

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

GALLERIA NATURALE DI VALICO CAMERONE TIPO D
Relazione di monitoraggio e Linee guida

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 O	G N 1 6 0 X	0 0 2	A

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Emissione	Rocksoil 	15/07/2013	Rocksoil 	15/07/2013	A. Palomba 	19/07/2013	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: IG5102ECVROGN160X002A00
-----------	-------------------------------

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG5102ECVROGN160X002A00</p>	<p>Foglio 3 di 107</p>

INDICE

INDICE.....	3
1 INTRODUZIONE.....	7
2 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI.....	8
2.1 RACCOMANDAZIONI	10
3 MATERIALI IMPIEGATI.....	11
3.1 Consolidamenti e rivestimenti provvisori.....	11
3.2 Rivestimenti definitivi	13
3.3 Valori di verifica.....	13
4 DESCRIZIONE DELL'OPERA	14
5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....	17
5.1 Inquadramento Geologico – Geomorfologico - Idrogeologico	17
5.1.1 Il Bacino Terziario Piemontese	18
5.1.2 La Formazione di Costa Areea (fC) (Burdigaliano – Langhiano)	19
5.1.3 Depositi quaternari.....	20
5.2 Assetto idrogeologico dell'area	20
5.2.1 Circolazione idrica superficiale	20
5.2.2 Circolazione idrica sotterranea	21
5.3 Inquadramento Geotecnico	22
5.3.1 Depositi colluviali – Unità L/S.....	32
5.3.2 Marne alterate – Unità FC_alt.....	32
5.3.3 Formazione di Costa Areea	32
5.4 Parametri geotecnici e stratigrafia	43
6 PREVISIONI SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMASSI ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)	44
6.1 Calcolo e determinazione delle categorie di comportamento allo scavo	45
7 LINEE GUIDA PER L'APPLICAZIONE DELLE SEZIONI TIPO	47
7.1 Definizione delle caratteristiche geologiche-geomeccaniche dell'ammasso	49
7.2 Risposta deformativa del fronte e del cavo.....	51
7.3 Fasi esecutive e cadenze di avanzamento	52
7.4 Procedura di applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità	52
8 DESCRIZIONE DELLE FASI ESECUTIVE E DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO55	
8.1 Fasi esecutive	55
8.2 Analisi del Rischio.....	60
8.3 Analisi dei rischi lungo il tracciato del camerone tipo D.....	61

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG5102ECVROGN160X002A00</p>	<p>Foglio 4 di 107</p>

8.4	Sezioni tipo di avanzamento	62
8.4.1	Sezione tipo 1P	62
8.4.2	Sezione tipo 1	65
8.4.3	Sezione tipo 2	69
8.4.4	Sezione tipo 3	74
8.5	Soglie di attenzione e allarme	80
8.6	Applicazione di una diversa sezione tipo	80
9	TECNOLOGIE ALTERNATIVE E PRESCRIZIONI	81
9.1	Tecnologie alternative di perforazione	81
9.2	Tecnologie alternative per l'armatura dello spritz-beton	81
9.3	Armatura del rivestimento definitivo	81
9.4	Distanze di getto dei rivestimenti definitivi	83
9.5	Caratteristiche minime di resistenza del calcestruzzo in relazione alle fasi operative	84
9.6	Tecniche di consolidamento dei fronti di scavo e di consolidamento radiale al contorno	84
9.7	Soglie d'attenzione e d'allarme	85
9.8	Criticità	85
10	INTRODUZIONE MONITORAGGIO	86
11	MISURE DI CONVERGENZA A CINQUE PUNTI	88
11.1	Definizione	88
11.2	Installazione	88
11.3	Frequenza delle stazioni e dei rilevamenti	88
11.4	Sistema di acquisizione	89
11.5	Restituzione dati	89
12	MIRE E PRISMI OTTICI SUL RIVESTIMENTO DEFINITIVO	90
12.1	Definizione	90
12.2	Installazione	90
12.3	Frequenza dei rilevamenti	90
12.4	Sistema di acquisizione	90
12.5	Restituzione dati	91
13	MISURE DI TENSIONE NEI RIVESTIMENTI CON CELLE DI CARICO E BARRETTE ESTENSIMETRICHE	91
13.1	Definizione	91
13.2	Installazione	92
13.3	Modalità di rilevamento	92
13.4	Frequenza dei rilevamenti	94
13.5	Restituzione dati	94
14	MISURE DI ESTRUSIONE TOPOGRAFICA	95

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5102ECVROGN160X002A00</p>	<p>Foglio 5 di 107</p>

14.1	Installazione	95
14.2	Frequenza delle letture	95
14.3	Sistema di acquisizione	95
14.4	Restituzione dati.....	96
1 5	ESTENSIMETRI MULTIBASE O ESTENSIMETRI INCREMENTALI	96
15.1	Definizione	96
15.2	Installazione	96
15.3	Descrizione e modalità esecutive	97
15.3.1	Tubi	97
15.3.2	Sonda Estensimetrica	97
15.3.3	Centralina Di Misura	98
15.3.4	Aste	98
15.3.5	Collaudo della tubazione estensimetrica e lettura iniziale di riferimento.....	98
15.4	Estensimetri fissi da foro (acquisizione automatica dati)	99
15.5	Frequenza delle letture	99
15.6	Restituzione Dati	99
1 6	RILIEVO GEOLOGICO-GEOSTRUTTURALE DEI FRONTI DI SCAVO	100
16.1	Rilievi di tipo analitico.....	100
16.1.1	Caratteristiche litologico-stratigrafiche e strutturali	101
16.1.2	Caratteristiche geotecniche-geomeccaniche.....	104
16.2	Rilievo di tipo speditivo.....	105
16.3	Rilievo di tipo speditivo-pittorico.....	105
16.4	Archiviazione dei dati geologici.....	105
1 7	INDAGINI GEOGNOSTICHE IN AVANZAMENTO	106
1 8	DEFINIZIONE DELLE SOGLIE DI ATTENZIONE E DI ALLARME.....	106
1 9	CONCLUSIONI	107

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG5102ECVROGN160X002A00

Foglio
6 di 107

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVROGN160X002A00 <div style="float: right;">Foglio 7 di 107</div>

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 per il camerone tipo D della galleria di Valico.

A tale scopo verrà fornito un inquadramento dell'opera nel contesto territoriale ed una descrizione della stessa, 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;
- Monitoraggio in corso d'opera

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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG5102ECVROGN160X002A00</p>	<p>Foglio 8 di 107</p>

2 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

- 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

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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 9 di 107

- 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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5102ECVROGN160X002A00</p>	<p>Foglio 10 di 107</p>

2.1 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
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 11 di 107

3 MATERIALI IMPIEGATI

3.1 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 ≥ 25 MPa - dosaggio per fibre in acciaio ≥ 30 kg/m³
Acciaio per centine, piastre e collegamenti:	S275
Acciaio per catene	S275
Acciaio per armatura e rete elettrosaldata:	B450 C
Acciaio bulloni ad ancoraggio continuo	B450 C
Drenaggi	Tubi microfessurati in PVC <ul style="list-style-type: none"> - $\phi_{est} > 60$ mm, sp. 5 mm - Resistenza alla trazione 4.5 MPa, rivestiti con TNT - I primi 10m da boccaforo devono essere ciechi - Diametro di perforazione = 100-120 mm
Impermeabilizzazione in PVC	<ul style="list-style-type: none"> - teli sp. ≥ 2mm +/- 5%, - 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>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5102ECVROGN160X002A00</p> <p>Foglio 12 di 107</p>

<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>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>Iniezioni di guaina</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.
<p>Iniezione di consolidamento</p>	<p>Cemento R42.5</p> <ul style="list-style-type: none"> - Cemento a finezza di macinazione non inferiore a 4500 cm/g Blaine - Rapporto a/c $\approx 0.4-0.7$ - Bentonite < 2 % - Additivo fluidificante (Flowcable o simili) ≈ 4 % di peso del cemento - Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 35-45 sec. - Densità ≈ 1.8 t/m³ - Rendimento volumetrico > 95 %

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 13 di 107

Parametri minimi del terreno consolidato	<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza a compressione 48h > 1.0 MPa - Resistenza a compressione 7gg > 1.5 MPa - R.Q.D. 48h > 50% - R.Q.D. 7gg > 70%
------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

3.2 Rivestimenti definitivi

Acciaio per armatura:	B450 C
Calcestruzzo strutturale calotta e piedritti	C25/30, XC2, S4
Calcestruzzo strutturale arco rovescio	C25/30, XC2, S3
Magrone di pulizia di sottofondo	Rm ≥ 15 MPa

3.3 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	$\sigma_{amm} = 190 \text{ MPa}$
Acciaio B450 C	$\sigma_{amm} = 160 \text{ MPa (*)}$
Calcestruzzo proiettato $f_{cm} \geq 25 \text{ Mpa}$	$\sigma_{amm} = 25/1.3 = 19.2 \text{ MPa}$
Calcestruzzo strutturale armato C25/30 Mpa	$\sigma_{amm} = 9.75 \text{ Mpa}$ $\tau_{c0} = 0.60 \text{ Mpa}$ $\tau_{c1} = 1.80 \text{ Mpa}$

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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Foglio 14 di 107
IG5102ECVROGN160X002A00		

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il camerone tipo D previsto per la galleria di Valico, risulta necessario per il collegamento dei tratti di galleria a singolo binario (tratti a doppia canna) con quelli contenenti il doppio binario (canna singola). L'opera si sviluppa in corrispondenza dell'imbocco Nord della Galleria Naturale di Valico e si estende dalla pk 28+254.748 alla pk 27+656.46 il cui primo tratto, compreso tra le pk 28+254.748 B.P. e pk 28+200.13 B.P., risulta essere scavato sotto protesi.

La massima copertura prevista per l'opera in esame risulta pari a circa 22m.

Date le dimensioni del cavo la sua realizzazione richiede fasi e modalità costruttive del tutto particolari, che non hanno alcun riscontro con quelle comunemente adottate per la galleria di linea.

Nello specifico il camerone è costituito da una sezione tipo con scavo sotto protesi in cui viene eseguito uno scavo a sezione piena, seguita da tre sezioni tipo eseguite con scavo parzializzato secondo la fasistica esposta nel seguito.

Si riportano nelle figure successive la pianta dell'opera e le principali sezioni, rimandando al §8.1 per la descrizione delle principali fasi esecutive agli specifici elaborati per ulteriori dettagli.

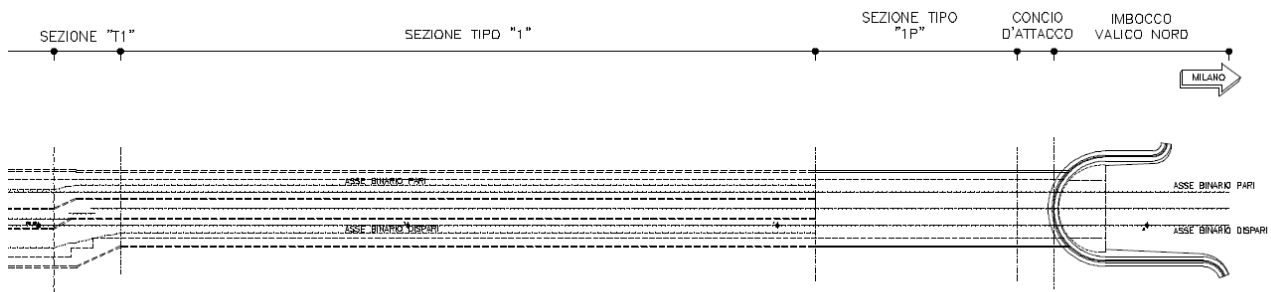


Figura 1 - Pianta del camerone 1/2

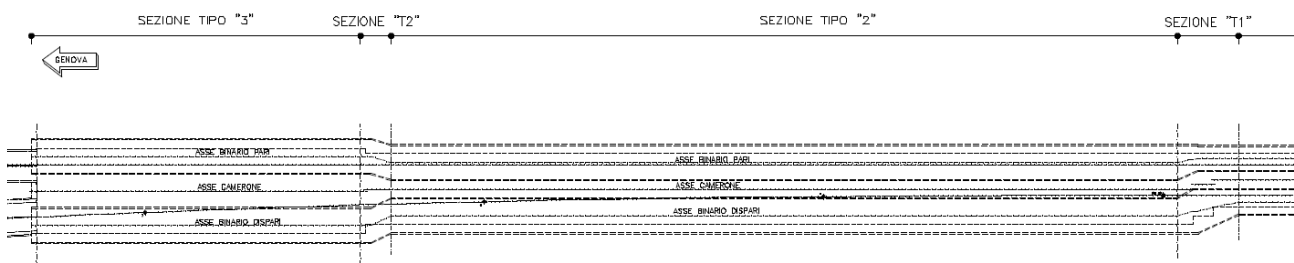


Figura 2 - Pianta del camerone 2/2

SEZIONE CORRENTE TIPO "1P"
SCAVO IN PROTESI

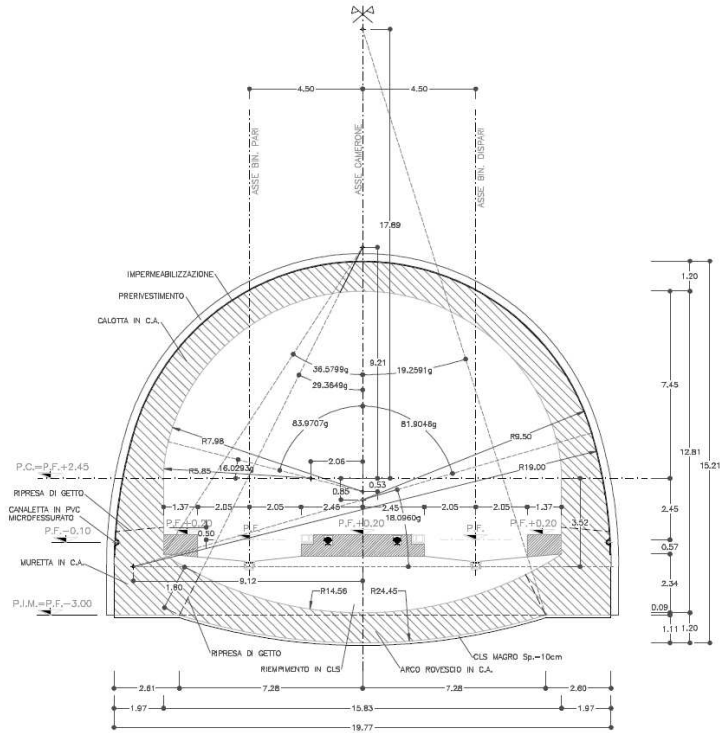


Figura 3 - Sezione tipo 1P

SEZIONE CORRENTE TIPO "1"
SCAVO CON CUNICOLI DI PIEDRITTO

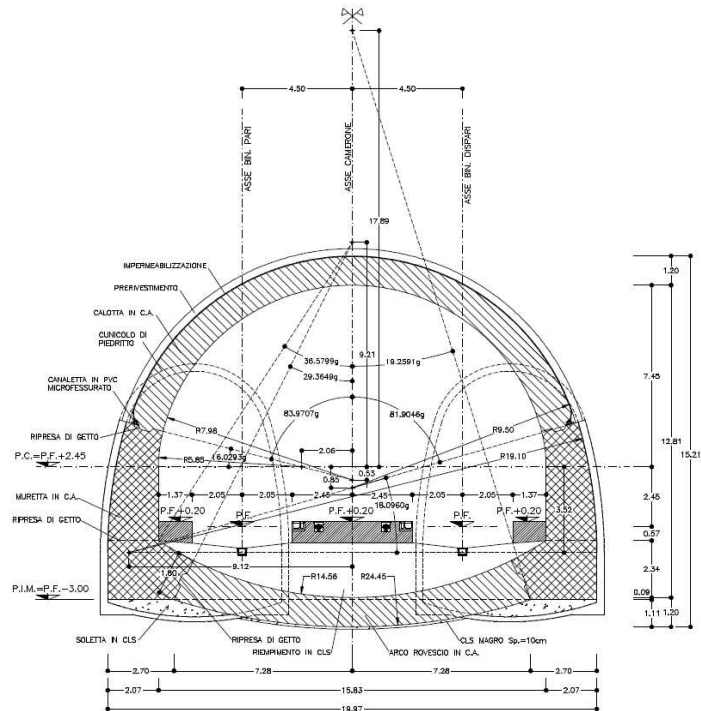


Figura 4 - Sezione tipo 1

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 17 di 107

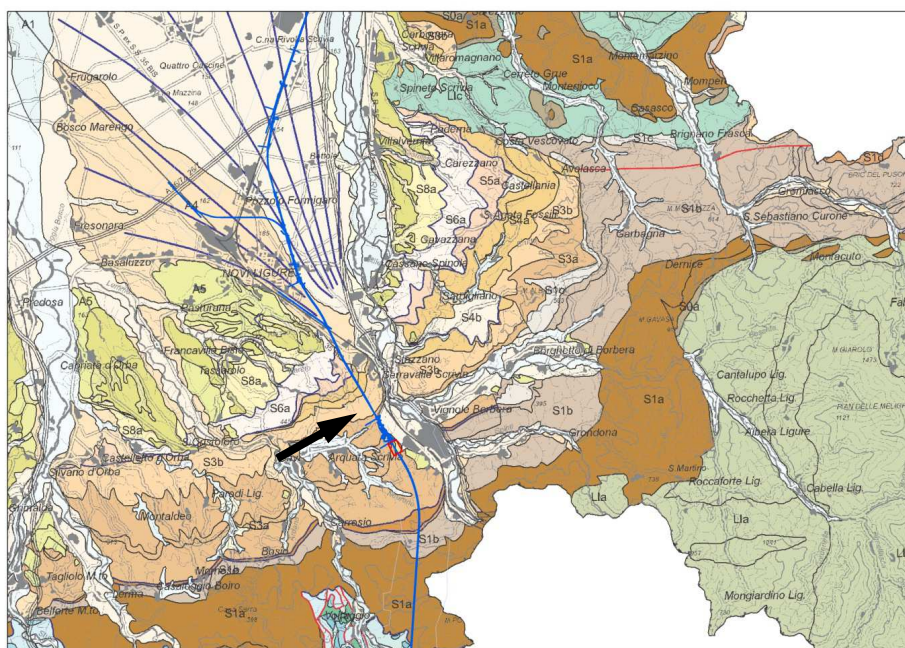
5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Si riporta di seguito un inquadramento generale geologico e geotecnico dell'area di interesse, rimandando alle relative relazioni e tavole per ulteriori dettagli.

5.1 Inquadramento Geologico – Geomorfologico - Idrogeologico

Il settore collinare di raccordo con la pianura è costituito da formazioni riferibili alle unità note come “Bacino Terziario Piemontese” (BTP) e “ciclo sedimentario autoctono e neoautoctono padano-adriatico” (Figura 7).

L'opera in progetto si sviluppa interamente all'interno della Formazione di Costa Aresia (Burdigaliano-Langhiano), facente parte del BTP e caratterizzata dall'associazione di due facies distinte: una pelitico-arenacea e una calcareo-marnosa (Ghibaudo et al., 1985).



LEGENDA

Depositi alluvionali

A1/A6 depositi fluviali del bacino alessandrino (Pleistocene medio – Attuale)

Bacino Terziario Piemontese

S8a Successioni marnoso-siltose zanclane; S6a Successioni terrigene messiniane; S4c Evaporiti e successioni euxiniche messiniane; S4b Corpi arenaceo-conglomeratici tortoniano-messiniani; S4a Successioni marnose tortoniano-messiniane; S3b Successioni arenaceo-pelitiche ed arenacee serravalliano-tortoniane; S3a Successioni arenaceo-pelitiche e marnose burdigaliano-langhiane; S2a Successioni prevalentemente carbonatiche burdigaliane; S1d Depositi silicei aquitaniano-burdigaliani; S1b Successioni marnose rupeliano-aquitane; S1c Corpi lenticolari arenaceo-conglomeratici rupeliano-aquitani; S1a Successioni arenacee e arenaceo-pelitiche rupeliane.

Dominio Ligure-Piemontese (unità non metamorfiche) - Flysch ad Helminthoides dell'Appennino

L1a Formazione del M. Antola, Formazione di Bruggi-Selvapiana, Argilliti di Pagliaro (Campaniano-Maastrichtiano p.p.); L1c Flysch di Monte Cassio (Cretaceo sup.-Eocene inf.?).

Figura 7 – Estratto della nuova Carta Geologica del Piemonte in scala 1:250.000 (Piana et al., in prep.) con l'ubicazione dell'area di studio (freccia). La parte in bianco è in territorio ligure.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 18 di 107

5.1.1 Il Bacino Terziario Piemontese

Il Bacino Terziario Piemontese (BTP) è costituito da un insieme di formazioni sedimentarie depostesi in discordanza, in un ciclo sedimentario trasgressivo, sulle unità che costituiscono la dorsale alpino-appenninica, per effetto dello smantellamento parziale del rilievo alpino dovuto al suo sollevamento tardo- e post-orogenico. Si tratta quindi di un bacino fortemente influenzato dalla tettonica recente, di età terziaria (Capponi et al., 2009).

La successione del BTP, essenzialmente terrigena, si sviluppa dall'Eocene sup. al Miocene sup. (Messiniano), superando talora 4000 m di spessore, con variazioni stratigrafiche legate a oscillazioni del livello del mare e spostamenti della posizione della linea di costa.

Il ciclo inizia con sedimenti continentali (Eocene sup.-Oligocene inf.), tra cui breccie e conglomerati di origine alluvionale (Breccie di Costa Cravara), deposti in ambiente prevalentemente subaereo e caratterizzati da una superficie di appoggio basale irregolare (condizionata dalla morfologia del substrato) e da scarsa continuità laterale.

Seguono, in successione stratigrafica, conglomerati deposti in depressioni preesistenti, che formano apparati di delta conoide contigui e coalescenti (Formazione di Molare a E del T. Scrivia, Conglomerati di Savignone a W; Oligocene?; S1a in Figura 7). La superficie di appoggio basale, geometricamente irregolare, spesso non è congruente con la giacitura della stratificazione.

Le formazioni di Molare e Savignone si distinguono unicamente per la diversa alimentazione, indicata dalla litologia dei clasti: nei conglomerati di Savignone prevalgono i calcari del M. Antola (Lias) e i metabasalti dell'unità Figogna; nella formazione di Molare sono rappresentate le metaofioliti delle unità di crosta oceanica affioranti a N e a W di Genova. Un corpo conglomeratico isolato, affiorante presso Fraconalto (AL), ha le caratteristiche dei conglomerati della formazione di Molare (Capponi et al. 2009). Non sono invece noti corpi conglomeratici con caratteristiche di alimentazione mista.

Secondo Di Biase & Pandolfi (1999a, 1999b, citati in Capponi et al. 2009) questa differenza di alimentazione riflette un controllo strutturale sull'erosione dell'edificio alpino: i conglomerati di Savignone deriverebbero dall'erosione di unità flyschoidi in posizione strutturale relativamente elevata, mentre i conglomerati di Molare deriverebbero dall'erosione di unità metamorfiche in posizione strutturale più profonda, testimoniando quindi una fase più recente di sollevamento della catena. I conglomerati di Savignone dovrebbero quindi essere più antichi di quelli di Molare, anche se mancano del tutto evidenze paleontologiche o di sovrapposizione stratigrafica reciproca (Capponi et al. 2009).

A partire dall'Oligocene sup. si depositano sedimenti marnosi, arenacei e arenaceo-marnosi francamente marini, che testimoniano l'esistenza di condizioni di mare aperto fino al Burdigaliano (Formazioni di Rigoroso, S1b; Costa Montada, S1d; Costa Areasa, S3a) e una successiva tendenza alla diminuzione di profondità tra il Langhiano e il Serravalliano (Formazioni di Cessole, S3a e di Serravalle, S3b).

Nel Messiniano infine, si instaurano condizioni lagunari, con la deposizione della Formazione Gessoso Solifera (S4c), affiorante sui rilievi immediatamente a W di Serravalle Scrivia.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 19 di 107

L'intera successione del BTP si sovrappone in discordanza sulle unità del substrato pre-oligocenico, con strati che immergono a medio-basso angolo in direzione N e NW, a formare una monoclinale abbastanza regolare. La regolarità della successione stratigrafica è localmente interrotta da alcune faglie subverticali di rigetto anche pluridecametrico.

5.1.2 La Formazione di Costa Areasa (fC) (Burdigaliano – Langhiano)

Nell'ambito del BTP, l'opera in progetto attraversa essenzialmente i litotipi costituenti la Formazione di Costa Areasa.

Tale formazione succede alla Formazione di Rigoroso con un contatto stratigrafico normale e passa alle soprastanti Marne di Cessole con un contatto che a W della Valle Scrivia è apparentemente normale mentre a E della stessa si realizza attraverso una discordanza erosionale la quale, procedendo verso E, arriva a elidere completamente la formazione (Ghibaudo et al., 1985).

La formazione è costituita da alternanze di strati torbiditici arenaceo-pelitici e di emipelagiti, con rapporto arenaria-pelite/emipelagite pari o inferiore a 1. La parte superiore (200 m ca.) è invece costituita da marne e peliti siltose, con rare e sottili intercalazioni di arenaria. Lo spessore complessivo è di circa 600 metri (Ghibaudo et al., 1985).

La successione sedimentaria è caratterizzata dall'associazione di due facies distinte: pelitico-arenacea e calcareo-marnosa (Ghibaudo et al., 1985). La facies pelitico-arenacea è costituita da cicli torbiditici (spessi da 10 cm a 3 m), con prevalenza della porzione pelitica; le peliti siltose, omogenee e di colore grigio scuro, formano strati di spessore variabile, generalmente superiore a quello degli strati arenacei associati; le arenarie sono da medio-grossolane a molto fini.

La facies calcareo-marnosa costituisce strati spessi da pochi cm a qualche decina di cm, intercalati agli strati torbiditici; si tratta di marne calcaree debolmente siltose, compatte, omogenee, a frattura concoide.

Questa associazione di facies è ritenuta dagli autori indicativa di una deposizione avvenuta in ambiente di piana sottomarina, mentre la parte superiore della formazione, essenzialmente pelitica, potrebbe rappresentare un ambiente di scarpata non attiva (Andreoni et al., 1981; Ghibaudo et al., 1985).

Nel settore interessato dalla WBS in progetto la formazione non affiora praticamente mai, essendo coperta in maniera continua da una coltre detritico-colluviale dello spessore di 1-2 m e da depositi di natura alluvionale sui fondovalle e detritico-alluvionale al piede dei versanti.

In base ai dati strutturali raccolti nelle immediate vicinanze dell'area di studio, la stratificazione immerge verso NNW di circa 25°-45°.

Il substrato è interessato da un ridotto grado di fratturazione, come testimoniato dalle stratigrafie dei sondaggi a carotaggi eseguiti lungo il tracciato nell'ambito del Progetto Preliminare (sondaggi XA301V001, XA301G032 e XA301G033). Una fascia di spessore molto ridotto, dell'ordine di 1-2 m ca. localizzata all'interfaccia con i terreni di copertura può essere interessata da un maggior grado di alterazione e fratturazione, indotte dall'infiltrazione di acqua percolante alla base della coltre

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 20 di 107

detritica; questa favorisce l'insorgere di processi di ossidazione e decarbonatazione la cui estensione è funzione sia dello stato di fratturazione del substrato, sia della permeabilità delle fratture, in genere molto bassa.

5.1.3 *Depositi quaternari*

5.1.3.1 *Coltre detritico-colluviale*

La coltre detritico-colluviale ha caratteri litologici e geotecnici che riflettono la natura del substrato di origine, da cui si genera principalmente per processi di alterazione in sito di natura fisico-meccanica e subordinatamente chimica e per trasporto ad opera degli agenti superficiali.

I litotipi pelitico-arenacei e marnosi della Formazione di Costa Areasa danno origine a una coltre ubiquitaria, a granulometria da limosa a limoso-sabbiosa, con frammenti litoidi, generalmente di taglia inferiore a 1 dm; la coltre ha generalmente spessore dell'ordine di 1-3 m, localmente anche maggiore e tende a ricoprire in maniera continua i versanti, ragion per cui anche lungo gli sbancamenti stradali non è di solito possibile osservare il substrato prequaternario affiorante.

La permeabilità della coltre detritica superficiale è in genere bassa o medio-bassa, data la granulometria prevalentemente fine, con conseguente tendenza alla ritenzione idrica che determina una maggiore propensione al dissesto; questo si esplica attraverso processi localizzati di soliflusso e, raramente, con la formazione di piccole frane di colamento superficiale. La bassa acclività dei rilievi non favorisce comunque l'insorgere di dissesti significativi.

5.2 **Assetto idrogeologico dell'area**

5.2.1 *Circolazione idrica superficiale*

L'area di intervento non è interessata dalla dinamica del T. Scrivia, il cui alveo corre a oltre 1000 m di distanza, con interposto l'ampio terrazzo alluvionale presente in sponda sinistra del corso d'acqua.

La circolazione idrica superficiale è pertanto legata essenzialmente al ruscellamento locale delle acque meteoriche e al deflusso lungo il reticolato idrografico esistente, in particolare lungo il Fosso Pradella, che ha un corso fortemente condizionato dallo sviluppo antropico del fondovalle, interessato da attività agricole.

In relazione alla stratigrafia locale, che vede la presenza di una coltre di tipo detritico-colluviale a dominante componente limoso-sabbioso-ghiaiosa, poggiante su un substrato marnoso-arenaceo molto poco fratturato (tranne che nella parte più corticale) e poco permeabile, è evidente che gran parte della circolazione idrica sotterranea si sviluppa entro i primi 1-3 m dalla superficie ed è confinata all'interfaccia coltre-substrato. Dato l'esiguo spessore della coltre, questa non può costituire un acquifero significativo; la circolazione idrica è quindi a carattere discontinuo, legata alle precipitazioni e confinata in un volume molto ridotto praticamente pellicolare. La circolazione idrica

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1369 230 1476 315"> <tr> <td>Foglio 21 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 21 di 107
Foglio 21 di 107		

superficiale può alimentare, in occasione di precipitazioni intense e prolungate, piccole emergenze o zone di ristagno lungo i versanti, dove possono innescarsi piccole frane per fluidificazione della coltre superficiale. La bassa acclività dei pendii e la presenza di ampi settori estesamente coltivati non favoriscono tuttavia l'insorgere di dissesti.

5.2.2 Circolazione idrica sotterranea

I dati relativi a test idraulici in foro nella Formazione di Costa Areea indicano permeabilità medie dell'ordine di $1E-08$ m/s con alcuni valori spostati verso termini sia più permeabili sia meno permeabili (permeabilità da molto bassa a medio-bassa secondo la classificazione AFTES; cfr. Figura 8).

La bassa permeabilità del substrato marnoso affiorante o subaffiorante fa sì che le acque meteoriche si infiltrino soltanto nella porzione superficiale alterata del substrato, presso l'interfaccia con i depositi detritici che lo ricoprono. I flussi stagionali ed effimeri all'interfaccia substrato fratturato/coltre che nei periodi più piovosi possono originare falde locali discontinue, non sono in grado di interessare l'ammasso roccioso sottostante caratterizzato da grado di fratturazione molto basso e permeabilità molto ridotta.

Lo scavo del camerone non interferirà con la falda temporanea eventualmente presente sul versante; i flussi temporanei provenienti dal versante a monte, in occasione di forti piogge, tendono a concentrarsi all'interfaccia substrato/copertura ma non sono in grado di infiltrarsi in profondità nel substrato marnoso-arenaceo.

È quindi prevedibile che lungo il tratto interessato dallo scavo del camerone le manifestazioni idriche sotterranee saranno assenti o al limite riconducibili a qualche stillicidio debole e discontinuo e/o a condizioni di umidità.

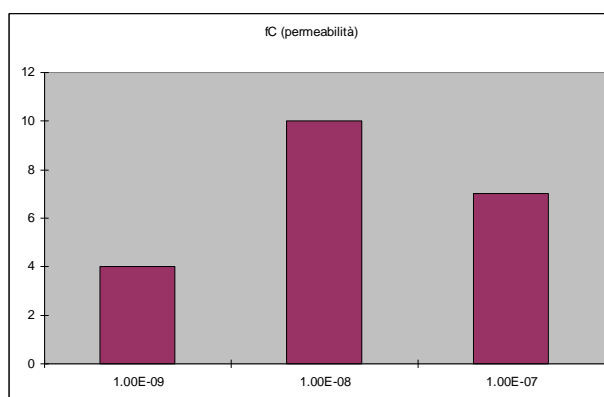


Figura 8 – Distribuzione dei valori di permeabilità ottenuti da prove in foro per la Formazione di Costa Areea (fC).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1369 232 1476 315"> <tr> <td>Foglio 22 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 22 di 107
Foglio 22 di 107		

5.3 Inquadramento Geotecnico

Per la descrizione geotecnica dei terreni interagenti con le opere in esame lungo il tracciato si sono presi a riferimento tutti i dati della campagna di indagine geognostica riportati in Tabella 1. In particolare sono stati presi in esame i risultati delle indagini riguardanti tutti i dati in possesso sulle formazioni in esame, per poi particolarizzare la caratterizzazione focalizzandosi sui sondaggi eseguiti nella sola area di progetto (riportati in grassetto in tabella). Si riportano di seguito il profilo stratigrafico della zona di interesse e la pianta con l'ubicazione delle indagini.

Come descritto in precedenza, il sottosuolo nella zona di progetto è composto da un substrato marnoso (Formazione di Costa Areasa), ricoperto da un sottile strato colluviale lungo il pendio.

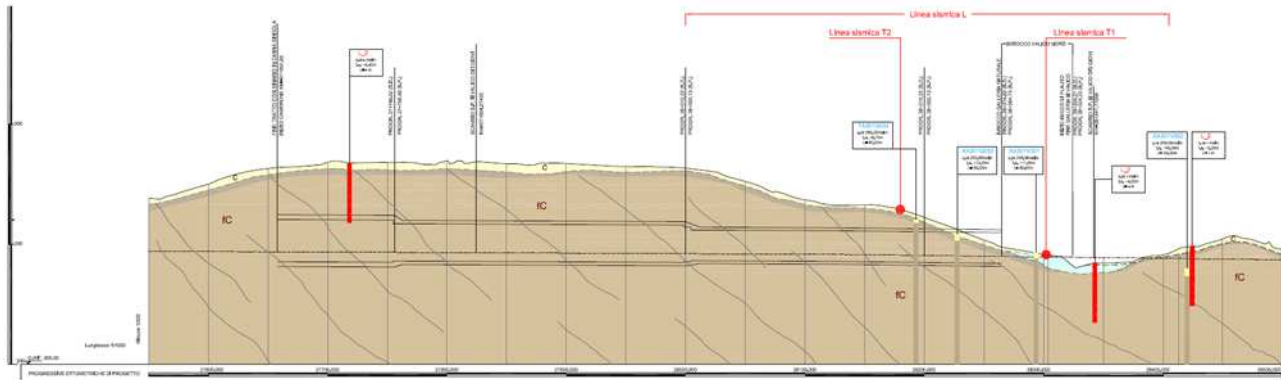
Nella zona di interesse la coltre colluviale, presente sul substrato roccioso e visibile nei sondaggi XA301V001, XA301G033 e 7A301G032 presenta uno spessore di circa 3 m, ed è principalmente formata da terreno torboso di ricoprimento, generalmente limoso/sabbioso.


Il substrato è composto dalle Marne di Costa Areasa e presenta una prima fascia alterata, con caratteristiche meccaniche più scadenti, per poi diventare più compatto e strutturato. In particolare, si può considerare un miglioramento delle caratteristiche della roccia dai 15÷20 m di profondità da piano campagna.


La determinazione della posizione e della potenza degli strati lungo la tratta è stata valutata correlando i sondaggi stratigrafici con i risultati delle prove geofisiche (62 e 63 del PP, L/g1-g72, T1/g1-g24, T2/g1-g36 del PD). In Figura 11 e Figura 12 si vede il salto tra gli strati superficiali (coperture terrigene e substrato alterato) con il substrato roccioso più compatto dai 15÷20 m, dove le velocità delle onde di compressione superano i 2000 m/s, mentre si può considerare tra 8÷10 m il passaggio dal cappellaccio alterato al tetto marnoso mediamente alterato ($V_p \approx 1000 \div 1500$ m/s).

Le unità geotecniche interessate dall'opera in esame sono pertanto distinte in:


- Unità L/S (coltre colluviale): deposito colluviale, in prevalenza sabbioso/limoso; unità geotecnica di tipo incoerente.
- Unità FC (Formazione di Costa Areasa): substrato marnoso, inizialmente alterato; unità geotecnica di tipo incoerente.

**LEGENDA****DEPOSITI QUATERNARI**

 Coltre detritico-colluviale (c).

 Depositi alluvionali attuali e recenti indifferenziati (fi), localmente interdigitati, al piede dei versanti, con depositi detritico-alluvionali.
Limi sabbiosi e sabbioso-argillosi con ciottoli.

BASAMENTO PREQUATERNARIO**Bacino Terziario Piemontese**

 Formazione di Costa Areea (fC) (Burdigaliano-Langhiano).
Alternanze regolari di strati torbiditici pelitico-arenacei con prevalenza della frazione pelitica (spessore medio 1,5 m) e di marne calcaree, debolmente siltose, in strati di spessore centimetrico-decimetrico (probabili depositi di piana sottomarina).

Altri simboli

 Limiti litostratigrafici.

 Traccia della stratificazione.
(nota: la sezione ha un rapporto di scala verticale/orizzontale 2/1; la giacitura della stratificazione appare quindi più inclinata del valore reale)


 Fascia di alterazione/fratturazione superficiale, all'interfaccia substrato-copertura.

Figura 9 – Stralcio del profilo stratigrafico

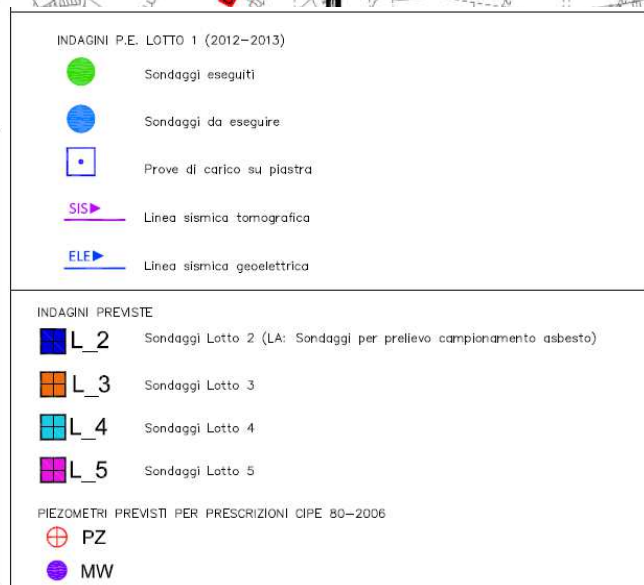
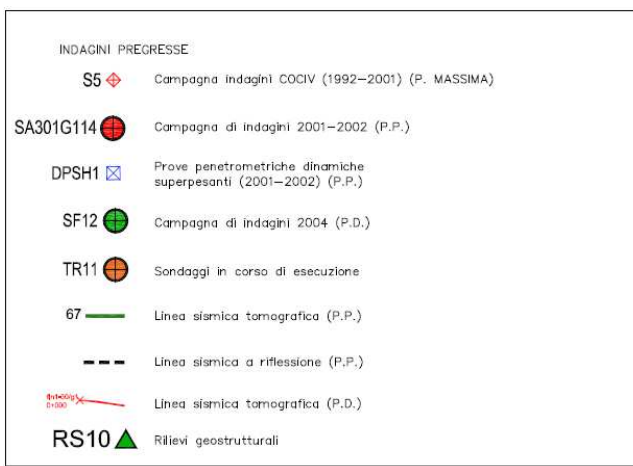
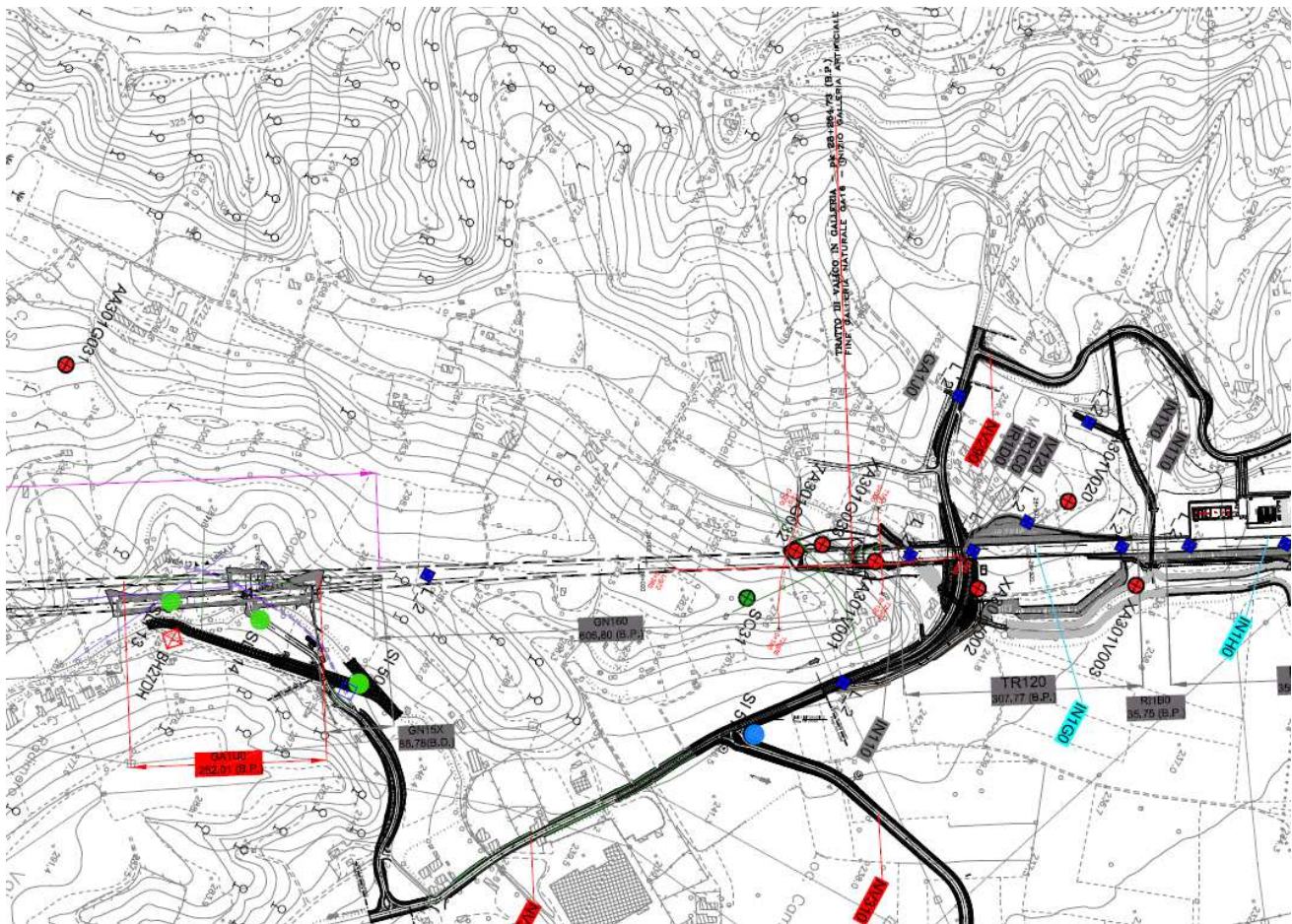
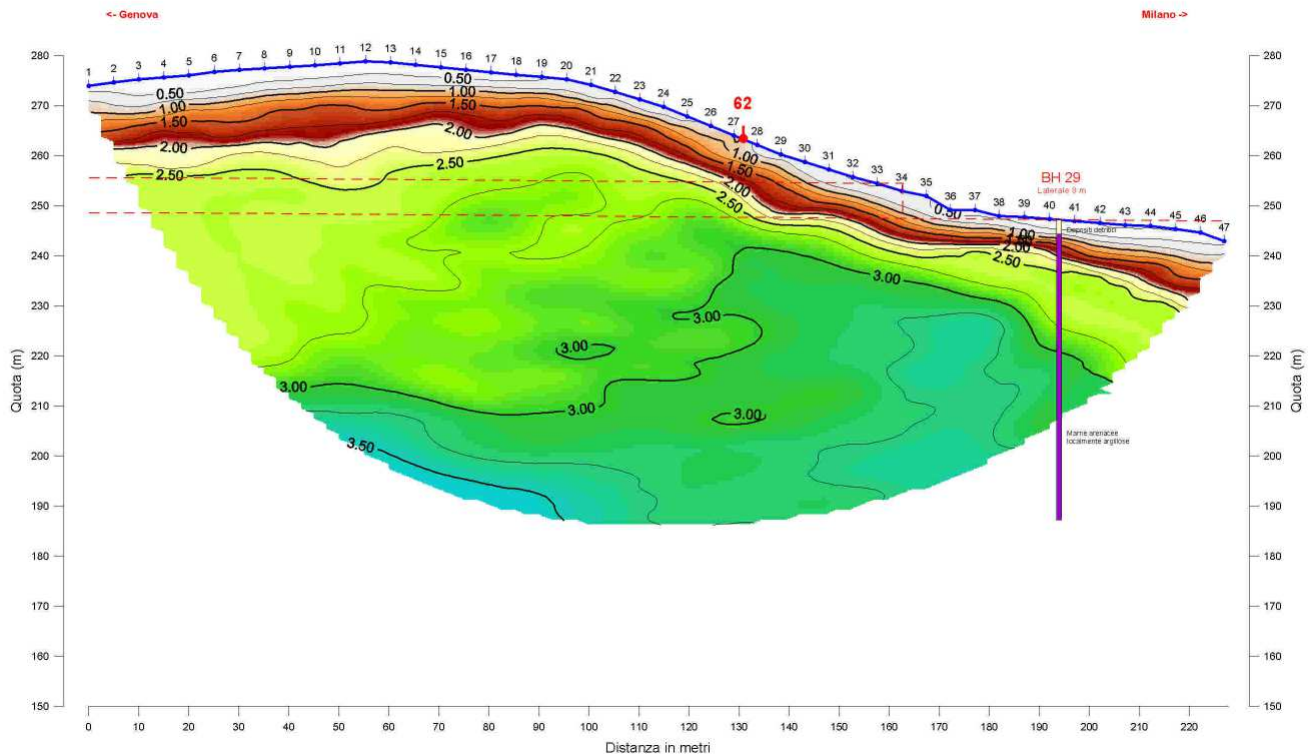


Figura 10 – Ubicazione indagini

FASE	SONDAGGI	PROVE DI LABORATORIO		PROVE DI LABORATORIO ROCCE		PROVE IN SITO		
		TERRE	ROCCE	Prop. fisiche	Compress. monoassiale	NSPT	DILATOM.	PERMEABILITA'
PP	XA301V001			X	X			X
PP	XA301V002			X	X			X
PP	7A301G032			X	X			
PP	AA301G029			X	X			
PP	AA301G030			X	X			
PP	AA301G031			X	X			
PP	SA301G028			X	X			
PP	XA301G033			X	X			
PD	SC31					X	X	X
PE	SLI13			X	X	X	X	X
PE	SLI14			X	X		X	X
PE	SI50			X	X			

Tabella 1 – Indagini eseguite nelle diverse fasi progettuali sulle marne di Costa Aresia

Linea tomografica 63



Linea tomografica 62

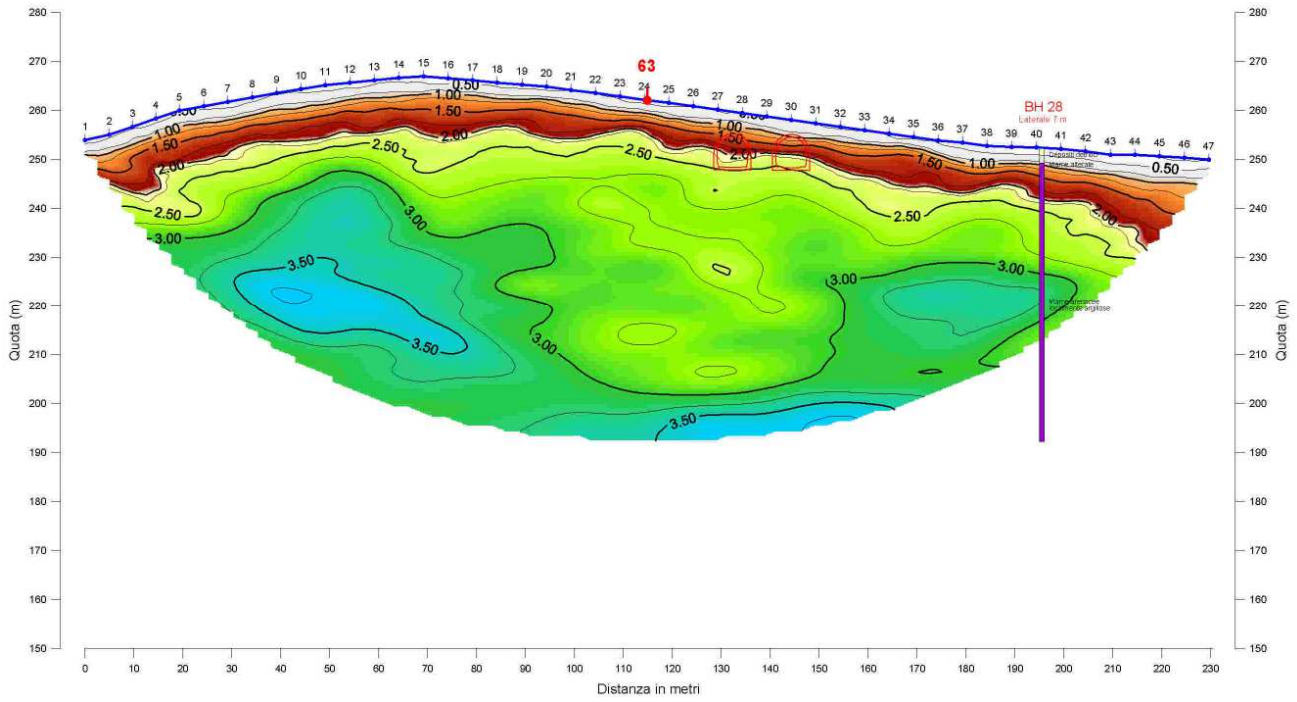


Figura 11 – Indagini geofisiche PP

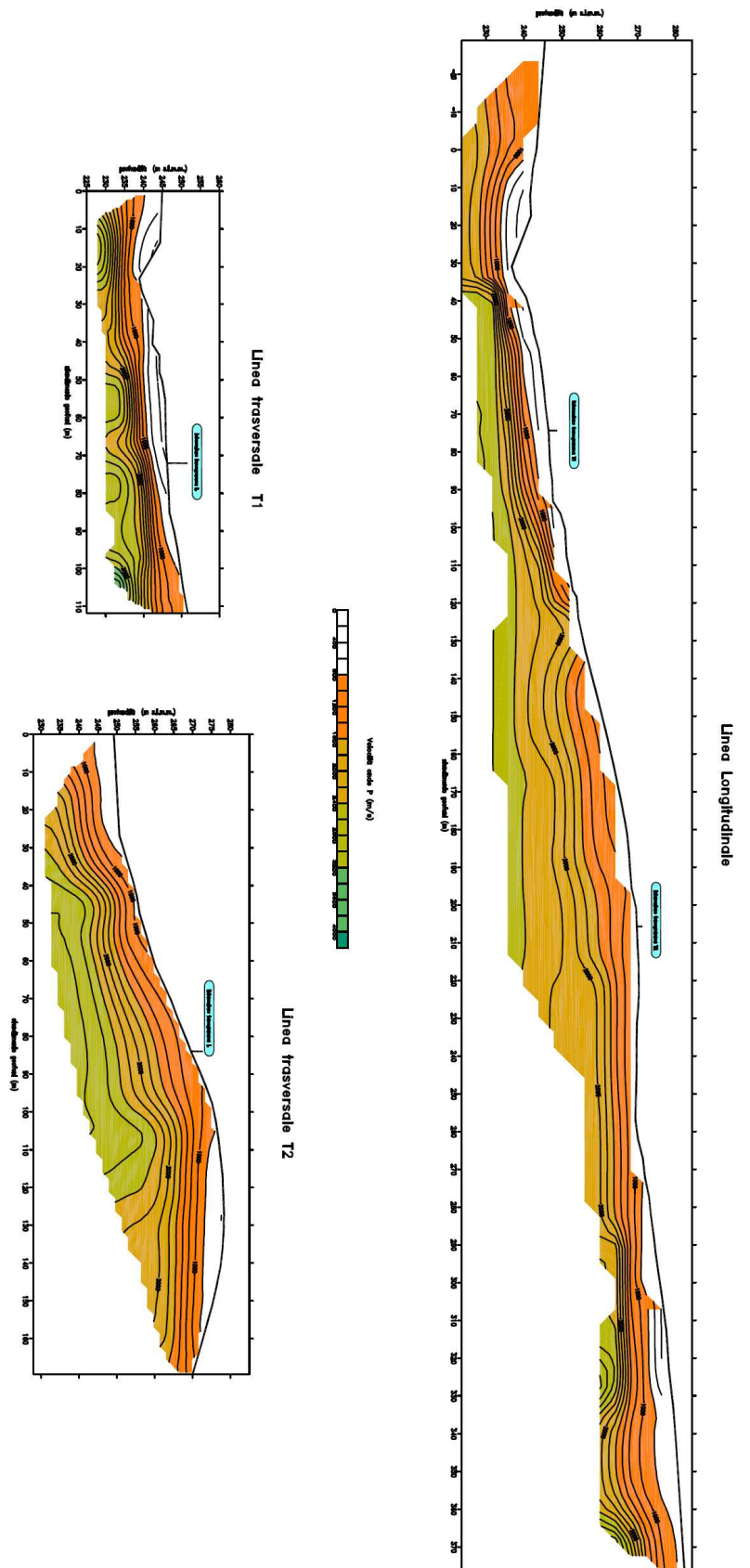


Figura 12 – Indagini geofisiche PD



Figura 5-13. Materiale colluviale XA301V001



Figura 14 – Substrato marnoso XA301V001



Figura 15 – Substrato marnoso XA301V001



Figura 16 – Materiale colluviale XA301G032

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG5102ECVROGN160X002A00

Foglio
30 di
107



Figura 17 – Materiale colluviale su marne XA301G033



Figura 18 – Strato marnoso XA301G033



Figura 19 – Strato marnoso XA301G033

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1476 315"> <tr> <td>Foglio 32 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 32 di 107
Foglio 32 di 107		

5.3.1 Depositi colluviali – Unità L/S

Per la coltre colluviale presente sul versante non si dispone di prove, pertanto, considerando anche l'esiguo spessore del deposito, si prendono in considerazione i parametri di caratterizzazione in terreni simili nella zona di Serravalle.

Le stratigrafie (SI43, AA301G034, 7A301G035, SI42) e le prove penetrometriche PP8S e PP9S mostrano come i terreni che formano il deposito colluviale ai piedi dei versanti sono per lo più sabbie fini limose poco addensate e limi sabbiosi, inorganici e di media compressibilità e plasticità.

I parametri di resistenza e di deformabilità per questa unità sono stati ricavati dalle correlazioni con i risultati delle prove penetrometriche, mostrando una variabilità minima negli strati superficiali e un aumento discreto a profondità maggiori, dove il materiale inizia ad essere maggiormente addensato.

Per i terreni caratterizzanti l'area in esame non si considerano validi i risultati di prove a profondità maggiori di 5 m.

5.3.2 Marne alterate – Unità FC_{alt}

L'evidenza delle cassette stratigrafiche, comprovata dalle velocità più basse nei primi metri di substrato misurate con le indagini geofisiche, mostra la presenza di uno strato alterato della formazione di Costa Areasa. Nel passaggio tra deposito e substrato roccioso sono anche disponibili alcuni valori di numero di colpi, che mostrano come si passi da valori relativamente bassi a valori di rifiuto, il che porta a definire la presenza di uno strato di materiale certamente consistente ma che si presenta in generale molto alterato. Non si ritiene però affidabile la caratterizzazione di questo strato attraverso le correlazioni con le prove penetrometriche, oltretutto non proprio in prossimità dell'opera in esame e certamente non in numero consistente; si ritiene più corretto prendere, come valori di progetto per lo strato più alterato del substrato roccioso, i valori minimi negli intervalli riportati nella successiva caratterizzazione delle marne.

5.3.3 Formazione di Costa Areasa

La formazione di Costa Areasa è costituita in prevalenza da argilliti e marne; per la suddivisione tra la parte più profonda, compatta e litoide, e gli strati superficiali, mediamente e molto alterati, si è fatto riferimento non solo ai sondaggi e alla visione delle cassette, ma anche all'interpretazione degli stendimenti geofisici. In Figura 11 e Figura 12 si notano velocità delle onde di compressione che caratterizzano substrati rocciosi ($V_p > 2000$ m/s) solamente dopo 15-20 m di profondità dal piano campagna, mentre le velocità degli strati più superficiali, che i sondaggi indicano come già substrato marnoso, si attestano tra i 1000 e i 1500 m/s, indicando un'alterazione dell'ammasso che peraltro era da attendersi. Tutto ciò trova riscontro dalle prove di laboratorio, dai log stratigrafici e dalle parametrizzazioni riportate nelle relazioni di Progetto Definitivo.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 33 di 107

In considerazione dell'elevato grado di fratturazione e della tipologia delle opere da realizzare, la caratterizzazione geotecnica di tale formazione è stata eseguita facendo tendenzialmente riferimento alla classificazione dell'ammasso roccioso proposta da Bieniawski (1989), allo schema concettuale di mezzo continuo (omogeneo o stratificato) e ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980. In particolare:

- il parametro GSI (Geological Strength Index) è valutato con la seguente espressione (vedi Sjöberg, 1997):

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

Dove il valore di RMR "Rock Mass Rating" è stato calcolato in funzione della suddetta caratterizzazione di Bieniawski

- l'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" è valutato sulla base di quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988), Hoek, Kaiser & Bawden (1995), Hoek et al (2002).

5.3.3.1 Caratteristiche generali

Le marne della Formazione di Costa Aresca hanno un peso specifico nell'intervallo 22÷24 kN/m³ (Figura 21); i valori di tensione di compressione limite, ricavati da prove di laboratorio (Figura 20), evidenziano il distacco tra la prima zona alterata, con valori inferiori a 10 kPa, e un aumento successivo con la profondità.

Sulla base dei sondaggi stratigrafici, della visione delle cassette catalogatrici e dei risultati di laboratorio, si riconoscono per il substrato in esame tre differenti livelli con caratteristiche geotecniche differenti

In Tabella 2 si riportano i parametri adottati per la determinazione dei criteri di rottura, in cui:

- i valori di GSI sono stati ricavati dai log stratigrafici e dai rilievi geostrutturali (cfr. Relazione Geomeccanica Generale); in particolare per il calcolo di RMR_{89} l'indice I è stato definito sulla base dei valori locali di RQD indicati nelle colonnine dei sondaggi; l'indice I2 è stato cautelativamente definito sulla base dei risultati delle prove di compressione monoassiale; gli indici I3→I8 sono stati stabiliti sulla base di valori medi cautelativi derivati dalla descrizione dei materiali e dalle foto delle cassette.
- il parametro m_i , in mancanza di dati di prove triassiali diffuse, è ricavato da letteratura;
- il modulo di deformabilità della roccia intatta è adottato da letteratura, in funzione del *Modulus Ratio* e del valore di σ_c , ed in linea con i valori più cautelativi del Modulo della roccia intatta ricavato dalle prove di laboratorio;
- il fattore di disturbo è stato fatto variare in funzione delle opere di progetto.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1356 224 1476 315"> <tr> <td>Foglio 34 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 34 di 107
Foglio 34 di 107		

FORMAZIONE		σ_c (MPa)	GSI	m_i
FC ₃	min	2	25	5÷7
			35	
	max	8	25	
			35	
FC ₂	min	8	35	5÷9
			45	
	max	12	35	
			45	
FC ₁	min	12	45	5÷9
			55	
	max	16	45	
			55	

Tabella 2 – Parametri della Formazione di Costa Aresaa secondo il modello di Hoek-Brown

In accordo a Sjoberg (1997), ai termini “undisturbed” e “disturbed” sarà attribuito un significato legato anche alle modalità di utilizzo dei parametri di resistenza nelle analisi ingegneristiche; in particolare:

- Il criterio di rottura relativo alle “undisturbed rock masses” rappresenta la resistenza di picco dell’ammasso roccioso quando esso si trova in condizioni di pre-rottura.
- Il criterio di rottura relativo alle “disturbed rock masses” rappresenta la resistenza media disponibile lungo superfici di scivolamento critiche in condizioni di incipiente rottura; ricorrendo a terminologie proprie della meccanica dei terreni tale resistenza può essere denominata “softened”.

Sotto tali presupposti, nei casi rappresentati da situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto, si opererà come segue:

- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura eseguite con metodi ove non è possibile riprodurre il comportamento “strain softening” si farà riferimento ai parametri dell’ammasso relativi alle condizioni “disturbed”;
- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura condotte con metodi in grado di riprodurre la caduta di resistenza tra condizioni di picco e condizioni “softened” verranno presi come riferimento sia il criterio di rottura relativo alle condizioni “undisturbed” che quello relativo alle condizioni “disturbed”. Saranno inoltre ipotizzate diverse leggi di degrado dei parametri di resistenza, fra cui quella che contempla una repentina caduta di resistenza dalle condizioni di picco a quelle “softened”.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 35 di 107

5.3.3.2 Linearizzazione Mohr-Coulomb

Il criterio empirico di Hoek – Brown è basato sostanzialmente sulle tensioni principali da rottura, partendo dal concetto che la rottura in un ammasso roccioso sia controllata dallo spostamento e dalla rotazione di singoli blocchi di roccia, separati da numerose fratture, aventi assetto caotico e quindi senza orientamento preferenziale di scorrimento; in questo modo l'ammasso può essere considerato come isotropo. Il criterio può essere rappresentato in un grafico σ_1 - σ_3 . Una volta definiti i parametri per poter caratterizzare la roccia secondo il modello di Hoek - Brown, è possibile "linearizzare" la curva trovata e ricondursi al modello di Mohr-Coulomb, determinando l'equivalente angolo di attrito e coesione efficace.

In particolare, in funzione delle profondità e delle opere in oggetto, le linearizzazioni per i parametri di resistenza secondo il modello di Mohr-Coulomb sono state effettuate considerando gli intervalli di tensione riportati in Tabella 2.

Si riportano in Tabella 3 i risultati delle linearizzazioni, in cui gli intervalli sono da ritenere validi in quanto rappresentativi del comportamento "disturbed" (valori minimi) e "undisturbed" (valori massimi).

FORMAZIONE	γ	ϕ	c (KPa)	E (MPa)
FC ₃	22÷24	21÷27	30÷60	40÷130
FC ₂	22÷24	28÷30	70÷200	150÷450
FC ₁	22÷24	30÷33	200÷500	500÷1200

Tabella 3 – Parametri della Formazione di Costa Areasa secondo il modello di Mohr-Coulomb

5.3.3.3 Caratteristiche di deformabilità

Le prove dilatometriche in foro (Figura 28) hanno investigato per la maggior parte le zone meno alterate del substrato, andando a validare i valori del modulo di deformabilità adottati per le formazioni 1 e 2, ricavati da correlazioni empiriche secondo Hoek-Brown. Come detto in precedenza, gli stendimenti tomografici hanno dato risultati utili per quanto riguarda la determinazione degli strati, ma non sono disponibili prove dirette (Down hole e Cross Hole) necessarie per una corretta caratterizzazione dei parametri di deformabilità a piccole deformazioni e i correlabili moduli elastici operativi. Si riportano per completezza i risultati della correlazione tra le velocità delle onde di compressione ricavate dalle prove di laboratorio e i parametri di deformabilità, considerando un rapporto tra le velocità di compressione e di taglio pari a 0.33÷0.40 ricavato dai range riportati in letteratura. L'intervallo di valori del Modulo Elastico operativo va dai 500 MPa ai 1200 MPa e risulta in buon accordo con i valori adottati, ovviamente comparabile con i valori degli strati meno alterati. Considerando invece la formulazione di Hoek-Brown, sulla base dei già citati valori di letteratura di MR e di σ_c , sono stati ricavati i moduli di deformazione della roccia intatta E_i e i rispettivi moduli operativi, nel rispetto della divisione in strati riportata in Tabella 2, secondo la seguente formula:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Foglio 36 di 107
IG5102ECVROGN160X002A00		

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

I moduli elastici della roccia intatta (Figura 29) hanno valori comparabili con quelli dinamici nelle zone meno alterate a comportamento più litoide (FC₁), dove i valori sono nel range di 2500÷5000 MPa; i moduli operativi (Figura 30) ricavati nei due modi sono anche comparabili e variabili nell'intervallo 500÷1200 MPa.

In Figura 31 si riporta lo zoom dell'intervallo di variabilità dei moduli elastici operativi per gli strati più alterati ricavati con Hoek-Brown.

I moduli relativi alle prove di compressione monoassiale risultano invece bassi rispetto ai parametri intatti: questo dato va tenuto in conto.

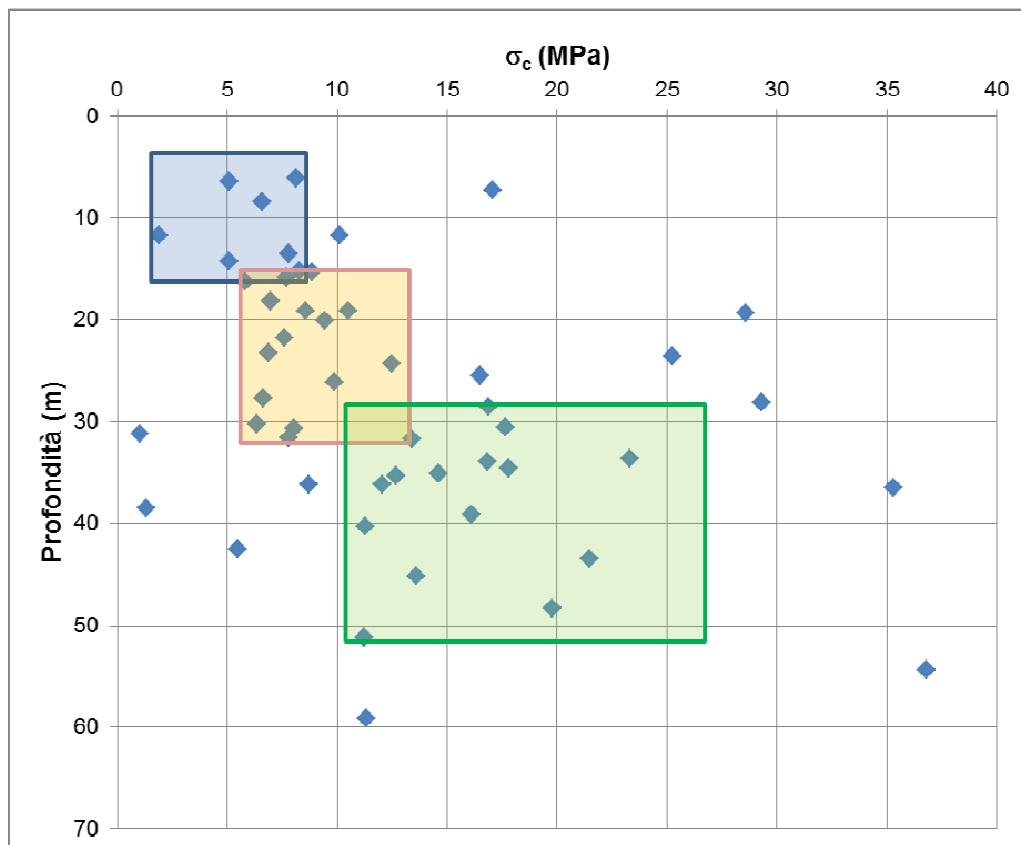


Figura 20 – Formazione di Costa Aresaa: tensione di compressione da prove di laboratorio

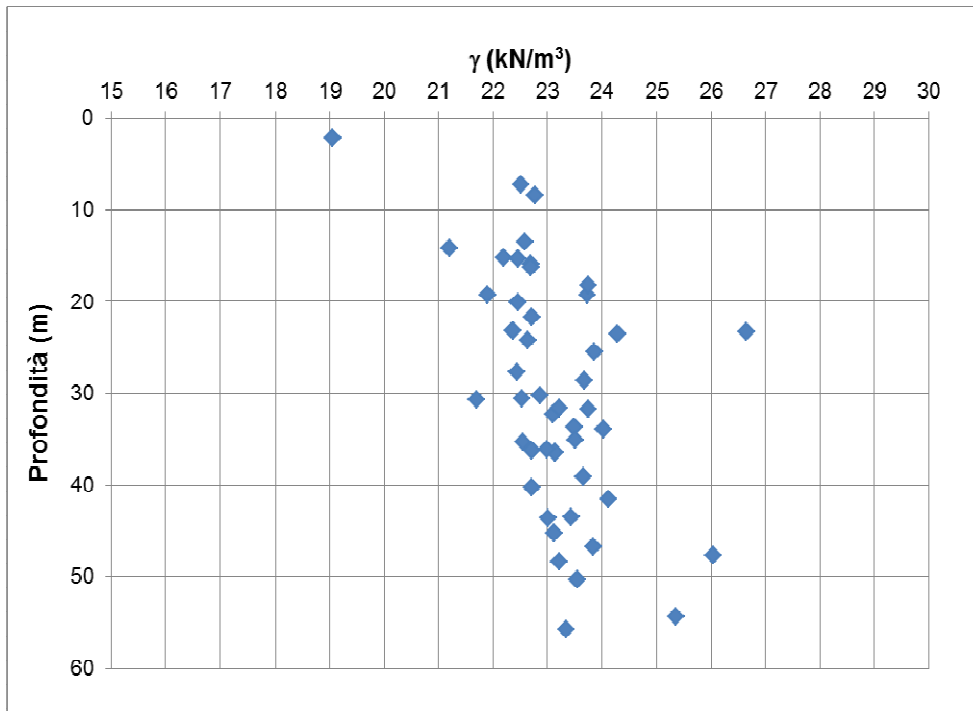


Figura 21 – Formazione di Costa Aresa: peso specifico

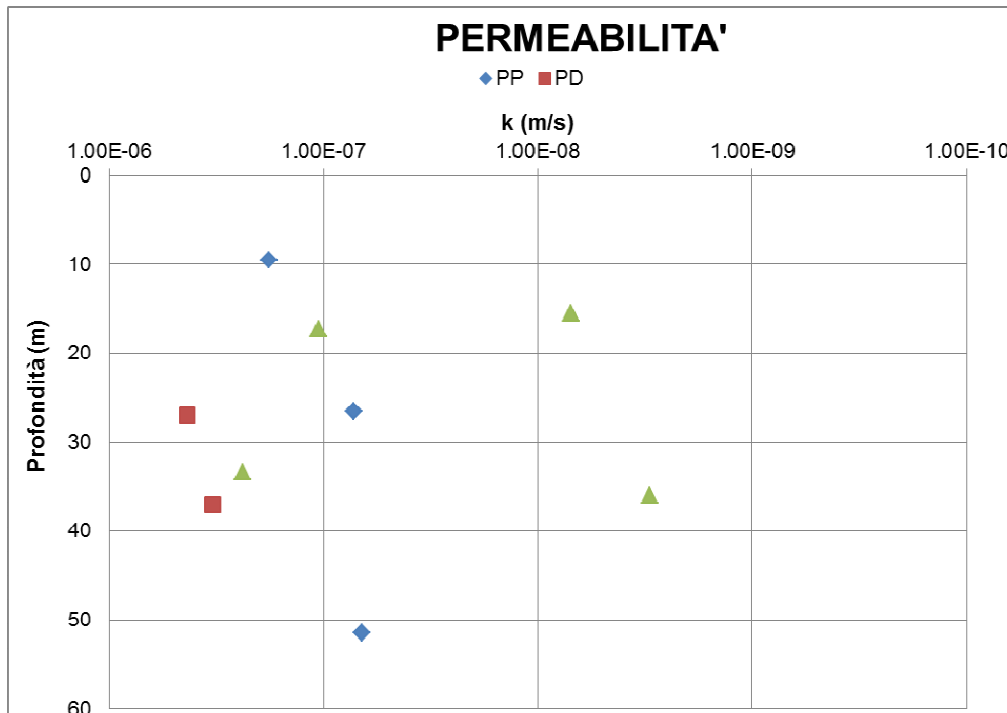


Figura 22 – Formazione di Costa Aresa: valori di permeabilità

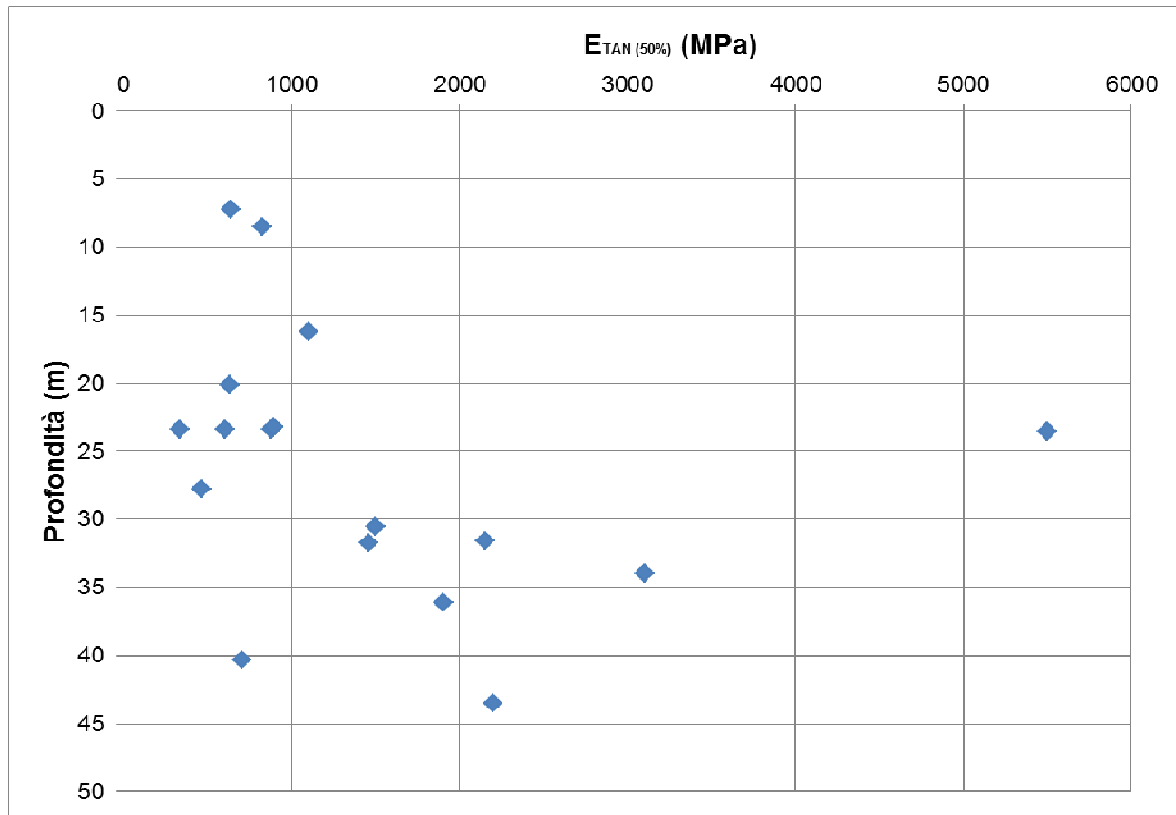


Figura 23 – Formazione di Costa Areasa: Moduli elastici da prova di compressione monoassiale

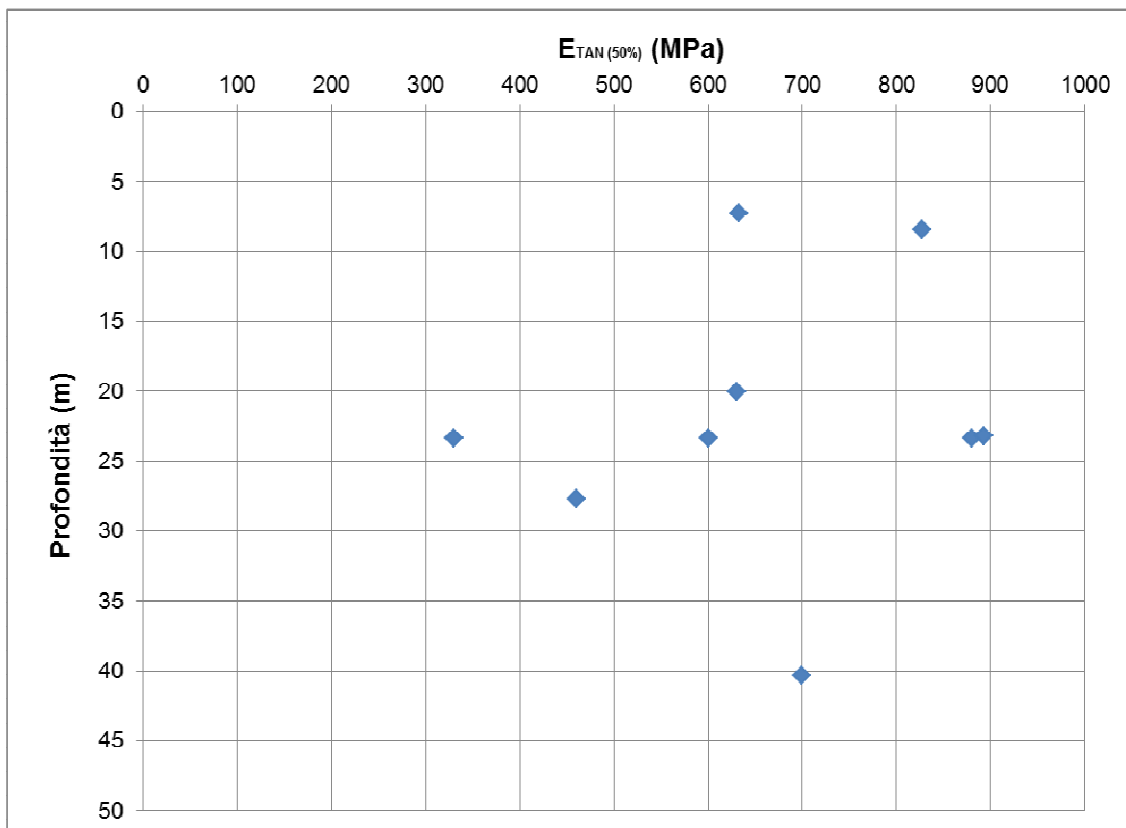


Figura 24 – Formazione di Costa Areasa: Moduli elastici da prova di compressione monoassiale (zoom)

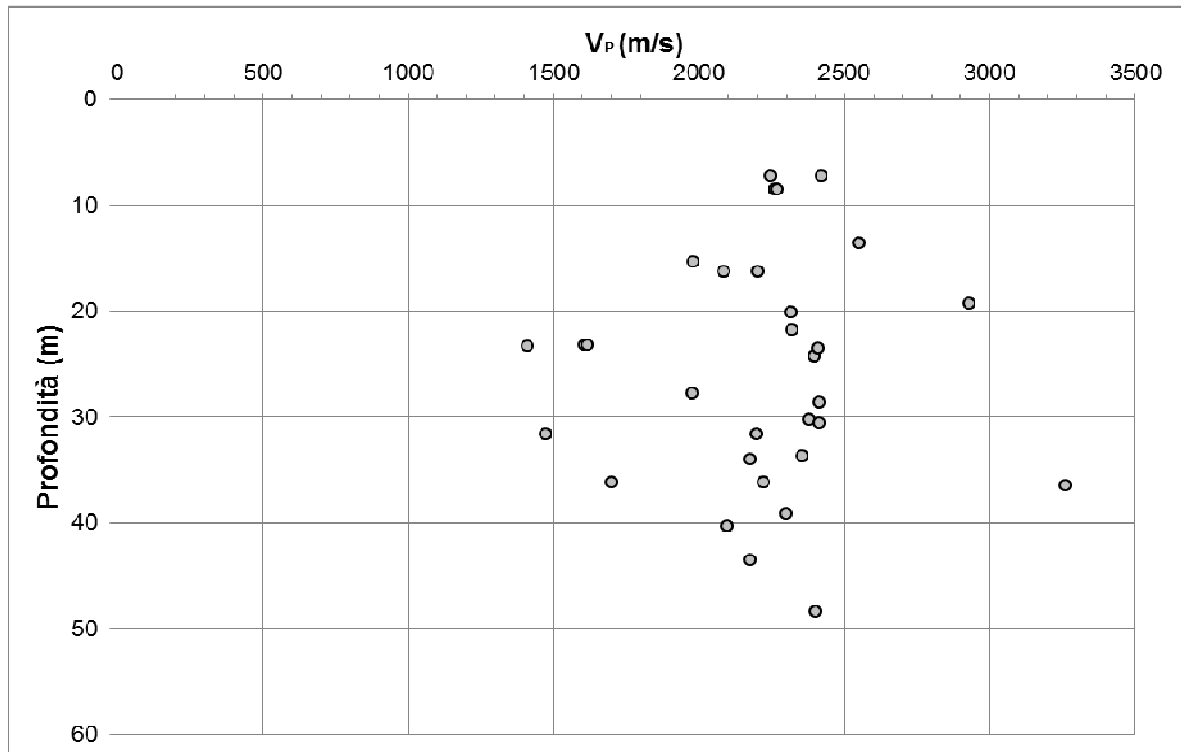


Figura 25 – Formazione di Costa Areama: velocità delle onde di compressione da prove di laboratorio

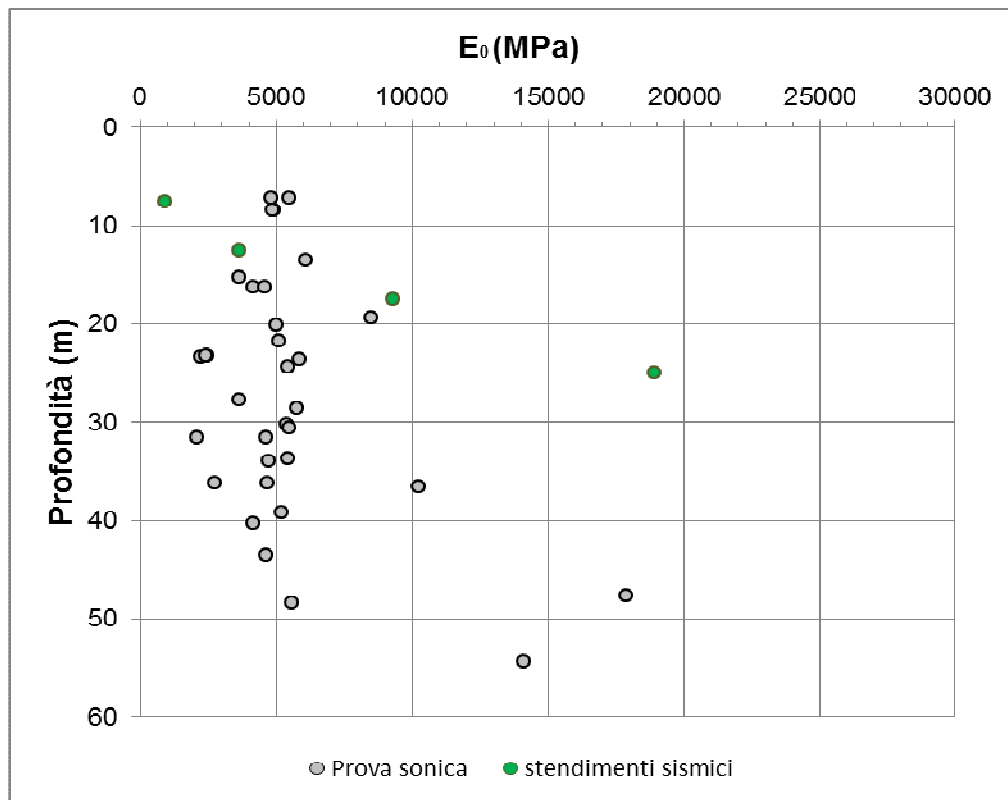


Figura 26 – Formazione di Costa Areama: Moduli elastici iniziali

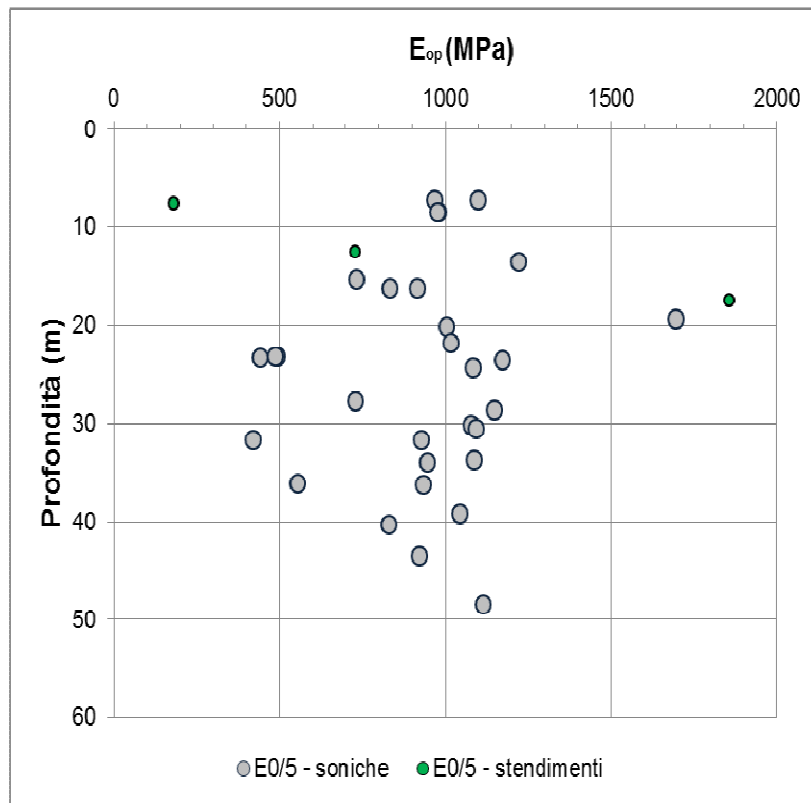


Figura 27 – Formazione di Costa Area: Moduli elastici operativi

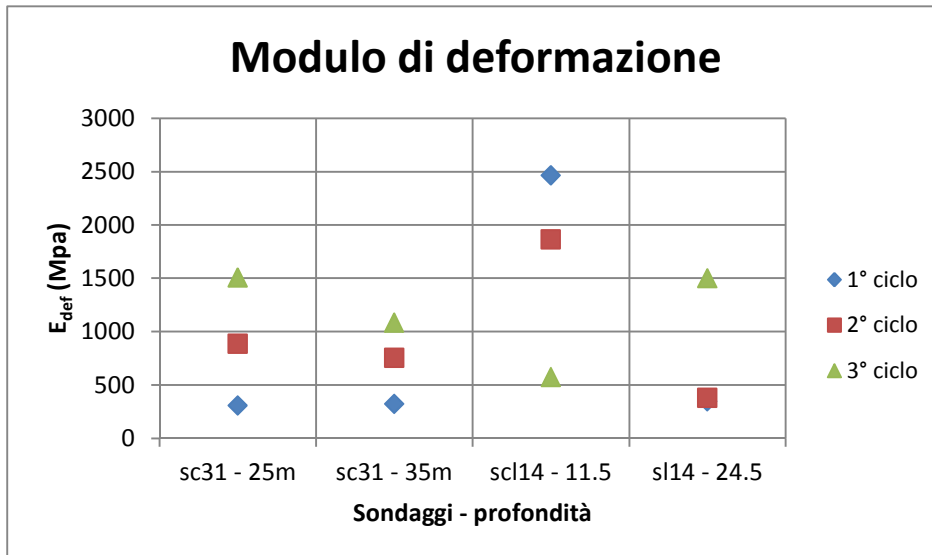


Figura 28 – Formazione di Costa Area: risultati prove dilatometriche in foro

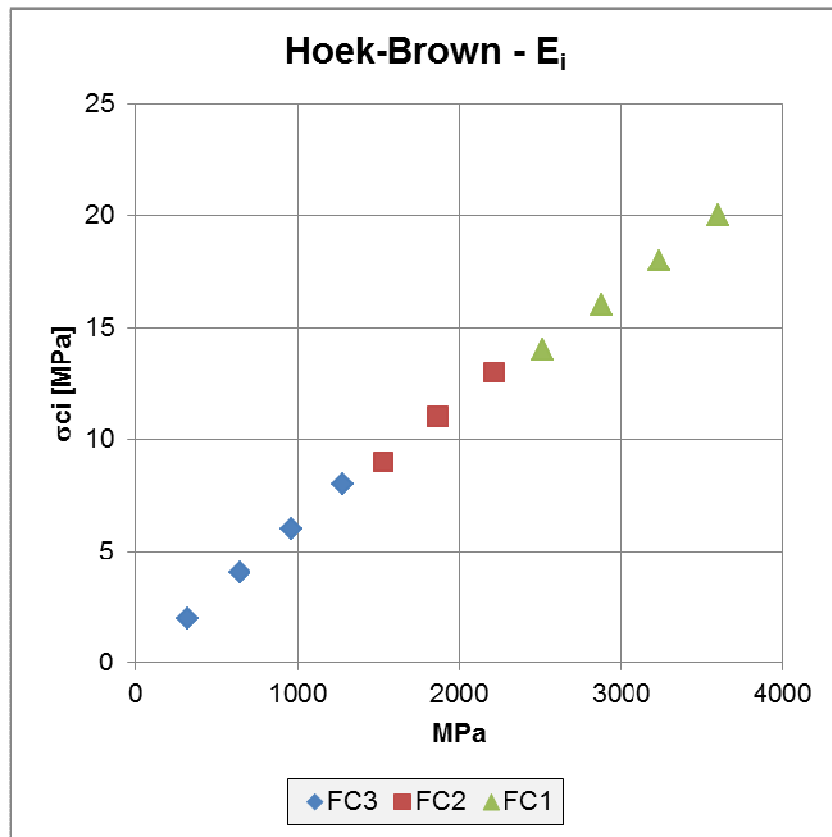


Figura 29 – Formazione di Costa Areasa: Moduli di deformazione della roccia intatta (Hoek-Brown)

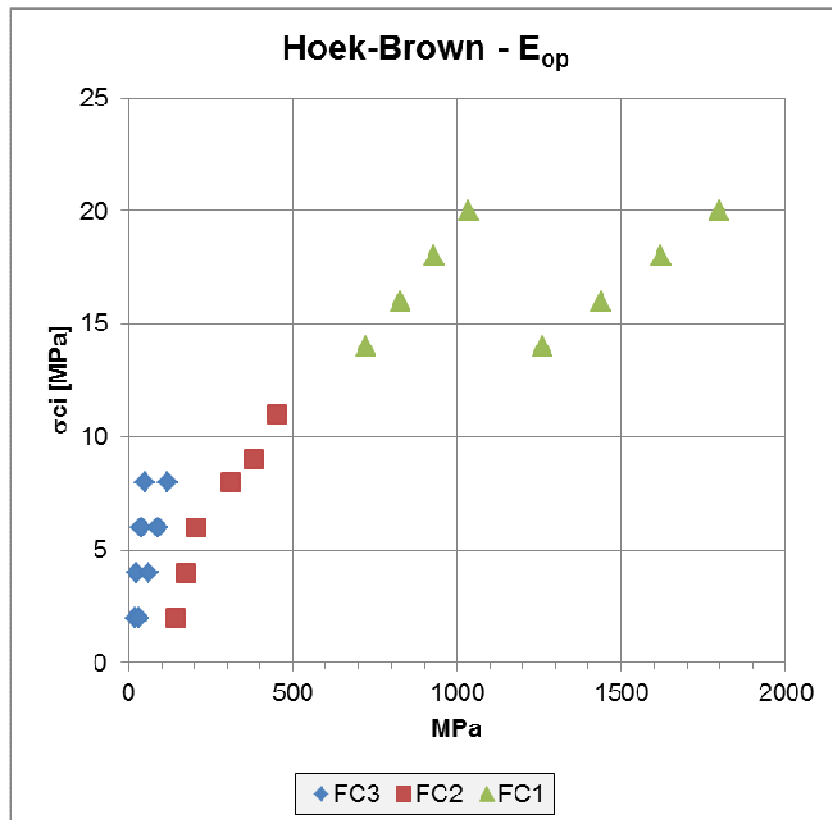


Figura 30 – Formazione di Costa Areasa: Moduli elastici operativi (Hoek-Brown)

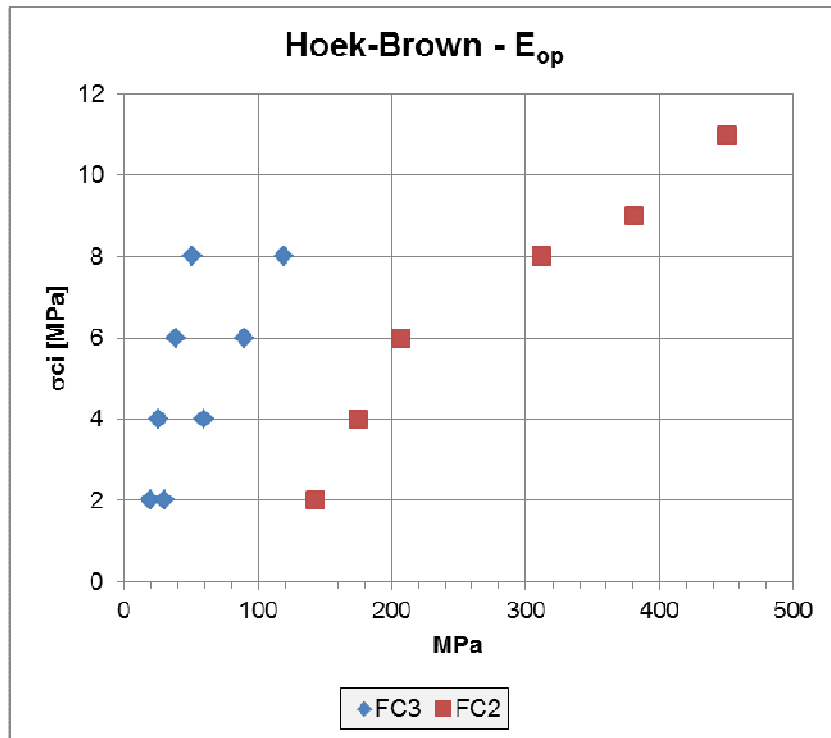


Figura 31 – Formazione di Costa Area: Moduli elastici operativi (Hoek-Brown)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 43 di 107

5.4 Parametri geotecnici e stratigrafia

In base a quanto illustrato nei paragrafi precedenti, interpolando i dati disponibili dai sondaggi presenti nell'area in oggetto e dalle prove svolte nelle medesime formazioni si riportano nel seguito i parametri geotecnici relativi alle formazioni in oggetto ed i loro range di variabilità.

Unità	Litologia	γ	c'	ϕ	E	K
[-]	[-]	[KN/m ³]	[KPa]	[°]	[MPa]	[m/s]
L/S	Coltre colluviale	18-20	0-10	25-27	20-30	10 ⁻⁴ -10 ⁻⁶
FC ₃	Formazione di Costa Areea (strato molto alterato)	22-24	30-60	21-27	40-130	10 ⁻⁷ -10 ⁻⁸
FC ₂	Formazione di Costa Areea (strato poco alterato)	22-24	70÷200	28÷30	150÷450	10 ⁻⁷ -10 ⁻⁸
FC ₁	Formazione di Costa Areea	22-24	200÷500	30÷33	500÷1200	10 ⁻⁷ -10 ⁻⁸

Tabella 4 – Parametri geotecnici

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 44 di 107

6 PREVISIONI SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMASSI ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)

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 redistribuzione 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 osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 45 di 107

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.

6.1 Calcolo e determinazione delle categorie di comportamento allo scavo

Nella Relazione Geotecnica e di Calcolo del Camerone tipo D della Galleria Naturale di Valico è stato determinato il comportamento dell'ammasso allo scavo in considerazione della stratigrafia presente in sito ed in funzione dei carichi litostatici dovuti alle differenti coperture riscontrate lungo il tracciato della galleria in oggetto.

È stato così possibile ottenere diverse classi di comportamento allo scavo in funzione delle diverse coperture in esame. Nella successiva fase di terapia, sono stati invece definiti gli interventi necessari per l'avanzamento nelle diverse classi di comportamento osservando che, ad una stessa classe di comportamento, potranno corrispondere diverse sezioni tipo, adeguate alle caratteristiche geologiche e fisiche di ogni formazione.

Nella fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, si sono sviluppate le previsioni sul comportamento deformativo del fronte e del cavo in assenza di interventi, al fine di giungere all'individuazione di tratte a comportamento omogeneo, suddivise nelle tre categorie di comportamento precedentemente descritte.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 46 di 107

Per la determinazione del comportamento dell'ammasso allo scavo sono state effettuate analisi di stabilità del fronte (metodi di analisi empirici in forma chiusa); analisi con il metodo delle linee caratteristiche, tipicamente usate per questo tipo di analisi, non sono state effettuate in quanto la copertura ridotta ($<3\phi$) rende tale studio privo di significato, non essendo valide le ipotesi di calcolo al di sotto di questo limite.

Si rimanda alla Relazione Geotecnica e di Calcolo per la completa definizione delle fasi di diagnosi e terapia e per i risultati in termini numerici delle analisi effettuate per l'opera in esame.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1476 315"> <tr> <td>Foglio 47 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 47 di 107
Foglio 47 di 107		

7 LINEE GUIDA PER L'APPLICAZIONE DELLE SEZIONI TIPO

Come ampiamente illustrato nei precedenti capitoli, il progetto del camerone 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 di avanzamento 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:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5102ECVROGN160X002A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 48 di 107</p>

1. confermare la sezione tipo più adeguata, tra quelle già previste in una determinata tratta e riportate in chiaro sugli elaborati “profili geomeccanici”;
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 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
	IG5102ECVROGN160X002A00
	Foglio 49 di 107

E' evidente che tali valori di deformazione 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 quelli 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.

7.1 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 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1476 315"> <tr> <td>Foglio 50 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 50 di 107
Foglio 50 di 107		

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 (quali ad es. 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	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1474 315"> <tr> <td>Foglio 51 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 51 di 107
Foglio 51 di 107		

- 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.

7.2 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:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG5102ECVROGN160X002A00</p> <p>Foglio 52 di 107</p>

- 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.

7.3 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).

7.4 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 di avanzamento, in funzione delle dimensioni del camerone previste a progetto, delle

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5102ECVROGN160X002A00</p>	<p>Foglio 53 di 107</p>

caratteristiche geologiche dell'ammasso in esame e del grado di instabilità del fronte di avanzamento.

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,

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 54 di 107

- stato tensionale agente,
- possibili disturbi di natura tettonica

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
	IG5102ECVROGN160X002A00
	Foglio 55 di 107

8 DESCRIZIONE DELLE FASI ESECUTIVE E DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO

8.1 Fasi esecutive

Nel seguito si riportano le principali fasi esecutive dello scavo del camerone della galleria di Valico in funzione delle sezioni tipo di avanzamento previste, per la cui descrizione dettagliata si rimanda alle relative tavole. Nello specifico il camerone è costituito da una sezione tipo con scavo sotto protesi nella zona dell'imbocco Nord in cui viene eseguito uno scavo a sezione piena, seguita da tre sezioni tipo eseguite con scavo parzializzato secondo la fasistica esposta nel seguito.

Fase 1 – Scavo tratto in protesi – Sezione tipo 1P:

Si esegue uno scavo a sezione piena della sezione tipo 1P in corrispondenza della protesi previa esecuzione del consolidamento al fronte mediante in VTR cementati.

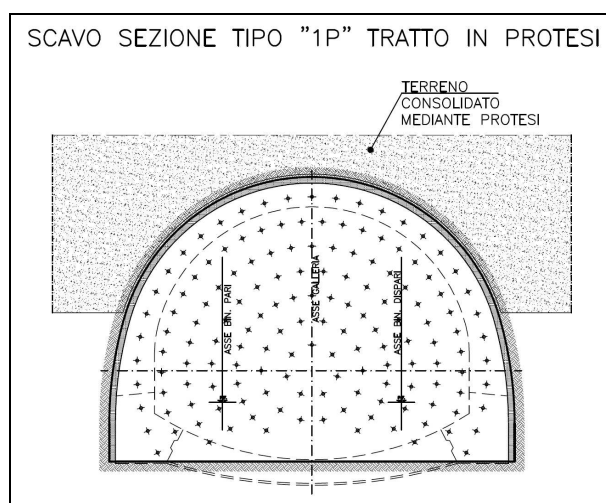


Figura 32 – Sezione 1P

Fase 2 – Scavo cunicoli di piedritto:

Si procede con lo scavo dei cunicoli di piedritto previa esecuzione del consolidamento al fronte dei cunicoli mediante tubi in VTR cementati con campi di avanzamento massimi di 9.00m. A seguito di ogni sfondo (max 1m) si provvederà con la posa delle centine e l'esecuzione di uno strato di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o in alternativa spritz-beton fibrorinforzato. I fronti dei due cunicoli potranno procedere parallelamente ad una distanza tra loro non inferiore a 30.00m.

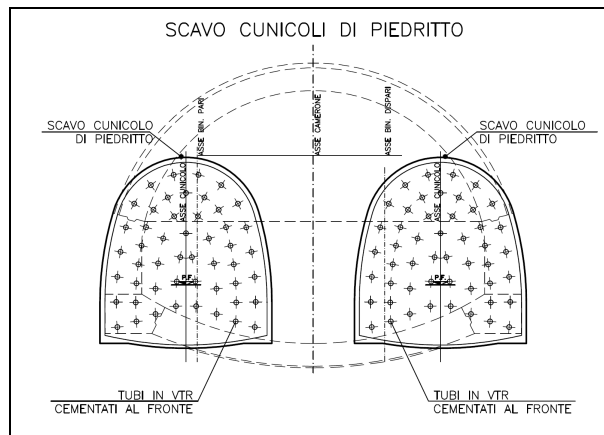


Figura 33 – Scavo cunicoli di piedritto

Fase 3 – Esecuzione dei preconsolidamenti radiali:

Parallelamente alla prosecuzione dello scavo dei cunicoli di piedritto dall'interno degli stessi si procede con l'esecuzione di interventi di preconsolidamento della calotta del camerone mediante tubi in VTR valvolati in corrispondenza delle sezioni tipo 2, 3 e T2 (sezione tipo di raccordo tra le sezioni 2 e 3). Il getto dei piedritti e delle murette del camerone avviene all'interno dei cunicoli ad una distanza massima dal fronte di 9ϕ ad esclusione della sezione tipo 1P in cui si ha il solo getto delle murette ad una distanza massima dal fronte di 3ϕ .

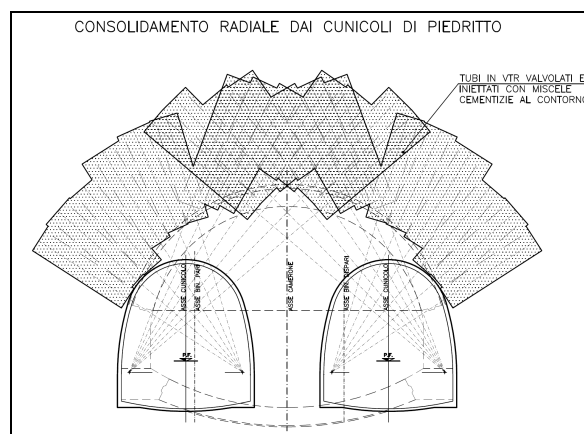


Figura 34 – Consolidamento radiale dai cunicoli di piedritto

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Foglio 57 di 107
IG5102ECVROGN160X002A00		

Fase 4 – Getto delle murette e dei piedritti:

Vengono completati gli scavi e i consolidamenti dei cunicoli di piedritto. Si procede inoltre al completamento di armatura, cassetatura e getto di piedritti e murette in c.a.

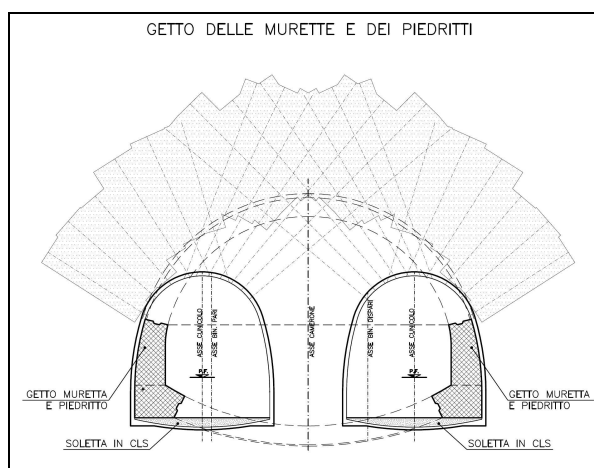


Figura 35 – Getto delle murette e dei piedritti

Fase 5 – Riempimento dei cunicoli di piedritto:

Vengono riempiti i cunicoli di piedritto con terreno.

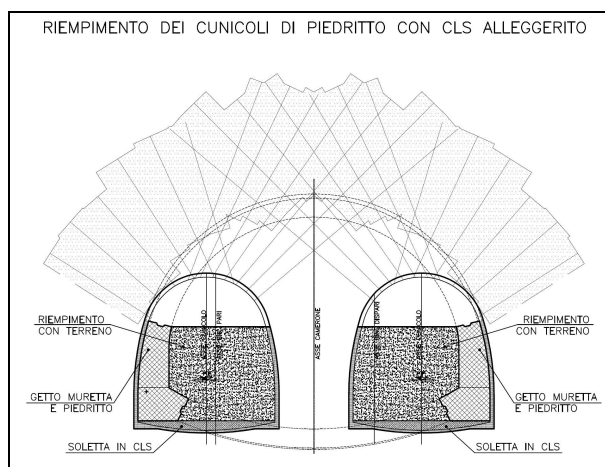


Figura 36 – Riempimento dei cunicoli di piedritto

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 58 di 107

Fase 6 – Scavo calotta e posa centine:

Si procede con lo scavo della calotta del camerone con sfondi massimi di 1 m, previo consolidamento del fronte tramite tubi in VTR cementati. Si opera il taglio della parte superiore delle centine dei cunicoli di piedritto e a seguito di ogni sfondo viene posato uno strato di spritz-beton sul profilo di calotta del camerone. Vengono posare in opera centine 2HEA300/1.00m e viene gettato lo strato di spritz-beton di completamento fibrorinforzato o amrato con rete elettrosaldada. Qualora le condizioni riscontrate durante lo scavo ne indicassero la necessità, si dovrà realizzare un prespritz fibrorinforzato al fronte e al contorno della sezione di scavo prima di porre in opera le centine di calotta del camerone (sp. Minimo 10 cm). Per ogni singolo sfondo si dovrà applicare uno strato di spritz-beton dello spessore di 5 cm.

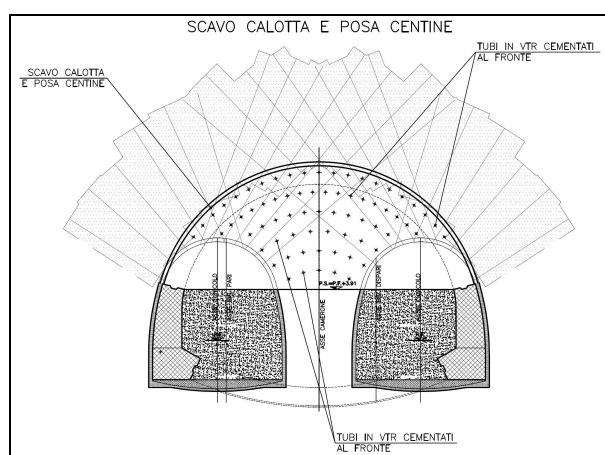


Figura 37 – Scavo calotta e posa centine

Fase 7 – Getto calotta camerone – Scavo e getto arco rovescio camerone:

Viene messo in posa il sistema di impermeabilizzazione a cui segue il completamento del rivestimento definitivo di calotta ad una distanza massima dal fronte pari a 3ϕ . Per la sezione tipo 1P la distanza di posa del rivestimento definitivo di calotta (che comprende anche i piedritti) avviene ad una distanza dal fronte massima pari a 5ϕ . Tali distanze potranno essere modificate in funzione delle condizioni riscontrate. A seguito della posa del rivestimento definitivo di calotta si procede con lo scavo di ribasso fino al piano di scavo dei piedritti per campi di 30.00m. Si opera lo scavo e la demolizione parziale del magrone di livellamento e di esegue lo scavo di ribasso per l'arco rovescio del camerone per campi di 10m seguito dalla messa in opera dell'arco rovescio stesso. La distanza massima tra il getto dell'arco rovescio e il fronte di scavo di ribasso risulta pari a 9ϕ ad esclusione della sezione tipo 1P per la quale tale distanza risulta essere pari a 3ϕ e lo scavo, come detto in precedenza, avviene a sezione piena.

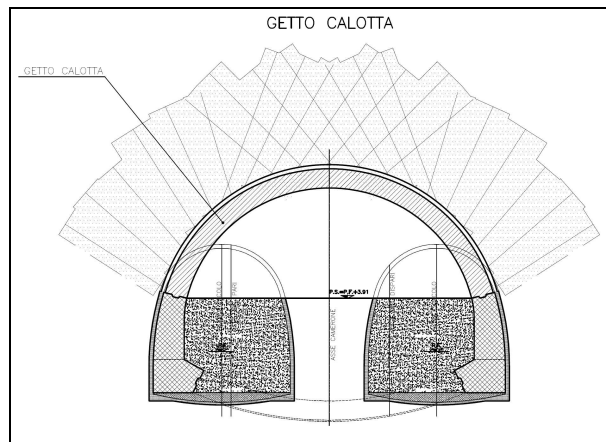


Figura 38 – Getto calotta

Fase 8 – Completamento scavo e getto arco rovescio camerone:

Viene completato lo scavo e il getto dell'arco rovescio del camerone.

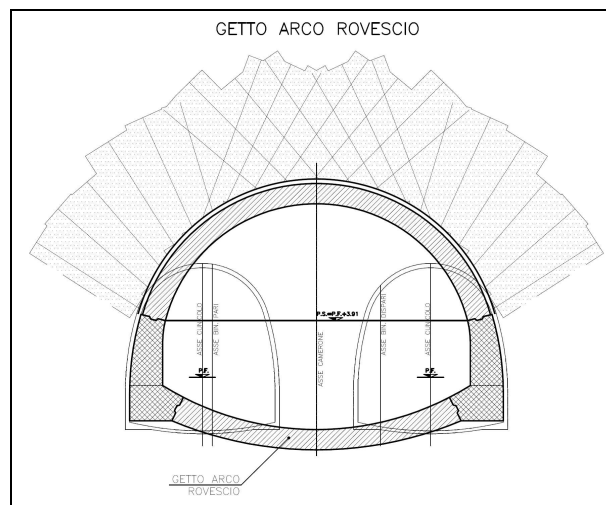


Figura 39 – Getto arco rovescio

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Foglio 60 di 107
IG5102ECVROGN160X002A00		

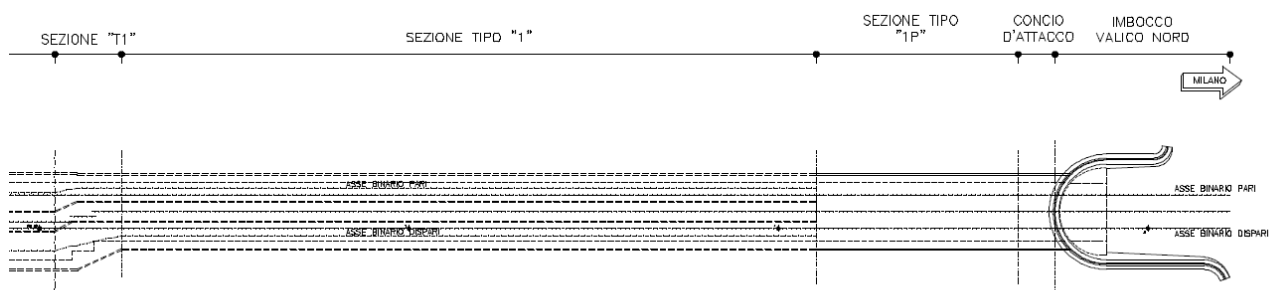


Figura 40 - Pianta del camerone 1/2

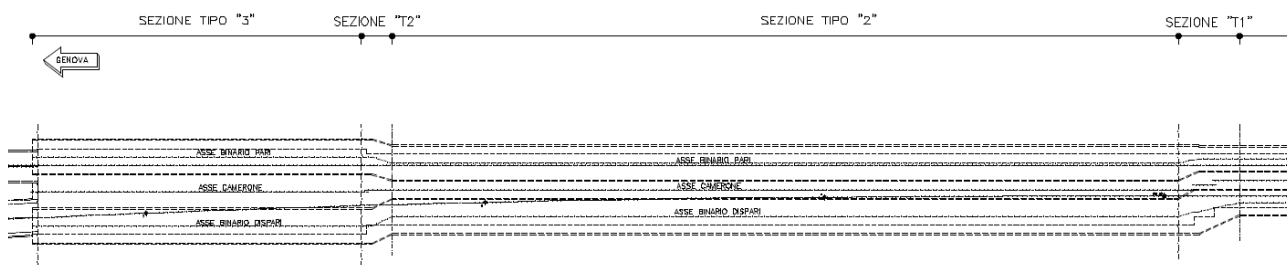


Figura 41 - Pianta del camerone 2/2

8.2 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 geostrukturali, 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 di alterazione
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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1356 224 1477 318"> <tr> <td>Foglio 61 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 61 di 107
Foglio 61 di 107		

7. Fenomeni di subsidenza e interferenza con altre strutture

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.

8.3 Analisi dei rischi lungo il tracciato del camerone tipo D

Il camerone in oggetto si sviluppa interamente nella Formazione di Costa Areea, caratterizzabile, facente parte del Bacino Terziario Piemontese (BTP) e caratterizzata dall'associazione di due facies distinte: una pelitico-arenacea e una calcareo-marnosa (Ghibaudo et al., 1985). Nella zona di interesse non sono previste faglie, pertanto i rischi sono legati soprattutto alla possibilità che l'ammasso roccioso sia alterato e alle basse coperture presenti in sito.

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 tratte del tracciato caratterizzate da parametri geomeccanici scadenti, come nei contesti maggiormente alterati. Tali condizioni si verificano in corrispondenza dello scavo a sezione piena della sezione tipo 1P ed in corrispondenza degli scavi di calotta delle restanti sezioni tipo, dove le analisi compiute hanno evidenziato un comportamento di tipo "C" ovvero instabile e sono quindi stati previsti specifici interventi di consolidamento. Interventi specifici di consolidamento sono stati previsti anche in corrispondenza degli scavi dei cunicoli di piedritto al fine di contenere le deformazioni.

Carico idraulico: In base a quanto riportato nell'inquadramento idrogeologico ed evidenziato nel profilo geomeccanico, non sono presenti carichi idraulici sull'opera in esame.

Venute d'acqua concentrate: Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico, non sono previste possibilità di venute d'acqua concentrate in corrispondenza di ammassi tettonizzati.

Fenomeni di squeezing: non sono previsti rischi legati a possibili fenomeni di squeezing

Fenomeni di subsidenza e interferenza con altre strutture: lungo lo sviluppo del tracciato del camerone non sussistono interferenze con altre opere/strutture.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1369 230 1476 315"> <tr> <td>Foglio 62 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 62 di 107
Foglio 62 di 107		

8.4 Sezioni tipo di avanzamento

Si descrivono di seguito le sezioni tipo in funzione dei campi di avanzamento e della precedente analisi del rischio. Viene inoltre indicato il campo di applicazione a la variabilità che caratterizza ciascuna sezione tipo

8.4.1 Sezione tipo 1P

La sezione in fase costruttiva è costituita da:

- 2+2 drenaggi in avanzamento lunghezza 30 m sovrapp. 10 m microfessurati in PVC di diametro esterno \varnothing 60 mm e sp. 5 mm (eventuali) di cui i primi 10 m da bocca foro dovranno essere cechi;
- preconsolidamento del fronte realizzato mediante la posa in opera di n° 150 tubi in VTR cementati in foro con miscele cementizie , $L \geq 24$ m, sovrapp. ≥ 12 m ;
- prerivestimento composto da uno strato di 30 cm di spritz-beton, fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, e centine metalliche tipo 2HEA 260 a passo 1 m;
- impermeabilizzazione composta da uno strato protettivo di tessuto non tessuto e da un telo impermeabilizzante di PVC;
- rivestimento definitivo in cls semplice avente spessore minimo di 120 cm in arco rovescio e 120 cm in calotta.

8.4.1.1 Campo di applicazione

La sezione di tipo 1P si applica in corrispondenza della protesi propedeutica agli scavi dove i ricoprimenti del terreno naturale non permettono uno scavo in sicurezza. La sezione ricade all'interno del gruppo Fc_3 ovvero il cappellaccio superficiale fortemente alterato della Formazione di Costa Areasa con valori di GSI compresi tra 25 e 35.

In queste condizioni il fronte di scavo si presenta instabile risultando necessario eseguire sistematici interventi di consolidamento in avanzamento, con l'ausilio di iniezioni cementizie da valvole.

Lo scavo avviene con mezzi meccanici. La risposta deformativa del cavo evolve verso convergenze che si attestano sui valori massimi pari a circa 3 cm che comporta una posa dell'arco rovescio a massimo 3ϕ .

8.4.1.2 Variabilità

Qualora, in corrispondenza delle tratte ove si prevede l'applicazione della SEZIONE TIPO 1P dai rilievi geostrutturali del fronte di scavo risultasse che la zona di passaggio tra la formazione Fc_3 e la formazione Fc_2 con caratteristiche di resistenza migliori fosse più alta, è possibile variare

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1476 315"> <tr> <td>Foglio 63 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 63 di 107
Foglio 63 di 107		

l'intensità degli interventi, prevedendo l'adozione di un profilato più leggero (HEA 240) e un numero inferiore di consolidamenti al contorno pari a 120 VTR.

Nel caso opposto, cioè con un ammasso che risulta con parametri geomeccanici pari ai valori minimi del ragnone fornito per la caratterizzazione geomeccanica, potranno essere previsti interventi di supporto di prima fase di maggiore rigidità (aumento delle centine e del rivestimento in spritz beton, diminuzione del passo centine a 0.80m) e un numero maggiore di consolidamenti al contorno pari a 180 VTR, al fine di limitare l'estensione della fascia plastica.

8.4.1.3 Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento. Si prevede la realizzazione di n°2+2 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 $\phi \approx 60\text{mm}$ 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.

FASE 2: preconsolidamento al fronte

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa in opera di tubi n°150 VTR, aventi lunghezza a 24 m e sovrapposizione 12 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 $\phi \geq 100\text{ mm}$;
- inserimento del tubo in VTR;
- esecuzione della cementazione mediante miscele cementizie a ritiro controllato ogni 4÷5 fori;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 64 di 107

FASE 3: esecuzione scavo

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per una lunghezza massima funzione del campo, 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 4: 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 2HEA 260 passo 1.00 m e da uno strato di spritz-beton, di spessore pari a 30 cm. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

FASE 5: getto di murette e arco rovescio

Il getto delle murette e dell'arco rovescio dovrà avvenire entro 3Ø dal fronte di scavo dopo aver eseguito il preconsolidamento 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.

FASE 6: 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 7: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo di calotta dovrà avvenire entro 5Ø dal fronte di scavo. La distanza di getto dovrà essere regolata in funzione della risposta deformativa del cavo e sarà comunque inferiore a 5Ø dal fronte.

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, è necessario porre in opera al fronte, sagomato a forma concava, uno strato di spritz-beton armato di spessore pari a 10 cm, con lo scopo di evitare che il materiale al contatto con l'atmosfera subisca deterioramenti. 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 (eventualmente incrementato), previa sagomatura a forma concava ed esecuzione dello strato di spritz-beton armato, sp=10 cm, e con il rivestimento di prima fase, l'arco

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1476 315"> <tr> <td>Foglio 65 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 65 di 107
Foglio 65 di 107		

rovescio e le murette portati a ridosso del fronte stesso. In relazione al comportamento deformativo del fronte e del cavo, l'arco rovescio e le murette dovranno essere opportunamente avvicinate al fronte.

8.4.2 Sezione tipo 1

La sezione in fase costruttiva è costituita da:

- 2+2 drenaggi in avanzamento lunghezza 30 m sovrapp. 10 m microfessurati in PVC di diametro esterno \varnothing 60 mm e sp. 5 mm (eventuali) di cui i primi 10 m da bocca foro dovranno essere cechi;
- preconsolidamento del fronte dei cunicoli di piedritto realizzato mediante la posa in opera di n°34 tubi in VTR cementati in foro con miscele cementizie , $L \geq 15$ m, sovrapp. ≥ 6 m ;
- prerivestimento composto da uno strato di 30 cm di spritz-beton, fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, e centine metalliche tipo HEB 200 a passo 1 m;
- preconsolidamento del fronte dello scavo di calotta realizzato mediante la posa in opera di n° 55 tubi in VTR cementati in foro con miscele cementizie , $L \geq 24$ m, sovrapp. ≥ 12 m ;
- prerivestimento composto da uno strato di 30 cm di spritz-beton, fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, e centine metalliche tipo 2HEA 300 a passo 1 m;
- impermeabilizzazione composta da uno strato protettivo di tessuto non tessuto e da un telo impermeabilizzante di PVC;
- rivestimento definitivo in cls semplice avente spessore minimo di 120 cm in arco rovescio e 120 cm in calotta.

8.4.2.1 Campo di applicazione

La sezione 1 ricade all'interno del gruppo Fc_2 che rappresenta lo strato alterato della Formazione di Costa Areasa con valori di GSI compresi tra 35 e 45.

In queste condizioni al fine di contenere le deformazioni del fronte risulta necessario eseguire sistematici interventi di consolidamento in avanzamento, con l'ausilio di iniezioni cementizie da valvole.

Lo scavo avviene con mezzi meccanici. Si sottolinea che date le dimensioni del cavo la sua realizzazione richiede fasi e modalità costruttive del tutto particolari, che non hanno alcun riscontro con quelle comunemente adottate per le gallerie di linea secondo quanto descritto in dettaglio nel seguito.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1356 224 1477 318"> <tr> <td>Foglio 66 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 66 di 107
Foglio 66 di 107		

8.4.2.2 Variabilità

Qualora, in corrispondenza delle tratte ove si prevede l'applicazione della SEZIONE TIPO 1, dai rilievi geostrutturali del fronte di scavo risultasse che la zona di passaggio tra la formazione Fc_2 e la formazione Fc_1 con caratteristiche di resistenza migliori fosse più alta, è possibile variare l'intensità degli interventi, prevedendo l'adozione di un profilato più leggero e un numero inferiore di consolidamenti al contorno secondo quanto previsto ne seguito.

Cunicoli di piedritto:

- Adozione centine HEB 180;
- N°27 VTR cementati.

Calotta camerone:

- Adozione centine HEA 280;
- N°44 VTR cementati.

Nel caso opposto, cioè con un ammasso che risulta con parametri geomeccanici pari ai valori minimi del ragne fornito per la caratterizzazione geomeccanica, potranno essere previsti interventi di supporto di prima fase di maggiore rigidità (aumento delle centine e del rivestimento in spritz beton, diminuzione del passo centine a 0.80m) e un numero maggiore di consolidamenti al contorno pari a 40 VTR nello scavo dei cunicoli di piedritto e 66 VTR in corrispondenza dello scavo di calotta, al fine di limitare l'estensione della fascia plastica.

8.4.2.3 Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: preconsolidamento al fronte dei cunicoli di piedritto

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa in opera di tubi n°34 VTR, aventi lunghezza 15 m e sovrapposizione 6 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;

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5102ECVROGN160X002A00</p>	<p>Foglio 67 di 107</p>

FASE 2: esecuzione scavo dei cunicoli di piedritto

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per una lunghezza massima funzione del campo, 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 3: 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 HEB 200 passo 1.00 m e da uno strato di spritz-beton, di spessore pari a 30 cm e dalle sole centine metalliche HEB 200 passo 1.00 m con funzione di puntone in arco rovescio. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

FASE 4: Getto delle murette e dei piedritti:

Il getto di piedritti e murette in c.a. del camerone dovrà avvenire entro ad una distanza massima dal fronte di 9ϕ .

FASE 5 – Riempimento dei cunicoli di piedritto:

Vengono riempiti i cunicoli di piedritto con terreno.

FASE 6: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento per lo scavo di calotta. Si prevede la realizzazione di n° 2+2 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 $\phi \approx 60\text{mm}$ 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.

FASE 7: preconsolidamento al fronte

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa in opera di n°55 tubi in VTR, aventi lunghezza 24 m e sovrapposizione 12 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;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 68 di 107

- 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;

FASE 8: esecuzione scavo

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per una lunghezza massima funzione del campo, per singoli sfondi max. di 1.0 m operando il taglio della parte superiore delle centine dei cunicoli di piedritto, 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 9: 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 2HEA 300 passo 1.00 m e da uno strato di spritz-beton, di spessore pari a 30 cm. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

FASE 10: 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 11: Getto rivestimento definitivo di calotta

Il getto del rivestimento definitivo di calotta dovrà avvenire entro $3\varnothing$ dal fronte di scavo dopo aver eseguito il preconsolidamento 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;

FASE 12: scavo di ribasso

A seguito della posa del rivestimento definitivo di calotta si procede con lo scavo di ribasso fino al piano di scavo dei piedritti per campi di 30.00m. Successivamente, si opera lo scavo e la demolizione parziale del magrone di livellamento e di esegue lo scavo di ribasso per l'arco rovescio del camerone per campi di 10m seguito dalla messa in opera dell'arco rovescio stesso.

FASE 13: getto dell'arco rovescio

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1476 315"> <tr> <td>Foglio 69 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 69 di 107
Foglio 69 di 107		

Il getto dell'arco rovescio dovrà avvenire entro $9\emptyset$ dal fronte di scavo. La distanza di getto dovrà essere regolata in funzione della risposta deformativa del cavo e sarà comunque inferiore a $9\emptyset$ dal fronte.

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, è necessario porre in opera al fronte, sagomato a forma concava, uno strato di spritz-beton armato di spessore pari a 10 cm, con lo scopo di evitare che il materiale al contatto con l'atmosfera subisca deterioramenti. 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 (eventualmente incrementato), previa sagomatura a forma concava ed esecuzione dello strato di spritz-beton armato, $sp=10$ cm, e con il rivestimento di prima fase, l'arco rovescio e le murette portati a ridosso del fronte stesso. In relazione al comportamento deformativo del fronte e del cavo, l'arco rovescio e le murette dovranno essere opportunamente avvicinate al fronte. La sequenza operativa di perforazione, inserimento del tubo o dell'elemento strutturale in VTR e cementazione indicata precedentemente, andrà adattata alle caratteristiche dell'ammasso, prevedendo comunque l'inserimento del tubo o dell'elemento strutturale in VTR e la successiva cementazione massimo ogni 5 perforazioni realizzate, garantendo comunque il completo riempimento del foro e l'inghisaggio del tubo o dell'elemento strutturale. In corso d'opera si potrà comunque valutare la possibilità di variare la metodologia di perforazione indicata (a secco) utilizzando un opportuno fluido di perforazione (miscele cementizie, acqua additivata con agenti schiumogeni, etc) in funzione delle caratteristiche dell'ammasso e previa esecuzione di adeguate prove in sito, atte a garantire:

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

8.4.3 Sezione tipo 2

La sezione in fase costruttiva è costituita da:

- 2+2 drenaggi in avanzamento lunghezza 30 m sovrapp. 10 m microfessurati in PVC di diametro esterno \emptyset 60 mm e sp. 5 mm (eventuali) di cui i primi 10 m da bocca foro dovranno essere cechi;
- preconsolidamento del fronte dei cunicoli di piedritto realizzato mediante la posa in opera di n°50 tubi in VTR cementati in foro con miscele cementizie, $L \geq 15$ m, sovrapp. ≥ 6 m ;
- prerivestimento composto da uno strato di 30 cm di spritz-beton, fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, e centine metalliche tipo HEB 200 a passo 1 m;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1356 224 1477 318"> <tr> <td>Foglio 70 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 70 di 107
Foglio 70 di 107		

- consolidamento radiale del contorno dello scavo di calotta realizzato dai cunicoli di piedritto mediante la posa in opera da ciascun cunicolo di n° 6+7 tubi in VTR valvolati 1vlv/m, di lunghezza variabile secondo quanto riportato negli elaborati grafici di riferimento;
- preconsolidamento del fronte dello scavo di calotta realizzato mediante la posa in opera di n° 70 tubi in VTR cementati in foro con miscele cementizie, $L \geq 24$ m, sovrapp. ≥ 12 m ;
- prerivestimento composto da uno strato di 30 cm di spritz-beton, fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, e centine metalliche tipo 2HEA 300 a passo 1 m;
- impermeabilizzazione composta da uno strato protettivo di tessuto non tessuto e da un telo impermeabilizzante di PVC;
- rivestimento definitivo in cls semplice avente spessore minimo di 140 cm in arco rovescio e 140 cm in calotta.

8.4.3.1 Campo di applicazione

La sezione 1 ricade all'interno del gruppo Fc_2 che rappresenta lo strato alterato della Formazione di Costa Areasa con valori di GSI compresi tra 35 e 45.

In queste condizioni al fine di contenere le deformazioni del fronte risulta necessario eseguire sistematici interventi di consolidamento in avanzamento, con l'ausilio di iniezioni cementizie da valvole.

Lo scavo avviene con mezzi meccanici. Si sottolinea che date le dimensioni del cavo la sua realizzazione richiede fasi e modalità costruttive del tutto particolari, che non hanno alcun riscontro con quelle comunemente adottate per le gallerie di linea secondo quanto descritto in dettaglio nel seguito.

8.4.3.2 Variabilità

Qualora, in corrispondenza delle tratte ove si prevede l'applicazione della SEZIONE TIPO 2, dai rilievi geostrutturali del fronte di scavo risultasse che la zona di passaggio tra la formazione Fc_2 e la formazione Fc_1 con caratteristiche di resistenza migliori fosse più alta, è possibile variare l'intensità degli interventi, prevedendo l'adozione di un profilato più leggero e un numero inferiore di consolidamenti al contorno secondo quanto previsto nel seguito.

Cunicoli di piedritto:

- Adozione centine HEB 180;
- N°40 VTR cementati.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1356 224 1477 318"> <tr> <td>Foglio 71 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 71 di 107
Foglio 71 di 107		

Calotta camerone:

- Adozione centine HEA 280;
- N°56 VTR cementati.

Nel caso opposto, cioè con un ammasso che risulta con parametri geomeccanici pari ai valori minimi del ragnone fornito per la caratterizzazione geomeccanica, potranno essere previsti interventi di supporto di prima fase di maggiore rigidità (aumento delle centine e del rivestimento in spritz beton, diminuzione del passo centine a 0.80m) e un numero maggiore di consolidamenti al contorno pari a 60 VTR nello scavo dei cunicoli di piedritto e 84 VTR in corrispondenza dello scavo di calotta, al fine di limitare l'estensione della fascia plastica.

8.4.3.3 Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: preconsolidamento al fronte dei cunicoli di piedritto

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa in opera di tubi n°50 VTR, aventi lunghezza 15 m e sovrapposizione 6 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;

FASE 2: esecuzione scavo dei cunicoli di piedritto

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per una lunghezza massima funzione del campo, 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 3: posa in opera del rivestimento di prima fase

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1476 315"> <tr> <td>Foglio 72 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 72 di 107
Foglio 72 di 107		

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

FASE 4: Esecuzione dei preconsolidamenti radiali:

Parallelamente alla prosecuzione dello scavo dei cunicoli di piedritto dall'interno degli stessi si procede con l'esecuzione di interventi di preconsolidamento della calotta del camerone mediante N°6+7 tubi in VTR.

FASE 5: Getto delle murette e dei piedritti:

Il getto di piedritti e murette in c.a. del camerone dovrà avvenire entro ad una distanza massima dal fronte di 9ϕ .

FASE 6 – Riempimento dei cunicoli di piedritto:

Vengono riempiti i cunicoli di piedritto con terreno.

FASE 7: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento per lo scavo di calotta. Si prevede la realizzazione di n° 2+2 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 $\phi \approx 60\text{mm}$ 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.

FASE 8: preconsolidamento al fronte

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa in opera di n°70 tubi in VTR, aventi lunghezza 24 m e sovrapposizione 12 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 $\phi \geq 100\text{ mm}$;
- inserimento del tubo in VTR;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 73 di 107

- esecuzione della cementazione mediante miscele cementizie a ritiro controllato ogni 4÷5 fori;

FASE 9: esecuzione scavo

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per una lunghezza massima funzione del campo, per singoli sfondi max. di 1.0 m operando il taglio della parte superiore delle centine dei cunicoli di piedritto, 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 10: 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 2HEA 300 passo 1.00 m e da uno strato di spritz-beton, di spessore pari a 30 cm. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

FASE 11: 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 12: Getto rivestimento definitivo di calotta

Il getto del rivestimento definitivo di calotta dovrà avvenire entro 3Ø dal fronte di scavo dopo aver eseguito il preconsolidamento 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;

FASE 13: scavo di ribasso

A seguito della posa del rivestimento definitivo di calotta si procede con lo scavo di ribasso fino al piano di scavo dei piedritti per campi di 30.00m. Successivamente, si opera lo scavo e la demolizione parziale del magrone di livellamento e di esegue lo scavo di ribasso per l'arco rovescio del camerone per campi di 10m seguito dalla messa in opera dell'arco rovescio stesso.

FASE 14: getto dell'arco rovescio

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1476 315"> <tr> <td>Foglio 74 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 74 di 107
Foglio 74 di 107		

Il getto dell'arco rovescio dovrà avvenire entro $9\emptyset$ dal fronte di scavo. La distanza di getto dovrà essere regolata in funzione della risposta deformativa del cavo e sarà comunque inferiore a $9\emptyset$ dal fronte.

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, è necessario porre in opera al fronte, sagomato a forma concava, uno strato di spritz-beton armato di spessore pari a 10 cm, con lo scopo di evitare che il materiale al contatto con l'atmosfera subisca deterioramenti. 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 (eventualmente incrementato), previa sagomatura a forma concava ed esecuzione dello strato di spritz-beton armato, $sp=10$ cm, e con il rivestimento di prima fase, l'arco rovescio e le murette portati a ridosso del fronte stesso. In relazione al comportamento deformativo del fronte e del cavo, l'arco rovescio e le murette dovranno essere opportunamente avvicinate al fronte.

La sequenza operativa di perforazione, inserimento del tubo o dell'elemento strutturale in VTR e cementazione indicata precedentemente, andrà adattata alle caratteristiche dell'ammasso, prevedendo comunque l'inserimento del tubo o dell'elemento strutturale in VTR e la successiva cementazione massimo ogni 5 perforazioni realizzate, garantendo comunque il completo riempimento del foro e l'inghisaggio del tubo o dell'elemento strutturale. In corso d'opera si potrà comunque valutare la possibilità di variare la metodologia di perforazione indicata (a secco) utilizzando un opportuno fluido di perforazione (miscele cementizie, acqua additivata con agenti schiumogeni, etc) in funzione delle caratteristiche dell'ammasso e previa esecuzione di adeguate prove in sito, atte a garantire:

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

8.4.4 Sezione tipo 3

La sezione in fase costruttiva è costituita da:

- 2+2 drenaggi in avanzamento lunghezza 30 m sovrapp. 10 m microfessurati in PVC di diametro esterno \emptyset 60 mm e sp. 5 mm (eventuali) di cui i primi 10 m da bocca foro dovranno essere cechi;
- preconsolidamento del fronte dei cunicoli di piedritto realizzato mediante la posa in opera di n°50 tubi in VTR cementati in foro con miscele cementizie, $L \geq 15$ m, sovrapp. ≥ 6 m ;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1369 230 1476 315"> <tr> <td>Foglio 75 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 75 di 107
Foglio 75 di 107		

- prerivestimento composto da uno strato di 30 cm di spritz-beton, fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, e centine metalliche tipo HEB 200 a passo 1 m;
- consolidamento radiale del contorno dello scavo di calotta realizzato dai cunicoli di piedritto mediante la posa in opera da ciascun cunicolo di n° 6+8 tubi in VTR valvolati 1vlv/m, di lunghezza variabile secondo quanto riportato negli elaborati grafici di riferimento;
- preconsolidamento del fronte dello scavo di calotta realizzato mediante la posa in opera di n° 125 tubi in VTR cementati in foro con miscele cementizie, L ≥ 24 m, sovrapp. ≥ 12 m ;
- prerivestimento composto da uno strato di 35 cm di spritz-beton, fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, e centine metalliche tipo 2HEA 300 a passo 1 m;
- impermeabilizzazione composta da uno strato protettivo di tessuto non tessuto e da un telo impermeabilizzante di PVC;
- rivestimento definitivo in cls semplice avente spessore minimo di 200 cm in arco rovescio e 200 cm in calotta.

8.4.4.1 Campo di applicazione

La sezione 1 ricade all'interno del gruppo Fc_2 che rappresenta lo strato alterato della Formazione di Costa Areasa con valori di GSI compresi tra 35 e 45.

In queste condizioni al fine di contenere le deformazioni del fronte risulta necessario eseguire sistematici interventi di consolidamento in avanzamento, con l'ausilio di iniezioni cementizie da valvole.

Lo scavo avviene con mezzi meccanici. Si sottolinea che date le dimensioni del cavo la sua realizzazione richiede fasi e modalità costruttive del tutto particolari, che non hanno alcun riscontro con quelle comunemente adottate per le gallerie di linea secondo quanto descritto in dettaglio nel seguito.

8.4.4.2 Variabilità

Qualora, in corrispondenza delle tratte ove si prevede l'applicazione della SEZIONE TIPO 2, dai rilievi geostrutturali del fronte di scavo risultasse che la zona di passaggio tra la formazione Fc_2 e la formazione Fc_1 con caratteristiche di resistenza migliori fosse più alta, è possibile variare l'intensità degli interventi, prevedendo l'adozione di un profilato più leggero e un numero inferiore di consolidamenti al contorno secondo quanto previsto ne seguito.

Cunicoli di piedritto:

- Adozione centine HEB 180;
- N°40 VTR cementati.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 76 di 107

Calotta camerone:

- Adozione centine HEA 280;
- N°100 VTR cementati.

Nel caso opposto, cioè con un ammasso che risulta con parametri geomeccanici pari ai valori minimi del range fornito per la caratterizzazione geomeccanica, potranno essere previsti interventi di supporto di prima fase di maggiore rigidità (aumento delle centine e del rivestimento in spritz beton, diminuzione del passo centine a 0.80m) e un numero maggiore di consolidamenti al contorno pari a 60 VTR nello scavo dei cunicoli di piedritto e 150 VTR in corrispondenza dello scavo di calotta, al fine di limitare l'estensione della fascia plastica.

8.4.4.3 Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: preconsolidamento al fronte dei cunicoli di piedritto

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa in opera di tubi n°50 VTR, aventi lunghezza 15 m e sovrapposizione 6 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;

FASE 2: esecuzione scavo dei cunicoli di piedritto

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per una lunghezza massima funzione del campo, 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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 77 di 107

FASE 3: 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 HEB 200 passo 1.00 m e da uno strato di spritz-beton, di spessore pari a 30 cm e dalle sole centine metalliche HEB 200 passo 1.00 m con funzione di puntone in arco rovescio. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

FASE 4: Esecuzione dei preconsolidamenti radiali:

Parallelamente alla prosecuzione dello scavo dei cunicoli di piedritto dall'interno degli stessi si procede con l'esecuzione di interventi di preconsolidamento della calotta del camerone mediante N°6+8 tubi in VTR.

FASE 5: Getto delle murette e dei piedritti:

Il getto di piedritti e murette in c.a. del camerone dovrà avvenire entro ad una distanza massima dal fronte di 9ϕ .

FASE 6 – Riempimento dei cunicoli di piedritto:

Vengono riempiti i cunicoli di piedritto con terreno.

FASE 7: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento per lo scavo di calotta. Si prevede la realizzazione di n° 2+2 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 $\phi \approx 60\text{mm}$ 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.

FASE 8: preconsolidamento al fronte

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa in opera di n° 125 tubi in VTR, aventi lunghezza 24 m e sovrapposizione 12 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 $\phi \geq 100\text{ mm}$;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 78 di 107

- inserimento del tubo in VTR;
- esecuzione della cementazione mediante miscele cementizie a ritiro controllato ogni 4-5 fori;

FASE 9: esecuzione scavo

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per una lunghezza massima funzione del campo, per singoli sfondi max. di 1.0 m operando il taglio della parte superiore delle centine dei cunicoli di piedritto, 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 10: 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 2HEA 300 passo 1.00 m e da uno strato di spritz-beton, di spessore pari a 35 cm. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

FASE 11: 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 12: Getto rivestimento definitivo di calotta

Il getto del rivestimento definitivo di calotta dovrà avvenire entro 3Ø dal fronte di scavo dopo aver eseguito il preconsolidamento 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;

FASE 13: scavo di ribasso

A seguito della posa del rivestimento definitivo di calotta si procede con lo scavo di ribasso fino al piano di scavo dei piedritti per campi di 30.00m. Successivamente, si opera lo scavo e la demolizione parziale del magrone di livellamento e di esegue lo scavo di ribasso per l'arco rovescio del camerone per campi di 10m seguito dalla messa in opera dell'arco rovescio stesso.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1476 315"> <tr> <td>Foglio 79 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 79 di 107
Foglio 79 di 107		

FASE 14: getto dell'arco rovescio

Il getto dell'arco rovescio dovrà avvenire entro $9\emptyset$ dal fronte di scavo. La distanza di getto dovrà essere regolata in funzione della risposta deformativa del cavo e sarà comunque inferiore a $9\emptyset$ dal fronte.

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, è necessario porre in opera al fronte, sagomato a forma concava, uno strato di spritz-beton armato di spessore pari a 10 cm, con lo scopo di evitare che il materiale al contatto con l'atmosfera subisca deterioramenti. 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 (eventualmente incrementato), previa sagomatura a forma concava ed esecuzione dello strato di spritz-beton armato, $sp=10$ cm, e con il rivestimento di prima fase, l'arco rovescio e le murette portati a ridosso del fronte stesso. In relazione al comportamento deformativo del fronte e del cavo, l'arco rovescio e le murette dovranno essere opportunamente avvicinate al fronte.

La sequenza operativa di perforazione, inserimento del tubo o dell'elemento strutturale in VTR e cementazione indicata precedentemente, andrà adattata alle caratteristiche dell'ammasso, prevedendo comunque l'inserimento del tubo o dell'elemento strutturale in VTR e la successiva cementazione massimo ogni 5 perforazioni realizzate, garantendo comunque il completo riempimento del foro e l'inghisaggio del tubo o dell'elemento strutturale. In corso d'opera si potrà comunque valutare la possibilità di variare la metodologia di perforazione indicata (a secco) utilizzando un opportuno fluido di perforazione (miscele cementizie, acqua additivata con agenti schiumogeni, etc) in funzione delle caratteristiche dell'ammasso e previa esecuzione di adeguate prove in sito, atte a garantire:

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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 80 di 107

8.5 Soglie di attenzione e allarme

Si riportano in Tabella 8-1 le soglie di attenzione e allarme relative alle differenti sezioni tipo.

CAMERONE TIPO D - GALLERIA DI VALICO - SOGLIE DI ATTENZIONE E ALLARME				
CARATT. GALLERIA	SOGLIA ATTENZIONE	SOGLIA ALLARME	SOGLIA ATTENZIONE	SOGLIA ALLARME
SEZ.TIPO	CONV. DIAMETRALE (cm)	CONV. DIAMETRALE (cm)	ESTRUSIONE (cm)	ESTRUSIONE (cm)
1P	3 - 5	6 - 8	<3	<5
1	3 - 5	6 - 8	<3	<5
2	5 - 7	8 - 10	<5	<7
3	5 - 7	8 - 10	<5	<7

Tabella 8-1

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

8.6 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 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.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1369 230 1476 315"> <tr> <td>Foglio 81 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 81 di 107
Foglio 81 di 107		

9 TECNOLOGIE ALTERNATIVE E PRESCRIZIONI

9.1 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.

9.2 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 una miscela caratterizzata da $f_{cm}=25\text{MPa}$ per tutte le sezioni.

9.3 Armatura del rivestimento definitivo

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 82 di 107

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.

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 delle 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 camerone, 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.

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 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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5102ECVROGN160X002A00</p> <p>Foglio 83 di 107</p>

funzione delle diverse condizioni di carico del rivestimento definitivo e della sua risposta strutturale nell'interazione con l'ammasso nelle diverse fasi realizzative.

In conclusione, ove si dovesse procedere l'adeguamento dell'armatura necessaria, così come nel caso si dovesse procedere ad adottare sezioni tipo differenti, che implicino una diversa distribuzione dei rivestimenti definitivi, l'applicazione di tali diverse ipotesi dovrà essere ordinata a mezzo di apposito ordine di servizio dalla Direzione Lavori, assumendo tale modifica la valenza di "variante progettuale".

9.4 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 relativamente allo scavo a piena sezione e piedritti-murette, calotta e arco rovescio nelle sezioni con scavo parzializzato. 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 per la sezione scavata a piena sezione, e del solo arco rovescio per le sezioni con scavo parzializzato 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, per ogni sezione tipo di avanzamento, 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 riducendo del 20% la distanza prevista a progetto (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, 20% in più di quanto previsto a progetto, 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 prevista a progetto.

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 84 di 107

valutare in corso d'opera la possibilità di aumentare ulteriormente le distanze massime progettuali; situazioni locali e particolari verranno valutate di volta in volta.

Per quanto concerne i valori numerici delle distanze di getto relativamente ad ogni sezione tipo si vedano i relativi paragrafi.

9.5 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).

9.6 Tecniche di consolidamento dei fronti di scavo e di consolidamento radiale al contorno

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; 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.

Al fine di velocizzare la realizzazione del camerone, il consolidamento radiale al contorno eseguito dai cunicoli di piedritto potrà invece essere sostituito da consolidamenti in avanzamento previo mantenimento delle geometrie minime da progetto.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 85 di 107

9.7 Soglie d'attenzione e d'allarme

In corso d'opera è prevista la possibilità di ritardare 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.

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. Si precisa inoltre che i valori contenuti nella tabella sopra riportata sono riferiti al caso generale, mentre non sono utilizzabili in situazioni dove vi è la necessità di operare limitando le deformazioni (quali sottroversamenti di edifici/opere preesistenti).

9.8 Criticità

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.

Inoltre sarebbe opportuno intensificare gli interventi di consolidamento delle sezioni tipo se dovessero manifestarsi problematiche locali durante gli scavi di avanzamento (quali splaccaggi del fronte e/o della calotta, situazioni geologiche puntuali, etc). La valutazione delle modifiche necessarie sarà compiuta dal progettista in funzione di quanto osservato e registrato nel corso degli scavi.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVROGN160X002A00
	Foglio 86 di 107

10 INTRODUZIONE MONITORAGGIO

Lo scopo del monitoraggio, in accordo con il metodo ADECO-RS adottato in progettazione è quello di tenere sotto controllo l'evolversi della risposta tenso-deformativa dell'ammasso allo scavo e di verificare la corrispondenza tra il comportamento reale delle strutture in fase di realizzazione ed il comportamento ipotizzato nelle varie fasi progettuali.

Il sistema di monitoraggio è stato progettato in modo da poter fornire, nel modo più completo e rapido possibile, tutti gli elementi necessari ad effettuare un'analisi della situazione in corso d'opera e della sua possibile evoluzione, finalizzata alla definizione di eventuali azioni correttive (intensificazione delle misure, installazione di ulteriore strumentazione, interventi sulle fasi esecutive, modalità di avanzamento, etc.) mirate ad evitare il manifestarsi di situazioni di pericolo.

L'organizzazione del sistema in questione prevede l'utilizzo di strumentazione topografica e geotecnica disposta a formare sezioni di monitoraggio distribuite lungo tutto il tracciato dell'opera. La disposizione delle sezioni è correlata alle condizioni al contorno quali le condizioni geomeccaniche, la posizione rispetto al tracciato, la presenza di interferenze antropiche mentre la frequenza di lettura è correlata principalmente alla successione delle fasi lavorative.

Tale programma, finalizzato alla valutazione delle caratteristiche dell'ammasso e del suo comportamento tenso-deformativo durante lo scavo, si articola in:

- misure di convergenza a cinque punti;
- mire e prismi ottici sul rivestimento definitivo;
- misura delle tensioni nei prerinvestimenti con celle di carico e barrette estensimetriche;
- misura delle tensioni nei rivestimenti definitivi mediante barrette estensimetriche a corda vibrante;
- misure d'estrusione estensimetriche;
- misure di estrusione topografica;
- misure con estensimetri multi- base o estensimetri incrementali
- rilievo geologico-geostrutturale dei fronti di scavo;
- indagini geognostiche in avanzamento e prelievo di campioni.

Il monitoraggio mediante piezometri e/o inclinometri, salvo casi particolari specificati di volta in volta, non è da considerarsi oggetto del presente documento, ma si considerano inclusi nei documenti relativi alle indagini integrative previste per l'opera in oggetto.

Nei paragrafi che seguono vengono indicate le caratteristiche e le modalità esecutive del programma di monitoraggio predisposto.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 87 di 107

L'insieme di questi dati concorrerà alla determinazione delle grandezze necessarie per l'applicazione delle linee guida, relativamente alla definizione dell'intensità degli interventi, delle cadenze lavorative e della sezione tipo da applicare tra quelle previste nella tratta.

Di seguito si riporta una tabella di sintesi delle quantità previste per l'opera in oggetto.

Descrizione	Frequenza (m)	Totale n°
Indagini in avanzamento con prelievo di campioni e prove di laboratorio	Nel passaggio dalla sezione tipo 2 alla sezione tipo 3	1
Stazioni di misura dello stato tensionale nel priverivestimento	In corrispondenza di ogni sezione tipo	4
Barrette estensimetriche nel rivestimento definitivo	In corrispondenza della sezione tipo 3	1
Estensimetri multibase e/o incrementali	Ogni sezione tipo	4 radiali
Mire e prismi ottici sul rivestimento definitivo	In corrispondenza di ogni sezione tipo	4
Rilievi del fronte	In funzione della sezione tipo	Vedi tabella
Misure di convergenza a cinque punti	In funzione della sezione tipo	Vedi tabella
Misure di estrusione topografica	In funzione della sezione tipo	Vedi tabella
Misure di estrusione incrementale/estensimetrica	In corrispondenza di ogni sezione tipo	4

Tabella 10-1

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1476 315"> <tr> <td>Foglio 88 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 88 di 107
Foglio 88 di 107		

1 1 MISURE DI CONVERGENZA A CINQUE PUNTI

11.1 Definizione

Tali misure consistono nel rilevamento e restituzione grafica e numerica degli spostamenti nel piano trasversale alla galleria, in direzione verticale e orizzontale, di 5 punti per ogni stazione di misura. In corrispondenza della sezione tipo 1P con scavo a piena sezione le misure vengono posizionate sul rivestimento di prima fase in corrispondenza di piedritti, reni e chiave calotta camerone. In corrispondenza delle sezioni tipo con scavo parzializzato le misure vengono posizionate per i cunicoli di piedritto sul rivestimento di prima fase in corrispondenza di piedritti, reni e chiave calotta cunicoli, mentre per lo scavo della calotta del camerone vengono posizionate sul rivestimento di prima fase in corrispondenza della zona di appoggio con i piedritti in opera ed in corrispondenza dei reni e della chiave calotta del camerone.

Le misure sono attrezzate con mire ottiche rilevabili mediante strumento topografico di precisione.

Le basi di misura sono costituite da 5 chiodi di convergenza posizionati sullo spritz-beton del rivestimento di 1° fase su cui vengono montati altrettanti marcatori costituiti da prismi cardanici riflettenti o catadiottri.

La convergenza del cavo si intende riferita sia al valore massimo rilevato sulle varie corde che allo spostamento, in valore assoluto, delle singole mire; verrà inoltre valutato il valore medio delle tre principali misure diametrali condotte (convergenza diametrale media).

11.2 Installazione

Le basi di misura sono costituite da 5 chiodi di convergenza $L = 50-80$ cm posizionati sullo spritz-beton del rivestimento di 1° fase su cui vengono montati altrettanti marcatori costituiti da prismi cardanici riflettenti o catadiottri, posizionati a ridosso del fronte di scavo alla progressiva della stazione di misura. Nel caso in cui si manifestassero comportamenti differenziati in termini deformativi tra spritz-beton e centine, a tali chiodi andranno affiancati dei supporti vincolati alle centine, su cui potranno essere montati i già citati marcatori (prismi cardanici riflettenti o catadiottri), posizionati a ridosso del fronte di scavo, in particolare a circa 1.0 m dal fronte stesso.

11.3 Frequenza delle stazioni e dei rilevamenti

Fermo restando che l'effettiva distribuzione delle stazioni potrà essere modulata in funzione del reale comportamento dell'ammasso, le stazioni stesse andranno indicativamente installate secondo le seguenti frequenze:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 89 di 107

SEZIONE TIPO	SCAVO	FREQUENZA
1P	pienza sezione	ogni avanzamento
1, 2, 3	cunicoli	ogni avanzamento
	calotta	ogni avanzamento
	ribasso A.R.	-

Tabella 11-1

La frequenza dei rilevamenti, da precisare in corso d'opera, è la seguente:

- n. 1 misura al giorno fino a una distanza dal fronte di 10 m, quindi n. 1 misura alla settimana fino al getto del rivestimento definitivo o fino alla stabilizzazione della misura, per la categoria di comportamento tipo A.
- n. 1 misura al giorno fino a una distanza dal fronte di 10 m, quindi n. 1 misura alla settimana fino al getto del rivestimento definitivo, per la categoria di comportamento tipo B.
- n. 1 misura al giorno fino ad una distanza dal fronte di 15 m, quindi n. 3 misure alla settimana fino al getto del rivestimento definitivo, per la categoria di comportamento tipo C.

Ciascuna stazione di misura viene disposta presso l'ultima centina posizionata, a circa 1m dal fronte stesso.

La lettura di riferimento ("0") andrà eseguita immediatamente e categoricamente prima del successivo sfondo parziale.

11.4 Sistema di acquisizione

Il sistema di acquisizione dati è costituito da una stazione composta da teodolite e distanziometro elettronico che misurano le posizioni assolute della base di misura rispetto ad un sistema di riferimento tridimensionale costituito da caposalda siti in galleria. La misura permette di risalire alle coordinate spaziali delle basi con tolleranza $\pm 2 \text{ mm} \pm 2 \text{ ppm}$.

11.5 Restituzione dati

Il sistema di elaborazione dati deve offrire i seguenti diagrammi e tabulati numerici in funzione del tempo:

- spostamenti trasversali;
- spostamenti verticali;
- spostamenti nel piano (deformata);
- velocità di convergenza (mm/giorno);

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 90 di 107

- fasi esecutive principali (progressive fronte, murette, arco rovescio e calotta...).

I dati elaborati per ciascuna misura di ciascuna stazione vanno forniti entro la giornata in cui è stato eseguito il rilievo. È richiesta altresì una copia di tali dati anche su supporto digitale.

12 MIRE E PRISMI OTTICI SUL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

12.1 Definizione

Tali misure consistono nel rilevamento e restituzione grafica e numerica degli spostamenti nel piano trasversale alla galleria, in direzione verticale e orizzontale, di 3 punti per ogni stazione di misura (in calotta e sui piedritti), posizionati sul rivestimento definitivo, ed attrezzati con mire ottiche rilevabili mediante strumento topografico di precisione.

12.2 Installazione

Sono previste le installazioni di cinque stazione di misura in corrispondenza delle seguenti progressive:

- km 28+235 circa
- km 28+110 circa
- km 27+880 circa
- km 27+705 circa

12.3 Frequenza dei rilevamenti

La lettura di zero viene eseguita all'atto del disarmo dei getti.

Successivamente l'intensità delle letture sarà la seguente:

- 1 misura alla settimana per il primo mese
- 1 misura al mese fino al termine dei lavori

12.4 Sistema di acquisizione

Il sistema di acquisizione dati è costituito da una stazione composta da teodolite e distanziometro elettronico che misurano le posizioni assolute della base di misura rispetto ad un sistema di riferimento tridimensionale costituito da caposalda siti in galleria. La misura permette di risalire alle coordinate spaziali delle basi con tolleranza $\pm 2 \text{ mm} \pm 2 \text{ ppm}$.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1369 230 1469 315"> <tr> <td>Foglio 91 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 91 di 107
Foglio 91 di 107		

12.5 Restituzione dati

Il sistema di elaborazione dati deve offrire i seguenti diagrammi e tabulati numerici in funzione del tempo:

spostamenti trasversali;

- spostamenti verticali;
- spostamenti nel piano (deformata);
- velocità di convergenza (mm/giorno);
- fasi esecutive principali (progressive fronte, murette, arco rovescio e calotta...).

I dati elaborati per ciascuna misura di ciascuna stazione vanno forniti entro la giornata in cui è stato eseguito il rilievo.

È richiesta altresì una copia di tali dati anche su supporto magnetico.

13 MISURE DI TENSIONE NEI RIVESTIMENTI CON CELLE DI CARICO E BARRETTE ESTENSIMETRICHE

13.1 Definizione

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica dello stato tensionale entro i rivestimenti di 1a fase e definitivo, attraverso celle di carico e barrette estensimetriche.

In corrispondenza della sezione tipo 1P con scavo a piena sezione vengono posizionate barrette estensimetriche sul rivestimento di prima fase in corrispondenza di piedritti e chiave calotta camerone e celle di carico in corrispondenza del piede centina, mentre sul rivestimento definitivo vengono posizionate barrette estensimetriche a corda vibrante in corrispondenza di piedritti, chiave calotta e chiave arco rovescio del camerone.

In corrispondenza delle sezioni tipo con scavo parzializzato per i cunicoli di piedritto vengono posizionate barrette estensimetriche sul rivestimento di prima fase in corrispondenza di piedritti e chiave calotta cunicoli e celle di carico in corrispondenza del piede centina. Per lo scavo della calotta del camerone vengono posizionate barrette estensimetriche sul rivestimento di prima fase in corrispondenza di reni e chiave calotta camerone e celle di carico in corrispondenza del piede centina.

Per i rivestimenti definitivi vengono posizionate barrette estensimetriche a corda vibrante in corrispondenza dei piedritti, dei reni, della chiave calotta e dell'arco rovescio del camerone.

In particolare, si osserva che le tensioni sulla centina verranno misurate con barrette posizionate sull'anima (intradosso ed estradosso) e con celle di carico inserite al piede centina, mentre quelle

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1356 224 1477 318"> <tr> <td>Foglio 92 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 92 di 107
Foglio 92 di 107		

entro il calcestruzzo del rivestimento definitivo con barrette estensimetriche a corda vibrante, posizionate all'estradosso e all'intradosso della sezione da monitorare.

13.2 Installazione

Si prevede l'installazione di 3 coppie di barrette estensimetriche (1 in calotta e 2 sui piedritti per i cunicoli di piedritto e 1 in calotta e 2 sui reni per la calotta del camerone) posizionate nel rivestimento di 1a fase (sull'anima delle centine) e l'installazione di 6 coppie di barrette estensimetriche a corda vibrante all'interno del rivestimento definitivo; in quest'ultimo caso devono essere installate anche delle barrette supplementari, al fine di valutare gli effetti del ritiro e della variazione di temperatura all'interno del calcestruzzo. Saranno inoltre installate 2 celle di carico al piede centine sia per i cunicoli di piedritto che per la calotta del camerone per un totale di 6 celle di carico.

La frequenza d'installazione di tale strumentazione è di 1 stazione in corrispondenza delle seguenti progressive, per un totale di 4 stazioni:

- km 28+235 circa
- km 28+110 circa
- km 27+880 circa
- km 27+705 circa

13.3 Modalità di rilevamento

Il sistema di rilevamento dei dati avviene mediante il posizionamento di celle di carico e barrette estensimetriche, in funzione dello stato tensionale che si vuole rilevare, poste in opera nel numero e nei punti indicati, con gli accorgimenti necessari per una perfetta installazione e funzionamento.

a) celle di carico

La cella di carico tipo è costituita da un corpo in acciaio inossidabile sensibilizzato da una serie di griglie estensimetriche (strain-gauges) applicate alla superficie interna del corpo stesso e isolate.

Una piastra di acciaio permette l'omogenea ripartizione del carico sull'intero corpo della cella.

La deformazione indotta dal carico alla cella viene rilevata dagli strain-gauges e trasformata in un segnale elettrico proporzionale al carico agente.

Le celle di carico vengono impiegate al piede centina così da valutare la pressione a cui esse sono sottoposte. Negli altri casi si usano le barrette estensimetriche.

b) barrette estensimetriche (resistive e a corda vibrante)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1493 318"> <tr> <td>Foglio 93 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 93 di 107
Foglio 93 di 107		

Le barrette estensimetriche sono composte da una barra in acciaio zincato di sezione rettangolare forata all'estremità per permettere la connessione di eventuali prolunghe ed alla quale sono applicati, nella parte centrale, estensimetri elettrici. La disposizione degli estensimetri deve permettere di compensare il segnale elettrico dagli effetti termici e dalla flessione. Strati sovrapposti di resine sono posti a protezione della parte sensibilizzata della barra per preservarne la funzionalità in caso di urti o immersione.

Le barrette estensimetriche sono sensibilizzate mediante strain-gauges collegati tra loro a ponte intero in grado di rilevare la deformazione assiale della barra. Tale deformazione induce una variazione di resistenza all'interno del ponte che viene misurata con apposita centralina o sistema automatico di acquisizione dati. Nelle barrette è inoltre applicata un'elettronica di amplificazione e conversione del segnale, grazie alla quale si possono eseguire misure allo stesso modo delle celle di carico.

Le barrette estensimetriche a corda vibrante sono costituite da un cavo in acciaio armonico teso tra due blocchi, fissati a loro volta all'anima della centina, mediante bullonamento o resinatura.

La frequenza di vibrazione del cavo di acciaio è funzione delle deformazioni della centina nella sezione considerata.

Mediante l'applicazione della legge di Hooke ($\sigma = \epsilon \cdot E$) è possibile risalire allo stato tensionale presente.

Il campo di misura e la precisione richiesta è il seguente:

a) celle di carico

- campo di misura 0 ÷ 200 t , in funzione della sezione applicata
- sovrapp. massima 120% F.S.
- sensibilità 0.1% F.S.
- precisione 1% F.S.

b) barrette estensimetriche resistive

- campo di misura -1500 ÷ +1500 $\mu\epsilon$
- sovrapp. massima 50 % F.S.
- precisione \leq 1% F.S.
- segnale di uscita 4÷20 mA

c) barrette estensimetriche a corda vibrante

- campo di misura -3300 ÷ +3300 $\mu\epsilon$
- sovrapp. massima 20 % F.S.
- precisione \leq 1% F.S.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5102ECVROGN160X002A00</p>	<p>Foglio 94 di 107</p>

- segnale di uscita Hz

13.4 Frequenza dei rilevamenti

Il numero minimo di rilevamenti da eseguire dopo la misura iniziale di riferimento e dopo una prima lettura da eseguirsi prima della maturazione dello spritz-beton, per ogni cella di carico / barretta estensimetrica è il seguente:

a) per il rivestimento di prima fase:

- n. 1 lettura ogni giorno con il fronte distante fino 10 m.
- n. 1 lettura ogni 3 giorni con il fronte distante fino 30 m.
- n. 1 lettura alla settimana con il fronte a distanza maggiore di 30 m fino al getto del rivestimento definitivo.

b) per il rivestimento definitivo:

- n. 1 lettura al giorno per i primi 7 giorni.
- n. 1 lettura ogni 3 giorni fino al raggiungimento del 30° giorno dall'installazione.

La frequenza delle letture successive sarà tarata in corso d'opera.

13.5 Restituzione dati

Il sistema di elaborazione dati richiede i seguenti diagrammi e tabulati numerici:

- carichi o tensioni in funzione del tempo;
- carichi o tensioni in funzione della distanza dal fronte di scavo;
- $\mu\epsilon$ in funzione del tempo e relativi delta rispetto lo "0".

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 95 di 107

14 MISURE DI ESTRUSIONE TOPOGRAFICA

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica degli spostamenti superficiali del fronte di scavo in senso longitudinale, valutati su nove punti per ogni stazione di misura, attrezzati con mire ottiche che consentano la lettura mediante strumento topografico di precisione.

14.1 Installazione

Le basi di misura sono costituite da 5-9 supporti di dimensioni adeguate, vincolati alla superficie del fronte, ai quali devono essere fissati i target riflettenti.

La frequenza di esecuzione di tali misure è di massima pari a:

SEZIONE TIPO	SCAVO	FREQUENZA
1P	pienza sezione	1 stazione ogni 25 m
1, 2, 3	cunicoli	1 stazione ogni 25 m
	calotta	1 stazione ogni 25 m
	ribasso A.R.	1 stazione ogni 50 m

Tabella 14-1

Inoltre andrà eseguito un rilevamento a ogni fermo prolungato del fronte.

14.2 Frequenza delle letture

Il numero minimo di letture da eseguire è il seguente:

- lettura di riferimento prima del consolidamento del fronte;
- n. 1 lettura al termine degli interventi di consolidamento;
- n. 1 lettura immediatamente prima di riprendere gli scavi.

14.3 Sistema di acquisizione

Il sistema di acquisizione dati è costituito da una stazione composta da teodolite e distanziometro elettronico che rilevano le posizioni assolute delle basi di misura rispetto a un sistema di riferimento tridimensionale fisso costituito da capisaldi siti in galleria.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 96 di 107

Le misure permettono di risalire alle coordinate spaziali delle nove basi e quindi allo spostamento in direzione longitudinale delle stesse.

La tolleranza massima consentita è di $\pm 2 \text{ mm} \pm 2 \text{ ppm}$.

14.4 Restituzione dati

Il sistema di elaborazione dati avviene su apposito software e si richiede la restituzione grafica e numerica di:

- spostamenti lungo l'asse della galleria per ogni punto;
- spostamenti integrati nelle due direzioni x e y.

Tutti i dati elaborati vanno forniti in tempo reale.

15 ESTENSIMETRI MULTIBASE O ESTENSIMETRI INCREMENTALI

15.1 Definizione

La posa in opera all'interno di un foro di sondaggio comunque inclinato di una tubazione per misure estensimetriche incrementali consente, attraverso l'uso di una apposita sonda removibile, il rilievo delle variazioni di lunghezza lungo la tubazione conseguenti a deformazioni nel terreno in cui è inserita. Il principio di funzionamento si basa sull'induzione elettromagnetica che consente di determinare la posizione e gli spostamenti di appositi anelli metallici installati originariamente ad 1 metro l'uno dall'altro attorno al tubo guida e cementati alle pareti del foro. La misura può essere accoppiata a misure inclinometriche, in modo da determinare gli spostamenti secondo tre componenti tra loro ortogonali. Anche in questo caso gli spostamenti verticali misurati sono rappresentati come differenza tra la lettura n-esima e la lettura di zero.

15.2 Installazione

Le principali applicazioni dell'estensimetro incrementale tipo Increx sono essenzialmente:

- monitoraggio delle deformazioni degli strati di terreno sovrastanti e adiacenti le gallerie, opere in sotterraneo durante le fasi di scavo, con applicazioni degli strumenti in fori verticali eseguiti dal piano campagna;
- monitoraggio delle deformazioni degli strati di terreno interessati dalla realizzazione di opere civili durante le fasi di scavo, con applicazioni degli strumenti in fori verticali eseguiti dal piano campagna;
- controllo della stabilità delle opere di contenimento, con applicazioni analoghe al punto precedente;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 97 di 107

- controllo dei movimenti del terreno in generale.

Le fasi di installazione sono quelle previste anche per gli inclinometri, l'unica differenza riguarda la fase di assemblaggio dei tubi durante la quale bisogna posizionare gli anelli metallici a distanza di 1 metro l'uno dall'altro mediante l'utilizzo di un'apposita dima. (per il resto vale quanto detto precedentemente a riguardo dell'inclinometro).

E' prevista l'installazione di quattro sezioni strumentate radiali con n°3 estensimetri posizionati rispettivamente sui due paramenti della galleria e in mezzeria, alla seguenti PK:

- km 28+235 circa
- km 28+110 circa
- km 27+880 circa
- km 27+705 circa

Non sono previste stazioni di misura da piano campagna nella prima tratta di galleria.

15.3 Descrizione e modalità esecutive

15.3.1 Tubi

I tubi per l'estensimetro incrementale tipo increx sono dello stesso tipo di quelli utilizzati per l'inclinometro infatti è possibile condurre sia letture inclinometriche che estensimetriche nello stesso tubo (vale quanto detto precedentemente a riguardo dell'inclinometro), a differenza che per le misure estensimetriche è necessario in fase di installazione posizionare degli anelli metallici all'esterno del tubo ad una distanza di 1m l'uno dall'altro.

15.3.2 Sonda Estensimetrica

La sonda estensimetrica è costituita da un contenitore cilindrico con lunghezza di 1,55m, munito di due carrelli per lo scorrimento nelle guide dei tubi; al suo interno è alloggiato il sensore di misura ad induzione elettromagnetica.

La distanza tra il carrello superiore e quello inferiore della sonda, è circa 1,40m. La sonda dovrà permettere le misure all'interno di tubi aventi diametro tra le guide da 63,5mm. Le letture estensimetriche sono di tipo comparativo (gli eventuali spostamenti nel tempo verranno riferiti alla lettura iniziale), fondamentale requisito delle misurazioni è la ripetibilità. Pertanto la sonda deve essere realizzata secondo elevati standard qualitativi e i materiali impiegati devono rispondere a severe specifiche prestazionali rispetto ai diversi fattori d'esercizio che possono alterare nel tempo la sensibilità e precisione della sonda. Inoltre per assicurare la precisione delle letture estensimetriche, è altrettanto essenziale che la sonda sia sottoposta periodicamente ad un accurato controllo di taratura.

Caratteristiche tecniche

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVROGN160X002A00 <table border="1" data-bbox="1364 235 1493 318"> <tr> <td>Foglio 98 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 98 di 107
Foglio 98 di 107		

- | | | |
|---|------------------------|--------------------------------------------|
| - | tipo di misura | estensimetrica |
| - | tipo di sensore | ad induzione elettromagnetica |
| - | campi di misura | ± 20mm/m |
| - | precisione sensore | ±0.01 mm |
| - | campo di temperatura | -5 +105 °C |
| - | carrello porta sensore | sonda a rotelle basculanti in acciaio inox |
| - | interasse rotelle | 140 mm |
| - | sensibilità sensore | 0.001mm |
| - | precisione sistema | ±0.02mm. |

15.3.3 Centralina Di Misura

E' uno strumento di misura di precisione, contenuto in un involucro realizzato in robusto materiale con adeguato grado di protezione, con il quale si:

- alimentano i sensori della sonda;
- amplificano i segnali rilevati
- registrano o visualizzano i valori di lettura.

15.3.4 Aste

Il sistema prevede l'utilizzo di aste in ABS lunghe 2m, con aggancio maschio femmina. Durante la fase di lettura, saranno esse a sostenere in peso della sonda senza caricare eccessivamente il cavo di connessione garantendo una precisione maggiore.

15.3.5 Collaudo della tubazione estensimetrica e lettura iniziale di riferimento

Le operazioni di controllo relativa all'accessibilità del foro e alla sua idoneità alle misure sono quelle previste per l'inclinometro.

Inoltre si dovrà effettuare la calibrazione iniziale della tubazione mediante sonda estensimetrica incrementale avente precisione non inferiore a 1 µm, registrando le differenze di lunghezza di tutti i tratti strumentati rispetto alla lunghezza di riferimento di un metro. Prima dell'esecuzione della lettura di zero la sonda estensimetrica incrementale dovrà essere introdotta in apposito tubo di calibrazione e dovrà essere controllato, ed eventualmente regolato, il valore letto al display della centralina, a stabilizzazione termica avvenuta, tenendo conto della dilatazione termica del tubo di calibrazione. La determinazione dello zero di riferimento dovrà avvenire eseguendo almeno tre letture sulla medesima tubazione con calcolo del valore medio. Le letture sulla tubazione

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 99 di 107

estensimetrica dovranno essere eseguite partendo da fondo foro, a stabilizzazione termica avvenuta, con passo di 1 m.

La tubazione estensimetrica verrà dichiarata idonea se tutte le distanze relative tra i riscontri di misura installati risulteranno comprese entro la tolleranza di ± 5.0 mm rispetto alla distanza nominale di 1 m.

15.4 Estensimetri fissi da foro (acquisizione automatica dati)

Gli Estensimetri fissi da foro vengono installati all'interno di tubi inclinometrici attrezzati con speciali anelli magnetici allo scopo di effettuare misure in continuo di cedimenti o spostamenti del suolo lungo l'asse della tubazione. A seconda delle applicazioni, la catena di sonde viene ancorata al fondo del foro per ottenere un riferimento profondo, oppure sospesa alla testa del tubo con un cavetto in acciaio per un riferimento di superficie. Gli estenso-inclinometri fissi sono dotati inoltre di un sensore inclinometrico biassiale; tale soluzione permette di assemblare delle catene strumentali in grado di fornire un profilo tridimensionale dei movimenti della perforazione entro cui vengono installati. Collegando gli estensimetri al sistema di acquisizione dati è possibile acquisire automaticamente le misure e trasmetterle via modem GSM presso il proprio ufficio ed attivare un sistema di allertamento.

15.5 Frequenza delle letture

- n. 1 lettura ogni giorno con il fronte distante fino ± 10 m.
- n. 1 lettura ogni 3 giorni con il fronte distante fino ± 30 m.
- n. 1 lettura alla settimana fino a stabilizzazione avvenuta.

15.6 Restituzione Dati

- La documentazione dovrà comprendere:
- informazioni generali (sito, ubicazione, data, nominativo dell'operatore);
- stratigrafia del foro di sondaggio (se eseguito a carotaggio continuo);
- caratteristiche del tubo estensimetrico installato;
- caratteristiche della miscela utilizzata per la cementazione del tubo e quantità assorbita durante la cementazione;
- schema di installazione nel foro del tubo estensimetrico;
- coordinate assolute della estremità superiore del tubo estensimetrico (guida di riferimento);
- risultati della lettura iniziale di riferimento;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVROGN160X002A00 Foglio 100 di 107

- osservazioni e note eventuali.

I dati vengono graficati nel diagramma “cedimenti verticali - profondità” che permette di valutare l'andamento delle deformazioni dell'ammasso lungo la verticale dello strumento.

16 RILIEVO GEOLOGICO-GEOSTRUTTURALE DEI FRONTI DI SCAVO

Tali rilievi consistono nel rilevamento e restituzione grafica e numerica delle caratteristiche geologiche-geostrutturali e geomeccaniche del fronte di scavo, durante l'avanzamento.

Vengono operate le seguenti distinzioni:

- rilievi di tipo “analitico”
- rilievi di tipo “speditivo”
- rilievi di tipo “pittorico”

I rilievi dovranno essere eseguiti con le seguenti cadenze, alternando i diversi tipi di rilievo:

SEZIONE TIPO	SCAVO	FREQUENZA
1P	pienza sezione	1 stazione ogni 25 m
1, 2, 3	cunicoli	1 stazione ogni 25 m
	calotta	1 stazione ogni 25 m
	ribasso A.R.	1 stazione ogni 25 m

Tabella 16-1

I rilievi potranno essere effettuati in modalità pittorico-descrittiva anzichè analitica qualora l'ammasso non presentasse particolari variazioni rispetto ai rilievi precedenti.

In ogni caso il numero di rilievi richiesti è da intendersi come numero minimo; eventuali passaggi litologici o litostratigrafici di particolare rilevanza verranno analizzati con un rilievo apposito secondo le indicazioni fornite dal progettista.

Durante lo svolgimento di tali rilievi è previsto il prelievo di campioni per lo svolgimento di prove di laboratorio in corrispondenza della zona tra la sezione tipo 2 e 3 posta circa alla pk 27+785.

16.1 Rilievi di tipo analitico

Con questo tipo di rilievi sono determinate:

- le caratteristiche litologico-stratigrafiche e strutturali;
- le caratteristiche geotecniche e geomeccaniche.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5102ECVROGN160X002A00</p>	<p>Foglio 101 di 107</p>

16.1.1 Caratteristiche litologico-stratigrafiche e strutturali

a) Con riferimento alla litologia dell'ammasso, andranno rilevate le seguenti caratteristiche dell'ammasso:

- 1) Genesi del litotipo;
- 2) litologia e caratteristiche petrografiche macroscopiche ;
- 3) condizioni (grado e tipo di cementazione/compattezza) ;
- 4) granulometria ;
- 5) stato d'alterazione ;
- 6) colore;
- 7) assetto generale dell'ammasso individuabile a scala del fronte:
 - A. stratificazione
 - B. scistosità
 - C. clivaggio
 - D. inclinazione
 - E. direzione
 - F. spessore.

b) Andranno inoltre indicate le seguenti caratteristiche delle principali discontinuità eventualmente presenti sul fronte:

- tipo (faglia, fratture, contatto, etc.);

- 1) localizzazione;
- 2) giacitura (inclinazione, direzione);
- 3) tipo di riempimento;
- 4) JRC (per discontinuità in ammassi lapidei);
- 5) JCS (per discontinuità in ammassi lapidei).

c) Infine si dovranno riportare eventuali osservazioni riguardo ad esempio:

- 1) Condizioni idrauliche e venute d'acqua valutata sugli ultimi 8 -10 m di scavo;
- 2) distacchi gravitativi;
- 3) interventi di consolidamento e confinamento effettuati;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVROGN160X002A00
	Foglio 102 di 107

4) varie (imprevisti, variazioni operative ecc.).

Con riferimento al punto a):

- nella descrizione delle caratteristiche di cui al punto 2, eseguita visivamente, si dovrà dare precedenza alle dimensioni ad affinità genetica o composizionale relegando ai soli casi di necessità la scelta del criterio granulometrico tessiturale. Tale considerazione risulta importante ai fini della comprensibilità delle caratteristiche primarie del materiale da cui discendono tutte le altre. Dovranno pertanto evitarsi classificazioni litologiche puramente granulometriche avulse dalle caratteristiche petrografico-composizionali.
- Il punto 3 dovrà essere descritto individuando il grado ed il tipo di cementazione e riferendosi ad una scala riconosciuta internazionale nella descrizione della compattezza.
- Le caratteristiche granulometriche (4) dovranno essere stimate visivamente per tutti i materiali differenziati ed affioranti sul fronte di scavo, relegando, se ritenuto necessario, ad una determinazione di laboratorio su campioni rappresentativi prelevati manualmente l'esatto contenuto granulometrico del materiale. In entrambi i casi si dovrà utilizzare la nomenclatura proposta dall'AGI.
- Il grado di alterazione (5) dovrà essere indicato secondo una delle metodologie correnti o almeno utilizzando tre gradi come per esempio: sano, mediamente alterato, completamente alterato.
- Il colore (6) sarà riferito prevalentemente al materiale non alterato secondo una scala nota.
- La stratificazione (7) riscontrabile sul fronte sarà descritta con il maggior dettaglio possibile e misurata se possibile direttamente, altrimenti indirettamente con un fotogramma tarato (previo posizionamento di una stadia o una bindella sul metrica fronte). La descrizione della successione dovrà eseguirsi anche graficamente con la rappresentazione del fronte di scavo e dei materiali costituenti.
- L'assetto giaciturale (inclinazione, immersione) verrà misurato con la bussola rilevando le caratteristiche di immersione (dip) e direzione di immersione (dip direction).

Con riferimento al punto b):

Per ammassi lapidei, si tratta delle caratteristiche mesostrutturali secondarie dell'ammasso roccioso rappresentate dal reticolo di discontinuità composto da faglie, fratture, diaclasi, ecc.

Il loro rilievo sarà eseguito secondo le prescrizioni ISRM (International Society of Rock Mechanics) e debitamente restituito attraverso le rappresentazioni grafico-numeriche consuete (proiezioni stereografiche, istogrammi statistici, ecc.).

Le caratteristiche da rilevare sono descritte al punto b):

- la tipologia e natura dei piani di discontinuità principali va descritta distinguendo se si tratta di fratture, faglie, diaclasi, indicandone in tabella e sul rilievo pittorico l'esatta localizzazione.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 103 di 107

- La giacitura dei singoli piani di discontinuità (dip e dip direction) va rilevata mediante la bussola geologica e riportata numericamente e graficamente sulla tabella allegata.
- La spaziatura delle discontinuità va valutata mediante l'ausilio di una bindella metrica e riportata numericamente e graficamente sulla tabella allegata. Sulla tabella va inoltre indicata l'apertura delle discontinuità stesse.
- La scabrezza delle superfici di discontinuità (JRC) va valutata numericamente, secondo quanto prescritto dall'ISRM con gli idonei strumenti.
- Il tipo di riempimento va qualificato secondo metodi speditivi evidenziando anche la natura (argilloso, limoso, ecc.).
- Il parametro JCS sarà stimato secondo le due possibilità alternative descritte:
 - COMPRESSIONE MONOASSIALE – sarà eseguito un adeguato numero di determinazioni speditive con pressa portatile o nel laboratorio di cantiere su campioni cilindrici con rapporto altezza-diametro pari a 2 estratti da carotaggi al fronte o sagomati da prelievi manuali al fronte. Dovrà essere adottata la metodologia sperimentale ISRM.
 - POINT LOAD TEST – sarà eseguito un adeguato numero di determinazioni con apparecchiatura "Point Load" in situ utilizzata, elaborata ed interpretata secondo le metodologie riconosciute internazionalmente.
- Nel caso di prospezioni in avanzamento, il parametro RQD (ROCK QUALITY DESIGNATION) verrà determinato, secondo un criterio ritenuto più affidabile, tramite correlazioni con la spaziatura dei giunti precalcolate per quella particolare formazione o facies geologica.

Con riferimento al punto c):

- la ritenzione idrica sarà stimata visivamente sul materiale e descritta con appropriati aggettivi (asciutto, umido, saturo), mentre nel caso di venute idriche di una certa importanza (non semplici stillicidi) dovranno effettuarsi misurazioni quantitative seppur approssimate. In ogni caso si descriverà la loro localizzazione ed eventualmente l'evoluzione.
- Vanno evidenziate le anomalie rispetto alla geometria teorica del fronte di scavo e dovute a fuorisagoma, fornelli, distacchi gravitativi, ecc., riportando sull'apposita scheda la valutazione in metri cubi ed indicando sul rilievo pittorico l'ubicazione.
- Riguardo agli interventi di consolidamento e contenimento presenti all'atto del rilievo, vanno segnalati i più significativi, riportando ad esempio il numero dei bulloni, il passo ed il tipo delle centine, relativamente alla sezione tipo impiegata in quel momento.

Tutte le informazioni di cui ai punti a), b), c), sopra descritte vanno consegnate entro la giornata in cui avviene il rilievo per le determinazioni del progettista riguardo la classificazione geomeccanica

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 104 di 107

(appartenenza al gruppo, curva intrinseca, ecc.).

16.1.2 Caratteristiche geotecniche-geomeccaniche

La determinazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso, se eventualmente richieste dal progettista, può venire valutata in maniera diretta mediante prove in situ e/o di laboratorio su campioni carotati direttamente dal fronte di avanzamento.

Per le prove in situ si prevede:

1. Pressiometro tipo MENARD o autoperforante (tipo Camkometer) per i terreni;
2. Scissometro in foro (Vane test) per i terreni;
3. Dilatometro in foro.

Nell'utilizzo del primo strumento ci si dovrà attenere alla metodologia corrente internazionale, sancita in particolare modo dalla sperimentazione e dall'esperienza tecnica sviluppatasi intorno al pressiometro Menard. Le prove saranno suborizzontali, di lunghezza superiore a 3 metri con diametro nominale adatto per accogliere lo strumento pressiometrico. Le prove saranno eseguite nel tratto finale del foro. I materiali di perforazione potranno essere conservati per analisi granulometriche.

- Le operazioni da eseguirsi con lo strumento 2) saranno sostanzialmente le stesse, potendo limitare la profondità dei fori a circa 2-2.5 metri.
- Il pressiometro autoperforante, 1), il cui impiego è ovviamente limitato a terreni soffici, non richiede l'esecuzione di fori al fronte.
- Nella prova dilatometrica, 3), andranno ricercati in particolare le indicazioni sullo stato tensionale in situ e sul modulo di deformabilità del terreno e/o roccia.

Per le prove di laboratorio, quando richieste, si prevede:

1. Prove di classificazione (granulometrie, limiti, ecc.)
 2. Prove di compressione ad espansione laterale libera
 3. Prove triassiali
 4. Prove di taglio su giunto
 5. Prove di estrusione triassiale.
- I campioni estratti devono essere indisturbati, in particolar modo se destinati alle determinazioni delle caratteristiche meccaniche e di estrusione d'ammasso.
 - Il trasporto e la conservazione dei campioni deve essere effettuato in modo da minimizzare eventuali modificazioni (temperatura, umidità).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVROGN160X002A00
	Foglio 105 di 107

Allo stesso modo, la preparazione dei campioni da sottoporre a prove meccaniche deve avvenire in modo da ridurre il disturbo, impiegando metodi quali sovracarotaggi, estrusione orizzontale e verticali, ecc.

16.2 Rilievo di tipo speditivo

Secondo le frequenze prima indicate e ogni qualvolta vi sia un passaggio litologico o tettonico sono richieste:

1. Caratteristiche litologiche-stratigrafiche e strutturali, che verranno valutate attraverso il rilevamento e la restituzione grafica e numerica di quanto già descritto in precedenza per i rilievi analitici, con le seguenti precisazioni:

relativamente al punto a)

- l'assetto generale dell'ammasso individuato alla scala del fronte, potrà venire valutato anche qualitativamente;
- la spaziatura delle discontinuità potrà venire valutata anche qualitativamente,
- il parametro JRC verrà valutato qualitativamente;
- il parametro JCS verrà valutato secondo la metodologia H.R. (Hammer Rebound) secondo le prescrizioni già citate ISRM.

16.3 Rilievo di tipo speditivo-pittorico

Esso ha la funzione fondamentale di conferma/verifica del rilievo speditivo più vicino, e si compone in sostanza di un rilievo qualitativo dell'ammasso senza il rilevamento diretto dei dati. Questo tipo di rilievo prevede la restituzione grafica delle caratteristiche principali dell'ammasso rilevabili alla scala del fronte.

16.4 Archiviazione dei dati geologici

I dati relativi alle caratteristiche litologico-stratigrafiche e strutturali, per i tipi di rilievo previsti, devono essere archiviati mediante apposito programma con elaboratore elettronico, in modo da poterne disporre in qualunque momento durante la costruzione dell'opera. L'archivio andrà costituito mediante singole schede, suddivise per singole tratte di ogni galleria in funzione degli attacchi previsti nel programma lavori, su ognuna delle quali devono essere rappresentate in opportuna scala i dati necessari con particolare riguardo a:

- nome e tratta di galleria in esame;
- coperture;
- progressive;
- sezione longitudinale;
- litotipo e litologia;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 106 di 107

- condizioni (grado di cementazione/compattezza);
- stato (grado di alterazione);
- assetto;
- caratteristiche di discontinuità;
- osservazioni.

17 INDAGINI GEOGNOSTICHE IN AVANZAMENTO

Qualora si renda necessario in corso d'opera potranno essere predisposte indagini geognostiche in avanzamento in zone non coperte da indagini di superficie. In linea generale tali indagini eseguite mediante sondaggi di lunghezza pari a 30-50m dal fronte di scavo, comunque definiti in funzione delle reali necessità, saranno effettuate nella zona tra le sezioni tipo 2 e 3 posta circa alla pk 27+785.

18 DEFINIZIONE DELLE SOGLIE DI ATTENZIONE E DI ALLARME

Il controllo mediante monitoraggio si basa principalmente sulla definizione di soglie aventi lo scopo di segnalare l'instaurarsi di una situazione deformativa e/o tensionale particolare. Sulla base dei valori raggiunti dai parametri di controllo in funzione dei valori di soglia definiti, vengono attuate eventuali azioni e contromisure.

I valori fissati per tali soglie sono funzione dei risultati previsti dai calcoli di progetto, relativamente a spostamenti, deformazioni, tensioni,...).

Questi limiti sono definiti come:

Soglia di attenzione: è definito come una quota parte delle risultanze delle sollecitazioni (o delle deformazioni) di progetto; il superamento di questo limite implica l'incremento della frequenza delle misure, allo scopo di stabilire e monitorare la velocità con la quale il fenomeno si evolve, in modo da valutare il potenziale instaurarsi di eventi e rapida evoluzione che potrebbero, in determinate circostanze, risultare incontrollabili.

Soglia di allarme: definita in funzione del livello deformativo, tensionale,..., più gravoso per una determinata situazione; il suo superamento implica il coinvolgimento della Direzione Lavori per la valutazione di opportune contromisure.

Le contromisure da adottare in caso di superamento dei limiti di allarme, hanno lo scopo di riportare la situazione reale entro i limiti previsti in progetto.

Per un maggior dettaglio relativamente alle soglie di attenzione e di allarme si rimanda agli specifici elaborati.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVROGN160X002A00	Foglio 107 di 107

19 CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state descritte le linee guida per l'esecuzione del camerone della galleria di Valico ed il programma di monitoraggio previsto.

Per quanto riguarda le linee guida sono state pertanto fornite indicazioni circa l'applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità previste, la tecnica di scavo adottata e criteri di scelta e le fasi costruttive.

Il programma di monitoraggio, finalizzato alla valutazione delle caratteristiche dell'ammasso e del suo comportamento tenso-deformativo durante lo scavo, si articola in:

- misure di convergenza a cinque punti;
- mire e prismi ottici sul rivestimento definitivo;
- misura delle tensioni nei prerivestimenti con celle di carico e barrette estensimetriche;
- misura delle tensioni nei rivestimenti definitivi mediante barrette estensimetriche a corda vibrante;
- misure d'estrusione estensimetriche;
- misure di estrusione topografica;
- misure con estensimetri multi- base o estensimetri incrementali
- rilievo geologico-geostrutturale dei fronti di scavo;
- indagini geognostiche in avanzamento e prelievo di campioni.

Di tutte le tipologie di misure da eseguire, sono state fornite indicazioni circa le strumentazioni e le modalità esecutive, il numero e la frequenza delle indagini.