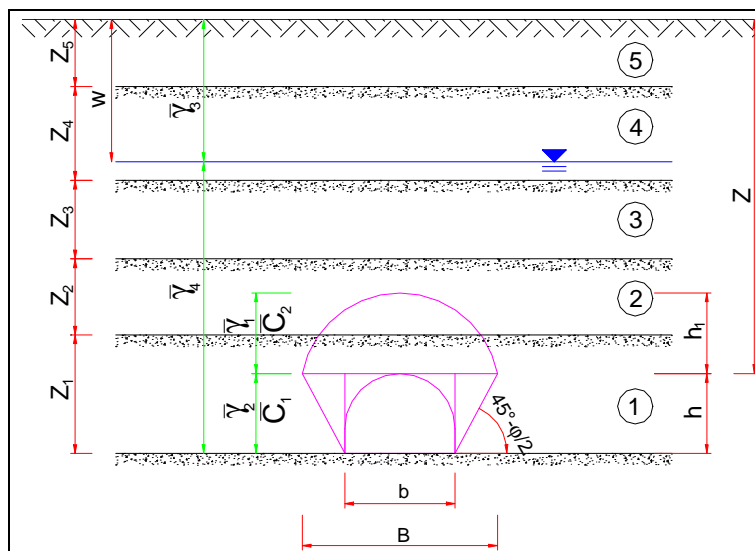


Figura 5-1 – Schema proposto da Tamez.

In questo modo si determinano le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (face security factor).

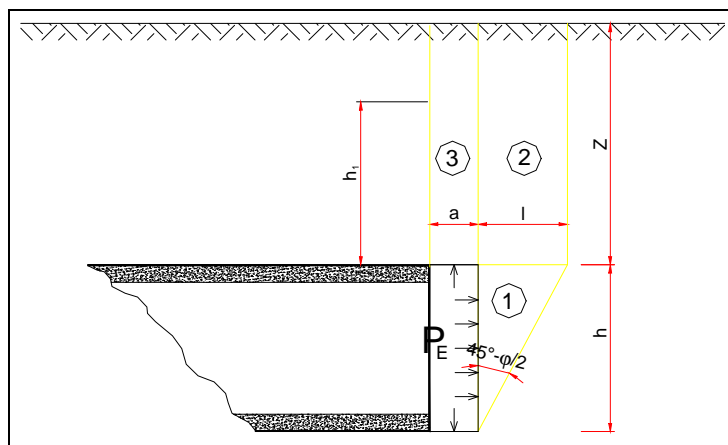


Figura 5-2 – Schema proposto da Tamez.

Anche per le analisi con il metodo dell'equilibrio limite è possibile tener conto di eventuali interventi di preconsolidamento del fronte mediante un approccio del tutto analogo a quanto illustrato per le linee caratteristiche.

5.5 Valutazione del rischio di danno – Metodo empirico

Allo scopo di esaminare il comportamento deformativo lungo l'asse delle gallerie, ossia valutare l'entità dei cedimenti in avanzamento indotti dagli scavi, sono stati condotti, come accennato, calcoli specifici secondo metodologie di carattere empirico.

Nel presente paragrafo verrà descritto più nel dettaglio tale approccio.

5.5.1 Cenni teorici

I metodi empirici si basano sull'osservazione sperimentale dei bacini di subsidenza di opere già eseguite ed aventi una notevolissima bibliografia in merito (Peck 1969, Attewell e Farmer 1974; Attwell 1977; Attwell & Woodman 1982; O'Reilly e New 1982; Rankin 1987; Shirlaw e Doran, 1988).

Le correlazioni che sono state dedotte consentono di valutare la distribuzione spaziale, l'ampiezza e l'evoluzione delle subsidenze sulla base di parametri di semplice determinazione.

Definiti quindi i parametri geometrici delle gallerie e le caratteristiche del terreno attraversato è possibile individuare i profili di subsidenza trasversale.

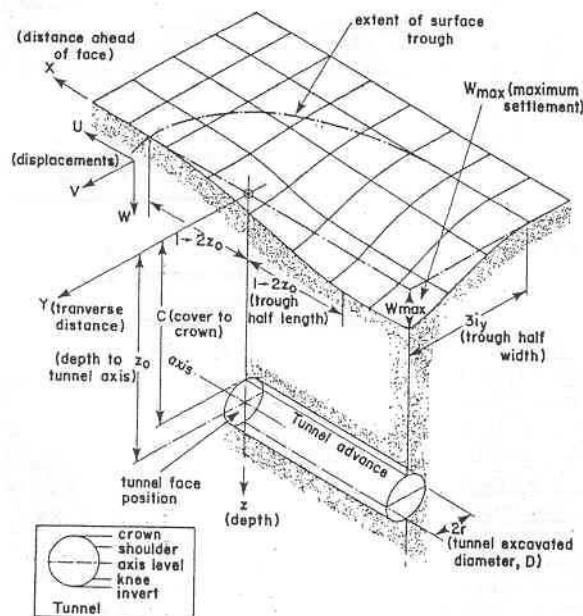


Figura 3 – Curva di subsidenza

L'involuppo della zona interessata dalle deformazioni è quindi funzione della distanza dall'asse verticale delle gallerie e dipende dalle dimensioni delle gallerie stesse, dalla sua quota, dal volume perso, dai parametri di resistenza-deformabilità del terreno attraversato.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 39 di 87

5.5.2 Bacino trasversale di subsidenza

Gli andamenti della curva di subsidenza in direzione trasversale rispetto all'asse di una galleria sono ben rappresentabili da una funzione normale di probabilità di tipo gaussiano, caratterizzata da due parametri: il cedimento massimo S_{max} (in corrispondenza dell'asse della galleria) e la distanza i tra l'asse della galleria ed il punto di flesso della curva, da cui dipende la larghezza della conca.

La funzione di subsidenza può quindi essere espressa dalla relazione:

$$S(x) = S_{max} \cdot e^{-\left(\frac{y^2}{2i^2}\right)} \quad (1)$$

dove $S(x)$ è il generico spostamento verticale a distanza y dall'asse della galleria, S_{max} è lo spostamento massimo (ad $y=0$) ed i rappresenta la deviazione standard della curva.

Il volume totale della conca di subsidenza per unità di lunghezza della galleria V_s può essere ottenuto dall'integrazione della (1) e risulta essere pari a

$$V_s = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot S_{max} \cong 2.5 \cdot i \cdot S_{max} \quad (2)$$

La grandezza S_{max} può essere quindi ricavata stabilendo a priori il valore di V_s atteso

$$S_{max} = \frac{V_s}{2.5 \cdot i} \quad (3)$$

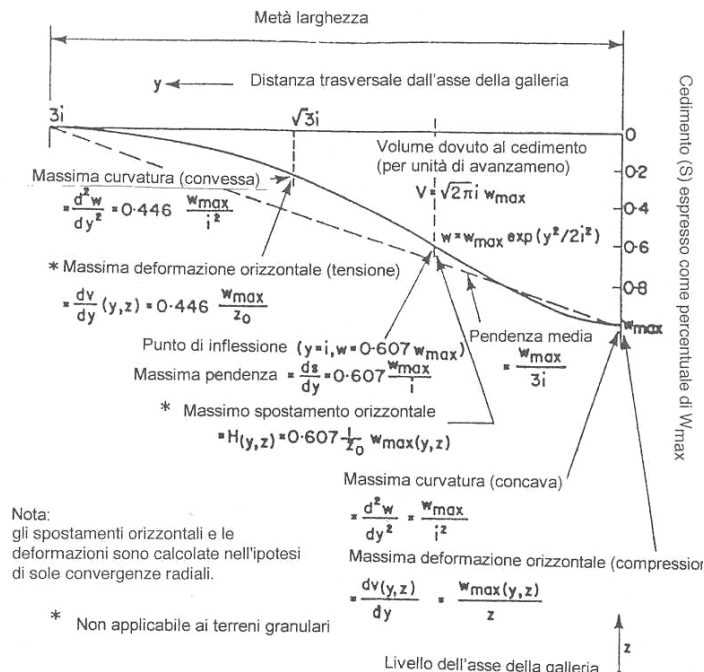


Figura 4 – Profilo trasversale di subsidenza

Il valore del volume della conca V_s viene assunto pari al volume perso allo scavo, ovvero come una percentuale del volume scavato V_{exc} .

Per la valutazione del parametro i , questo dipende dalla tipologia del terreno e dalla profondità della galleria; in accordo con quanto proposto da O'Reilly e New (1991), per valori della copertura maggiori del diametro della galleria, si ha una relazione lineare tra larghezza della conca e profondità della galleria, con coefficiente diverso a seconda del tipo di terreno:

$$i = k \cdot Z \quad (4)$$

Per i terreni attraversati, costituiti da sabbie e ghiaie, si adottano generalmente valori di k nel range 0.30-0.40. Le analisi sono state svolte con un valore medio pari a $k=0.35$. Per quanto riguarda il volume perso è stato assunto, come valore di previsione, un valore pari allo 0.5%, sulla base di esperienze raccolte a Milano o in contesti simili a quelli di Milano, in termini di caratteristiche di terreni attraversati. E' stato inoltre considerato, nell'ambito di uno scenario di rischio, un volume perso pari allo 0.7%.

5.5.3 Cedimenti longitudinali

Per rappresentare la sezione della conca di subsidenza in direzione longitudinale, parallela all'asse della galleria, Attewell e Woodman (1982) hanno proposto di utilizzare la funzione integrale della funzione gaussiana, o curva di probabilità cumulata, $F(x)$:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRRHGNSC00001A00	Foglio 41 di 87

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \quad (5)$$

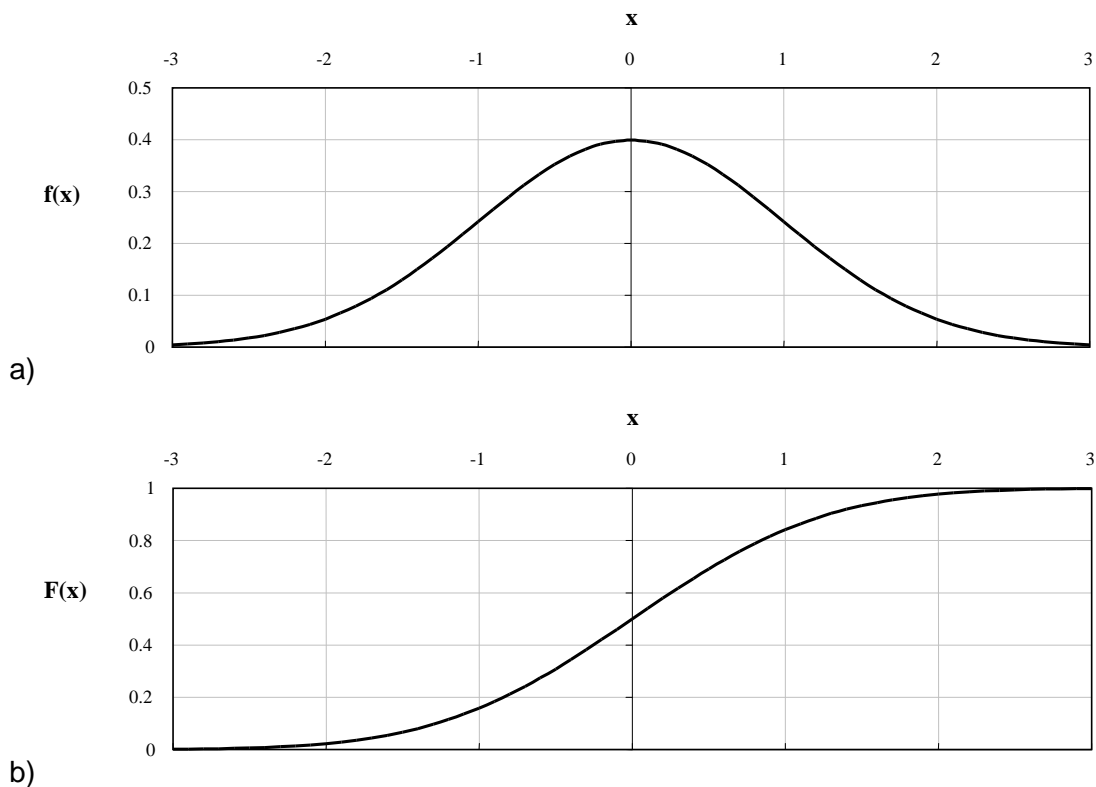


Figura 5 – Curva gaussiana (a) e funzione di probabilità cumulata (b)

In un riferimento cartesiano $(0, x, y, z)$ caratterizzato da:

- Origine 0 posizionata al piano campagna;
- Asse y orizzontale e perpendicolare all'asse della galleria;
- Asse x orizzontale, parallelo all'asse della galleria e diretto nel verso di avanzamento dello scavo;
- Asse z: verticale e diretto verso il basso;

indicando con u, v e w le componenti dello spostamento lungo gli assi x, y e z , rispettivamente, e con x_0, y_0 e z_0 le coordinate del centro della galleria, le espressioni generali delle componenti del

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 42 di 87

campo di spostamenti indotto dallo scavo della galleria sono riportate di seguito (adattate da Attewell e Woodman, 1982):

$$w(x, y, z) = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi}i} \exp\left[\frac{-y^2}{2i^2}\right] \left\{ F\left(\frac{x-x_i}{i}\right) - F\left(\frac{x-x_f}{i}\right) \right\} \quad (6)$$

$$v(x, y, z) = \frac{-n}{z_0 - z} y \cdot w(x, y, z) \quad (7)$$

$$u(x, y, z) = \frac{nV_s}{2\pi(z_0 - z)} \exp\left[\frac{-y^2}{2i^2}\right] \left\{ \exp\left[\frac{-(x-x_i)^2}{2i^2}\right] - \exp\left[\frac{-(x-x_f)^2}{2i^2}\right] \right\} \quad (8)$$

Con n viene indicato l'esponente della legge di variazione con la profondità $i(z)$ della distanza del punto di flesso dall'asse della galleria. Il pedice "i" sta per "iniziale" e indica dove parte lo scavo, il pedice "f" indica invece il fronte dello scavo.

In definitiva, ad ogni profondità z , nelle sezioni trasversali all'asse della galleria, il profilo degli spostamenti verticali è sempre rappresentato da curve di tipo gaussiano amplificate attraverso la funzione:

$$F\left(\frac{x-x_f}{i}\right)$$

che permette di tenere conto della distanza del fronte di scavo dalla sezione trasversale.

Nel paragrafo successivo viene descritto il metodo empirico per l'analisi di interazione terreno-struttura in cui sono analizzati gli effetti dei cedimenti indotti dallo scavo delle future gallerie sulle preesistenze interferenti con riferimento ai valori di copertura tra piano di imposta fondazione e chiave calotta, sulla base dei dati sulle strutture in nostro possesso a tutt'oggi.

5.5.4 Categorie di danno

Sulla base dello studio dei cedimenti indotti dallo scavo è possibile stimare l'entità dell'estensione del bacino di subsidenza, quindi, unitamente alle caratteristiche geometriche, strutturali e di conservazione degli edifici, si può conseguentemente effettuare una valutazione del probabile rischio di danno in merito ai risentimenti provocati sugli edifici dallo scavo delle gallerie.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGN5C00001A00
	Foglio 43 di 87

Nel seguito si riassumono i criteri di classificazione del danno rispettivamente basati sulla determinazione della distorsione limite e sulla stima delle deformazioni di trazione generate nelle strutture secondo le formulazioni di Mayer, Burland e Taylor.

Alla luce di un'attenta analisi delle interferenze presenti lungo la tratta in esame, l'analisi dei cedimenti è stata finalizzata agli edifici ritenuti più significativi per lo studio proposto. Come riportato sugli elaborati planimetrici si è considerata una fascia variabile tra 50 m circa, in funzione delle coperture presenti e del diametro di scavo.

Una volta determinato il regime di cedimenti indotto dallo scavo delle future gallerie e valutate le deformazioni associabili agli stessi si è proceduto ad individuare l'effetto indotto sui fabbricati mediante il calcolo delle categorie di danno secondo quanto riportato in letteratura (Mair e Taylor e Burland, 1996). Secondo tali approcci la categoria di danno è correlata con la deformazione unitaria massima di allungamento ϵ_{max} . Per i singoli edifici analizzati, sulla base della deformazione massima di trazione ϵ_{max} e del relativo bacino di subsidenza, è stato possibile associare ad un valore di volume perso V_p (definito sulla base di contesti analoghi) un determinato valore del parametro "categoria di danno" secondo quanto esposto nelle tabelle di sintesi riportate in letteratura (Boscardin e Cording, 1989), ottenendo così una prima valutazione delle situazioni a rischio.

5.5.5 Spostamenti e distorsioni limite

Al fine di stabilire le ripercussioni degli scavi sulle preesistenze in superficie, appare importante individuare i valori limite di spostamento e distorsione.

Oltre al cedimento massimo, un parametro molto significativo per la valutazione dei danni a fabbricati e manufatti è la "distorsione angolare" fra due punti dell'edificio/manufatto, essendo principalmente il cedimento differenziale la causa dell'insorgere di lesioni e rotture.

Al riguardo, facendo riferimento alla bibliografia esistente sull'argomento, Skempton e MacDonald (1956), basandosi sull'osservazione di 98 edifici e con riferimento anche allo studio di Ricceri e Sorazo (1985) su 25 strutture realizzate in Italia, evidenziano che non si ha comparsa di fessure sulle strutture di tamponamento fino a valori di $\beta < 1/300$ e per vedere danni sulle strutture portanti in calcestruzzo è necessario arrivare a valori di β pari a 1/150.

In Polschin e Tokar (1957) si considera un approccio più conservativo, indicando valori ammissibili pari a 1/500 per strutture a telaio in calcestruzzo armato con tamponature, e pari a 1/200 per telai aperti.

Stessi valori vengono indicati anche nell'ambito dell'Eurocodice 7, appendice H, dove si indica come ammissibile una distorsione pari a 1/500, evidenziando una condizione di stato limite ultimo pari a 1/150.

Un criterio di classificazione dei rischi indotti dai cedimenti, relativamente a strutture in cemento armato, è stato proposto da Rankin (1988) secondo quanto esposto nella tabella sottostante.

Categoria di rischio	Massima distorsione dell'edificio	Massimo cedimento dell'edificio [cm]	Descrizione del rischio
1	$\beta < 1/500$	$w < 1$	Non visibile
2	da 1/500 a 1/200	da 1 a 5	Leggero: crepe facilmente rimovibili con una tinteggiatura
3	da 1/200 a 1/50	da 5 a 7.5	Moderato: danni a porte e finestre, danni da infiltrazione di umidità
4	$\beta > 1/50$	$w > 7.5$	Alto: danni strutturali, necessità di riparazioni notevoli, pericoli di instabilità

Tabella 1 – Criterio di classificazione del rischio di Rankin

Il valore del cedimento assoluto, come pure il valore differenziale, dovrà essere valutato in dettaglio in funzione delle condizioni dell'edificio e delle reali geometrie delle fondazioni.

In prima battuta, in assenza informazioni puntuali sulle caratteristiche dei fabbricati, le analisi di danno sono state condotte considerando il valore degli spostamenti assoluti e tenendo conto delle deformazioni di trazione generate nelle strutture secondo le formulazioni di Mayer, Burland e Taylor, come illustrato nel seguito.

5.5.6 Stima delle deformazioni e definizione delle categorie di danno

Nel caso in esame si è proceduto ad individuare la categoria di danno secondo quanto suggerito dalla letteratura (Mair e Taylor e Burland – *Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunneling*). Come indicato in Mair, Taylor e Burland, la categoria di danno è correlata con la deformazione unitaria massima di allungamento ϵ_{max} .

La determinazione di tale deformazione può essere individuata assimilando l'edificio ad un corpo elastico di altezza H, lunghezza L, momento d'inerzia I e rapporto tra moduli elastici E/G pari a 12.5 per il cemento armato e a 2.6 per la muratura. Nell'analisi svolta cautelativamente gli edifici misti muratura-c.a. sono stati considerati con un valore di E/G pari a 2.6, assimilati quindi a edifici in muratura.

Il bacino di subsidenza può essere suddiviso in due zone distinte in base alle modalità di deformazione del piano campagna, come rappresentato in figura.

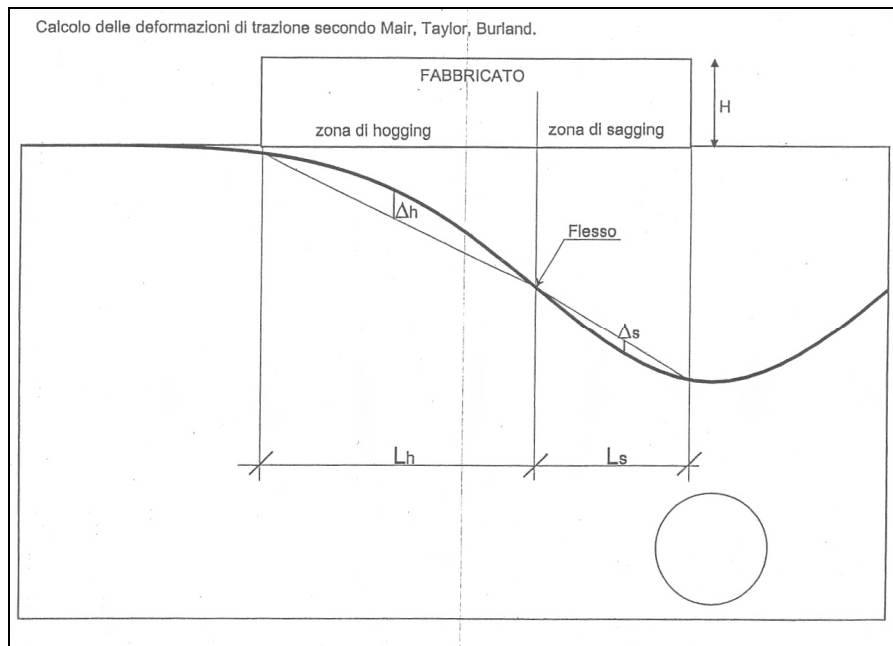


Figura 6 – Zona di hogging e sagging

zona di hogging (concavità della deformata orientata verso il basso):

momento d'inerzia edificio $\Rightarrow I = H^3/3$

distanza asse neutro dal lembo teso = H

zona di sagging (concavità della deformata rivolta verso l'alto):

momento d'inerzia edificio $\Rightarrow I = H^3/12$

distanza asse neutro dal lembo teso = H/2

Il punto di inflessione dello spostamento, (i), divide quindi l'edificio nelle due zone sopra indicate.

Nella zona di hogging ($-i > y > i$) dove l'asse neutro è pari ad H, tutti gli sforzi dovuti alla flessione sono di trazione, mentre nella zona di sagging, dove l'asse neutro si assume pari ad H/2, la flessione induce sforzi sia di compressione che di trazione.

Definita l'inflessione massima Δ/L , così come indicato dagli Autori, è possibile risalire alle deformazioni unitarie massime per trazione.

Per quanto dovuto a sollecitazioni di flessione, le deformazioni si sviluppano parallelamente all'asse dell'edificio e valgono:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGN5C00001A00 Foglio 46 di 87

$$\varepsilon_b = \left(\frac{\Delta}{L}\right) \times \frac{1}{\left[\left(\frac{L}{12t}\right) + \left(\frac{3EI}{2tLHG}\right)\right]}$$

dove $t = (H; H/2)$ secondo se ci si trova in zona Hogging o Sagging.

Invece per le deformazioni dovute taglio si ha:

$$\varepsilon_d = \left(\frac{\Delta}{L}\right) \times \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{HL^2G}{18EI}\right)\right]}$$

Si considera inoltre il contributo dovuto alle deformazioni orizzontali (ε_h) che verrà combinato con la deformazione di flessione e taglio.

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_h + \varepsilon_b$$

$$\varepsilon_{dt} = 0.35\varepsilon_h + \sqrt{\left((0.65\varepsilon_h)^2 + \varepsilon_d^2\right)}$$

Si ottiene quindi la massima deformazione di trazione ε_{max} pari al valore massimo tra ε_{bt} e ε_{dt}

Si riportano nel seguito le tabelle di sintesi di Boscarding e Cording (1989).

Categoria del danno	Intensità del danno	Deformazione limite di trazione ε_{lim} (%)
0	Trascurabile	0÷0.05
1	Molto lieve	0.05÷0.075
2	Lieve	0.075÷0.15
3	Moderata	0.15÷0.3
4	Severa	0.3÷0.45
5	Molto severa	>0.45

Tabella 2 – Boscardin e Cording, 1989

Categoria del danno	Intensità del danno	Descrizione
0	Trascurabile	Fessure capillari con aperture ≤ 0.1 mm.
1	Molto lieve	Fessure sottili cui si rimedia facilmente con lavori di pitturazione. Il danno è limitato agli intonaci delle pareti interne. Fessure alle parti esterne rilevabili con attento esame. Tipica apertura delle lesioni ≤ 1 mm.
2	Lieve	Fessure facilmente stuccabili, ripittura necessaria. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti. Fessure anche visibili all'esterno; può essere necessaria qualche ripresa della spillatura per garantire l'impermeabilità. Possibili difficoltà nell'apertura di porte e finestre. Tipica apertura delle lesioni ≤ 5 m.
3	Moderata	Le fessure richiedono cucì e scuci della muratura. Anche all'esterno necessari interventi sulla muratura. Possibile blocco di porte e finestre. Rottura di tubazioni. Spesso l'impermeabilità non è garantita. Tipica apertura delle lesioni $5 \div 15$ mm, oppure molte lesioni ≤ 3 .
4	Severa	Necessarie importanti riparazioni, compresa demolizione e ricostruzione di parti di muri, specie al di sopra di porte e finestre. I telai di porte e finestre si distorcono; percepibile pendenza di pavimenti. Muri inclinati o spanciati; qualche perdita d'appoggio di travi. Tubazioni distrutte. Tipica apertura delle lesioni $15 \div 25$ mm, dipendente anche dal numero di lesioni.
5	Molto severa	Richiesti importanti lavori con parziale e totale demolizione e ricostruzione. Le travi perdono l'appoggio, i muri si inclinano fortemente e richiedono puntellatura. Pericolo di instabilità. Tipica apertura delle lesioni superiori a 25 mm, dipendente anche dal numero di lesioni.

Tabella 3 – Boscardin e Cording, 1989

La categoria di danno ammissibile per un fabbricato dipende dalle caratteristiche dell'edificio stesso, ovvero dalla metodologia costruttiva (strutture in ca.a/acciaio o muratura), dallo stato di

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1476 286"> <tr> <td>Foglio 48 di 87</td> </tr> </table>	Foglio 48 di 87
Foglio 48 di 87		

conservazione (stato buono o precario) e dalla destinazione d'uso. In particolare vengono ritenute ammissibili le classi di danno inferiori alla 3.

5.5.7 Osservazioni

La metodologia impiegata per le analisi di interferenza, descritta nei capitoli precedenti, si basa sulle seguenti ipotesi:

- gli spostamenti e le deformazioni indotte sugli edifici sono assunte pari a quelle corrispondenti alla condizione “green-field”;
- la rigidità degli edifici analizzati è considerata nulla; in realtà le opere di fondazione interagiscono con il terreno riducendo il rapporto di inflessione e le deformazioni orizzontali ottenute nella condizione “green-field”;
- nessuna distinzione tra fondazioni su plinti, su trave e su platea che presentano chiaramente comportamenti differenti soprattutto nei confronti degli spostamenti orizzontali;
- tutti gli edifici vengono considerati come disposti perpendicolarmente all’asse della galleria scavata (configurazione che determina per uno stesso edificio le condizioni peggiori in termini di entità di deformazione).

L’approccio risulta sicuramente conservativo, determinando quindi classi di danno che possono essere assunte come condizioni superiori, affinabili verso classi inferiori in virtù di modelli più approfonditi.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGNNSC00001A00 Foglio 49 di 87

6. LINEE GUIDA PER L'APPLICAZIONE DELLE SEZIONI TIPO

Come ampiamente illustrato nel Capitolo precedente, il progetto delle gallerie naturali, è stato sviluppato attraverso:

- la caratterizzazione degli ammassi presenti lungo il tracciato, per mezzo dell'individuazione delle caratteristiche geologiche, litologiche, idrogeologiche e geomeccaniche (fase conoscitiva);
- la previsione di comportamento dell'ammasso allo scavo in assenza di interventi e la suddivisione del tracciato in sotterraneo in tratte a comportamento geomeccanico omogeneo in funzione dello stato tensionale agente e delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso (fase di diagnosi);
- l'individuazione, per ciascuna tratta definita omogenea, delle sezioni tipo prevalenti (quelle che appaiono in percentuale maggiore sui profili geomeccanici delle gallerie naturali) ed eventualmente di altre sezioni, subordinate alle precedenti, per situazioni diverse da quelle ricorrenti lungo la tratta, ma previste in progetto quali ad esempio: zone di faglia, zone di intensa fratturazione, elevata variabilità dei parametri geomeccanici, tratte a bassa copertura, morfologie particolari, condizioni idrogeologiche particolarmente critiche, possibili interferenze con le preesistenze di superficie (fase di terapia).

Le sezioni tipo prevalenti sono state verificate staticamente in varie condizioni tensionali e considerando parametri geomeccanici rappresentativi all'interno del "range" di valori indicati sui profili geologico-tecnici e geomeccanici per la tratta in esame. Da qui si è potuto dedurre, nell'ambito della sezione tipo prevista, l'applicazione delle variabilità previste per la sezione tipo stessa.

Come previsto dal progetto, le gallerie sono classificate in funzione del comportamento del cavo, con riferimento anche al fronte di scavo, distinguendo tre casi (categorie di comportamento):

- caso A, galleria a fronte e cavità stabili, caratterizzata da fenomeni deformativi che evolvono in campo elastico, immediati e di entità trascurabile;
- caso B, galleria a fronte stabile a breve termine e cavità instabile, caratterizzata da fenomeni di tipo elastico presso il fronte di scavo, che evolvono in campo elasto-plastico con l'avanzamento del fronte;
- caso C, galleria a fronte e cavità instabili, caratterizzata da fenomeni deformativi di tipo plastico fino al collasso che coinvolgono anche il fronte di scavo.

Con le presenti "linee guida" s'intende creare uno strumento che definisce quali saranno i criteri che il progettista adotterà in corso d'opera per:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRRHGNSC00001A00 Foglio 50 di 87

1. confermare la sezione tipo più adeguata, tra quelle già previste in una determinata tratta e riportate in chiaro sugli elaborati “profili geomeccanici” del progetto definitivo;
2. variare quegli interventi che, senza modificare strutturalmente le caratteristiche finali dell’opera, devono adeguarsi alle reali condizioni geomeccaniche riscontrate al fronte di avanzamento, nonché al comportamento estrusivo del fronte stesso e deformativo del cavo (questi ultimi come noto sono dipendenti sia dalla natura dell’ammasso in termini geologici, geomeccanici ed idrogeologici, sia dagli stati tensionali preesistenti, così come da quelli conseguenti alle operazioni di scavo);
3. individuare una diversa sezione tipo, tra quelle previste in quella tratta o comunque previste in progetto definitivo nella stessa formazione, qualora le condizioni realmente riscontrate risultino difformi da quelle ipotizzate.

Per la gestione di tali “linee guida” sarà necessaria la conoscenza dei seguenti elementi e la messa in atto delle seguenti attività sistematiche:

- formazione geologica e coperture in esame;
- raccolta dei dati geologici e geomeccanici rilevabili al fronte che consentono una completa caratterizzazione dell’ammasso in esame, evidenziandone l’intrinseca complessità, caratteristica delle formazioni. Oltre i parametri di resistenza e deformabilità tale caratterizzazione deve contenere, quindi, anche informazioni geostrutturali e di carattere qualitativo, necessarie a completarne la descrizione ai fini progettuali e di comprensione del reale comportamento dell’ammasso allo scavo;
- raccolta dei dati riguardanti le deformazioni superficiali e profonde del fronte (estrusioni) e al contorno del cavo (convergenze) durante l’avanzamento, che consente di valutare in particolare come l’ammasso descritto precedentemente, sottoposto ai reali stati tensionali, si comporta all’azione combinata delle operazioni di scavo e di messa in opera degli interventi di stabilizzazione previsti dalla sezione tipo adottata;
- registrazione di tutte le reali fasi di avanzamento quali ad esempio: distanza dal fronte di messa in opera dei rivestimenti e la successione delle fasi di consolidamento etc. attraverso osservazioni dirette;
- raccolta dei dati relativi a sezioni di monitoraggio esterne (ad esempio nel sottoattraversamento di edifici).

Nelle presenti linee guida sono descritti alcuni parametri essenziali, riscontrabili al fronte, caratterizzanti l’ammasso per i comportamenti A,B,C.

Per ogni sezione tipo sono state definite delle soglie di “attenzione” ed “allarme” inerenti alle deformazioni del fronte e del cavo, a cui far corrispondere quantità maggiori o minori di interventi (previsti variabili) o il cambio di sezione tipo.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRHGN5C00001A00	Foglio 51 di 87

E' evidente che tali valori di deformazioni ipotizzati non vanno intesi come l'unica informazione che possa incidere sulle scelte già adottate per una determinata tratta, in quanto le scelte progettuali sono state fatte tenendo conto di un complesso di elementi più significativi del solo parametro deformativo ed illustrati nello sviluppo di tutto il progetto; essi servono soltanto a fornire indicazioni sul campo dei valori deformativi più probabili per le sezioni già indicate in progetto.

Solo quando saranno osservate situazioni geologiche/geomeccaniche sensibilmente differenti da quelle ipotizzate e deformazioni al di fuori dei campi previsti o non tendenti alla stabilizzazione nel tempo o valori deformativi (entità e/o direzione) anomali, il progettista potrà adottare una sezione diversa da quella prevista, attingendo tra quelle indicate nella tratta in esame sui profili geomeccanici del progetto esecutivo.

Qualora si verifichi il solo superamento della soglia di attenzione, senza il superamento della soglia di allarme, si potranno allora modificare gli interventi di precontenimento e contenimento della sezione tipo prevista in progetto, secondo quanto riportato nella "variabilità sezione tipo" tenendo peraltro conto anche di tutte le altre informazioni derivanti dallo scavo.

La variabilità è anche legata agli stati tensionali, ovvero alle coperture ed alla presenza d'acqua; la stessa sezione tipo, a coperture e/o parametri geomeccanici diversi, potrà avere un'intensità d'interventi di contenimento e pre-contenimento differenziati.

Si sottolinea inoltre che la variabilità risulta anche legata alle misure delle sezioni di monitoraggio esterne, i valori di subsidenza misurati sul piano campagna potranno portare ad una modifica degli interventi di consolidamento.

Qualora il contesto riscontrato non corrisponda a nessuno di quelle ipotizzati nella tratta in esame, e di conseguenza nessuna delle sezioni previste possa essere applicata, ma tuttavia tale contesto sia analogo ad altri presenti lungo il tracciato e descritti nei profili geomeccanici del progetto esecutivo, il progettista individuerà attraverso i medesimi strumenti citati precedentemente, una diversa sezione tipo tra quelle già presenti nel progetto esecutivo ed applicate in altre gallerie.

Il caso in cui la situazione riscontrata sia del tutto imprevista e non vi siano analogie possibili lungo il tracciato esula dalle presenti linee guida; in tal caso, potranno essere applicate sezioni tipo non previste dal presente progetto, la cui tipologia dovrà essere concordata con l' ENTE APPALTANTE.

6.1 Definizione delle caratteristiche geologiche-geomeccaniche dell'ammasso

Gli ammassi rocciosi e i terreni incontrati lungo il tracciato sono descritti sulla base delle caratteristiche geologiche e geomeccaniche individuate in progetto.

Per comodità di rappresentazione gli ammassi incontrati lungo il tracciato sono raggruppati in "gruppi geomeccanici". Ciò è legato alla variabilità delle caratteristiche di resistenza e deformabilità di alcune formazioni geologiche. Tale variabilità può essere legata alla stessa natura geologica (cicli di deposizione/erosione) alle coperture in esame, alla presenza o meno di acqua, alla vicinanza di altre formazioni geologiche. In linea generale, l'ammasso interessato da uno scavo in sotterraneo può comportarsi in modo differente anche alle stesse coperture in esame. Da qui nasce la necessità di suddividere in gruppi i parametri geotecnici/geomeccanici, ove possibile e/o significativo. Ciò

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGNESC00001A00
	Foglio 52 di 87

consente di ipotizzare un susseguirsi discontinuo di comportamento allo scavo legato ad una serie di fattori difficilmente correlabili tra loro.

A ciascuna formazione sono stati attribuiti, in sede di progetto, campi di variazione dei principali parametri geomeccanici (c' , φ' , E'); tali campi tengono conto sia delle diverse configurazioni che una formazione può presentare nell'ambito dello stesso gruppo che delle coperture in esame.

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.

Nel corso dei lavori, gli ammassi rocciosi e i terreni verranno descritti sulla base delle caratteristiche litologiche, geostrutturali, geomeccaniche e idrogeologiche che si evidenziano sul fronte alla scala della galleria, attraverso rilievi analitici (con prove in situ e/o di laboratorio) e rilievi speditivi.

In particolare, per la parametrizzazione dell'ammasso al fronte e cioè per la definizione della sua curva intrinseca, non si farà ricorso a nessun tipo di classificazione, ma a valutazioni dirette attraverso determinazioni sperimentali (prove in situ e/o laboratorio) durante i rilievi analitici.

Tali rilievi vengono condotti secondo le frequenze previste dal programma di monitoraggio, impiegando un'apposita scheda su cui riportare i dati rilevati e gli indici valutati secondo le prescrizioni ISRM, International Society of Rock Mechanics. In particolare, si distinguono due tipi di rilievi:

- a) rilievi analitici che prevedono la compilazione completa della scheda citata e l'eventuale esecuzione di prove e determinazioni in situ e/o di laboratorio. Tali rilievi sono previsti agli imbocchi, in concomitanza dei passaggi stratigrafici e tettonici significativi e comunque secondo le frequenze indicate dal programma di monitoraggio;
- b) rilievi speditivi, che prevedono in particolare il rilievo pittorico del fronte di scavo. Si tratta di un rilievo di tipo qualitativo e di confronto con quello analitico dell'ammasso in esame, che consente comunque al progettista di valutarne le caratteristiche principali.

I rilievi che sono svolti in corso d'opera consentono, in generale, di evidenziare qualitativamente le diverse situazioni in cui una formazione può presentarsi nell'ambito di uno stesso gruppo, definito dalla propria fascia intrinseca, come descritto, a titolo esemplificativo, nei punti seguenti:

- un ammasso che si presenta detensionato, evidenzierà valori dei parametri geomeccanici del relativo gruppo prossimi alla curva intrinseca inferiore;
- un ammasso che al contrario si presenta competente, evidenzierà valori dei parametri geomeccanici prossimi alla curva intrinseca superiore;
- la presenza di acqua, anche sotto forma di stillicidi, soprattutto in presenza di litologie ricche di minerali argillosi, comportano valori dei parametri geomeccanici più prossimi alla curva intrinseca inferiore;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 53 di 87

- nei terreni eterogenei, il rapporto tra i litotipi più granulari e più fini determina il rapporto tra i valori di angolo d'attrito e coesione, e quindi diversi andamenti della curva intrinseca;
- in un ammasso stratificato sollecitato in campo elastico, una sfavorevole anisotropia strutturale gioca un ruolo determinante, comportando valori dei parametri geomeccanici più prossimi alla curva intrinseca inferiore;
- al contrario in un ammasso stratificato con stati tensionali più elevati che lo sollecitano in campo elasto-plastico, l'effetto di una sfavorevole anisotropia strutturale è inferiore e il comportamento può essere meglio rapportato a un mezzo omogeneo.

6.2 Risposta deformativa del fronte e del cavo

La risposta deformativa del fronte e del cavo rilevabile in corso d'opera, unitamente ai rilievi anzidetti, ha lo scopo di verificare la validità delle sezioni adottate e previste in progetto in termini di:

- tipologia ed intensità degli interventi di 1^a fase
- fasi esecutive e cadenze di avanzamento

Essa dipende dalle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso in rapporto agli stati tensionali indotti all'atto dello scavo; il progetto definitivo fornisce indicazioni sul campo dei valori di convergenza diametrale e di estrusione attesi per ogni sezione tipo.

Tali valori, riferiti al diametro e riportati nel progetto, effettivamente misurabili in corso d'opera sono dati da:

$$\delta = \delta_f - \delta_o$$

dove:

δ_o = deformazione iniziale al fronte e non misurabile in galleria

δ_f = deformazione finale lontano dal fronte, a distanze tipicamente superiori a $2 \varnothing$ o da definirsi sulla base delle esperienze e dati raccolti

La frequenza con cui procedere al rilievo della risposta deformativa del fronte e del cavo durante gli avanzamenti è indicata nel progetto del monitoraggio e nei profili geomeccanici.

Nel corso dei lavori il rilievo della risposta deformativa del fronte e del cavo viene condotto utilizzando delle apposite schede all'interno delle quali è possibile leggere la risposta deformativa in funzione della distanza del fronte e dei rivestimenti.

Le risultanze di questi rilievi forniscono la reale risposta deformativa del fronte e del cavo. Tale risposta consente di valutare come quei fattori difficilmente schematizzabili e prevedibili a priori, sempre presenti in natura, agiscono sul comportamento del cavo, previsto teoricamente nel progetto.

Tali rilievi consentiranno di verificare qualitativamente lo stato tensionale agente sul cavo mediante la ricostruzione della deformata:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGN5C00001A00 Foglio 54 di 87

- valori delle deformazioni radiali omogenei nei punti rilevati evidenziano uno stato tensionale di tipo isotropo ($K \approx 1$);
- valori delle deformazioni radiali diversi nei punti rilevati evidenziano stati tensionali diversi da quello isotropo ($K \neq 1$), che si verificano in corrispondenza di:
 - a) zone fortemente tettonizzate ed in presenza di lineamenti tettonici, per cui gli stati tensionali possono subire forti alterazioni, con orientazioni comuni alle azioni tettoniche principali;
 - b) in corrispondenza di zone corticali e/o parietali, in cui gli stati tensionali sono funzione della morfologia dell'area;
 - c) all'interno di ammassi a struttura caotica, per cui gli stati tensionali possono subire repentine e continue modificazioni in intensità e orientazione;
 - d) qualora il fronte di scavo si presenti "parzializzato" ovvero siano presenti due formazioni di diversa natura e comportamento;
 - e) in presenza di stratificazioni e comunque per coperture confrontabili con il diametro della galleria.

6.3 Fasi esecutive e cadenze di avanzamento

Il progetto definisce per ogni sezione le fasi esecutive e le cadenze di avanzamento, fornendo in particolare le distanze massime dal fronte di avanzamento entro cui porre in opera gli interventi di contenimento di prima e seconda fase (rivestimento di 1a fase, arco rovescio e rivestimento definitivo).

Come accennato, nel corso dei lavori il rilievo delle fasi esecutive e delle cadenze di avanzamento viene condotto secondo particolari schede riportanti ogni dettaglio esecutivo. Ciò al fine di correlare l'andamento delle deformazioni con le fasi lavorative.

Le risultanze di tali rilievi hanno lo scopo di fornire gli elementi necessari per valutare l'influenza delle fasi e delle cadenze di avanzamento sulla risposta deformativa del fronte e del cavo descritta nel paragrafo precedente (ad esempio una più efficace regimazione dei fenomeni deformativi può essere ottenuta rinforzando gli interventi di preconsolidamento al fronte o in alcuni casi avvicinando gli interventi di contenimento quali murette e arco rovescio al fronte).

6.4 Procedura di applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità

Il progetto, attraverso la caratterizzazione degli ammassi presenti lungo il tracciato e la successiva fase di previsione di comportamento dell'ammasso allo scavo in assenza di interventi ha definito le tratte a comportamento geomeccanico omogeneo, attribuendone la relativa categoria di comportamento (A,B,C).

All'interno di ciascuna tratta, in sede di progetto, sono state definite nel profilo geomeccanico le sezioni tipo e le relative percentuali di applicazione, in funzione delle caratteristiche geologiche dell'ammasso in esame e del grado di instabilità del fronte di avanzamento.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGN5C00001A00 Foglio 55 di 87

Una volta verificata la rispondenza con le ipotesi di progetto, riguardo alla situazione geologico-geomeccanica e gli stati tensionali con i criteri descritti nei paragrafi precedenti, si procede alla scelta e all'applicazione della sezione tipo prevista per la tratta in esame.

Durante gli avanzamenti verranno raccolti i dati, secondo i criteri indicati nei paragrafi precedenti, riguardo alle condizioni geologiche e geomeccaniche al fronte di avanzamento, la risposta deformativa del fronte e del cavo, le fasi e le cadenze di avanzamento; la loro elaborazione consentirà di confrontare la situazione così riscontrata con quella di progetto e procedere di conseguenza alla gestione del progetto secondo i punti di seguito indicati.

1. Se le condizioni geologiche e geomeccaniche rilevabili al fronte e la risposta deformativa si mantengono all'interno dei valori previsti, si prosegue con l'applicazione della sezione in corso di esecuzione.
2. Se la risposta deformativa manifesta la tendenza a miglioramento o, viceversa al raggiungimento della soglia di attenzione del campo ipotizzato, tendenza confermata dall'evidenza dei precedenti rilievi geologici/geotecnici/geomeccanici, il progettista definirà se procedere alla modifica della distanza dal fronte entro cui eseguire il getto dell'arco rovescio, delle murette, del rivestimento definitivo e/o alla modifica dell'intensità degli interventi, nell'ambito dei range di variabilità previsti per la sezione adottata.
3. Se le condizioni geologiche e geomeccaniche rilevate al fronte di avanzamento manifestano un miglioramento ovvero un peggioramento rispetto al rilievo precedente (pur rimanendo nell'ambito dei parametri caratterizzanti la tratta) il progettista, valuta la possibilità di procedere alla modifica dell'intensità degli interventi nell'ambito dei ranges di variabilità previsti per quella sezione e di seguito descritti, anche con modeste variazioni dei parametri deformativi (ad esempio in categoria di comportamento B0 la struttura dell'ammasso gioca un ruolo determinante ai fini della definizione dell'intensità degli interventi di 1a fase, anche a fronte di deformazioni trascurabili).

I valori e le misure registrate in corso d'opera dovranno essere interpretate globalmente, osservando il loro andamento; eventuali oscillazioni anomale delle misure, attribuibili ad un malfunzionamento o ad un incorretto posizionamento dello strumento di misura, dovranno essere escluse.

Nell'ambito di una stessa tratta a comportamento geomeccanico "omogeneo" possono essere presenti diverse sezioni tipo, oltre a quella prevalente la cui percentuale di applicazione è definita in progetto in funzione di:

- caratteristiche geologiche e geostrutturali dell'ammasso,
- caratteristiche geomeccaniche e idrogeologiche dell'ammasso,
- stato tensionale agente,
- possibili disturbi di natura tettonica

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 56 di 87

Quando le situazioni geologiche/geomeccaniche osservate risultano sensibilmente differenti da quelle ipotizzate e le deformazioni sono al di fuori dei campi previsti, si procede al passaggio ad una diversa sezione tipo, tra quelle previste in progetto per quella tratta.

Qualora la situazione riscontrata non corrisponda a nessuna di quelle ipotizzate nella tratta in esame, e di conseguenza nessuna delle sezioni tipo previste possa essere adottata, ma tuttavia tale situazione sia analoga ad altre ipotizzate lungo il tracciato, si procederà all'adozione di una diversa sezione tipo, non prevista in quella tratta, ma già prevista in progetto in altre gallerie in contesti analoghi.

Nel passaggio da una sezione ad un'altra con differenti limitazioni esecutive si procederà con l'adeguamento, in maniera graduale, per quanto possibile, in modo da evitare la perdita della continuità operativa del cantiere. In questa ottica, nell'ambito del progetto costruttivo si adotteranno quei criteri di flessibilità esecutiva che consentano la massima velocità di avanzamento e quindi tali da ridurre al minimo lo sviluppo reologico temporale del processo di detensionamento e rilassamento dell'ammasso al contorno e sul fronte.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 57 di 87

7. DESCRIZIONE DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO E DELLE FASI COSTRUTTIVE

Vengono di seguito descritte le sezioni tipo previste per l'avanzamento degli scavi nella galleria Nuova Viabilità tratta via Chiaravagna – via Borzoli. Per quanto concerne la variabilità di ciascuna sezione tipo, nonché il relativo campo di applicazione, si rimanda ai paragrafi successivi.

7.1 Sezioni tipo B0

La sezione tipo B0, in fase costruttiva è costituita da:

- Prerivestimento composto da uno spessore di 20 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato e centine costituite da due profilati accoppiati di tipo IPN 160 passo $p = 1.2$ m;
- impermeabilizzazione tipo "0" costituita da tessuto non tessuto e manto in pvc;
- rivestimento definitivo in cls semplice dello spessore di 80 cm in arco rovescio e di 70 cm in calotta.

Campo di applicazione

Per quanto concerne il campo di applicazione si veda la tabella riepilogativa riportata alla fine del paragrafo.

Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: scavo

Esecuzione scavo di avanzamento con sfondi di lunghezza massima pari a 2.40 m compreso il disaggio, eseguendo lo scavo a piena sezione e sagomando il fronte a forma concava ad ogni sfondo parziale. Al termine dello sfondo e prima di porre in opera gli interventi di prima fase va eseguito un accurato disaggio di tutti i blocchi instabili.

FASE 2: posa in opera delle centine e dello spritz-beton

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1a fase costituito da centine metalliche IPN160 passo 1.20m e da uno strato di spritz-beton di spessore 20 cm, armato con rete elettrosaldata ($\varnothing 6$ 15x15) o fibrorinforzato. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1476 286"> <tr> <td>Foglio 58 di 87</td> </tr> </table>	Foglio 58 di 87
Foglio 58 di 87		

FASE 3: getto di murette e arco rovescio

Il getto delle murette dovrà essere effettuato entro una distanza di $6\emptyset$ dal fronte di scavo. Il getto dell'arco rovescio dovrà avvenire entro $6\emptyset$ dal fronte di scavo o entro $9\emptyset$ nel caso di getto contemporaneo alle murette; in particolari contesti geomeccanici tale distanza potrà essere portata a $15\emptyset$.

FASE 4: impermeabilizzazione

La posa in opera dell'impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 5: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte che dipenderà dal comportamento deformativo del cavo, tale distanza sarà comunque inferiore ai $15\emptyset$.

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un tempo di circa 24 ore, è necessario porre in opera uno strato di spritz-beton di 10 cm al fronte. Se il fermo delle lavorazioni risultasse superiore a 48 h (festività o altro) il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con la sagomatura del fronte a forma concava e la posa in opera delle centine e dello spritz-beton a ridosso del fronte stesso.

7.2 Sezione tipo B2

La sezione tipo B2, in fase costruttiva è costituita da:

- preconsolidamento del fronte realizzato mediante la posa in opera di n° 50 tubi in VTR, $L \geq 18$ m, sovrapp. ≥ 8 m;
- prerivestimento composto da uno spessore di 30 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato e centine accoppiate di tipo IPN 180 con passo $p = 1.00$ m;
- impermeabilizzazione tipo "0" costituita da tessuto non tessuto e manto in pvc;
- rivestimento definitivo in cls dello spessore di 90 cm in arco rovescio e di 80 cm in calotta. Il getto dell'arco rovescio, delle murette e del rivestimento definitivo di calotta sarà eseguito ad una distanza dal fronte che dipenderà dal comportamento deformativo del cavo.
- eventuali drenaggi in avanzamento, in caso di presenza d'acqua;

Campo di applicazione

Per quanto concerne il campo di applicazione si veda la tabella riepilogativa riportata alla fine del paragrafo.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGNSC00001A00
	Foglio 59 di 87

Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione del preconsolidamento del fronte.

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava con freccia di circa 1.5 m, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa di n° 50 tubi in VTR cementati, aventi lunghezza minima di 18.00 m e sovrapposizione ≥ 8 m. Le fasi costruttive sono le seguenti:

- esecuzione sul fronte dello strato di spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, avente spessore di 10 cm;
- perforazione eseguita a secco $\varnothing \geq 100$ mm;
- posa dell'elemento strutturale in VTR, munito dell'opportuna attrezzatura per la cementazione ed esecuzione di cianfrinatura a boccaforo;
- esecuzione della cementazione mediante malte a ritiro controllato ogni 4÷5 fori.

Le sequenze operative andranno adattate alle caratteristiche dell'ammasso ma dovranno comunque essere tali da garantire l'inghisaggio dell'elemento strutturale al terreno mediante il completo riempimento dell'intercapedine tra elemento e pareti del foro.

La fase di cementazione potrà avvenire di massima ogni 4-5 elementi già posati e comunque il prima possibile per evitare possibili franamenti del foro con conseguente perdita di efficacia dell'intervento. Il riempimento del foro avverrà dal fondo verso il paramento del fronte.

FASE 2: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento.

FASE 3: esecuzione scavo

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per campi pari a 10 m (preconsolidamento del nucleo $L \geq 18$ m sovrapposizione $s \geq 8$ m), per singoli sfondi di lunghezza massima pari a 1.00m, sagomando il fronte a forma concava ad ogni sfondo parziale ed eseguendo uno strato di spritz-beton armato di 5cm su ognuno di tali fronti.

FASE 4: posa in opera del rivestimento di prima fase

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1a fase costituito da centine metalliche accoppiate di tipo IPN 180 passo 1.00m e da uno strato di spritz-beton di spessore 30

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRRHGNSC00001A00 Foglio 60 di 87

cm, armato con rete elettrosaldada ($\emptyset 6$ 15x15) o fibrorinforzato. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

FASE 5: getto arco rovescio e murette

Il getto dell'arco rovescio e delle murette dovrà avvenire entro $3\emptyset$ dal fronte nel caso di un loro getto contemporaneo, o rispettivamente entro $3\emptyset$ e $5\emptyset$ nel caso di getto differito. Le misure di estrusione del fronte e di convergenza del cavo potranno indicare:

- la necessità di effettuare tale getto entro distanze più restrittive (al limite realizzando il campo di avanzamento in due fasi distinte, alternandole al getto dell'arco rovescio);
- la lunghezza dei campioni di arco rovescio da realizzare;
- la necessità di realizzare il consolidamento del fronte del successivo campo di avanzamento prima del getto di arco rovescio e murette.

FASE 6: impermeabilizzazione

Posa in opera dell'impermeabilizzazione, eseguita prima del getto del rivestimento definitivo di calotta.

FASE 7: getto rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo di calotta seguirà il fronte ad una distanza non superiore a $5 \emptyset$. Anche in questo caso in funzione dell'andamento delle misure di convergenza si potranno eventualmente stabilire distanze ancora più restrittive (cioè inferiori) entro cui eseguire il getto del rivestimento definitivo.

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, è necessario porre in opera al fronte uno strato di spritz-beton armato di spessore pari a 10 cm; se il fermo delle lavorazioni risulta superiore a 48 h (festività o fermi di qualsiasi natura) il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con il consolidamento del fronte appena eseguito, previa sagomatura a forma concava ed esecuzione dello strato di spritz-beton armato $sp=10$ cm, e con l'arco rovescio e le murette (eventualmente la calotta) portati a ridosso del fronte stesso.

7.3 Sezione tipo B2V

La sezione tipo B2V, in fase costruttiva è costituita da:

- preconsolidamento del fronte realizzato mediante la posa in opera di n° 50 tubi in VTR, $L \geq 18$ m, sovrapp. ≥ 8 m;
- una coronella di n°41 tubi valvolati e iniettati (1 VLV/m) in acciaio $\emptyset 88.9$ Sp. 10 mm $L \geq 18.00$ m, sovrapposizione minima $s \geq 8.00$ m;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGN5C00001A00 Foglio 61 di 87

- prerivestimento composto da uno spessore di 25 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato e due centine accoppiate IPN180 con passo $p = 1.00$ m;
- impermeabilizzazione tipo "0" costituita da tessuto non tessuto e manto in pvc;
- rivestimento definitivo in cls semplice dello spessore di 90 cm in arco rovescio, spessore minimo in calotta di 50 cm, massimo di 120 cm.
- eventuali drenaggi in avanzamento, in caso di presenza d'acqua;

Campo di applicazione

Per quanto concerne il campo di applicazione si veda la tabella riepilogativa riportata alla fine del paragrafo.

Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione del preconsolidamento del fronte.

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava con freccia di circa 1.5 m, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa di n° 50 tubi in VTR cementati, aventi lunghezza minima di 18.00 m e sovrapposizione ≥ 8 m. Le fasi costruttive sono le seguenti:

- esecuzione sul fronte dello strato di spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, avente spessore di 10 cm;
- perforazione eseguita a secco $\varnothing \geq 100$ mm;
- posa dell'elemento strutturale in VTR, munito dell'opportuna attrezzatura per la cementazione ed esecuzione di cianfrinatura a boccaforo;
- esecuzione della cementazione mediante malte a ritiro controllato ogni 4÷5 fori.

Le sequenze operative andranno adattate alle caratteristiche dell'ammasso ma dovranno comunque essere tali da garantire l'inghisaggio dell'elemento strutturale al terreno mediante il completo riempimento dell'intercapedine tra elemento e pareti del foro.

La fase di cementazione potrà avvenire di massima ogni 4-5 elementi già posati e comunque il prima possibile per evitare possibili franamenti del foro con conseguente perdita di efficacia dell'intervento. Il riempimento del foro avverrà dal fondo verso il paramento del fronte.

FASE 2: posa in opera e cementazione dei tubi metallici al contorno

Perforazione e posa in opera di n°41 tubi valvolati e iniettati (1 VLV/m) $\varnothing 88.9$ dello spessore di 10 mm $L \geq 18.00$ m secondo le geometrie di progetto; la sovrapposizione tra una serie di tubi e la successiva sarà pari a 8.00 m.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 62 di 87

Le fasi costruttive sono le seguenti :

- perforazione eseguita a secco $\phi = 120-130$ mm;
- inserimento del tubo in acciaio valvolato;
- formazione della guaina al contorno dell'elemento valvolati;
- iniezione in pressione di miscela cementizia a ritiro controllato, valvola per valvola.

La sequenza operativa sopra descritta andrà adattata alle caratteristiche dell'ammasso, ma dovrà in ogni caso garantire l'inghisaggio del tubo in acciaio al terreno mediante il completo riempimento dell'intercapedine con le pareti del foro. In linea generale, si dovrà avere cura di non perforare fori adiacenti, ma di lasciare almeno 3-4 fori di distanza tra perforazioni successive, procedendo alla immediata posa in opera del tubo di armatura. La fase di cementazione potrà avvenire di massima ogni 4-5 perforazioni armate e comunque il prima possibile per evitare possibili franamenti del foro, con conseguente perdita di efficacia dell'intervento. Di norma una volta realizzata la cementazione del tubo, si dovrà eseguire l'iniezione dalle singole valvole, con modalità da definire compiutamente in funzione delle reali situazioni riscontrate.

In condizioni geomeccaniche che lo consentano sarà possibile evitare l'iniezione selettiva e considerare l'intervento completo con la sola iniezione di cementazione, tale decisione dovrà essere a cura del progettista in funzione delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso riscontrate.

FASE 3: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento.

FASE 4: esecuzione scavo

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per campi pari a 10 m (preconsolidamento del nucleo $L \geq 18$ m sovrapposizione $s \geq 8$ m), per singoli sfondi di lunghezza massima pari a 1.00m, sagomando il fronte a forma concava ad ogni sfondo parziale ed eseguendo uno strato di spritz-beton armato di 5cm su ognuno di tali fronti.

FASE 5: posa in opera del rivestimento di prima fase

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1a fase costituito da due centine metalliche accoppiate IPN180 passo 1.00m e da uno strato di spritz-beton di spessore 30 cm, armato con rete elettrosaldada ($\phi 6$ 15x15) o fibrorinforzato. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

FASE 6: getto arco rovescio e murette

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 63 di 87

Il getto dell'arco rovescio e delle murette dovrà avvenire entro 1-2 \emptyset dal fronte nel caso di un loro getto contemporaneo, o rispettivamente entro 3 \emptyset e 5 \emptyset nel caso di getto differito. Le misure di estrusione del fronte e di convergenza del cavo potranno indicare:

- la necessità di effettuare tale getto entro distanze più restrittive (al limite realizzando il campo di avanzamento in due fasi distinte, alternandole al getto dell'arco rovescio);
- la lunghezza dei campioni di arco rovescio da realizzare;
- la necessità di realizzare il consolidamento del fronte del successivo campo di avanzamento prima del getto di arco rovescio e murette.

FASE 7: impermeabilizzazione

Posa in opera dell'impermeabilizzazione, eseguita prima del getto del rivestimento definitivo di calotta.

FASE 8: getto rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo di calotta seguirà il fronte ad una distanza non superiore a 3 \emptyset . Anche in questo caso in funzione dell'andamento delle misure di convergenza si potranno eventualmente stabilire distanze ancora più restrittive (cioè inferiori) entro cui eseguire il getto del rivestimento definitivo.

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, è necessario porre in opera al fronte uno strato di spritz-beton armato di spessore pari a 10 cm; se il fermo delle lavorazioni risulta superiore a 48 h (festività o fermi di qualsiasi natura) il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con il consolidamento del fronte appena eseguito, previa sagomatura a forma concava ed esecuzione dello strato di spritz-beton armato $sp=10$ cm, e con l'arco rovescio e le murette (eventualmente la calotta) portati a ridosso del fronte stesso.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRHGNSC00001A00	Foglio 64 di 87

7.4 Sezione tipo C2

Interventi previsti

La sezione tipo C2 è costituita da:

- 3+3 drenaggi in avanzamento lunghezza 30 m sovrapp. 10 m microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo Ø 60 mm e sp. 5 mm (eventuali) ;
- prerivestimento composto da uno strato di 30 cm di spritz-beton, fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, e due centine metalliche accoppiate IPN 200, a passo 1 m;
- Coronella di terreno consolidato al contorno mediante 49 tubi in VTR cementati in foro con miscele cementizie espansive, $L \geq 18$ m, sovrapp. ≥ 8.0 m ;
- Consolidamenti al piede centina mediante 5+5 tubi in VTR ($L_{totale} \geq 15m$) cementati in foro.
- preconsolidamento del fronte realizzato mediante la posa in opera di n° 50 tubi in VTR cementati in foro con miscele cementizie , $L \geq 18$ m, sovrapp. ≥ 8 m ;
- impermeabilizzazione composta da uno strato protettivo di tessuto non tessuto e da un telo impermeabilizzante di PVC.
- rivestimento definitivo in cls armato dello spessore di 90 cm in arco rovescio e 80 cm in calotta;

Campo di applicazione

Per quanto concerne il campo di applicazione si veda la tabella riepilogativa riportata alla fine del paragrafo.

Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: preconsolidamento al fronte

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava con freccia di circa 1.5 m, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa in opera di 50 tubi in VTR, aventi lunghezza minima di 18.00 m e sovrapposizione $\geq 8,00$ m.

Le fasi costruttive sono le seguenti:

- esecuzione sul fronte dello strato di spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, avente spessore di 10 cm;
- perforazione eseguita a secco $\varnothing \geq 100$ mm;
- inserimento del tubo in VTR;
- esecuzione della cementazione mediante miscele cementizie a ritiro controllato ogni 4÷5 fori;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 65 di 87

FASE 2: preconsolidamento al contorno del cavo e al piede centina

Esecuzione del preconsolidamento al contorno e al piede centina con le seguenti modalità:

- perforazione eseguita a secco $\varnothing \geq 100$ mm;
- inserimento del tubo in VTR ;
- cementazione con miscela espansiva.

FASE 3: esecuzione drenaggi in avanzamento (eventuali)

Si prevede la realizzazione di n°3+3 drenaggi costituiti da tubi in PVC L = 30 m, microfessurati per 20 m a partire da fondo foro e "ciechi" per 10 m verso bocca foro, del diametro $\phi \approx 60$ mm spessore 5mm e protezione in TNT.

Dopo la posa in opera del tubo in PVC, si dovranno adottare opportuni accorgimenti per isolare il tratto microfessurato da quello cieco (sacco otturatore, cementazione), ad evitare dannose percolazioni dell'acqua raccolta in avanzamento all'interno del nucleo consolidato.

La posizione dei drenaggi indicata nelle tavole è indicativa e potrà subire variazioni in corso d'opera in funzione delle condizioni idrogeologiche che si incontreranno in sito.

FASE 4: esecuzione scavo

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per una lunghezza massima di 10.00 m (consolidamenti L=18.00 m, sovr. = 8.00 m), per singoli sfondi max. di 1.0 m, sagomando il fronte a forma concava anche ad ogni sfondo parziale ed eseguendo lo spritz-beton fibrorinforzato, sp.5 cm, anche su ognuno di tali fronti.

FASE 5: posa in opera del rivestimento di prima fase

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1^a fase costituito da centine metalliche 2 IPN 200 passo 1.00 m e da uno strato di spritz-beton, di spessore pari a 30 cm fibrorinforzato. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

FASE 6: getto di murette e arco rovescio

Il getto delle murette e dell'arco rovescio dovrà avvenire entro 1-2 \varnothing dal fronte di scavo dopo aver eseguito il preconsolidamento al contorno e al fronte del successivo campo di avanzamento. In funzione della risposta deformativa del cavo si potrà valutare:

- la necessità di effettuare tale getto entro distanze più o meno restrittive;
- la lunghezza dei campioni di arco rovescio da eseguire;
- la necessità di realizzare il consolidamento del fronte del successivo campo di avanzamento dopo del getto dell'arco rovescio e delle murette.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRRHGNSC00001A00 Foglio 66 di 87

FASE 7: impermeabilizzazione

Posa in opera dell'impermeabilizzazione, eseguita prima del getto del rivestimento definitivo, secondo le caratteristiche della sezione di impermeabilizzazione e drenaggio prevista. Si prevede la messa in opera di uno strato protettivo di tessuto non tessuto e di un telo impermeabilizzante di PVC, come da Capitolato.

FASE 8: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo di calotta dovrà avvenire entro $3\varnothing$ dal fronte di scavo.

La distanza di getto dovrà essere regolata in funzione della risposta deformativa del cavo e sarà comunque inferiore a $3\varnothing$ dal fronte.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGN5C00001A00 Foglio 67 di 87

8. GALLERIA NV02

8.1 Analisi del Rischio

I profili geologico – geomeccanici longitudinali di previsione individuano una serie di rischi intraformazionali dell’ammasso per lo scavo delle gallerie, con conseguenze sulla scelta, dapprima della metodologia di scavo, meccanizzato o in tradizionale, quindi sulla tipologia degli interventi e dei sostegni da porre in opera in fase di scavo ed in definitiva sul dimensionamento del rivestimento definitivo.

Considerando le litologie presenti, le condizioni geostrutturali, le condizioni idrauliche, il possibile comportamento dell’ammasso allo scavo e le condizioni al contorno, sono state prese in esame le seguenti tipologie di problematiche, così come sono indicate nell’analisi del rischio riportata nei profili geologico – geomeccanici di previsione:

rischi collegati alle caratteristiche dell’ammasso

1. instabilità del fronte e/o del cavo per la presenza di zone tettonizzate
2. instabilità del fronte e/o del cavo in presenza di basse coperture
3. Presenza di trovanti
4. Fenomeni di “swelling”/”squeezing”
5. Anisotropia dell’ammasso
6. Deformazioni d’ammasso
7. Fenomeni di subsidenza e interferenza con le strutture di superficie

rischi collegati alla presenza d’acqua

1. Carico Idraulico
2. Venute d’acqua concentrate
3. Fenomeni carsici
4. Presenza di acque aggressive
5. Fenomeni di dissoluzione

Nel seguito saranno presentati i principali tipi di rischi valutati per l’opera in esame.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRRHGNSC00001A00 Foglio 68 di 87

8.2 Analisi dei rischi lungo il tracciato della galleria NV02

La galleria naturale in oggetto si sviluppa interamente nella Formazione delle Argille di Ortovero, caratterizzabili, da un punto di vista geotecnico, come terreni a grana fine con stratificazioni poco evidenti. Lungo il tracciato si prevedono conglomerati e brecce basali che possono intercalarsi localmente alle argille.

La discontinuità di tali intercalazioni, nonché le scarse caratteristiche geomeccaniche dei terreni attraversati, sono l'origine dei principali rischi individuati lungo il tracciato.

In particolare:

Instabilità del fronte e/o del cavo: fenomeni di instabilità del fronte e/o del cavo della galleria dipendono sostanzialmente dalla presenza di intere tratte del tracciato caratterizzate da parametri geomeccanici scadenti a cui sono associate le basse coperture (inferiori a 30 metri per oltre il 90% del tracciato), che possono comportare problemi in fase di scavo e rischio elevato, in particolare in corrispondenza delle zone antropizzate.

Variabilità litologica del fronte di scavo e del contorno: la presenza di locali intercalazioni di brecce e conglomerati all'interno della formazione delle argille, intercettate dalla scavo a quote differenti, comporta la presenza di materiali con caratteristiche geomeccaniche e risposta allo scavo variabile lungo il fronte e il contorno. Tale alternanza, oltre ad indurre l'eventuale nascita di superfici di scorrimento preferenziali, comporta la necessità di interventi di preconsolidamento differenti e mirati alla stabilizzazione di singole porzioni di ammasso.

Venute d'acqua concentrate: Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico, si prevede la presa in carico da parte degli orizzonti grossolani (conglomeratici, ghiaiosi e sabbiosi), secondo un direzione di deflusso di pochi gradi immergente verso mare, delle acque presenti nel rilievo fratturato a monte in basalti-serpentiniti. Questi orizzonti grossolani, alternati a livelli fini da poco permeabili a pressochè impermeabili, diventano quindi, nel contesto geologico della collina attraversata dalla galleria, gli strati preferenziali di circolazione delle acque verso mare. L'intercettazione dal parte degli scavi di tali orizzonti può quindi portare a venute d'acqua concentrate che se non adeguatamente gestite possono portare anche a fenomeni di instabilità diffusa del cavo.

Fenomeni di subsidenza/interferenza con opere in superficie: Tali problematiche ricoprono una notevole importanza se messe in relazione alle coperture modeste presenti lungo il tracciato e la presenza di centri abitativi interessati dallo scavo dell'opera. Gli studi effettuati hanno evidenziato l'influenza dello scavo sulle preesistenze che ha richiesto, per minimizzare le subsidenze prodotte dallo scavo in superficie, l'applicazione di sezioni d'avanzamento consolidate. Non si esclude che i dati di monitoraggio possano portare all'applicazioni locali di sezioni "ad hoc" che prevedano tecnologie di consolidamento particolari associate all'impiego di un passo centine ridotto

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGNESC00001A00 Foglio 69 di 87

8.3 Soglie di attenzione e allarme

NV02 - SOGLIE DI ATTENZIONE E ALLARME					
CARATT. GALLERIA		SOGLIA ATTENZIONE	SOGLIA ALLARME	SOGLIA ATTENZIONE	SOGLIA ALLARME
FORMAZIONE	SEZ.TIPO	CONV. DIAMETRALE (cm)	CONV. DIAMETRALE (cm)	ESTRUSIONE (cm)	ESTRUSIONE (cm)
AdO – GR1	B0	3	5	2	3
AdO – GR2	B2	4	6	3	4
AdO – GR2/CGL_BR	B2V	5	7	4	6
AdO – GR3	C2	5	7	4	6
AdO – CGL_BR	C2	5	7	4	6

Come indicato nel profilo geomeccanico, è necessario prevedere estrazioni durante l'avanzamento al fine di ridurre eventuali sottospessori dovuti alle convergenze attese.

8.3.1 Sezione tipo B0

Campo di applicazione

La sezione di tipo B0 si applica nella formazione delle Argille di Ortovero, indipendentemente dalle coperture, qualora l'ammasso risulti caratterizzato da valori di resistenza e deformabilità attribuibili al gruppo geomeccanico 1 della formazione (parametri prossimi al limite superiore del range stabilito) in assenza di intercalazioni di lenti conglomeratiche.

Sulla base dei dati a disposizione si può ipotizzare che tale situazione, soprattutto data l'incertezza sulla continuità delle lenti conglomeratiche, sia poco diffusa lungo l'intero sviluppo del tracciato, con percentuali massime del 10%. Nel seguito sono indicati gli interventi previsti per tale sezione tipo e la loro variabilità.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 70 di 87

Variabilità

FORMAZIONE		ARGILLE DI ORTOVERO E CONGLOMERATI/BRECCIE											
SEZIONE TIPO		B0											
		GRUPPO 1			GRUPPO 2			GRUPPO 3			GRUPPO CGL/BR		
COPERTURA	H < 35 m	100%			NP			NP			NP		
	-	-			-			-			-		
	-	-			-			-			-		
PARAMETRI CARATTERISTICI	c' (KPA)	80-100			50-80			0-30			0-50		
	φ (°)	26-28			24-26			22-26			26-30		
	E' (MPa)	250-300			100-250			25-100			50-300		
	v (-)	0.3			0.3			0.3			0.3		
		MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.
B0	CENTINE (ZIPN)	160	160	180									
	PASSO CENTINE (M)	1.4	1.2	1.0									
	SPESSORE SB (CM)	20	20	25									
	DISTANZA MAX GETTO MURETTE	6Ø	6Ø	4Ø									
	DISTANZA MAX GETTO A.R.	9Ø	6Ø	4Ø									
	DISTANZA MAX GETTO CALOTTA	15Ø	15Ø	9Ø									

Qualora durante lo scavo risultasse un ammasso particolarmente uniforme e la totale assenza di lenti conglomeratiche si potrà impiegare la variabilità minima degli interventi sopra indicata, prevedendo l'aumento del passo centine. Al contrario, qualora la formazione si configurasse prossima alle caratteristiche inferiori del Gruppo geomeccanico per la quale è prevista la sezione tipo in esame, sarà possibile variare l'intensità degli interventi posizionandosi nella zona superiore della fascia di variabilità prevista (vedi Tabella), aumentando la rigidità dei prerinvestimenti con il fine di contrastare le deformazioni del cavo.

8.3.2 Sezione tipo B2

Campo di applicazione

La sezione di tipo B2 si applica nella formazione delle Argille di Ortovero, indipendentemente dalle coperture, qualora l'ammasso risulti caratterizzato da valori di resistenza e deformabilità attribuibili al gruppo geomeccanico 2 della formazione (parametri prossimi al limite inferiore del range stabilito) e non si presentino livelli di brecce e conglomerati evidenti.

Sulla base dei dati a disposizione si può ipotizzare che tale situazione, soprattutto data l'incertezza sulla continuità delle lenti conglomeratiche, sia poco diffusa lungo l'intero sviluppo del tracciato, con percentuali massime del 20-25%.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5102ECVRHGN5C00001A00		Foglio 71 di 87

Variabilità

FORMAZIONE		ARGILLE DI ORTOVERO E CONGLOMERATI/BRECCIE											
SEZIONE TIPO		B2											
		GRUPPO 1			GRUPPO 2			GRUPPO 3			GRUPPO CGL/BR		
COPERTURA	H < 35 M	NP			100%			NP			NP		
	-	-			-			-			-		
	-	-			-			-			-		
PARAMETRI CARATTERISTICI	c' (KPA)	80-100			50-80			0-30			0-50		
	φ (°)	26-28			24-26			22-26			26-30		
	E' (MPA)	250-300			100-250			25-100			50-300		
	v (-)	0,3			0,3			0,3			0,3		
		MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.
B2	CENTINE (ZIPN)				160	180	180						
	PASSO CENTINE (M)				1,2	1,0	0,8						
	SPESSORE SB (CM)				25	30	30						
	CONSOLIDAMENTO FRONTE (N°)				40	50	60						
	CONSOLIDAMENTO FRONTE L (M)				18	18	21						
	CONSOLIDAMENTO FRONTE SOVR. (M)				6	8	12						
	DISTANZA MAX GETTO MURETTE				6Ø	3Ø	2Ø						
	DISTANZA MAX GETTO A.R.				6Ø	3Ø	2Ø						
DISTANZA MAX GETTO CALOTTA				15Ø	9Ø	5Ø							

Qualora la formazione si configurasse prossima alle caratteristiche inferiori del Gruppo geomeccanico 2 e/o si presentassero all'interno del fronte intercanalazioni di conglomerati e breccie sarà possibile variare l'intensità degli interventi posizionandosi nella zona superiore della fascia di variabilità prevista (vedi Tabella), aumentando gli interventi di consolidamento al fronte oltre alla rigidità dei priverimenti. Al contrario, in condizioni in cui la presenza dei livelli conglomeratici sia trascurabile o assente all'interno del fronte e che l'ammasso presenti caratteristiche prossime a quelle indicate per il Gruppo Geomeccanico 1 si potrà procedere ad una riduzione degli interventi al fronte e a un'aumento del passo centine.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGN5C00001A00 Foglio 72 di 87

8.3.3 Sezione tipo B2V

Campo di applicazione

La sezione di tipo B2V si applica nella formazione delle Argille di Ortovero, indipendentemente dalle coperture, qualora l'ammasso risulti caratterizzato da valori di resistenza e deformabilità attribuibili al gruppo geomeccanico 2 della formazione (parametri prossimi al limite inferiore del range stabilito), con intercalazioni di brecce e conglomerati evidenti nella porzione alta del fronte di scavo.

La presenza limitata di lenti conglomeratiche (<30% dell'area del fronte) localizzate in calotta può essere gestita mediante l'esecuzione di un preconsolidamento in avanzamento realizzato mediante tubi metallici valvolati ed iniettati, limitati alla parte alta del fronte. Gli elementi in acciaio, preferiti in questo contesto ai tubi in VTR, sono in grado di garantire la stabilità del cavo anche in caso di lenti fortemente discontinue.

Sulla base dei dati a disposizione tale situazione, soprattutto data l'incertezza sulla continuità delle lenti conglomeratiche, non può essere facilmente stimata a priori. Si ipotizza una diffusione pari a circa il 10%.

Variabilità

FORMAZIONE		ARGILLE DI ORTOVERO E CONGLOMERATI/BRECCIE											
SEZIONE TIPO		B2V											
		GRUPPO 1			GRUPPO 2			GRUPPO 3			GRUPPO CGL/BR		
COPERTURA	H < 35 M	NP			65-95%			NP			5-35%		
	-	-			-			-			-		
	-	-			-			-			-		
PARAMETRI CARATTERISTICI	c' (KPA)	80-100			50-80			0-30			0-50		
	φ (°)	26-28			24-26			22-26			26-30		
	E' (MPa)	250-300			100-250			25-100			50-300		
	v (-)	0,3			0,3			0,3			0,3		
		MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.
B2V	CENTINE (ZIPN)				160	180	180						
	PASSO CENTINE (M)				1,2	1,0	0,8						
	SPessore SB (CM)				25	25	30						
	CONSOLIDAMENTO FRONTE (N°)				40	50	60						
	CONSOLIDAMENTO FRONTE L (M)				18	18	21						
	CONSOLIDAMENTO FRONTE SOVR. (M)				6	8	12						
	CONSOLIDAMENTO CONTORNO (N°)				35	41	41						
	CONSOLIDAMENTO CONTORNO L (M)				18	18	21						
	CONSOLIDAMENTO CONTORNO SOVR. (M)				6	8	12						
	DISTANZA MAX GETTO MURETTE				60	40	20						
	DISTANZA MAX GETTO A.R.				60	40	20						
DISTANZA MAX GETTO CALOTTA				150	60	50							

La variabilità della sezione è riportata in tabella. Qualora, in corrispondenza delle tratte ove si prevede l'applicazione della sezione tipo B2V risultasse un ammasso caratterizzato da una discreta uniformità costituito in maggioranza da Argille di Ortovero, assimilabili ai parametri massimi relativi

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 73 di 87

al Gruppo geomeccanico 2, con la presenza di lenti conglomeratiche principalmente in zona di calotta di entità e spessori limitati (10-15% del fronte di scavo) è possibile variare l'intensità degli interventi posizionandosi nella zona inferiore della fascia di variabilità prevista, prevedendo l'aumento del passo centine e la riduzione dei consolidamenti al fronte e al contorno.

Nel caso opposto, in situazioni in cui la formazione si presentasse maggiormente alterata tale da configurarsi prossima al range minimo dei parametri relativi al GR2 e/o in cui siano presenti livelli conglomeratici in calotta pari a circa il 30% del fronte di scavo, ci si posizionerà nella zona superiore della fascia di variabilità prevista. In tali contesti dovranno essere previsti interventi di supporto di prima fase di maggiore rigidità (aumento del passo centine e del rivestimento in spritz beton) e l'esecuzione di importanti interventi avanti il fronte al fine di limitare i fenomeni deformativi e l'estensione della fascia plastica.

8.3.4 Sezione tipo C2

La sezione di tipo C2 si applica nella formazione delle Argille di Ortovero, indipendentemente dalle coperture, qualora l'ammasso risulti caratterizzato da valori di resistenza e deformabilità attribuibili al gruppo geomeccanico 3 della formazione (fascia alterata) e/o con intercalazioni di brecce e conglomerati evidenti e diffusi al contorno e sul fronte di scavo.

La presenza di lenti conglomeratiche (>30% dell'area del fronte) diffuse, o l'attraversamento di zone fortemente alterate, deve essere gestita mediante l'esecuzione di un preconsolidamento in avanzamento realizzato su tutto il contorno del cavo, realizzato mediante tubi in VTR valvolati ed iniettati. Tale intervento deve avere caratteristiche di resistenza e deformabilità in grado di garantire la formazione dell'effetto arco al contorno.

Sulla base dei dati a disposizione si può ipotizzare che tale situazione, soprattutto data l'incertezza sulla continuità delle lenti conglomeratiche e in relazione anche alle modeste coperture dell'opera, sia la condizione di scavo prevalente.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5102ECVRHGN5C00001A00		Foglio 74 di 87

FORMAZIONE		ARGILLE DI ORTOVERO E CONGLOMERATI/BRECCIE											
SEZIONE TIPO		C2											
		GRUPPO 1			GRUPPO 2			GRUPPO 3			GRUPPO CGL/BR		
COPERTURA	H < 35 M	NP			NP			100%			>35%		
	-	-			-			-			-		
	-	-			-			-			-		
PARAMETRI CARATTERISTICI	c' (KPA)	80-100			50-80			0-30			0-50		
	φ (°)	26-28			24-26			22-26			26-30		
	E' (MPa)	250-300			100-250			25-100			50-300		
	v (-)	0,3			0,3			0,3			0,3		
		MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.
C2	CENTINE (2IPN)							180	200	200			
	PASSO CENTINE (M)							1,0	1,0	0,8			
	SPESORE SB (CM)							25	30	30			
	CONSOLIDAMENTO FRONTE (N°)							40	50	60			
	CONSOLIDAMENTO FRONTE L (M)							18	18	21			
	CONSOLIDAMENTO FRONTE SOVR. (M)							6	8	12			
	CONSOLIDAMENTO CONTORNO (N°)							35	49	65			
	CONSOLIDAMENTO CONTORNO L (M)							18	18	21			
	CONSOLIDAMENTO CONTORNO SOVR. (M)							6	8	12			
	DISTANZA MAX GETTO MURETTE							40	1,50	1,50			
	DISTANZA MAX GETTO A.R.							40	1,50	1,50			
DISTANZA MAX GETTO CALOTTA							90	40	40				

La variabilità della sezione è riportata in tabella. Qualora, in corrispondenza delle tratte ove si prevede l'applicazione della sezione tipo C2 risultasse un ammasso caratterizzato da una migliore uniformità costituito in maggioranza da Argille di Ortovero, seppur in parte alterate, con la presenza di lenti conglomeratiche di entità limitata al 30-40% del fronte di scavo è possibile variare l'intensità degli interventi posizionandosi nella zona inferiore della fascia di variabilità prevista, prevedendo l'aumento del passo centine e la riduzione dei consolidamenti al fronte e al contorno. Rimane in ogni caso necessaria un'azione di precontenimento delle deformazioni al fine di limitare il detensionamento dell'ammasso già interessato da uno stato di fratturazione intensa.

Nel caso opposto, in situazioni in cui la formazione si presentasse molto alterata e/o in cui siano preponderanti i livelli conglomeratici all'interno del fronte di scavo ci si posizionerà nella zona superiore della fascia di variabilità prevista. In tali contesti dovranno essere previsti interventi di supporto di prima fase di maggiore rigidità (aumento del passo centine e del rivestimento in spritz beton) e l'esecuzione di importanti interventi avanti il fronte al fine di limitare i fenomeni deformativi e l'estensione della fascia plastica.

8.4 Applicazione di una diversa sezione tipo

Nei paragrafi precedenti si è detto che se i parametri di riferimento saranno tali da essere diversi da quelli ipotizzati, si potrà procedere ad una variazione degli interventi o al passaggio ad una diversa sezione tipo tra quelle previste per quella tratta.

Nel caso però che, a seguito dei rilievi condotti nel corso degli avanzamenti, si evidenzino nella tratta in scavo, una situazione geologica-geomeccanica attraverso la quale si riscontrano chiaramente

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRHGN5C00001A00	Foglio 75 di 87

caratteristiche geomeccaniche al di fuori di quelle previste nel contesto progetto, il progettista valuterà se adottare una diversa sezione tipo tra quelle previste in progetto esecutivo nell' ambito della stessa galleria.

In generale, comunque, il passaggio da una sezione tipo ad un'altra potrà avvenire in modo graduale: il progettista potrà adottare dei criteri flessibili di variazione della specifica sezione, ottimizzando gli elementi previsti, in modo che, da una parte, sia garantita la continuità e la sicurezza delle lavorazioni in cantiere e, dall' altra sia lasciato inalterato il livello prestazionale dell' opera.

In questa ottica nell' ambito del progetto esecutivo si adotteranno quei criteri di flessibilità esecutiva che consentano la massima velocità di avanzamento e tali da ridurre al minimo lo sviluppo reologico temporale del processo di detensionamento e rilassamento dell' ammasso al contorno e sul fronte .

9. TECNOLOGIE ALTERNATIVE E PRESCRIZIONI

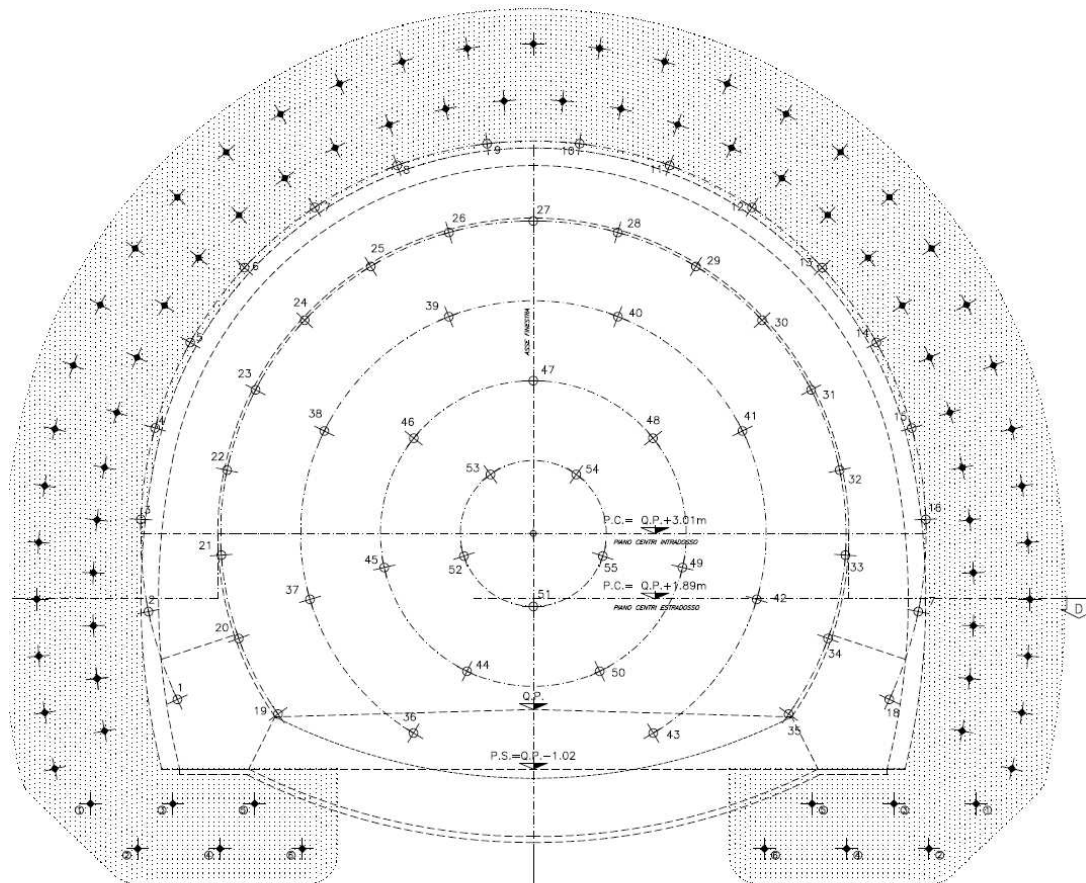
9.1 Campo prova iniezioni al contorno

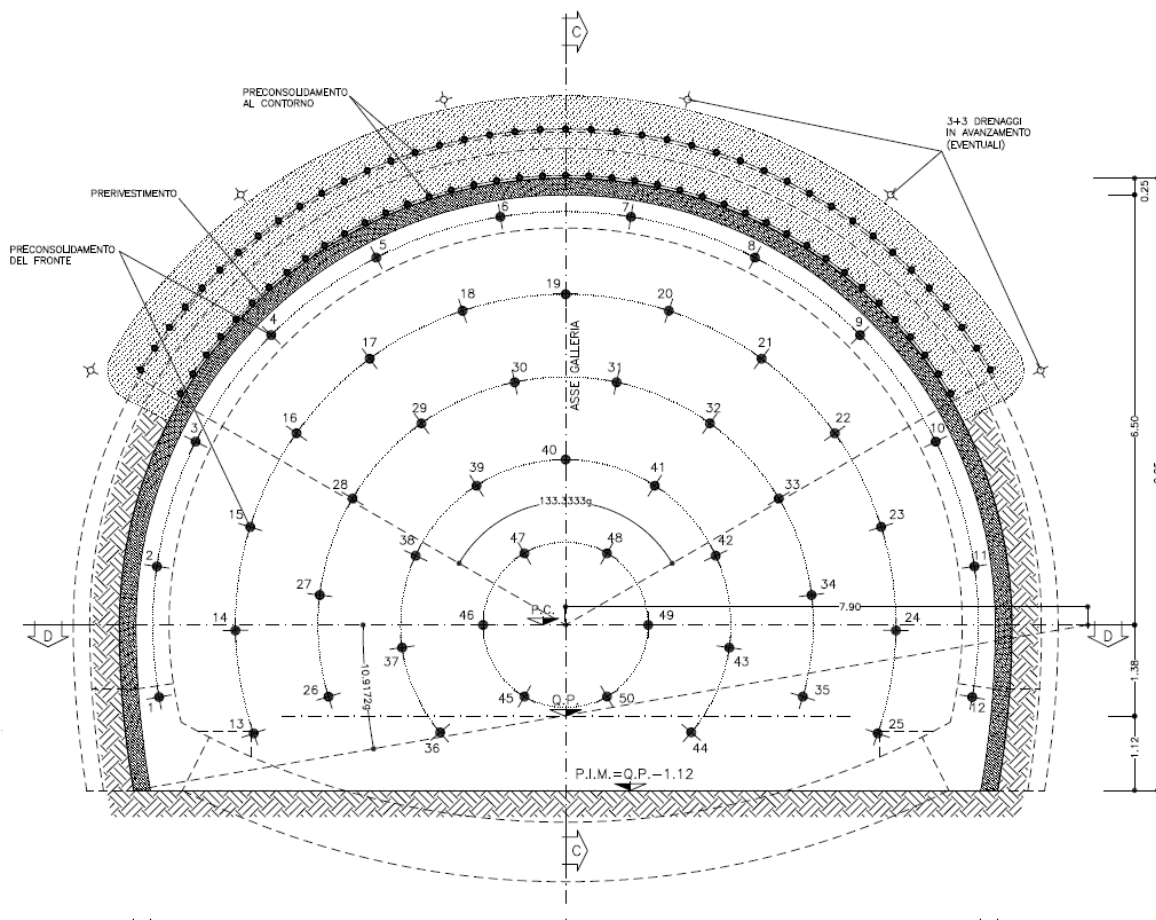
Il campo prova, eseguito secondo le geometrie descritte, avrà lo scopo di valutare da subito l'efficacia del trattamento ed eventualmente adeguare e tarare i parametri di progetto sulla base dei risultati ottenuti.

Il campo prova per le iniezioni al contorno verrà eseguito direttamente al contorno del cavo, realizzando 4 trattamenti, due sui reni e due in calotta, tra quelli già previsti nelle geometrie della sezione tipo. Il numero di valvole e le caratteristiche della perforazione saranno analoghe a quanto previsto in Progetto.

Tali trattamenti preliminari fungeranno da "fori pilota" al fine di tarare i parametri operativi di iniezione previsti per il trattamento.

Eseguito il primo campo prova, al procedere degli scavi, le iniezioni preliminari dovranno essere ripetute ogni qual volta il fronte evidenzi anomalie geologiche e/o geostrutturali rispetto alla condizione iniziale di prova. Le sezioni tipo per le quali è previsto un consolidamento al contorno per la galleria in esame sono la B2V e la C2.





La geometria dell'intervento consentirà di realizzare un trattamento sufficientemente diffuso dell'ammasso al contorno del cavo, così da determinare un arco di scarico che faciliti l'incanalamento degli sforzi ai lati del cavo e che nel contempo ne riduca l'entità. Le iniezioni avverranno a volume e pressione controllate.

La miscela cementizia avrà le seguenti specifiche tecniche:

Miscela di guaina (composizione media eventualmente da tarare in corso d'opera):

- Cemento tipo 32.5-42.5;
- Rapporto acqua/cemento = $1.5 \div 2.0$;
- Rapporto bentonite/acqua = $0.05/0.08$;
- Densità = $1.28 \div 1.32 \text{ g/cm}^3$.

Miscela per iniezioni (composizione media eventualmente da tarare in corso d'opera):

- Cemento tipo 42.5-52.5;
- Rapporto acqua/cemento = 0.7 ;
- Rapporto bentonite/acqua = 0.02 ;
- Densità = $1.6 \div 1.8 \text{ g/cm}^3$;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 78 di 87

- Viscosità Marsh \cong 35-45''
- Additivo fluidificante 3-4% sul peso del cemento
- Eventuale bentonite ($b/a < 0.02$)

Relativamente ai terreni da trattare, con riferimento all'applicazione della sezione tipo C2, si sono considerate le condizioni di maggiore alterazione delle argille di Ortovero e i livelli di conglomerati e brecce, entrambi con proprietà geomeccaniche molto scadenti. Per quanto riguarda la sezione B2V si è considerato un contesto geologico/geotecnico di applicazione simile a quello appena descritto, sebbene in tale caso le intercalazioni di brecce e conglomerati che saranno oggetto dell'intervento di consolidamento dovranno risultare evidenti unicamente nella porzione alta del fronte di scavo.

Nelle situazioni descritte ci si può attendere, in modo discontinuo, un'alternanza di fasce più "aperte", specie negli strati di conglomerati e brecce e negli strati più superficiali, dove a causa della presenza di strati eterogenei sarà possibile operare una permeazione del terreno, ed una zona di intensa alterazione delle argilliti, laddove si opererà principalmente l'intasamento dei sistemi di fratturazione e di discontinuità dell'ammasso.

Una valutazione diretta della iniettabilità dei terreni da trattare, sarà operata nell'ambito delle iniezioni preliminari previste, dove si procederà a registrare i volumi di miscela assorbiti per ciascuna valvola di iniezione. A seguito delle evidenze del campo prova si potrà operare una calibrazione di maggiore dettaglio circa la composizione della miscela.

Allo scopo di verificare i parametri operativi sopra descritti, si individuano, di seguito, le prescrizioni relative alla realizzazione del campo prova costituito dalle 4 perforazioni preliminari.

Il programma di controllo prevede sinteticamente:

Controlli preliminari: da condursi prima dell'intervento di consolidamento che riguardano in particolare le caratteristiche minime delle miscele da impiegare.

Controlli durante il campo prova: da eseguire all'interno dell'area da consolidare, con lo scopo di tarare, se necessario, i parametri pre-definiti e, soprattutto, calibrare l'esatta entità del volume da consolidare e l'efficacia dell'intervento di consolidamento.

Controlli finali (necessità da valutare in funzione degli assorbimenti registrati): Verranno eseguite prove in situ di tipo sismico per la valutazione delle caratteristiche del terreno a seguito dell'intervento stesso. La tipologia dell'opera che si andrà a realizzare richiede in particolare la formazione di volumi di terreno consolidato di geometria e caratteristiche meccaniche predeterminate in progetto. Risulta necessaria la valutazione delle caratteristiche del terreno consolidato, attraverso prove sia in situ (tomografie sismiche) sia in laboratorio. In funzione degli esiti dei primi controlli eseguiti, tali indagini potranno essere eseguite anche successivamente all'inizio degli scavi.

9.1.1 Controlli preliminari

In fase preliminare andranno valutate le caratteristiche delle miscele da impiegare per la cementazione dei fori (guaina) e per l'iniezione delle valvole.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGN5C00001A00 Foglio 79 di 87

Dovranno essere garantiti i seguenti requisiti minimi.

La *miscela di guaina* del foro dovrà avere le seguenti caratteristiche minime:

- resa volumetrica > 95 %;
- resistenza a compressione $\approx 10 \text{ kg/cm}^2$ (a 28 gg);

La *miscela di iniezione*, ad alta penetrabilità, dovrà avere le seguenti caratteristiche minime:

- resa volumetrica > 95 %;
- resistenza a compressione > 30 kg/cm^2 .
- peso specifico 1.5 - 1.8 t/m^3 ;
- viscosità Marsh iniziale 35 - 45 sec;
- pressofiltrazione a 7 atm:

a 30"	<10 cm ³
a 1'	<15 cm ³
a 2'	<22 cm ³
a 4'	<32 cm ³
a 8'	<48 cm ³
a 15'	<65 cm ³
a 30'	<100 cm ³

La composizione della miscela dovrà rispettare quando previsto nei paragrafi precedenti.

Circa le prove da eseguire per il controllo delle miscele cementizie da impiegare, si ritiene che debbano essere condotte giornalmente, come previsto anche dal Capitolato Italferr, le seguenti prove:

- Massa volumica (per il controllo della densità: $1.45 \div 1.61 \text{ g/cm}^3$);
- Viscosità Marsh (per il controllo della viscosità: 38");
- Resa volumetrica (per il controllo della stabilità della miscela: >95%);
- Prelievo di campioni per prove di compressione (per il controllo della resistenza: $R_{ck} > 2.5 \text{ MPa}$ a 28gg).

Per le prove di viscosità apparente (con viscosimetro Rheometer) e presso filtrazione, previste dal Capitolato Italferr, si riportano le seguenti considerazioni.

La prova di viscosità apparente, mediante l'impiego di viscosimetro rotazionale (ad esempio coassiale di tipo "Rheometer") viene generalmente eseguita per miscele chimiche dove è forte la dipendenza della viscosità della miscela (ovvero della resistenza a taglio alla rotazione del viscosimetro) in funzione del tempo; la prova consente soprattutto di verificare la lavorabilità della

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRRHGNSC00001A00 Foglio 80 di 87

miscela e di testare le proprietà reologiche della miscela. Impiegando, nell'intervento in questione, miscele di tipo binario acqua/cemento, si ritiene che il controllo della viscosità della miscela possa essere più semplicemente effettuato mediante il cono di Marsh, attuando la prova già prevista.

Circa la prova di pressofiltrazione, essa è volta alla verifica della stabilità della miscela, costituendo quindi un ulteriore controllo, più approfondito, della resa volumetrica. In genere la prova viene condotta su fanghi bentonitici; risulta meno frequente su miscele binarie. Si propone, come effettuato dagli Scriventi in altri Cantieri, di eseguire la prova "una tantum" durante lo svolgimento dei lavori (ad esempio durante l'esecuzione del campo prova) su campioni scelti dalla D.L., così da verificare che i controlli effettuati mediante resa volumetrica garantiscano l'impiego di una miscela stabile.

La prova consiste nel misurare, mediante pressofiltra standard, posta alla pressione normalizzata di 700 kPa (7 atm), il volume d'acqua filtrata dopo un tempo prestabilito; nel caso di miscela "non stabile" si osserva che la quasi totalità dell'acqua presente nella miscela filtra dopo pochi minuti. Diversamente, il volume filtrato dopo 30 minuti risulta dell'ordine del 35-45% del volume testato (da verificare in funzione della composizione della miscela).

9.1.2 Controlli durante il campo prova

Dovranno essere identificate e segnalate per ogni trattamento eventuali refluenti del materiale iniettato sul fronte.

controlli sulla sospensione di iniezione

- peso specifico
- viscosità Marsh
- acqua libera

le iniezioni valvolate verranno controllate con prelievi e determinazioni per ogni iniezione di:

- viscosità
- peso specifico
- tempo di presa
- decantazione (bleeding)

Per ogni foro verrà preparato un rapporto di perforazione nel quale saranno indicati:

- Numero e tipo di foro;
- Data, ora di inizio e fine perforazione;
- Sistema e fluido di perforazione adottati;
- Profondità raggiunta;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGN5C00001A00 Foglio 81 di 87

- Profondità della falda acquifera;
- Note di eventuali difficoltà di perforazione o franamenti. Per ogni trattamento del campo prova verrà compilata una scheda contenente le seguenti informazioni:
- parametri operativi di progetto e reali (quota, errore di centramento sul picchetto, inclinazione dell'asta di perforazione)
- parametri di perforazione (lunghezza della perforazione, lunghezza perforazione a vuoto, diametro utensile, tipo di utensile);
- parametri di iniezione (numero valvole, pressione della miscela, portata della miscela, volume della miscela);
- caratteristiche della miscela (rapporto acqua/cemento, quantità di miscela utilizzata, densità della miscela, viscosità della miscela, decantazione o resa volumetrica, tempo di presa, prelievo dei campioni per prove a rottura);
- caratteristiche del singolo consolidamento (diametro efficace, quota testa).

9.1.3 Controlli finali

Sono previste alcune prove geofisiche in situ, allo scopo di verificare, attraverso l'analisi delle velocità sismiche, le caratteristiche di elasticità medie dei materiali consolidati e di confrontarlo con quello dei terreni adiacenti non interessati dal consolidamento. La determinazione avverrà per via indiretta mediante indagine tomografica con metodo sismico.

I valori medi delle velocità sismiche ottenuti dalla prospezione (**onde P ed S**) saranno poi utilizzati per determinare le caratteristiche geotecniche medie dei terreni e l'incremento del modulo elastico medio dei materiali trattati mediante iniezioni cementizie con tubi valvolati.

L'elaborazione grafica computerizzata dell'indagine tomografica si concretizza attraverso la restituzione di "immagini" con zonature a varie tonalità di colori, che vengono associati ai diversi gradi d'intensità delle velocità sismiche rilevati all'interno del volume di terreno esaminato. Tale elaborazione permette quindi una restituzione bidimensionale continua delle caratteristiche elastiche dei terreni consolidati lungo direttrici d'indagine predefinite.

9.1.4 Esame del consolidamento

Per i trattamenti verrà eseguito il prelievo di campioni mediante carotaggio meccanico utilizzando una carotatrice elettrica da sottoporre a prove di laboratorio (prove di compressione ed analisi microsismica delle velocità delle onde elastiche) per determinare:

- resistenza alla compressione semplice a 3, 7 e 28 gg.
- densità
- modulo elastico.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGN5C00001A00 Foglio 82 di 87

9.2 Tecnologie alternative di perforazione

In corso d'opera si potrà valutare la possibilità di variare la metodologia di perforazione (a secco) utilizzando un opportuno fluido di perforazione (miscela cementizia, acqua additivata con agente schiumogeno, ...) in funzione delle caratteristiche dell'ammasso e previa esecuzione di adeguate prove in sito, atte a garantire:

- ai fini del consolidamento del terreno, caratteristiche funzionali e di resistenza non inferiori a quanto fornito seguendo le attuali prescrizioni;
- l'assenza di problemi connessi alla "sensibilità" dei terreni interessati dalle perforazioni;
- condizioni di inghisaggio analoghe a quelle ottenute con la perforazione a secco.

La lunghezza dei consolidamenti al fronte e al contorno potrà essere diversa da quanto riportato nei relativi elaborati: andrà di conseguenza valutata la necessità di adeguare le geometrie di esecuzione previste in progetto.

9.3 Tecnologie alternative per l'armatura dello spritz-beton

Nell'ambito delle tecnologie da applicare per la realizzazione delle gallerie naturali è previsto per l'esecuzione del priverivestimento l'impiego di calcestruzzo proiettato, armato con centine metalliche e rete oppure con centine metalliche e fibre in acciaio.

Entrambe le tecnologie della rete e del fibrorinforzato risultano perfettamente equivalenti dal punto di vista prestazionale seppure caratterizzate da parametri di qualificazione diversi e da una differente modalità di messa in opera.

Coerentemente con ciò, nelle tavole di progetto è stata volutamente lasciata la possibilità di alternativa tra le due tecniche di armatura essendo stata verificata l'equivalenza progettuale.

La scelta tra l'utilizzo di fibre o di rete elettrosaldata verrà operata in cantiere in base alle reali condizioni operative dello scavo, in funzione di quanto precedentemente detto. Qualora l'ammasso presenti caratteristiche geomeccaniche migliori di quanto preventivato sarà possibile proteggere il fronte di scavo ricorrendo all'uso di spritz-beton semplice (non armato né fibrorinforzato).

Per quanto concerne le caratteristiche di resistenza dello spritz-beton, è previsto l'impiego di un $f_{cm}=30\text{MPa}$ indipendentemente dalla sezione tipo adottata.

9.4 Armatura del rivestimento definitivo

In corrispondenza delle criticità ad oggi riscontrate è risultato necessario l'utilizzo di rivestimenti definitivi opportunamente armati.

In corso d'opera è prevista la possibilità di utilizzare in calotta e piedritti sia armature tralicciate, sia quelle standard. Analogamente, in arco rovescio possono essere utilizzate gabbie prefabbricate o armatura tradizionale. Dette opzioni risultano valide anche per le tratte di gallerie artificiali.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRRHGNSC00001A00 Foglio 83 di 87

Inoltre, le armature di arco rovescio potranno eventualmente non essere passanti nelle riprese di getto (*da decidersi in corso d'opera, in funzione delle condizioni d'ammasso e quindi degli stati tensionali indotti nel rivestimento definitivo*).

Attualmente, tali armature sono state utilizzate in tutti i casi in cui, sulla base dei dati raccolti, siano risultate presenti o siano state previste le condizioni per il determinarsi di sollecitazioni flessionali elevate sui rivestimenti, ovvero:

- In presenza di elementi indicanti formazioni o loro parti con basse caratteristiche geomeccaniche;
- In presenza di passaggi intraformazionali, ove le differenti caratteristiche geomeccaniche delle due formazioni rocciose possono provocare degli stati di tensione non uniformi al contorno della galleria, o in presenza di ammassi anisotropi o più fortemente eterogenei (anche in tal caso la distribuzione delle spinte al contorno del cavo risulta asimmetrica);
- Nel sottoattraversamento di preesistenze con basse coperture (inferiori a 25-30 m) o di altre zone con criticità singolari (in ammassi disturbati o in presenza di spinte dovute a movimenti di versante);
- Nelle zone soggette a rischio sismico (basse coperture, zone di contatto stratigrafico, zone di faglia);
- In corrispondenza degli, ossia nelle zone ove si verifica generalmente la concomitanza di parietalità e basse coperture;

In presenza di parietalità della galleria rispetto al piano campagna (tipicamente 1-2 ϕ), le spinte di ammasso risultano infatti di lieve entità, ma la loro distribuzione asimmetrica sul contorno del cavo genera nel rivestimento definitivo una forte asimmetria tensionale con elevati momenti flettenti e ridotti sforzi normali.

Analogamente, nei tratti "superficiali" di galleria naturale, la scarsa potenza dello strato di terreno presente sopra l'opera talvolta non permette la formazione dell'effetto arco; in tal caso, tutta la massa di terreno superiore grava per intero sul rivestimento definitivo, che risulta soggetto prevalentemente a carichi di tipo gravitativo.

In queste situazioni si ha lo sviluppo di elevati sforzi normali ed elevati momenti flettenti.

Più in generale, in corso d'opera l'armatura di rivestimento definitivo sarà applicata su qualunque sezione tipo nel caso in cui, in funzione dei riscontri degli scavi e del monitoraggio, si dovessero evidenziare difformità rispetto alle ipotesi e condizioni di progetto, e quindi, onde non incorrere in una fessurazione del rivestimento definitivo, anche per tratte ad oggi non prevedibili come armate, in quanto non ricomprese con evidenza nelle situazioni di cui ai punti precedenti.

Un diverso utilizzo di armature per il rivestimento definitivo non deve dunque essere considerato come univocamente condizionato all'adozione di specifiche sezioni tipo, in quanto almeno in parte

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRHGN5C00001A00
	Foglio 84 di 87

indipendente dalla tipologia e densità di consolidamenti applicati al fronte e in calotta, o dai rivestimenti di prima fase, e quindi non necessariamente legato ad una loro contestuale modifica.

Del resto, anche nel caso di tratte già previste come armate in progetto, non si può escludere che si determinino condizioni difformi da quanto oggi preventivabile, e tali da richiedere un appesantimento delle armature stesse, o anche da consentirne, viceversa, un'ottimizzazione, in funzione delle diverse condizioni di carico del rivestimento definitivo e della sua risposta strutturale nell'interazione con l'ammasso nelle diverse fasi realizzative.

9.5 Distanze di getto dei rivestimenti definitivi

Le distanze di getto del rivestimento vengono misurate a partire dal fronte di scavo e sono relative ad arco rovescio, murette e calotta. Esse sono funzione della risposta tenso/deformativa del cavo nonché di specifiche situazioni locali riguardanti le singole gallerie.

In linea generale, il getto dell'arco rovescio e delle murette dovrà avvenire contemporaneamente solo in casi particolari, da valutarsi in corso d'opera; sempre in linea generale, si potrà effettuare un getto separato di arco rovescio e murette, avendo comunque cura di realizzare le murette il più vicino possibile al fronte di scavo, onde ottenere una più rapida stabilizzazione delle convergenze.

La distanza di getto della calotta sarà anch'essa funzione delle condizioni generali d'ammasso. Per ammassi che si trovino in condizioni geomeccaniche scadenti o per situazioni che evidenzino elevati valori tenso/deformativi sarà necessario portare il getto della calotta il più possibile vicino al fronte (variabilità minima); in ammassi che presentino discrete caratteristiche geomeccaniche o bassi valori tenso/deformativi si potrà invece utilizzare come distanza di getto la distanza massima prevista all'interno del range di variabilità di detta sezione tipo (variabilità massima); infine se l'ammasso si presenta in condizioni simili a quelle previste in progetto, si procederà ad utilizzare la distanza media all'interno del range di variabilità previsto.

Le distanze di getto sono funzione della tipologia d'ammasso nonché delle convergenze misurate in galleria o all'esterno, e dei valori di estrusione al fronte; in linea generale dovrà essere applicata la distanza minima qualora le deformazioni misurate risultino comprese tra la soglia di attenzione e la soglia di allarme stabilite nel presente documento, e/o nel caso in cui i parametri geomeccanici riscontrati in fase di esecuzione dei lavori si collochino verso l'estremo inferiore del range di variabilità del rispettivo gruppo geomeccanico.

La distanza "massima" all'interno del range di variabilità potrà essere generalmente applicata qualora le convergenze misurate e le estrusioni risultino al di sotto della soglia di attenzione, e qualora i parametri geomeccanici si collochino verso l'estremo superiore del range di variabilità del gruppo geomeccanico.

La distanza di getto dei rivestimenti definitivi rispetto al fronte dovrà comunque rispettare tendenzialmente la massima distanza prevista per la sezione tipo in esame; il progettista potrà valutare in corso d'opera la possibilità di aumentare ulteriormente le distanze massime progettuali; situazioni locali e particolari verranno valutate di volta in volta.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRHGN5C00001A00	Foglio 85 di 87

Condizione comunque necessaria è la presenza dei rivestimenti della prima canna in scavo al momento dello scavo della carreggiata adiacente. In tal senso si prescrive, in qualsiasi condizione geomeccanica, una distanza minima tra i due fronti in scavo pari a 5 diametri.

Per quanto concerne i valori numerici delle distanze di getto relativamente ad ogni sezione tipo si vedano i relativi paragrafi, mentre per le corrispondenti variabilità suggerite si vedano le tabelle allegate.

9.6 Caratteristiche minime di resistenza del calcestruzzo in relazione alle fasi operative

Per quanto riguarda il calcestruzzo che costituisce il riempimento dell'arco rovescio, si prevede di poter transitare sul cls quando sia stata raggiunta una resistenza minima di 4 MPa a compressione, ferma restando la resistenza caratteristica richiesta da progetto.

Nel caso fosse necessario transitare prima del raggiungimento di tale resistenza, il cls sarà opportunamente protetto da elementi ripartitori, tali da scaricare una pressione congrua per le caratteristiche di resistenza misurata a quella data di maturazione.

Per quanto riguarda il calcestruzzo di calotta, fermo restando la resistenza caratteristica richiesta da progetto, si prescrive che il disarmo del getto non avvenga prima che il calcestruzzo stesso abbia raggiunto una resistenza di almeno 8 MPa (a meno di condizioni di spinta d'ammasso particolari).

9.7 Tecniche di consolidamento dei fronti di scavo

Per fronte "misto" si intende un fronte di scavo nel quale sono presenti contemporaneamente due o più formazioni con caratteristiche geomeccaniche differenti; in questo caso si provvederà ad una diversificazione degli interventi di consolidamento in funzione delle formazioni presenti.

In base allo studio geologico effettuato, lungo il tracciato potranno presentarsi tali situazioni:

- Contatti tra le formazioni plioceniche AdO e le lenti conglomeratiche: il consolidamento del fronte avverrà in un'unica fase tramite VTR semplicemente cementati, avendo l'accortezza di predisporre una geometria di consolidamento che tenga conto delle zone a differenti caratteristiche geomeccaniche presenti sul fronte, come descritto successivamente. La posizione delle lenti potrà anche indicare la necessità di eseguire il consolidamento al contorno mediante iniezioni da valvole (sezioni tipo C2 e B2V).

Le geometrie di consolidamento presentate negli elaborati grafici di progetto devono intendersi come geometrie "medie"; in presenza di anomalie localizzate su parte del fronte, o per esigenze locali di messa in sicurezza, non è esclusa la possibilità di una variazione "puntuale" delle quantità o delle geometrie dei consolidamenti. Pur rimanendo invariato il numero totale degli interventi, nello specifico potranno aversi zone del fronte con differenti densità di intervento in funzione delle caratteristiche geomeccaniche "puntuali" di ciascuna zona; si potranno inoltre variare le lunghezze di sovrapposizione nonché l'interasse degli infilaggi in calotta, prevedendo un raffittimento degli infilaggi ed una maggiore sovrapposizione ove necessario ed un diradamento nelle zone del fronte più competenti.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 Foglio 86 di 87

Gli interventi di consolidamento precedentemente elencati dovranno essere dimensionati in modo da "cucire" la superficie di contatto tra le diverse formazioni, ovvero si dovrà prestare particolare attenzione nella definizione degli angoli di perforazione e delle lunghezze degli elementi. Detta operazione verrà definita nel dettaglio in corso d'opera, sulla base delle conoscenze geologiche ed idrogeologiche acquisite nel corso dello scavo, nonché in base ai rilievi dei fronti effettuati.

9.8 Soglie d'attenzione e d'allarme

In corso d'opera è prevista la possibilità di ritarare i valori numerici delle "soglie" di attenzione e di allarme previsti per i diversi litotipi. In questa fase le soglie risultano necessariamente derivate da parametrizzazioni geomeccaniche, schemi e modelli di calcolo basati sui dati ad oggi disponibili; si pensi anche alla ben nota "difficoltà", in campo geotecnico - geomeccanico, di stimare correttamente i valori rappresentativi dei parametri di deformabilità dei terreni e di ottenerne previsioni accurate di deformazioni, soprattutto per ammassi piuttosto eterogenei quali quelli in esame e per attività di scavo di complessa modellazione quali quelle in progetto (due canne da scavare l'una in prossimità dell'altra, effetti di parietalità ecc.).

Per le motivazioni succitate i valori di soglia indicati in questa prima fase risultano indicativi e solo in fase di scavo gli stessi potranno essere ridefiniti più adeguatamente; non si esclude la possibilità di avere valori di soglia differenti tra la prima e la seconda fornice.

9.9 Sottoattraversamento di preesistenze

Lo studio del quadro deformativo indotto dallo scavo delle gallerie e la successiva valutazione dei possibili danni sugli edifici è stata svolta ipotizzando una variabilità del Volume perso $V_p=1.0-2.0\%$ e parametro k pari a $0.25 - 0.4$

Nel dettaglio, a partire dall'ipotesi di volume perso 2.0% si sono presi in considerazione tutti gli edifici la cui classe di danno, elaborato con le formulazioni descritte nei Paragrafi precedenti abbia fornito valori maggiori di 2, definendo in questo modo delle tratte "sensibili" di sottoattraversamento.

In tali tratte si prevede lo scavo mediante sezioni tipo caratterizzate da interventi di consolidamento, preconsolidamento e sostegno studiati al fine di limitare al minimo il disturbo alle preesistenze e garantire, nello stesso tempo, il controllo deformativo e del relativo volume perso.

In tali condizione è lecito ipotizzare, anche sulla base di esperienze in contesti simili, una riduzione del volume perso teorico di calcolo, assunto solo per le tratte prima definite pari al valore minimo del "range" ipotizzato ($V_p=1\%$).

Se in tale condizione (ipotesi di $V_p = 1\%$), si verifica la presenza di edifici ad uso abitativo/civile ricadenti in classi di danno maggiori di 2, è stato previsto un consolidamento integrativo dall'alto eseguito mediante iniezioni cementizie e chimiche o jet-grouting monofluido in funzione della posizione dell'interferenza rispetto alla galleria.

Non si esclude che, in corso d'opera, particolari e locali condizioni geomeccaniche al contorno comportino volumi persi effettivi durante gli scavi di entità differenti da quanto ipotizzato. In tali condizioni, verificate mediante le sezioni di monitoraggio previste, può essere prevista una

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRHGNSC00001A00 <div style="float: right;">Foglio 87 di 87</div>

variazione degli interventi di consolidamento, sia come quantità che come geometria, al fine di adattarsi alle diverse condizioni incontrate.

9.10 Criticità

Qualora in corso d'opera si evidenzino determinate criticità che rendano difficoltoso l'avanzamento degli scavi (splaccaggi del fronte e/o della calotta, situazioni geologiche puntuali, etc.), oltre ad intensificare gli interventi di consolidamento della sezione tipo è prevista anche l'alternativa di utilizzare degli infilaggi al contorno, ovvero di utilizzare infilaggi di inerzia maggiore rispetto a quanto riportato sulle tavole di progetto (qualora si applichi la sezione tipo B2V). Detta scelta sarà compiuta dal progettista in funzione di quanto registrato nel corso degli scavi.

La progettazione delle sezioni tipo è stata condotta conformemente ai dati ad oggi disponibili. Qualora dovessero verificarsi, in fase di scavo, condizioni geomeccaniche e/o idrogeologiche (stress tettonici, rapporto tra tensioni verticali ed orizzontali nel terreno,, etc.) diverse da quanto oggi ipotizzabile in base ai dati raccolti e disponibili, sarà necessario procedere ad una rivisitazione degli interventi, in particolar modo delle caratteristiche dei rivestimenti definitivi.