

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. GALLERIE

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI-BARI

RADDOPPIO TRATTA APICE - ORSARA

I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA

GALLERIA MELITO

Relazione geotecnica e di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IF0G 01 D 07 RB GN0200 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato/Data
A	Emissione Esecutiva	R. Pizzol	Dicembre 2017	P. Pitolli	Dicembre 2017	D. Aprea	Dicembre 2017	A. Sciotti Dicembre 2017

ITALFERR S.p.A.
U.O. GALLERIE
Cod. Ing. Alessandra Sciotti
Cognome negli Ingegneri di Roma
n° 19848

INDICE

1	PREMESSA.....	6
2	SCOPO E CONTENUTI DEL DOCUMENTO	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
3.1	LEGGI E NORMATIVE COGENTI	7
3.2	NORMATIVE NON COGENTI E RACCOMANDAZIONI	7
3.3	PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE (RFI, ITF)	7
3.4	DOCUMENTI REFERENZIATI	7
3.5	DOCUMENTI CORRELATI.....	8
3.6	DOCUMENTI SUPERATI.....	9
4	ALLEGATI.....	9
5	DOCUMENTI PRODOTTI A SUPPORTO.....	9
6	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	11
6.1	IL TRACCIATO E LE OPERE IN SOTTERRANEO	11
6.2	INTERFERENZE LUNGO IL TRACCIATO	12
7	FASE CONOSCITIVA.....	13
7.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	13
7.2	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	14
7.3	INDAGINI GEOTECNICHE.....	15
7.4	METODI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE.	19
	7.4.1 Terreni granulari.....	19
	7.4.2 Terreni coesivi	21
	7.4.3 Rocce.....	22
7.5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE.	26
	7.5.1 Caratterizzazione geotecnica del Flysch Rosso FYR.....	26
	7.5.1.1 Riepilogo dei parametri geotecnici di progetto.....	33

GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	3 di 190

7.5.2	Caratterizzazione geotecnica del Flysch Rosso FYR2.....	34
7.5.2.1	Riepilogo dei parametri geotecnici di progetto.....	37
7.5.3	Caratterizzazione geotecnica della formazione di Vallone Ponticello PCL.....	38
7.5.3.1	Riepilogo dei parametri geotecnici di progetto.....	41
7.5.4	Caratterizzazione geotecnica dell'Unità BNA2.....	41
7.5.4.1	Riepilogo dei parametri geotecnici di progetto.....	49
7.5.5	Caratterizzazione geotecnica della Formazione della Baronìa – litofacies BNA1b.....	50
7.5.5.1	Riepilogo dei parametri geotecnici di progetto.....	51
7.5.6	Regime idraulico.....	51
8	FASE DI DIAGNOSI.....	52
8.1	CLASSI DI COMPORTAMENTO DEL FRONTE DI SCAVO.....	52
8.2	DETERMINAZIONE DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO.....	53
8.2.1	Analisi con il metodo delle linee caratteristiche.....	53
8.2.1.1	Metodo di analisi.....	53
8.2.1.2	Sezioni analizzate.....	54
8.2.1.3	Risultati delle analisi.....	54
8.2.2	Analisi della stabilità del fronte.....	56
8.2.2.1	Metodi di analisi.....	56
8.2.2.2	Sezioni analizzate.....	57
8.2.2.3	Risultati delle analisi.....	58
8.2.3	Definizione delle tratte a comportamento tensio-deformativo omogeneo.....	58
8.3	RISCHI POTENZIALI CHE INCIDONO SULLA REALIZZAZIONE DELLE GALLERIE ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.	
9	FASE DI TERAPIA.....	61
9.1	DEFINIZIONE DELLE SEZIONI TIPO.....	62
9.1.1	Sezione tipo A2.....	62
9.1.2	Sezione tipo B1.....	63
9.1.3	Sezione tipo B1allargata.....	64
9.1.4	Sezione tipo B2.....	64
9.1.5	Sezione tipo B2allargata.....	65
9.1.6	Sezione tipo C2.....	65
9.1.7	Sezione tipo C2allargata.....	66

9.1.8	Sezione tipo C2p	67
9.2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI	69
9.3	ANALISI E VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO	72
9.3.1	<i>Criteri di verifica</i>	72
9.3.1.1	Stabilità del fronte e del cavo.....	72
9.3.1.2	Interazione opera-terreno.....	73
9.4	SEZIONE TIPO C2P P.K. 9+440	79
9.4.1	<i>Stabilità del fronte e del cavo</i>	79
9.4.2	<i>Interazione opera-terreno</i>	81
9.4.3	<i>Fasi e percentuali di rilascio</i>	82
9.4.4	<i>Sismicità dell'area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico</i>	85
9.4.5	<i>Esame dei risultati</i>	88
9.4.6	<i>Verifiche strutturali del rivestimento di prima fase</i>	93
9.4.7	<i>Verifiche strutturali SLU del rivestimento definitivo</i>	94
9.4.8	<i>Verifiche strutturali SLE del rivestimento definitivo</i>	109
9.5	SEZIONE TIPO A2 P.K. 6+860	120
9.5.1	<i>Interazione opera-terreno</i>	120
9.5.2	<i>Fasi e percentuali di rilascio</i>	121
9.5.3	<i>Esame dei risultati</i>	125
9.5.4	<i>Verifiche strutturali del rivestimento di prima fase</i>	130
9.5.5	<i>Verifiche strutturali SLU del rivestimento definitivo</i>	132
9.5.6	<i>Verifiche strutturali SLE del rivestimento definitivo</i>	144
9.6	SEZIONE TIPO B2ALLARGATA P.K. 8+080.....	157
9.6.1	<i>Stabilità del fronte e del cavo</i>	157
9.6.2	<i>Interazione opera-terreno</i>	161
9.6.3	<i>Fasi e percentuali di rilascio</i>	163
9.6.4	<i>Esame dei risultati</i>	166

9.6.5	Verifiche strutturali del rivestimento di prima fase	169
9.6.6	Verifiche strutturali SLU del rivestimento definitivo	170
9.6.7	Verifiche strutturali SLE del rivestimento definitivo.....	178
9.7	RISCHI POTENZIALI CHE INCIDONO SULLA REALIZZAZIONE DELLE GALLERIE ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.	
10	FASE DI VERIFICA E MESSA A PUNTO DEL PROGETTO	187
10.1	MONITORAGGIO IN CORSO D'OPERA.....	187
10.2	CRITERI GENERALI PER L'APPLICAZIONE DELLE SEZIONI TIPO	188
11	CONCLUSIONI	190

	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	6 di 190

1 PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del progetto definitivo per il raddoppio della linea ferroviaria Apice – Hirpinia; tale progetto si inserisce nel più ampio ambito di riqualificazione e potenziamento dell’itinerario ferroviario Roma - Napoli – Bari.

Nell’ambito di questa tratta è presente la galleria Melito, oggetto della presente relazione, che si estende per circa 4,4 km.

2 SCOPO E CONTENUTI DEL DOCUMENTO

Nel presente documento si affrontano le problematiche progettuali connesse alla realizzazione della galleria Melito, ubicata fra le progressive 5+063.50 (inizio imbocco lato Bari) e 9+573.00 (imbocco lato Napoli), presenta una lunghezza totale di circa 4510 m.

Per l’inquadramento generale relativo alle caratteristiche ed ai requisiti funzionali delle opere in sotterraneo si rimanda alla “Relazione tecnica delle opere in sotterraneo” ().

Per l’inquadramento generale relativo alle caratteristiche ed ai requisiti funzionali delle opere in sotterraneo si rimanda alla “Relazione tecnica delle opere in sotterraneo” ().

La progettazione delle opere in sotterraneo, condotta secondo il metodo ADECO-RS (), si è articolata nelle seguenti fasi:

1. Fase conoscitiva: è finalizzata allo studio e all’analisi del contesto geologico e geotecnico in cui sarà realizzata la galleria; i risultati dello studio geologico sono descritti nella specifica Relazione Geologica e Idrogeologica () a cui si rimanda per l’illustrazione del modello geologico; allo studio geotecnico con la definizione del modello geotecnico di sottosuolo e dei parametri di progetto è illustrata nel capitolo 7.
2. Fase di diagnosi: si esegue la valutazione della risposta deformativa dell’ammasso allo scavo in assenza di interventi di stabilizzazione per la determinazione delle categorie di comportamento (cap.8).
3. Fase di terapia: sulla base dei risultati delle precedenti fasi progettuali, si individuano le modalità di scavo e gli interventi di stabilizzazione idonei (sezioni tipo) per realizzare l’opera in condizioni di sicurezza (cap.0). Le soluzioni progettuali sono state analizzate per verificarne l’adeguatezza: nel capitolo 0 sono illustrati metodi e risultati delle analisi condotte per la verifica della stabilità globale della cavità, per il dimensionamento/verifica degli interventi di stabilizzazione e dei rivestimenti, nelle diverse fasi costruttive e in condizioni di esercizio, e per la valutazione dei risentimenti attesi in superficie.
4. Fase di verifica e messa a punto: il progetto è completato dal piano di monitoraggio da predisporre ed attuare nella fase realizzativa (cap.). Nel piano di monitoraggio sono individuati i valori delle grandezze fisiche a cui riferirsi in corso d’opera per controllare la risposta deformativa dell’ammasso al procedere dello scavo, verificare la rispondenza con le previsioni progettuali e mettere a punto le soluzioni progettuali nell’ambito delle variabilità previste in progetto.

La progettazione è stata sviluppata nel rispetto della normativa vigente; per i riferimenti normativi si rimanda al §3 della “Relazione tecnica delle opere in sotterraneo” ().

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	7 di 190

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Leggi e normative cogenti

- Rif. [1] Decreto Ministero delle Infrastrutture e Trasporti 14/01/2008, “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- Rif. [2] C.S.LL.PP., Circolare n°617 del 02/02/2009, “Istruzioni per l’applicazione delle “nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14/01/2008”;
- Rif. [3] Decreto Ministeriale 28/10/2005. “Sicurezza nelle gallerie ferroviarie”;
- Rif. [4] Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell’Unione Europea – 1303/2014 - relativa alla Specifica Tecnica di Interoperabilità concernente “la sicurezza nelle gallerie ferroviarie” nel sistema ferroviario transeuropeo convenzionale e ad alta velocità;
- Rif. [5] Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell’Unione Europea – 1300/2014 - relativa ad una Specifica Tecnica di Interoperabilità concernente le “persone a mobilità ridotta” nel sistema ferroviario transeuropeo convenzionale e ad alta velocità;
- Rif. [6] Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell’Unione Europea – 1299/2014 - relativa ad una Specifica Tecnica di Interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità.

3.2 Normative non cogenti e raccomandazioni

- Rif. [7] SIG, “Linee guida per la progettazione, l’appalto e la costruzione di opere in sottterraneo”, 1997;
- Rif. [8] ITA, “Guidelines for the design of tunnels”, 1988;
- Rif. [9] AGI, “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”, 1977;

3.3 Prescrizioni e specifiche tecniche (RFI, ITF)

- Rif. [10] RFI, doc RFI DTC SI MA IFS 001 A “Manuale di Progettazione delle opere civili ” datato Dic 2016;
- Rif. [11] ITALFERR, Specifica Tecnica PPA.0002403 “Linee guida per la progettazione geotecnica delle gallerie naturali” datato Dicembre 2015.

3.4 Documenti Referenziati

Come input per il presente documento sono stati utilizzati gli elaborati di progetto relativi alle precedenti fasi progettuali:

Rif. [12] ITALFERR, Progetto Preliminare (2007);

Rif. [13] ITALFERR, Aggiornamento del Progetto Preliminare ai requisiti della Legge Obiettivo (2009);

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	8 di 190

Rif. [14] Ordinanza n°27 (e relativi Allegati) di approvazione del Progetto Preliminare da parte del Commissario Straordinario, contenente prescrizioni e raccomandazioni per la Progettazione Definitiva (2016).

Nel presente documento si fa inoltre riferimento ai seguenti elaborati allegati al progetto:

Rif. [15] ITALFERR, Dossier dati e requisiti di base per avvio PD - IF0G01D05ROMD0000001A – Gennaio 2016

Rif. [16] U.O. Geologia, Gestione Terre e Bonifiche, Elaborati Specialistici;

Rif. [17] U.O. Infrastrutture Centro, Elaborati Specialistici;

Rif. [18] U.O. Gallerie, doc IF0G01D07F6GN0000002A “Profilo geotecnico – Galleria Melito tav. 1 di 2” datato Novembre 2017;

Rif. [19] U.O. Gallerie, doc IF0G01D07F6GN0000003A “Profilo geotecnico – Galleria Melito tav. 2 di 2” datato Novembre 2017;

Rif. [20] U.O. Gallerie, doc n.° IF0F01D07RHGN0000001 “Relazione tecnica delle opere in sotterraneo” datato Novembre 2017;

Rif. [21] U.O. Gallerie, doc IF0G01D07RBGN0300001 “Galleria Rocchetta - Relazione geotecnica e di calcolo” datato Dicembre 2017

Rif. [22] U.O. Gallerie, doc IF0G01D07RBGN0100001 “Galleria Grottaminarda - Relazione geotecnica e di calcolo” datato Dicembre 2017

3.5 Documenti Correlati

Rif. [23] Lunardi P. (2006). Progetto e Costruzione di Gallerie: Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli - ADECO-RS – (Hoepli Ed.);

Rif. [24] Bernaud D., Benamar I., Rousset G. (1994). La “nouvelle méthode implicite” pour le calcul des tunnel dans les milieux élastoplastiques et viscoplastiques – Revue Francaise de Géotechnique, N° 68;

Rif. [25] Bernaud D., Rousset G. (1992). La « nouvelle méthode implicite » pour l’étude du dimensionnement des tunnels – Revue Francaise de Géotechnique, N° 60;

Rif. [26] P.J. Sabatini, D.G. Pass, R.C. Bachus (1999). Geotechnical Engineering Circular No. 4 – Ground Anchors and Anchored Systems. Publication No. FHWA-IF-99-015;

Rif. [27] Oreste P.P. (1999). Aspetti notevoli dell’analisi e dimensionamento dei sostegni di gallerie attraverso i metodi di calcolo numerici – Gallerie e grandi opere sotterranee, N.° 57;

Rif. [28] Hoek E., Brown E.T. (1997), “Practical estimates of rock mass strength”, Intl. J. Rock Mech. & Geomechanics Abstracts, 1165-1186;

Rif. [29] Hoek E., Carranza-Torres C., Cortkum B. (2002), “Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition”;

Rif. [30] Tamez E. (1984) “Estabilidad de tuneles excavados en suelos” - Mexican Engineering Academy;

	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	9 di 190

- Rif. [31] Hoek E., Diederichs M. S. (2006), “Empirical Estimation of rock mass Modulus”, Intl. J. Rock Mech. & Mining Sciences 43 (2006), 203-215;
- Rif. [32] Broms B.B., Bennemark H. (1967), “Stability of clay at vertical openings”, J. Soil Mechanics and Foundations, Div. Am. Soc. Civ. Eng., 93: 71-94;
- Rif. [33] Croce P., Flora A., Modoni G. (2004), “Jet-grouting – Tecnica, progetto e controllo”, Hevelius edizioni;
- Rif. [34] Hoek E. (2004), “Numerical Modelling for Shallow Tunnels in Weak Rock”, Rocscience, April 2004.
Bilotta E at all (2007), “Pseudostatic and dynamic analyses of tunnels in transversal and longitudinal directions”, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, June 2007.
- Rif. [35] Bilotta E at all (2007), “Pseudostatic and dynamic analyses of tunnels in transversal and longitudinal directions”, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, June 2007.

3.6 Documenti Superati

Non sono presenti documenti superati.

4 ALLEGATI

Il documento è corredato dai seguenti allegati:

- All. [1] “Analisi con il metodo delle linee caratteristiche”;
- All. [2] “Analisi numerica per la verifica della Sezione tipo C2P p.k. 9+440: risultati delle verifiche”;
- All. [3] “Analisi numerica per la verifica della Sezione tipo A2 p.k. 6+860: risultati delle verifiche”;
- All. [4] “Analisi numerica per la verifica della Sezione tipo B2allargata p.k. 8+080: risultati delle verifiche”;

5 DOCUMENTI PRODOTTI A SUPPORTO

I contenuti della presente relazione sono completati dai seguenti elaborati di progetto:

- Rif. [36] U.O. Gallerie, documento n.° IF0F01D07F5GN0100001A “Profilo geotecnico Galleria Monte Aglio” datato Luglio 2015;
- Rif. [37] U.O. Gallerie, documento n.° IF0F01D07BBGN0100001B “Sezione tipo A1 – Carpenteria, scavo e consolidamenti” datato Aprile 2016;
- Rif. [38] U.O. Gallerie, documento n.° IF0F01D07BBGN0100002B “Sezione tipo A2 – Carpenteria, scavo e consolidamenti” datato Aprile 2016;
- Rif. [39] U.O. Gallerie, documento n.° IF0F01D07BBGN0100003B “Sezione tipo B1 – Carpenteria, scavo e consolidamenti” datato Aprile 2016;
- Rif. [40] U.O. Gallerie, documento n.° IF0F01D07BBGN0100004B “Sezione tipo B2 – Carpenteria, scavo e consolidamenti” datato Aprile 2016;

- Rif. [41] U.O. Gallerie, documento n.° IF0F01D07BBGN0100005B “Sezione tipo C1 – Carpenteria, scavo e consolidamenti” datato Aprile 2016;
- Rif. [42] U.O. Gallerie, documento n.° IF0F01D07BBGN0100006B “Sezione tipo C2 – Carpenteria, scavo e consolidamenti” datato Aprile 2016;
- Rif. [43] U.O. Gallerie, documento n.° IF0F01D07BBGN0100007B “Sezione tipo C2p – Carpenteria, scavo e consolidamenti” datato Aprile 2016;
- Rif. [44] U.O. Gallerie, documento n.° IF0F01D07SPGN0000001A “Caratteristiche dei materiali, note e prescrizioni” datato Luglio 2015;
- Rif. [45] U.O. Gallerie, documento n.° IF0F01D07CLGN0100002A “Relazione sulla valutazione delle subsidenze e verifica degli effetti indotti sulle interferenze in superficie” datato Aprile 2016;
- Rif. [46] U.O. Gallerie, documento n.° IF0F01D07WAGN0000001A “Sezioni tipo in gallerie di linea e finestre e sezioni strumentate” datato Luglio 2015;
- Rif. [47] U.O. Gallerie, documento n.° IF0F01D07P7GN0100001A “Planimetria di monitoraggio” datato Luglio 2015.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	11 di 190

6 DESCRIZIONE DELL'OPERA

6.1 Il tracciato e le opere in sotterraneo

La galleria di linea ha una lunghezza complessiva di circa 4510 m, di cui circa 95 m in galleria artificiale e circa 4415 m in galleria naturale da realizzare con metodo tradizionale, come di seguito dettagliato con riferimento alla progressivazione del binario dispari:

- da pk 5+064 a pk 5+095 (L=30m) galleria artificiale;
- da pk 5+095 a pk 9+510 (L=4415m) galleria naturale;
- da pk 9+510 a pk 9+573 (L=63m) galleria artificiale;

La galleria presenta quota di imbocco lato Bari a circa 324 m s.l.m., mentre quella lato Napoli è pari a circa 300 m s.l.m. Dall'imbocco lato Bari procedendo in direzione Napoli, il tracciato procede con pendenza del 11.87‰ in discesa.

Procedendo dall'imbocco lato Bari, le coperture crescono gradatamente fino al valore massimo di circa 75 metri; a partire dalla progressiva 6+300 circa le coperture aumentano e si mantengono comprese tra 100 e 125 m fino alla progressiva 8+870, per poi tornare a decrescere fino all'imbocco della galleria Lato Napoli.

Per la Galleria Melito sono previste 4 uscite di emergenza realizzate tramite 3 uscite/accessi laterali ed un cunicolo di emergenza, parallelo alla galleria di linea.

Le uscite/accessi laterali sono previste alle seguenti progressive:

- Uscita/accesso pedonale F2 con innesto alla pk di linea 6+075,
- Uscita/accesso carrabile F3 con innesto alla pk di linea 7+825,
- Uscita/accesso pedonale F4 con innesto alla pk di linea 8+800.

Il cunicolo di emergenza, parallelo alla galleria di linea, presenta una sezione tipo pedonale e si innesta alla galleria di linea in corrispondenza della progressiva km 7+050 e confluisce nella finestra di emergenza F3 alla progressiva 7+825.

Per ulteriori dettagli sulla descrizione del tracciato e delle opere si rimanda alla "Relazione tecnica delle opere in sotterraneo" (Rif. [20]).

GALLERIA MELITO

Relazione geotecnica e di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	12 di 190

6.2 Interferenze lungo il tracciato

Le opere di imbocco della Galleria lato Lato Napoli interferiscono con una viabilità di collegamento tra le città di Melito ed Apice. Si prevede la deviazione temporanea di tale viabilità durante la realizzazione delle paratie laterali realizzate preventivamente alle altre opere d'imbocco e sulle quali verrà ripristinata la strada nella sua configurazione ante-operam. Si rimanda agli specifici elaborati di progetto per dettagli in merito.

Lo scavo della galleria non risulta interferente con edifici o altre opere esistenti.

7 FASE CONOSCITIVA

La fase conoscitiva prevede l'acquisizione degli elementi necessari alla caratterizzazione e modellazione geologica del sito e alla caratterizzazione e modellazione geotecnica del volume significativo interessato dallo scavo della galleria Melito e delle relative opere accessorie.

7.1 Inquadramento geologico

L'area oggetto di studio è ubicata nel settore irpino-dauno dell'Appennino meridionale. Più in particolare il settore irpino-dauno ricade (Figura 1) nella zona di giunzione fra l'arco molisano-sannitico, a nord, definitosi durante il Pliocene superiore e caratterizzato da strutture ad orientazione NNW-SSE e NW-SE, e l'arco campano lucano, a sud, strutturatosi durante il Pleistocene inferiore e caratterizzato da strutture ad andamento WNW-ESE (Cinque et alii, 1993).

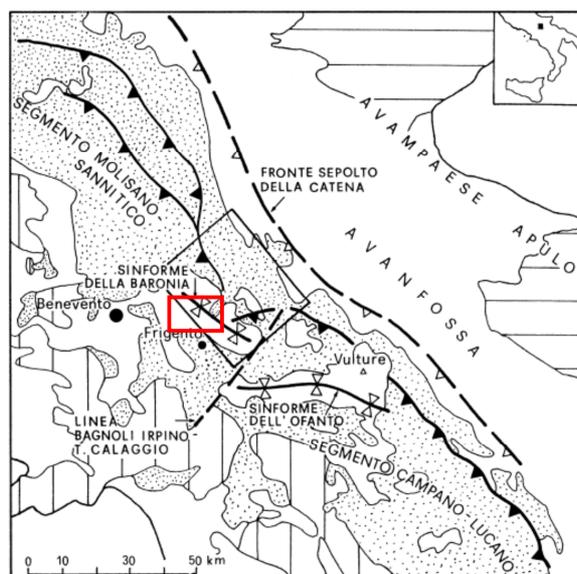


Figura 1 - Unità stratigrafico-strutturali dell'Appennino centro-meridionale: unità della piattaforma carbonatica apula (rigato orizzontale), unità della piattaforma carbonatica sud-appenninica (rigato verticale), unità bacinali meso-cenozoiche del bacino lagonegrese-molisano ed associati depositi sinorogeni messiniani (puntinato), depositi clastici e vulcanici del Pliocene-Quaternario (bianco) (da Cinque et alii, 1993). Il riquadro rosso evidenzia l'area di studio.

All'interno dell'area in studio sono presenti esclusivamente le unità tettoniche della falda inferiore. Si tratta di unità deformate in maniera molto intensa a partire dal Tortoniano. Le varie formazioni geologiche possono essere raggruppate in unità stratigrafico-strutturali differenziate tra loro per la collocazione paleogeografica e l'evoluzione geodinamica; si tratta di grandi corpi geologici, unitari e/o in frammenti non necessariamente continui, con caratteri litologici specifici e comportamento meccanico generalmente omogeneo alla grande scala.

Le unità stratigrafico-strutturali, dalla più antica alla più recente, sono:

- Unità Tettonica di Frigento;
- Unità Tettonica del Fortore;

- Unità sin-orogeniche del Miocene Medio Superiore;
- Gruppo di Altavilla;
- Supersistema di Ariano;
- Sintema del Calore e depositi continentali quaternari.

Lo studio geologico ha individuato lungo il tracciato della galleria Melito le seguenti unità:

- **L'unità tettonica di Frigento**, rappresentata da:
 - **Flysch Rosso - FYR (Cretacico Superiore – Burdigaliano Superiore)**: argille marnose policrome. Comprende una litofacies calcareo clastica (FYRa).
 - **Flysch Rosso - membro calcareo - FYR2 (Cretacico Superiore – Eocene Superiore)**: calcari con subordinate intercalazioni di marne, marne argillose ed argilliti rossastre e verdastre.
- **L'unità sin-orogenica della Formazione di Vallone Ponticello - PCL (Serravalliano Medio – Tortonianio Medio-Sup.)**: alternanze di arenarie, marne e marne calcaree.
- **L'unità del Supersistema di Ariano Irpino**: nell'area in esame è rappresentato dalla Formazione della Baronia appartenente alla successione del ciclo sedimentario del Pliocene inferiore, che si suddivide in:
 - **Membro dei conglomerati e delle sabbie di S. Sossio Baronia - BNA1** costituito da due litofacies principali, considerate eteropiche: la prima litofacies è formata da conglomerati cui si intercalano lenti di arenarie e sabbie (BNA1a); la seconda è formata da sabbie con intercalazioni siltoso-argillose (BNA1b).
 - **Membro pelitico - arenaceo del F. Miscano - BNA2**: marne ed argille marnose di colore grigiastro.

7.2 Inquadramento geomorfologico

Il primo tratto della galleria Melito, a partire dall'imbocco alla pk 5+090, è impostato sui terreni argillitici del Flysch Rosso (FYR). Tra le pk 5+150 e 5+330 il tracciato sotto attraversa un corpo di frana quiescente.

Tra le pk 7+200 e 7+600 è presente in superficie un deposito di frana quiescente per colamento lento, in questo tratto le coperture della galleria sono superiori a 80 metri.

Tra le pk 7+900 e 8+500 circa è presente un deposito di frana attiva per scivolamento roto-traslatoivo; le coperture della galleria nei tratti in oggetto risultano superiori a 100 metri.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	15 di 190

7.3 Indagini geotecniche

Ai fini della modellazione e della caratterizzazione geotecnica delle unità che interessano le opere in sotterraneo in progetto, sono stati utilizzati i dati relativi alle campagne geotecniche di seguito elencate:

- Campagna indagini 1984-1985 (Concessione delle prestazioni integrate occorrenti per la progettazione definitiva del raddoppio e potenziamento della linea Caserta - Foggia e per la progettazione esecutiva e la realizzazione delle opere occorrenti per una prima fase di raddoppio e potenziamento della suddetta linea);
- Campagna indagini Italferr 2005 – Linea Apice Orsara
- Campagna indagini Italferr 2006 – Linea Caserta Foggia
- Campagna indagini Italferr 2008 - Progettazione preliminare per il "Raddoppio tratta Orsara – Apice - Soluzione Sud");
- Campagna indagini 2015 – Itinerario Napoli – Bari - Raddoppio Apice Orsara – Progetti DSI: PD Apice Orsara – Tratta Apice – Stazione Irpinia
- Campagna indagini 2017. - Itinerario Napoli – Bari - Raddoppio Apice Orsara – I° Lotto Funzionale Apice - Hirpinia

Per ulteriori dettagli relativi alle campagne di indagini si rimanda agli specifici elaborati di progetto specialistici (Rif. [16]).

A conclusione della sintesi appena esposta, nella Tabella 1 si riporta l'elenco delle verticali di sondaggio ricadenti nel tratto interessato dalla Galleria Melito con indicazione della quota di testa foro, della profondità e della strumentazione installata.

ID Sondaggio	Periodo di esecuzione	Quota boccaforo [m. s.l.m.]	Prof. sondaggio [metri]	Coordinate Gauss-Boaga*		Strumentazione di monitoraggio
				E	N	
18	28-29/08/1984	312,36	30,00	2524212,054	4548941,951	Piezometro tubo aperto 30 m (fessurato tra 6 e 30 m da p.c.)
56	07-29/11/1984	307,73	50,00	2523184,458	4549595,053	Inclinometro 37,7 m
58	23-29/03/1985	308,25	90,00	2521144,088	4552855,943	Tubo PVC 3" 90 m
59	11-19/04/1985	287,82	55,00	2521545,782	4551960,455	Tubo PVC 3" 36 m
62	28/03-04/04/1985	322,60	55,00	2522927,447	4549954,808	Tubo PVC 3" 55 m

ID Sondaggio	Periodo esecuzione	di	Quota boccaforo [m. s.l.m.]	Prof. sondaggio [metri]	Coordinate Gauss-Boaga		Strumentazione di monitoraggio
					E	N	
M1	06-10/11/2006		309,80	30,00	2523282,700	4549527,500	Inclinometro 30,0 m

ID Sondaggio	Periodo esecuzione	di	Quota boccaforo [m. s.l.m.]	Prof. sondaggio [metri]	Coordinate Gauss-Boaga*		Strumentazione di monitoraggio
					E	N	
S11	14-22/09/2015		368,54	100,00	2523116,279	4550476,140	Piezometro Norton 2" 33 m (fessurato tra 3 e 33 m da p.c.)
							Piez. Casagrande 70.3 m da p.c
S12	22/09-05/10/2015		361,31	100,00	2522943,385	4550782,399	Piezometro Norton 2" 76 m (fessurato tra 31 e 76 m da p.c.)
S14	03-05/08/2015		315,82	30,00	2522056,341	4551643,059	Piezometro Norton 3" 30 m (fessurato tra 3 e 30 m da p.c.)
S15	08/10-02/11/2015		395,29	148,00	2521649,523	4552583,968	Piezometro Norton 2" 147 m (fessurato tra 111 e 138 m da p.c.)
S16	05-07/08/2015		288,24	30,00	2521419,028	4552089,335	Piezometro Norton 3" 30 m (fessurato tra 3 e 30 m da p.c.)
S17	07-11/08/2015		250,29	30,00	2520748,935	4552720,453	Piezometro Norton 3" 30 m (fessurato tra 3 e 30 m da p.c.)

ID Sondaggio	Periodo esecuzione	di	Quota boccaforo [m. s.l.m.]	Prof. sondaggio [metri]	Coordinate Gauss-Boaga*		Strumentazione di monitoraggio
					E	N	
AU7	06-10/03/2017		296,14	50,00	2523455,698	4549301,694	Piezometro Norton 3" 50 m (fessurato tra 4 e 50 m da p.c.)
AU8	23-24/03/2017		288,25	50,00	2523350,336	4549477,006	Inclinometro 50,0 m
C11	29-30/03/2017		310,11	30,00	2523284,065	4549528,187	Tubo in PVC 3" 50 m
C15	30-31/03/2017		336,29	30,00	2522879,967	4550367,700	Tubo in PVC 3" 30 m
C16	28/02-01/03/2017		294,11	30,00	2521210,666	4552318,561	-
C16bis	23-24/02/2017		301,25	30,00	2521319,227	4552192,349	-
C17	02-07/03/2017		304,32	30,00	2521119,056	4552446,513	Piezometro Norton 3" 30 m (fessurato tra 8 e 30 m da p.c.)
F12	21-22/03/2017		245,17	40,00	2520709,001	4552722,448	Inclinometro 40,0 m
G3	10-21/02/2017		373,25	110,00	2523041,352	4550622,072	-
G4	27/02-09/03/2017		363,53	125,00	2522608,180	4551755,697	Piez. Casagrande 124,5 m da p.c.
G10	06-12/04/2017		349,45	70,00	2523174,203	4549966,454	Piez. Casagrande 69,5 m da p.c.
G12	13-21/04/2017		356,43	110,00	2521849,762	4552331,557	-
S17bis	17-20/03/2017		249,47	30,00	2520734,722	4552739,548	Inclinometro 30,0 m

Tabella 1 - Sondaggi di interesse per la caratterizzazione geotecnica della galleria Melito

Ai fini della caratterizzazione dei terreni e delle rocce interessate dalle opere in sotterraneo e dalle opere di sostegno degli scavi, previste agli imbocchi delle gallerie, sono state eseguite numerose prove in foro di sondaggio, in particolare:

- Standard Penetration Test.
- Prove di permeabilità Lefranc;
- Prove di permeabilità Lugeon;
- Prove pressiometriche;
- Prove dilatometriche.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	18 di 190

Per la caratterizzazione fisica sono state eseguite le seguenti analisi:

- Analisi granulometria per setacciatura e sedimentazione;
- Determinazione del peso di volume;
- Determinazione del peso specifico;
- Determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- Limiti di ritiro, di plasticità e di liquidità;
- Analisi diffrattometrica per la determinazione dei minerali argillosi;
- Determinazione delle sostanze organiche

Sono state inoltre eseguite le prove di laboratorio per la determinazione delle caratteristiche meccaniche; in particolare:

- nella formazione del membro di pelitico-arenaceo del F. Miscano (BNA2) sono stati prelevati 52 campioni (36 indisturbati e 16 rimaneggiati) e sono state eseguite le prove sotto riportate:
 - 3 Prove di Taglio diretto
 - 2 Prove consolidate non drenate (CIU) in Cella Triassiale;
 - 5 Prove a rottura ad espansione laterale libera (ELL);
 - 2 Prove di rottura a compressione monoassiale
 - 3 Prove di rottura in cella triassiale su campioni lapidei.
 - 3 Prove di rigonfiamento del tipo Huder Amberg.
 - 2 Prove a rigonfiamento impedito in cella edometrica
- nella formazione del Flysch Rosso (FYR) sono stati prelevati 49 campioni e sono state eseguite le prove sotto riportate:
 - 15 Prove di Taglio diretto
 - 4 Prove non consolidate non drenate (UU) in Cella Triassiale;
 - 7 Prove consolidate non drenate (CIU) in Cella Triassiale;
 - 5 Prove a rottura ad espansione laterale libera (ELL)
 - 5 Prove consolidate drenate (CD) in Cella Triassiale;
 - 1 Prove di rottura a compressione monoassiale
 - 1 Prove di rigonfiamento del tipo Huder Amberg

La descrizione dei campioni e i risultati delle prove eseguite sono allegati agli elaborati di progetto specialistici (Rif. [16]).

Allo scopo di caratterizzare dal punto di vista sismico i terreni sono state eseguite le seguenti prove geofisiche:

- prove Multi-channel analysis of surface waves (Masw);
- prove sismiche in foro di tipo down-hole;
- profili sismici a rifrazione in onde P.
- I risultati di tali indagini sono allegati agli elaborati specialistici di progetto (Rif. [16]).

7.4 Metodi per la caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce.

7.4.1 Terreni granulari

La **Densità relativa** è stata determinata utilizzando la correlazione di Bazaara [1967]:

$$D_r = [N'_{SPT}/(20+0.8\sigma'_{vo})]^{0.5} \quad \text{per } \sigma'_{vo} < 73.2 \text{ kPa}$$

$$D_r = [N'_{SPT}/(65+0.2\sigma'_{vo})]^{0.5} \quad \text{per } \sigma'_{vo} > 73.2 \text{ kPa}$$

In cui:

N'_{SPT} = Numero di colpi risultanti dalla prova SPT, corretto in funzione del rendimento del sistema di infissione;

σ'_{vo} = pressione geostatica verticale efficace;

Angolo di resistenza al taglio

L'**angolo di resistenza al taglio di picco φ'** è stato determinato utilizzando per confronto diverse correlazioni:

- correlazione dell'American Petroleum Institute (API)

$$\varphi' = 28.4 + 0.17 \cdot D_r + 16 \cdot D_r^2$$

- correlazione di SCHMERTMANN (1975)

$$\varphi' (^\circ) = 28 + 0.14 \cdot D_r \quad \text{per Sabbia fine uniforme}$$

$$\varphi' (^\circ) = 31.5 + 0.115 \cdot D_r \quad \text{per Sabbia media uniforme e sabbia fine ben gradata}$$

$$\varphi' (^\circ) = 34.5 + 0.10 \cdot D_r \quad \text{per Sabbia grossa uniforme e sabbia ben gradata}$$

$$\varphi' (^\circ) = 38 + 0.08 \cdot D_r \quad \text{per Ghiaia media e fine e sabbia e ghiaia poco limosa}$$

- correlazioni di De Mello (1971)

I **moduli iniziali di taglio (G_{01}) e di Young (E_{01})**, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o' , sono stati ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3

ν' = coefficiente di Poisson del terreno

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s .

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s è stata ricavata da prove geofisiche cross hole e down hole e indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT.

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, è stata ricavata sulla base alla correlazione proposta da Ohta & Goto (1978); in base a tale correlazione vale quanto segue:

$$V_s = (C \cdot N_{SPT})^{0.171} \cdot z^{0.2} \cdot A \cdot B \quad (\text{Ohta e Goto [1978]})$$

essendo:

$$C = 67,3$$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica

Tabella 2: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A

(funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 3 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G

(funzione della composizione granulometrica del deposito)

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1,45	1,15	1,14	1,09	1,07

I **moduli elastici** sono stati ricavati con riferimento alle correlazioni di seguito riportate:

Jamiolkowski et al. (1988):

$$E'_{25} = (10,5 - 3,5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E'_{25} = (52,5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

essendo:

E'_{25} = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;

D_r = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

N_{SPT} = numero di colpi in prova SPT.

Si è fatto inoltre riferimento alle formulazioni di D'Appollonia di seguito riportate:

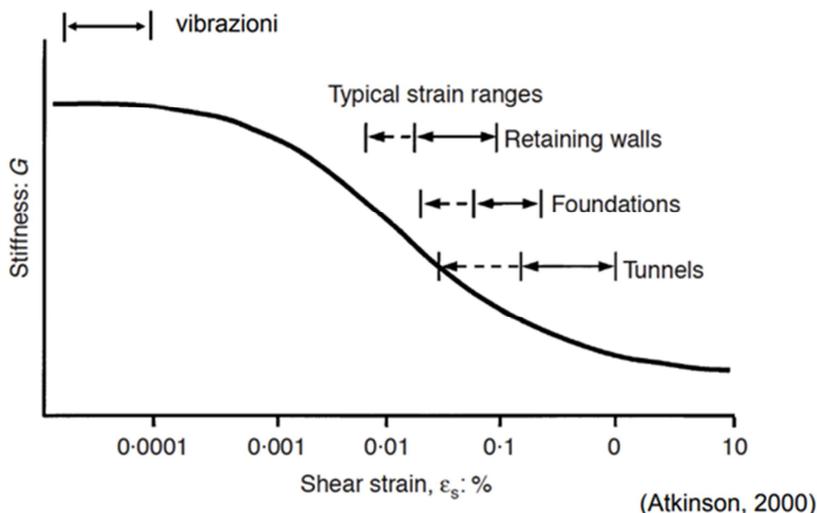
$$E = 0.756 N_{SPT} + 18.75 \text{ (MPa) per sabbia e ghiaia NC}$$

$$E = 1.043 N_{SPT} + 36.79 \text{ (MPa) per sabbia OC}$$

Una stima dei moduli di deformabilità puo' essere ricavata dalla valutazione del modulo di taglio iniziale G_0 , considerando le curve di decadimento del modulo stesso in funzione delle deformazioni di taglio attese.

Nella figura seguente è riportata grafico che illustra mostra i valori tipici delle deformazioni di taglio attese, per diverse opere civili; in considerazione dei valori di deformazione attesi per i tunnel, si può assumere che

$$G = 0.10 \div 0.20 G_0$$



I **coefficienti di permeabilità k** sono determinabili dai risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio.

7.4.2 Terreni coesivi

La classificazione dei terreni a grana fine è stata effettuata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di analisi granulometriche, determinazione dei limiti di Atterberg e contenuto naturale d'

La **resistenza al taglio non drenata**, in termini di coesione non drenata **c_u** , dei terreni limoso-argillosi saturi è stata valutata facendo riferimento ai risultati delle prove triassiali di compressione (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati. Ove appropriato, i risultati ottenuti sono stati confrontati con quelli ottenibili dagli indici di resistenza "pocket penetrometer" registrati sulle carote prelevate nei sondaggi

I **parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci** sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU) e drenate (TX-CID).

I **moduli iniziali di taglio (G_{01}) e di Young (E_{01}) iniziali**, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_0' , sono stati ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{o1} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{o1} = G_{o1} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale in kN/m³

ν' = rapporto di Poisson = 0,15 ÷ 0,20

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s

I moduli iniziali di taglio (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , sono stati ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

Una valutazione dei moduli di deformabilità puo' essere ricavata anche dalla valutazione del modulo di taglio iniziale G_o , calcolato a partire dal valore della velocità delle onde di taglio V_s , considerando le curve di decadimento del modulo iniziale in funzione delle deformazioni di taglio attese.

Per la definizione delle **caratteristiche di permeabilità** si è fatto riferimento ai risultati delle prove di laboratorio (edometri), in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quella geostatica, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_o .

7.4.3 Rocce

La caratterizzazione fisica e meccanica delle rocce presenti lungo il tracciato delle opere in oggetto è stata condotta mediante l'interpretazione di prove in sito ed in laboratorio.

In particolare, sono state eseguite le seguenti prove in foro di sondaggio:

- prove dilatometriche
- prove Lugeon

In laboratorio sono state eseguite:

- prova di resistenza a compressione monoassiale e triassiale su roccia con misura delle deformazioni;
- misura della velocità delle onde soniche V_p e V_s ;
- Point Load Test;
- prove a trazione (metodo brasiliano)

I **parametri di resistenza** delle rocce sono stati valutati a partire dai valori delle sollecitazioni a rottura misurati nel corso delle prove di compressione triassiale e monoassiale eseguite sui campioni indisturbati. Rappresentando tali valori sul piano σ_1 , σ_3 , dove:

σ_1 = Pressione assiale a rottura

σ_3 = Pressione di cella

è stata definita la curva di resistenza limite del materiale (curva intrinseca) e sono stati valutati i parametri equivalenti c' e ϕ' , secondo il criterio di resistenza lineare di Mohr-Coulomb, stabilendo una profondità (e dunque una pressione) di riferimento, nell'intorno della quale linearizzare il criterio di resistenza.

Per le rocce che presentano discontinuità indotte da famiglie di giunti, si è adottato il criterio di resistenza definito da Hoek e Brown (1980), espresso dalla seguente funzione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

in cui σ'_1 e σ'_3 rappresentano rispettivamente le tensioni principali efficaci (maggiore e minore) in condizioni di rottura, σ_{ci} rappresenta la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta, m_b , s ed a sono parametri che dipendono dall'indice GSI e dal fattore di disturbo D (variabile tra 0 e 1).

Il GSI (Geological Strenght Index for Jointed Rocks) può essere valutato analiticamente in funzione dell'indice RMR (*Rock Mass Rating System*), secondo la relazione:

$$GSI = RMR - 5$$

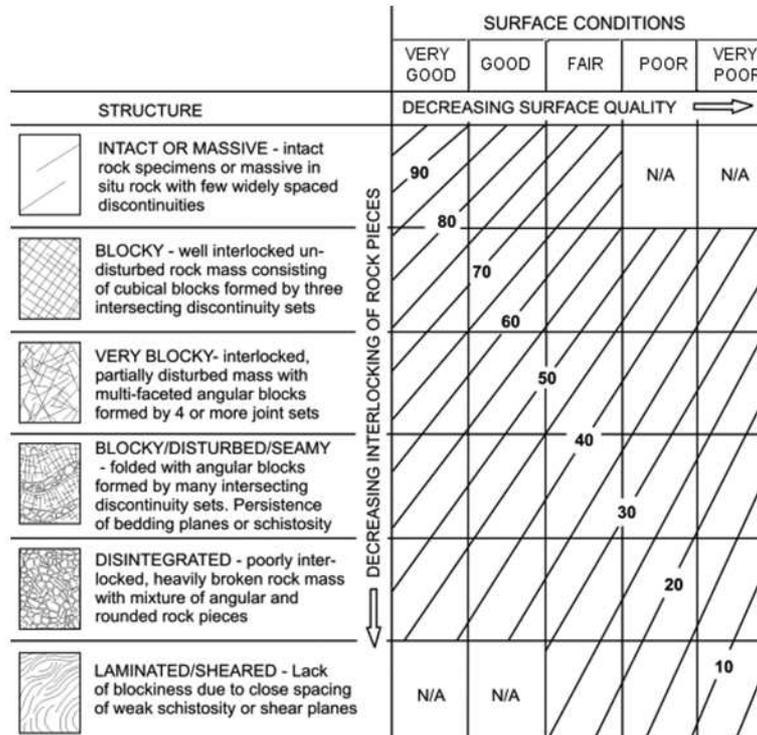
Il sistema RMR, proposto da Bieniawski nel 1989, associa a ciascuna caratteristica dell'ammasso roccioso un indice numerico così come di seguito definito:

- Resistenza a compressione monoassiale della roccia: *R1*;
- Indice RQD (Rock Quality Designation): *R2*;
- Spaziatura delle discontinuità: *R3*;
- Condizioni delle discontinuità: *R4*;
- Condizioni idrauliche: *R5*.

La somma algebrica dei valori degli indici parziali fornisce l'indice di qualità dell'ammasso RMR_{base} :

$$RMR_{base} = R1 + R2 + R3 + R4 + R5$$

Nella figura seguente è riportato l'abaco proposto da Hoek et al. per la determinazione del valore di GSI.



A partire dal criterio di resistenza non lineare di Hoek e Brown così definito, è possibile calcolare i parametri equivalenti c' e φ' , secondo il criterio di resistenza lineare di Mohr-Coulomb, definendo una profondità (e dunque una pressione) di riferimento, nell'intorno della quale linearizzare il criterio di resistenza di Hoek e Brown.

I **moduli iniziali di taglio (G_{01}) e di Young (E_{01})** iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o' , sono stati essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale in kN/m^3

ν' = rapporto di Poisson = 0,15 ÷ 0,20

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s

Il **modulo elastico della matrice rocciosa** è stato definito sulla base dei risultati delle prove dilatometriche eseguite nei fori di sondaggio in sito e delle prove di compressione monoassiale e triassiale con misurazione della deformazione assiale eseguite in laboratorio.

Il **modulo elastico dell'ammasso roccioso E_{rm}** è stato determinato a partire da quello relativo alla roccia intatta E_i , in funzione dell'indice GSI e del fattore di disturbo D, secondo quanto proposto da Hoek e Diederichs (Rif. [31]).

7.5 Caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce.

7.5.1 Caratterizzazione geotecnica del Flysch Rosso FYR

L'Unita definita Flysch Rosso (FYR) è costituita da terreni argillosi classificabili come argille limose e limi argillosi debolmente sabbiosi, con la frequente presenza di clasti calcarei di dimensioni centimetriche, immersi nella matrice argillosa. Le argille sono caratterizzate da una struttura scagliosa, che suddivide il materiale argilloso in elementi (scaglie) di piccole dimensioni.

La caratterizzazione geotecnica riportata nei paragrafi seguenti considera anche i risultati delle indagini in sito ed in laboratorio condotte per la stessa Formazione FYR, nel tratto interessato dalla Galleria Grottaminarda.

Le analisi granulometriche eseguite sui campioni prelevati all'interno dei fori di sondaggio mostra la prevalenza dei termini sabbiosi e subordinatamente limosi; i terreni sono classificabili secondo le indicazioni AGI (Rif. [9]) come argille limose e limi argillosi debolmente sabbiosi.

Sondaggio	Profondità (m)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
S6	5	1	7	60	32
S6	14		2	54	44
S6	21		1	45	53
S6	26	2	11	44	43
C10	5	3	12	33	52
C10	15	2	6	34	58
C10	20		4	56	40
C10	25		3	50	47
AU6	5	7	17	35	41
AU6	10	2	13	49	36
AU6	20		8	34	58
AU6	25	2	12	49	37
AU6	30	6	4	44	46
AU6	35		8	47	45
AU6	44	7	10	29	54
AU6	50		1	62	37
M1	14		10	78	12
M1	26		11	59	30
AU7	20		4	44	52
AU7	25	2	14	51	33
AU7	39	3	6	48	43
S10	17		2	53	45
G2	50		8	75	17
G1	28		2	67	31
G1	32	1	6	52	41
G1	40	11	16	23	50
G1	3		15	30	55
G1	6	2	14	34	50
G1	10	2	15	33	50
G1	15	2	23	32	43
G1	18	2	15	31	52

Tabella 4 - Formazione FYR – Analisi Granulometriche

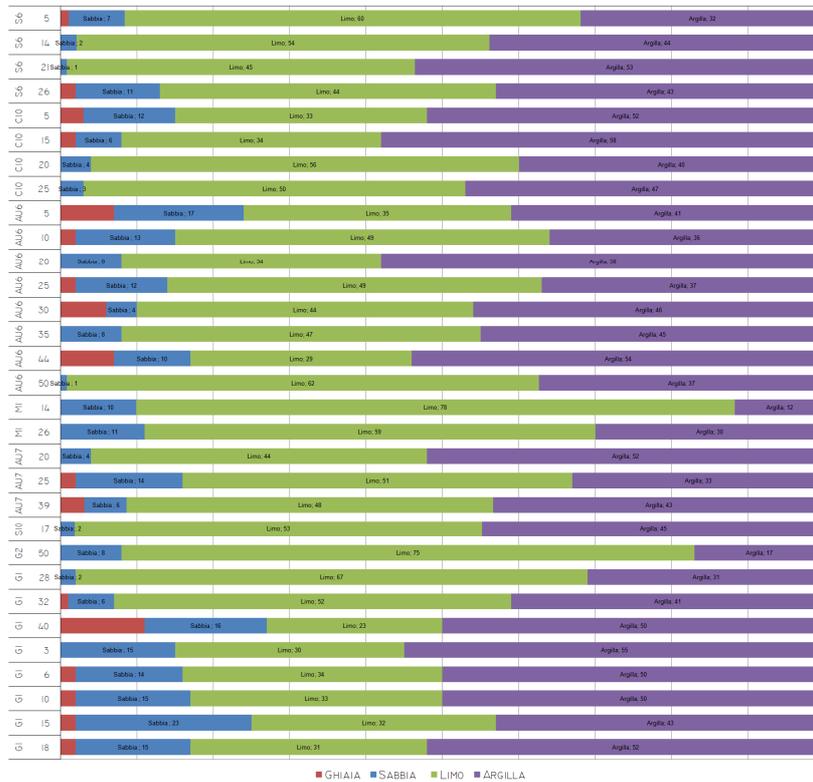


Figura 2 - Formazione FYR – Analisi Granulometrica

Nella Figura 3 è riportato il grafico relativo alla variazione del passante al setaccio 200 ASTM (0.074 mm) con la profondità; la percentuale di passante è compresa tra 80 e 98 %.

Il peso dell'unità di volume è variabile tra 19 ÷ 20 KN/m³ (Figura 4) fino a 25 metri dal piano campagna e tra 20 ÷ 22 KN/m³ per profondità maggiori.

Il peso specifico è variabile tra 26 ÷ 27.5 KN/m³ (Figura 5) .

Il contenuto d'acqua naturale risulta compreso tra il 15% ed il 38% nei primi 25 metri di profondità dal piano campagna, mentre per profondità superiori il valore varia tra 10% e 25%. (Figura 6).

I limiti di Atterberg risultano variabili nei range riportati di seguito (Figura 7 ÷ Figura 9):

- Limite di plasticità: 20% ÷ 30%
- Limite di liquidità: 40% ÷ 100%
- Indice di Plasticità: 20% ÷ 60%

I valori maggiori dell'indice di plasticità si riscontrano nei primi 25 metri da piano campagna. L'indice di consistenza aumenta generalmente con la profondità ed è compreso tra 0,80 e 1,40, indicando argille consistenti e molto consistenti (Figura 10).

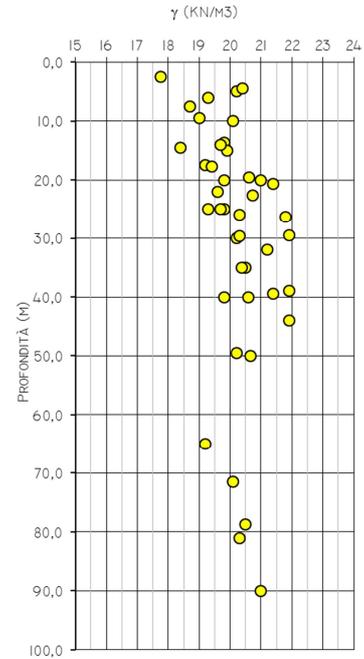
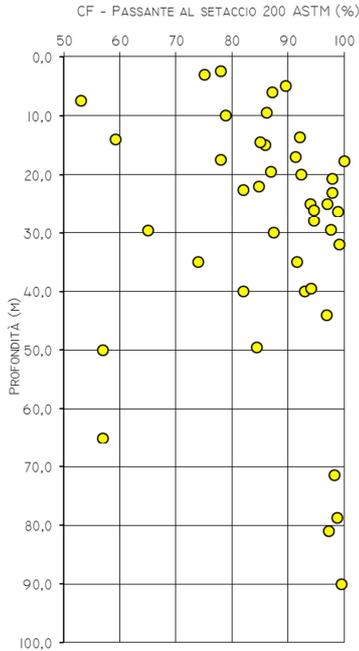


Figura 3 - Formazione FYR – Passante al Setaccio 200 ASTM

Figura 4 – Formazione FYR - Peso dell'unità di volume

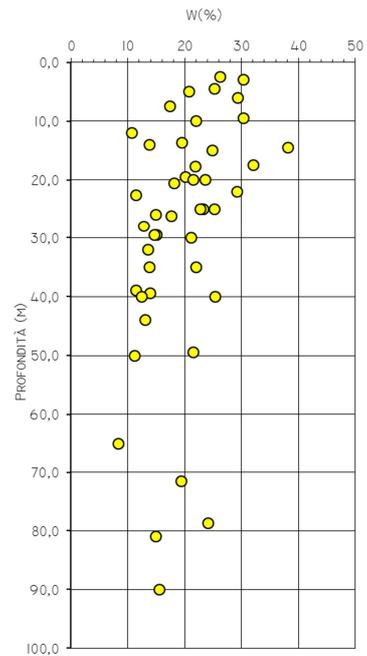
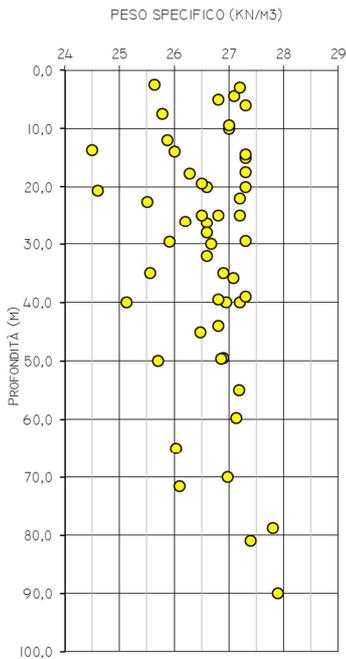


Figura 5 – Formazione FYR - Peso specifico.

Figura 6 – Formazione FYR – Contenuto d'acqua naturale

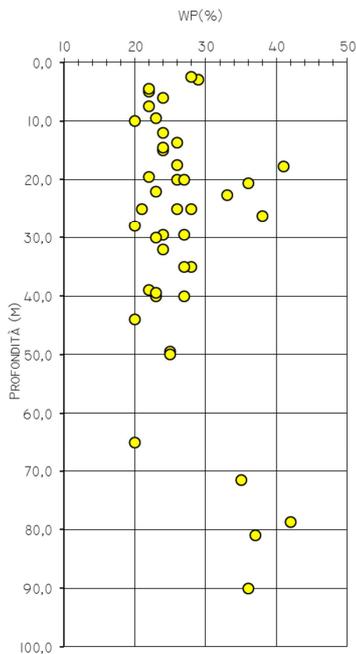


Figura 7 - Formazione FYR – Limite di plasticità

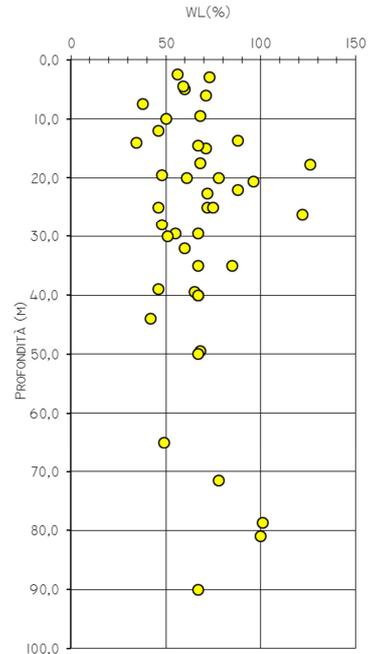


Figura 8 – Formazione FYR – Limite di liquidità

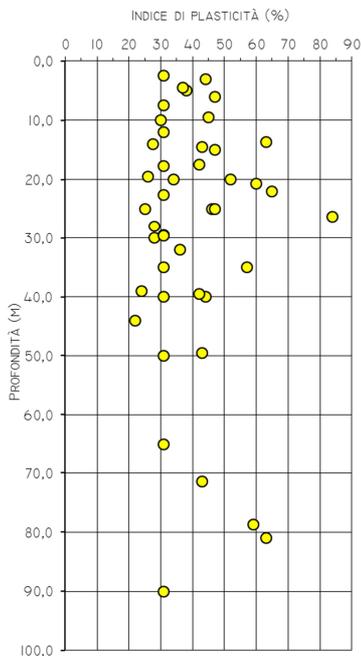


Figura 9 – Formazione FYR – Indice di plasticità

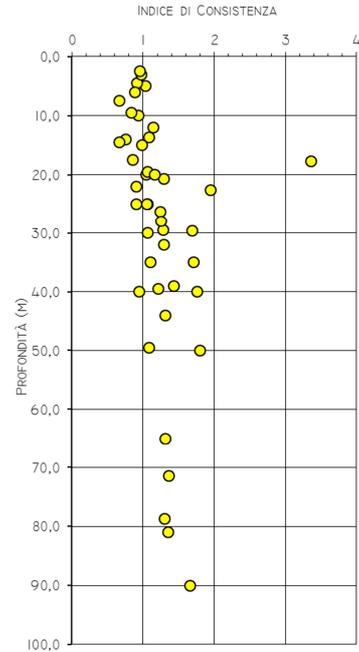


Figura 10 Formazione FYR – Indice di consistenza

Le caratteristiche meccaniche della formazione FYR sono valutate mediante l'analisi delle prove eseguite in sito ed in laboratorio.

Nella Figura 11 sono indicati i dati relativi ai valori di coesione drenata ed angolo di attrito determinati mediante prove di laboratorio (taglio diretto e prove triassiali CIU e CID), tramite i quali è possibile definire i range di seguito riportati:

Per profondità $0 < z < 20$ m

$$10 \leq c' \leq 30 \text{ KPa}$$

$$16 \leq \varphi' \leq 20^\circ$$

Per profondità $z > 20$ m

$$20 \leq c' \leq 35 \text{ KPa}$$

$$18 \leq \varphi' \leq 25^\circ$$

I valori della velocità delle onde di taglio misurate da prove dirette crescono generalmente con la profondità e sono variabili in un range tra 170 e 400 m/s; nei primi 8 metri di profondità i valori di V_s sono compresi tra 170 e 290 m/s, per profondità maggiori il range di variazione è compreso tra 290 e 700 m/s (Figura 13), I valori inferiori della velocità V_s si riscontrano nella prova sismica Masw AU8.

I valori dei moduli iniziali G_0 e E_0 che si ricavano dalle velocità delle onde di taglio, secondo le indicazioni riportate nel paragrafo 7.4.2, variano come segue:

$$40 \leq G_0 \leq 80 \text{ MPa per } 0 \leq z \leq 8 \text{ m}$$

$$80 \leq G_0 \leq 970 \text{ MPa per } 8 \leq z \leq 50 \text{ m}$$

$$100 \leq E_0 \leq 250 \text{ MPa MPa per } 0 \leq z \leq 8 \text{ m}$$

$$400 \leq E_0 \leq 3000 \text{ MPa per } 8 \leq z \leq 40 \text{ m}$$

Nello grafico di Figura 14 sono riportati i valori dei moduli elastici determinati mediante prove pressiometriche ed i moduli determinati a partire dai moduli iniziali E_0 valutati in base ai risultati delle seguenti indagini geofisiche che interessano la formazione FYR:

- Down Hole C9 – Imbocco dell' uscita di emergenza F1 della Galleria Melito;
- C11 – DH - In prossimità dell'imbocco della Galleria Melito

Il range di variazione dei moduli elastici è il seguente:

$$20 \leq E \leq 160 \text{ MPa per } 0 \leq z \leq 20 \text{ m};$$

$$200 \leq E \leq 400 \text{ MPa per } 20 \leq z \leq 40 \text{ m}$$

$$260 \leq E \leq 400 \text{ MPa per } z > 40 \text{ m}$$

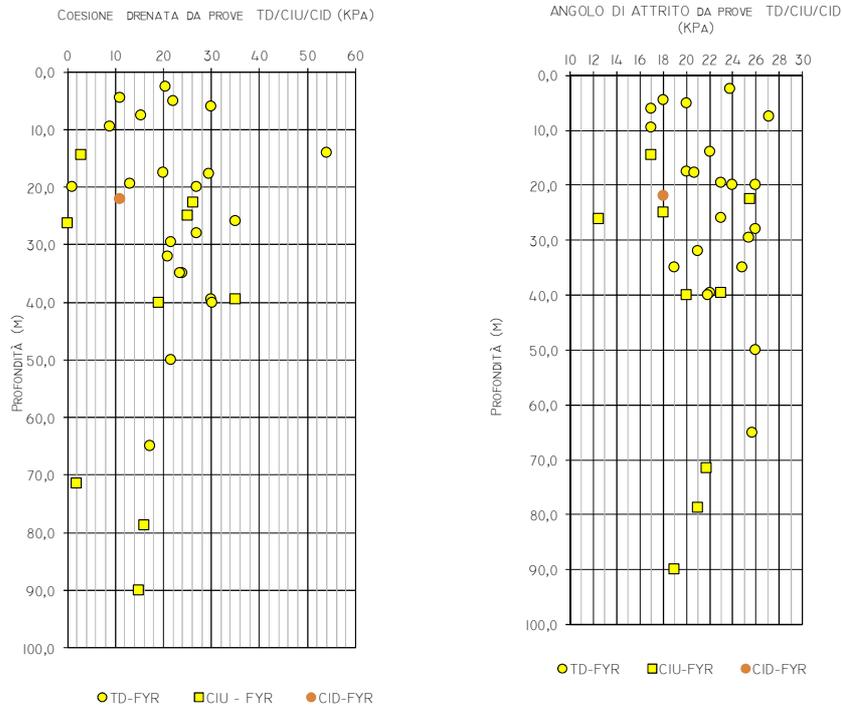


Figura 11 – Formazione FYR – Coesione drenata e angolo di attrito

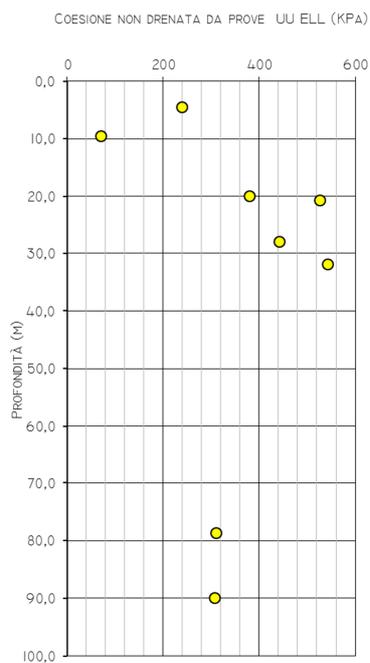


Figura 12 – Formazione FYR – Coesione non drenata

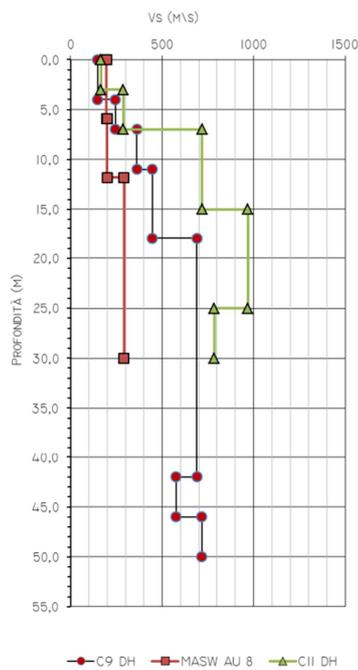


Figura 13 – Formazione FYR – Velocità delle onde S

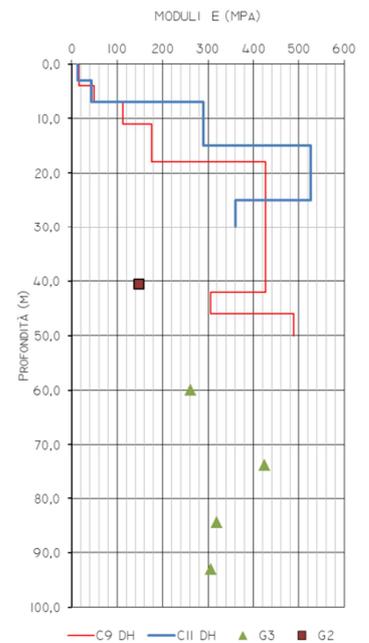


Figura 14 – Formazione FYR – Modulo Elastico

Al fine di individuare il potenziale di rigonfiamento delle argille che costituiscono la formazione FYR è stata eseguita una prova di rigonfiamento del tipo HuderAmberg che ha mostrato un comportamento potenzialmente rigonfiante; i risultati della prova sono mostrati nella Figura 15.

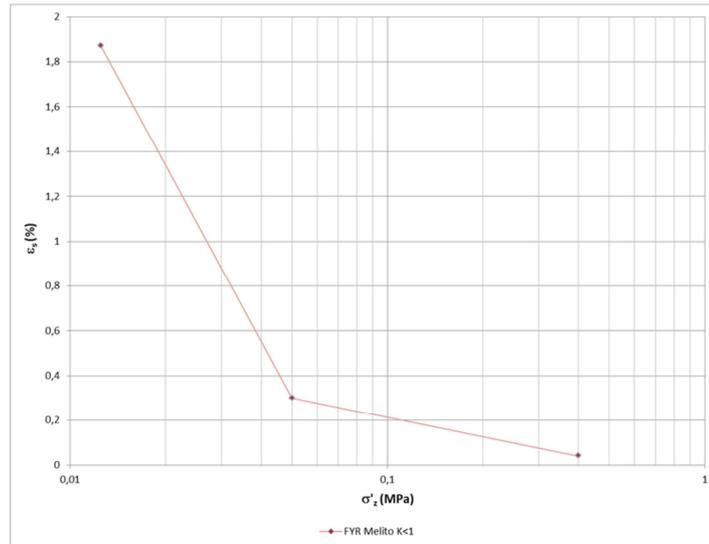


Figura 15 – Formazione FYR – Prova Huder Amberg

In base alle indicazioni fornite dalle prove Lefranc eseguite in sito, la formazione FYR è caratterizzata da permeabilità medie dell'ordine di $k = 10^{-8} \div 10^{-9}$ m/s.

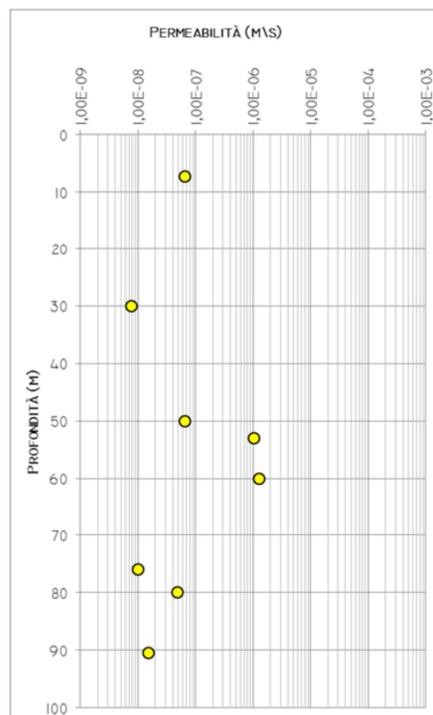


Figura 16 - Formazione FYR – Permeabilità da prove in sito

7.5.1.1 Riepilogo dei parametri geotecnici di progetto

I parametri geotecnici di progetto adottati per la verifica delle sezioni della galleria Melito interessate dallo scavo nella formazione FYR sono riportati nella tabella seguente:

<i>Formazione</i>	<i>Profondità da p.c.</i>	γ	c'_k	ϕ'_k	c_{uk}	E'
[-]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]
FYR	0-25	19 ÷ 20	10 ÷ 30	16 ÷ 20	100	20 ÷ 160
FYR	20-40	20 ÷ 22	20 ÷ 35	18 ÷ 24	200-	200 ÷ 400
FYR	40-80	20 ÷ 22	20 ÷ 35	20 ÷ 26	200	260 ÷ 400

Tabella 5: Formazione FYR – Riepilogo parametri geotecnici

7.5.2 Caratterizzazione geotecnica del Flysch Rosso FYR2

Tra le progressive 6+600 e 7+600 circa lo scavo della galleria interessa l'unità del Flysch Rosso - membro calcareo - FYR2, costituito prevalentemente da calcari con subordinate intercalazioni di marne, marne argillose ed argilliti rossastre e verdastre.

Il peso di volume della formazione varia con la profondità tra 26 e 27 kN/m³ (Figura 17).

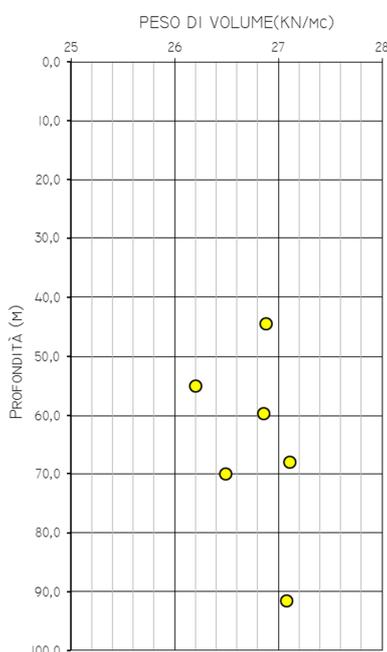


Figura 17 – Formazione FYR2 – Peso di volume

Per la caratterizzazione meccanica della formazione si è fatto riferimento ai risultati delle prove di compressione monoassiale eseguite sui campioni di calcare prelevati dai fori di sondaggio indicati nella tabella seguente.

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROF. PRELIEVO (m)
G3	CR1	44,50
G3	CR1bis	91,50
G3	C3bis	68,00
G10	C10	55,00
G10	C11	59,70
G10	C13	70,00

Tabella 6: Formazione FYR2 – Riepilogo campioni

Nel grafico della Figura 18 è riportato il valore delle resistenze a compressione semplice misurate nelle diverse prove eseguite. I valori risultano variabili in un intervallo tra 20 e 40 MPa.

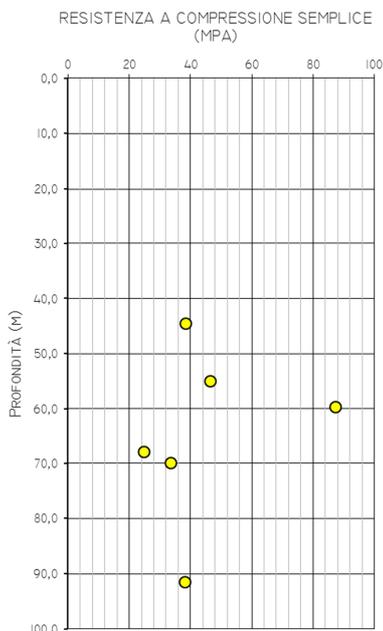


Figura 18 – Formazione FYR2 – Prove di compressione monoassiale

I valori dei moduli elastici tangenti valutati in laboratorio nelle prove a compressione monoassiale, sono confrontati con i valori che si ricavano dalla misurazione della velocità delle onde P ed S in laboratorio. I valori dei moduli sono compresi tra 5 e 30 MPa, alcuni valori risultano maggiori di 30 MPa.

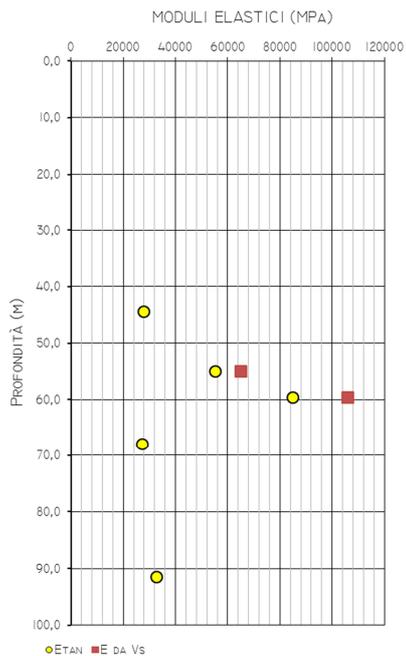


Figura 19 – Formazione FYR2 – Moduli elastici.

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della formazione FYR2, si adotta il criterio di resistenza di Hoek & Brown, secondo le indicazioni riportate nel paragrafo 7.4.3.

Considerando per la formazione FYR2 i seguenti valori dei parametri:

$$GSI = 40 \div 50$$

$$\sigma_{c,i} = 30 \text{ MPa}$$

$$E_i = 25000 \text{ MPa}$$

$$m_i = 8$$

Si ottengono per la formazione i parametri geotecnici riportati nella tabella seguente:

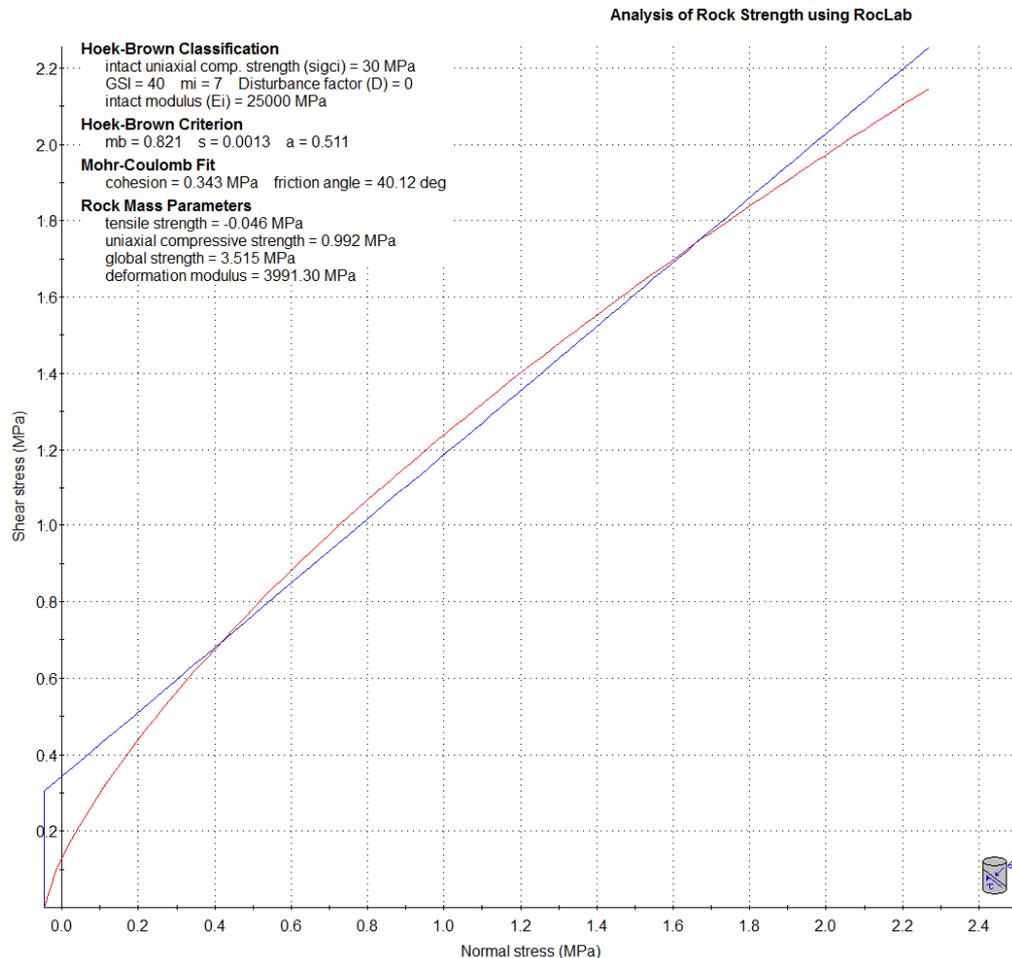


Figura 20 – Formazione FYR2 – Criterio di Hoek – Brown - GSI= 40.

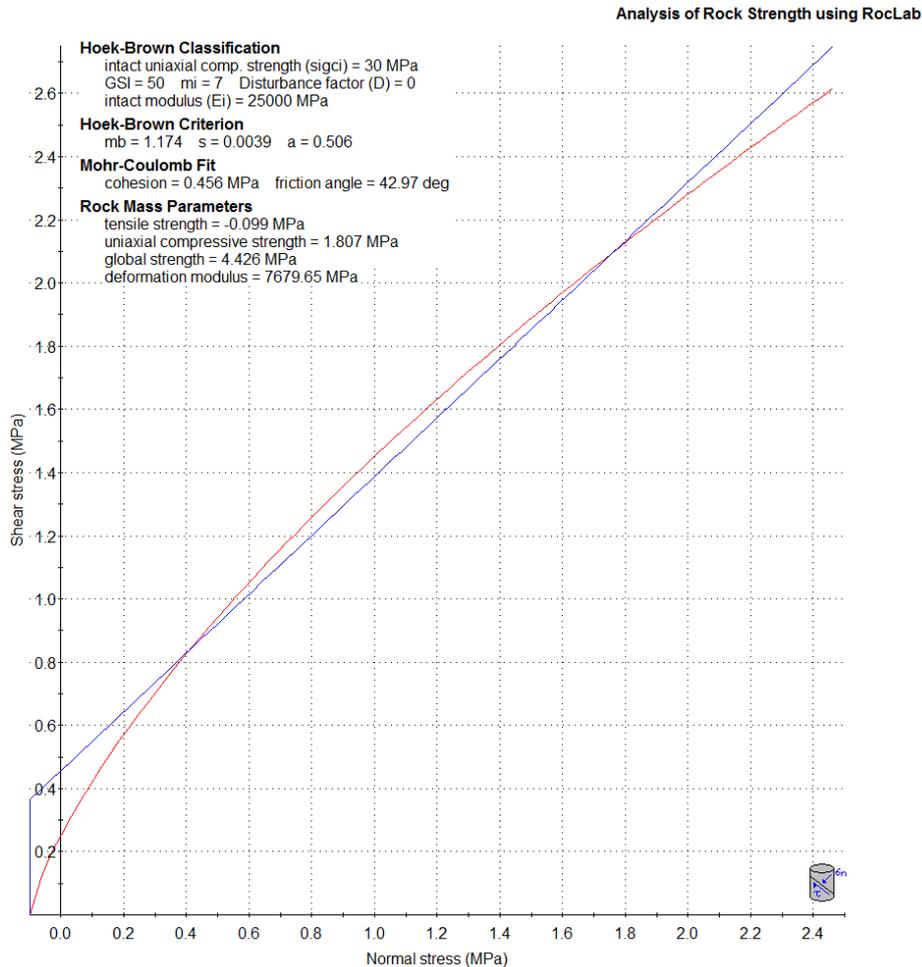


Figura 21 – Formazione FYR2 – Criterio di Hoek – Brown - GSI= 50.

7.5.2.1 Riepilogo dei parametri geotecnici di progetto

I parametri geotecnici di progetto adottati per la verifica delle sezioni della galleria Melito interessate dallo scavo nella formazione FYR2 sono riportati nella tabella seguente:

Unità	Copertura (m)	γ (kN/m ³)	φ (°)	c (kPa)	E (GPa)	σ_{ci} (MPa)
FYR2	80 ÷ 110	26 ÷ 27	40 ÷ 43	300 ÷ 400	4 ÷ 8	20 ÷ 40

Tabella 7: Formazione FYR2 – Riepilogo parametri geotecnici

7.5.3 Caratterizzazione geotecnica della formazione di Vallone Ponticello PCL

Tra le progressive 6+300 e 6+600 circa lo scavo della galleria interessa l'unità PCL. La formazione è stata individuata nel carotaggio S12 (2015), e descritta nella stratigrafia come alternanza di arenarie e marne argillose e argille marnose, con prevalenza delle litologie argillose e marnose.

Il peso di volume della formazione varia tra 25 e 26 KN/m³ (Figura 22).

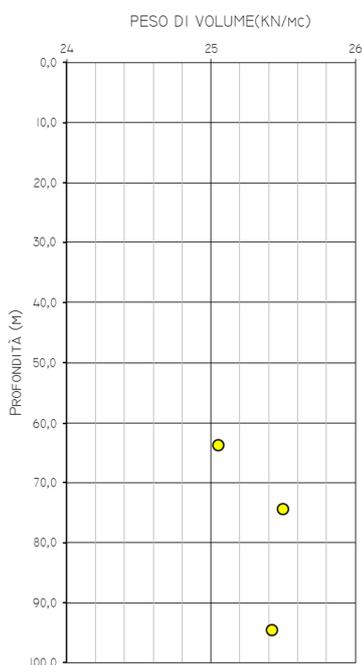


Figura 22 – Formazione PCL – Peso di volume.

Sono stati prelevati 3 campioni per la realizzazione delle prove di laboratorio, alle profondità indicate nella tabella seguente.

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROF. PRELIEVO (m)	LITOLOGIA (m)
S12	CR4	63,55	Calcarenite e marna
S12	CR5	74,40	Calcarenite
S12	CR8	94,60	Calcarenite

Nella Figura 23 è riportato il valore delle resistenze a compressione semplice misurate nelle diverse prove eseguite. I valori risultano variabili in un intervallo tra 4 e 30 MPa, con valori minimi riferiti al campione CR4 prevalentemente marnoso.

I valori dei moduli elastici tangenti valutati in laboratorio nelle prove a compressione monoassiale, sono confrontati con i valori che si ricavano dalla misurazione della velocità delle onde P ed S in laboratorio (Figura 24) e sono compresi tra 5 e 10 MPa.

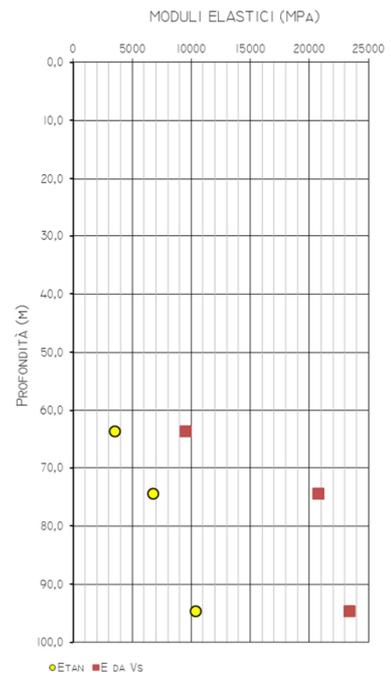
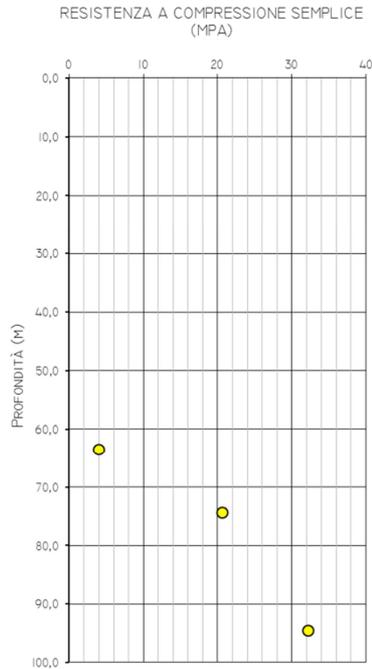


Figura 23 – Formazione PCL – Prove di compressione monoassiale **Figura 24 – Formazione PCL – Moduli elastici**

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della formazione PCL, si adotta il criterio di resistenza di Hoek & Brown, secondo le indicazioni riportate nel paragrafo 7.4.3.

Considerando per la formazione PCL i seguenti valori dei parametri:

$$GSI = 40 \div 50$$

$$\sigma_{c,i} = 10 \text{ MPa}$$

$$E_i = 10000 \text{ MPa}$$

$$m_i = 4$$

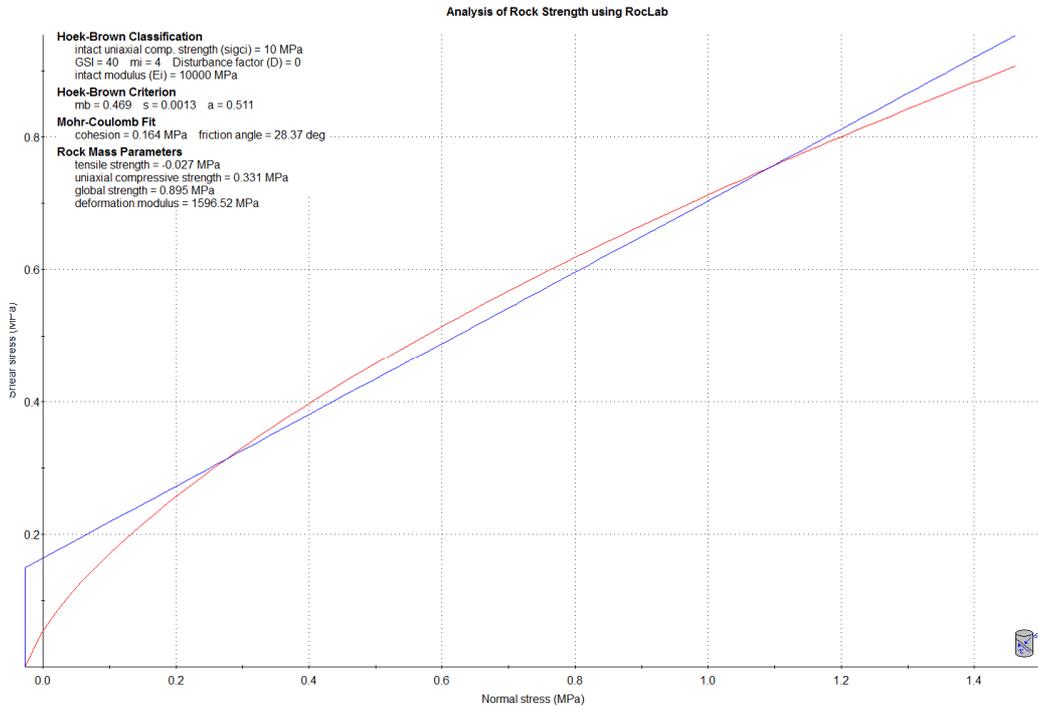


Figura 25 – Formazione PCL – Criterio di Hoek – Brown - GSI= 40.

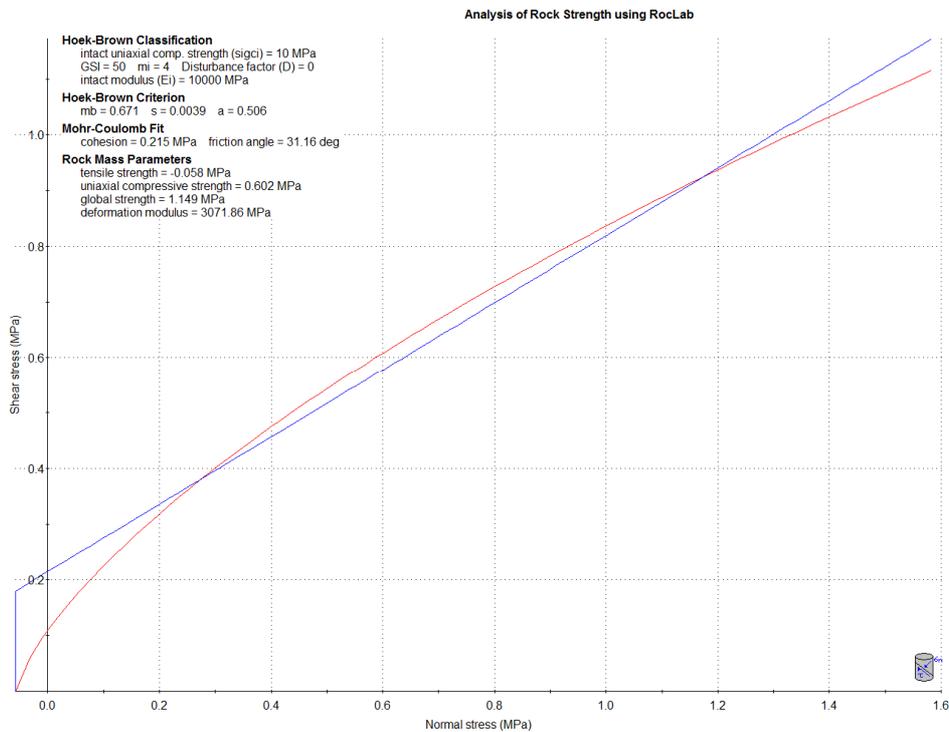


Figura 26 – Formazione PCL – Criterio di Hoek – Brown - GSI= 50.

7.5.3.1 Riepilogo dei parametri geotecnici di progetto

I parametri geotecnici di progetto adottati per la verifica delle sezioni della galleria Melito interessate dallo scavo nella formazione PCL sono riportati nella tabella seguente:

Unità	Copertura (m)	γ (kN/m ³)	φ (°)	c (kPa)	E (GPa)	σ_{ci} (MPa)
PCL	75	25 ÷ 26	28 ÷ 30	170 ÷ 220	1,5 ÷ 3	4 ÷ 30

Tabella 8: Formazione PCL – Riepilogo parametri geotecnici

7.5.4 Caratterizzazione geotecnica dell'Unità BNA2

Lo scavo della Galleria Melito interessa per quasi tutto il suo sviluppo longitudinale le marne e argille marnose dell'Unità BNA2. Le indagini in sito e in laboratorio hanno mostrato che la formazione BNA2 presenta prevalentemente le caratteristiche di una argilla marnosa consistente che ad elevate profondità assume le caratteristiche proprie di una roccia tenera.

La presente caratterizzazione geotecnica considera, oltre ai dati ricavati dai sondaggi realizzati per la Galleria Melito, i risultati delle indagini condotte per la Galleria Rocchetta, riportati per completezza anche nei grafici.

Le analisi granulometriche eseguite sui campioni prelevati dai fori di sondaggio mostra la prevalenza dei termini limo argillosi e subordinatamente sabbiosi; dal punto di vista granulometrico tale materiale è classificabile secondo le raccomandazioni AGI (Rif. [9]) come limo con argilla debolmente sabbioso. Le analisi granulometriche sono state eseguite anche sui campioni con caratteristiche litoidi, previa destrutturazione del materiale in laboratorio. Nella Tabella 9 e nella Figura 27 sono riportati i dati delle analisi granulometriche.

Sondaggio	Profondità	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
	(m)				
S17	20	0,00	5,27	70,78	23,95
S17	25	0,07	4,01	42,69	53,22
S17 BIS	30	0,00	4,00	37,00	59,00
S17 BIS	4,5	0,00	5,00	64,00	31,00
S17 BIS	9	0,00	2,00	62,00	36,00
G4	129	0,00	9,00	63,00	28,00
G4	139,4	0,00	3,00	48,00	49,00
G4	301,3	0,00	14,00	63,00	23,00
G4	320	0,00	16,00	56,00	28,00
G4	83	0,00	15,00	54,00	31,00
G4	93	0,00	5,00	50,00	45,00
G4	145	0,00	16,00	56,00	28,00
G4	163	0,00	6,00	66,00	28,00
G4	184,7	0,00	6,00	58,00	36,00

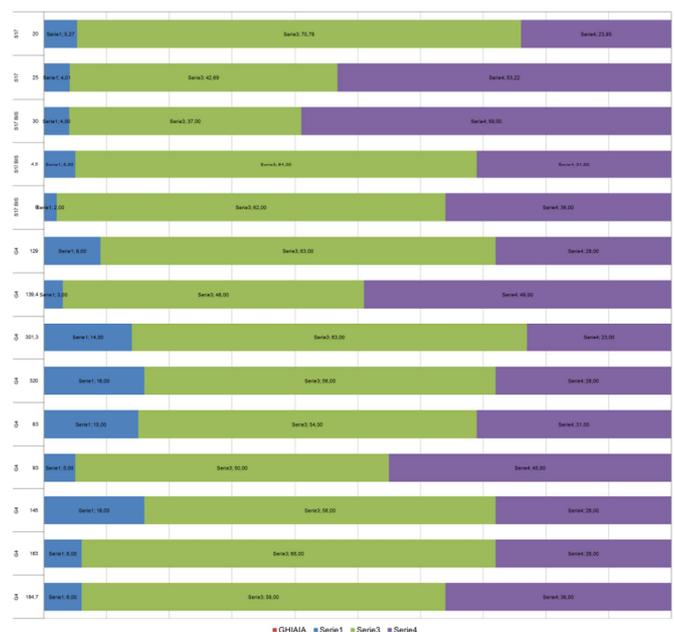


Tabella 9 - Formazione BNA2 – Analisi Granulometriche

Figura 27 – Formazione BNA2 – Analisi Granulometrica

Nella Figura 28 è riportato il grafico relativo alla variazione del passante al setaccio 200 ASTM (0.074 mm) con la profondità: la percentuale di passante è compresa tra 85% e 98%, con alcune determinazioni pari a circa 80%.

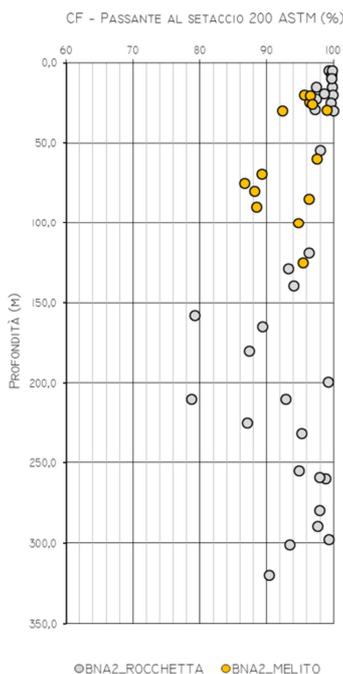


Figura 28 – Formazione BNA2 – Passante al Setaccio 200 ASTM

Il peso dell'unità di volume è variabile tra $20 \div 22 \text{ KN/m}^3$ (Figura 29) fino a circa 30 metri di profondità. A profondità superiori ai 30 metri il peso di volume della formazione è variabile tra 23 e 25 KN/m^3 come mostrato nel grafico di Figura 29.

Il peso specifico è variabile tra $25.5 \div 27.5 \text{ KN/m}^3$ (cfr. Figura 30).

Il contenuto naturale d'acqua della formazione, indicato nella Figura 31, assume valori decrescenti con la profondità ed è variabile tra il 30% e 8% per profondità inferiori ai 30 metri, e tra 8% e 4% per profondità maggiori. Per profondità superiori ai trenta metri circa, il contenuto naturale d'acqua risulta quindi inferiore al limite plastico. L'indice di consistenza I_c assume valori sempre superiori all'unità (Figura 35).

I limiti di Atterberg risultano variabili nei seguenti intervalli di valore (Figura 32 ÷ Figura 34):

per profondità fino a 30m dal piano campagna:

- Limite di plasticità: 16% ÷ 25%
- Limite di liquidità: 40% ÷ 72%
- Indice di Plasticità: 20% ÷ 48%

Si specifica che i valori si riferiscono prevalentemente ai campioni prelevati nei sondaggi realizzati nelle aree di imbocco della Galleria Melito lato Napoli, dove sono presenti coltri di frana.

per profondità superiori a trenta metri dal piano campagna:

- Limite di plasticità: 16% ÷ 19%
- Limite di liquidità: 28% ÷ 40%
- Indice di Plasticità: 13% ÷ 24%

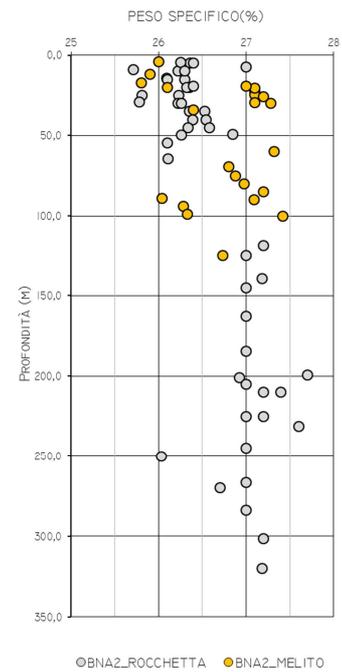
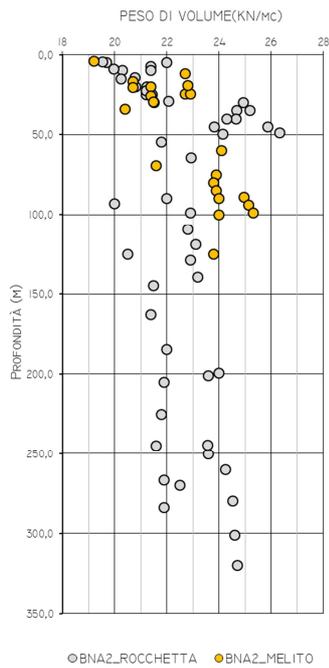


Figura 29 – Formazione BNA2 – Peso dell'unità di volume

Figura 30 – Formazione BNA2 – Peso specifico

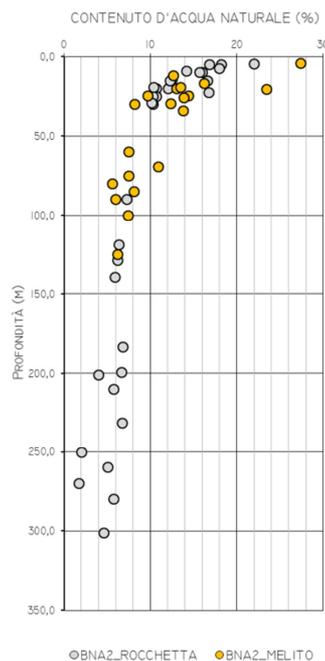


Figura 31 – Formazione BNA2 – Contenuto d'acqua naturale

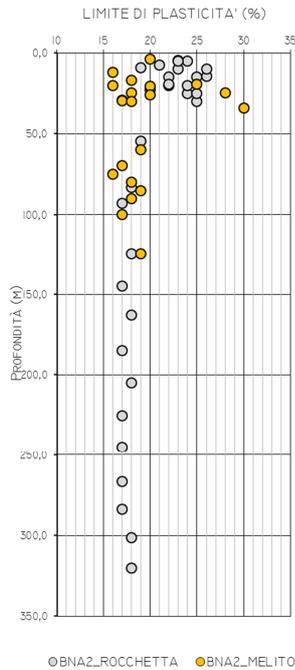


Figura 32 – Formazione BNA2 – Limite di plasticità

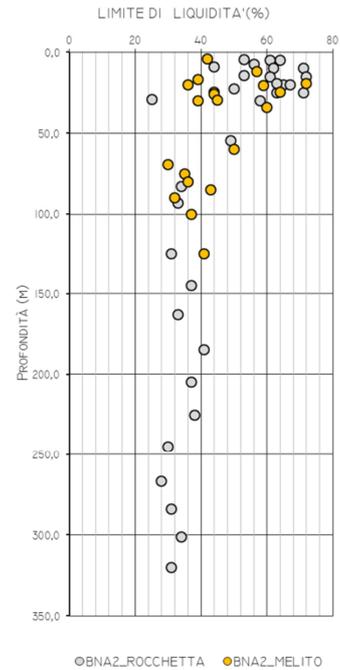


Figura 33 – Formazione BNA2 – Limite di liquidità

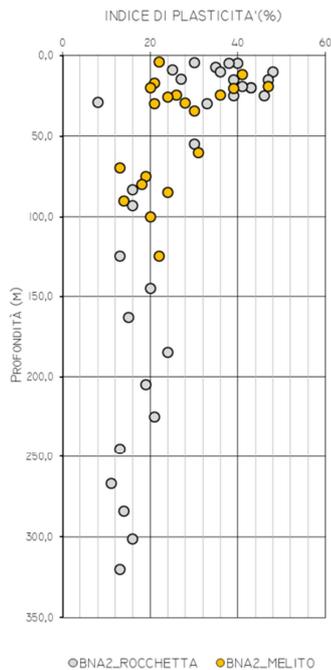


Figura 34 – Formazione BNA2 – Indice di plasticità

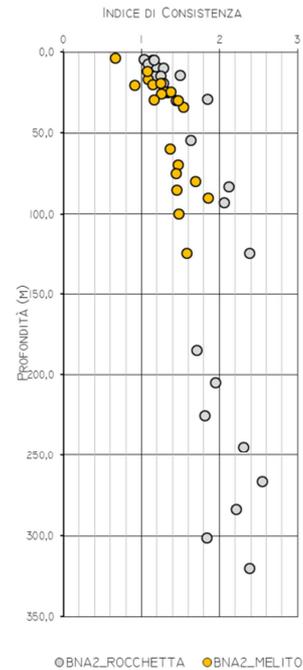


Figura 35 – Formazione BNA2 – Indice di consistenza

Si riscontrano difficoltà nella fase di preparazione dei campioni, poiché è stata osservata la predisposizione della roccia a fratturarsi ‘in dischi’ al momento dell’estrazione del campione indisturbato dalla fustella.



Le tecniche di campionamento adottate, applicate secondo la regola d’arte, hanno comunque consentito di ridurre l’entità di tale fenomeno.

Nella Figura 36 sono riportati i risultati delle prove di compressione monoassiale e delle prove Point Load eseguite nei sondaggi G4 e G12; sono riportati per confronto anche i valori delle resistenze a compressione ricavati per la Galleria Rocchetta. I dati risultano congruenti e confrontabili.

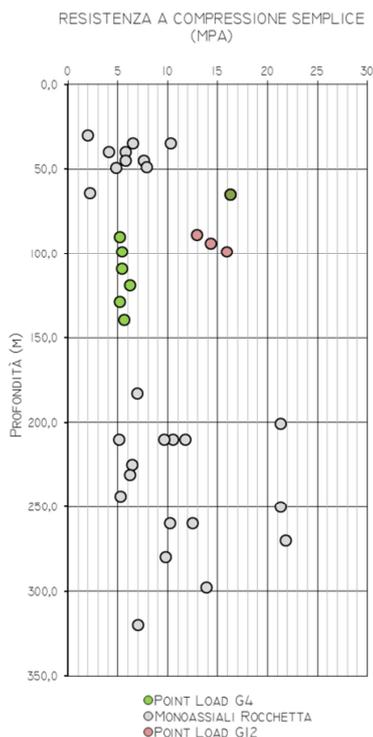


Figura 36 – Formazione BNA2 – Prove di compressione monoassiale

Alle profondità di interesse per la galleria Melito, che presenta coperture comprese tra 75 e 120 metri nella Formazione BNA2, si ottiene il seguente range di variazione:

$$5 \leq \sigma_c \leq 16 \text{ MPa per } 70 \leq z \leq 120 \text{ m}$$

Nei campioni prelevati nei sondaggi G4, G12, per la galleria Melito, non è stato possibile realizzare prove di compressione triassiale. Per la valutazione dei parametri di resistenza si farà riferimento alla caratterizzazione meccanica riportata nella relazione di calcolo della Galleria Rocchetta (Rif. [21]).

Le prove di compressione in cella triassiale sono state eseguite su campioni prelevati a diverse profondità; nella Figura 37 sono mostrati i risultati delle prove a rottura nel piano σ_1, σ_3 .

I punti relativi ai campioni prelevati a profondità maggiore presentano valori di resistenza a rottura superiori, a parità di pressione di cella, rispetto a quelli prelevati alle profondità inferiori.

Il criterio utilizzato per determinare i parametri di resistenza della roccia è il criterio di Mohr Coulomb; sulla base dei risultati delle prove di rottura, sono stati individuati due interpolazioni, una valida per le coperture basse e medie ed una valida per le alte coperture.

Nella Figura 38 è mostrato l'andamento della linea che interpola nel piano $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}, \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}$ i risultati delle prove triassiali eseguite su campioni prelevati a profondità corrispondenti coperture della galleria comprese tra 50 e 120 metri. Si ottengono i seguenti range di variazione dei parametri di resistenza al taglio (angolo di attrito e coesione efficace):

$$0,5 \leq c \leq 1,3 \text{ MPa}$$

$$26^\circ \leq \varphi \leq 31^\circ$$

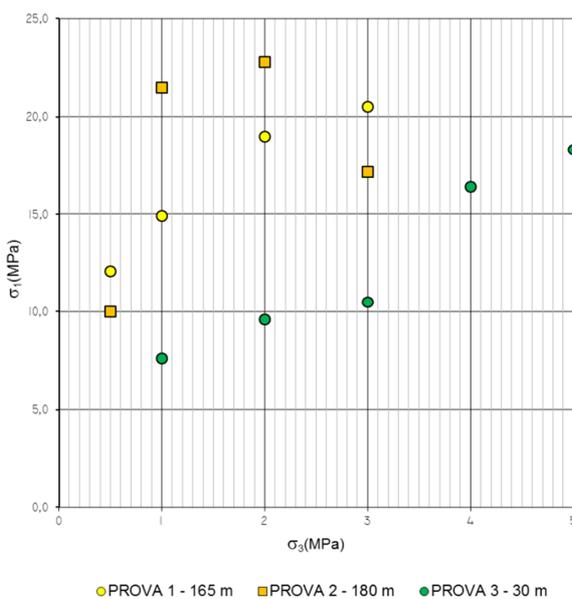


Figura 37 – Formazione BNA2 – Prove di compressione triassiale.

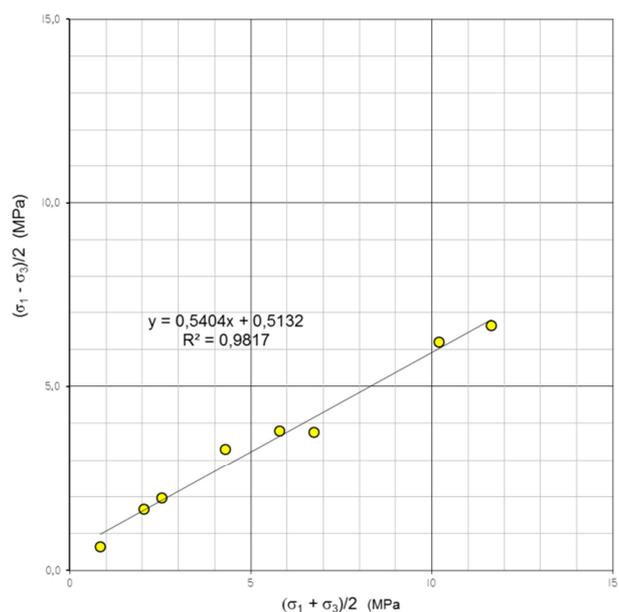


Figura 38 – Formazione BNA2 – Criterio di Mohr Coulomb – Copertura 50 ÷ 200 m

In corrispondenza degli imbocchi ed alle basse coperture inferiori ai 50 metri, le stratigrafie dei sondaggi mostrano la presenza di uno strato di coltre delle argille dell'Unità BNA2. Nella Figura 39 sono indicati i dati relativi ai valori di coesione drenata ed angolo di attrito determinati mediante prove di laboratorio (taglio diretto e prova triassiale CIU), tramite i quali è possibile definire il range di seguito riportato:

$$20 \leq c' \leq 30 \text{ KPa}$$

$$22 \leq \varphi' \leq 25^\circ$$

I moduli elastici ricavati dalle prove dilatometriche eseguite in foro di sondaggio G4, sono riportati nella Figura 40; nello stesso grafico, sono riportati, per confronto, i valori dei moduli misurati nelle prove in foro ed in laboratorio, nella stessa formazione, per la galleria Rocchetta.

I valori risultano crescenti con la profondità e variabili nei seguenti range:

$$200 \leq E \leq 900 \text{ MPa} \quad \text{per } 0 \leq z \leq 50 \text{ m}$$

$$400 \leq E \leq 1200 \text{ MPa} \quad \text{per } 50 < z \leq 200 \text{ m}$$

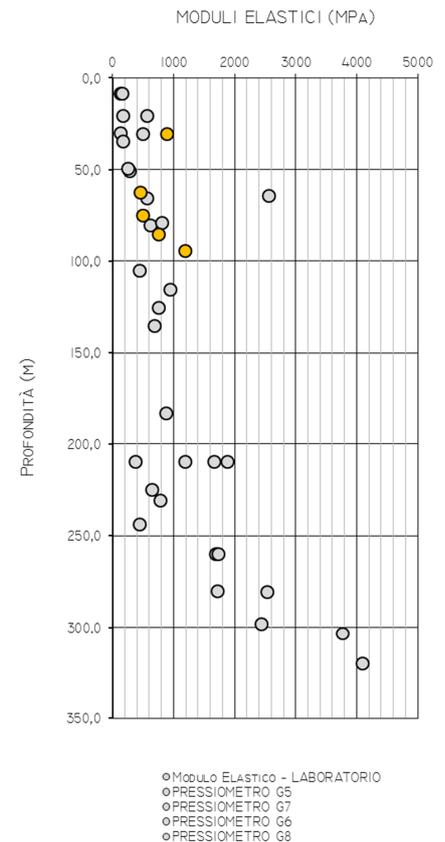
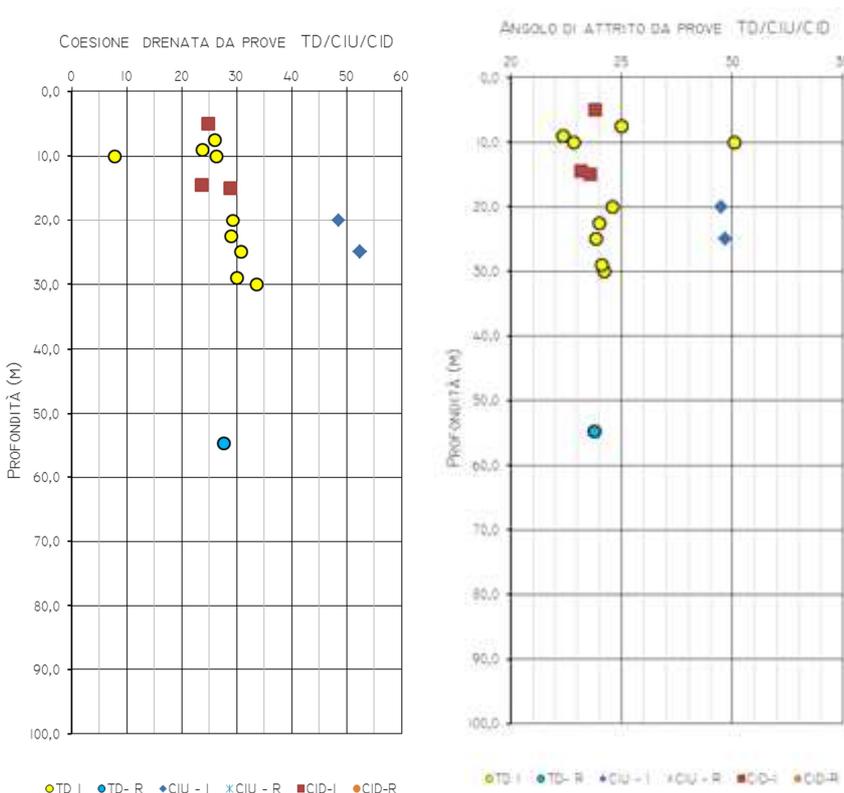


Figura 39 – Formazione BNA2 – Coesione drenata e angolo di attrito

Figura 40 – Formazione BNA2 – Moduli elastici da prove dilatometriche

Al fine di individuare il potenziale di rigonfiamento delle argille che costituiscono la formazione BNA2 , sono state eseguite le seguenti prove in cella edometrica:

- prove di rigonfiamento libero;
- prove di rigonfiamento impedito con valutazione della pressione di rigonfiamento;
- prove di rigonfiamento tipo Huder Amberg;

I risultati delle prove Huder Amberg, mostrati nella Figura 41, evidenziano che la formazione BNA2 mostra un potenziale comportamento rigonfiante; le prove a rigonfiamento impedito in cella edometrica hanno fornito valori medi di pressione di rigonfiamento compresi tra 250 e 350 KPa, con un solo valore pari a 1050 KPa.

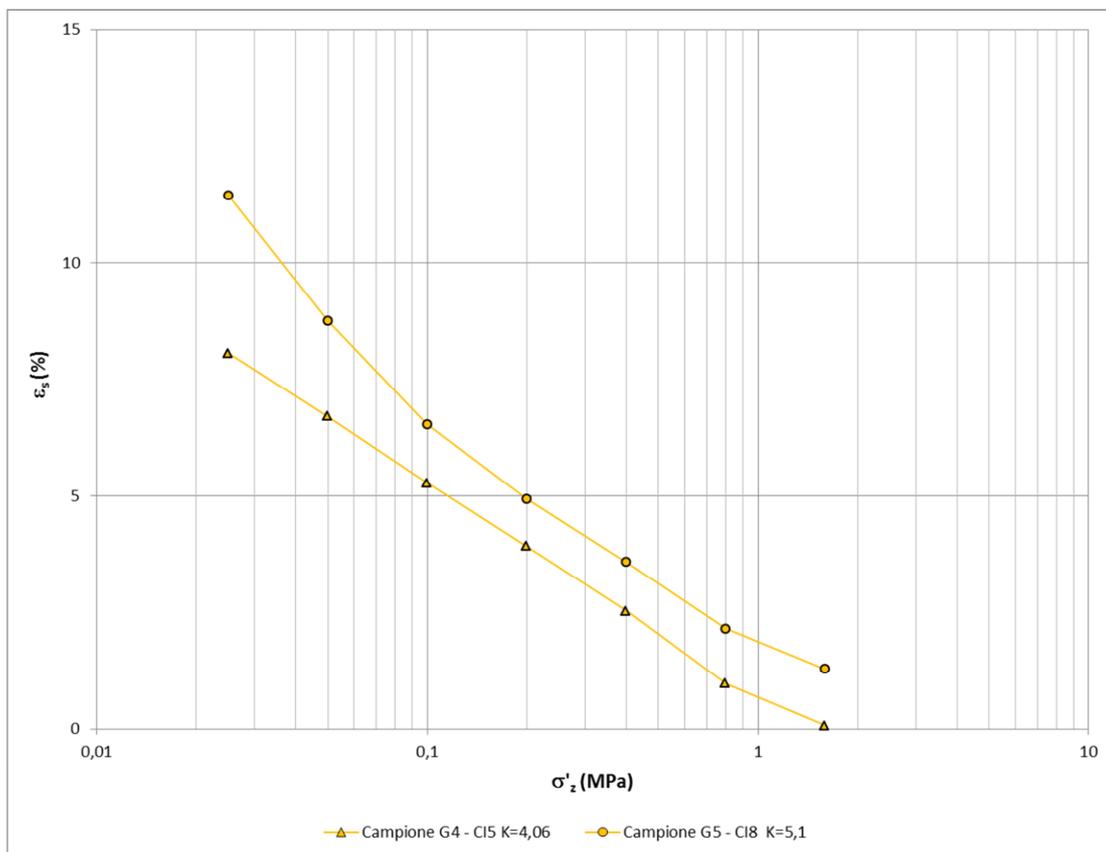


Figura 41 – Formazione BNA2 – Prove Huder Amberg

I risultati delle prove di permeabilità eseguite nei fori di sondaggio mostrano che l'unità BNA2 è caratterizzata da permeabilità molto basse comprese tra:

$$1 \times 10^{-9} \text{ m/s} < k < 1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

I valori di permeabilità determinati dall'elaborazione delle prove edometriche hanno fornito, come atteso, valori di permeabilità inferiori, pari a circa $1 \times 10^{-11} \text{ m/s}$.

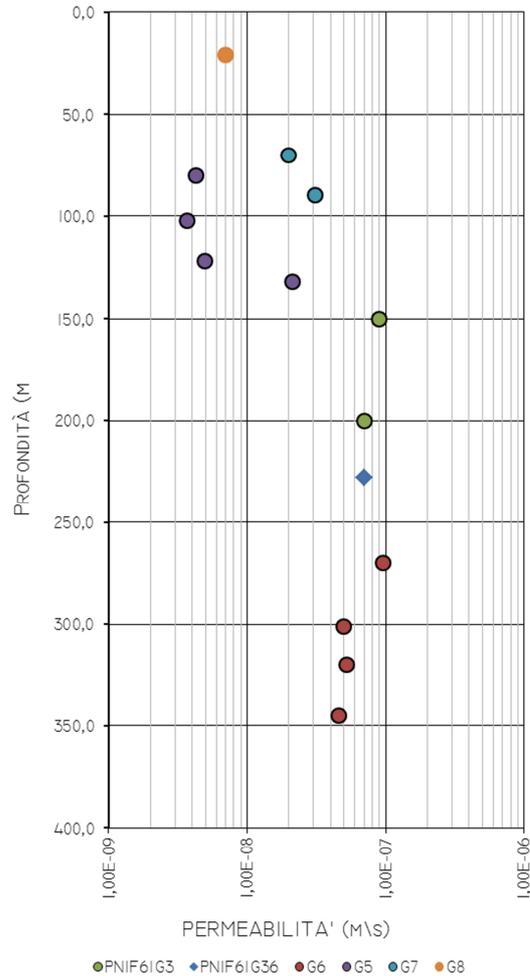


Figura 42 – Formazione BNA2 – Permeabilità da prove in sito

7.5.4.1 Riepilogo dei parametri geotecnici di progetto

I parametri geotecnici di progetto adottati per la verifica delle sezioni della galleria Melito interessate dallo scavo nella formazione BNA2 sono riportati nella tabella seguente:

Unità	Copertura (m)	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	E (MPa)	σ_{ci} (MPa)
BNA2	p.c ÷ 50	20 ÷ 22	22 ÷ 25	20 ÷ 30	200 ÷ 600	2 ÷ 8
	50 ÷ 200	23 ÷ 24	26 ÷ 31	500 ÷ 1300	400 ÷ 800	5 ÷ 16

Tabella 10 - Formazione BNA2 – Riepilogo parametri geotecnici

7.5.5 Caratterizzazione geotecnica della Formazione della Baronìa – litofacies BNA1b

La formazione BNA1b è presente lungo il tracciato della galleria Melito solo nelle zone di imbocco della Galleria di linea lato Napoli e delle Uscite di emergenza F2, F3, F4.

In corrispondenza dell'imbocco della Galleria lato Napoli, sono state eseguite numerose indagini in sito ed in laboratorio per la valutazione dei parametri geotecnici della formazione interessata dalle opere di fondazione del viadotto, che hanno consentito di definire seguenti valori rappresentativi dei principali parametri geotecnici per l'Unità BNA1b:

Formazione	Profondità da p.c.	γ	c'	ϕ'	E'
[-]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]
BNA1b	0-16	20 ÷ 21	0 ÷ 10	20 ÷ 22	20 ÷ 30

Tabella 11: BNA1b Imbocco lato NA– Riepilogo parametri geotecnici

In corrispondenza degli imbocchi delle uscite pedonali F2, F3, ed F4 sono stati eseguiti i sondaggi C13, C15, C16, C16 bis ed S14.

In particolare si è fatto riferimento ai valori di N_{spt} registrati durante la perforazione di sondaggio, che hanno fornito i seguenti valori:

Prova	Prof. prova (m dal p.c.)	N_{SPT}
C16	3,00	7
C16	6,00	41
C16	9,00	100
C13	3,00	15
C13	6,00	22
C13	9,00	33
C13	12	64
S21	4	36

Tabella 12: BNA1b – Prove N_{SPT} in foro di sondaggio M2

L'interpretazione delle prove SPT eseguite nel foro di sondaggio ha consentito di valutare:

- l'angolo d'attrito, variabile tra 24° e 32°, secondo la correlazione di De Mello
- il valore del modulo elastico E, dalla correlazione di D'Appollonia.

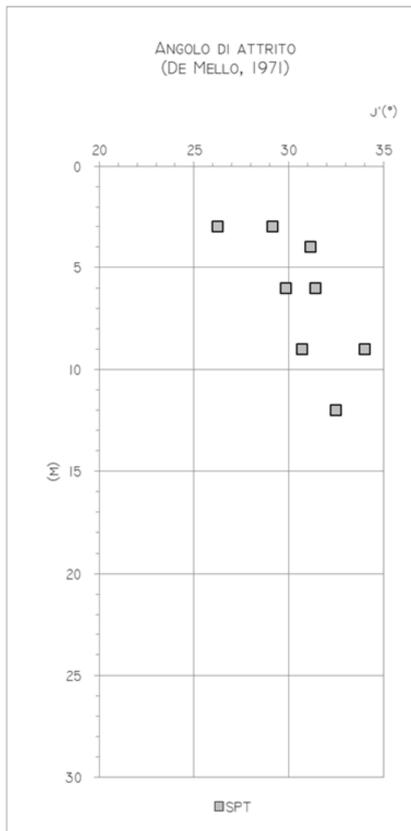


Figura 43 - BNA1b – Angolo d’attrito (De Mello)

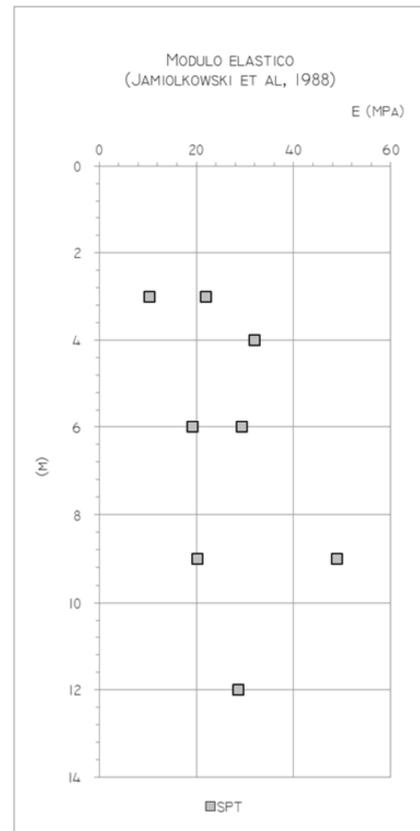


Figura 44 - BNA1b – Modulo Elastico (D’Appollonia)

7.5.5.1 Riepilogo dei parametri geotecnici di progetto

I parametri geotecnici di progetto adottati per la verifica delle sezioni della galleria Melito interessate dallo scavo nella formazione PCL sono riportati nella tabella seguente:

<i>IMBOCCO USCITE F2, F3, F4</i>		γ	c'	ϕ'	E'
<i>Formazione</i>	<i>Profondità da p.c.</i>				
[-]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]
BNA1b	0-20	20 ÷ 21	0 ÷ 10	24 ÷ 32	20 ÷ 60

Tabella 13: BNA1b – Riepilogo parametri geotecnici

7.5.6 Regime idraulico

I livelli piezometrici si mantengono a circa 10 m. dal piano campagna, tranne nel tratto tra pk 8+500 e pk 8+900, dove il piezometro S15 indica livello piezometrico a 50 m dal piano campagna.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	52 di 190

8 FASE DI DIAGNOSI

Nella fase di diagnosi, sulla base del modello geotecnico scaturito dagli studi e dalle indagini effettuati nella fase conoscitiva, si procede alla previsione della risposta tensio-deformativa dell'ammasso allo scavo, in assenza di interventi di stabilizzazione. La valutazione della risposta deformativa dell'ammasso allo scavo è condotta con riferimento alle tre categorie di comportamento fondamentali individuate nel metodo ADECO-RS, di seguito brevemente richiamate, sulla base delle quali il tracciato sotterraneo è suddiviso in tratte a comportamento deformativo omogeneo.

I risultati dell'analisi del comportamento deformativo consentono di individuare gli interventi di precontenimento e/o di contenimento più idonei a garantire condizioni di stabilità della galleria in fase di scavo e a lungo termine.

8.1 Classi di comportamento del fronte di scavo

Secondo l'approccio ADECO-RS (Rif. [23]) la previsione dell'evoluzione dello stato tensionale a seguito dell'apertura di una galleria è possibile attraverso l'analisi dei fenomeni deformativi, che forniscono indicazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve e a lungo termine. Dati sperimentali e analisi teoriche hanno dimostrato che il comportamento della cavità è significativamente condizionato, oltre che dalle caratteristiche geometriche della galleria stessa e dai carichi litostatici, anche dalle caratteristiche di resistenza e di rigidità del nucleo d'avanzamento, inteso come il volume di terreno a monte del fronte di scavo. Se il nucleo non è costituito da materiale sufficientemente rigido e resistente da mantenere in campo elastico il proprio comportamento tensio-deformativo, si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti in avanzamento, a cui consegue l'evoluzione verso condizioni di instabilità del fronte e del cavo. Se, invece, il comportamento del nucleo d'avanzamento si mantiene in campo elastico, il nucleo stesso svolge un'azione di precontenimento del cavo, che si mantiene a sua volta in condizioni elastiche, conservando le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato e quindi configurazioni di stabilità.

Sulla base di tali considerazioni, il comportamento del nucleo-fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente ricondotto alle seguenti tre categorie:

Categoria A: nucleo-fronte stabile

Tale categoria corrisponde alla condizione in cui lo stato tensionale nel terreno al fronte e al contorno della cavità non supera le caratteristiche di resistenza dell'ammasso; in tal caso le deformazioni sono prevalentemente elastiche, di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente con la distanza dal fronte. Il fronte di scavo e il cavo sono stabili e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di stabilizzazione, se non localizzati e in misura ridotta. Il rivestimento definitivo costituisce il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

Categoria B: nucleo-fronte stabile a breve termine

Tale categoria corrisponde alla condizione in cui lo stato tensionale nel terreno al fronte e al contorno della cavità, a seguito delle operazioni di scavo, raggiunge la resistenza dell'ammasso. I fenomeni deformativi tensioni sono di tipo elasto-plastico, di maggiore entità rispetto al caso precedente. Nell'ammasso può prodursi una eventuale riduzione delle caratteristiche di resistenza con decadimento verso i parametri residui. La risposta tensio-deformativa può essere opportunamente controllata con adeguati interventi di preconsolidamento del fronte e/o di consolidamento al contorno del cavo. In tal modo si fornisce l'opportuno contenimento all'ammasso perché mantenga un comportamento stabile. Nel caso non si prevedano interventi, lo stato tensio-

	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	53 di 190

deformativo può evolvere verso situazioni di instabilità del cavo in fase di realizzazione. Il rivestimento definitivo costituisce il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

Categoria C: nucleo-fronte instabile

Tale categoria corrisponde alla condizione in cui, superata la resistenza del terreno, i fenomeni deformativi evolvono molto rapidamente in campo plastico, producendo la progressiva instabilità del fronte di scavo e un incremento dell'estensione della zona dell'ammasso decompressa ed plasticizzata al contorno della cavità, con rapido decadimento delle caratteristiche meccaniche del materiale. L'espansione della fascia di materiale decompresso al contorno del cavo deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo, mediante interventi di preconsolidamento in avanzamento, che consentono di creare artificialmente l'effetto arco per far evolvere la risposta tensio-deformativa verso configurazioni di stabilità.

8.2 Determinazione delle categorie di comportamento

La valutazione del comportamento deformativo del fronte è stata condotta utilizzando:

- il metodo delle linee caratteristiche (per le tratte ad alta copertura);
- i metodi di analisi della stabilità del fronte (per le tratta a bassa copertura).

Le analisi nella fase di diagnosi sono state condotte con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle azioni.

8.2.1 Analisi con il metodo delle linee caratteristiche

8.2.1.1 Metodo di analisi

Il metodo delle linee caratteristiche (o convergenza-confinamento) è un metodo di calcolo che consente l'analisi 3D semplificata dello scavo di gallerie in relazione alle proprietà meccaniche dell'ammasso attraversato, alle caratteristiche geometriche dell'opera, agli interventi previsti di precontenimento e contenimento, all'installazione dei rivestimenti provvisori e definitivi.

Il comportamento delle strutture di rivestimento e dell'ammasso vengono studiati separatamente: la curva caratteristica del cavo (o curva di convergenza) rappresenta l'evoluzione della convergenza radiale del cavo al diminuire della tensione radiale agente sul contorno del profilo di scavo, espressa in funzione del tasso di deconfinamento λ con cui viene simulato l'effetto dello scavo in avanzamento; la curva caratteristica dei sostegni (o curva di confinamento) rappresenta l'evoluzione della loro convergenza radiale al crescere della pressione radiale agente sugli stessi. L'intersezione tra la curva di convergenza e la curva di confinamento individua il punto di equilibrio rappresentativo dello stato finale della galleria rivestita.

Le ipotesi alla base del metodo sono le seguenti:

- simmetria cilindrica e stato piano di deformazione;
- ammasso omogeneo ed isotropo;
- stato tensionale iniziale omogeneo ed isotropo.

L'ideale campo di applicazione è pertanto costituito da gallerie profonde a sezione circolare.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	54 di 190

Per l'ammasso si utilizza un modello costitutivo elasto-plastico, con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb.

Ove necessario, per la definizione del comportamento deformativo della galleria in funzione della distanza dal fronte, si utilizza il Nuovo Metodo Implicito (NMI), che consente di ottenere risultati affidabili sia in termini di convergenze, sia in termini di carichi di lavoro sui sostegni.

Per il calcolo della convergenza al fronte si utilizzano le soluzioni analitiche per cavità sferiche.

Per le analisi di seguito riportate, relative alla fase di diagnosi, e finalizzate quindi alla sola valutazione del comportamento deformativo dell'ammasso per la determinazione della categoria di comportamento, non viene presa in considerazione l'interazione con i sostegni, per cui la soluzione del problema è ridotta alla valutazione della sola curva caratteristica del fronte (e del cavo) in assenza di interventi.

8.2.1.2 Sezioni analizzate

Sulla base dei risultati della caratterizzazione geotecnica di cui al precedente paragrafo, in funzione delle condizioni idrauliche previste e della distribuzione delle diverse classi di copertura lungo il tracciato, sono state definite le sezioni di analisi, riassunte nella tabella 4 e caratterizzate con tutti i dati di input necessari per il calcolo.

Sezione	Unità	H	σ_0	p_{w0}	p_{wR}	R_w	γ	c'_{kp}	ϕ'_{kp}	c'_{kr}	ϕ'_{kr}	E_k
di calcolo		[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[MPa]
Sez.1	FYR	75	1,5	0,7	0	6,25	20	25	22	25	22	300
Sez.2	FYR2	110	2,75	-	0	10	25	300	40	300	40	5000
Sez.3	BNA2	120	2,88	-	0	10	24	500	26	500	26	400

H = copertura rispetto al piano dei centri della galleria

σ_0 = tensione totale iniziale al livello del cavo

p_{w0} = pressione interstiziale al livello del cavo in condizioni indisturbate

p_{wR} = pressione interstiziale sul profilo di scavo

R_w = raggio di influenza idraulica oltre il quale si ristabilisce p_{w0}

γ = peso dell'unità di volume dell'ammasso

c'_{kp} = valore caratteristico della coesione efficace di picco dell'ammasso

ϕ'_{kp} = valore caratteristico dell'angolo di attrito di picco dell'ammasso

c'_{kr} = valore caratteristico della coesione efficace residua dell'ammasso

ϕ'_{kr} = valore caratteristico dell'angolo di attrito residuo dell'ammasso

C_{uk} = valore caratteristico della coesione non drenata dell'ammasso

E_k = valore caratteristico del modulo elastico dell'ammasso: (*) drenato (**) non drenato

Tutte le analisi sono svolte con riferimento allo scavo di una galleria di raggio equivalente R_{eq} pari a 6.25 m.

Tabella 14 - Sezioni analizzate con il metodo delle curve caratteristiche: dati di input

8.2.1.3 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi sono stati esaminati alla luce di due aspetti:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	55 di 190

- confronto tra la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso σ_c e la pressione critica al fronte $p_c = (3\sigma_o - 2\sigma_c) / (1 + 2K_p)$, che individua il passaggio dal comportamento elastico a quello plastico,
 - sviluppo dei fenomeni deformativi e di plasticizzazione nella sezione al fronte e al contorno del cavo,
- prendendo a riferimento per la definizione della categoria di comportamento i seguenti due criteri:

σ_c / p_c	Classe di comportamento
$\geq 1,2$	A
$< 1,2$ e $\geq 0,8$	A/B
$< 0,8$ e $\geq 0,2$	B/C
$< 0,2$	C

Tabella 15 - Criterio 1

u_F / R_{eq}	R_{plF} / R_{eq}	Classe di comportamento
$\leq 0,5 \%$	$\leq 1,5$	B
$> 0,5 \%$	$> 1,5$	C
u_F = convergenza al fronte R_{plF} = raggio plastico al fronte R_{eq} = raggio di scavo equivalente della galleria		

Tabella 16 - Criterio 2

Sulla base di queste valutazioni quantitative, unitamente all'analisi critica dei risultati ottenuti rispetto all'affidabilità dei dati di ingresso in termini di parametri di ammasso (rigidezza e resistenza) e condizioni idrauliche al contorno, in relazione ad eventuali variabilità attese lungo il tracciato della galleria e alle possibili conseguenze per comportamenti imprevisti, è stata definita la categoria di comportamento del fronte di scavo.

I risultati delle analisi sono riassunti nella tabella seguente; la rappresentazione delle curve caratteristiche è invece riportata integralmente in Allegato 1.

Sezione di calcolo	σ_c [MPa]	p_c [MPa]	σ_c / p_c [-]	u_F [m]	u_F / R_{eq} [%]	R_{PF} [m]	R_{PF} / R_{eq} [-]	u_o [m]	R_P [m]	Categoria
Sez.1	0,1	0,81	0,09	>>	>0,5	>>	>1,5	>>	>>	"C"

Sez.2	1,3	0,56	2,31	0,0028	0,04%	7,13	1,14	0,006	8,9	"A"
Sez.3	1,6	0,89	1,80	0,041	0,66%	7,62	1,22	0,105	10,18	"B"

$\sigma_c = (2c \cos \varphi) / (1 - \sin \varphi)$ = resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso (parametri di picco)
 $p_c = (3\sigma_o - 2\sigma_c) / (1 + 2K_p)$ = pressione critica al fronte (con K_p coefficiente di spinta passiva)
 u_F = convergenza al fronte (soluzione cavità sferica)
 R_{PF} = raggio plastico al fronte
 u_{∞} = convergenza finale del cavo
 R_p = raggio plastico finale al contorno del cavo
 R_{eq} = raggio di scavo equivalente della galleria (=6.25 m)

Tabella 17 - Sezioni analizzate col metodo delle linee caratteristiche: risultati delle analisi

8.2.2 Analisi della stabilità del fronte

8.2.2.1 Metodi di analisi

Le analisi di stabilità del nucleo-fronte sono state condotte all'equilibrio limite con il metodo di Tamez (1984) in condizioni drenate e con il metodo di Broms e Bennermark (1969) in condizioni non drenate.

Il metodo proposto da Tamez (Rif. [30]) è basato sull'ipotesi di risposta del fronte di scavo in condizioni drenate e pertanto il calcolo viene eseguito in tensioni efficaci. Si ipotizza che al fronte si formi un meccanismo di rottura approssimabile mediante solidi prismatici, come mostrato in Figura 45, e si valuta il coefficiente di sicurezza FSF rispetto a tale condizione di collasso, come rapporto tra i momenti delle forze resistenti e i momenti delle forze agenti.

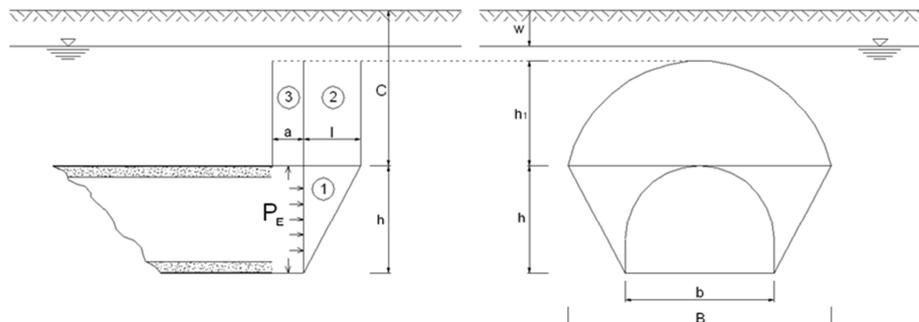


Figura 45 - Stabilità del fronte secondo il Metodo di Tamez (1984)

Talvolta la stabilità del solo prisma 3 gravante sulla zona di galleria non ancora sostenuta dal rivestimento, può risultare più critica rispetto all'insieme dei tre prismi; è definito in tal senso un secondo coefficiente di sicurezza FS_3 , per cui ai fini della stabilità del fronte si assume il coefficiente di sicurezza minimo tra i due.

$$FSF = \frac{(A + B + C)}{D}$$

$$A = \left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \times \frac{h_1}{b}$$

$$B = \left[\frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l) \times \sqrt{K_A}} \right] \times \frac{h_1}{h}$$

$$C = \left[\frac{3.4C_1}{(1 + a/l)^2 \times \sqrt{K_A}} \right]$$

$$D = \left[1 + \frac{2h}{3Z(1 + a/l)^2} \right] \times (\gamma Z - P_E)$$

$$FS_3 = \frac{2\tau_{m3}}{(\gamma Z - P_E)} \times \frac{h_1}{b} \times \left(1 + \frac{b}{a} \right)$$

Il fronte di scavo viene considerato stabile per valori di FSF > 1,5. Per valori di FSF superiori a 2, il sostegno del fronte può considerarsi non necessario.

8.2.2.2 Sezioni analizzate

Sulla base dei risultati della caratterizzazione geotecnica di cui al precedente paragrafo, e con particolare riferimento ai valori caratteristici definiti per i parametri geotecnici, in funzione delle condizioni idrauliche previste e della distribuzione delle diverse classi di copertura lungo il tracciato, sono state definite le sezioni di analisi riassunte in Tabella 18 - Sezioni analizzate col metodo di Tamez per l'analisi di stabilità del fronte di scavo con riferimento al metodo di Tamez.

Sez.	Progr.	C	Stratigrafia di calcolo		Parametri di calcolo		
			Formazione		γ_k	c'_k	φ'_k
[n.]	[km]	[m]	[-]		[kN/m ³]	[kPa]	[°]
1	5+150	10	FYR		19	10	16
2	9+480	10	BNA2		20	20	22

Tabella 18 - Sezioni analizzate col metodo di Tamez per l'analisi di stabilità del fronte di scavo

Le sezioni analizzate riguardano:

Sezione 1 – Sezione a bassa copertura imbocco lato Napoli nella formazione BNA2

Sezione 2 – Sezione a bassa copertura imbocco lato Bari nella formazione FYR

Tutte le analisi sono svolte con riferimento ad uno scavo di larghezza b pari a 13 m, altezza h pari a 10 m e lunghezza del tratto non sostenuto a pari a 1 m.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	58 di 190

8.2.2.3 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi sono stati esaminati in funzione dei valori dei coefficienti di sicurezza FSF e FS_3 calcolati secondo quanto riportato nel paragrafo precedente. In particolare per la definizione della categoria di comportamento si è preso a riferimento il seguente criterio:

$FS = \min(FSF; FS_3)$	Classe di comportamento
≥ 2	A
< 2 e $\geq 1,5$	B
$< 1,5$	C

Tabella 19 - Criterio per la definizione della categoria di comportamento

Sulla base di queste valutazioni quantitative, unitamente all'analisi critica dei risultati ottenuti rispetto all'affidabilità dei dati di ingresso in termini di parametri del terreno (resistenza) e condizioni idrauliche al contorno, in relazione ad eventuali variabilità attese lungo il tracciato della galleria e alle possibili conseguenze per comportamenti imprevisti, è stata definita la categoria di comportamento del fronte di scavo da cui deriva l'individuazione degli eventuali interventi di precontenimento e contenimento necessari.

I risultati delle analisi sono riassunti nella tabella seguente:

<i>Sez.</i>	<i>FSF</i>	<i>FS₃</i>	<i>Categoria</i>
[n.]	[-]	[-]	[-]
1	0.31	1.13	"C"
2	0.62	2.15	"C"

Tabella 20 - Sezioni analizzate col metodo di Tamez: risultati delle analisi

8.2.3 Definizione delle tratte a comportamento tensio-deformativo omogeneo

Sulla base dei risultati delle analisi sopra descritte è possibile concludere che:

- Nella formazione FYR è atteso un comportamento del nucleo-fronte di scavo di categoria C (instabile) sia alle basse che alle massime coperture;
- Nella formazione FYR2 è atteso un comportamento del nucleo-fronte di scavo di categoria A (stabile) alle massime coperture previste

- Nella formazione BNA2 è atteso un comportamento del nucleo-fronte di scavo di categoria C (instabile) nei tratti a bassa copertura prossimi all'imbocco e un comportamento del nucleo-fronte di scavo di categoria B (stabile a breve termine) per le coperture più elevate.

Le previsioni di comportamento lungo il tracciato della galleria sono illustrate in forma sintetica nell'elaborato di progetto "Profilo geotecnico Galleria Melito" (Rif. [18] e Rif. [19]).

	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	60 di 190

8.3 Rischi potenziali nella fase di realizzazione della galleria

Di seguito si descrivono le principali criticità, legate al contesto geologico, idrogeologico e geotecnico, che potrebbero avere ripercussioni sulla fase realizzativa della galleria Melito, e si illustrano le relative possibili azioni di mitigazione o riduzione del rischio. La mappatura dei diversi rischi individuati nella fase conoscitiva e la relativa gestione definita nella fase di terapia, sono illustrate in forma sintetica nei profili geotecnico (Rif. [18]).

Presenza di corpi di frana.

La Galleria Melito sottoattraversa aree con presenza di depositi franosi tra le pk 5+150 e 5+330. Tali depositi interessano la coltre superficiale per spessori massimi di 5. Nel tratto di sottoattraversamento della zona sopra indicata le coperture della galleria risultano variabili tra 25 e 70 metri, pertanto lo scavo della galleria non interferisce con tali fenomeni.

Instabilità del fronte e del cavo

Potenziali rischi di instabilità del fronte e del cavo possono interessare le tratte di galleria a basse coperture, che riguardano le zone di imbocco e quelle di attraversamento di zone tettonizzate e di transizione litologica.

Comportamento rigonfiante

La porzione pelitica del Flysch Rosso (FYR) e la formazione della Baronina nella facies BNA2 possono presentare un comportamento rigonfiante per variazione dello stato tensionale lungo percorsi tensionali in scarico e in presenza di acqua.

Presenza di trovanti/blocchi

La formazione del Flysch Rosso nelle facies FYR può presentare strati e blocchi lapidei di dimensioni variabili immersi nella matrice argillosa; tali inclusioni sono sporadiche e di potenza generalmente inferiore al metro nel primo tratto di galleria prossimo all'imbocco lato Bari, mentre nel successivo tratto, dalla p.k. 5+400,00 circa, la potenza degli strati calcarei può assumere valori anche metrici.

Venute d'acqua

Il potenziale rischio di venute d'acqua in galleria in fase di scavo è stato definito in funzione dei principali caratteri idrogeologici delle formazioni di interesse. Tale rischio dipende dalla conducibilità idraulica dei materiali attraversati, dal carico idraulico e dall'eventuale presenza di zone di faglia e di discontinuità. In particolare, la formazione a permeabilità maggiore, ma comunque medio - bassa ($10^{-6} \text{ m/s} \leq K \leq 10^{-7} \text{ m/s}$) è rappresentata dalle Formazioni del Flysch Rosso – Membro Calcarea (FYR2), presente nella Galleria Melito tra le p.k. 6+600,00 e 7+300,00 circa. Considerati i valori di permeabilità e i livelli piezometrici il rischio di venute d'acqua in fase di scavo è basso o nullo.

Presenza di gas

Le analisi per la determinazione del rischio gas sono state condotte per fasi di approfondimento successivo. Preliminarmente, è stata condotta un'analisi bibliografica e storica volta a verificare, in relazione alle differenti unità geologiche individuate e direttamente interessate dal progetto, l'eventuale presenza di termini geologici favorevoli alla presenza di gas. Hanno fornito elementi di giudizio orientativi per la valutazione:

- relazione geologica geotecnica e idrogeologica;
- carte geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche;
- planimetria generale con ubicazione dei sondaggi geognostici;

	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	61 di 190

- sezioni geologiche con ubicazione dei sondaggi;
- campagna di monitoraggio effettuata durante l'esecuzione di alcuni sondaggi.

Successivamente sono state condotte indagini di approfondimento (Rif. [16]); in particolare, sono stati eseguiti:

- rilievi di gas a bocca foro durante la perforazione dei sondaggi;
- monitoraggio dell'aria realizzata mediante analizzatore di gas a bocca foro in corrispondenza delle verticali di sondaggio;
- analisi gascromatografica su campioni di acqua prelevati da piezometro.

Un valido strumento che può essere utilizzato per l'approccio al problema legato alla presenza di gas in galleria è rappresentato dal documento redatto dalle regioni Emilia-Romagna e Toscana *“Lavori in sotterraneo. Scavo in terreni grisutosi. Grisù 3a ed.”*, che seppur riferito al solo problema metano, può essere un valido riferimento tecnico in merito al problema dello scavo di gallerie in presenza di gas. Questo documento, sviluppato nel corso e con i riscontri diretti degli scavi effettuati nell'appennino Tosco Emiliano, durante la realizzazione delle gallerie dell'Alta Velocità ferroviaria Bologna Firenze, e la variante di valico autostradale, sempre tra Bologna e Firenze, può ragionevolmente essere considerato come *“Linea guida per buone pratiche di lavoro nelle costruzioni in sotterraneo”*.

In funzione dei risultati derivanti dall'analisi bibliografica e storica e dalle indagini di approfondimento, è stato possibile associare, quindi, ad ogni galleria di linea e uscita di emergenza della tratta la classe di rischio gas 1B come definita nella citata Nota Interregionale: *“Gallerie/tratti per le quali l'analisi geologica strutturale porta a prevedere flussi di grisù, ma non ci sono elementi di riscontro desunti dalle indagini preliminari (studi e ricerche, analisi della storicità, sondaggi) effettuate in fase di progetto e dalla porzione d'opera già realizzata. In definitiva le manifestazioni gassose sono possibili ma con portate prevedibilmente modeste o con modalità che si ritiene non portino a condizioni di rischio”*.

Fenomeni di subsidenza/interferenza con opere preesistenti

Lungo il tracciato della galleria non sono presenti edifici o altre preesistenze potenzialmente interferenti con la realizzazione delle opere in progetto (Rif. [45]).

9 FASE DI TERAPIA

Nel presente capitolo sono definiti gli interventi necessari per garantire la stabilità del cavo a breve e a lungo termine, in accordo con le indicazioni provenienti dalla fase conoscitiva e dall'analisi del comportamento deformativo allo scavo (fase di diagnosi). Sono descritte le caratteristiche principali delle sezioni tipo di avanzamento, il loro campo di applicazione e la successione delle fasi esecutive; i dettagli delle sezioni di scavo e consolidamento sono illustrati nei pertinenti elaborati progettuali.

9.1 Definizione delle sezioni tipo

Per la realizzazione della tratta in naturale della galleria si utilizzerà la tecnica dello scavo in tradizionale mediante avanzamenti a piena sezione per sfondi aventi lunghezza variabile in funzione del contesto geotecnico.

In funzione delle caratteristiche geotecniche delle formazioni attraversate e del loro comportamento allo scavo, sono state definite 5 diverse sezioni tipo (8 considerando anche 3 sezioni allargate per visibilità segnali in curva la cui applicazione è prevista tra le p.k. 8+020.00 e 8+174.00), intese come complesso inscindibile di modalità operative, fasi di lavoro, interventi di stabilizzazione, confinamento, contenimento, drenaggio e delle relative tecnologie esecutive.

Per ciascuna sezione tipo sono previsti eventuali opportuni interventi di presostegno e precontenimento al fronte ed al contorno, l'installazione a ridosso del fronte di scavo di un rivestimento provvisorio costituito da spritz-beton fibrorinforzato e centine metalliche ed infine il getto dei rivestimenti definitivi di arco rovescio e calotta. La gestione delle acque in sotterraneo è garantita dall'installazione eventuale di 3+3 drenaggi in avanzamento, dall'impermeabilizzazione a tergo dei rivestimenti definitivi di calotta e da un tubo microfessurato, al piede dell'impermeabilizzazione, di presidio per eventuale drenaggio delle acque presenti nelle formazioni attraversate.

Nei paragrafi a seguire si riporta una sintetica descrizione delle sezioni tipo definite, che trovano completa rappresentazione negli elaborati grafici di progetto. Si precisa che per tutte le sezioni la variabilità del $\pm 20\%$ indicata per gli interventi di precontenimento e presostegno è relativa all'incidenza del consolidamento.

Per la distribuzione delle tratte di applicazione delle diverse sezioni tipo si rimanda invece ai profili geotecnici della galleria di linea (Rif. [18] e Rif. [19]).

9.1.1 Sezione tipo A2

La sezione tipo A2 è una sezione cilindrica che prevede solo interventi di contenimento del cavo tramite centine e spritz-beton e bullonatura radiale. Ne è prevista l'applicazione come sezione prevalente all'interno della Galleria Melito, nella Formazione del Flysch Rosso – Membro Calcarea (FYR 2) dove, alla scala del fronte, la percentuale della componente litoide è prevalente rispetto alla componente pelitica ($L/P \gg 1$) e il grado di fratturazione dei calcari è medio, o comunque tale da non rendere necessario l'utilizzo di sostegni puntuali.

Sono di seguito elencati i principali elementi caratterizzanti la sezione A2, ordinati secondo le fasi esecutive previste:

- scavo a piena sezione per singoli sfondi di dimensioni massime 2,40 m;
- chiodatura radiale mediante 14/15 chiodi ad ancoraggio continuo $\varnothing 24$ disposti in raggiera alternate, lunghezza 6,00 m, interasse longitudinale 1,20 m;

	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	63 di 190

- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,20 m di spritz-beton fibrorinforzato e doppie centine IPN180 con passo 1,20 m \pm 20%;
- arco rovescio (spessore 0,80 m) e murette in calcestruzzo armato gettati ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri;
- calotta in calcestruzzo armato (spessore 0,70 cm) gettata ad una distanza non vincolata dal fronte.

9.1.2 Sezione tipo B1

La sezione tipo B1 è una sezione tronco-conica che prevede interventi di precontenimento del fronte e presostegno al contorno, con campi di avanzamento da 8,5 m. Ne è prevista l'applicazione come sezione eventuale nell'ambito delle seguenti formazioni:

- Formazione del Flysch Rosso FYR.
- Formazione del Flysch Rosso – Membro Calcareo (FYR2).
- Formazione della Baronina – Membro Pelitico – Arenaceo del Fiume Miscano – (BNA2).
- Formazione di Vallone Ponticello (PCL).

Nel Flysch Rosso FYR la sezione è prevista quando alla scala del fronte si riscontrano trovanti e blocchi calcarei in alternanza alle argille marnose.

Nel Flysch Rosso FYR2 la sezione B1 è prevista nel caso in cui il grado di fratturazione della formazione litoide si presenti elevato.

Nella formazione BNA2 e nella formazione di Vallone Ponticello PCL, la sezione B1 è applicata quando, alla scala del fronte, la presenza della componente litoide (marne o arenarie) è prevalente e presenta un grado di fratturazione elevato.

Sono di seguito elencati i principali elementi caratterizzanti la sezione B1, ordinati secondo le fasi esecutive previste:

- precontenimento del fronte realizzato mediante 30 \pm 20% elementi strutturali in VTR, L=14,5 m (sovrapposizione minima 6,0 m) cementati in foro con miscele cementizie;
- presostegno al contorno (entro un angolo di 120° in calotta) realizzato mediante 33 tubi in acciaio valvolati, L=12,0 m (sovrapposizione minima 3,5 m, interasse 0,4 \pm 20% m);
- scavo a piena sezione per singoli sfondi di 1,0 m secondo campi di avanzamento tronco-conici di lunghezza pari a 8,5 m;
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,25 m di spritz-beton fibrorinforzato e doppie centine IPN180 con passo 1,0 m;
- arco rovescio (spessore 0,90 m) e murette in calcestruzzo armato gettati ad una distanza massima dal fronte pari a 1,5 diametri;

	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	64 di 190

- calotta in calcestruzzo armato (spessore variabile da 0,50 m a 1,15 m) gettata ad una distanza massima dal fronte pari a 4 diametri.

9.1.3 Sezione tipo B1allargata

La sezione tipo B1allargata è una sezione tronco-conica che prevede interventi di precontenimento del fronte e presostegno al contorno, con campi di avanzamento da 8,5 m. Ne è prevista l'applicazione tra le p.k. 8+020.00 e 8+174.00 in cui la galleria attraversa la formazione BNA2; in tale contesto i criteri di applicazione di tale sezione allargata sono i medesimi previsti per l'analogia sezione non allargata

Sono di seguito elencati i principali elementi caratterizzanti la sezione B1allargata, ordinati secondo le fasi esecutive previste:

- precontenimento del fronte realizzato mediante 35 elementi strutturali in VTR, L=14,5 m (sovrapposizione minima 6,0 m) cementati in foro con miscele cementizie L'incidenza del preconsolidamento (numero o lunghezza degli elementi) potrà avere una variabilità del $\pm 20\%$;
- presostegno al contorno (entro un angolo di 120° in calotta) realizzato mediante 37 tubi in acciaio valvolati, L=12,0 m (sovrapposizione minima 3,5 m, interasse $0,4 \pm 20\%$ m);
- scavo a piena sezione per singoli sfondi di 1,0 m secondo campi di avanzamento tronco-conici di lunghezza pari a 8,5 m;
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,25 m di spritz-beton fibrorinforzato e doppie centine IPN180 con passo 1,0 m;
- arco rovescio (spessore 1,10 m) e murette in calcestruzzo armato gettati ad una distanza massima dal fronte pari a 1,5 diametri;
- calotta in calcestruzzo armato (spessore variabile da 0,50 m a 1,15 m) gettata ad una distanza massima dal fronte pari a 4 diametri.

9.1.4 Sezione tipo B2

La sezione tipo B2 è una sezione cilindrica che prevede interventi di precontenimento del fronte, con campi di avanzamento da 12,0 m. Ne è prevista l'applicazione come sezione prevalente:

- nella formazione BNA2 quando, alla scala del fronte, la presenza della componente marnosa è prevalente rispetto a quella argillosa
- nella formazione di Vallone Ponticello (PCL) quando, alla scala del fronte, la presenza della componente marnosa arenacea è prevalente rispetto a quella argillosa

La sezione B2 è prevista applicata invece come sezione eventuale nel Flysch Rosso FYR quando alla scala del fronte la componente marnosa risulta prevalente e il fronte mostra un comportamento stabile a breve termine.

Sono di seguito elencati i principali elementi caratterizzanti la sezione B2, ordinati secondo le fasi esecutive previste:

- precontenimento del fronte realizzato mediante 50 elementi strutturali in VTR, L=20,0 m (sovrapposizione minima 8,0 m) cementati in foro con miscele cementizie L'incidenza del preconsolidamento (numero o lunghezza degli elementi) potrà avere una variabilità del $\pm 20\%$;
- scavo a piena sezione per singoli sfondi di 1,0 m secondo campi di avanzamento di lunghezza pari a 12,0 m;
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,25 m di spritz-beton fibrorinforzato e doppie centine IPN180 con passo 1,0 m $\pm 20\%$;
- arco rovescio (spessore 0,90 m) e murette in calcestruzzo armato gettati ad una distanza massima dal fronte pari a 1,5 diametri;
- calotta in calcestruzzo armato (spessore 0,80 m) gettata ad una distanza massima dal fronte pari a 4 diametri.

9.1.5 Sezione tipo B2allargata

La sezione tipo B2allargata è una sezione cilindrica che prevede interventi di precontenimento del fronte, con campi di avanzamento da 12,0 m. Ne è prevista l'applicazione tra le p.k. 8+020.00 e 8+174.00 in cui la galleria attraversa la formazione BNA2; in tale contesto i criteri di applicazione di tale sezione allargata sono i medesimi previsti per l'analoga sezione non allargata.

Sono di seguito elencati i principali elementi caratterizzanti la sezione B2allargata, ordinati secondo le fasi esecutive previste:

- precontenimento del fronte realizzato mediante 58 elementi strutturali in VTR, L=20,0 m (sovrapposizione minima 8,0 m) cementati in foro con miscele cementizie L'incidenza del preconsolidamento (numero o lunghezza degli elementi) potrà avere una variabilità del $\pm 20\%$;
- scavo a piena sezione per singoli sfondi di 1,0 m secondo campi di avanzamento di lunghezza pari a 12,0 m;
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,25 m di spritz-beton fibrorinforzato e doppie centine IPN180 con passo 1,0 m $\pm 20\%$;
- arco rovescio (spessore 1,10 m) e murette in calcestruzzo armato gettati ad una distanza massima dal fronte pari a 1,5 diametri;
- calotta in calcestruzzo armato (spessore 0,80 m) gettata ad una distanza massima dal fronte pari a 4 diametri.

9.1.6 Sezione tipo C2

La C2 è una sezione cilindrica che prevede interventi di precontenimento del fronte e del contorno, con campi di avanzamento da 10,0 m. Ne è prevista l'applicazione come sezione eventuale nelle seguenti formazioni:

- Formazione del Flysch Rosso – (FYR). nel caso di risposta deformativa contenuta.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	66 di 190

- Nella formazione BNA2 e nella formazione di Vallone Ponticello PCL quando, alla scala del fronte, la componente argillosa delle formazioni risulta prevalente e il fronte mostra un comportamento non stabile.

Sono di seguito elencati i principali elementi caratterizzanti la sezione C2, ordinati secondo le fasi esecutive previste:

- precontenimento del fronte realizzato mediante 40 elementi strutturali in VTR, L=20,0 m (sovrapposizione minima 10,0 m) cementati in foro con miscele cementizie L'incidenza del preconsolidamento (numero o lunghezza degli elementi) potrà avere una variabilità del $\pm 20\%$;
- precontenimento al contorno realizzato mediante 51 elementi strutturali in VTR, L=16,0 m (sovrapposizione minima 6,0 m) cementati in foro con miscele espansive e ulteriori 8+8 elementi strutturali in VTR al piede centina L'incidenza del preconsolidamento potrà avere una variabilità del $\pm 20\%$;
- scavo a piena sezione per singoli sfondi di 1,0 m secondo campi di avanzamento di lunghezza pari a 10,0 m;
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,30 m di spritz-beton fibrorinforzato e doppie centine IPN200 con passo 1,0 m $\pm 20\%$;
- arco rovescio (spessore 1,00 m) e murette in calcestruzzo armato gettati ad una distanza massima dal fronte pari a 1 diametro;
- calotta in calcestruzzo armato (spessore 0,90 m) gettata ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri.

9.1.7 Sezione tipo C2allargata

La C2allargata è una sezione cilindrica che prevede interventi di precontenimento del fronte e del contorno, con campi di avanzamento da 10,0 m. Ne è prevista l'applicazione tra le p.k. 8+020.00 e 8+174.00 in cui la galleria attraversa la formazione BNA2; in tale contesto i criteri di applicazione di tale sezione allargata sono i medesimi previsti per l'analoga sezione non allargata.

Sono di seguito elencati i principali elementi caratterizzanti la sezione C2allargata, ordinati secondo le fasi esecutive previste:

- precontenimento del fronte realizzato mediante 46 elementi strutturali in VTR, L=20,0 m (sovrapposizione minima 10,0 m) cementati in foro con miscele cementizie L'incidenza del preconsolidamento (numero o lunghezza degli elementi) potrà avere una variabilità del $\pm 20\%$;
- precontenimento al contorno realizzato mediante 53 elementi strutturali in VTR, L=16,0 m (sovrapposizione minima 6,0 m) cementati in foro con miscele espansive e ulteriori 8+8 elementi strutturali in VTR al piede centina L'incidenza del preconsolidamento potrà avere una variabilità del $\pm 20\%$;
- scavo a piena sezione per singoli sfondi di 1,0 m secondo campi di avanzamento di lunghezza pari a 10,0 m;

	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	67 di 190

- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,30 m di spritz-beton fibrorinforzato e doppie centine IPN200 con passo 1,0 m \pm 20%;
- arco rovescio (spessore 1,10 m) e murette in calcestruzzo armato gettati ad una distanza massima dal fronte pari a 1 diametro;
- calotta in calcestruzzo armato (spessore 0,90 m) gettata ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri.

9.1.8 Sezione tipo C2p

La sezione tipo C2p è una sezione cilindrica che prevede interventi di precontenimento del fronte e del contorno, con campi di avanzamento da 12,0 m; la lunghezza dei consolidamenti è tale da garantirne la doppia sovrapposizione sia al fronte sia al contorno; è previsto inoltre l'impiego della centina puntone come rivestimento provvisorio in arco rovescio. Ne è prevista l'applicazione come sezione prevalente quando si renda necessario contrastare le deformazioni al contorno del cavo, in particolare in presenza della facies pelitica del Flysch Rosso e nel tratto a basse coperture all'imbocco della galleria lato Napoli in cui lo scavo risente della transizione litologica dal membro conglomeratico sabbioso della Formazione della Baronia (BNA1b) a quello pelitico arenaceo della medesima formazione (BNA2) .

Sono di seguito elencati i principali elementi caratterizzanti la sezione C2p, ordinati secondo le fasi esecutive previste:

- precontenimento del fronte realizzato mediante 54 elementi strutturali in VTR, L=24,0 m (sovrapposizione minima 12,0 m) cementati in foro con miscele cementizie L'incidenza del preconsolidamento (numero o lunghezza degli elementi) potrà avere una variabilità del \pm 20%;
- precontenimento al contorno realizzato mediante 51 elementi strutturali in VTR, L=24,0 m (sovrapposizione minima 12,0 m) cementati in foro con miscele espansive e ulteriori 8+8 elementi strutturali in VTR al piede centina L'incidenza del preconsolidamento potrà avere una variabilità del \pm 20%;
- scavo a piena sezione per singoli sfondi di 1,0 m secondo campi di avanzamento di lunghezza pari a 12,0 m;
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,30 m di spritz-beton fibrorinforzato e centina singola HEB240 con passo 1,0 m \pm 20%. Chiusura dell'arco rovescio provvisorio con centina puntone HEB240 con passo 1.00 m \pm 20% e 0,30 m di spritz-beton;
- arco rovescio (spessore 1,10 m) e murette in calcestruzzo armato gettati ad una distanza massima dal fronte pari a 0.5 diametri;
- calotta in calcestruzzo armato (spessore 1,00 cm) gettata ad una distanza massima dal fronte pari a 2 diametri.

Nel tratto maggiormente critico di galleria parietale a bassa copertura in prossimità dell'imbocco lato bari, si prevede l'applicazione della sezione C2p con le seguenti variazioni rispetto a quanto sopra indicato:

- precontenimento del fronte realizzato mediante 70 elementi strutturali in VTR, L=24,0 m (sovrapposizione minima 12,0 m) cementati in foro con miscele cementizie L'incidenza del preconsolidamento (numero o lunghezza degli elementi) potrà avere una variabilità del $\pm 20\%$;
- precontenimento al contorno come sopra indicato;
- scavo a piena sezione per singoli sfondi di 0.80 m secondo campi di avanzamento di lunghezza pari a 12,0 m;
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,30 m di spritz-beton fibrorinforzato e centina singola HEB240 con passo 0.80 m $\pm 20\%$. Chiusura dell'arco rovescio provvisorio con centina puntone HEB240 con passo 0.80 m $\pm 20\%$ e 0,30 m di spritz-beton;
- calotta e arco rovescio come sopra indicato armate con armatura passante.

9.2 Caratteristiche dei materiali strutturali

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 14/01/2008 e della Circolare n.617/2009 ().

Con riferimento ai rivestimenti in calcestruzzo, si sottolinea che la classe di resistenza riportata nelle tabelle che seguono è quella utilizzata ai fini della modellazione numerica e delle verifiche strutturali. Per la completa e puntuale definizione delle caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione dell'opera si rimanda all'elaborato dedicato ().

Interventi di precontenimento

Elementi in vetroresina strutturali	
Resistenza a trazione caratteristica	$f_{tk} = 450 \text{ MPa}$
Resistenza a taglio	$\tau = 85 \text{ MPa}$
Diametro di perforazione	$> 100 \text{ mm}$

Elementi in vetroresina a 3 piatti	
Resistenza a trazione caratteristica	$f_{tk} = 1000 \text{ MPa}$
Resistenza a taglio	$\tau = 140 \text{ MPa}$
Diametro di perforazione	$> 100 \text{ mm}$

Acciaio per infilaggi al contorno	
Tipo	S 355
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} \geq 338.0 \text{ MPa}$

Rivestimento provvisorio

Calcestruzzo proiettato (fibrorinforzato)	
Classe di resistenza	C 20/25
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = f_{ck}/1.5 = 13.33 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto a compressione a 2 giorni	$f_{cd} = f_{ck}/1.5 = 8.67 \text{ MPa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 29962 \text{ MPa}$
Modulo elastico a 2 giorni	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 27485 \text{ MPa}$

Acciaio per centine	
Tipo	S 275
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 430 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 275 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} \geq 261.9 \text{ MPa}$

Rivestimenti definitivi

Calcestruzzo armato	
Classe di resistenza di calcolo	C 25/30
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 14,17 \text{ MPa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0,3} = 31476 \text{ MPa}$
Tensione massima di compressione in esercizio (RFI DTC SI MA IFS 001 A. Rif. [10])	$\sigma_c = 0,55 f_{ck} = 13,75 \text{ MPa}$ combinazione caratteristica (rara) $\sigma_c = 0,40 f_{ck} = 10,00 \text{ MPa}$ combinazione quasi permanente
Tensione massima in condizioni di esercizio (NTC 2008.)	$\sigma_c = 0,6 f_{ck} = 15,00 \text{ MPa}$ combinazione caratteristica (rara) $\sigma_c = 0,45 f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$ combinazione quasi permanente

Acciaio per barre di armatura	
Tipo	<i>B450C</i>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3 \text{ MPa}$
Tensione massima di compressione in esercizio (RFI DTC SI MA IFS 001 A.)	$\sigma_{iim} = 0,75 f_{yk} = 337,5 \text{ MPa}$
Tensione massima in condizioni di esercizio (NTC 2008.)	$\sigma_{iim} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	72 di 190

9.3 Analisi e verifica delle sezioni tipo

Le soluzioni progettuali descritte nel capitolo precedente sono state analizzate per verificarne adeguatezza ed efficacia, con riferimento al modello geotecnico illustrato nel capitolo 7 e nel rispetto delle indicazioni della normativa vigente (Rif. [1]).

9.3.1 Criteri di verifica

Le analisi di stabilità del fronte di scavo sono state condotte secondo il metodo di Tamez (Rif. [30]) e con il metodo delle linee caratteristiche (§ 8.2.1).

Le analisi di interazione, in grado di simulare il comportamento del sistema opera-terreno nelle diverse fasi costruttive fino alla configurazione finale ed in condizioni di esercizio, sono state condotte mediante modelli numerici agli elementi finiti.

Per ciascuna sezione tipo oggetto di verifica, le sezioni di analisi sono state definite individuando le condizioni (stratigrafiche e di copertura) più gravose nell'ambito delle relative tratte di applicazione in cui le sezioni stesse sono applicate come sezioni prevalenti.

Si segnala che per la verifica della sezione C2p nel FYR si considerano rappresentative le verifiche condotte per la Galleria Grottaminarda. In particolare per la verifica della sezione C2p nel tratto a basse coperture e condizioni di galleria parietale (imbocco Melito lato Bari) si rimanda alla verifica della sezione C2p p.k. 3+920, mentre nelle tratte a coperture più elevate si rimanda alle verifiche della sezione C2p allargata p.k. 3+480.

9.3.1.1 Stabilità del fronte e del cavo

Le analisi di stabilità del fronte e del cavo sono mirate alla valutazione dello sviluppo di possibili meccanismi di collasso, con o senza propagazione verso la superficie, o di deformazioni e spostamenti elevati al contorno ed in superficie. Trattandosi di una verifica per uno stato limite ultimo di tipo GEO, si è utilizzato l'Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2), con R2 =1.

Gli interventi di consolidamento del fronte, realizzati mediante elementi strutturali in VTR, sono simulati mediante un incremento di coesione equivalente del fronte (Δc) valutato attraverso il calcolo di una pressione equivalente al fronte (σ_3) determinata sulla base del valore minimo tra resistenza a trazione e resistenza a sfilamento dei singoli elementi di consolidamento, secondo le seguenti relazioni:

$$\Delta c = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{k_p} \cdot \sigma_3^{VTR} \quad \text{con } \sigma_3^{VTR} = \min(\sigma_{3A}^{VTR}, \sigma_{3B}^{VTR})$$

$$\sigma_{3,A}^{VTR} = \frac{\tau_{bk} \cdot L_A \cdot p_A}{A_i} \quad \sigma_{3,B}^{VTR} = \frac{f_{tk} \cdot A_T}{A_i}$$

dove τ_{bk} è la tensione di aderenza all'interfaccia col terreno, L_A è la lunghezza utile dei consolidamenti resistente a sfilamento, p_A è il perimetro dell'interfaccia col terreno, f_{tk} è la resistenza a trazione dell'elemento in VTR, A_T è la sezione resistente a trazione dell'elemento in VTR e A_i rappresenta l'area di influenza del singolo elemento di consolidamento.

Per gli interventi di precontenimento al fronte che non prevedono l'impiego di elementi resistenti a trazione e sfilamento (colonne in jet-grouting utilizzate nella sezione tipo C1), l'effetto è simulato agendo direttamente sulle proprietà di rigidità e resistenza dell'ammasso, mediando sull'area di scavo i parametri del terreno naturale e delle colonne trattate:

$$\Delta c'_k \cdot A_{jet} + c'_k \cdot A_{terr} = c^{*k} \cdot A^*$$

dove:

$\Delta c'_k$ = coesione del materiale trattato;

A_{jet} = area delle colonne in jet-grouting;

c'_k = coesione del terreno non interessato dal trattamento;

A_{terr} = area di terreno non interessato dal trattamento;

c^{*k} = coesione equivalente;

A^* = area totale del fronte.

La coesione ($\Delta c'_k$) del materiale trattato è stata calcolata a partire dalla resistenza a compressione monoassiale attribuibile al materiale consolidato ($\sigma_{c,jet}$), ipotizzando di mantenere immutato l'angolo d'attrito del materiale naturale, attraverso la seguente relazione:

$$\sigma_{c,jet} = \frac{2 \cdot \Delta c'_k \cdot \cos \varphi'_k}{(1 - \sin \varphi'_k)}$$

I valori di resistenza a compressione monoassiale ($\sigma_{c,jet}$) attribuiti al materiale consolidato sono stati ricavati da dati sperimentali di letteratura per formazioni analoghe a quelle di interesse.

Per gli interventi di precontenimento al contorno l'effetto dei consolidamenti viene tenuto in conto direttamente nei modelli numerici e simulato come un arco di materiale al contorno dello scavo avente proprietà meccaniche migliori rispetto a quelle iniziali del terreno. In particolare, nella regione consolidata sono incrementati i valori di coesione e di modulo elastico, mantenendo immutato l'angolo d'attrito del materiale naturale.

Le valutazioni relative all'effetto dei consolidamenti vengono condotte a partire dai parametri geotecnici caratteristici, ed adottando coefficienti parziali unitari sulle resistenze dei materiali; agli incrementi di coesione equivalente così calcolati può quindi essere applicato lo stesso coefficiente parziale previsto per la coesione dell'ammasso.

Per le verifiche eseguite con il metodo di Tamez, i risultati delle analisi sono stati esaminati in funzione dei valori dei coefficienti di sicurezza FSF e FS₃ calcolati secondo quanto riportato nei paragrafi precedenti (cfr. analisi diagnosi). Le verifiche si ritengono soddisfatte per valori del minore dei due coefficiente di sicurezza suddetti superiori a 1.0.

9.3.1.2 Interazione opera-terreno

Il comportamento del sistema opera-terreno è stato analizzato nelle diverse fasi costruttive fino alla configurazione finale e in condizioni di esercizio. Le analisi sono mirate alla previsione del comportamento deformativo al contorno dello scavo e dei carichi attesi sui sostegni provvisori e sui rivestimenti definitivi, e, nel caso delle gallerie superficiali, alla valutazione degli effetti indotti al piano campagna. Le analisi consentono, pertanto, di verificare:

- stati limite ultimi relativi al raggiungimento delle resistenze degli elementi strutturali che costituiscono gli interventi di stabilizzazione, del rivestimento di prima fase e del rivestimento definitivo (stato limite ultimo di tipo STR);

	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	74 di 190

- stati limite di esercizio SLE per il rivestimento definitivo.

Per le verifiche di stati limite ultimi STR, le analisi di interazione opera – terreno sono state condotte con i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici, applicando i coefficienti parziali all’effetto delle azioni, adottando l’Approccio 1- Combinazione 1, con $R1 = 1$. Pertanto, con la combinazione dei carichi fondamentale si è proceduto secondo questo schema:

- verifiche SLU interventi di stabilizzazione: $\gamma_E = 1,3$ applicato alle caratteristiche delle sollecitazioni N, M, T;
- verifiche SLU rivestimento di prima fase: $\gamma_E = 1,3$ applicato alle caratteristiche delle sollecitazioni N, M, T;
- verifiche SLU rivestimento definitivo: $\gamma_E = 1,3$ applicato alle caratteristiche delle sollecitazioni N, M, T.

Per la verifica degli stati limite di esercizio (SLE) del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato, le analisi numeriche sono state condotte con i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici, adottando le pertinenti combinazioni dei carichi per la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio, secondo quanto previsto dal DM 14/01/2008 e Circolare n.617 (Rif. [1]; Rif. [2]).

Le analisi di interazione opera-terreno sono state condotte mediante modelli numerici agli elementi finiti con il codice di calcolo PLAXIS 2D 2017.

Il modello di calcolo è bidimensionale ed è riferito a condizioni di deformazione piana. Lo scavo della galleria viene simulato rilasciando in modo uniforme un sistema di forze equivalenti applicate sul contorno del profilo di scavo, tenendo conto della variazione del tasso di confinamento in funzione della distanza della sezione di calcolo dal fronte; in questo modo il problema tridimensionale dello scavo della galleria viene ricondotto ad un problema piano, con la possibilità di valutare le azioni sulle strutture di rivestimento al progredire degli avanzamenti.

Nello specifico, per la definizione delle percentuali di rilascio delle forze di scavo al variare della distanza dal fronte di scavo, sono state utilizzate le curve di deconfinamento costruite in base ad analisi assialsimmetriche dedicate.

Nel caso di sezioni con campo di avanzamento tronco-conico, per la definizione della geometria della sezione di scavo si fa riferimento alla sezione media. Congruentemente, i rivestimenti definitivi di calotta (a carpenteria variabile) sono verificati secondo lo spessore medio.

Il terreno viene modellato come un mezzo continuo elastico lineare perfettamente plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb.

L’effetto dei consolidamenti del fronte di scavo viene tenuto in conto in modo indiretto, nella definizione della percentuale di rilascio delle forze di scavo in corrispondenza del fronte.

Per interventi al fronte realizzati con elementi strutturali in vetroresina l’incremento di coesione equivalente è valutato attraverso il calcolo della pressione equivalente al fronte (σ_3) determinata sulla base del valore più basso tra resistenza a trazione e resistenza a sfilamento dei singoli elementi, secondo le seguenti relazioni:

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

con:

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi}$$

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

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

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

dove:

τ_{bk} = tensione di aderenza all'interfaccia con il terreno,

L_A = lunghezza utile dell'elemento,

p_A = perimetro dell'interfaccia con il terreno,

f_{tk} = resistenza a trazione dell'elemento in VTR,

A_T = sezione resistente a trazione dell'elemento in VTR

A_i = area di influenza del singolo elemento di consolidamento.

Per interventi di precontenimento al fronte che prevedono l'esecuzione di microtrattamenti in jet-grouting armati con vetroresina, l'incremento di coesione equivalente è valutato attraverso il calcolo della pressione equivalente al fronte (σ_3) determinata sulla base del valore più basso tra resistenza a trazione dell'elemento tubolare in vetroresina e la resistenza a sfilamento del micro-jet, secondo le seguenti relazioni:

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

con:

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi}$$

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

$$\sigma_{3,A}^{\text{JET}} = \frac{\tau_{bk} \cdot L_A \cdot p_A}{A_i}$$

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

dove:

τ_{bk} = tensione di aderenza all'interfaccia tra il micro-jet e il terreno,

L_A = lunghezza utile del micro-jet,

P_A = perimetro dell'interfaccia del micro-jet con il terreno,

f_{tk} = resistenza a trazione dell'elemento in VTR,

A_T = sezione resistente a trazione dell'elemento in VTR

A_i = area di influenza del singolo VTR.

Per gli interventi di precontenimento al contorno l'effetto dei consolidamenti viene tenuto in conto direttamente nei modelli numerici e simulato come un arco di materiale al contorno dello scavo avente proprietà meccaniche migliori rispetto a quelle iniziali del terreno. In particolare, nella regione consolidata sono incrementati i valori di coesione e di modulo elastico, mantenendo immutato l'angolo d'attrito del materiale naturale.

Le strutture di rivestimento provvisorio della galleria vengono simulate con elementi beam elastico-lineari, con proprietà di rigidità ed inerzia definite considerando la sola sezione di spritz-beton, trascurando il contributo delle centine. In fase di verifica degli elementi strutturali, le sollecitazioni ottenute dalla modellazione (previa applicazione dei coefficienti parziali di Normativa), vengono gestite ripartendo lo sforzo normale (N) tra centine e spritz-beton in base alle rigidità assiali relative, mentre il taglio (T) e il momento flettente (M) vengono assegnati interamente alle centine.

In definitiva, dunque, lo spritz-beton viene verificato a semplice compressione secondo la seguente disuguaglianza (in accordo con la relazione 2.2.1 del D.M. 14/01/2008):

$$\sigma_{sb,d,max} = \frac{N_{Sd, sb}}{A_{sb}} \leq f_{cd}$$

dove:

- $N_{Sd, sb}$ rappresenta lo sforzo normale di calcolo sullo spritz-beton:

$$N_{Sd, sb} = N_{Sd} \frac{E_{sb} \cdot A_{sb}}{E_{sb} \cdot A_{sb} + E_{cent} \cdot A_{cent}};$$

- N_{Sd} rappresenta lo sforzo normale di calcolo;
- A_{sb} rappresenta l'area resistente dello spritz-beton;
- $E_{sb} \cdot A_{sb}$ rappresenta la rigidità assiale dello spritz-beton;
- $E_{cent} \cdot A_{cent}$ rappresenta la rigidità assiale della centina.

La verifica delle centine a taglio e pressoflessione (per tutte le classi di sezione, tenendo in conto eventuali instabilità locali) può essere condotta confrontando la tensione ideale calcolata a partire dalle tensioni indotte da ciascuna caratteristica della sollecitazione, con la resistenza di calcolo dell'acciaio, come di seguito specificato (cfr D.M. 14/01/2008 nel § 4.2.4.1.2):

$$\sigma_{cent,d,max} = \frac{N_{Sd,cent}}{A_{cent}} + \frac{M_{Sd}}{W_{cent}}$$

$$\tau_{cent,d} = \frac{V_{Sd}}{A_{V,cent}}$$

$$\sigma_{id,cent,d} = \sqrt{\sigma_{cent,d,max}^2 + 3 \tau_{cent,d}^2} \leq f_{yd}$$

dove:

- $N_{Sd,cent}$ rappresenta lo sforzo normale di calcolo sulla centina:

$$N_{Sd,cent} = N_{Sd} \frac{E_{cent} \cdot A_{cent}}{E_{sb} \cdot A_{sb} + E_{cent} \cdot A_{cent}} ;$$

- N_{Sd} rappresenta lo sforzo normale di calcolo;
- A_{cent} rappresenta l'area resistente della centina;
- $E_{sb} \cdot A_{sb}$ rappresenta la rigidezza assiale dello spritz-beton;
- $E_{cent} \cdot A_{cent}$ rappresenta la rigidezza assiale della centina;
- W_{cent} rappresenta il modulo resistente elastico della centina;
- M_{Sd} e V_{Sd} rappresentano il momento flettente e il taglio di calcolo;
- $A_{V,cent}$ rappresenta l'area resistente a taglio della centina.

La verifica dello spritz-beton e delle centine deve essere effettuata nella fase di installazione del rivestimento di prima fase, nella fase di installazione dell'arco rovescio e in quella di installazione del rivestimento definitivo di calotta.

Le strutture di rivestimento definitivo della galleria vengono simulate con elementi di volume assegnando un legame costitutivo elastico-lineare. Per ottenere le sollecitazioni su quest'ultimi sono introdotti nel modello degli elementi beam in linea d'asse ai rivestimenti definitivi caratterizzati da rigidezza molto bassa (modulo elastico degli elementi diviso per un fattore di scala F=106). A causa della loro bassa rigidezza essi si deformano come il rivestimento definitivo senza interferire con il campo di sforzi e deformazioni agente all'interno dell'elemento di volume del rivestimento. Le sollecitazioni in output devono poi essere moltiplicate per lo stesso fattore di scala F per ottenere le sollecitazioni di verifica strutturale.

La verifica del rivestimento definitivo di arco rovescio è effettuata nella fase di installazione dell'arco rovescio, nella fase di installazione del rivestimento definitivo di calotta e nella fase che simula la condizione di lungo termine (decadimento del rivestimento di prima fase e dell'eventuale consolidamenti al contorno). La verifica del rivestimento definitivo di calotta deve essere eseguita nelle fasi di lungo termine, considerando la perdita di

funzionalità degli interventi di stabilizzazione e miglioramento e del rivestimento di prima fase, con una conseguente redistribuzione dello stato tensio-deformativo al contorno e nel rivestimento definitivo.

Per gallerie superficiali, oltre ad una modellazione completa in cui sono simulate in successione tutte le fasi esecutive (con le opportune percentuali di rilascio delle forze di scavo), ai fini delle verifiche strutturali la verifica del rivestimento definitivo viene condotta con una modellazione semplificata in termini di fasi, assegnando l'intero carico litostatico al rivestimento, senza alcun preventivo rilascio delle forze di scavo.

Per la sola sezione C2p p.k. 9+440 le verifiche sono state condotte anche nei confronti dell'azione sismica. La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un'analisi pseudostatica secondo il metodo proposto da Bilotta et Al. (Rif. [35]). Le verifiche sismiche condotte per la suddetta sezione si considerano rappresentative per le tratte a bassa copertura in scavo tradizionale.

9.4 SEZIONE TIPO C2P p.k. 9+440

Le analisi e le verifiche riportate di seguito sono relative al tratto a basse coperture prossimo all'imbocco lato Napoli in cui la galleria attraversa la formazione BNA2 e la sezione C2p è prevista applicata come sezione prevalente.

9.4.1 Stabilità del fronte e del cavo

Nel seguente tabella si riassumono i dati di input e i risultati dell'analisi di stabilità del fronte della sezione tipo C2p condotta con il metodo di Tamez.

I parametri geotecnici utilizzati nelle analisi (valori di progetto) così come i valori dell'incremento di coesione equivalente al fronte e al contorno, indotto dagli interventi di consolidamento, sono stati definiti coerentemente con quanto indicato nei criteri di verifica.

L'analisi evidenzia che, anche con l'applicazione dei coefficienti parziali corrispondenti alla combinazione A2+M2+R2 e quindi con i valori di progetto, il minore dei coefficienti di sicurezza FSF e FSF₃ risulta maggiore di 1. Si ritiene pertanto che il nucleo-fronte sia stabile e quindi la verifica di stabilità del fronte è soddisfatta.

Metodo di Tamez	
DATI GEOMETRICI	
Z (m)	15 copertura sulla calotta
W (m)	8 profondità superficie piezometrica da piano campagna; in assenza di falda indicare W-Z
h (m)	10,38 altezza dello scavo
b (m)	13,63 larghezza dello scavo
a (m)	1,0 lunghezza non sostenuta
DATI GEOTECNICI	
γ_1 (kN/m ³)	20 peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la calotta (su h_1)
γ_2 (kN/m ³)	20 peso medio dell'unità di volume del terreno da scavare (su h)
γ_3 (kN/m ³)	20 peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
γ_4 (kN/m ³)	20 peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
C ₁ (kPa)	223,5 valore medio della coesione al fronte (su h)
C ₂ (kPa)	31 valore medio della coesione dalla calotta fino a h_1
C _{2m} (kPa)	31 valore medio della coesione dalla calotta a piano campagna
ϕ_m (°)	25,44 valore medio dell'angolo di attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
ϕ (°)	25,44 valore medio dell'angolo di attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h_1
DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE	
ϕ_m (°)	20,83 valore medio dell'angolo di attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
C _{2m} (kPa)	24,80 valore medio della coesione dalla calotta a piano campagna
σ_c (kPa)	71,9 $\sigma_c = 2c\sqrt{K_p}$
f	0,725 $f = \begin{cases} \operatorname{tg} \phi_m & \text{se } c' = 0 \\ \operatorname{tg} \phi_m + \frac{c'}{\sigma_c} & \text{se } c' \neq 0 \end{cases}$
l (m)	7,156 $l = h \times \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi_m}{2} \right)$
B (m)	27,942 $B = b + 2h \times \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi_m}{2} \right)$
h_1 (m)	15,000 $h_1 = \frac{B}{2f}$ o $h_1 = Z$ se $h_1 > Z$
S (m)	0,000 $S = Z - W - h_1$ coefficiente che entra nel calcolo di τ_{m2} e τ_{m3}
DATI PER IL CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI STABILITÀ	
ϕ (°)	20,83 valore medio dell'angolo di attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h_1
C ₂ (kPa)	24,80 valore medio della coesione dalla calotta fino a h_1
C ₁ (kPa)	178,80 valore medio della coesione al fronte (su h)
γ_w (kN/m ³)	10 peso dell'unità di volume dell'acqua
γ_1 (kN/m ³)	20,00 peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la calotta (su h_1)
γ_2 (kN/m ³)	20,00 peso medio dell'unità di volume del terreno da scavare (su h)
γ_3 (kN/m ³)	20,00 peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
γ_4 (kN/m ³)	20,00 peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
K ₀ (-)	0,6 coefficiente di spinta a riposo 0,644331
K _A (-)	0,5 coefficiente di spinta attiva 0,475
Z/h (-)	1,4 discriminante galleria superficiale/galleria profonda Z/h=3
U (kPa)	70 $U = \gamma_w(Z - W)$
γ^*Z (kPa)	300
τ_{m2} (kPa)	272 $\tau_{m2} = \begin{cases} \left[\frac{C_2 + K_0}{2} \left[\frac{3,4C_1}{\sqrt{K_A}} - \frac{(\bar{\gamma}_1 - \gamma_w) \times (Z - W)}{2} \right] \right] & \text{per gallerie superficiali (Z/h < 3)} \\ \left[\frac{C_2 + K_0}{2} \left[W\bar{\gamma}_3 + (Z - h - W) \times (\bar{\gamma}_1 - \gamma_w) + \frac{3,4C_1}{\sqrt{K_A}} - \frac{(\bar{\gamma}_1 - \gamma_w) \times (Z - W)}{2} \right] \right] & \text{per gallerie profonde (Z/h \geq 3)} \end{cases}$
τ_{m3} (kPa)	25 $\tau_{m3} = \begin{cases} \frac{C_2}{C_2 + \{0,25[W\bar{\gamma}_3 + (Z - h - W) \times (\bar{\gamma}_1 - \gamma_w)] - U\}} \times \operatorname{tg} \phi_m & \text{per gallerie superficiali (Z/h < 3)} \\ & \text{per gallerie profonde (Z/h \geq 3)} \end{cases}$
A	473,8 $A = \left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \times \frac{h_1}{b}$
B	88,9 $B = \left[\frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l) \times \sqrt{K_A}} \right] \times \frac{h_1}{h}$
C	661,8 $C = \left[\frac{3,4C_1}{(1 + a/l)^2 \times \sqrt{K_A}} \right]$
D	406,5 $D = \left[1 + \frac{2h}{3Z(1 + a/l)^2} \right] \times (\bar{\gamma}_3 - \rho_s)$
RISULTATI	
P _E (kPa)	0 Galleria superficiale
C.S. (-)	3,01 $C.S. = \frac{(A + B + C)}{D}$
C.S. ₃ (-)	2,66 $C.S._3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{(\bar{\gamma}_3 - \rho_s)} \times \frac{h_1}{b} \times \left(1 + \frac{b}{a} \right)$

Tabella 21 - Analisi di stabilità del fronte Sez. C2p p.k. 9+440: dati di input e risultati dell'analisi

9.4.2 Interazione opera-terreno

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione tipo C2p.

La sezione di analisi è relativa ad una condizione di copertura bassa. La presenza della falda è stata simulata nell'analisi alla quota indicata in tabella.

Stratigrafia di calcolo		C	Falda	γ	c'_k	ϕ'_k	c_{uk}	E'	k_0
Formazione	Profondità da p.c.								
[-]	[m]	[m]	[m da p.c.]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]
ANZ2	0 ÷ 18	15	8	20	5	26	-	100	0.56
ANZ2a	18 ÷ 20			19	30	24	-	250	0.59
FYR	>20			19	40	24	-	400	0.59

C = copertura (rispetto alla calotta)
 γ = peso per unità di volume
 c'_k = coesione drenata
 ϕ'_k = angolo di attrito interno
 c_{uk} = coesione non drenata
 E' = modulo elastico drenato
 K_o = coefficiente di spinta a riposo

Tabella 22 - Analisi di interazione Sez. C2: definizione della stratigrafia di calcolo

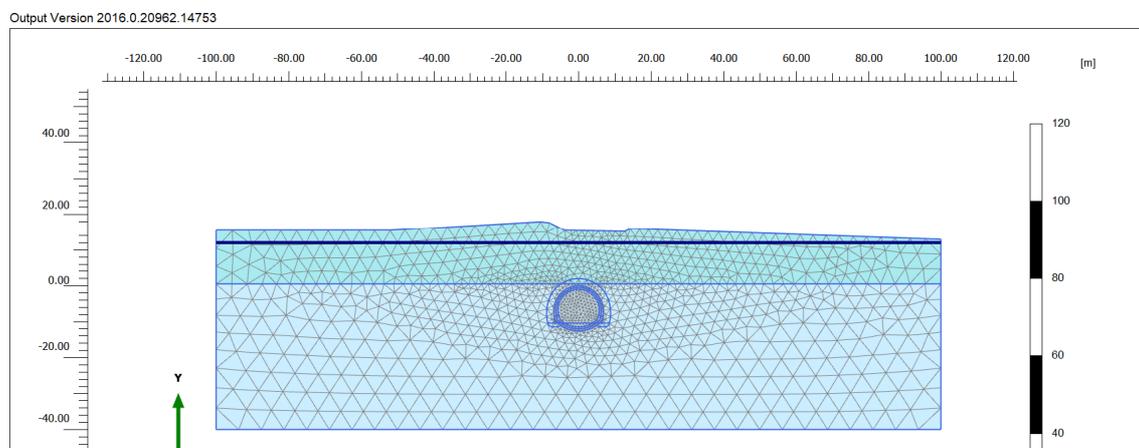


Figura 46 - Modello di calcolo - Geometria mesh

Il consolidamento del fronte tramite VTR, simulato mediante una pressione equivalente σ_3^{VTR} applicata al fronte di scavo, interviene nella modellazione FEM in maniera implicita attraverso l'applicazione delle percentuali di rilascio.

Risultano previsti 54 elementi VTR cementati con miscele espansive, con lunghezza minima di sovrapposizione pari a 12m.

Il consolidamento al contorno è caratterizzato dall'utilizzo di 51 VTR cementati con miscele cementizie espansive, in modo da fornire anche una ricompressione all'ammasso, oltre che a migliorare le caratteristiche di resistenza.

γ	c_k	E
[kN/m ³]	[kPa]	[MPa]
21	199	250

Tabella 23 - Parametri per la modellazione del consolidamento al contorno

Con riferimento all'asse della galleria, la griglia di calcolo presenta un'estensione laterale di 100 m (per una larghezza totale di 200 m) e un'altezza complessiva di 46 m. Il numero complessivo degli elementi è pari a circa 5763 mentre i nodi sono circa 46869.

9.4.3 Fasi e percentuali di rilascio

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica (come indicato nella figura soprastante con riferimento alla fase di scavo al fronte). Nell'analisi assialsimmetrica è stato inserito il consolidamento del fronte tramite VTR simulato mediante la pressione equivalente σ_3^{VTR} applicata al fronte di scavo.

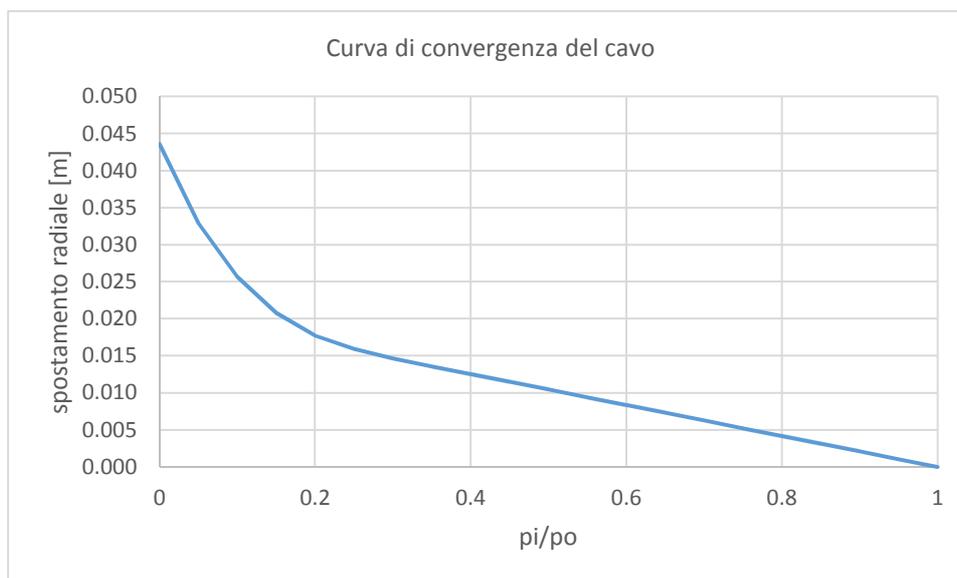


Figura 47 - Sez. C2p – Curva caratteristica di convergenza numerica

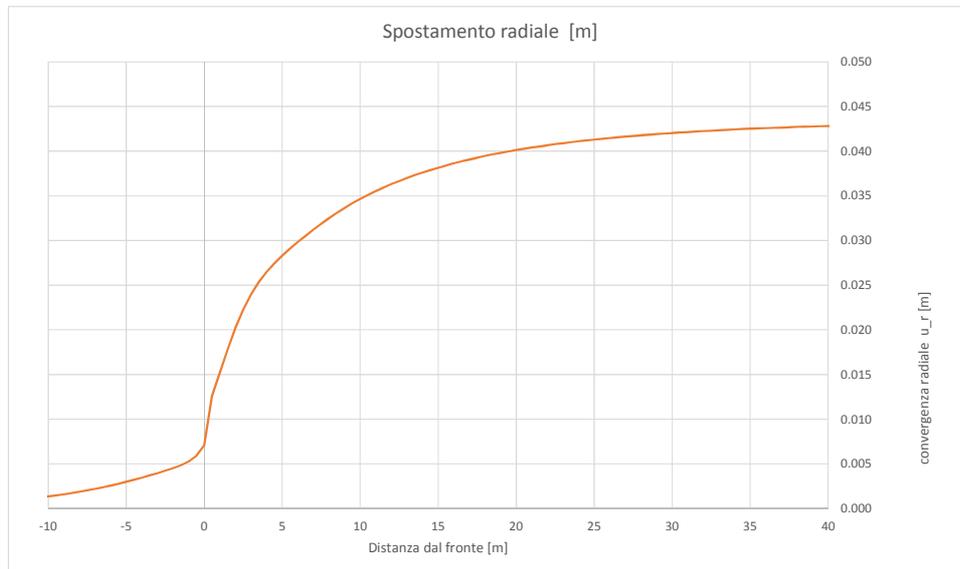


Figura 48 - Sez. C2p – Spostamenti radiali modello assialsimmetrico in funzione della distanza dal fronte

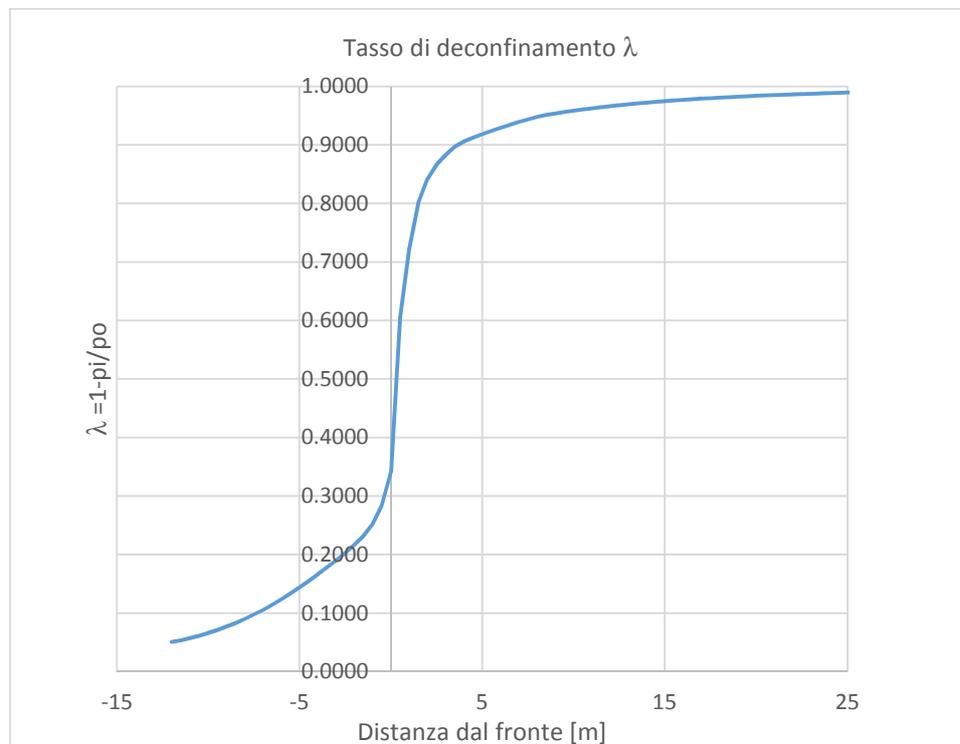


Figura 49 - Sez. C2p – Calcolo percentuale di rilascio λ_F - al fronte

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l'analisi di interazione opera-terreno. Le fasi di scavo sono state modellate in condizioni di drenaggio durante lo scavo.

Al termine del processo di scavo è stata simulata la fase di lungo termine in cui è stata innalzata la falda al completo contorno dello scavo, a simulare una condizione particolarmente gravosa con mancato funzionamento dei dreni, e la falda è stata posta alla quota indicata nella tabella sopra.

Fase	Descrizione	Rilascio forze scavo (λ)
0-1	Inizializzazione stato tensionale geostatico	0.00
2	Posizione limite della zona di consolidamento al contorno del cavo	0.050
3	Attivazione consolidamenti al contorno e rilascio a cavo libero in corrispondenza del fronte	0.340
4	Esecuzione dello sfondo elementare di 1 m	0.720
5	Installazione del rivestimento di prima fase e scarico a 2 m dal fronte	0.840
6	Installazione del puntone e scarico a 12 m dal fronte	0.966
7	Installazione dell'arco rovescio e scarico a 24 m dal fronte	0.988
8	Installazione del rivestimento definitivo di calotta (scarico completo)	1.000
9	Condizione di lungo termine (decadimento del rivestimento di prima fase/innalzamento falda con decadimento dei consolidamenti al contorno), attivazione sovraccarico in superficie	1.00
10	Condizione di lungo termine (decadimento del rivestimento di prima fase/innalzamento falda con decadimento dei consolidamenti al contorno) a partire dalla fase 1, attivazione sovraccarico in superficie	1.00
9bis sismica	Applicazione della deformazione sismica a partire dalla fase 9	1.00
10bis sismica	Applicazione della deformazione sismica a partire dalla fase 10	1.00

Tabella 24 - Analisi di interazione – Sezione C2p: fasi di calcolo

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	85 di 190

9.4.4 Sismicità dell'area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale V_N pari a 75 anni e una classe d'uso III a cui corrisponde il coefficiente C_u pari a 1.5 (§ 2.4.2, DM 14/01/2008). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell'azione sismica risulta pari a $V_R = V_N \cdot C_u = 112.5$ anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell'azione sismica, P_{VR} , attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo V_R dell'opera in progetto, si determina il periodo di ritorno T_R del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, T_R , sopra definito, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell'allegato B del D.M. 14/01/2008):

- a_g : accelerazione orizzontale massima
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per le opere provvisionali di imbocco il periodo di ritorno si determina con l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 14/01/2008):

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

dove:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- S_s è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F_0 e a_g/g (Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/2008);
- S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall'ubicazione dell'opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 14/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica per le opere d'imbocco sono riassunti nella seguente tabella per le opere di breve termine che per quelle definitive:

Coord. geografiche	41.125341°N 15.009742°E
Stato limite	SLV
T _R	1068
a _g /g	0.381
F ₀	2.281
Categoria sottosuolo	C
S _s	1.179
Categoria topografica	T1
S _T	1
a _{max} /g	0.449

Tabella 25 - Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto.

La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un'analisi pseudostatica (Bilotta et Al.).

La deformazione tangenziale massima del terreno alla profondità z viene calcolata con l'espressione, ricavata dall'equilibrio dinamico di una colonna di terreno:

$$\tau_{\max}(z) = r_d(z) \frac{a_{\max,s}}{g} \sigma_v(z)$$

dove:

- σ_v è la tensione verticale totale;
- r_d è un fattore di riduzione che tiene conto della deformabilità della colonna di terreno. Questo coefficiente può essere considerato una funzione della profondità z e può essere ricavato da espressioni presenti in letteratura, come ad esempio quelle fornite da Iwasaki *et al.* (1978):

$$r_d = 1 - 0.015z$$

La deformazione tangenziale massima del terreno alla profondità z viene calcolata dividendo la tensione massima, $\tau_{\max}(z)$, per la rigidità a taglio, $G(z)$, alla stessa profondità:

$$\gamma_{\max}(z) = \frac{\tau_{\max}(z)}{G(z)}$$

dalla quale è possibile ricavare la deformazione di taglio da applicare al modello in funzione dell'altezza dello stesso.

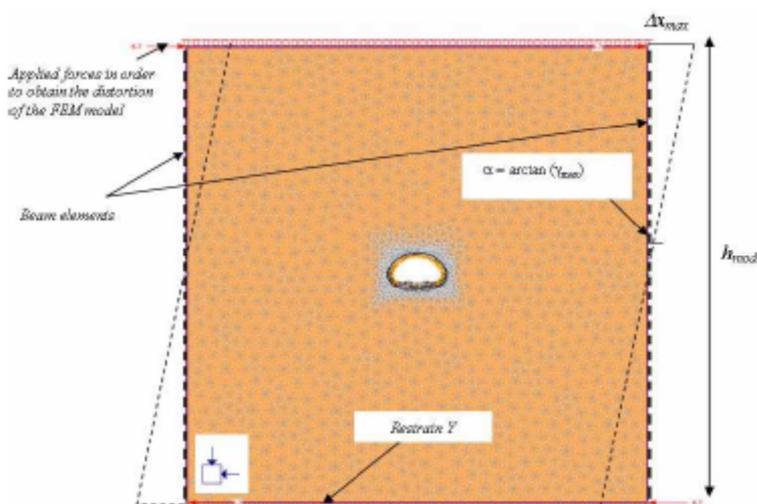


Figura 50 - Schema di deformazione a taglio di un modello numerico (Pescara et Al., 2011)

Con riferimento all'indagine C18 DH, i valori di VSH riferito agli spessori dei singoli strati individuati dall'interpretazione della prova Down-Hole e valore di VS riferito alla profondità cumulata (depth) sono riportati nella tabella seguente.

Spessore [m]	VSH [m/s]	Go [kN/m ²]
3.0	142	3.60E+04
9.0	163	4.88E+04
18.0	424	3.48E+05

Tabella 26 - Parametri di dell'area in esame

Applicando le formulazioni precedentemente citate, i valori di spostamento sono riportati nella tabella seguente.

Lo strato superiore è stato considerato di spessore superiore rispetto a quanto sopra riportato, in quanto risultano differenze di quota fra i due lati del modello.

strato	z tetto	z letto	z medio	rd	sv	Go	tmax	γ max	spost locale laterale	Spostamento applicato	Spostamento applicato
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kPa]	[MPa]	[kPa]	[-]	[m]	letto [m]	tetto [m]
1	0	5.5	2.75	0.92	55	36	22.7	0.00063	0.00346	0.03777	0.04123

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	88 di 190

2	5.5	14.95	10.225	0.78	205	49	71.3	0.00146	0.01380	0.02397	0.03777
3	14.95	55.5	35.225	0.65	705	348	205.7	0.00059	0.02397	0.00000	0.02397

Tabella 27 - Definizione dell'azione sismica nel modello.

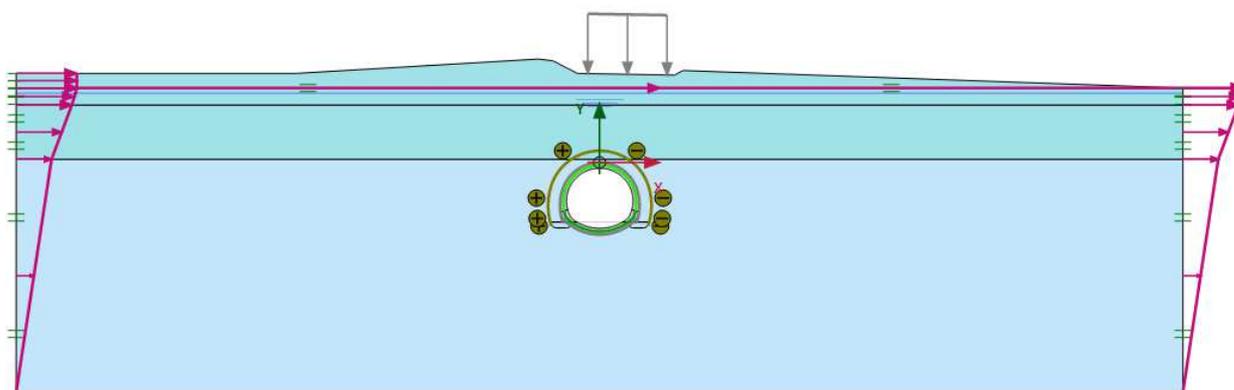


Figura 51 - Schema di applicazione dei carichi nel modello numerico

9.4.5 Esame dei risultati

L'analisi si articola in sette successive fasi di calcolo, che permettono di descrivere i differenti interventi costruttivi e di schematizzare le differenti condizioni di carico per i rivestimenti. Le fasi, descritte al paragrafo precedente, sono illustrate in [Tabella 28](#)

Lo stesso allegato illustra, per ciascuna fase, le componenti verticale e orizzontale degli spostamenti totali cumulati, i vettori degli spostamenti totali, i punti al contorno del cavo dove si hanno plasticizzazioni e l'orientamento delle direzioni principali efficaci.

La tabella Tabella 28 riporta, per ogni fase di calcolo, i risultati principali in termini di quadro deformativo e tensionale e di localizzazione delle plasticizzazioni nella zona del cavo, distinguendo tra la zona di calotta, dei piedritti e dell'arco rovescio.

La Figura 52 consente di visualizzare la posizione dei nodi di chiave calotta, dei piedritti e dell'arco rovescio cui si riferiscono i dati riportati nella tabella.

Fase	calotta			piedritti						arco rovescio			Fascia plasticizzata
	u [cm]	σ_1 [kPa]	σ_3 [kPa]	u [cm]	σ_1 [kPa]	σ_3 [kPa]	u [cm]	σ_1 [kPa]	σ_3 [kPa]	u [cm]	σ_1 [kPa]	σ_3 [kPa]	
2	0.56	-205	-96	0.23	-325	-111	0.26	-322	-112	-0.04	-323	-140	Ai piedritti, spessore massimo 0.8m
3	2.37	-285	-128	1.06	-605	-87	1.04	-595	-87	-0.20	-246	-129	Punti isolati al di fuori della zona consolidata
4	5.07	-533	-61	2.58	-733	-49	2.28	-731	-49	-0.62	-240	-116	All'interno della zona consolidata ed allesterno di questa, con spessori di circa 1m a piedritti e reni, e spessore 2.5m al di sotto dei piedritti
5	5.45	-677	-105	3.13	-744	-54	2.71	-736	-57	-0.82	-221	-101	
6	5.68	-656	-122	3.22	-774	-105	2.82	-780	-107	-0.88	-226	-98	Rispetto alla fase precedente rimangono solo le zone al di sotto della muretta
7	5.81	-679	-127	3.34	-778	-110	2.94	-781	-112	-0.75	-232	-104	Punti isolati all'esterno della zona consolidata
8	6.19	-709	-113	3.64	-784	-121	3.21	-783	-124	-0.45	-244	-114	Punti isolati
9	4.36	-181	-120	2.07	-496	-298	1.19	-434	-272	-2.43	-308	-246	Bande in configurazione a X sino a p.c.
10	0.19	-254	-151	0.51	-561	-326	0.51	-561	-326	-1.11	-407	-321	Bande in configurazione a X che si sviluppano verso il p.c.
9bis sismica	3.88	-472	-243	2.98	-498	-337	0.39	-555	-319	-3.37	-399	-320	Significativa estensione lungo una configurazione inclinata a 60°
10 bis sismica	1.91	-507	-257	1.46	-529	-337	2.06	-526	-309	-1.98	-455	-308	Tutta la zona al di sopra della galleria risulta plasticizzata

u| = spostamento totale cumulativo (positivo se abbassamento, negativo se sollevamento)
 σ_1 = sforzo principale totale massimo
 σ_3 = sforzo principale totale minimo

Tabella 28 - Analisi di interazione – Sezione tipo C2: risultati dell'analisi

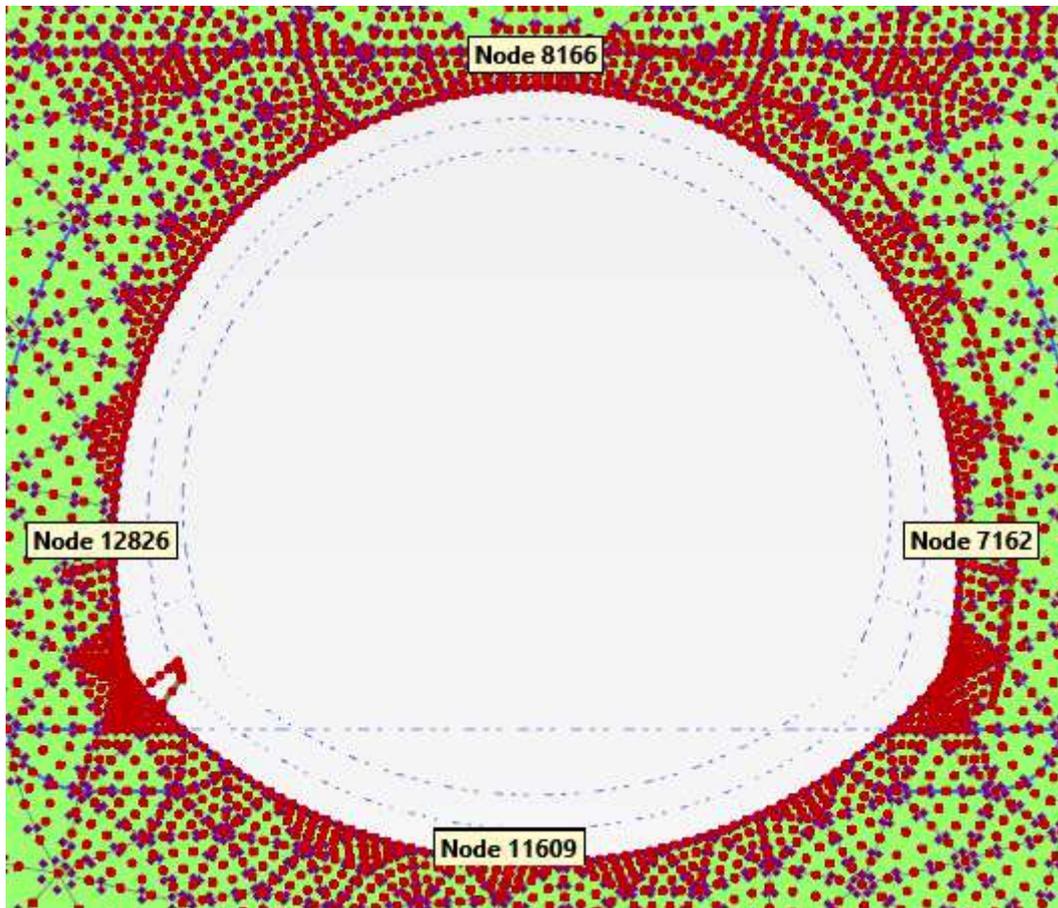


Figura 52 - Nodi rilevati nella zona del cavo

FASE 2

Viene simulato il rilascio a cavo libero in corrispondenza del momento precedente all'attivazione del consolidamento al contorno dello scavo. Il campo di spostamenti mostra spostamenti pari a circa 0.6cm in calotta, 0.1 in a.r. e 0.3 cm ai piedritti. Le zone plastiche rappresentate da punti isolati sui piedritti. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 325 kPa (piedritti, arco rovescio) mentre la massima tensione principale minima è di 95 kPa (calotta).

FASE 3

Viene simulata l'esecuzione dello scavi sino alla posizione del fronte. Il cedimento cumulato in calotta è pari a 2.4 cm, lo spostamento cumulato ai piedritti raggiunge 1.1 cm, mentre il sollevamento cumulato in arco rovescio è di 0.2 cm. Le zone plastiche sono rappresentate da punti isolati al di fuori della zona. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 605 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 87 kPa (piedritti).

FASE 4

Viene simulata l'esecuzione dello sfondo elementare di 1.0 m. Il cedimento cumulato in calotta è pari a 5.1cm, lo spostamento cumulato ai piedritti raggiunge 2.6 cm, mentre il sollevamento cumulato in arco rovescio è di 0.6 cm. Le zone plastiche si presentano nella zona consolidata ed allesterno di questa, con spessori di circa 1m a piedritti e reni, e spessore 2.5m al di sotto dei piedritti. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 733 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 49 kPa (piedritti).

FASE 5

Viene simulata l'installazione del rivestimento di prima fase e l'avanzamento a 2 m dal fronte. Il cedimento cumulato in calotta è pari a 5.5 cm, lo spostamento cumulato ai piedritti raggiunge 3.1cm, mentre il sollevamento cumulato in arco rovescio è di 0.9 cm. Le zone plastiche si mantengono inalterate rispetto alla fase precedente. Al di sotto delle murette zone plastiche con spessore sino a 3m. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 744 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 54 kPa (piedritti).

FASE 6

Viene simulata l'installazione del puntone in arco rovescio e l'avanzamento a 12 m dal fronte (distanza di getto dell'arco rovescio dal fronte). Il cedimento cumulato in calotta è pari a 5.7 cm, lo spostamento cumulato ai piedritti raggiunge 3.2 cm, mentre il sollevamento cumulato in arco rovescio è di 0.9 cm. Le zone plastiche rispetto alla fase precedente si riducono, e rimangono solo le zona al di sotto della muretta. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 780 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 98 kPa (arco rovescio).

FASE 7

Viene simulata l'installazione dell'arco rovescio provvisorio e l'avanzamento a 24 m dal fronte. Il cedimento cumulato in calotta è pari a 5.9 cm, lo spostamento cumulato ai piedritti raggiunge 3.0 cm, mentre il sollevamento cumulato in arco rovescio è di 0.8 cm. Le zone plastiche al contorno della galleria consistono in punti isolati all'esterno della zona consolidata. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 781 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 104 kPa (arco rovescio).

FASE 8

Viene simulata l'installazione del rivestimento definitivo e lo scarico totale all'interno del cavo. Il cedimento cumulato in calotta è pari a 6.2 cm, lo spostamento cumulato ai piedritti raggiunge 3.2 cm, mentre il sollevamento cumulato in arco rovescio è di 0.5 cm. Le zone plastiche al contorno della galleria consistono in punti isolati. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 784 kPa (calotta) mentre la massima tensione principale minima è di 114 kPa (arco rovescio).

FASE 9

Viene simulato il comportamento di lungo termine caratterizzato dalla presenza della falda agente sul rivestimento definitivo ed il decadimento del rivestimento di prima fase con conseguente trasferimento degli sforzi sul rivestimento definitivo ed il decadimento dei parametri del consolidamento al contorno che tornano ad essere quelli del terreno originario. Il cedimento cumulato in calotta è pari a 4.4 cm, lo spostamento cumulato ai piedritti raggiunge 2.1 cm, mentre il sollevamento cumulato in arco rovescio è di 2.5 cm. Le zone plastiche presentano una configurazione a X che raggiunge il p.c.. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 496 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 120 kPa (calotta).

FASE 10

La fase risulta rappresentativa al solo fine della valutazione delle azioni sui rivestimenti, raggiungendo la configurazione di lungo termine a partire dalle fasi di inizializzazione.

Il cedimento in calotta è pari a 0.2 cm, lo spostamento ai piedritti raggiunge 0.5 cm, mentre il sollevamento in arco rovescio è di 1.1 cm. Le zone plastiche presentano una configurazione a X che si sviluppano sino a lambire il p.c.. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 561 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 151 kPa (calotta).

FASE 9bis sismica

A partire dalla fase 9 viene applicata la deformazione atta a simulare la condizione sismica.

Lo spostamento in calotta è pari a 4cm, mentre ai piedritti lo spostamento è pari a 3cm (monte) e 0.4cm (valle), mentre lo spostamento in arco rovescio è di 3.4 cm. Le zone plastiche presentano significative estensioni con una configurazione inclinata a 60° (muretta sx -rene dx), ad una serie di altri punti a minore estensione in rene sinistro e piedritto destro. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 555 kPa (piedritto valle) mentre la massima tensione principale minima è di 151 kPa (calotta).

FASE 10bis sismica

A partire dalla fase 10 viene applicata la deformazione atta a simulare la condizione sismica.

Lo spostamento in calotta è pari a 2.0m, mentre ai piedritti lo spostamento è pari a 3cm (sx) e 0.4cm (dx), mentre lo spostamento in arco rovescio è di 3.4 cm. Le zone plastiche presentano una zona più limitata in piedritti e reni lato valle, con estensione sino ad 1, mentre in calotta, rene e murette/a.r. lato sx. Tutta la zona al di sopra della galleria risulta plasticizzata. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 529 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 257 kPa (calotta).

9.4.6 Verifiche strutturali del rivestimento di prima fase

Le verifiche strutturali sul rivestimento di prima fase sono state eseguite per le fasi di calcolo 5, 6, e 7. Le caratteristiche del rivestimento provvisorio sono riportate nella seguente tabella.

Caratteristiche	Spritz beton/Centine
Spessore dello spritz beton [m]	0.30
Area resistente dello spritz beton A_{sb} [m ²]	0.30
Tipologia profilati	HEA 240
Interasse longitudinale profilato [m]	1
Area resistente della centina A_{cent} [cm ²]	6038
Modulo resistente elastico della centina W_{cent} [cm ³]	521
Area resistente a taglio della centina $A_{V,cent}$ [cm ²]	2124.5

Tabella 29 - Analisi di interazione – Sezione tipo C2p: definizione delle caratteristiche del rivestimento provvisorio

La tabella seguente sintetizza le sollecitazioni ottenute, per ogni fase, nelle zone di maggiore interesse del rivestimento: zona di calotta, di contatto calotta-piedritti e dei piedritti, rilevate in corrispondenza dei nodi indicati nella figura a seguire.

	Sollecitazioni	Calotta	zona di contatto calotta-piedritto		piedritto	
			Sinistro	Destro	Sinistro	Destro
Fase 5	N [kN/m]	-268	-293	-261	-195	-200
	M [kNm/m]	-4	-1	-4	3	4
	T [kN/m]	8	-1	0	4	-2
Fase 6	N [kN/m]	-509	-583	-551	-587	-541
	M [kNm/m]	2	-3	-6	5	0
	T [kN/m]	12	-1	1	-5	20
Fase 7	N [kN/m]	-560	-628	-591	-617	-574
	M [kNm/m]	2	-3	-7	6	0
	T [kN/m]	7	-2	1	-7	24

Tabella 30 - Analisi di interazione – Sezione tipo C2p: Sollecitazioni nelle zona di maggior interesse del rivestimento di prima fase

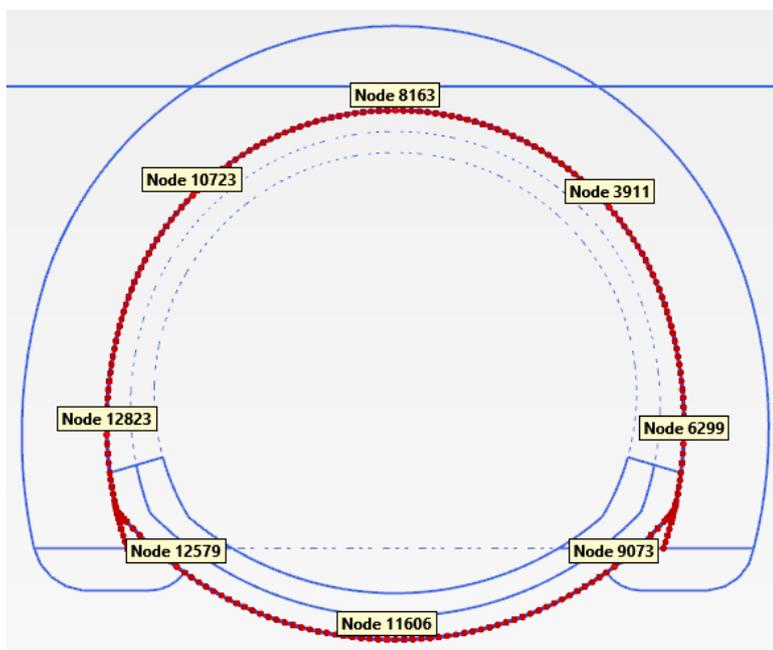


Figura 53 - Nodi rilevati del rivestimento di prima fase

In allegato si riportano, per ogni nodo del rivestimento, le sollecitazioni scaturite dall'analisi e le conseguenti verifiche: le verifiche strutturali del rivestimento di prima fase sono soddisfatte, per ciascuna fase, in tutti i punti.

9.4.7 Verifiche strutturali SLU del rivestimento definitivo

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche simulate dei rivestimenti di prima fase e definitivi.

Tipo di pririvestimento	Spritz beton/Rivestimento definitivo
Spessore dello spritz [m]	0.30
Spessore simulato del rivestimento definitivo di arco rovescio [m]	0.60-1.35 (1.00)
Spessore simulato del rivestimento definitivo di calotta [m]	0.90

Tabella 31 - Analisi di interazione – Sezione tipo C2p: definizione delle caratteristiche dei rivestimenti

La verifica strutturale del rivestimento definitivo prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo definite dai punti M_{Rd} , N_{Rd} che individuano il dominio resistente nel piano M, N.

Per la verifica a taglio, il valore resistente di calcolo è ottenuto in accordo con la normativa vigente (DM 14/01/2008 par.4.1.2.1.3. e Circolare n.617/2009).

Il rivestimento definitivo è previsto armato sia in calotta che in arco rovescio. L'incidenza delle armature in calotta e in arco rovescio è di 50kg di acciaio per m³.

Le tabelle seguenti sintetizzano le sollecitazioni ottenute, per ogni fase, nelle zone di maggiore interesse del rivestimento: zona di calotta, di contatto calotta-piedritti e piedritti-arco rovescio, dei piedritti e di arco rovescio, rilevate in corrispondenza dei nodi delle figura a seguire.

	Sollecitazioni	Calotta	zona di contatto calotta-piedritto		piedritto	
			sinistro	destro	sinistro	destro
Fase 8	N [kN/m]	27	-99	-104	-187	-194
	M [kNm/m]	46	-4	-16	-48	-49
	T [kN/m]	2	-17	17	7	-9
Fase 9	N [kN/m]	-1245	-1497	-1443	-1560	-1430
	M [kNm/m]	133	-33	-59	-144	-125
	T [kN/m]	-30	-37	38	-7	6
Fase 10	N [kN/m]	-1554	-1846	-1770	-1904	-1664
	M [kNm/m]	581	-113	-155	-583	-621
	T [kN/m]	3	-201	206	46	-65
Fase 9 bis sismica	N [kN/m]	-1295	-1148	-1423	-1238	-1309
	M [kNm/m]	-11	156	-176	-66	26
	T [kN/m]	47	17	-16	-94	2
Fase 10 bis sismica	N [kN/m]	-1544	-1588	-1749	-1801	-1582
	M [kNm/m]	573	247	-357	-667	-485
	T [kN/m]	114	-214	188	-12	-132

Tabella 32 - Analisi di interazione – Sezione tipo C2p: Sollecitazioni nelle zone calotta-piedritto del rivestimento definitivo

	Sollecitazioni	arco rovescio	zona di contatto piedritto- arco	
			sinistro	destro
Fase 7	N [kN/m]	-81	-47	-43
	M [kNm/m]	-9	-2	2
	T [kN/m]	1	0	1
Fase 8	N [kN/m]	-36	-129	-115
	M [kNm/m]	59	-16	3
	T [kN/m]	4	31	-27
Fase 9	N [kN/m]	-1438	-1498	-1383
	M [kNm/m]	255	-85	-111
	T [kN/m]	-9	197	-160
Fase 10	N [kN/m]	-1731	-2059	-1925
	M [kNm/m]	1006	-269	-186
	T [kN/m]	17	503	-465
Fase 9 bis sismica	N [kN/m]	-1558	-1612	-1387
	M [kNm/m]	131	-350	131
	T [kN/m]	68	135	-93
Fase 10 bis sismica	N [kN/m]	-1780	-2202	-1724
	M [kNm/m]	1027	-594	273
	T [kN/m]	91	522	-413

Tabella 33 - Analisi di interazione – Sezione tipo C2p: Sollecitazioni nelle zone arco rovescio-piedritto del rivestimento definitivo

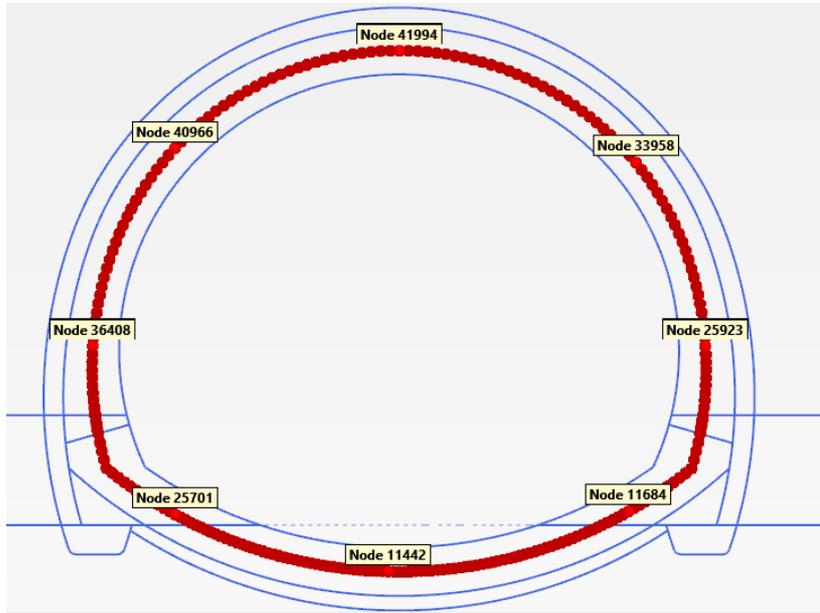


Figura 54 - Nodi rilevati del rivestimento definitivo. Condizione statica

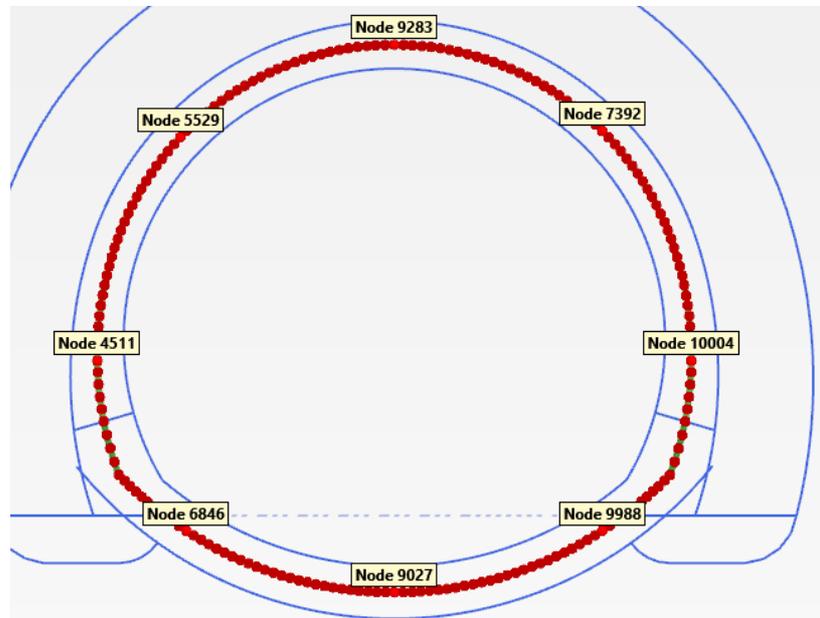


Figura 55 - Nodi rilevati del rivestimento definitivo. Condizione sismica

In **calotta e piedritti** si dispongono 1+1 $\phi 20/20$ con un copriferro netto di 4 cm. L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da barre $\phi 12/20$. L'armatura a taglio è del tipo $\phi 12/40\text{cm}/40\text{cm}$.

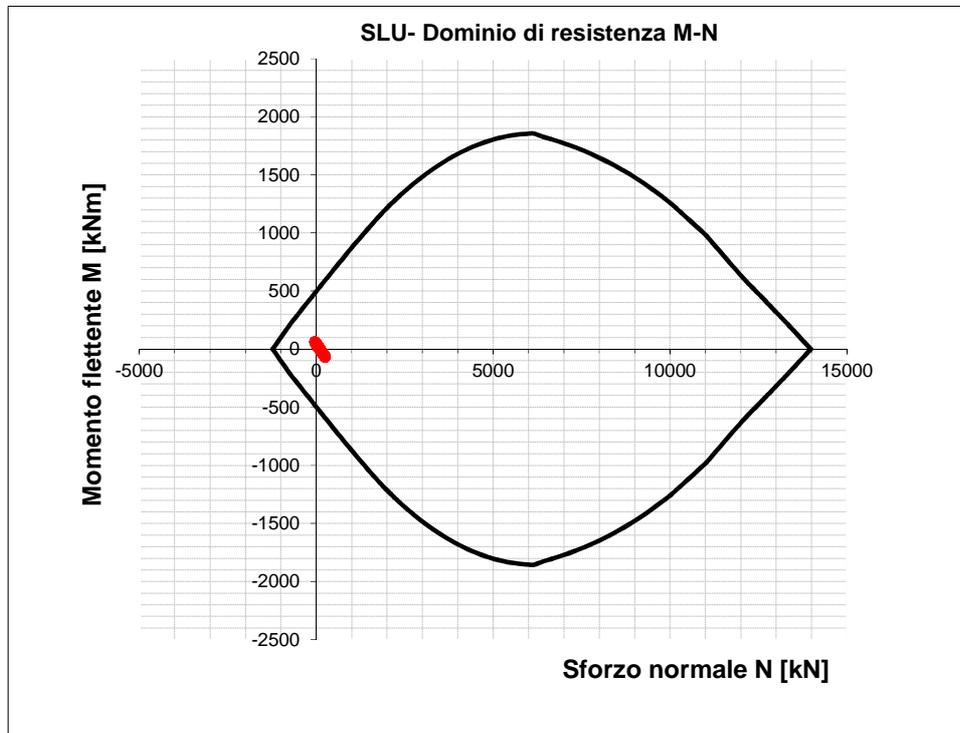


Figura 56 - Dominio resistente SLU calotta (B=1.00 m, H=0.90 m) – Fase 8

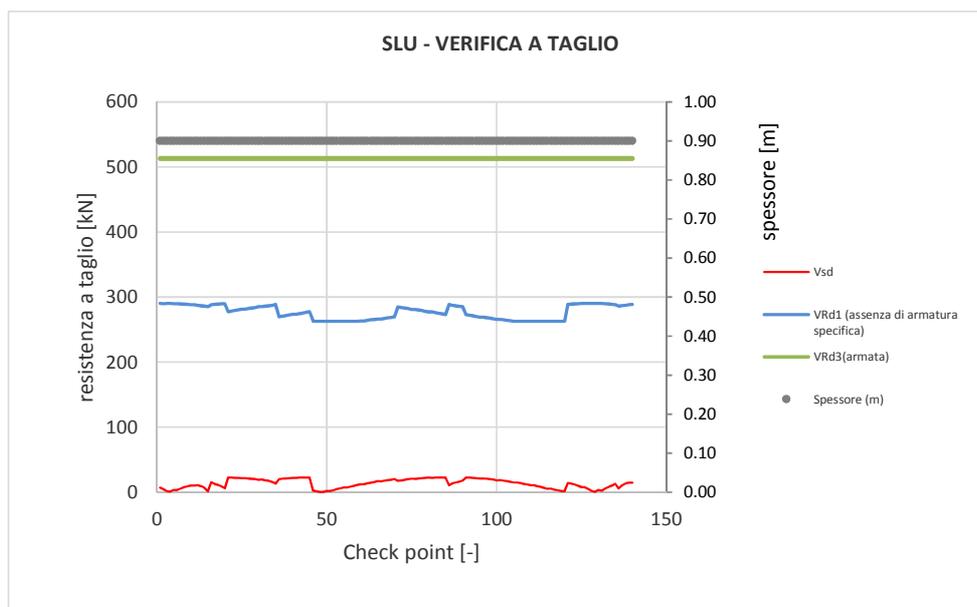


Figura 57 - Verifica SLU taglio calotta – Fase 8

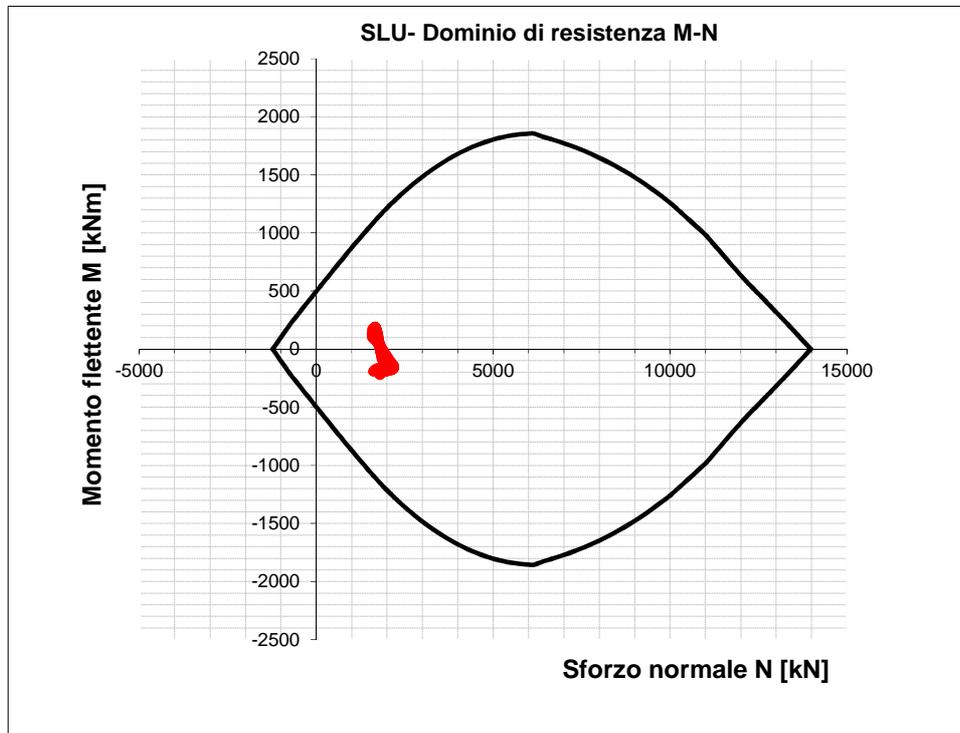


Figura 58 - Dominio resistente SLU calotta (B=1.00 m, H=0.90 m) – Fase 9

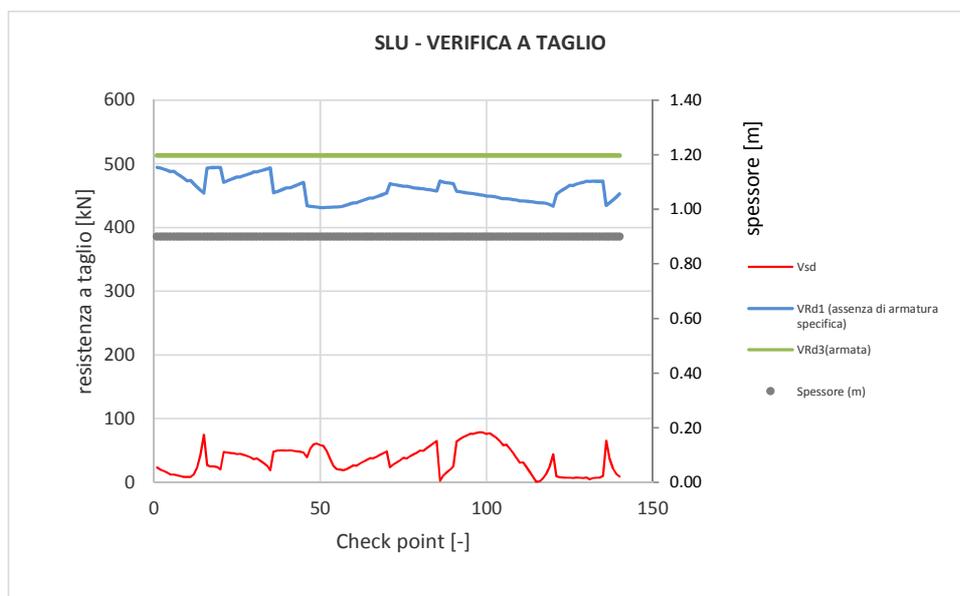


Figura 59 - Verifica SLU taglio calotta – Fase 9

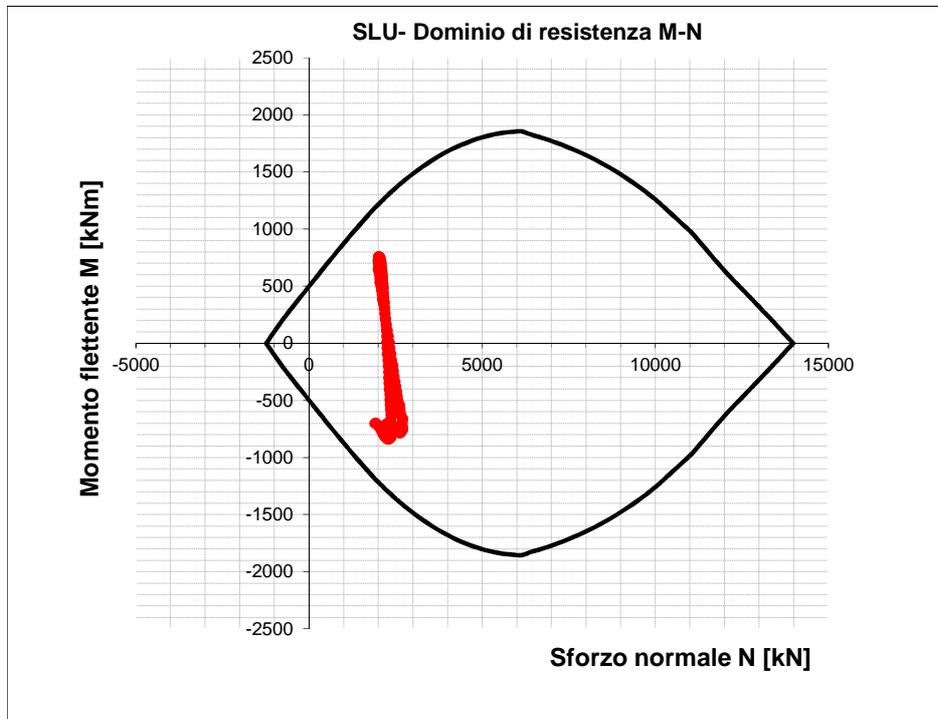


Figura 60 - Dominio resistente SLU calotta (B=1.00 m, H=0.90 m) – Fase 10

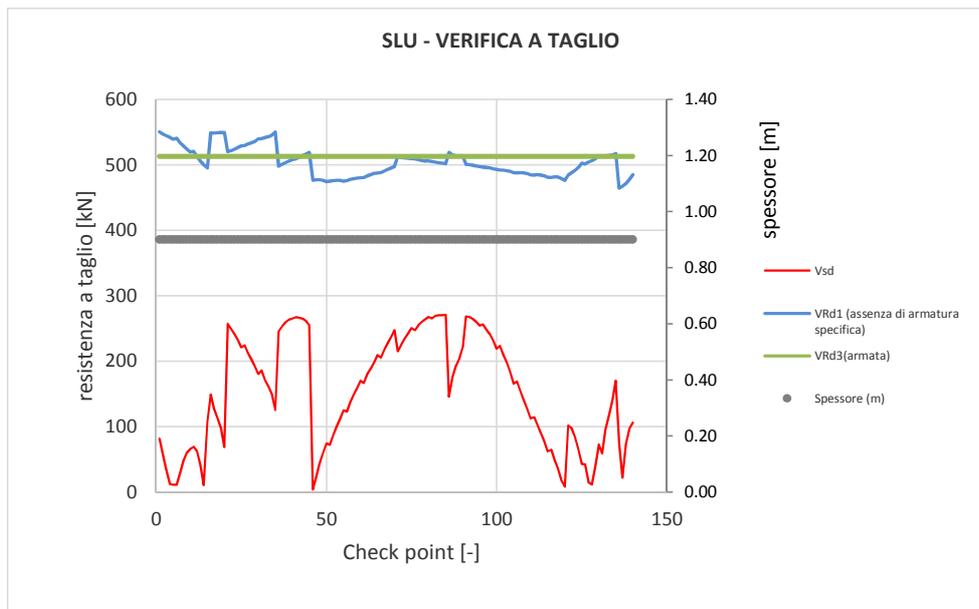


Figura 61 - Verifica SLU taglio calotta – Fase 10

Per le condizioni simiche, le verifiche sono sotto riportate.

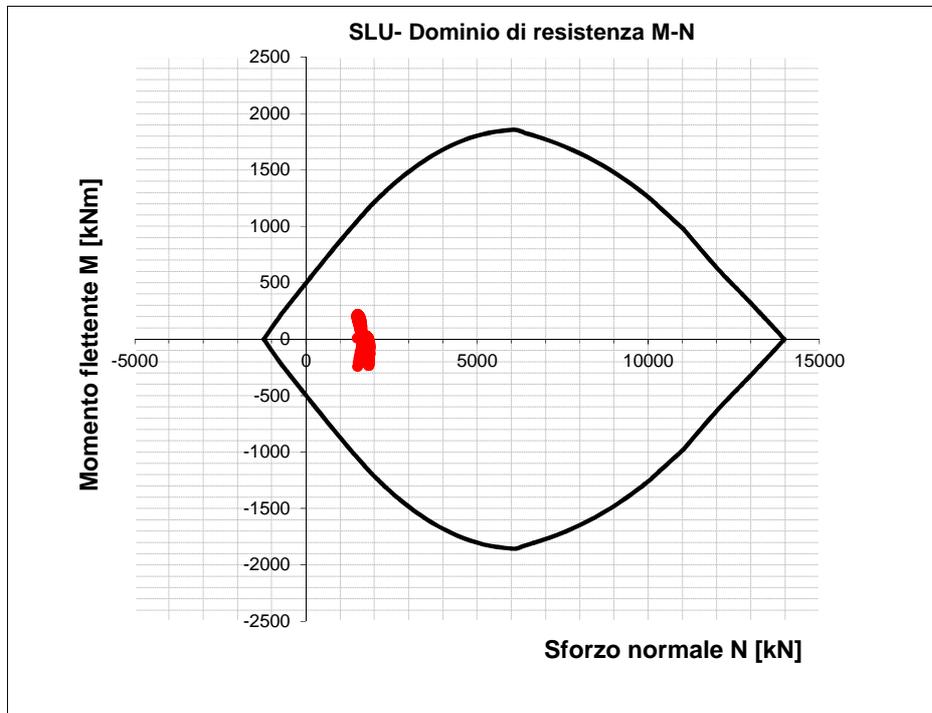


Figura 62 - Dominio resistente SLU calotta (B=1.00 m, H=0.90 m) – Fase 9 bis sismica

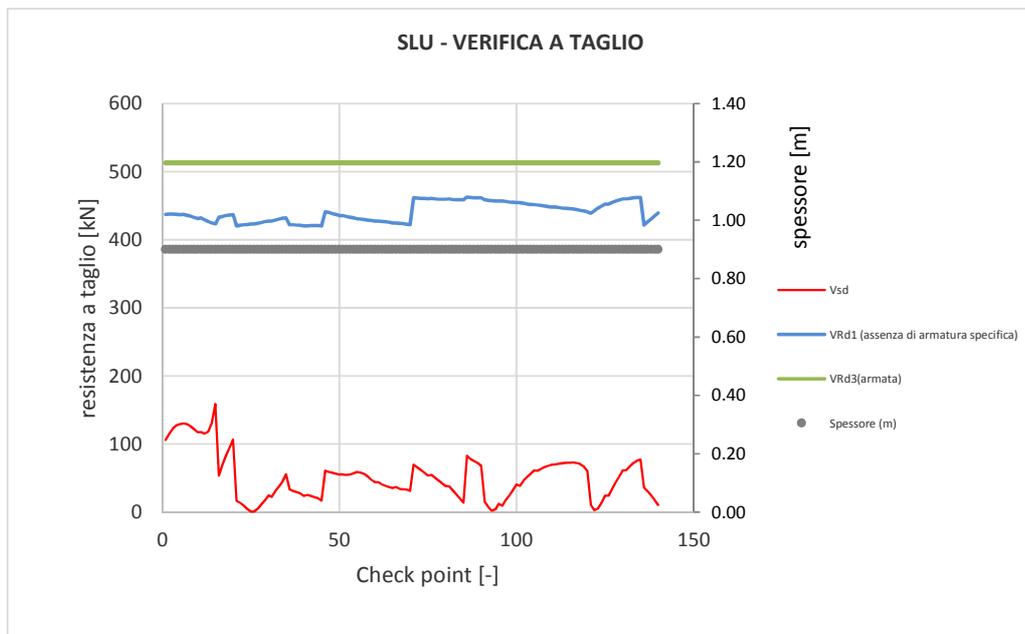


Figura 63 - Verifica SLU taglio calotta – Fase 9 bis sismica

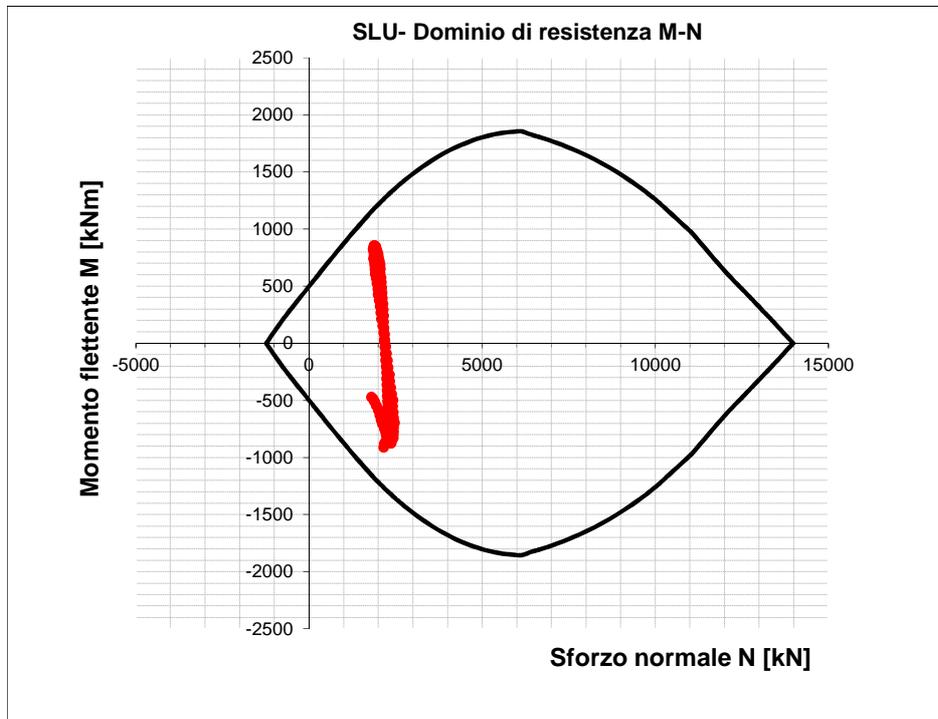


Figura 64 - Dominio resistente SLU calotta (B=1.00 m, H=0.90 m) – Fase 10 bis sismica

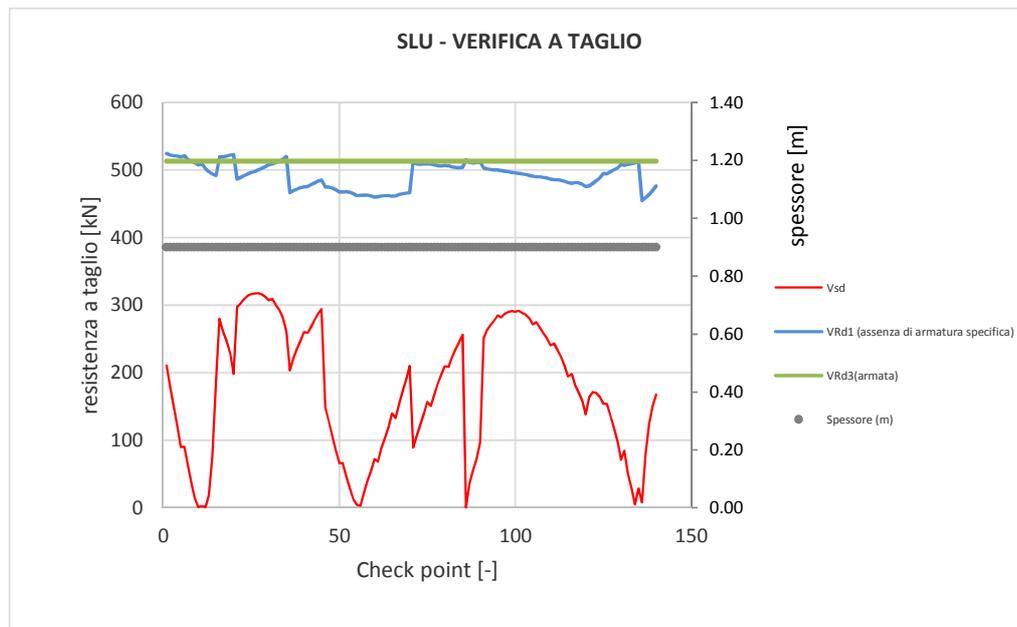


Figura 65 - Verifica SLU taglio calotta – Fase 10 bis sismica

In **arco rovescio** si dispongono 1+1 $\phi 26/20$ con un copriferro netto di 4 cm. L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da barre $\phi 12/30$. L'armatura a taglio prevista consiste in $\phi 12/40\text{cm}/30\text{cm}$.

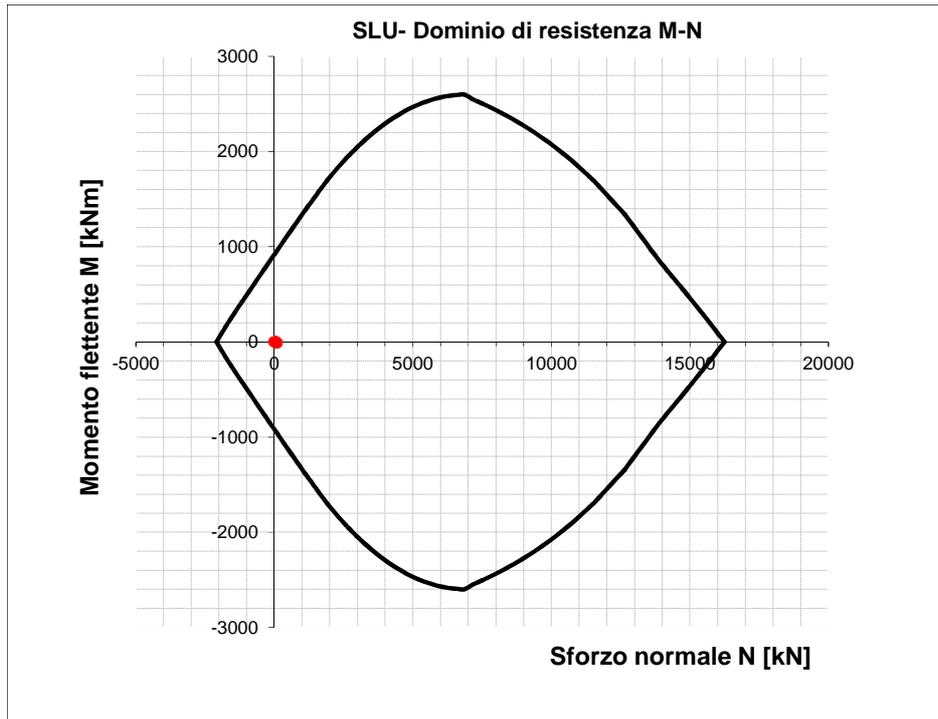


Figura 66 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m, H=1.00 m) – Fase 7

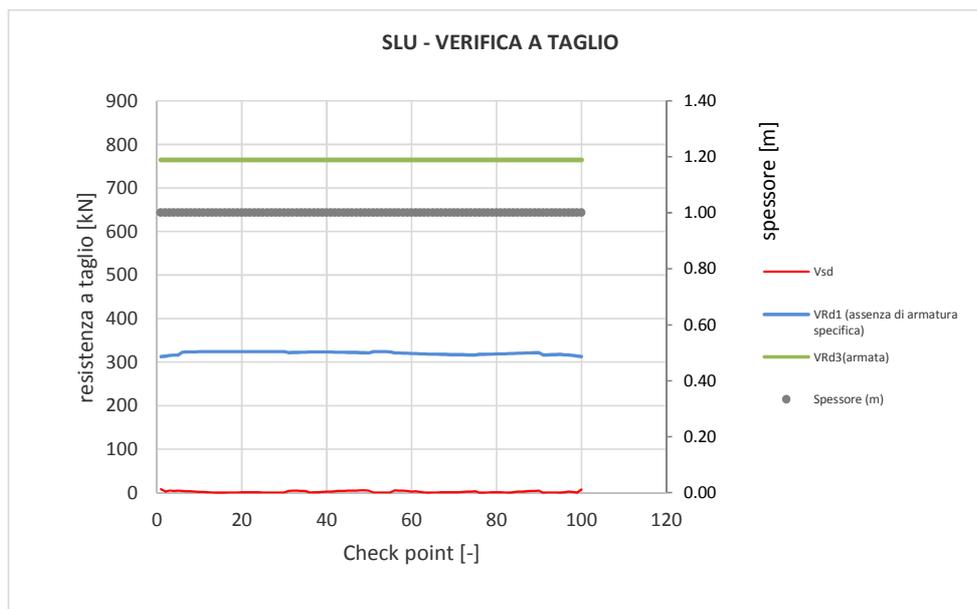


Figura 67 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase 7

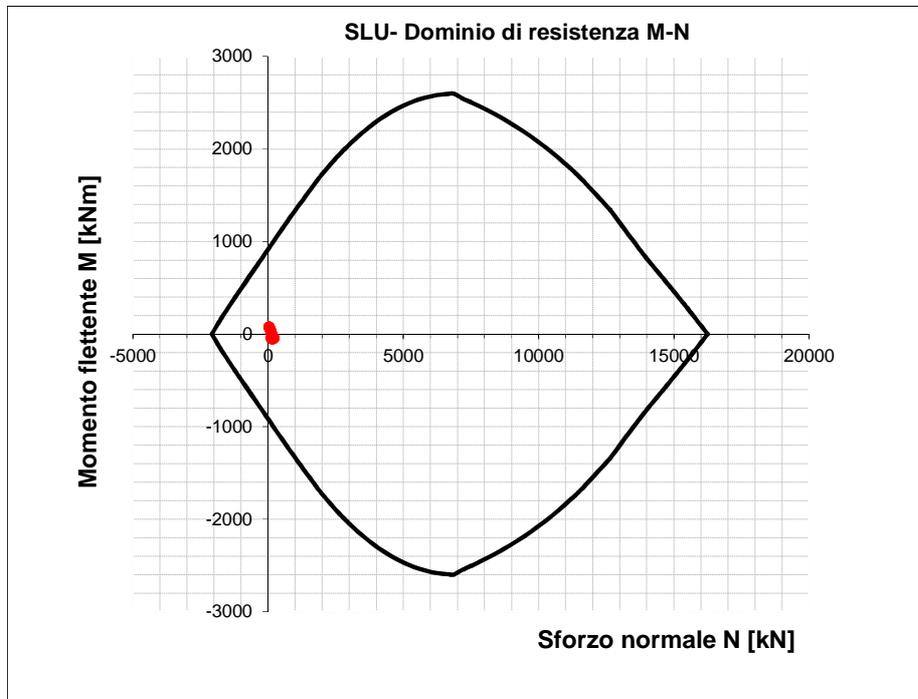


Figura 68 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m, H=1.00 m) – Fase 8

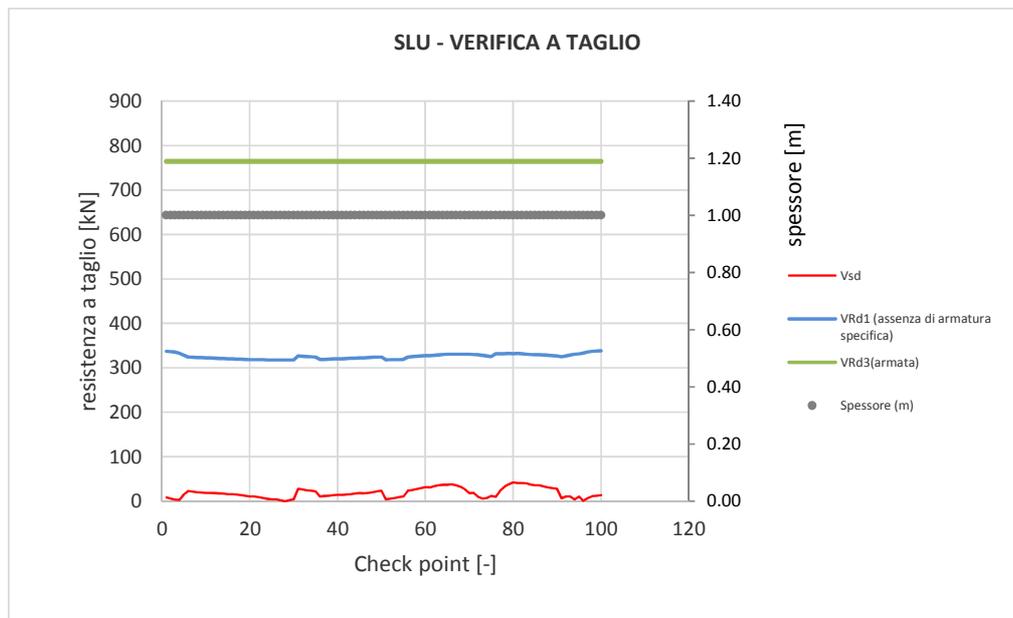


Figura 69 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase 8

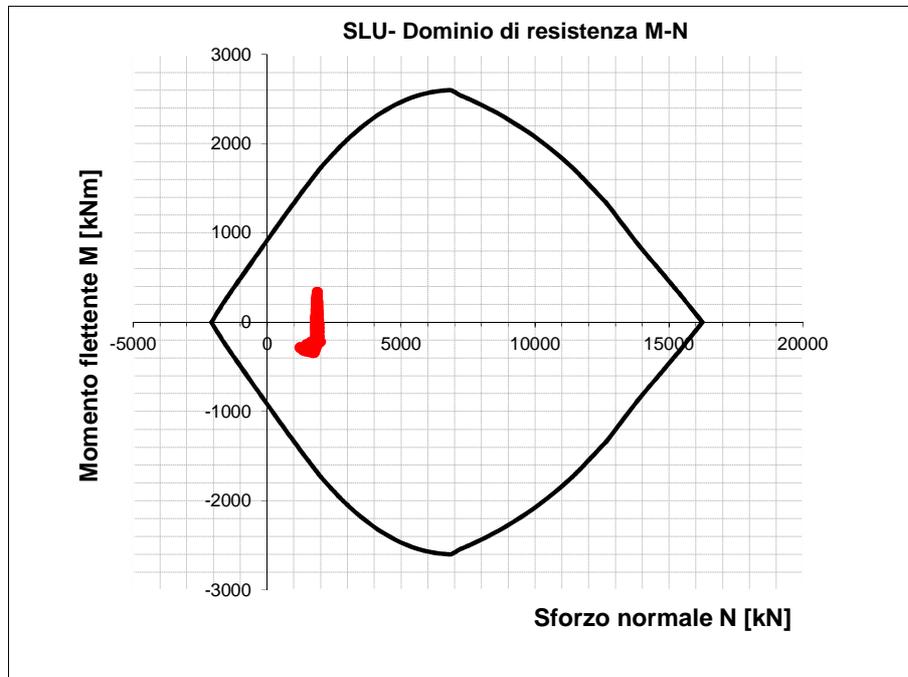


Figura 70 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m, H=1.00 m) – Fase 9

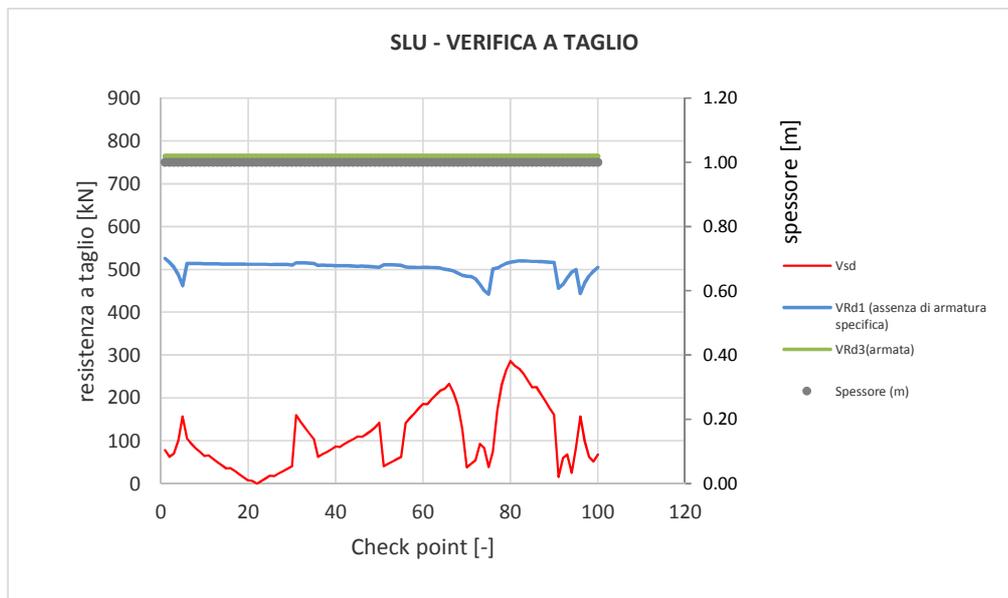


Figura 71 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase 9

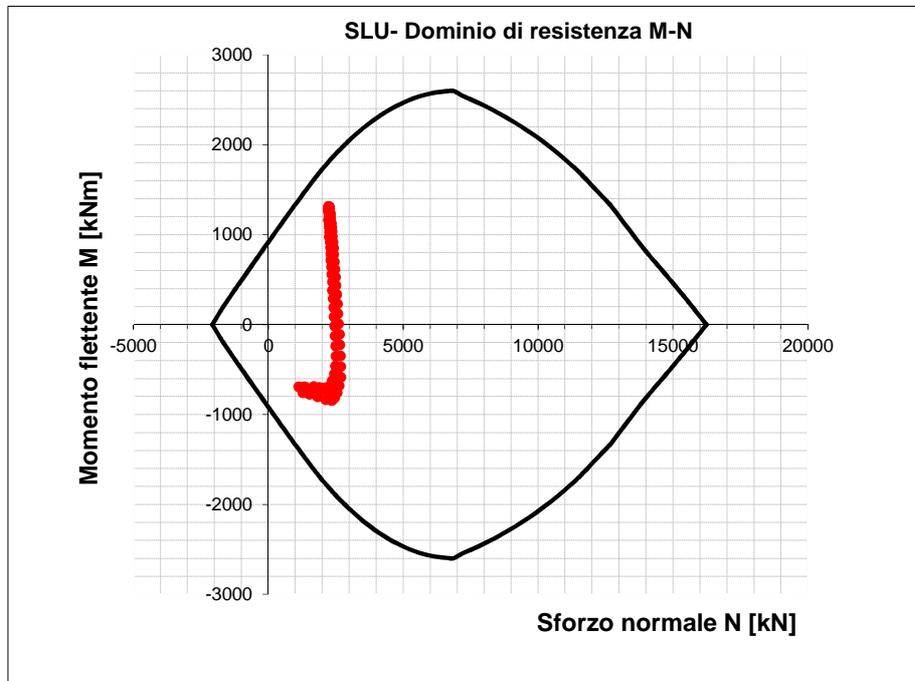


Figura 72 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m, H=1.00 m) – Fase 10

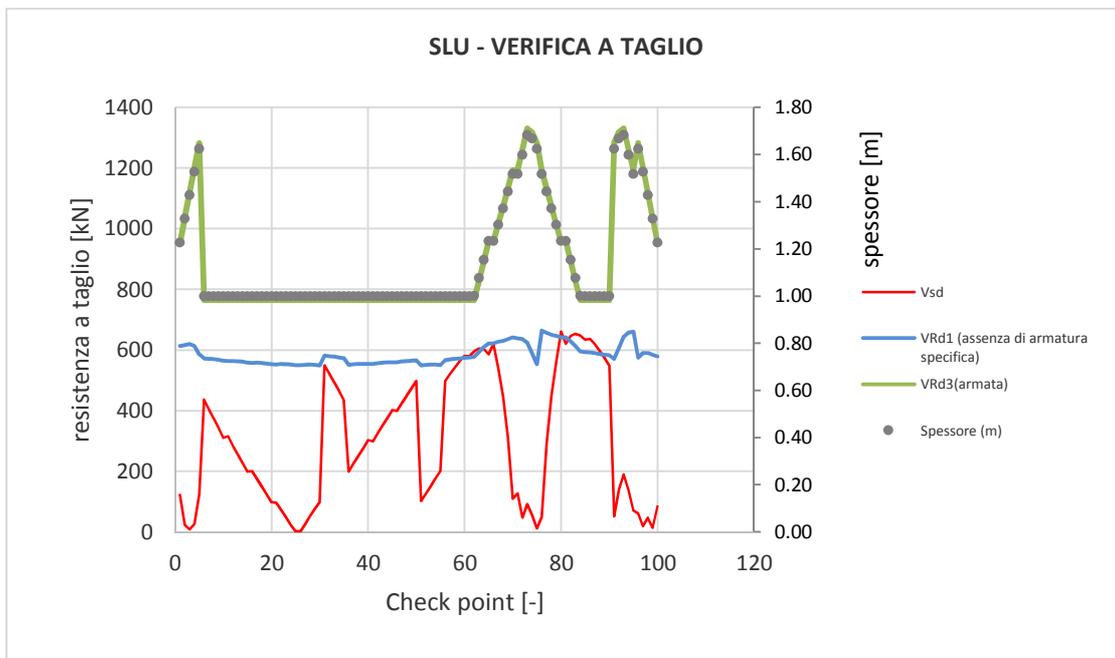


Figura 73 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase 10

Per le condizioni simiche, le verifiche sono sotto riportate.

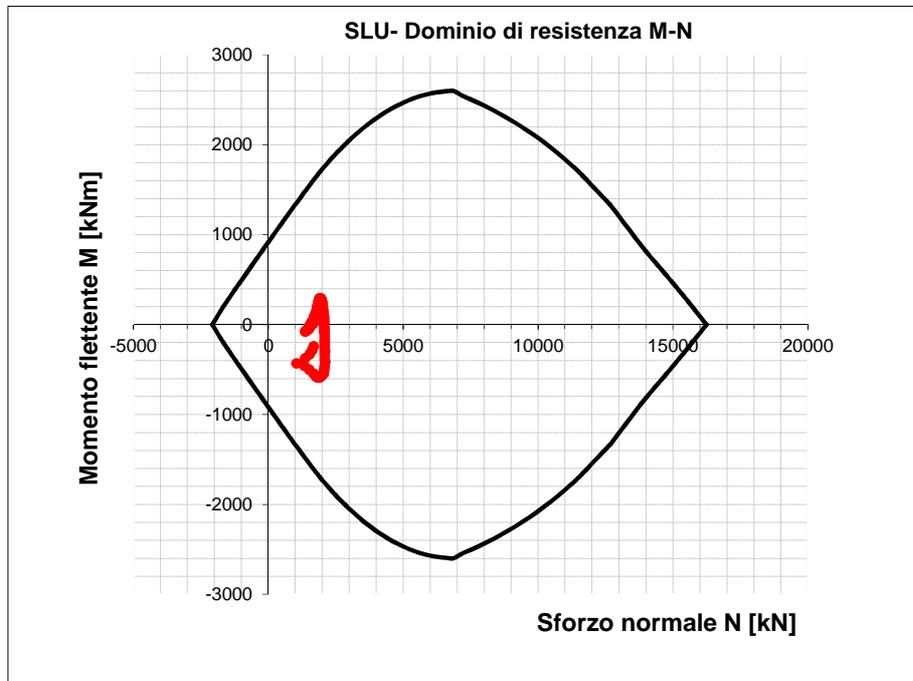


Figura 74 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m, H=1.00 m) – Fase 9 bis sismica

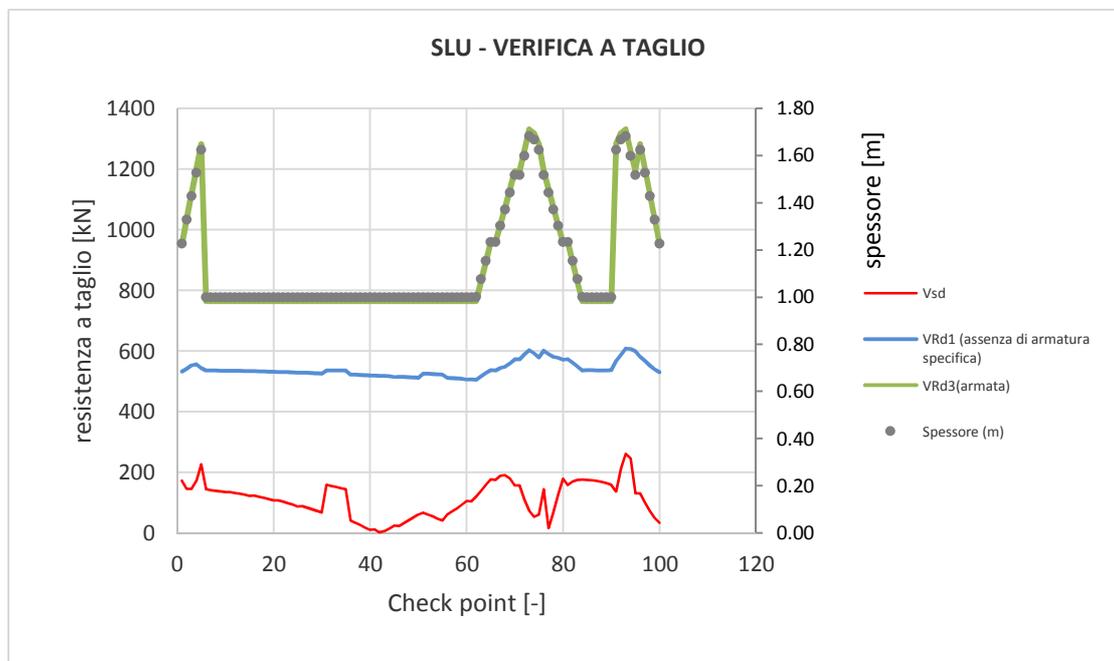


Figura 75 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase 9 bis sismica

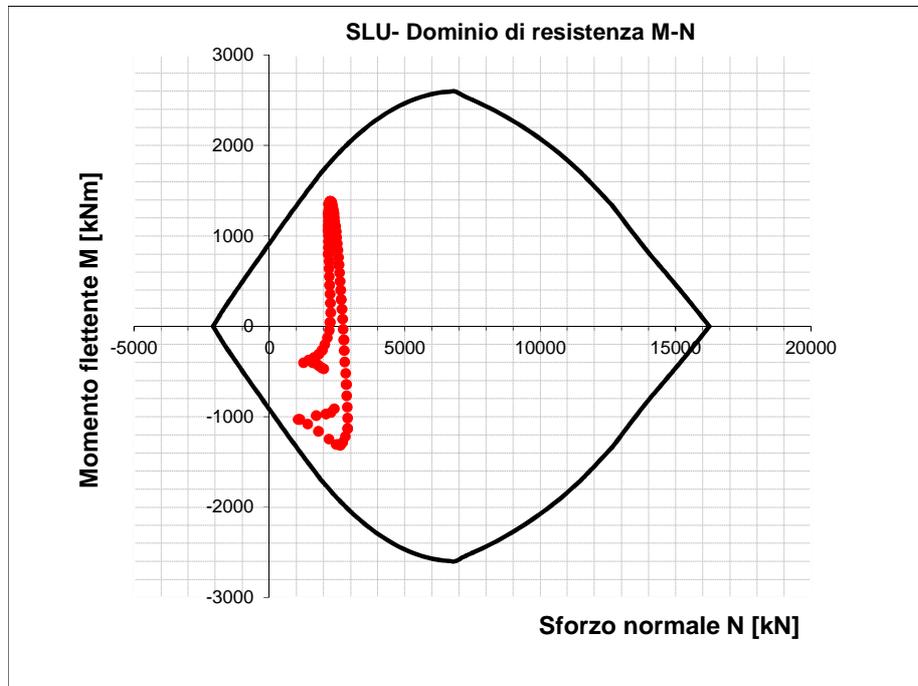


Figura 76 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m, H=1.00 m) – Fase 10 bis sismica

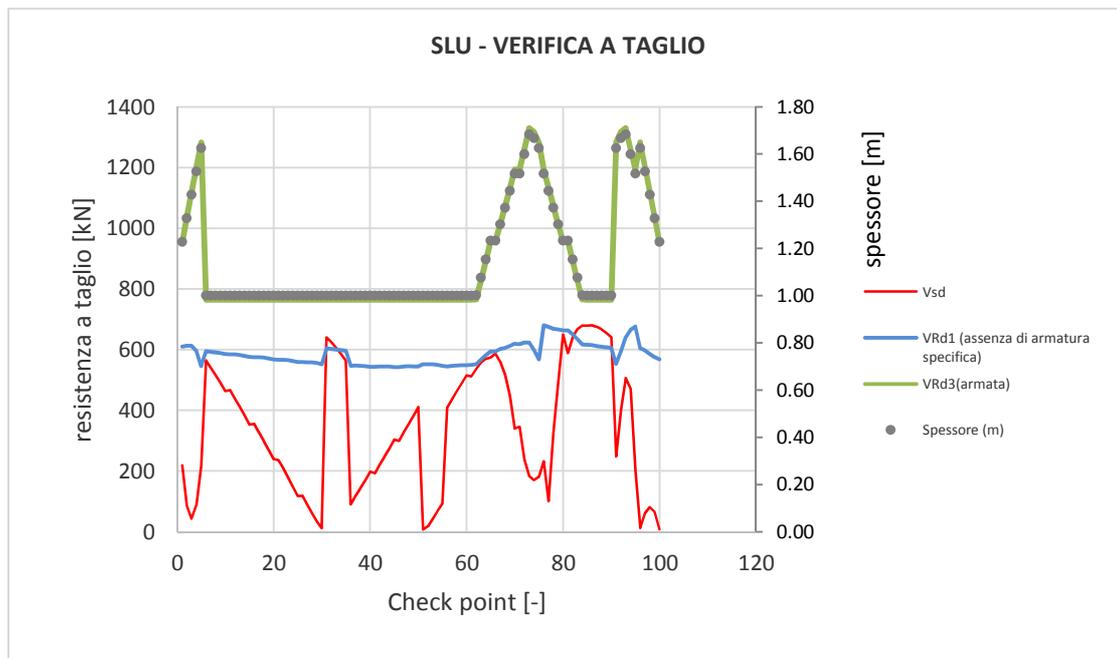


Figura 77 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase 10 bis sismica

9.4.8 Verifiche strutturali SLE del rivestimento definitivo

Le verifiche SLE del rivestimento definitivo sono finalizzate a prevenire la formazione di un quadro fessurativo tale da compromettere la durabilità dell'opera. A tal fine la Normativa (DM 14/01/2008 par.4.1.2.1.3. e Circolare n.617/2009) stabilisce un limite massimo all'ampiezza delle fessure (SLE di fessurazione) ed al contempo, impone il rispetto di opportuni limiti tensionali sia nell'acciaio che nel calcestruzzo (SLE di tensione).

Nello specifico, le verifiche agli SLE di fessurazione della calotta e arco rovescio non evidenziano fessure.

Anche le verifiche SLE di tensione per la calotta e arco rovescio risultano soddisfatte sia lato calcestruzzo che lato acciaio rispettando i valori limite imposti sia dalla normativa NTC2008 che dal Manuale RFI 2016.

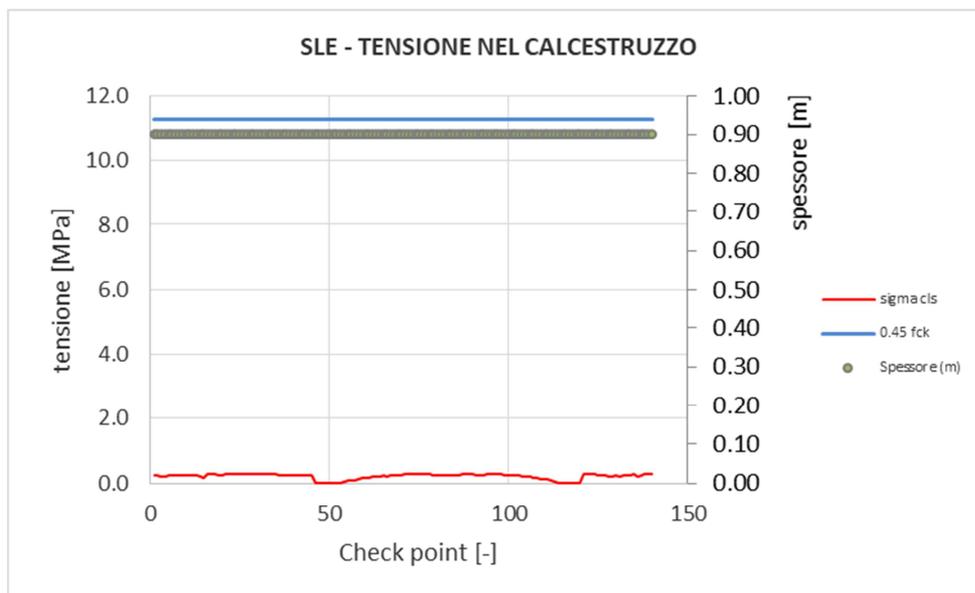


Figura 78 - Verifiche SLE tensione cls calotta – Fase 8

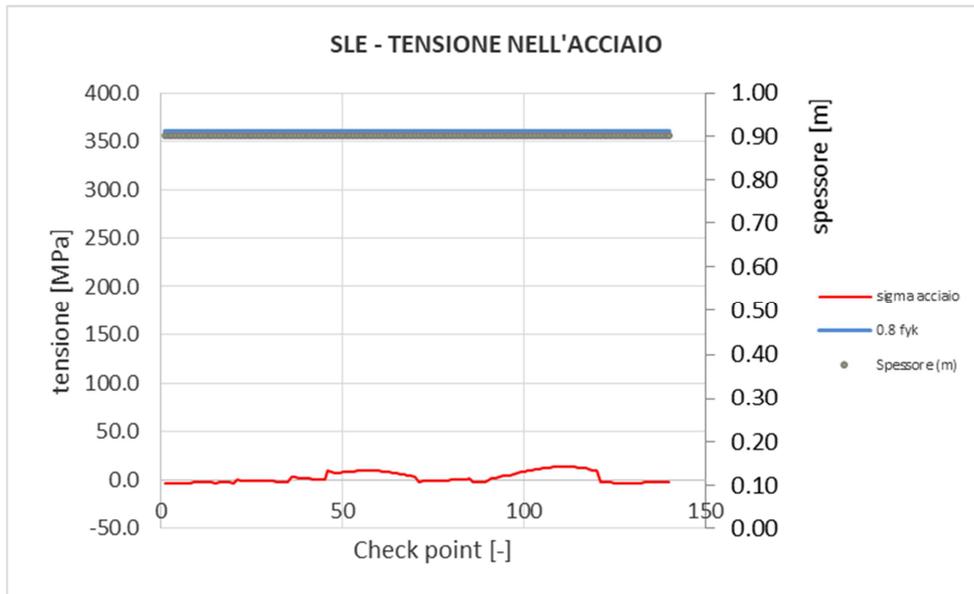


Figura 79 - Verifiche SLE tensione acciaio calotta – Fase 8

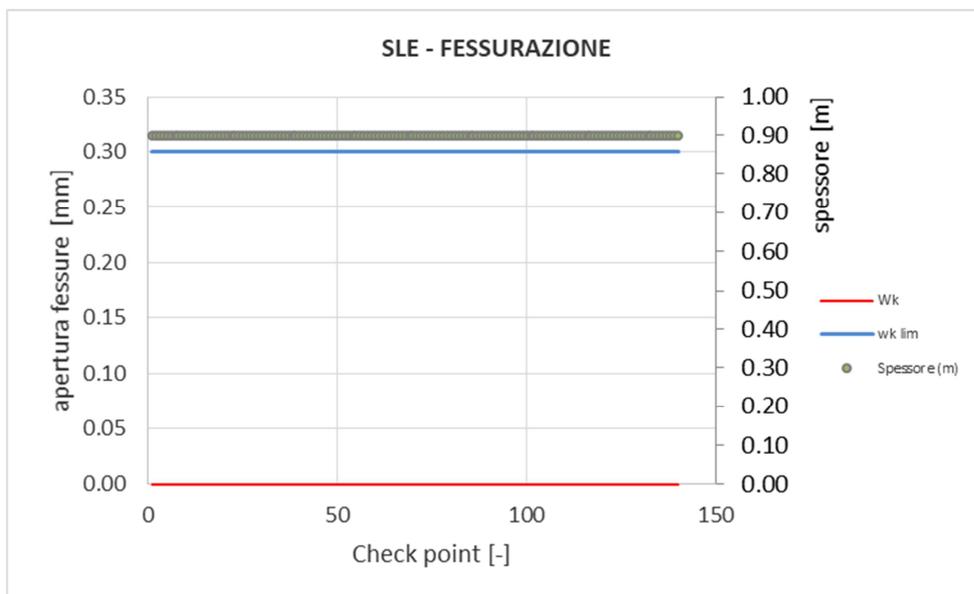


Figura 80 - Verifiche SLE fessurazione calotta – Fase 8

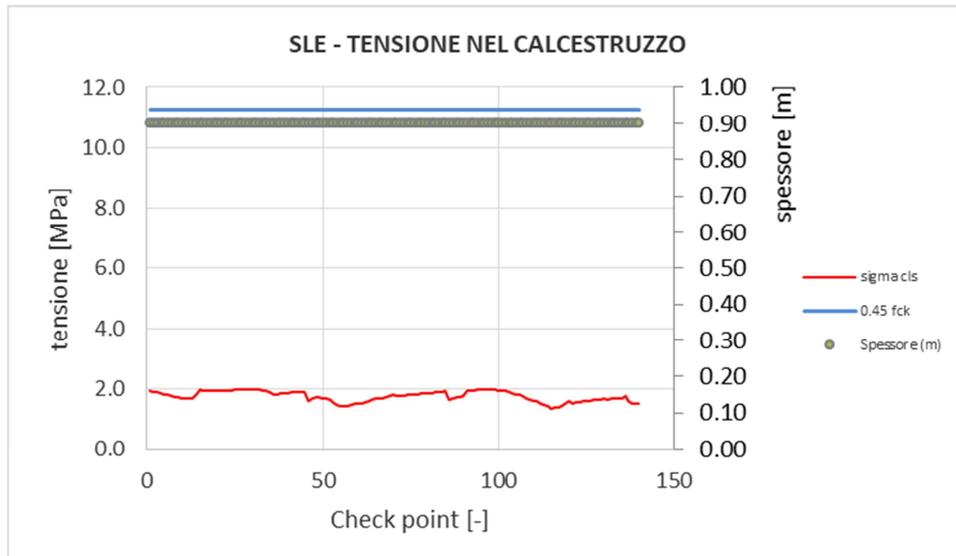


Figura 81 - Verifiche SLE tensione cls calotta – Fase 9

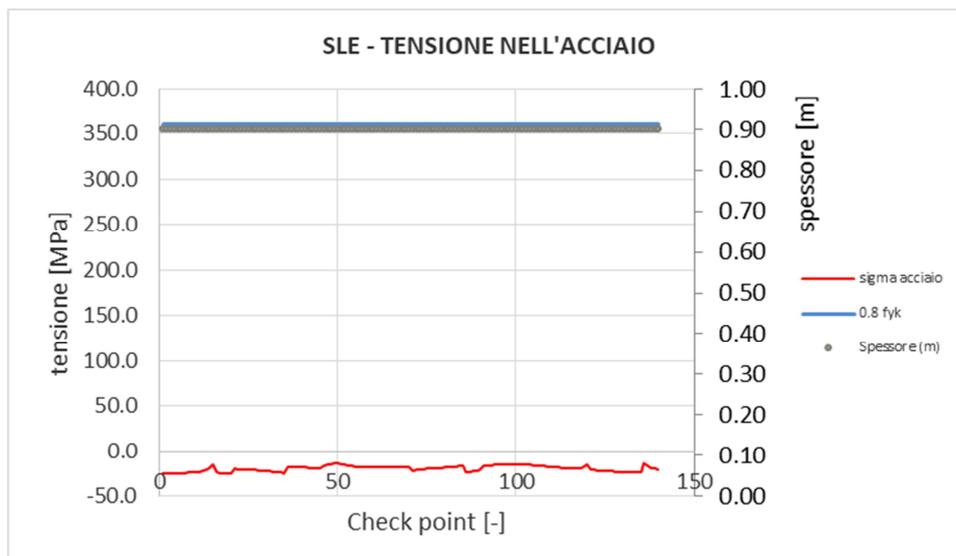


Figura 82 - Verifiche SLE tensione acciaio calotta – Fase 9

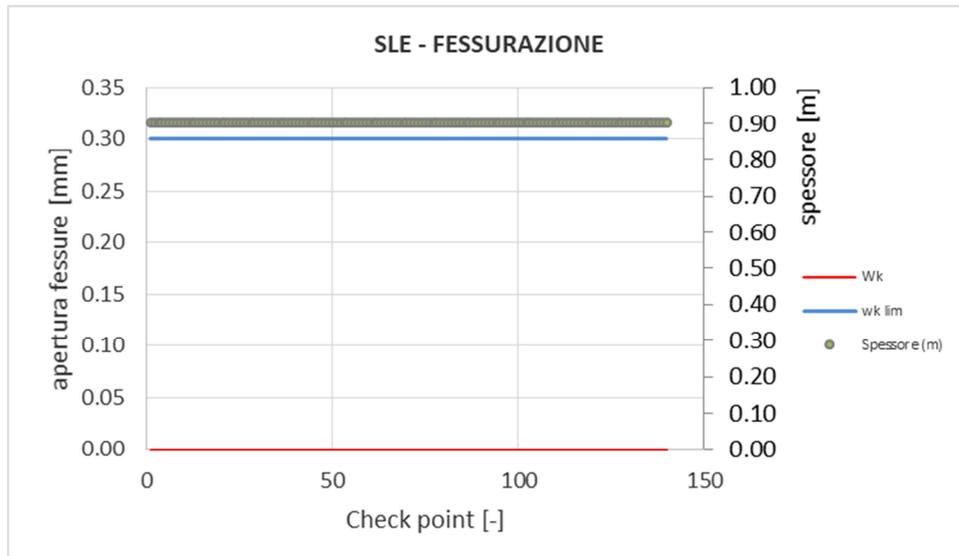


Figura 83 - Verifiche SLE fessurazione calotta – Fase 9

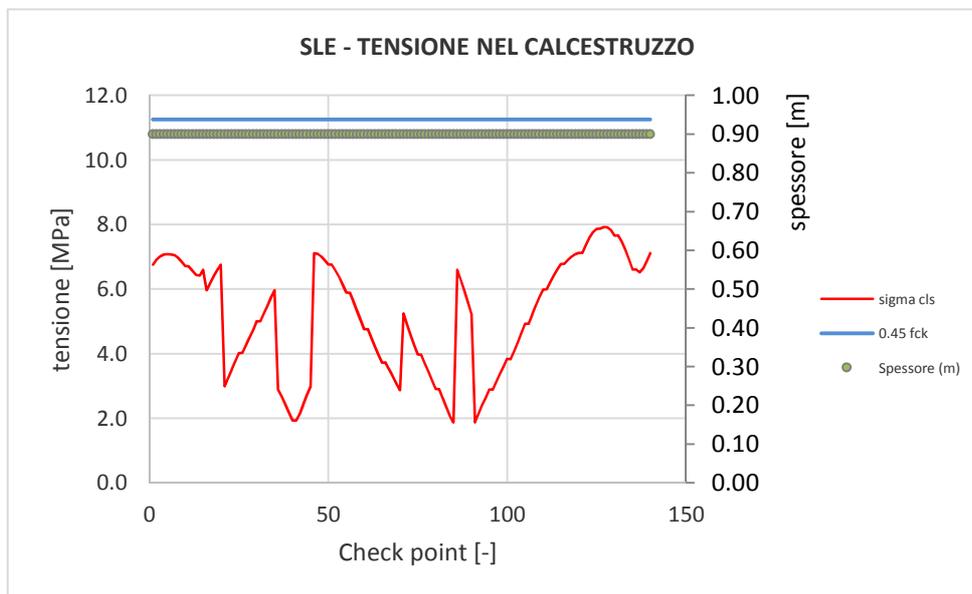


Figura 84 - Verifiche SLE tensione cls calotta – Fase 10

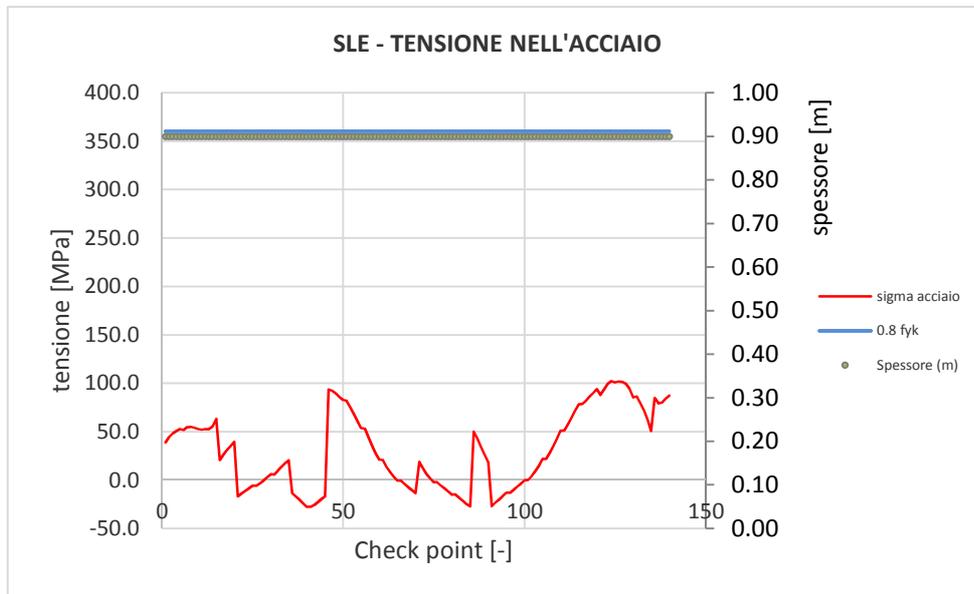


Figura 85 - Verifiche SLE tensione acciaio calotta – Fase 10

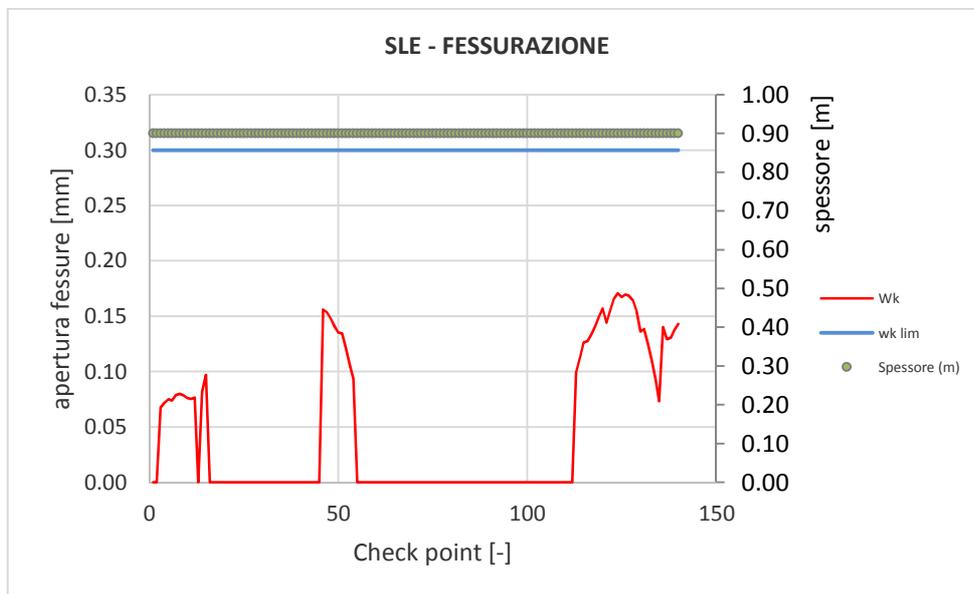


Figura 86 - Verifiche SLE fessurazione calotta – Fase 10

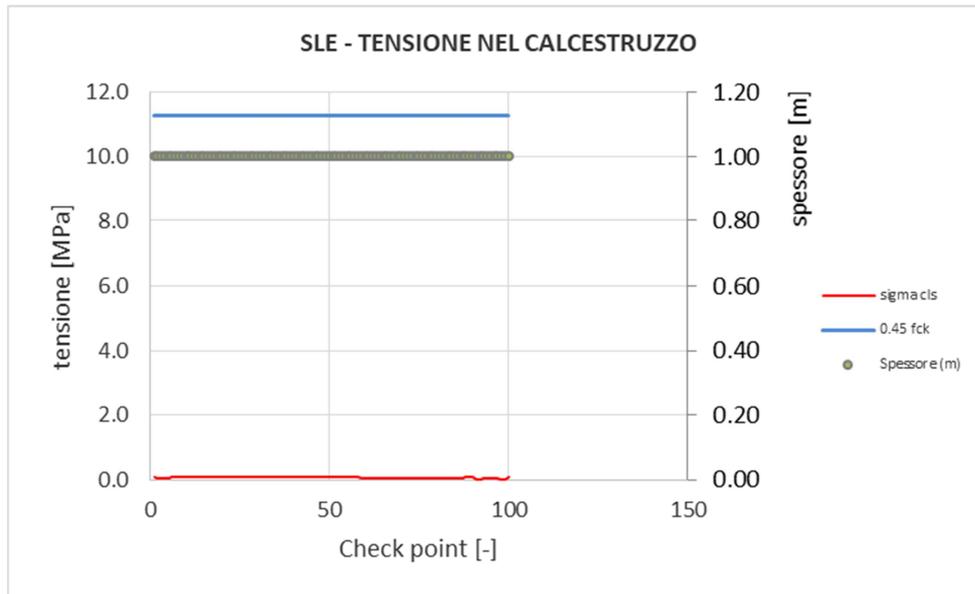


Figura 87 - Verifiche SLE tensione cls arco rovescio – Fase 7

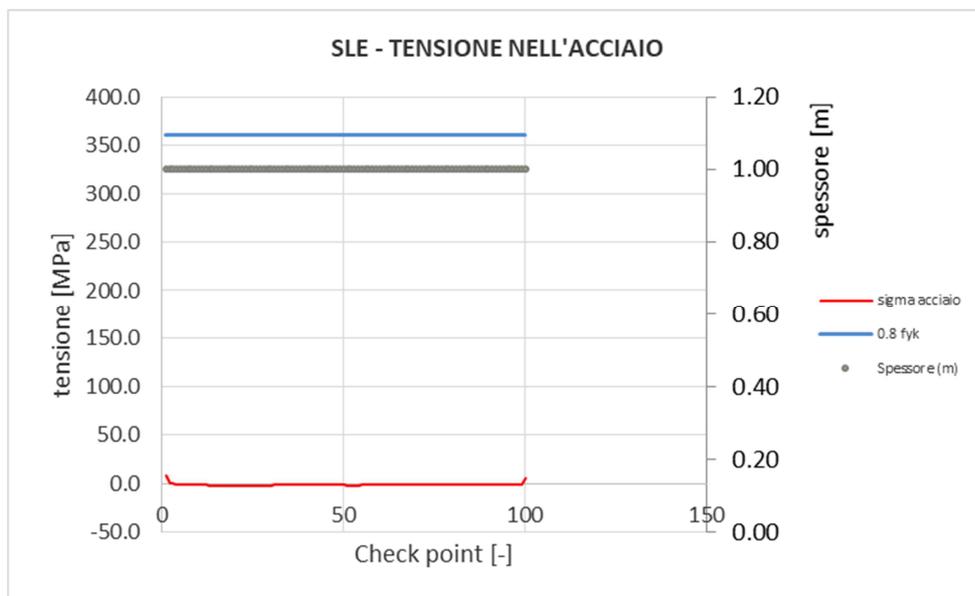


Figura 88 - Verifiche SLE tensione acciaio arco rovescio – Fase 7

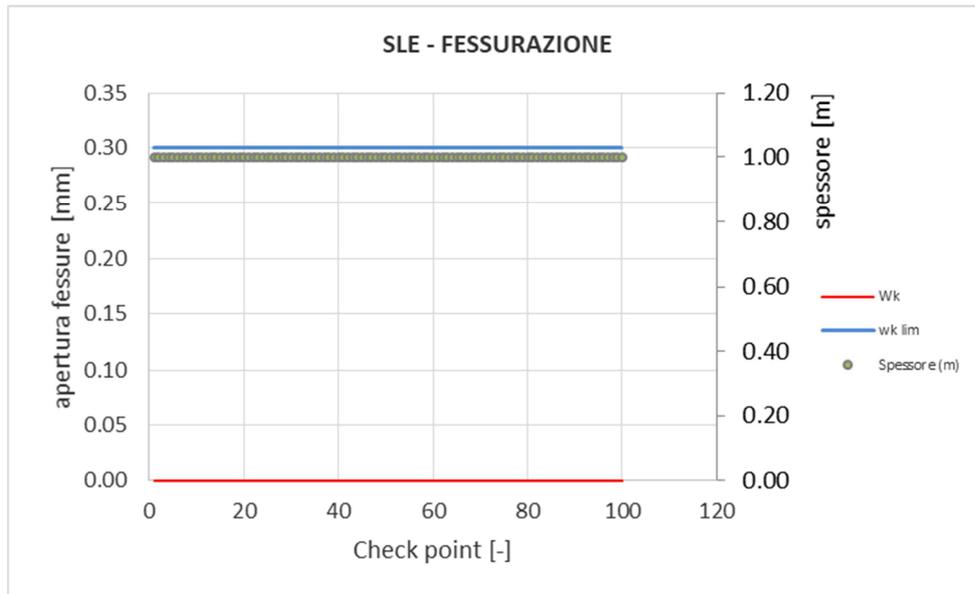


Figura 89 - Verifiche SLE fessurazione arco rovescio – Fase 7

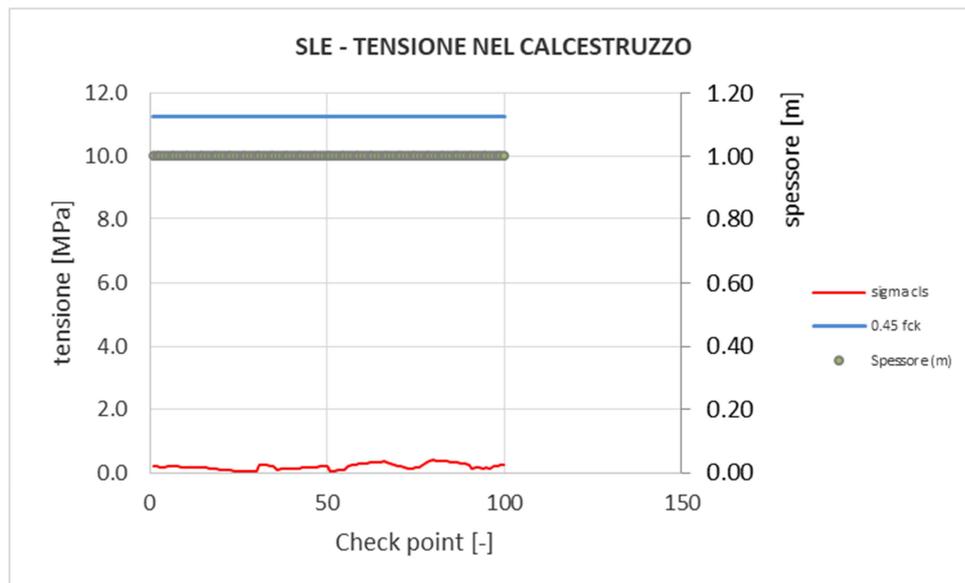


Figura 90 - Verifiche SLE tensione cls arco rovescio – Fase 8

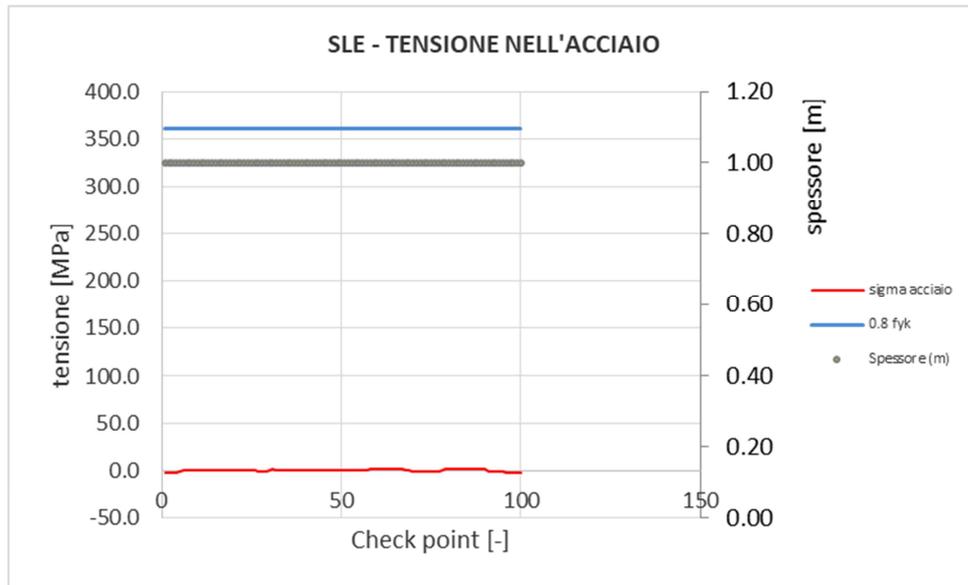


Figura 91 - Verifiche SLE tensione acciaio arco rovescio – Fase 8

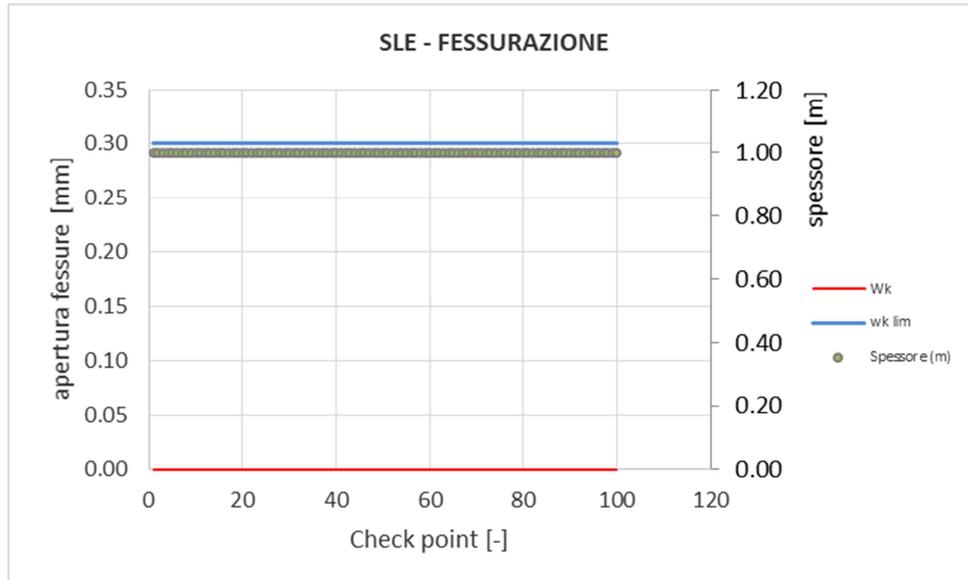


Figura 92 - Verifiche SLE fessurazione arco rovescio – Fase 8

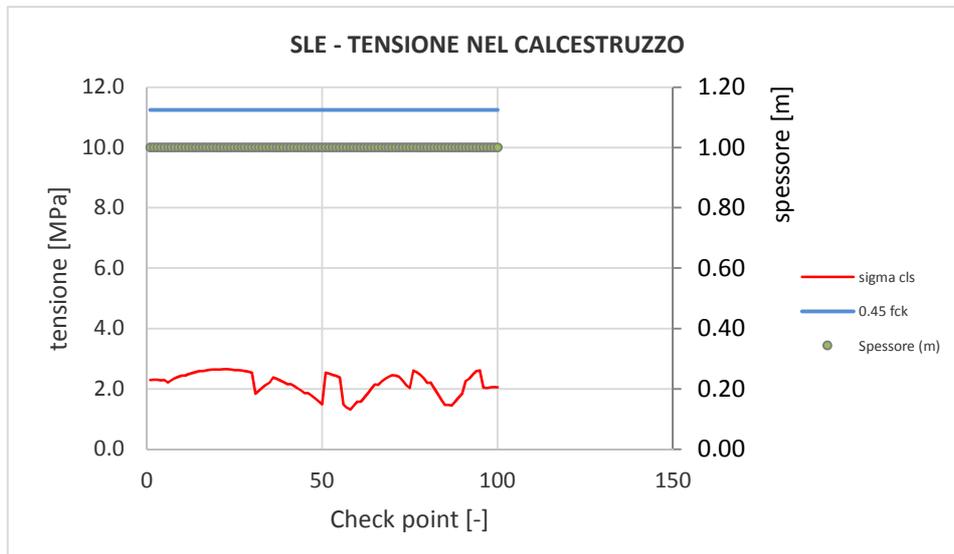


Figura 93 - Verifiche SLE tensione cls arco rovescio – Fase 9

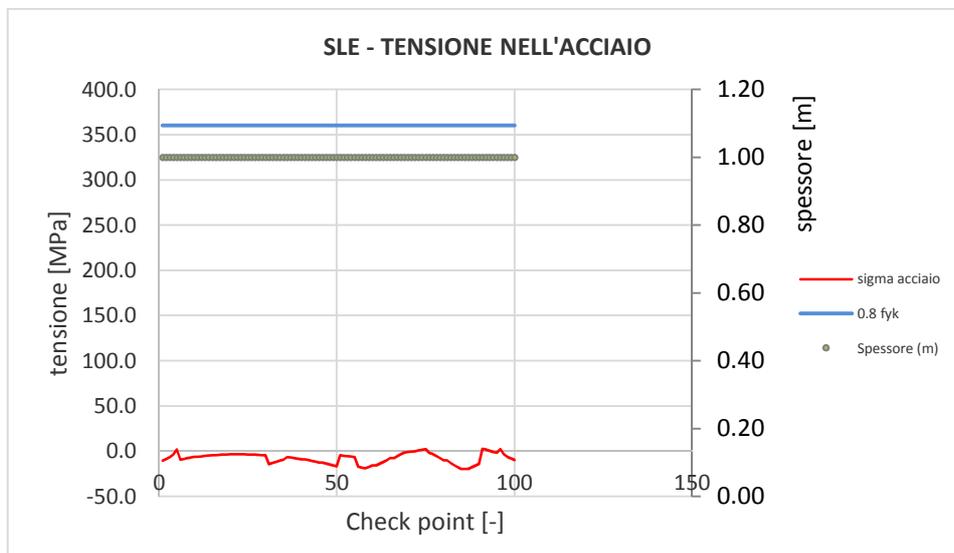


Figura 94 - Verifiche SLE tensione acciaio arco rovescio – Fase 9

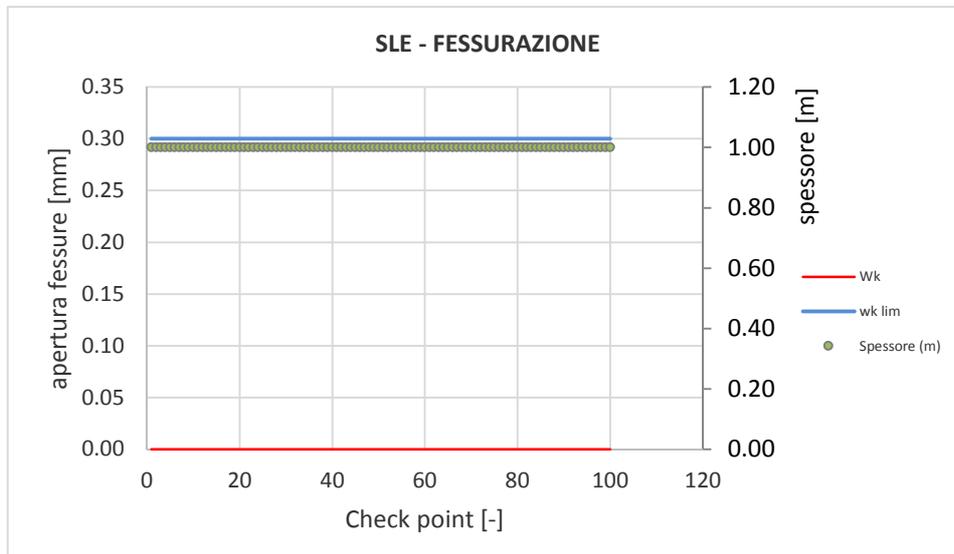


Figura 95 - Verifiche SLE fessurazione arco rovescio – Fase 9

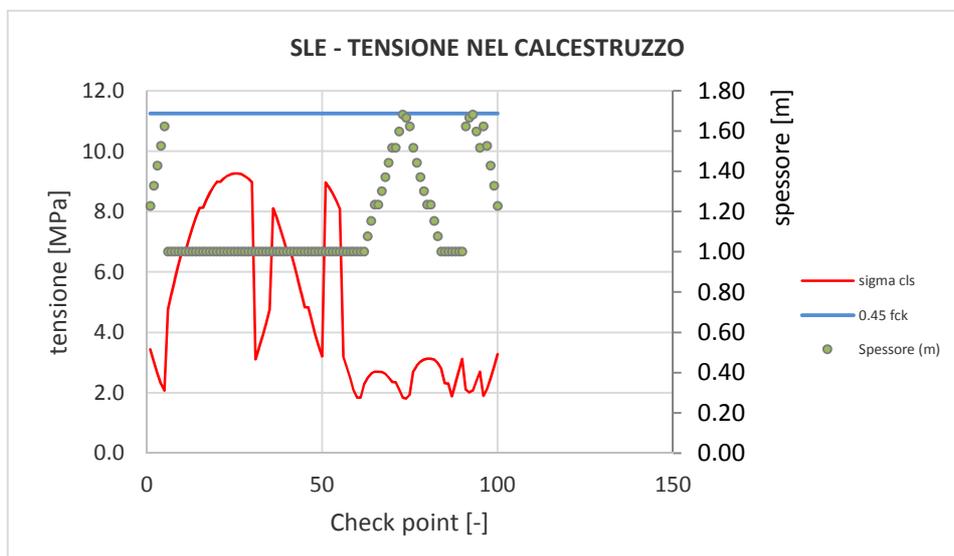


Figura 96 - Verifiche SLE tensione cls arco rovescio – Fase 10

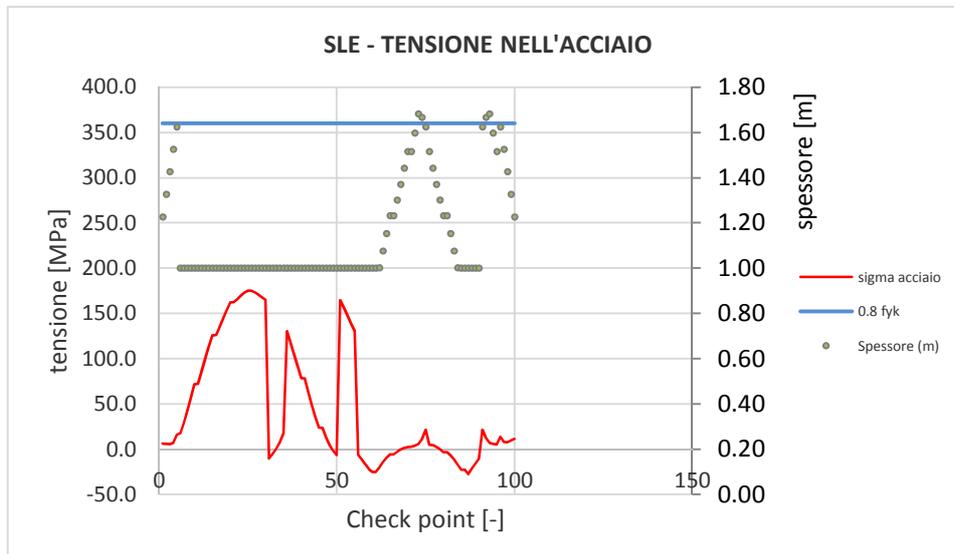


Figura 97 - Verifiche SLE tensione acciaio arco rovescio – Fase 10

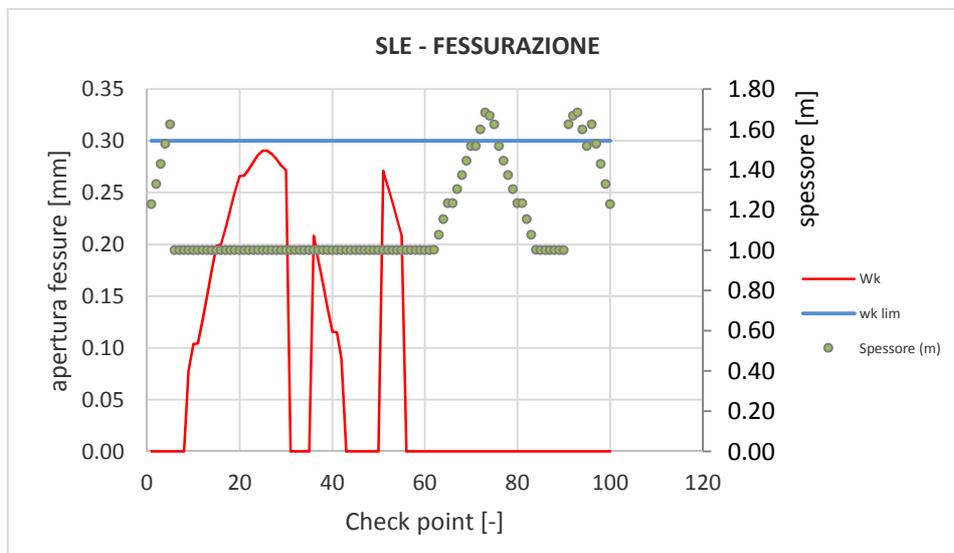


Figura 98 - Verifiche SLE fessurazione arco rovescio – Fase 10

I risultati delle analisi sono riassunti in tabelle; input e output grafici del modello di calcolo sono riportati integralmente in allegato.

9.5 SEZIONE TIPO A2 p.k. 6+860

Le analisi e le verifiche riportate di seguito sono relative alla copertura massima nel tratto in cui la galleria attraversa la formazione FYR2 e la sezione A2 è prevista applicata come sezione prevalente.

In tali condizioni le analisi di diagnosi eseguite mostrano un comportamento del nucleo fronte stabile. Non sono state pertanto eseguite verifiche di stabilità del fronte.

Nelle analisi eseguite si è tenuto conto dell'interazione tra lo scavo della galleria di linea con quello della sezione di cunicolo pedonale localizzato a circa 20m di distanza dall'asse della galleria di linea stessa.

9.5.1 Interazione opera-terreno

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione tipo A2.

<i>Stratigrafia di calcolo</i>		C	Falda	γ	c'_k	ϕ'_k	c_{uk}	E'	k_0
<i>Formazione</i>	<i>Profondità da p.c.</i>								
[-]	[m]	[m]	[m da p.c.]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]
PCL	0-150	100	40	25	150	40	-	5000	1.00

C = copertura (rispetto alla calotta)
 γ = peso per unità di volume
 c'_k = coesione drenata
 ϕ'_k = angolo di attrito interno
 c_{uk} = coesione non drenata
E' = modulo elastico drenato
 K_0 = coefficiente di spinta a riposo

Tabella 34 - Analisi di interazione Sez. A2: definizione della stratigrafia di calcolo

Al fine di tenere conto della condizione di lungo termine la falda viene posta a 60m al di sopra del livello della calotta della galleria.

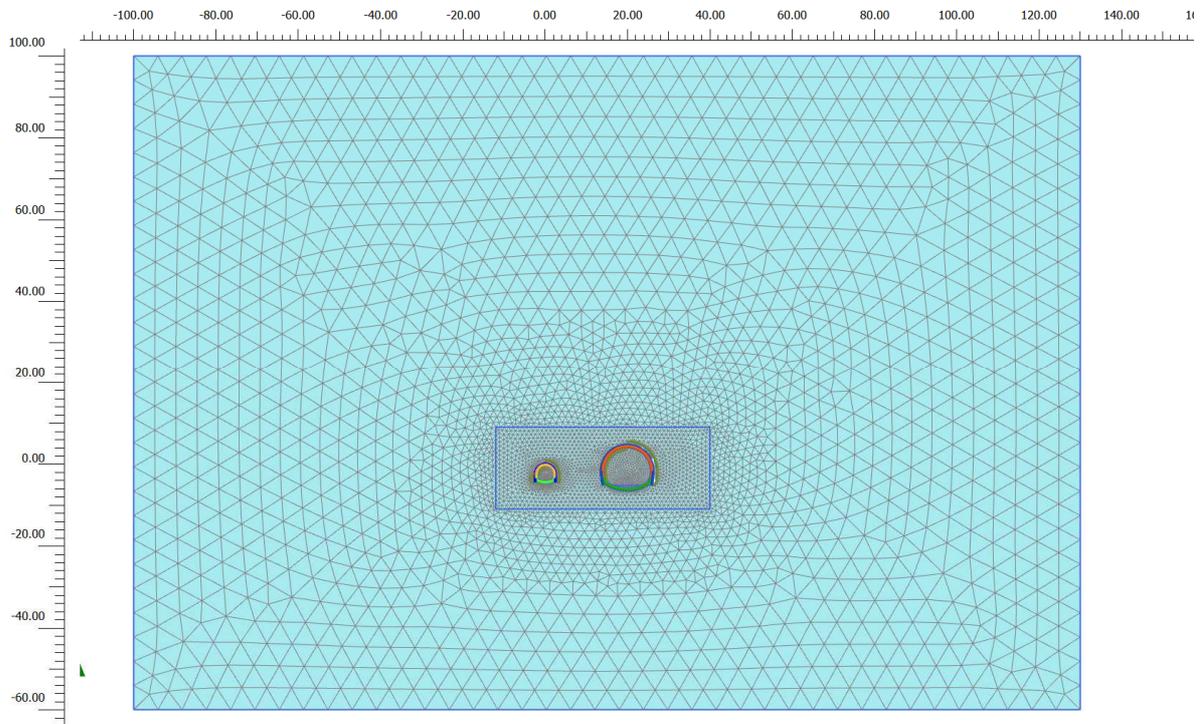


Figura 99 - Modello di calcolo - Geometria mesh

Non è previsto consolidamento del fronte.

La sezione di scavo mostra presenza di bullonatura radiale (14/15 bulloni $\phi 24$ mm oppure tipo Swellex, L=6.0m, maglia 1.2x1.2m), che non viene tenuta in conto nell'analisi, ma il suo scopo è permetterla la cucitura dei blocchi e mantenere il modello geotecnico nell'ambito di un continuo equivalente.

Con riferimento all'asse della galleria, la griglia di calcolo presenta un'estensione complessiva laterale di 230m e un'altezza complessiva di 160 m. Il numero complessivo degli elementi è pari a circa 9392 mentre i nodi sono circa 75768.

9.5.2 Fasi e percentuali di rilascio

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica (come indicato nella figura soprastante con riferimento alla fase di scavo al fronte).

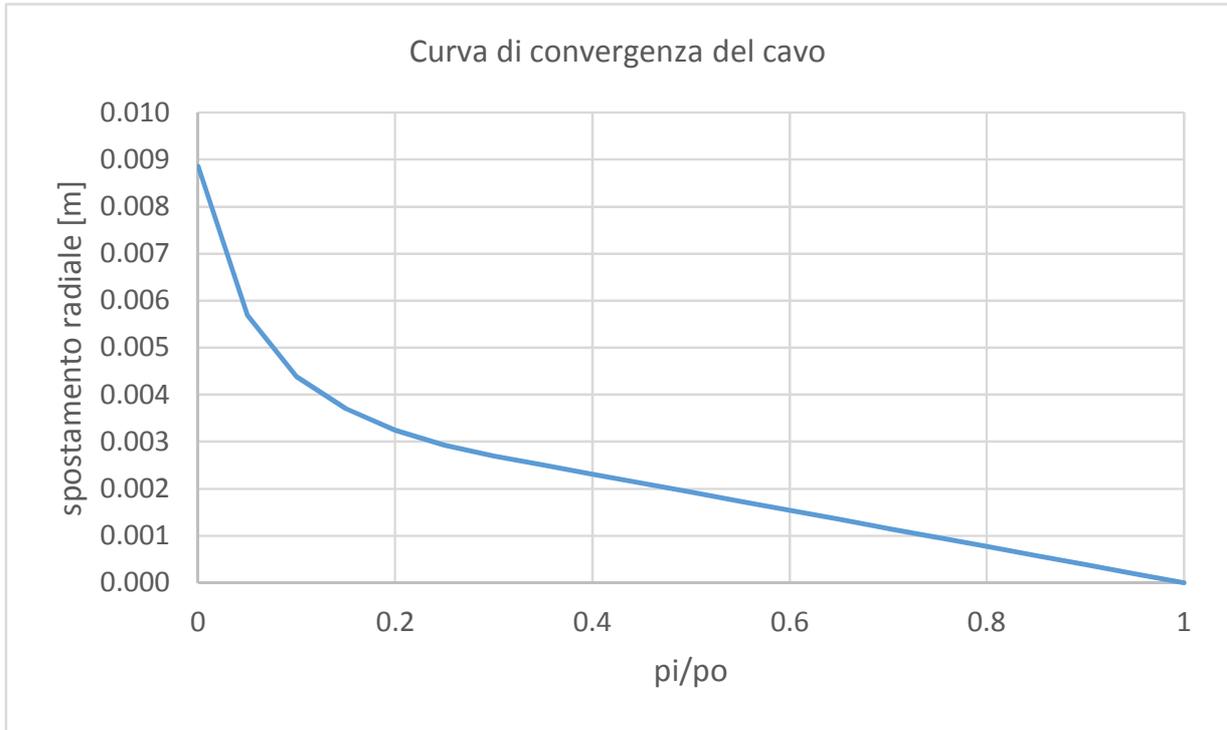


Figura 100 - Sez. A2 – Curva caratteristica di convergenza numerica galleria di linea

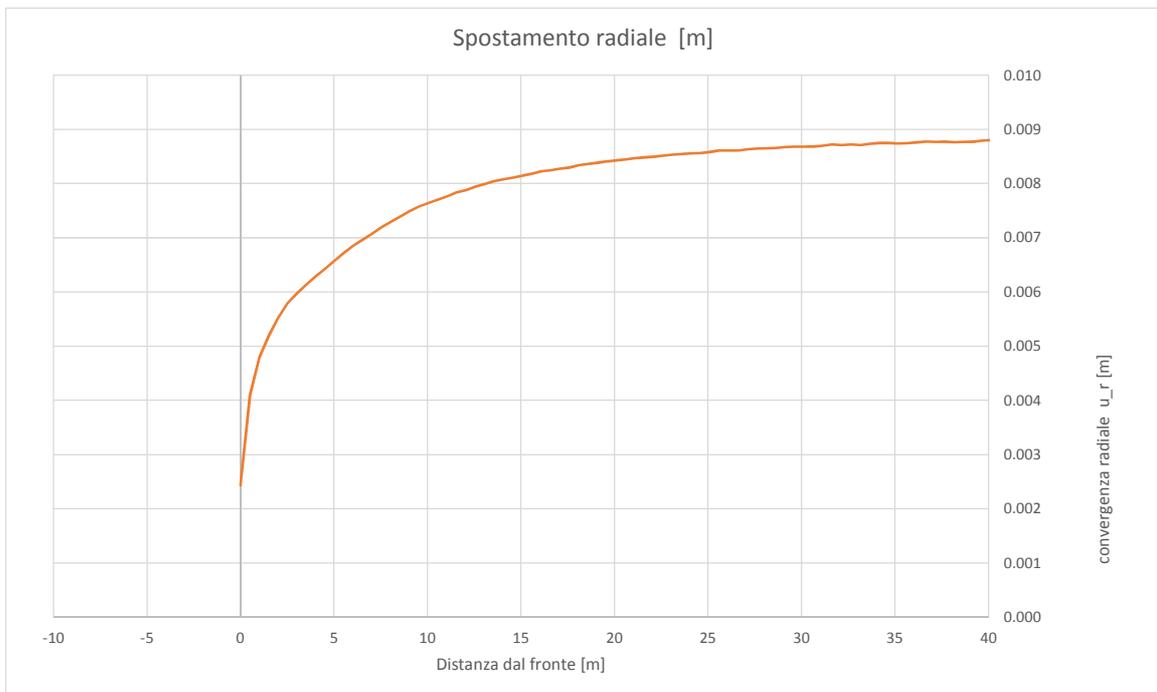


Figura 101 - Sez. A2 – Spostamenti radiali modello assialsimmetrico in funzione della distanza dal fronte galleria di linea

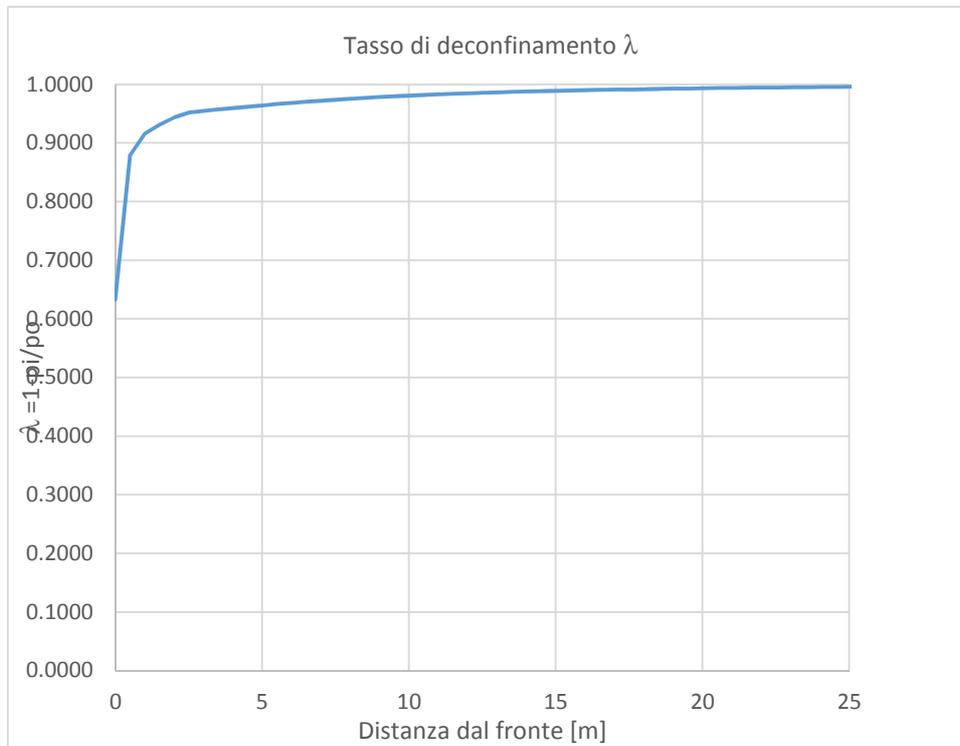


Figura 102 - Sez. A2 – Calcolo percentuale di rilascio λ_F - al fronte galleria di linea

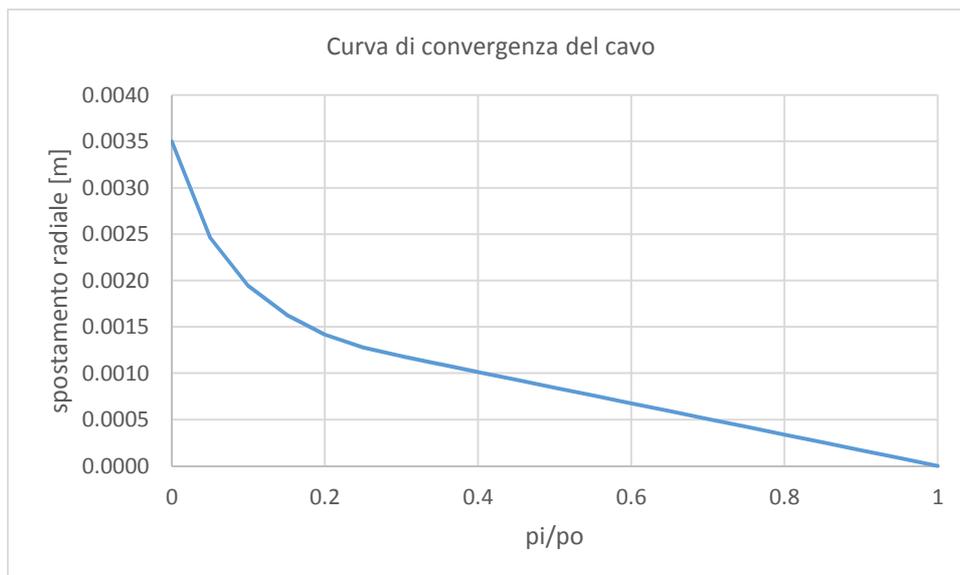


Figura 103 - Sez. A2 – Curva caratteristica di convergenza numerica galleria di linea cunicolo pedonale

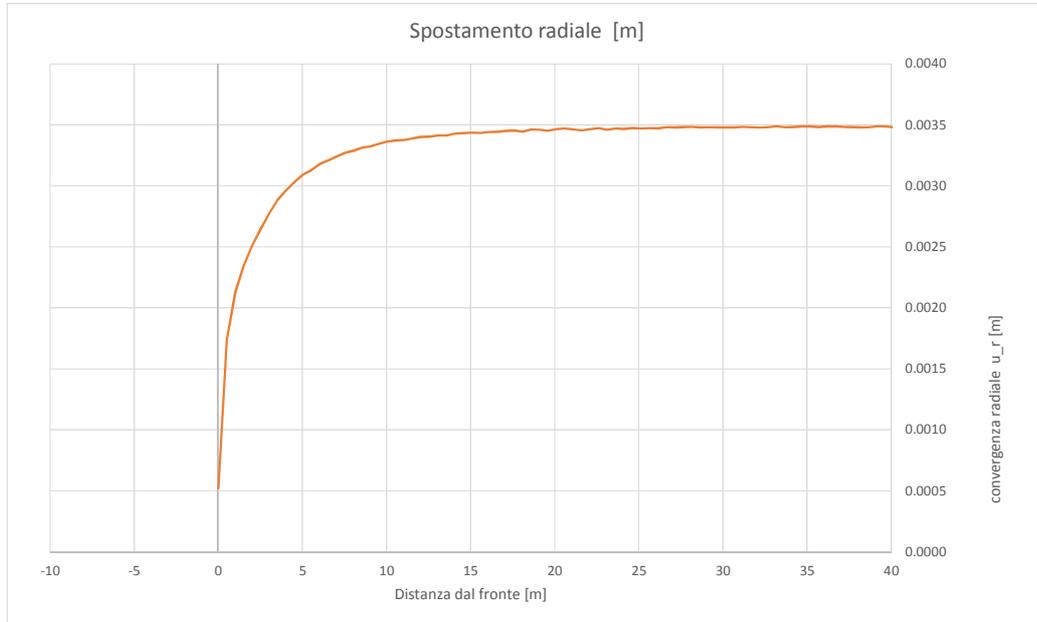


Figura 104 - Sez. A2 – Spontamenti radiali modello assialsimmetrico in funzione della distanza dal fronte cunicolo pedonale

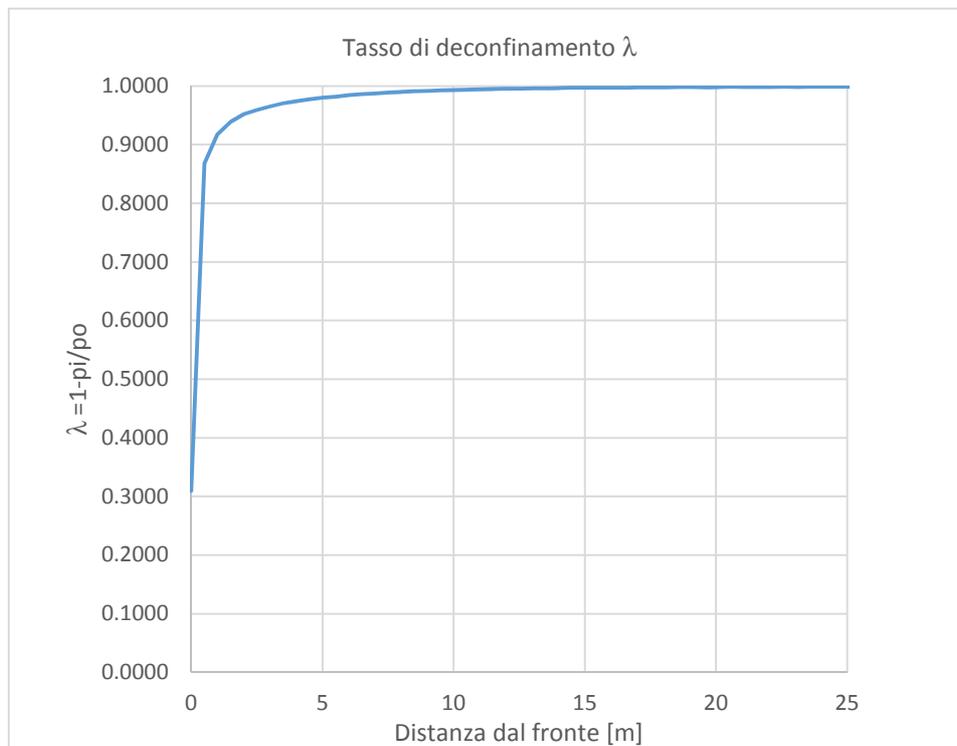


Figura 105 - Sez. A2 – Calcolo percentuale di rilascio λ_F al fronte cunicolo pedonale

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	125 di 190

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l'analisi di interazione opera-terreno. Lo scavo risulta interagire con la sezione di cunicolo pedonale localizzato a circa 20m di distanza dall'asse della galleria di linea, per cui si assiste alla seguente fasizzazione generale:

- Scavo della galleria di linea;
- Scavo del cunicolo di emergenza

Al termine del processo di scavo è stata simulata la fase di lungo termine in cui è previsto l'innalzamento del livello di falda e sono stati fatti decadere i parametri dei rivestimenti di prima fase.

Fase Galleria di linea	Fase Cunicolo Pedonale	Descrizione	Rilascio forze scavo (λ) TR	Rilascio forze scavo (λ) CP
0-1	0-1	Inizializzazione stato tensionale geostatico	0.00	-
TR2		Rilascio a cavo libero in corrispondenza del fronte	0.63	-
TR 3		Esecuzione dello sfondo elementare di 1.2 m	0.92	-
TR 4		Installazione del rivestimento di prima fase e scarico a 12 m dal fronte	0.985	-
TR 5		Scarico tensionale completo a 60 m dal fronte	1.00	-
TR 6		Installazione del rivestimento definitivo in arco rovescio	1.00	-
	CP2	Rilascio a cavo libero in corrispondenza del fronte	1.00	0.31
	CP3	Esecuzione dello sfondo elementare di 1.2 m	1.00	0.92
	CP4	Scarico tensionale completo a 60 m dal fronte	1.00	1.00
TR 7	CP5	Installazione del rivestimento definitivo in arco rovescio e calotta	1.00	1.00
TR 8	CP6	Condizione di lungo termine (innalzamento della falda, decadimento del rivestimento di prima fase)	1.00	1.00

Tabella 35 - Analisi di interazione – Sezione A2: fasi di calcolo

9.5.3 Esame dei risultati

L'analisi si articola in sette successive fasi di calcolo, che permettono di descrivere i differenti interventi costruttivi e di schematizzare le differenti condizioni di carico per i rivestimenti. Le fasi, descritte al paragrafo precedente, sono illustrate in [Tabella 36](#).

GALLERIA MELITO

Relazione geotecnica e di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	126 di 190

Lo stesso allegato illustra, per ciascuna fase, le componenti verticale e orizzontale degli spostamenti totali cumulati, i vettori degli spostamenti totali, i punti al contorno del cavo dove si hanno plasticizzazioni e l'orientamento delle direzioni principali efficaci.

La tabella Tabella 28 riporta, per ogni fase di calcolo, i risultati principali in termini di quadro deformativo e tensionale e di localizzazione delle plasticizzazioni nella zona del cavo, distinguendo tra la zona di calotta, dei piedritti e dell'arco rovescio.

La Figura 52 consente di visualizzare la posizione dei nodi di chiave calotta, dei piedritti e dell'arco rovescio cui si riferiscono i dati riportati nella tabella.

Fase	calotta			piedritti						arco rovescio			Fascia Plasticizzata galleria di linea
	u [cm]	σ_1 [kPa]	σ_3 [kPa]	u [cm]	σ_1 [kPa]	σ_3 [kPa]	u [cm]	σ_1 [kPa]	σ_3 [kPa]	u [cm]	σ_1 [kPa]	σ_3 [kPa]	
TR2	0.27	-3796	-913	0.23	-3705	-953	0.23	-3705	-953	-0.32	-2582	-1061	Punti isolati all'appoggio dei piedritti
TR3	0.60	-1510	-191	0.52	-1605	-217	0.52	-1605	-217	-0.59	-1582	-257	Estensione pari a circa 3m al contorno dello scavo e sotto le murette
TR4	0.66	-1364	-157	0.68	-1140	-108	0.68	-1140	-108	-0.79	-1035	-85	Estensione pari a circa 4m al contorno dello scavo e 8m in arco rovescio
TR5	0.69	-1326	-148	0.74	-1086	-96	0.74	-1086	-96	-0.87	-809	-36	
TR6	0.68	-1323	-189	0.74	-1058	-120	0.74	-1058	-120	-0.86	-835	-71	Bande di spessore pari a circa 2m ai piedritti e sotto le murette
CP2	0.69	-1315	-187	0.74	-1067	-122	0.74	-1067	-122	-0.86	-832	-68	Riduzione zone plastiche rispetto alla fase precedente
CP3	0.72	-1300	-182	0.74	-1133	-127	0.74	-1133	-127	-0.87	-833	-70	Zone plastiche risultano localizzate in limitati punti ai piedritti ed alla base delle murette
CP4	0.72	-1292	-178	0.75	-1158	-128	0.75	-1158	-128	-0.87	-825	-62	Leggero incremento zone plastiche in corrispondenza delle murette
TR7/CP5	0.73	-1283	-153	0.75	-1172	-133	0.75	-1172	-133	-0.86	-825	-62	Limitati punti alla base dei piedritti
TR8/CP6	0.18	-1228	-560	0.92	-1233	-633	0.92	-1233	-633	-1.66	-1310	-667	Estensione variabile da 5m in calotta e 6m in a.r., con minimo sui piedritti

u = spostamento totale cumulativo (positivo se abbassamento, negativo se sollevamento)

σ_1 = sforzo principale totale massimo

σ_3 = sforzo principale totale minimo

Tabella 36 - Analisi di interazione – Sezione tipo C2 allargata: risultati dell'analisi

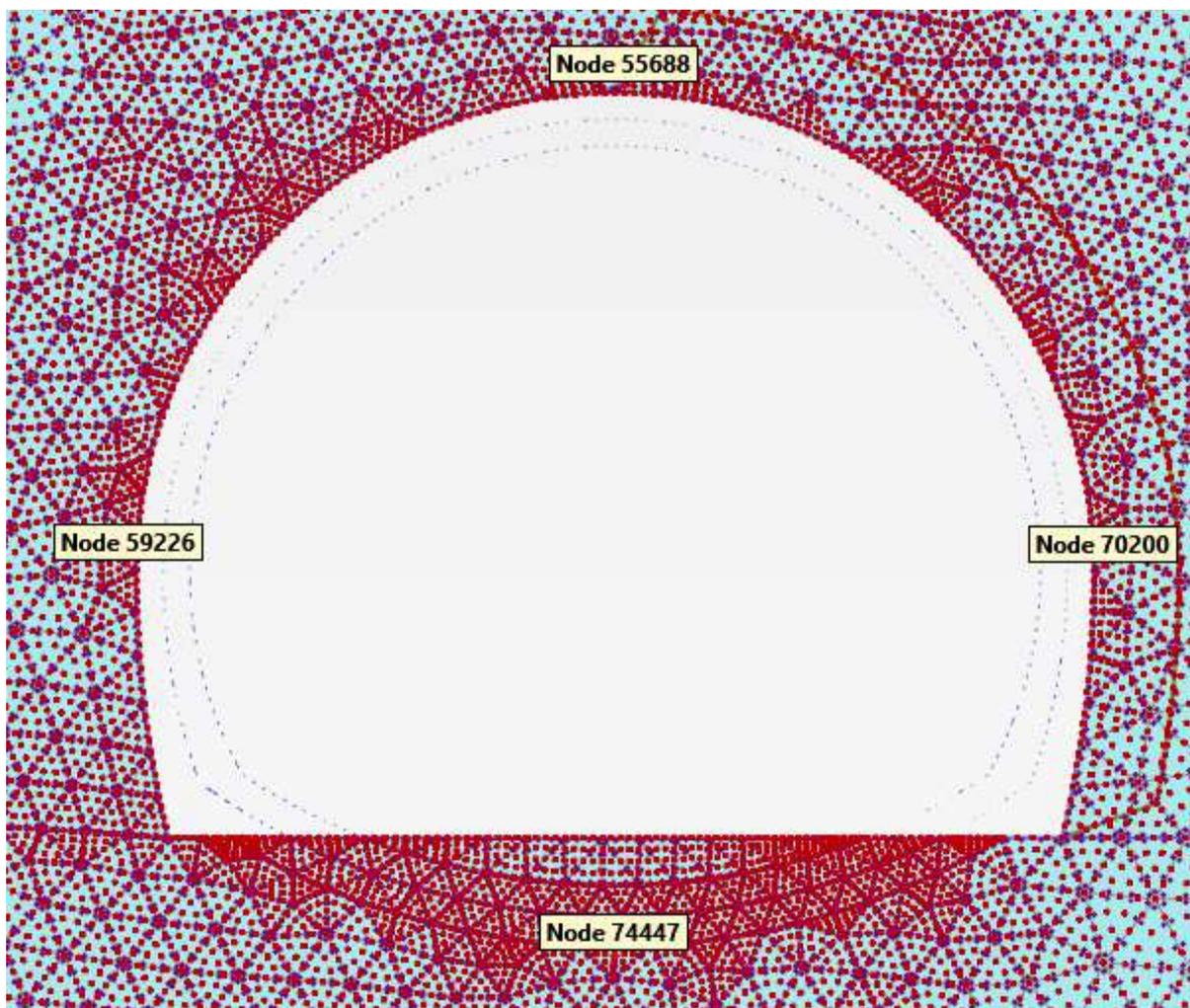


Figura 106 - Nodi rilevati nella zona del cavo

FASE TR2

Viene simulata l'esecuzione dello scavi della galleria di linea sino alla posizione del fronte. Il campo di spostamenti mostra spostamenti pari a circa 0.3cm in calotta e in arco rovescio, 0.2cm ai piedritti. Sono presenti punti plasticizzati in corrispondenza della base dei piedritti. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 3796 kPa (calotta) mentre la massima tensione principale minima è di 913 kPa (calotta).

FASE TR3

Viene simulata l'esecuzione dello sfondo elementare di 1.2 m. Il cedimento cumulato in calotta è pari a 0.6 cm, lo spostamento cumulato ai piedritti raggiunge 0.5 cm, mentre il sollevamento cumulato in arco rovescio è di 0.6 cm. Le zone plastiche mostrano un'estensione pari a circa 3m al contorno dello scavo e sotto le murette. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 1610 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 191 kPa (calotta).

FASE TR4

Viene simulata l'installazione del rivestimento di prima fase e l'avanzamento a 12 m dal fronte. Il cedimento cumulato in calotta è pari a 0.7 cm, lo spostamento cumulato ai piedritti raggiunge 0.7 cm, mentre il sollevamento cumulato in arco rovescio è di 0.8 cm. Le zone plastiche mostrano un'estensione pari a circa 4m al contorno dello scavo e 8m in arco rovescio. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 1364 kPa (calotta) mentre la massima tensione principale minima è di 85 kPa (arco rovescio).

FASE TR5

Viene simulato l'avanzamento a 60 m dal fronte. Il cedimento cumulato in calotta è pari a 0.7 cm, lo spostamento cumulato al piedritto raggiunge 0.75 cm, mentre il sollevamento cumulato in arco rovescio è di 0.9 cm. Le zone plastiche si mantengono inalterate rispetto alla fase precedente. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 1326 kPa (calotta) mentre la massima tensione principale minima è di 36 kPa (arco rovescio).

FASE TR6

Viene simulata l'installazione dell'arco rovescio della galleria principale. Il cedimento cumulato in calotta è pari a 0.7 cm, lo spostamento cumulato al piedritto raggiunge 0.75 cm, mentre il sollevamento cumulato in arco rovescio è di 0.9 cm. La chiusura della sezione permette la redistribuzione degli sforzi, e le zone plastiche si riducono in maniera drastica. Riduzione zone plastiche, con presenza di bande di spessore pari a circa 2m ai piedritti e sotto le murette. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 1323 kPa (calotta) mentre la massima tensione principale minima è di 71 kPa (arco rovescio).

FASE CP2

Viene simulata l'esecuzione dello scavi del cunicolo pedonale sino alla posizione del fronte. Il campo di spostamenti non mostra variazioni significative rispetto a quello della fase precedente. Le zone plastiche si riducono rispetto alla fase precedente. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 1315 kPa (calotta) mentre la massima tensione principale minima è di 68 kPa (arco rovescio).

Nell'intorno del cunicolo non sono presenti zone plastiche. Nell'intorno del cunicolo la massima tensione principale massima è di 3658 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 1482 kPa (piedritti).

FASE CP3

Viene simulata l'esecuzione dello sfondo elementare di 1.2 m del cunicolo pedonale. Per la galleria di linea il campo di spostamenti non mostra variazioni significative rispetto a quello della fase precedente. Le zone plastiche risultano localizzate in limitati punti ai piedritti ed alla base delle murette. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 1449 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 70 kPa (arco rovescio).

Nell'intorno del cunicolo sono presenti zone plastiche con spessore variabile da 2m ai piedritti a 1m in calotta, con bande inclinate al di sotto delle murette. Nell'intorno del cunicolo la massima tensione principale massima è di 1796 kPa (calotta) mentre la massima tensione principale minima è di 194 kPa (piedritti).

FASE CP4

Viene simulato l'avanzamento a 60 m dal fronte per il cunicolo pedonale. Per la galleria di linea il campo di spostamenti non mostra variazioni significative rispetto a quello della fase precedente. Le zone plastiche

mostrano limitati punti alla base dei piedritti. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 1504 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 62 kPa (arco rovescio).

Nell'intorno del cunicolo si assiste all'incremento delle zone plastiche, specie in arco rovescio, dove gli spessori raggiungono i 2m. Nell'intorno del cunicolo la massima tensione principale massima è di 1381 kPa (calotta) mentre la massima tensione principale minima è di 7 kPa (arco rovescio).

FASE TR7/CP5

Viene simulata la posa dei rivestimenti per la galleria principale e per il cunicolo pedonale. Per la galleria di linea il campo di spostamenti non mostra variazioni significative rispetto a quello della fase precedente. Le zone plastiche mostrano limitati punti alla base dei piedritti. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 1517 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 62 kPa (arco rovescio).

Nell'intorno del cunicolo si assiste alla riduzione delle zone plastiche, specie in arco rovescio dove non risultano più presenti. Nell'intorno del cunicolo la massima tensione principale massima è di 1390 kPa (calotta) mentre la massima tensione principale minima è di 17 kPa (arco rovescio).

FASE TR8/CP6

Viene simulata la condizione di lungo termine, con decadimento dei parametri del rivestimento di prima fase e innalzamento del livello di falda. Per la galleria di linea, il cedimento cumulato in calotta è pari a 0.2 cm, lo spostamento cumulato ai piedritti raggiunge 0.9 cm, mentre il sollevamento cumulato in arco rovescio è di 1.7 cm. Le zone plastiche mostrano estensioni variabili da 5m in calotta e 6m in a.r., con minimo sui piedritti. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 1310 kPa (arco rovescio) mentre la massima tensione principale minima è di 560 kPa (calotta).

Nell'intorno del cunicolo le zone plastiche mostrano estensioni variabili da 2m in calotta e 3m in a.r., con minimo sui piedritti. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 1292 kPa (arco rovescio) mentre la massima tensione principale minima è di 600 kPa (calotta).

9.5.4 Verifiche strutturali del rivestimento di prima fase

Le verifiche strutturali sul rivestimento di prima fase della galleria di linea sono state eseguite per le fasi di calcolo TR4, TR5, TR6, dello scavo della galleria di linea, le fasi CP2, CP3, CP4 del cunicolo pedonale affiancato e TR7 relativo alla fase di getto dei rivestimenti definitivi. Le caratteristiche del rivestimento provvisorio sono riportate nella seguente tabella.

Caratteristiche	Spritz beton/Centine
Spessore dello spritz beton [m]	0.20
Area resistente dello spritz beton A_{sb} [m ²]	0.20
Tipologia profilati	2 IPN180
Interasse longitudinale profilato [m]	1.2
Area resistente della centina A_{cent} [cm ²]	14.5 x 2
Modulo resistente elastico della centina W_{cent} [cm ³]	161 x 2

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	131 di 190

Area resistente a taglio della centina $A_{V,cent}$ [cm ²]	13 x 2
--	--------

Tabella 37 - Analisi di interazione – Galleria di linea. Sezione tipo A2: definizione delle caratteristiche del rivestimento provvisorio

Le verifiche strutturali sul rivestimento di prima fase del cunicolo pedonale sono state eseguite per le fasi di calcolo CP2, CP3, CP4 e TR7/CP5. Le caratteristiche del rivestimento provvisorio sono riportate nella seguente tabella.

Caratteristiche	Spritz beton/Centine
Spessore dello spritz beton[m]	0.15
Area resistente dello spritz beton A_{sb} [m ²]	0.15
Tipologia profilati	2 IPN140
Interasse longitudinale profilato [m]	1.2
Area resistente della centina A_{cent} [cm ²]	18.3 x 2
Modulo resistente elastico della centina W_{cent} [cm ³]	82 x 2
Area resistente a taglio della centina $A_{V,cent}$ [cm ²]	7.4 x 2

Tabella 38 - Analisi di interazione – Galleria Pedonale. Sezione tipo A2: definizione delle caratteristiche del rivestimento provvisorio

La tabella seguente sintetizza le sollecitazioni ottenute, per ogni fase, nelle zone di maggiore interesse del rivestimento: zona di calotta, di contatto calotta-piedritti e dei piedritti, rilevate in corrispondenza dei nodi indicati nella figura a seguire.

	Sollecitazioni	Calotta	zona di contatto calotta-piedritto		piedritto	
			Sinistro	Destro	Sinistro	Destro
Fase TR4	N [kN/m]	-804	-984	-1044	-637	-766
	M [kNm/m]	-1	4	9	-1	7
	T [kN/m]	3	-10	-7	3	-8
Fase TR5	N [kN/m]	-1272	-1517	-1508	-1000	-1231
	M [kNm/m]	-1	6	14	4	11
	T [kN/m]	7	-16	-9	7	-14
Fase TR6	N [kN/m]	-1272	-1517	-1508	-1000	-1231
	M [kNm/m]	-1	6	14	4	11
	T [kN/m]	7	-16	-9	7	-14
Fase TCP2	N [kN/m]	-1269	-1514	-1510	-1015	-1236
	M [kNm/m]	-1	6	14	4	11

Fase CP3	T [kN/m]	7	-16	-9	7	-14
	N [kN/m]	-1259	-1515	-1523	-1083	-1258
	M [kNm/m]	-1	6	14	4	11
	T [kN/m]	7	-16	-9	10	-14
Fase CP4	N [kN/m]	-1259	-1515	-1523	-1083	-1258
	M [kNm/m]	-1	6	14	4	11
	T [kN/m]	7	-16	-9	10	-14
	T [kN/m]	7	-16	-9	10	-14
Fase TR7	N [kN/m]	-1259	-1516	-1523	-1085	-1259
	M [kNm/m]	-1	6	14	4	11
	T [kN/m]	7	-16	-9	10	-14
	T [kN/m]	7	-16	-9	10	-14

Tabella 39 - Analisi di interazione – Sezione tipo A2: Sollecitazioni nelle zona di maggior interesse del rivestimento di prima fase

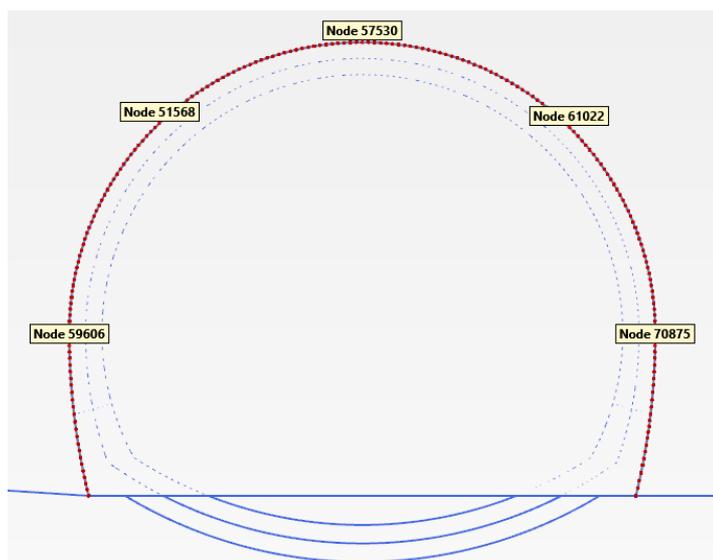


Figura 107 - Nodi rilevati del rivestimento di prima fase

In allegato si riportano, per ogni nodo del rivestimento, le sollecitazioni scaturite dall'analisi e le conseguenti verifiche: le verifiche strutturali del rivestimento di prima fase sono soddisfatte, per ciascuna fase, in tutti i punti.

9.5.5 Verifiche strutturali SLU del rivestimento definitivo

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche simulate dei rivestimenti di prima fase e definitivi.

Tipo di prerivestimento	Spritz beton/Rivestimento definitivo
Spessore dello spritz [m]	0.20
Spessore simulato del rivestimento definitivo di arco rovescio [m]	0.70

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	133 di 190

Spessore simulato del rivestimento definitivo di calotta [m]	0.80
--	------

Tabella 40 - Analisi di interazione – Galleria di linea. Sezione tipo A2: definizione delle caratteristiche dei rivestimenti

La verifica strutturale del rivestimento definitivo prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo definite dai punti M_{Rd} , N_{Rd} che individuano il dominio resistente nel piano M, N.

Per la verifica a taglio, il valore resistente di calcolo è ottenuto in accordo con la normativa vigente (DM 14/01/2008 par.4.1.2.1.3. e Circolare n.617/2009).

Il rivestimento definitivo è previsto armato sia in calotta che in arco rovescio. L'incidenza delle armature in calotta e in arco rovescio è di 50kg di acciaio per m³.

Le tabelle seguenti sintetizzano le sollecitazioni ottenute, per ogni fase, nelle zone di maggiore interesse del rivestimento: zona di calotta, di contatto calotta-piedritti e piedritti-arco rovescio, dei piedritti e di arco rovescio, rilevate in corrispondenza dei nodi delle figura a seguire.

	Sollecitazioni	Calotta	zona di contatto calotta-piedritto		piedritto	
			sinistro	destro	sinistro	destro
Fase TR7	N [kN/m]	3	-7	-11	-47	-48
	M [kNm/m]	1	0	0	-1	-1
	T [kN/m]	0	0	0	0	0
Fase TR8	N [kN/m]	-4114	-3931	-3785	-3344	-3330
	M [kNm/m]	-178	55	48	-17	-19
	T [kN/m]	7	31	-81	-123	138

Tabella 41 - Analisi di interazione – Sezione tipo A2: Sollecitazioni nelle zone calotta-piedritto del rivestimento definitivo

	Sollecitazioni	arco rovescio	zona di contatto piedritto- arco	
			sinistro	destra
Fase TR6	N [kN/m]	-292	4	2
	M [kNm/m]	-15	12	14
	T [kN/m]	2	16	-15
Fase CP2	N [kN/m]	-250	37	7
	M [kNm/m]	-13	16	15
	T [kN/m]	1	15	-16
Fase CP3	N [kN/m]	-242	-52	-25
	M [kNm/m]	-10	22	21
	T [kN/m]	0	11	-19
Fase CP4	N [kN/m]	-157	1	9
	M [kNm/m]	-8	29	27
	T [kN/m]	0	8	-21
Fase TR7	N [kN/m]	-152	-13	-3
	M [kNm/m]	-7	30	28
	T [kN/m]	0	9	-23
Fase TR8	N [kN/m]	-4733	-4983	-4931
	M [kNm/m]	551	-392	-404
	T [kN/m]	5	415	-427

Tabella 42 - Analisi di interazione – Sezione tipo A2: Sollecitazioni nelle zone arco rovescio-piedritto del rivestimento definitivo

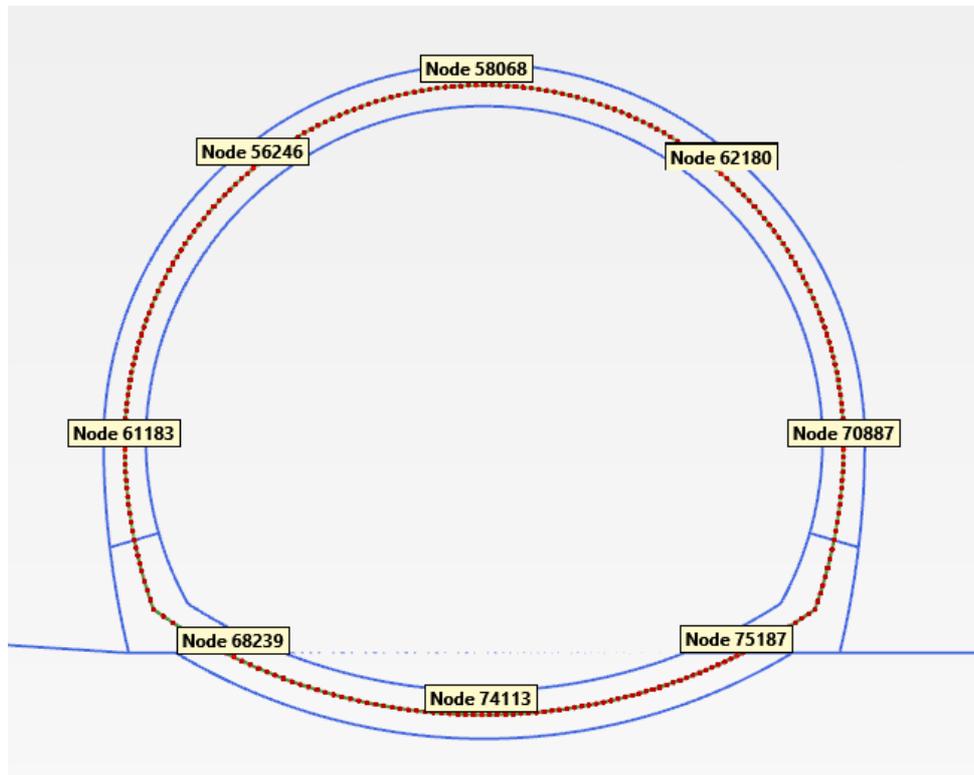


Figura 108 - Nodi rilevati del rivestimento definitivo

In **calotta e piedritti** si dispongono 1+1 $\phi 20/20$ con un copriferro netto di 4 cm. L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da barre $\phi 12/30$. L'armatura a taglio è del tipo $\phi 12/40\text{cm}/30\text{cm}$.

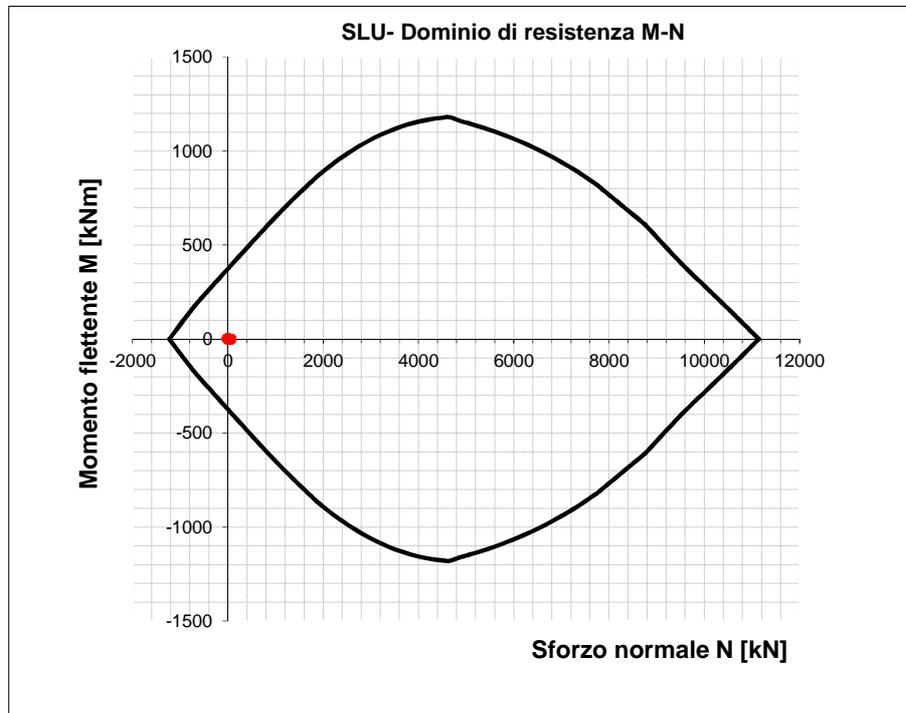


Figura 109 - Dominio resistente SLU calotta (B=1.00 m, H=0.70m) – Fase TR7

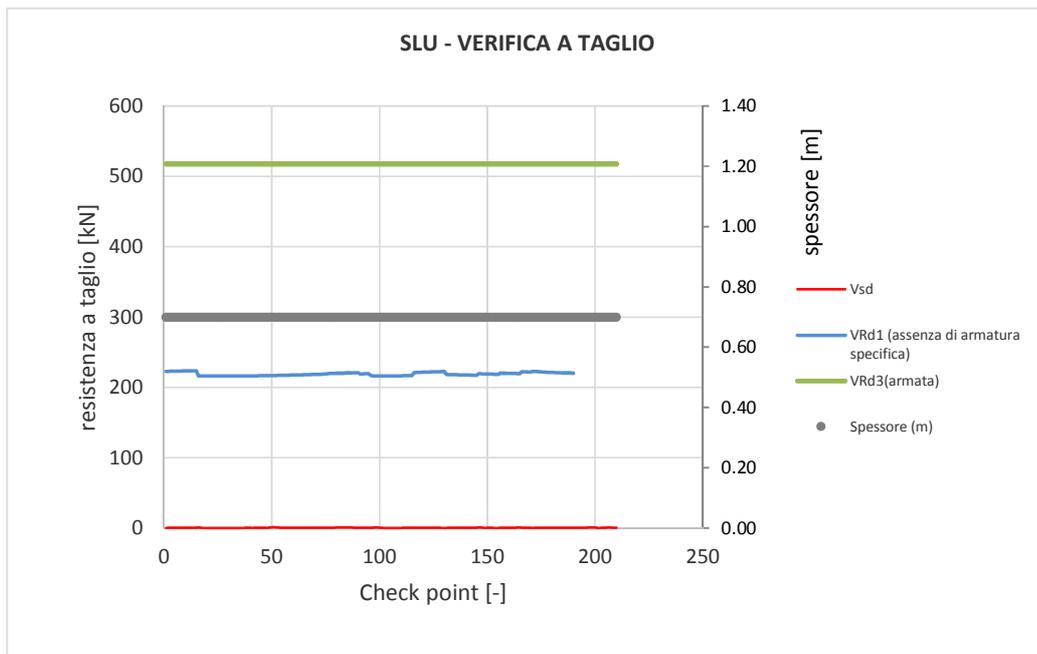


Figura 110 - Verifica SLU taglio calotta – Fase TR7

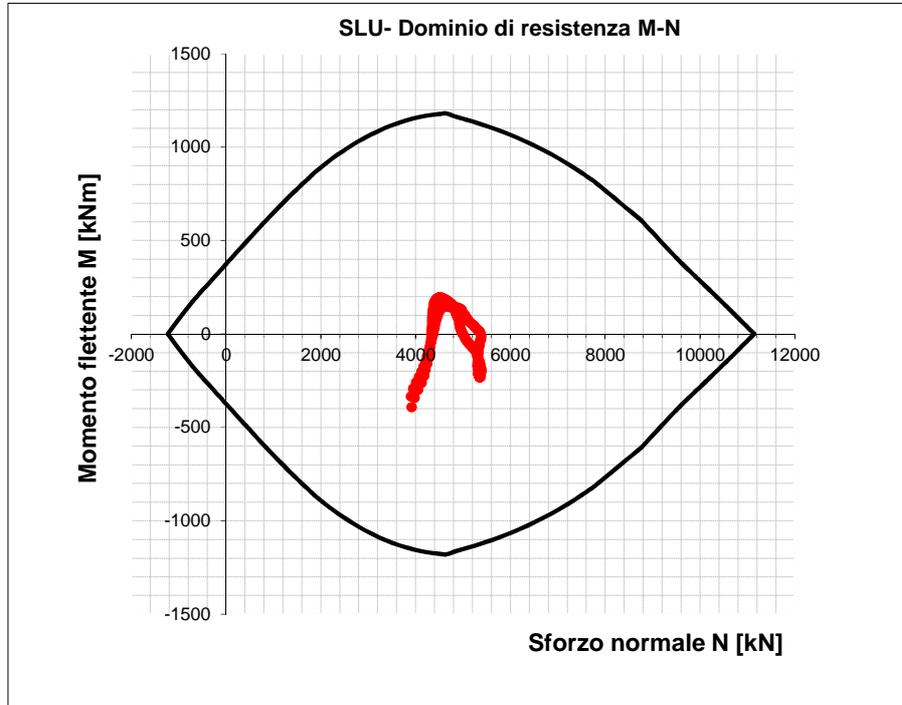


Figura 111 - Dominio resistente SLU calotta (B=1.00 m, H=0.70m) – Fase TR8

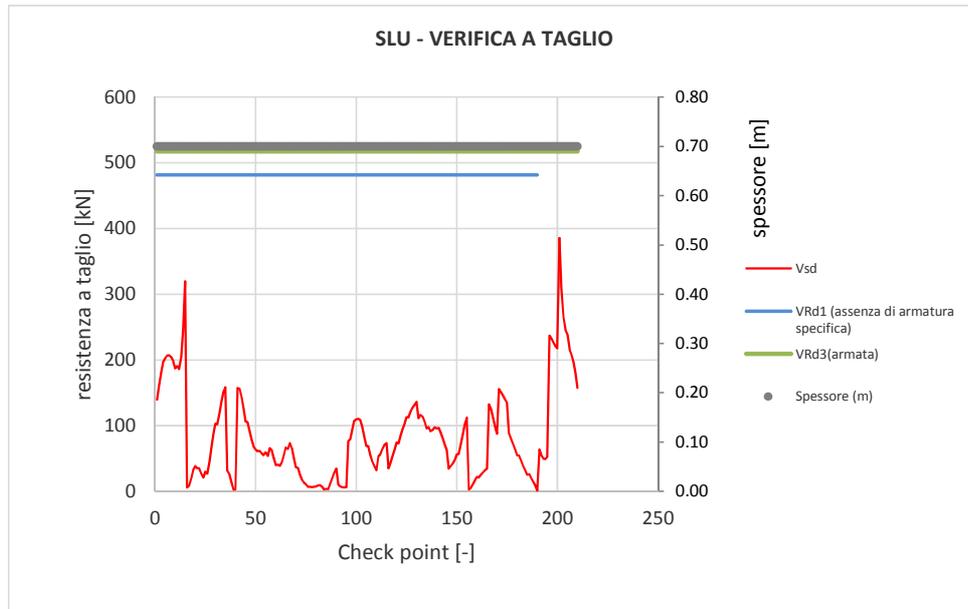


Figura 112 - Verifica SLU taglio calotta – Fase TR8

In **arco rovescio** si dispongono 1+1 $\phi 20/20$ con un copriferro netto di 4 cm. L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da barre $\phi 12/30$. L'armatura a taglio prevista consiste in $\phi 12/40\text{cm}/30\text{cm}$.

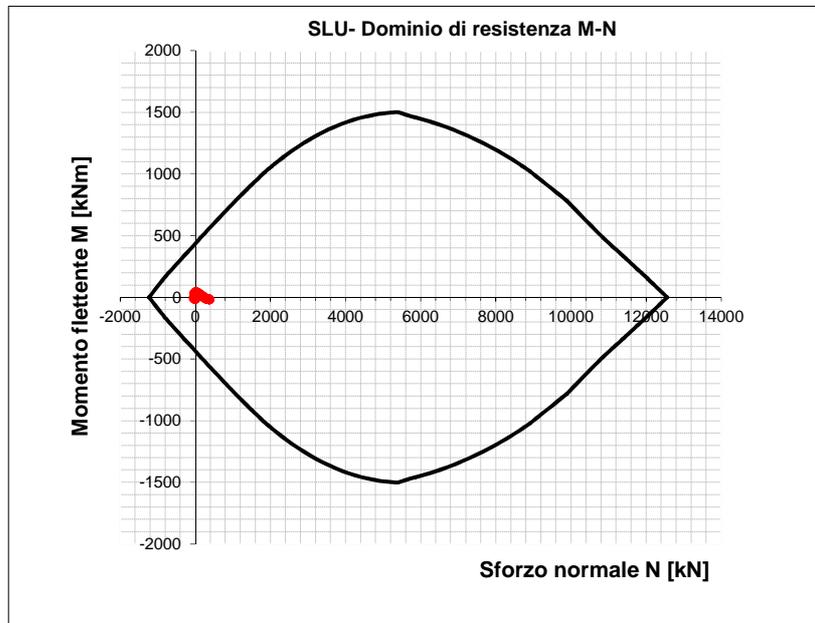


Figura 113 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m, H=0.80 m) – Fase TR6

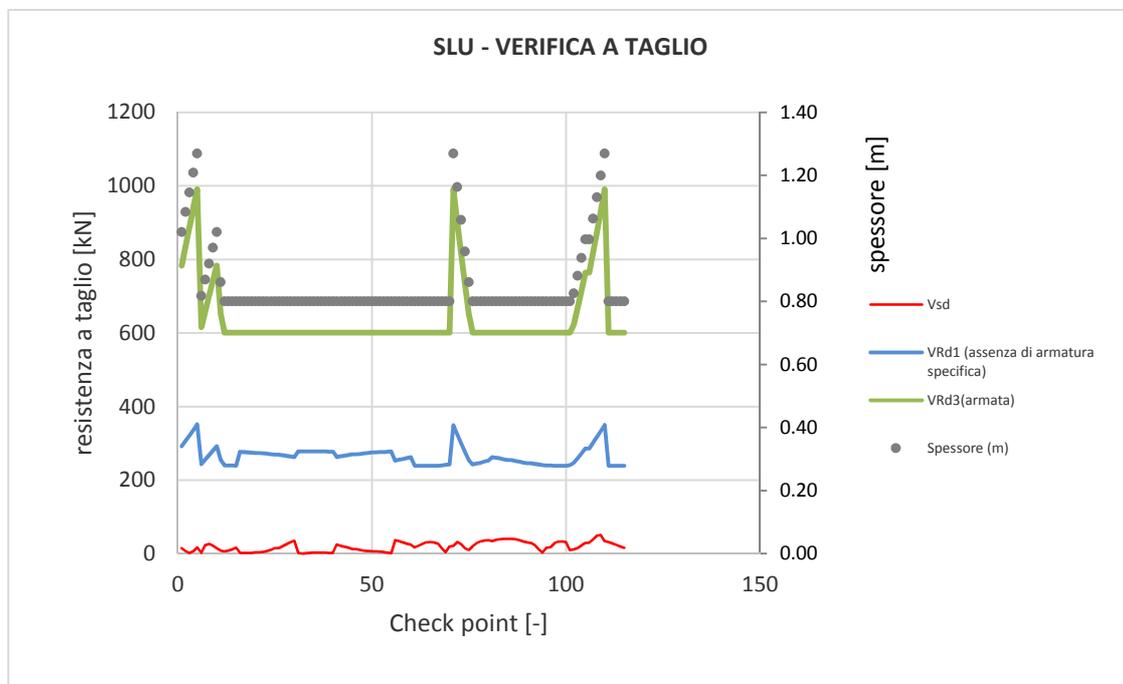


Figura 114 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase TR6

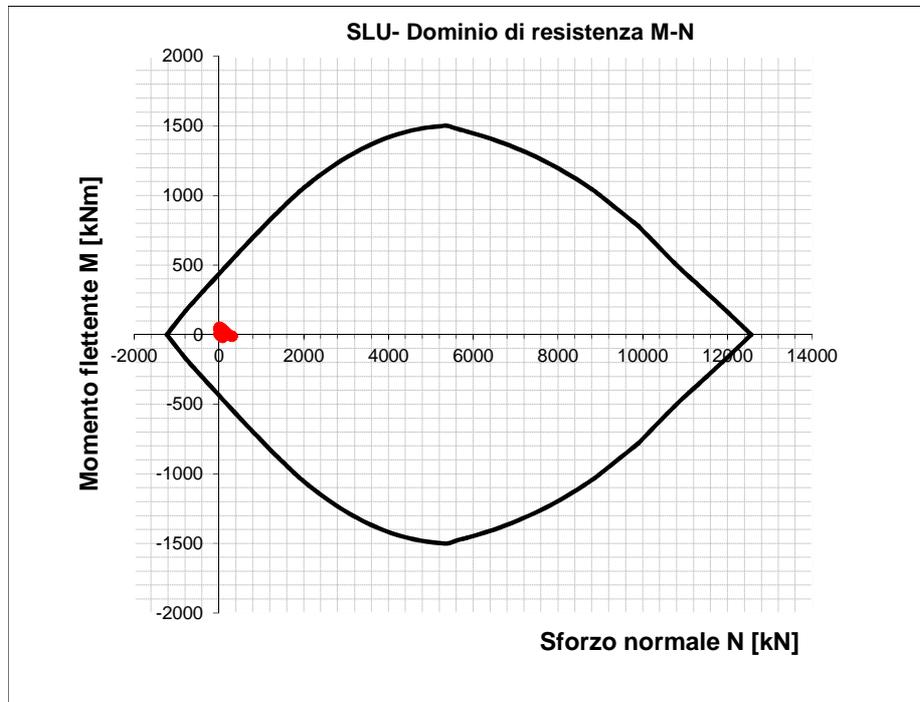


Figura 115 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m, H=0.80 m) – Fase CP2

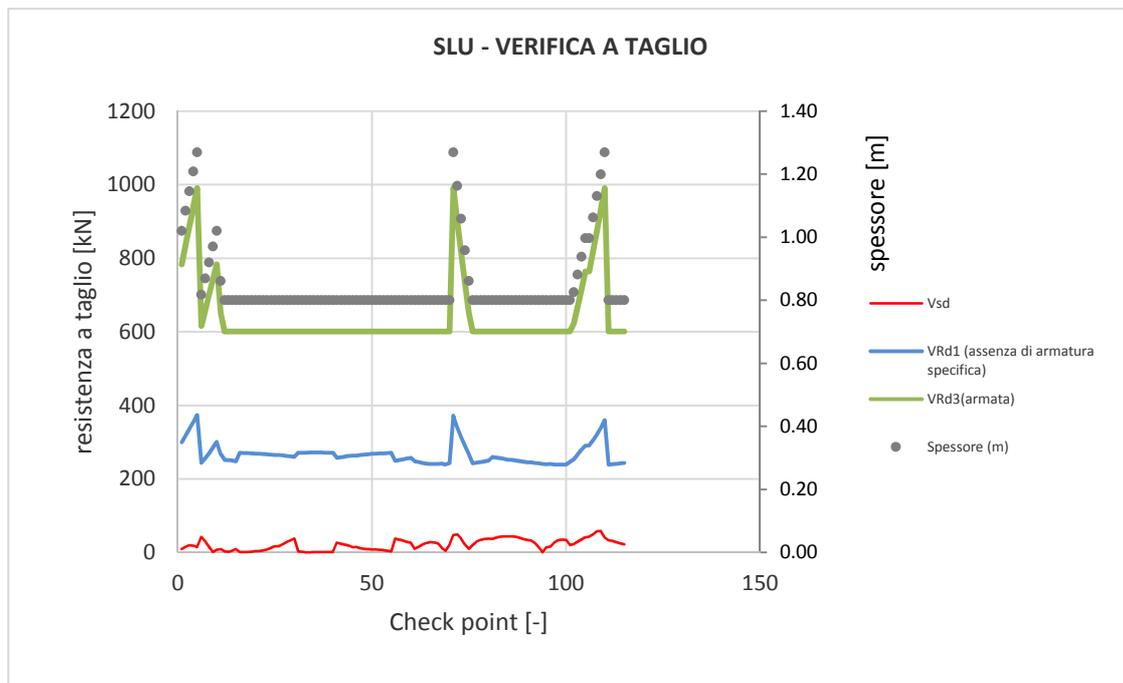


Figura 116 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase CP2

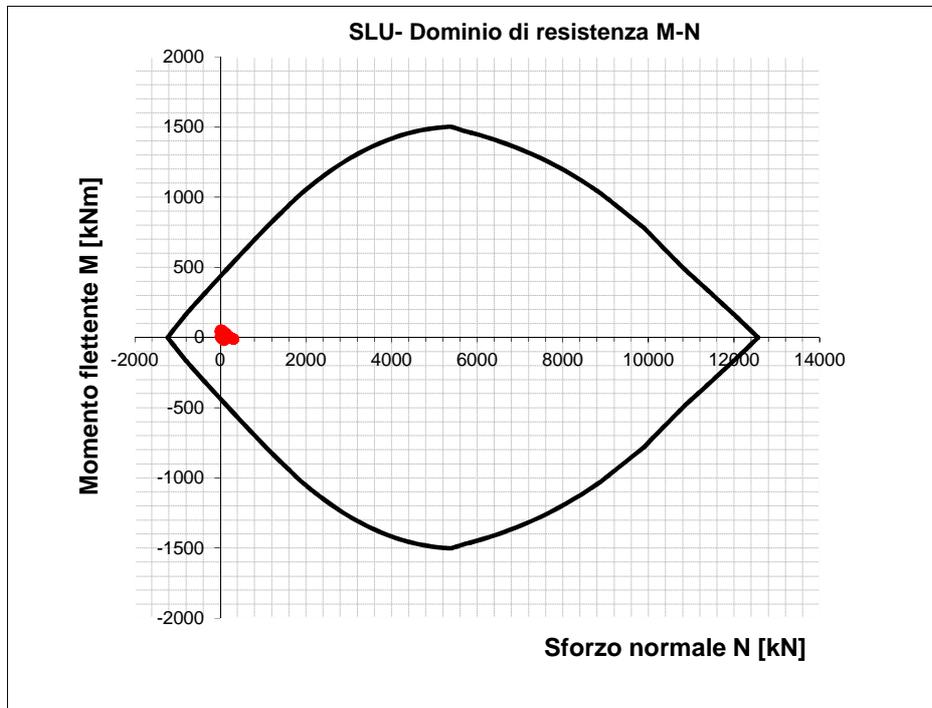


Figura 117 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m, H=0.80 m) – Fase CP3

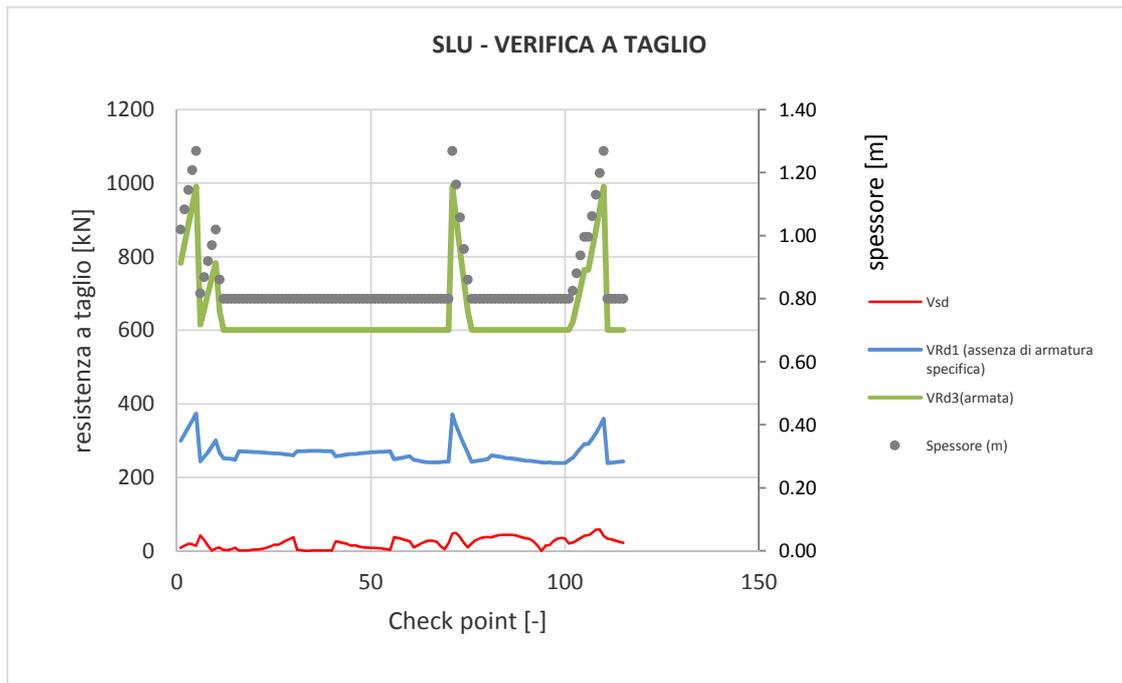


Figura 118 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase CP3

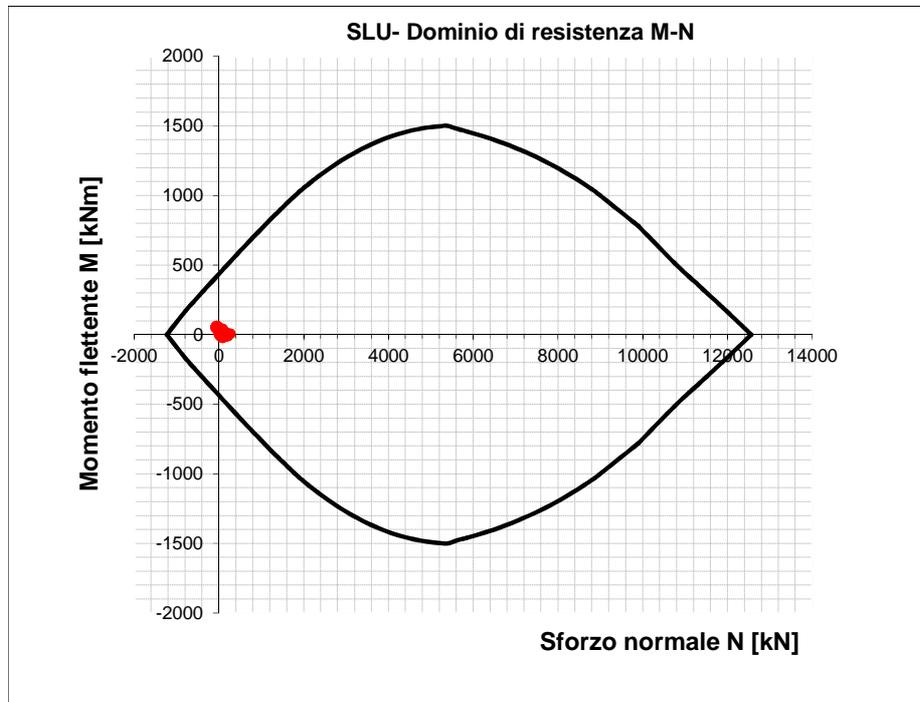


Figura 119 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m, H=0.80 m) – Fase CP4

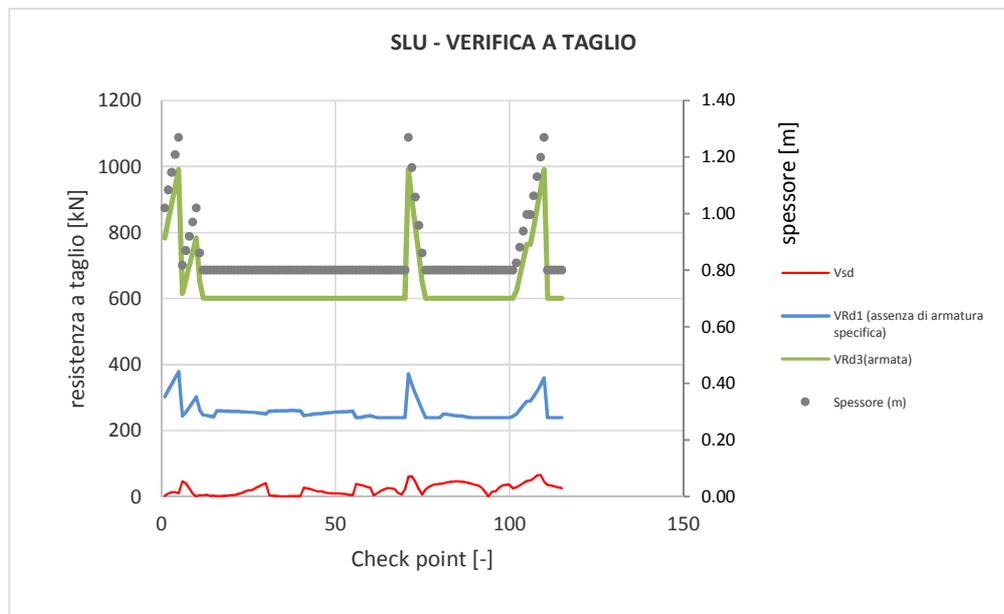


Figura 120 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase CP4

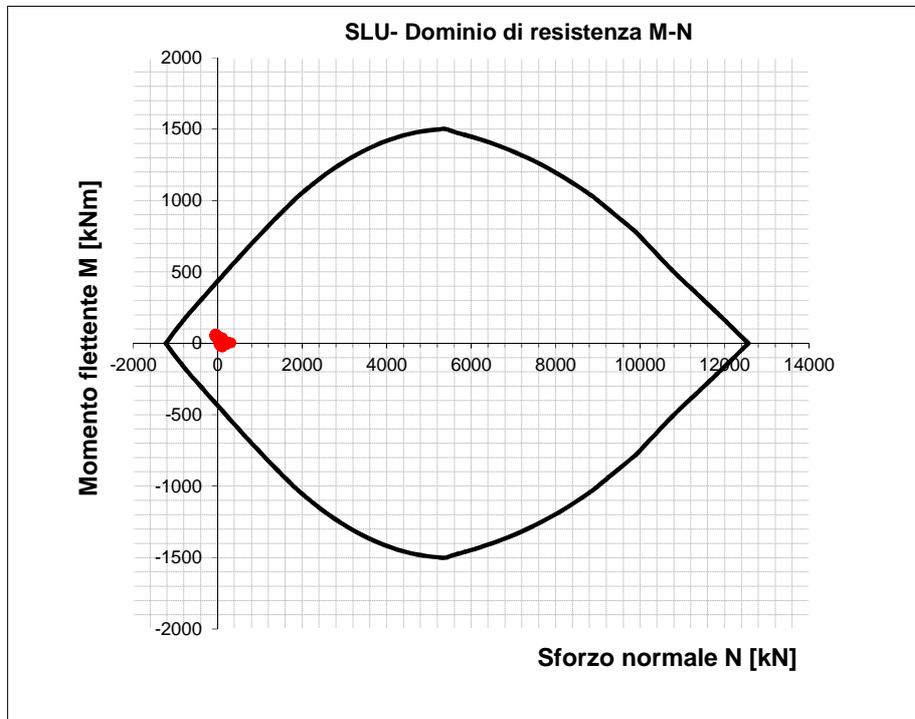


Figura 121 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m, H=0.80 m) – Fase TR7

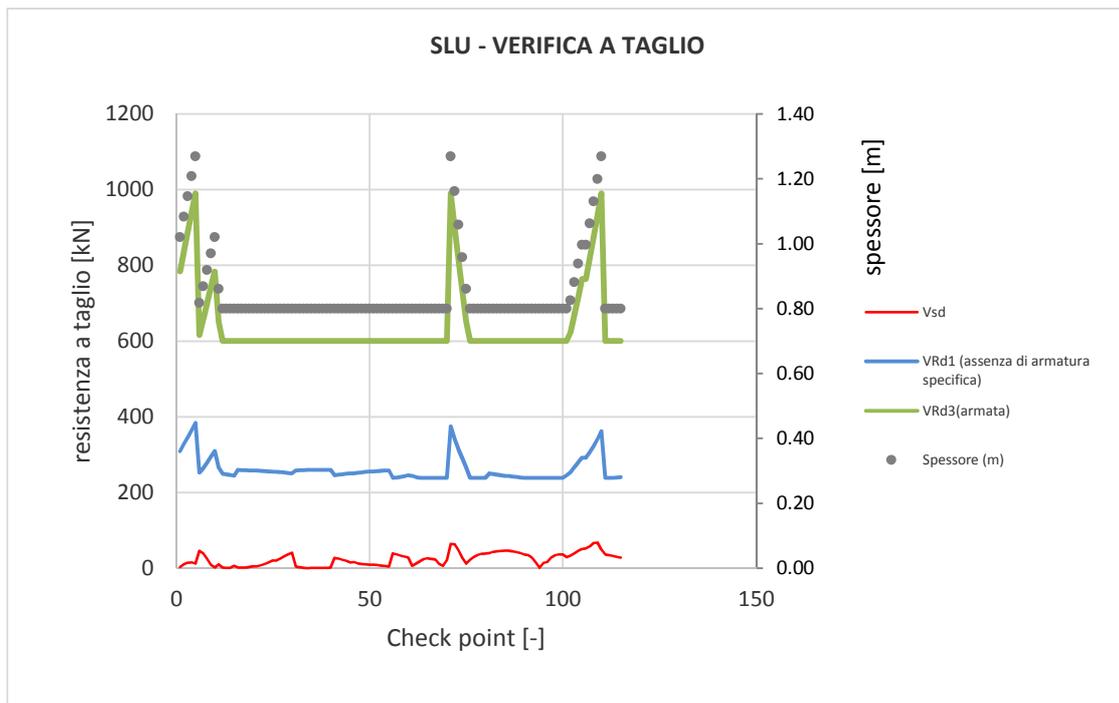


Figura 122 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase TR7

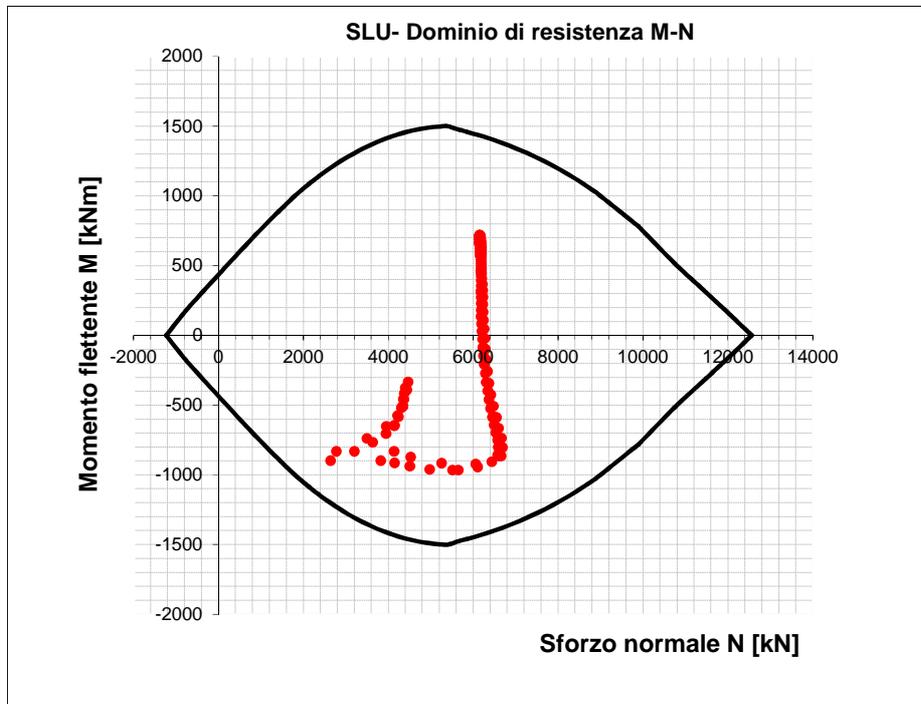


Figura 123 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m, H=0.80 m) – Fase TR8

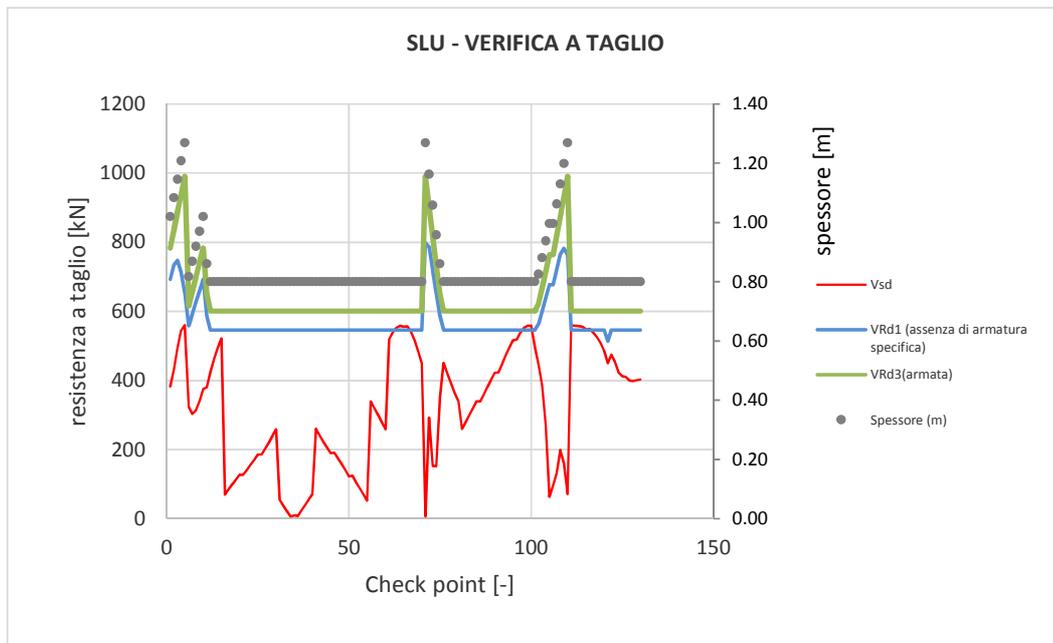


Figura 124 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase TR8

9.5.6 Verifiche strutturali SLE del rivestimento definitivo

Le verifiche SLE del rivestimento definitivo sono finalizzate a prevenire la formazione di un quadro fessurativo tale da compromettere la durabilità dell'opera. A tal fine la Normativa (DM 14/01/2008 par.4.1.2.1.3. e Circolare n.617/2009) stabilisce un limite massimo all'ampiezza delle fessure (SLE di fessurazione) ed al contempo, impone il rispetto di opportuni limiti tensionali sia nell'acciaio che nel calcestruzzo (SLE di tensione).

Nello specifico, le verifiche agli SLE di fessurazione della calotta e arco rovescio non evidenziano fessure.

Anche le verifiche SLE di tensione per la calotta e arco rovescio risultano soddisfatte sia lato calcestruzzo che lato acciaio rispettando i valori limite imposti sia dalla normativa NTC2008 che dal Manuale RFI 2016.

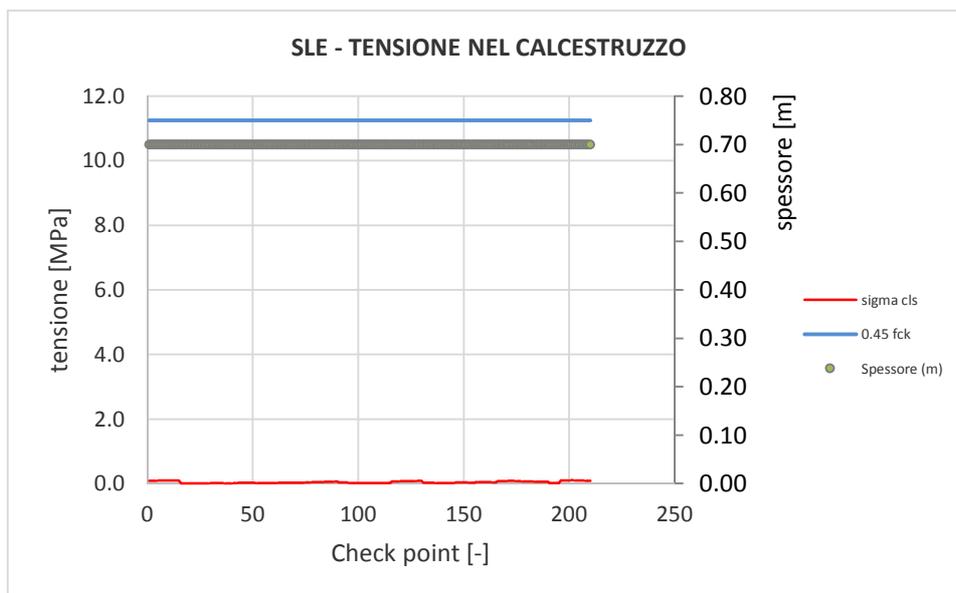


Figura 125 - Verifiche SLE tensione cls calotta – Fase TR7

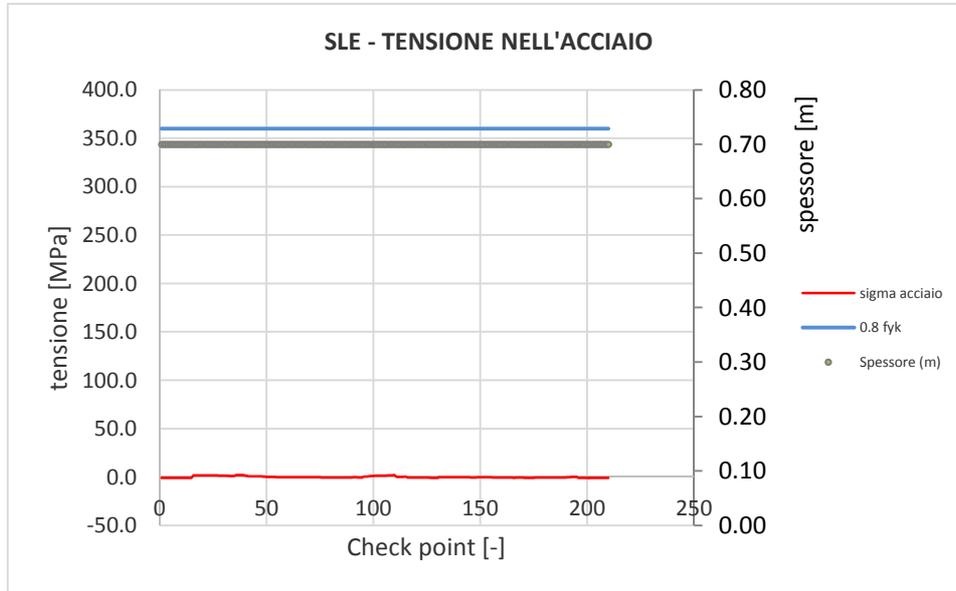


Figura 126 - Verifiche SLE tensione acciaio calotta – Fase TR7

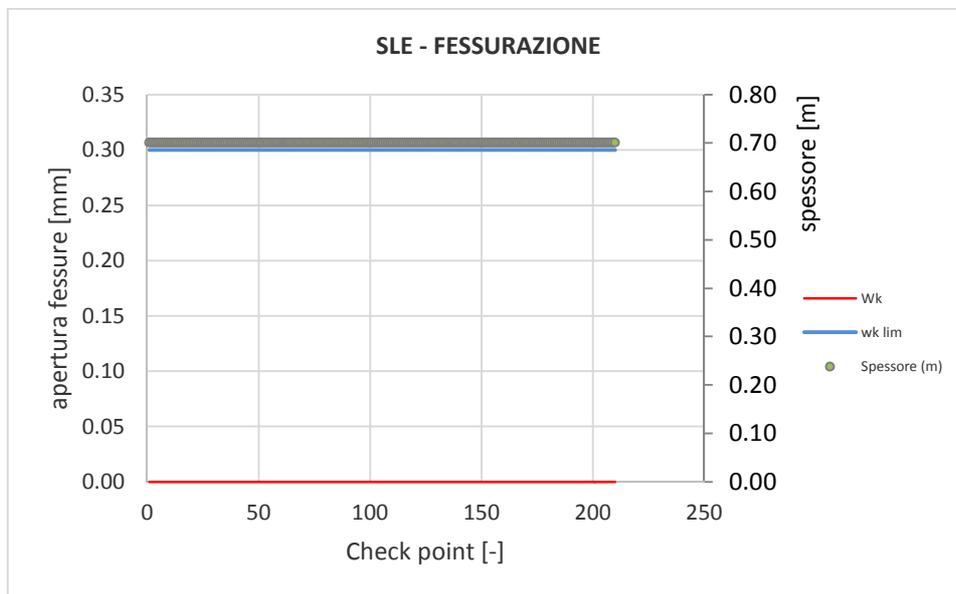


Figura 127 - Verifiche SLE fessurazione calotta – Fase TR7

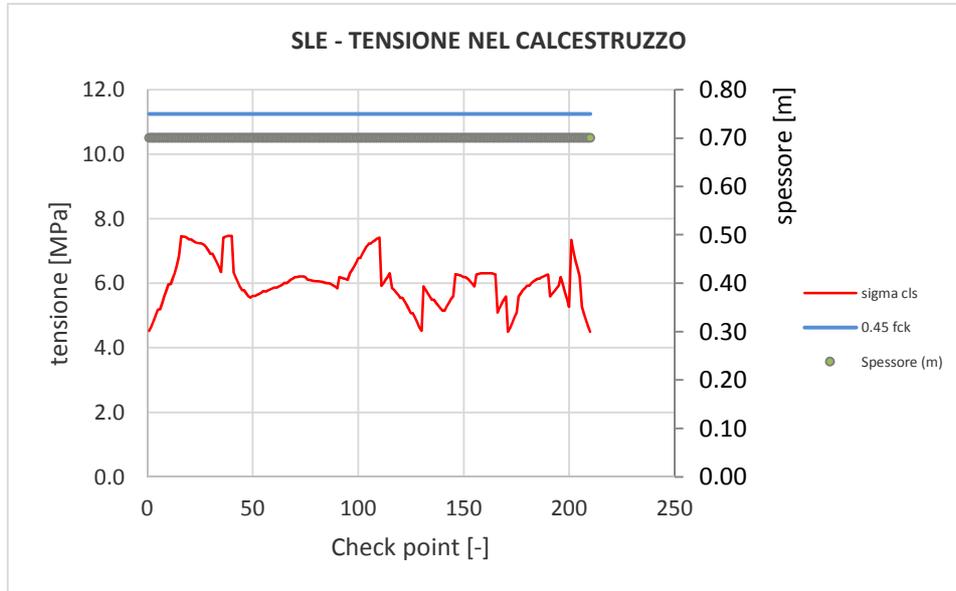


Figura 128 - Verifiche SLE tensione cls calotta – Fase TR8

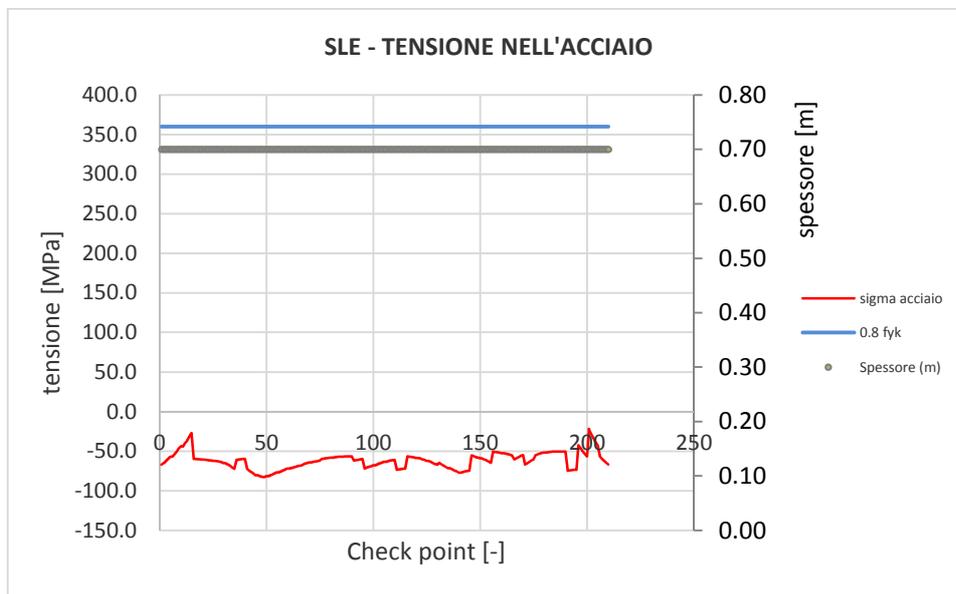


Figura 129 - Verifiche SLE tensione acciaio calotta – Fase TR8

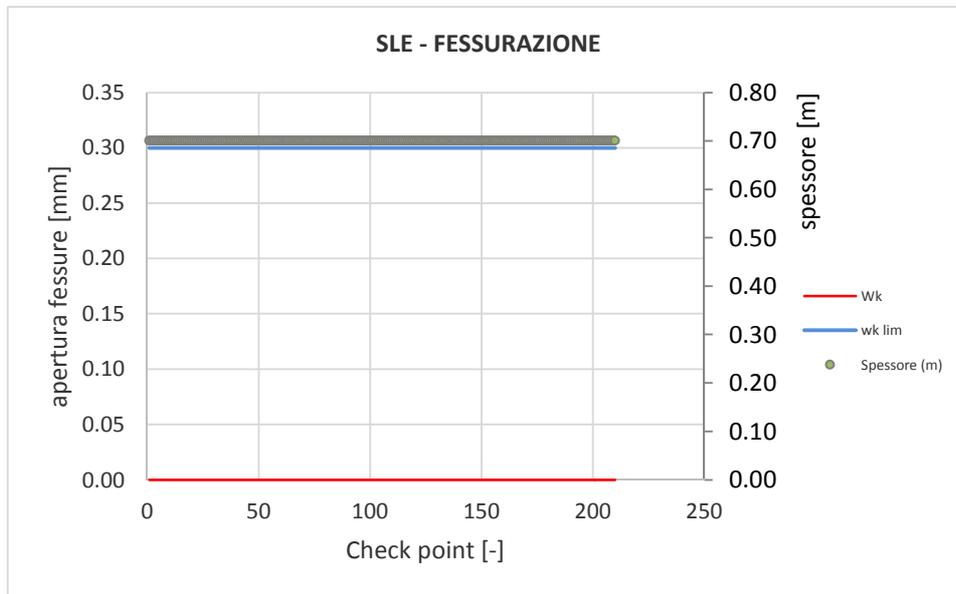


Figura 130 - Verifiche SLE fessurazione calotta – Fase TR8

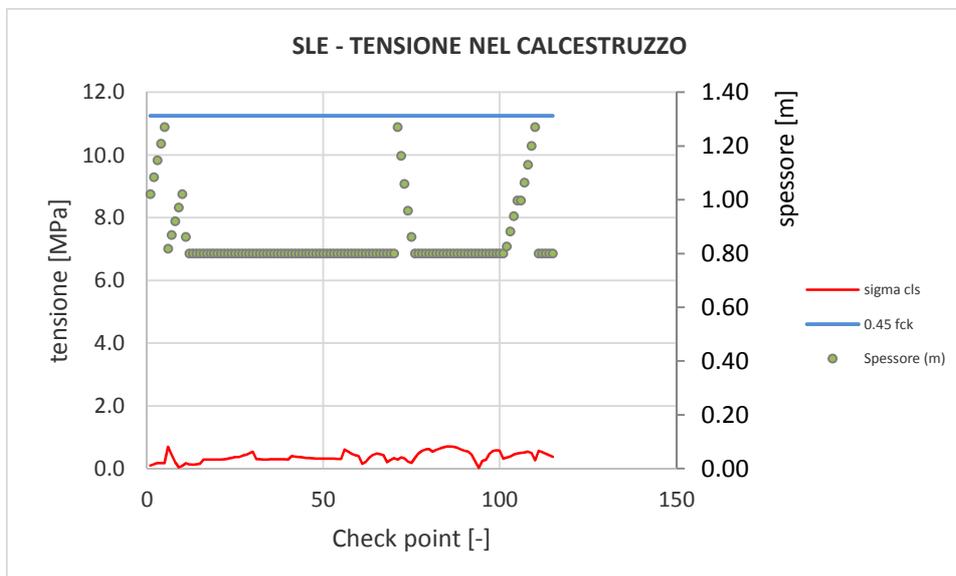


Figura 131 - Verifiche SLE tensione cls arco rovescio – Fase TR6

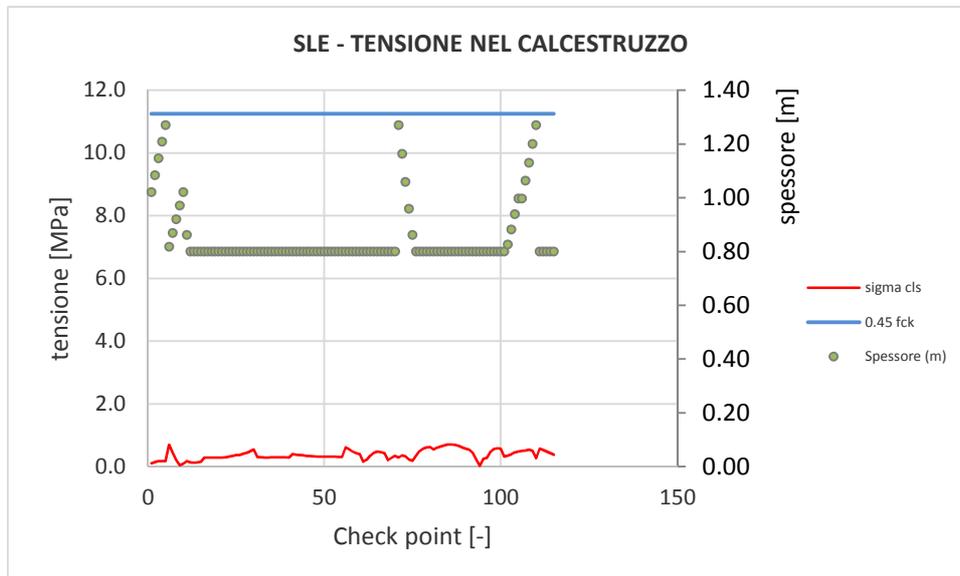


Figura 132 - Verifiche SLE tensione acciaio arco rovescio – Fase TR6

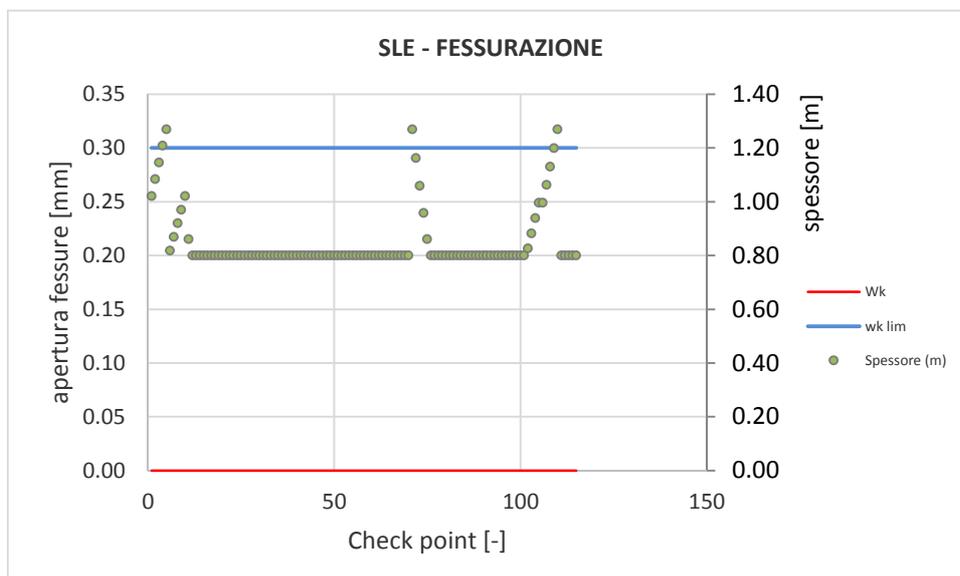


Figura 133 - Verifiche SLE fessurazione arco rovescio – Fase TR6

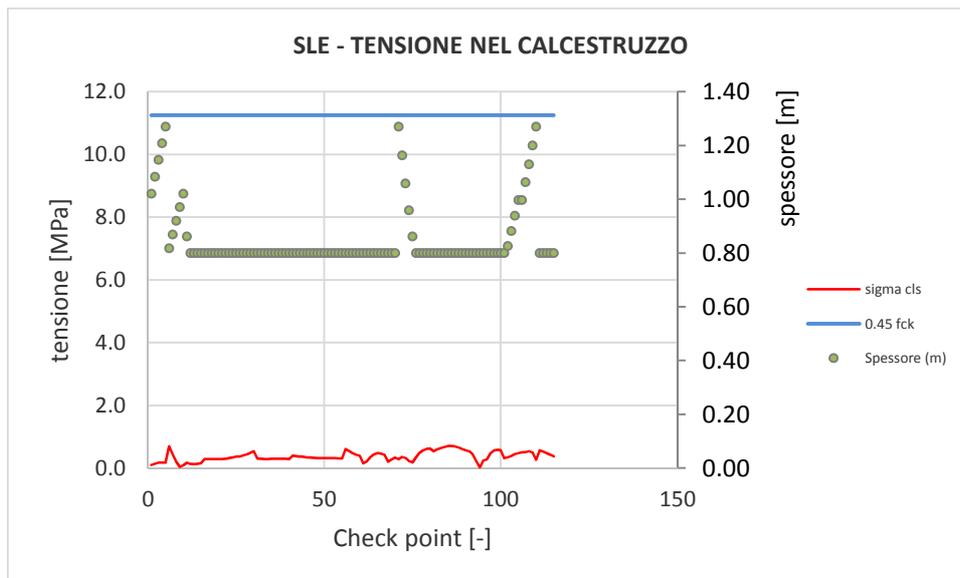


Figura 134 - Verifiche SLE tensione cls arco rovescio – Fase CP2

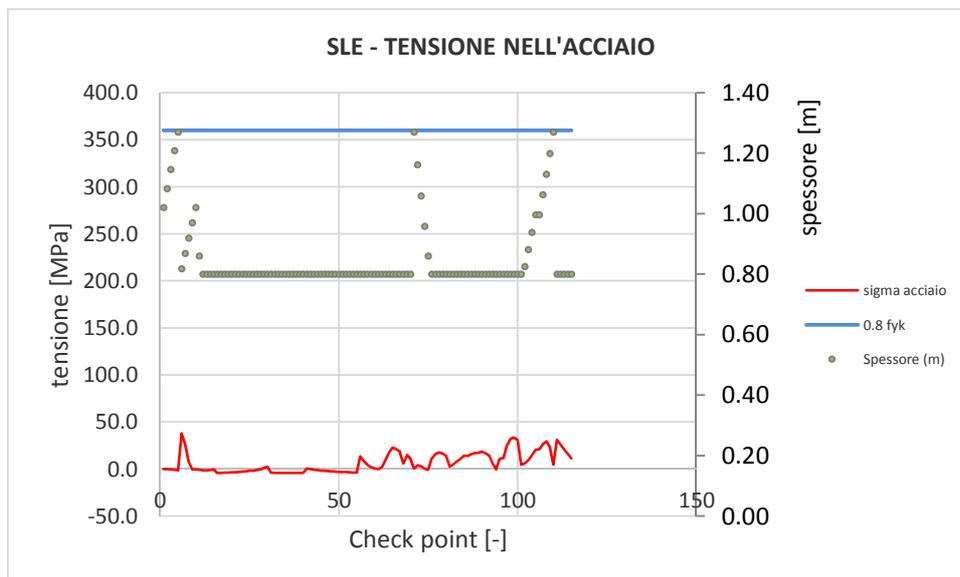


Figura 135 - Verifiche SLE tensione acciaio arco rovescio – Fase CP2

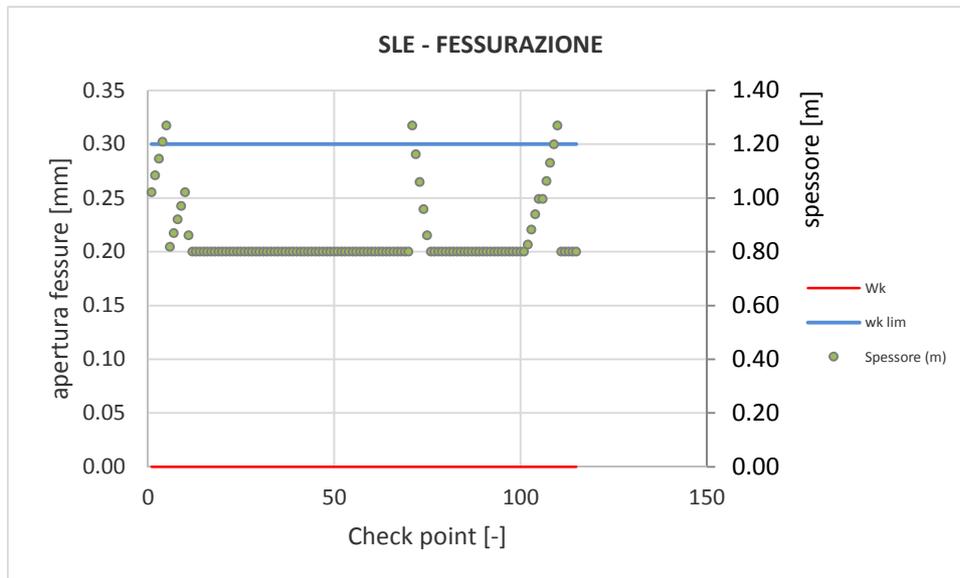


Figura 136 - Verifiche SLE fessurazione arco rovescio – Fase CP2

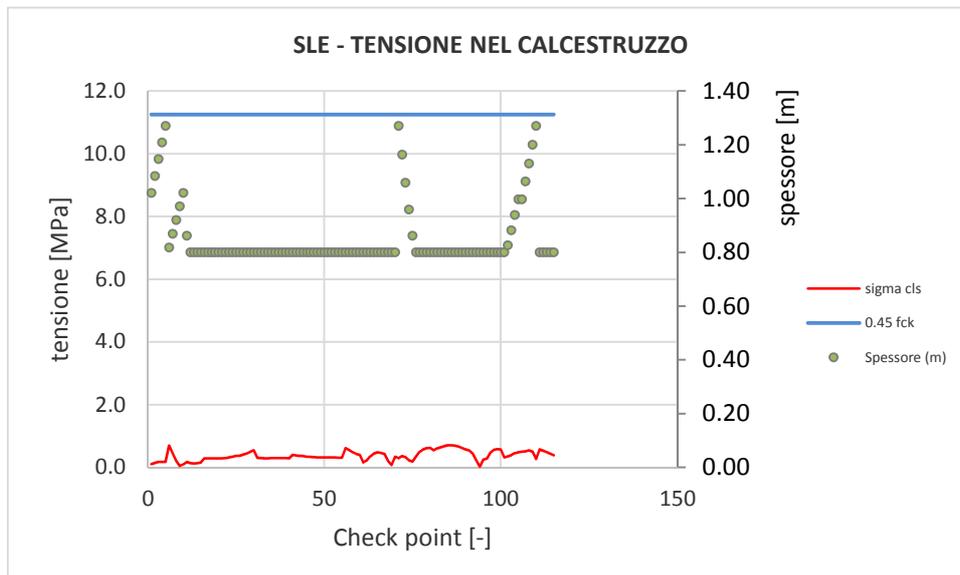


Figura 137 - Verifiche SLE tensione cls arco rovescio – Fase CP3

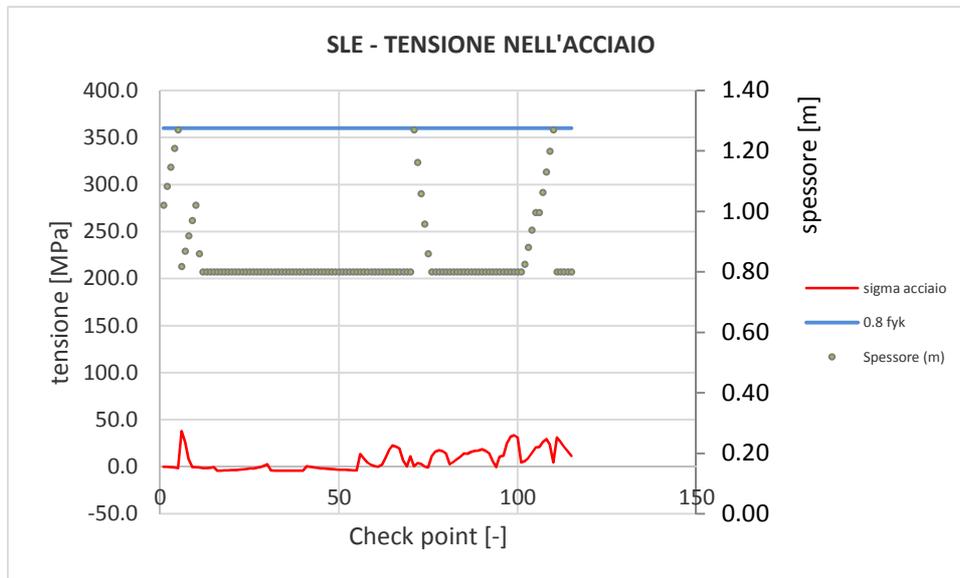


Figura 138 - Verifiche SLE tensione acciaio arco rovescio – Fase CP3

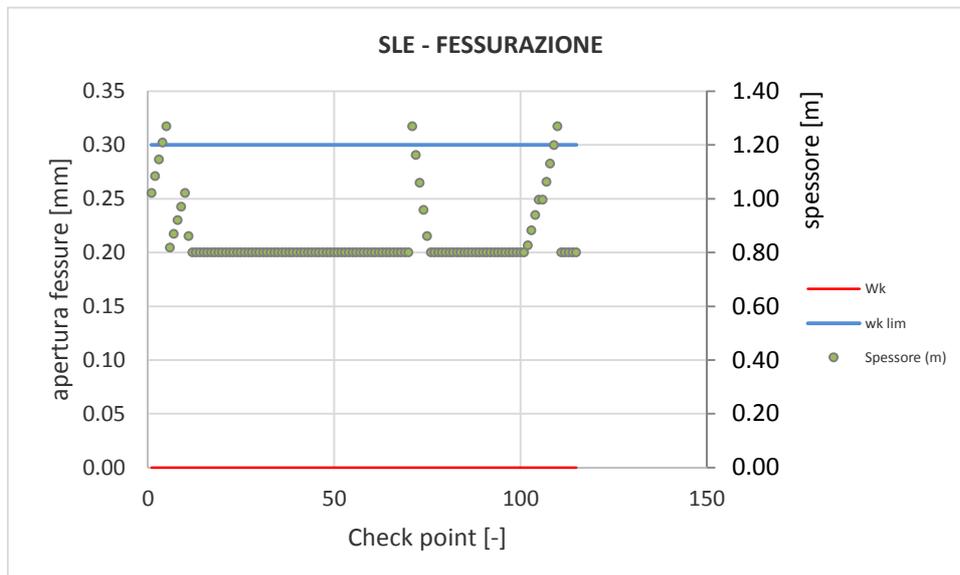


Figura 139 - Verifiche SLE fessurazione arco rovescio – Fase CP3

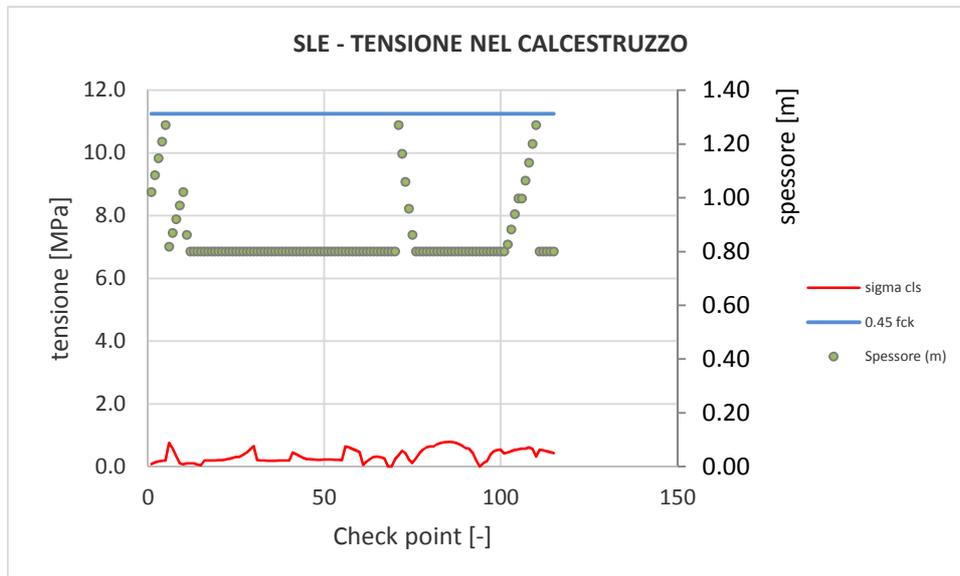


Figura 140 - Verifiche SLE tensione cls arco rovescio – Fase CP4

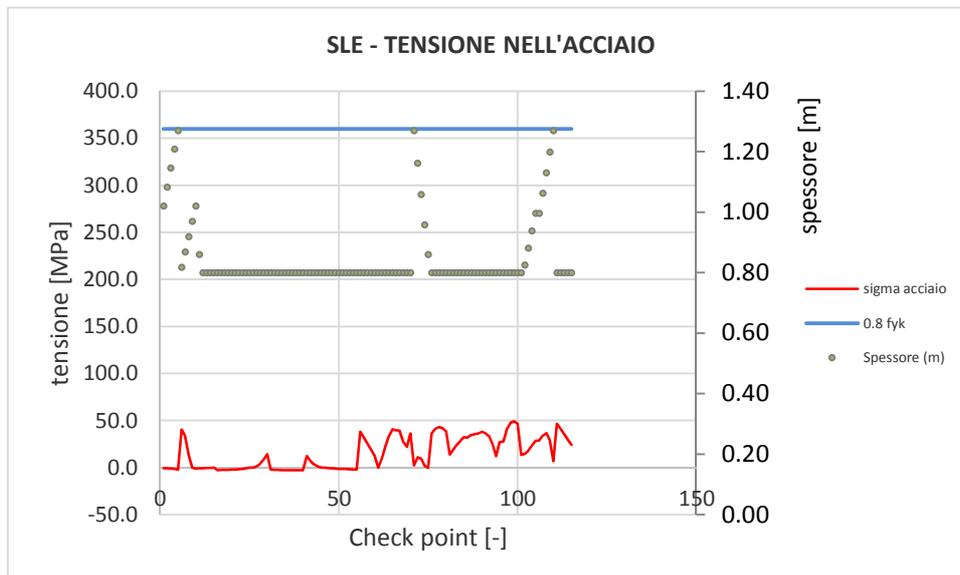


Figura 141 - Verifiche SLE tensione acciaio arco rovescio – Fase CP4

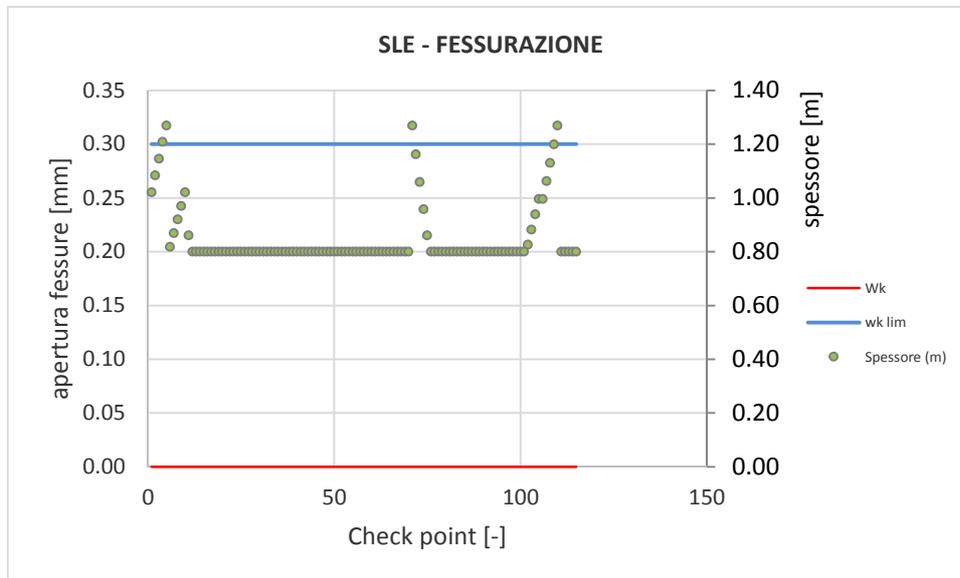


Figura 142 - Verifiche SLE fessurazione arco rovescio – Fase CP4

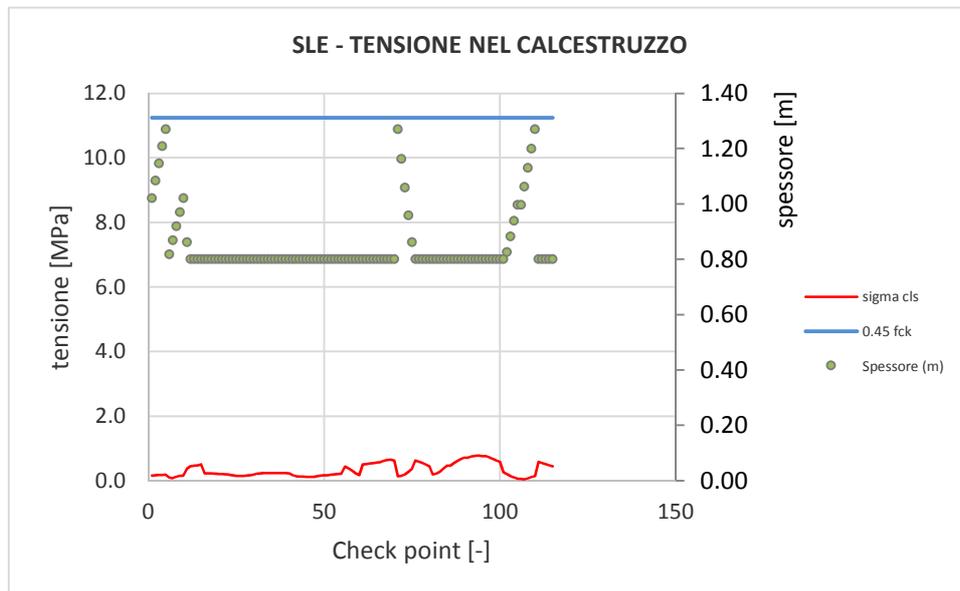


Figura 143 - Verifiche SLE tensione cls arco rovescio – Fase TR7

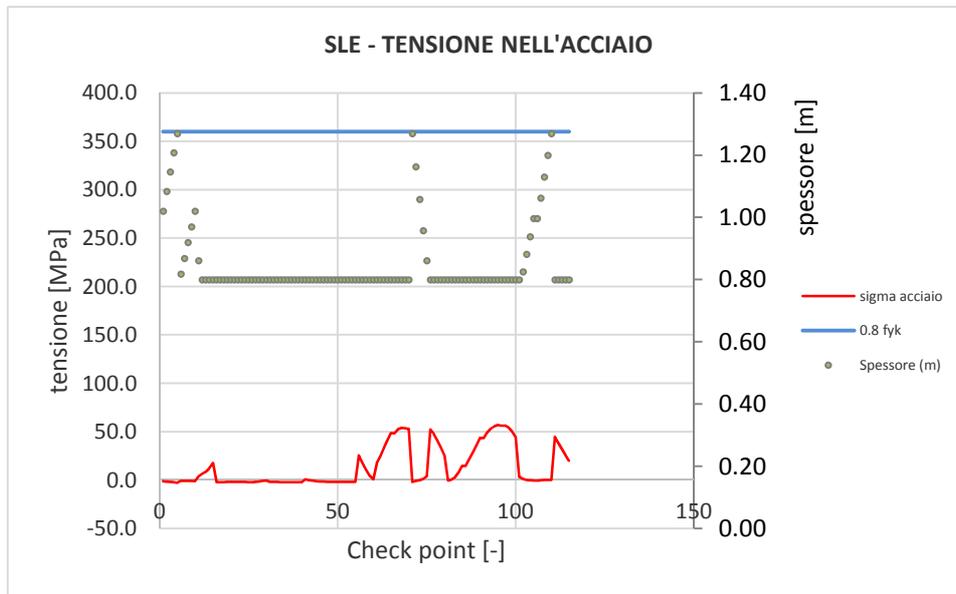


Figura 144 - Verifiche SLE tensione acciaio arco rovescio – Fase TR7

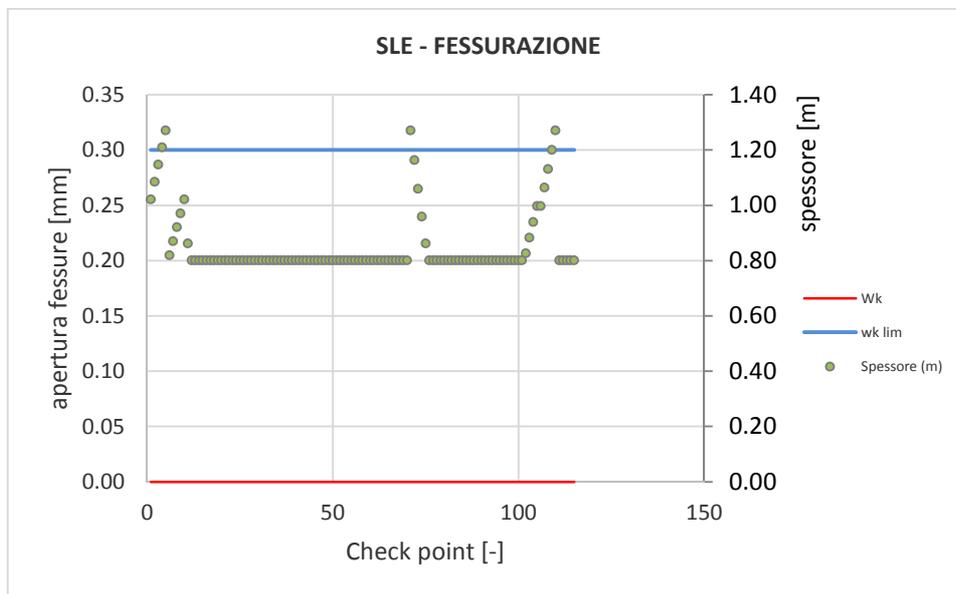


Figura 145 - Verifiche SLE fessurazione arco rovescio – Fase TR7

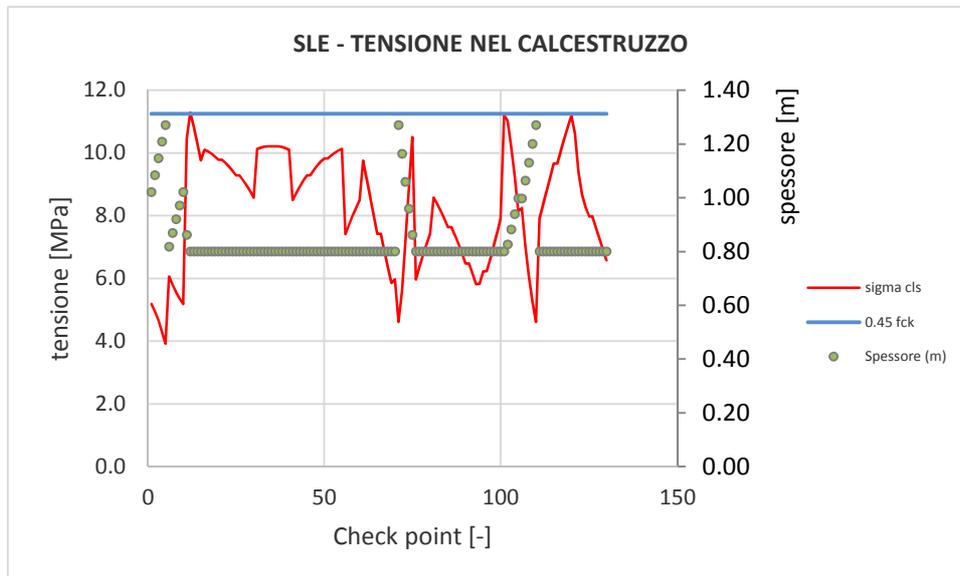


Figura 146 - Verifiche SLE tensione cls arco rovescio – Fase TR8

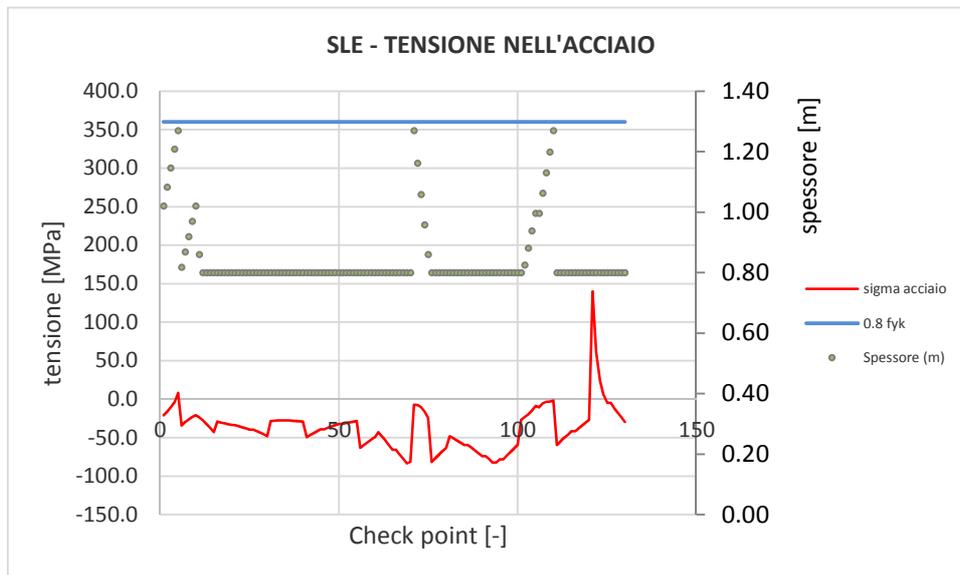


Figura 147 - Verifiche SLE tensione acciaio arco rovescio – Fase TR8

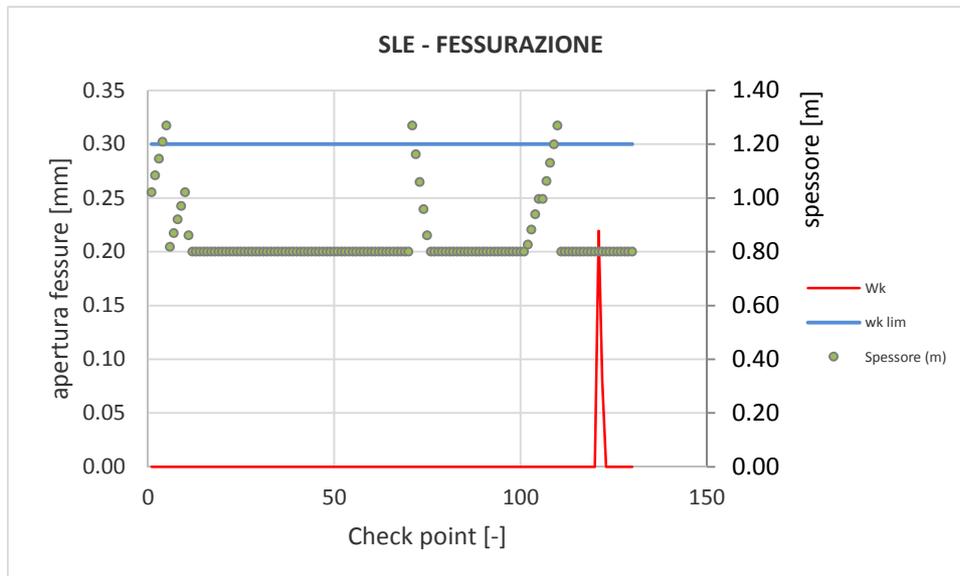


Figura 148 - Verifiche SLE fessurazione arco rovescio – Fase TR8

I risultati delle analisi sono riassunti in tabelle; input e output grafici del modello di calcolo sono riportati integralmente in allegato.

9.6 SEZIONE TIPO B2allargata p.k. 8+080

Le analisi e le verifiche riportate di seguito sono relative alla sezione di massima copertura tra le p.k. 8+020.00 e 8+174.00 in cui è prevista l'allargamento della sezione della galleria di linea per visibilità segnali in curva. In tale tratto la galleria attraversa la formazione BNA2 e la sezione B2allargata è prevista applicata come sezione prevalente.

Le verifiche sono da intendersi rappresentative anche per la sezione B2 nelle tratte di attraversamento della formazione BNA2 in cui è prevista l'applicazione di tale sezione come sezione prevalente.

9.6.1 Stabilità del fronte e del cavo

Nelle seguenti tabelle si riassumono i dati di input e i risultati dell'analisi di stabilità del fronte della sezione tipo B2 pedonale condotta con il metodo delle linee caratteristiche.

I parametri geotecnici utilizzati nelle analisi (valori di progetto) così come i valori dell'incremento di coesione equivalente al fronte, indotto dagli interventi di consolidamento, sono stati definiti coerentemente con quanto indicato nei criteri di verifica.

Sez di calcolo	Unità	pk. (m)	H [m]	σ_0 [MPa]	p_{w0} [MPa]	p_{wR} [MPa]	R_w [m]	γ [kN/m ³]	c'_{dp} [MPa]	Δc_{dVTR} [MPa]	ϕ'_{dp} [°]	E_d [MPa]
B2 allargata	BNA3	-	116.4	2.68	0.56	0.56	6.4	23	0.88	0.152	19.61	1000

H = copertura rispetto al piano dei centri della galleria

s_0 = tensione totale iniziale al livello del cavo

p_{w0} = pressione interstiziale al livello del cavo in condizioni indisturbate

p_{wR} = pressione interstiziale sul profilo di scavo

R_w = raggio di influenza idraulica oltre il quale si ristabilisce p_{w0}

g = peso dell'unità di volume dell'ammasso

c'_{dp} = valore di calcolo della coesione efficace di picco dell'ammasso

$\Delta c'_{dp}$ = valore di calcolo di incremento della coesione per consolidamento al fronte

ϕ'_{dp} = valore di calcolo dell'angolo di attrito di picco dell'ammasso

E_d = valore di calcolo del modulo elastico dell'ammasso

Tutte le analisi sono svolte con riferimento allo scavo di una galleria di raggio equivalente pari a 6,4 m in scavo tradizionale.

Tabella 43 - Analisi di stabilità del fronte Sez. B2 allargata: dati di input

Sezione di analisi	σ_c [MPa]	p_c [MPa]	σ_c / p_c [-]	u_F [m]	u_F / R_{eq} [%]	R_{PF} [m]	R_{PF} / R_{eq} [-]	Categoria Criterio 1	Categoria Criterio 2.1	Categoria Criterio 2.2
B2 allargata	2.93	0.43	6.74	0.0060	0.093	3.01	0.4682	A	B	B

$p_c = (3\sigma_o - 2\sigma_c) / (1 + 2K_p)$ = pressione critica al fronte (con K_p coefficiente di spinta passiva)
 u_F = convergenza al fronte (soluzione cavità sferica)
 R_{PF} = raggio plastico al fronte
 u_∞ = convergenza finale del cavo
 R_p = raggio plastico finale al contorno del cavo
 R_{eq} = raggio di scavo equivalente della galleria

Tabella 44 - Analisi di stabilità del fronte Sez. B2 allargata: risultati dell'analisi

L'analisi evidenzia che, anche con l'applicazione dei coefficienti parziali corrispondenti alla combinazione A2+M2+R2 e quindi con i valori di progetto, il nucleo-fronte risulta stabile e quindi la verifica di stabilità del fronte è soddisfatta.

```

#####          CALCOLO GALLERIE CON METODO
#####          CONVERGENZA-CONFINAMENTO
###           SOLUTORE TRANSFER-MATRIX

### ##### ## ## ##
### ##### ## ## ##
### ##### ## ## ##
##### ## ## ## ##
##### #####
##### ##

nuovo lavoro
nuova analisi
analisi base

TIPO DI ANALISI: CALCOLO ACCOPPIATO FRONTE-GALLERIA
1 -> metodo Panet-Guenot (galleria non sostenuta)
2 -> metodo trasformazione omotetica (galleria non sostenuta)
3 -> Nuovo Metodo Implicito (convergenza al fronte da vuoto sferico)
4 -> Nuovo Metodo Implicito (convergenza al fronte da correlazione Ns)
5 -> Nuovo Metodo Implicito (convergenza al fronte da trasformazione omotetica)

D A T T I   A N A L I S I

R galleria [m] ..... 6.40000

PARAMETRI GEOTECHNICI -----
Tensione originaria [MPa] ..... 2.70000
Modulo di Young [MPa] ..... 1000.00000
Coefficiente di Poisson ..... .25000
Peso specifico (sovraccarico gravitativo) [kN/m3] . .00000
Pressione interstiziale falda indisturbata [MPa] .. .56000
Pressione interstiziale al bordo scavo B.T. [MPa].. .00000
Raggio influenza idraulica galleria B.T. [m] ..... 12.00000
Pressione interstiziale al bordo scavo L.T. [MPa].. .56000
Raggio influenza idraulica galleria L.T. [m] ..... 12.00000
RESISTENZA ROCCIA
Coesione picco [MPa] ..... .88000
Angolo attrito picco [deg] ..... 19.61000
Coesione residua [MPa] ..... .88000
Angolo attrito residuo [MPa] ..... 19.61000
Angolo dilatanza [deg] ..... .00000
Modulo di softening apparente Ha [MPa] ..... .00000
Modulo di softening H [MPa] ..... .00000
FRONTE DI SCAVO RINFORZATO
Consolidamento generico del fronte
Incremento coesione picco [MPa] ..... .15200
Pressione sul fronte di scavo [MPa] ..... .00000
Parametri di resistenza equivalenti del fronte rinforzato
Coesione picco [MPa] ..... 1.03200
Coesione residua [MPa] ..... .88000

R I S U L T A T O   A N A L I S I   F R O N T E   D I   S C A V O

Press. fine calcolo curva galleria [MPa] ..... .000000
Spostamento radiale galleria [m] ..... .030644
Raggio plastico galleria [m] ..... 9.364988
Press. fine calcolo fronte sferico [MPa] ..... .000000
Spostamento radiale fronte sferico [m] ..... .011485
Spostamento radiale fronte (correl. Ns) [m] ..... .009111
Spostamento radiale fronte (trasf. omotet.) [m] ... .008887
Raggio plastico fronte sferico [m] ..... 6.910623

R I S U L T A T O   A N A L I S I   G A L L E R I A

Pressione fine calcolo [MPa] ..... .000000
Spost. radiale galleria fine calcolo [m] ..... .030644
Raggio plastico galleria fine calcolo [m] ..... 9.364988
Pressione fine calcolo (L.T.) [MPa] ..... .000000
Spost. radiale galleria fine calcolo (L.T.) [m] ... 896.636733
Raggio plastico galleria fine calcolo (L.T.) [m] ... 42.650762
Galleria non sostenuta instabile a lungo termine

```

Tabella 45 – Analisi di stabilità del fronte Sez. B2 allargata: risultati delle analisi (listato output)

nuovo lavoro
nuova analisi
analisi base

criterio di resistenza: MOHR COULOMB
Pressione Prerivestimento [MPa]: 0,00
Pressione Rivestimento [MPa]: 0,00

— GALLERIA B.T.
— GALLERIA L.T.
— FRONTE SFERICO
— PRERIVESTIMENTO
— RIVESTIMENTO

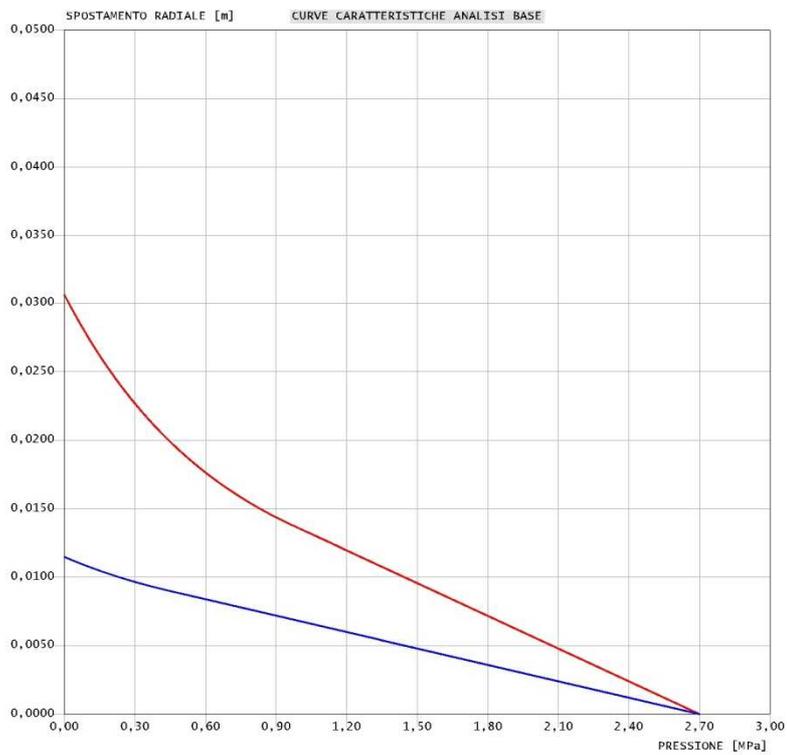


Tabella 46 – Analisi di stabilità del fronte Sez. B2 allargata: risultati delle analisi (curve caratteristiche)

9.6.2 Interazione opera-terreno

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione tipo B2.

<i>Stratigrafia di calcolo</i>		C	Falda	γ	c'_k	ϕ'_k	c_{uk}	E'	E _u	k ₀
Formazione	Profondità da p.c.									
[-]	[m]	[m]	[m da p.c.]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
BNA2	0-120	110	50	23	1100	24	-	1000	1153	1.00
BNA2	>120			23	1100	24	-	1500	1730	1.00

C = copertura (rispetto alla calotta)
 γ = peso per unità di volume
 c'_k = coesione drenata
 ϕ'_k = angolo di attrito interno
 c_{uk} = coesione non drenata
E' = modulo elastico drenato
E_u = modulo elastico non drenato ($E_u = 1.5 \cdot E' / (1 + \nu')$)
 ν' = coefficiente di Poisson
K₀ = coefficiente di spinta a riposo

Tabella 47 - Analisi di interazione Sez. B2 allargata: definizione della stratigrafia di calcolo

In ragione delle limitate permeabilità dei materiali, si ipotizza un comportamento asciutto durante la fase di scavo. Al fine di tenere conto della condizione di lungo termine in associazione ad un mancato funzionamento dei drenaggi, la falda viene posta a 60m al di sopra del livello della calotta della galleria.

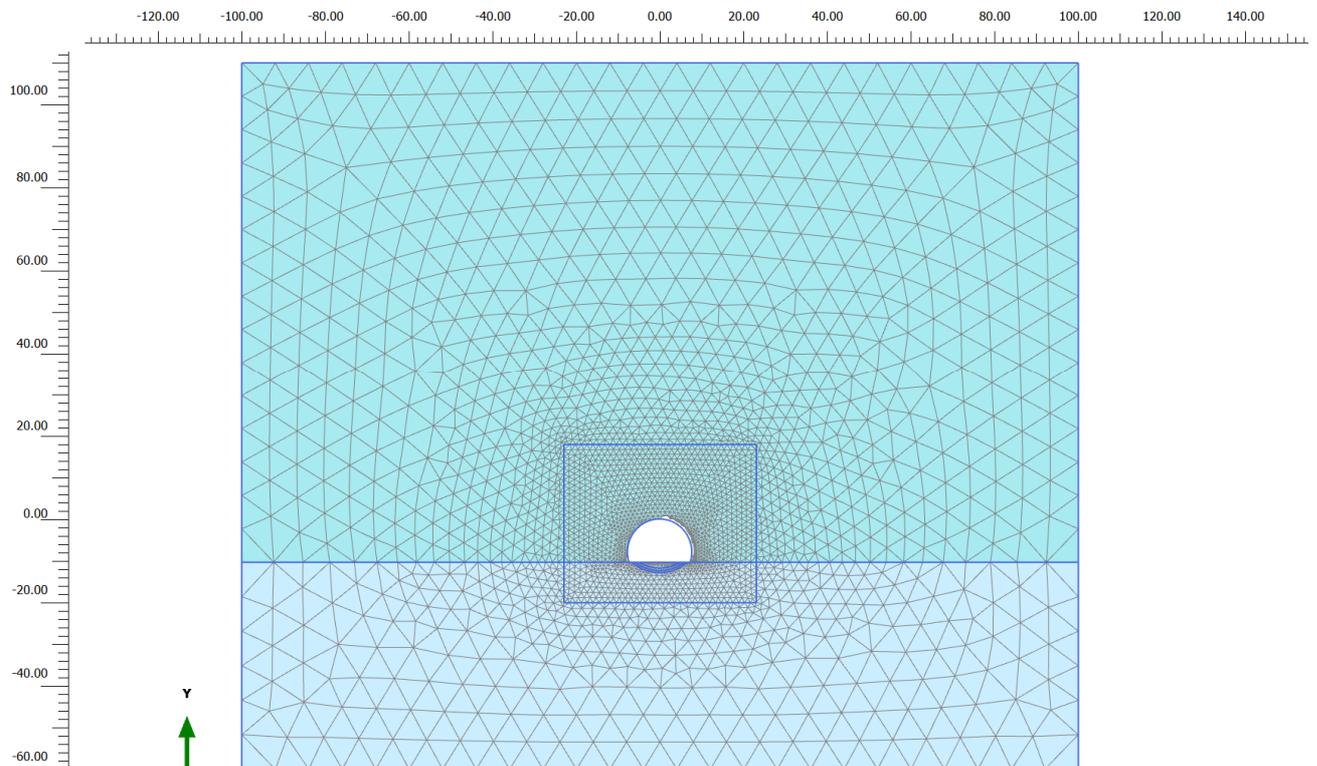


Figura 149 - Modello di calcolo - Geometria mesh

Con riferimento all'asse della galleria, la griglia di calcolo presenta un'estensione complessiva laterale di 200m e un'altezza complessiva di 170 m. Il numero complessivo degli elementi è pari a circa 6494 mentre i nodi sono circa 52330.

Il consolidamento al fronte è previsto in 58 elementi VTR cementati con miscele espansive (sovr. Minima 8m).

La condizione al fronte mostra una condizione di limitata plasticità al contorno, mentre il nucleo risulta in condizioni elastiche, da cui la condizione di tipo A/B del fronte. I VTR hanno lo scopo di mantenere i parametri dell'ammasso entro livelli previsti, creando una omogenizzazione del materiale ed impedire quindi il passaggio ad un comportamento discontinuo con fenomeni di instabilità locali.

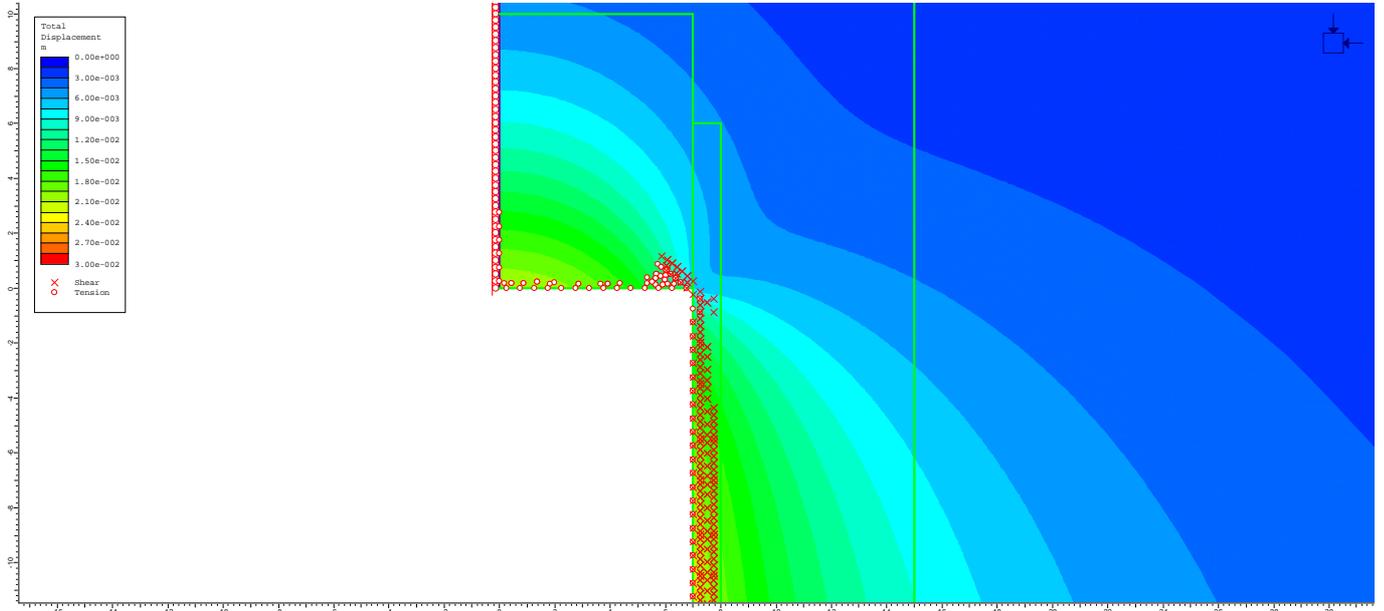


Figura 150 - Modello di calcolo assialsimmetrico . Condizione al fronte con zone plastiche e spostamenti totali (in metri)

9.6.3 Fasi e percentuali di rilascio

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.

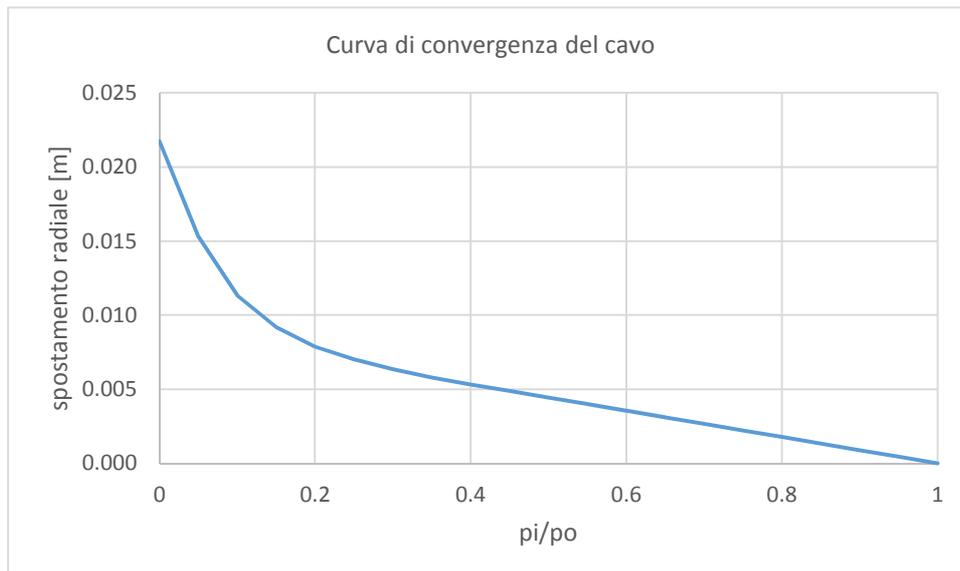


Figura 151 - Sez. B2 – Curva caratteristica di convergenza numerica

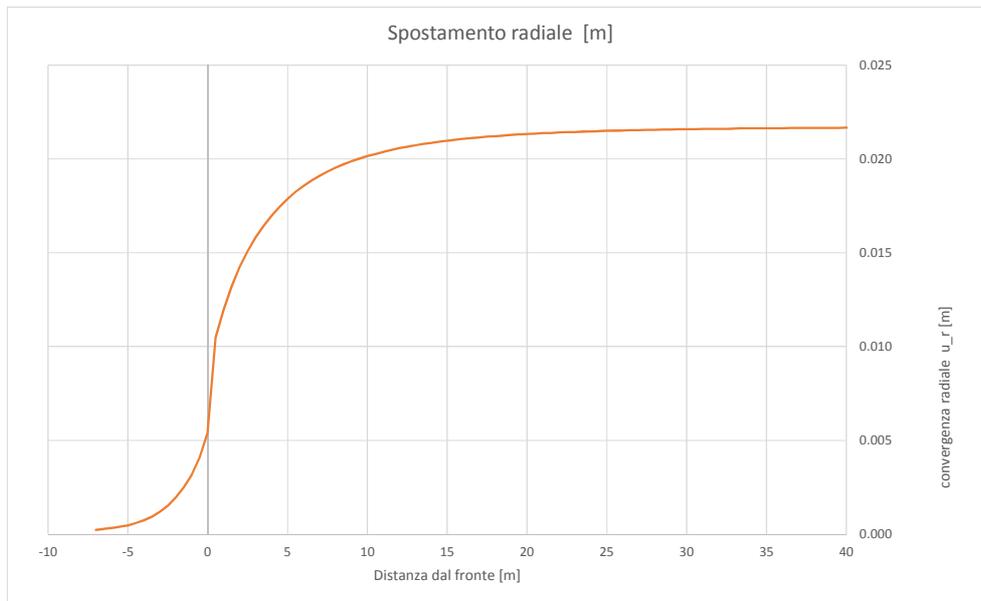


Figura 152 - Sez. B2 – Spostamenti radiali modello assialsimmetrico in funzione della distanza dal fronte

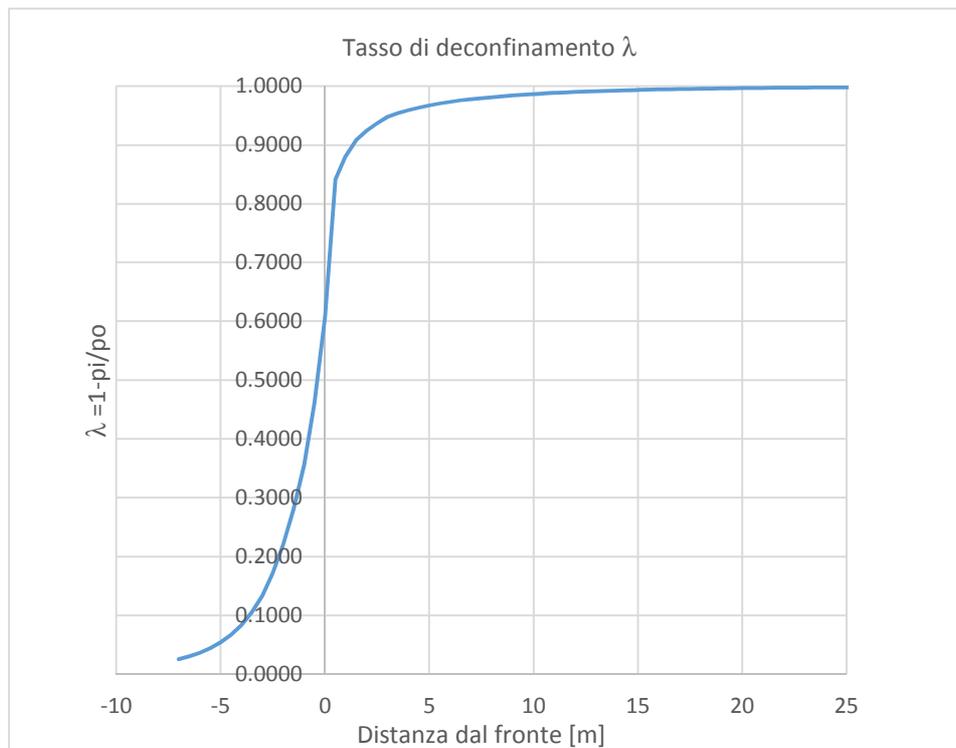


Figura 153 - Sez. B2 – Calcolo percentuale di rilascio λ_F al fronte

GALLERIA MELITO

Relazione geotecnica e di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	165 di 190

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l'analisi di interazione opera-terreno.

Al termine del processo di scavo è stata simulata la fase di lungo termine in cui è previsto l'innalzamento del livello di falda e sono stati fatti decadere i parametri dei rivestimenti di prima fase.

Fase	Descrizione	Rilascio forze scavo (λ)
0-1	Inizializzazione stato tensionale geostatico	0.00
2	Rilascio a cavo libero in corrispondenza del fronte	0.61
3	Esecuzione dello sfondo di 2 m	0.92
4	Installazione del rivestimento di prima fase e scarico a 36 m dal fronte	0.99
5	Installazione arco rovescio e scarico totale	1.00
6	Installazione del rivestimento definitivo	1.00
7	Condizione di lungo termine (innalzamento della falda, decadimento del rivestimento di prima fase)	1.00

Tabella 48 - Analisi di interazione – Sezione B2: fasi di calcolo

9.6.4 Esame dei risultati

L'analisi si articola in sette successive fasi di calcolo, che permettono di descrivere i differenti interventi costruttivi e di schematizzare le differenti condizioni di carico per i rivestimenti. Le fasi, descritte al paragrafo precedente, sono illustrate in [Tabella 48](#)

Lo stesso allegato illustra, per ciascuna fase, le componenti verticale e orizzontale degli spostamenti totali cumulati, i vettori degli spostamenti totali, i punti al contorno del cavo dove si hanno plasticizzazioni e l'orientamento delle direzioni principali efficaci.

La tabella [Tabella 49](#) riporta, per ogni fase di calcolo, i risultati principali in termini di quadro deformativo e tensionale e di localizzazione delle plasticizzazioni nella zona del cavo, distinguendo tra la zona di calotta, dei piedritti e dell'arco rovescio.

La Figura 52 consente di visualizzare la posizione dei nodi di chiave calotta, dei piedritti e dell'arco rovescio cui si riferiscono i dati riportati nella tabella.

Fase	calotta			piedritti						arco rovescio			FasciaPlasticizzata
	u [cm]	σ_1 [kPa]	σ_3 [kPa]	u [cm]	σ_1 [kPa]	σ_3 [kPa]	u [cm]	σ_1 [kPa]	σ_3 [kPa]	u [cm]	σ_1 [kPa]	σ_3 [kPa]	
2	1.64	-3087	-778	0.67	-3827	-819	0.67	-3827	-819	-1.09	-2200	-950	Punti isolati alla base dei piedritti
3	2.49	-3698	-198	1.12	-3878	-207	1.12	-3878	-207	-1.69	-2197	-359	Zone plastiche ai piedritti e reni, con spessore massimo 1m
4	2.62	-3694	-129	1.23	-3622	-99	1.23	-3622	-99	-1.83	-2181	-203	Zone plastiche ai piedritti e reni, con spessore massimo 1.2m
5	2.61	-3701	-136	1.24	-3595	-88	1.24	-3595	-88	-1.80	-2202	-321	Riduzione zone plastiche alle reni rispetto alla fase precedente
6	2.66	-3654	-113	1.26	-3603	-91	1.26	-3603	-91	-1.77	-2204	-323	Riduzione ai piedritti. In calotta spessore 0.1m
7	2.08	-3975	-598	0.96	-3673	-702	0.96	-3673	-702	-1.75	-3096	-679	Fascia di spessore 0.5 al contorno dello scavo

u = spostamento totale cumulativo (positivo se abbassamento, negativo se sollevamento)
 σ_1 = sforzo principale totale massimo
 σ_3 = sforzo principale totale minimo

Tabella 49 - Analisi di interazione – Sezione tipo C2 allargata: risultati dell'analisi

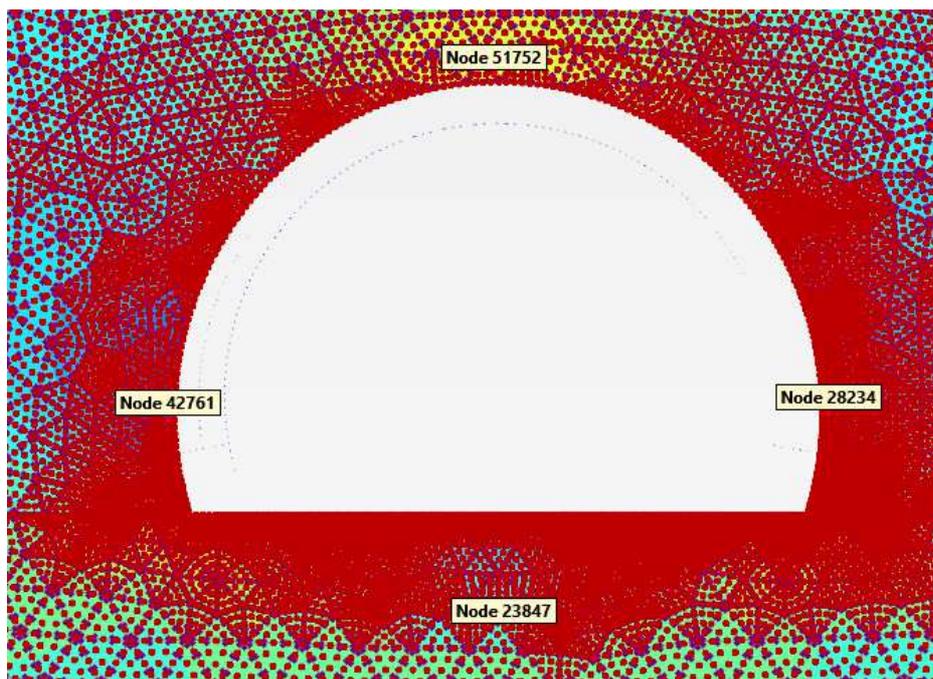


Figura 154 - Nodi rilevati nella zona del cavo

FASE 2

Viene simulata l'esecuzione dello scavi sino alla posizione del fronte. Il campo di spostamenti risulta pari a circa 1.7cm in calotta, 1.1 cm in arco rovescio e 0.7cm ai piedritti. Le zone plastiche sono rappresentate da punti isolati alla base dei piedritti. Nell'intorno dello scavo la massima tensione principale massima è di 3827 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 778 kPa (calotta).

FASE 3

Viene simulata l'esecuzione dello sfondo di 2 m. Il campo di spostamenti risulta pari a circa 2.5cm in calotta, 1.7cm in a.r. e 1.1cm ai piedritti. Nell'intorno dello scavo sono presenti zone plastiche ai piedritti e reni, di spessore massimo 1m. Nell'intorno dello scavo la massima tensione principale massima è di 3878 kPa (piedritti) mentre la massima tensione principale minima è di 198 kPa (calotta).

FASE 4

Viene simulata la posa dei rivestimenti di prima fase e l'avanzamento a 36m dal fronte. Il cedimento cumulato in calotta è pari a 2.7 cm, lo spostamento cumulato ai piedritti raggiunge 1.3 cm, mentre il sollevamento cumulato in arco rovescio è di 1.9 cm. Le zone plastiche sono all'intero contorno dello scavo, con minimo spessore in calotta e massimo ai piedritti (1.2m). Nell'intorno dello scavo la massima tensione principale massima è di 3694 kPa (calotta) mentre la massima tensione principale minima è di 99 kPa (piedritti).

FASE 5

Viene simulata la posa dell'arco rovescio e lo scarico tensionale completo. Il campo di spostamenti risulta praticamente invariato rispetto alla fase precedente. Le zone plastiche risultano ridursi alle reni rispetto alla fase precedente. Nell'intorno dello scavo la massima tensione principale massima è di 3701 kPa (calotta) mentre la massima tensione principale minima è di 88 kPa (piedritti).

FASE 6

Viene simulata la posa dei rivestimenti. Il campo di spostamenti risulta praticamente invariato rispetto alla fase precedente. Le zone plastiche risultano ridursi ai pidritti, e ricomparire nella zona di calotta con spessore 0.1m. Nell'intorno dello scavo la massima tensione principale massima è di 3654 kPa (calotta) mentre la massima tensione principale minima è di 91 kPa (piedritti).

FASE 7

Viene simulata la condizione di lungo termine, con decadimento dei parametri del rivestimento di prima fase e innalzamento del livello di falda. Il cedimento cumulato in calotta è pari a 2.6 cm, lo spostamento cumulato ai piedritti raggiunge 1.5 cm, mentre il sollevamento cumulato in arco rovescio è di 2.6 cm. Nell'intorno dello scavo le zone plastiche si estendono per una fascia di spessore pari a circa 0.50m. Nell'intorno del cavo la massima tensione principale massima è di 3975 kPa (calotta) mentre la massima tensione principale minima è di 598 kPa (calotta).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	169 di 190

9.6.5 Verifiche strutturali del rivestimento di prima fase

Le verifiche strutturali sul rivestimento di prima fase dello scavo le sono state eseguite per le fasi di calcolo 4, 5 e 6. Le caratteristiche del rivestimento provvisorio sono riportate nella seguente tabella.

Caratteristiche	Spritz beton/Centine
Spessore dello spritz beton[m]	0.25
Area resistente dello spritz beton A_{sb} [m ²]	0.25
Tipologia profilati	IPN 180
Interasse longitudinale profilato [m]	2
Area resistente della centina A_{cent} [cm ²]	27.9 x 2
Modulo resistente elastico della centina W_{cent} [cm ³]	161x 2
Area resistente a taglio della centina $A_{V,cent}$ [cm ²]	10.5 x 2

Tabella 50 - Analisi di interazione – Galleria Pedonale. Sezione tipo B2 allargata: definizione delle caratteristiche del rivestimento provvisorio

La tabella seguente sintetizza le sollecitazioni ottenute, per ogni fase, nelle zone di maggiore interesse del rivestimento: zona di calotta, di contatto calotta-piedritti e dei piedritti, rilevate in corrispondenza dei nodi indicati nella figura a seguire.

	Sollecitazioni	Calotta	zona di contatto calotta-piedritto		piedritto	
			Sinistro	Destro	Sinistro	Destro
Fase 4	N [kN/m]	-784	-782	-760	-740	-695
	M [kNm/m]	-3	-1	-1	1	-1
	T [kN/m]	-13	1	-1	29	-20
Fase 5	N [kN/m]	-824	-821	-799	-778	-734
	M [kNm/m]	-3	-1	-1	-1	-3
	T [kN/m]	-12	1	-1	34	-25
Fase 6	N [kN/m]	-838	-835	-809	-776	-730
	M [kNm/m]	-3	-1	-1	-2	-4
	T [kN/m]	-14	1	-1	34	-25

Tabella 51 - Analisi di interazione – Sezione tipo B2: Sollecitazioni nelle zona di maggior interesse del rivestimento di prima fase

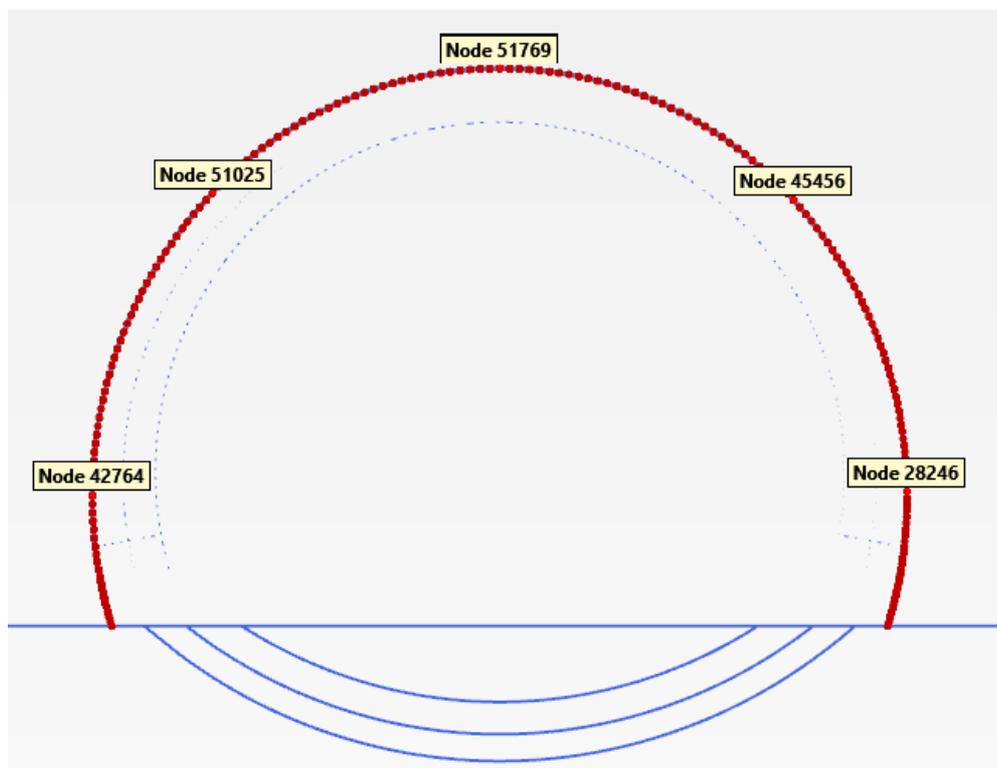


Figura 155 - Nodi rilevati del rivestimento di prima fase

In allegato si riportano, per ogni nodo del rivestimento, le sollecitazioni scaturite dall'analisi e le conseguenti verifiche: le verifiche strutturali del rivestimento di prima fase sono soddisfatte, per ciascuna fase, in tutti i punti.

9.6.6 Verifiche strutturali SLU del rivestimento definitivo

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche simulate dei rivestimenti di prima fase e definitivi.

Tipo di prerivestimento	Spritz beton/Rivestimento definitivo
Spessore dello spritz [m]	0.25
Spessore simulato del rivestimento definitivo di arco rovescio [m]	1.10
Spessore simulato del rivestimento definitivo di calotta [m]	1.00

Tabella 52 - Analisi di interazione – Galleria di linea. Sezione tipo B2: definizione delle caratteristiche dei rivestimenti

La verifica strutturale del rivestimento definitivo prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo definite dai punti M_{Rd} , N_{Rd} che individuano il dominio resistente nel piano M, N.

Per la verifica a taglio, il valore resistente di calcolo è ottenuto in accordo con la normativa vigente (DM 14/01/2008 par.4.1.2.1.3. e Circolare n.617/2009).

Il rivestimento definitivo è previsto armato sia in calotta che in arco rovescio. L'incidenza delle armature in calotta è di 50kg di acciaio per m³ e in arco rovescio è di 70kg di acciaio per m³.

Le tabelle seguenti sintetizzano le sollecitazioni ottenute, per ogni fase, nelle zone di maggiore interesse del rivestimento: zona di calotta, di contatto calotta-piedritto e piedritti-arco rovescio, dei piedritti e di arco rovescio, rilevate in corrispondenza dei nodi delle figura a seguire.

	Sollecitazioni	Calotta	zona di contatto calotta-piedritto		piedritto	
			sinistro	destro	sinistro	destro
Fase 6	N [kN/m]	7	-41	-34	-118	-130
	M [kNm/m]	0	1	1	-20	-24
	T [kN/m]	-31	-4	6	0	-1
Fase 7	N [kN/m]	-4580	-4174	-4310	-3025	-3198
	M [kNm/m]	0	108	314	-373	-598
	T [kN/m]	211	62	-28	-280	271

Tabella 53 - Analisi di interazione – Sezione tipo B2 allargata: Sollecitazioni nelle zone calotta-piedritto del rivestimento definitivo

	Sollecitazioni	arco rovescio	zona di contatto piedritto-arco	
			sinistro	destro
Fase 5	N [kN/m]	-1519	-152	-173
	M [kNm/m]	-206	198	199
	T [kN/m]	-1	70	-58
Fase 6	N [kN/m]	-1518	-210	-243
	M [kNm/m]	-193	205	213
	T [kN/m]	-1	71	-57
Fase 7	N [kN/m]	-5082	-3435	-3480
	M [kNm/m]	603	-255	-127
	T [kN/m]	26	784	-790

Tabella 54 - Analisi di interazione – Sezione tipo B2: Sollecitazioni nelle zone arco rovescio-piedritto del rivestimento definitivo

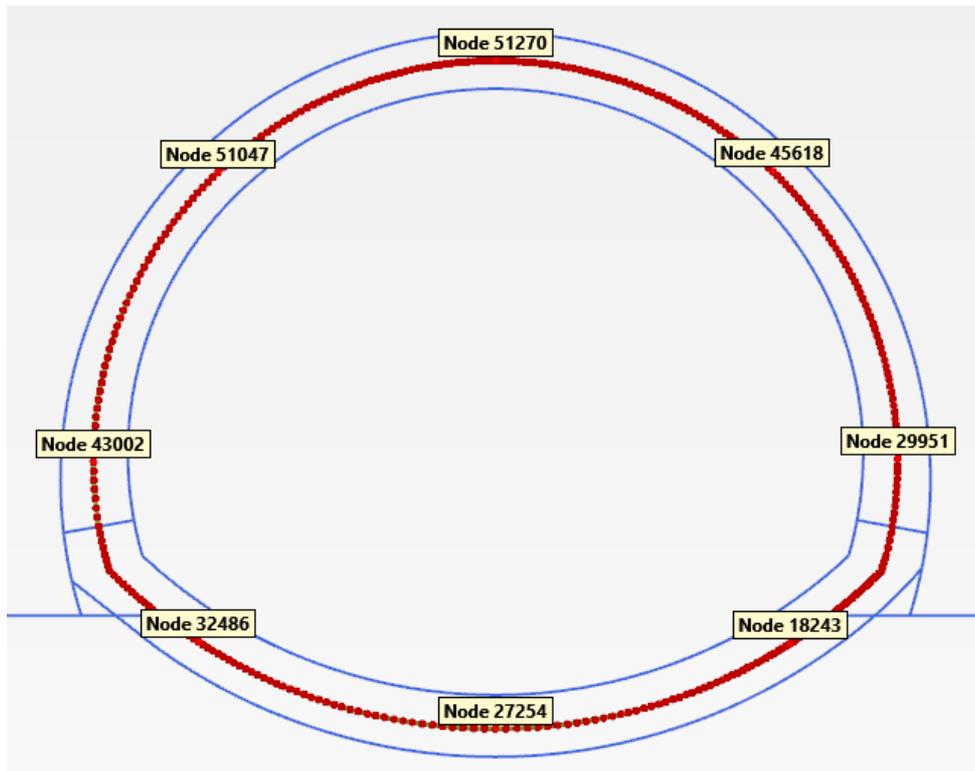


Figura 156 - Nodi rilevati del rivestimento definitivo

In **calotta e piedritti** si dispongono 1+1 $\phi 20/20$ con un copriferro netto di 4 cm. L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da barre $\phi 12/30$. L'armatura a taglio è del tipo $\phi 12/40\text{cm}/30\text{cm}$.

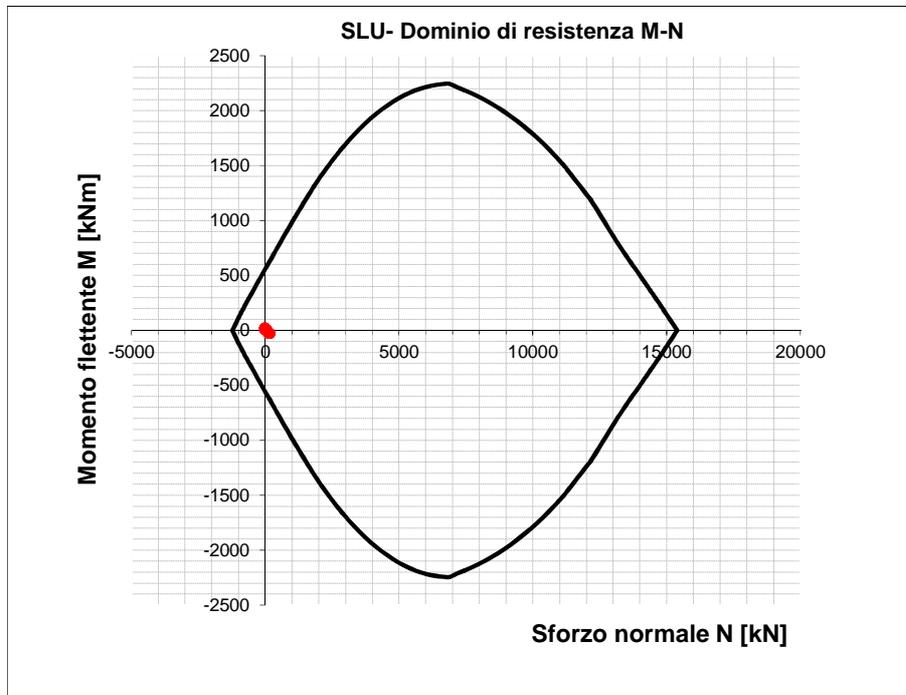


Figura 157 - Dominio resistente SLU calotta (B=1.00 m, H= 1.0m) – Fase 6

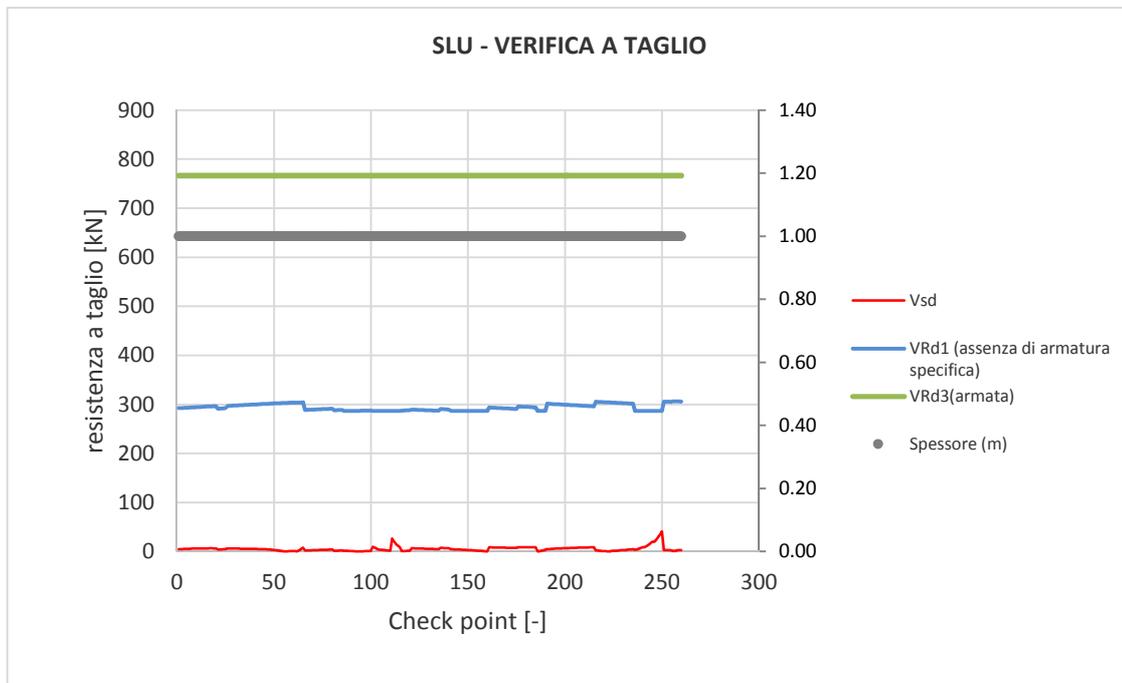


Figura 158 - Verifica SLU taglio calotta – Fase 6

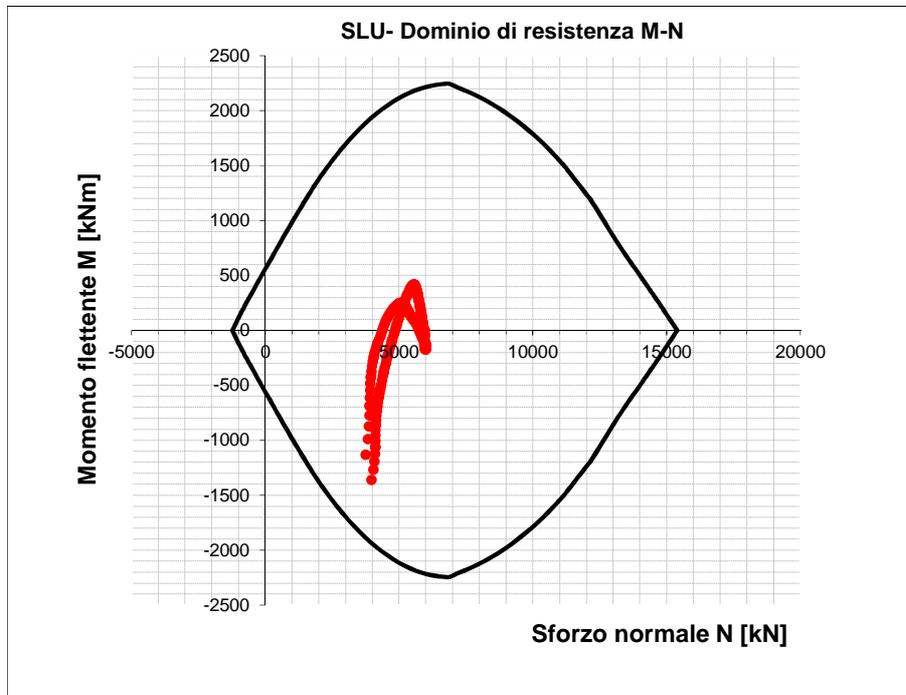


Figura 159 - Dominio resistente SLU calotta (B=1.00 m, H= 1.0m) – Fase 7

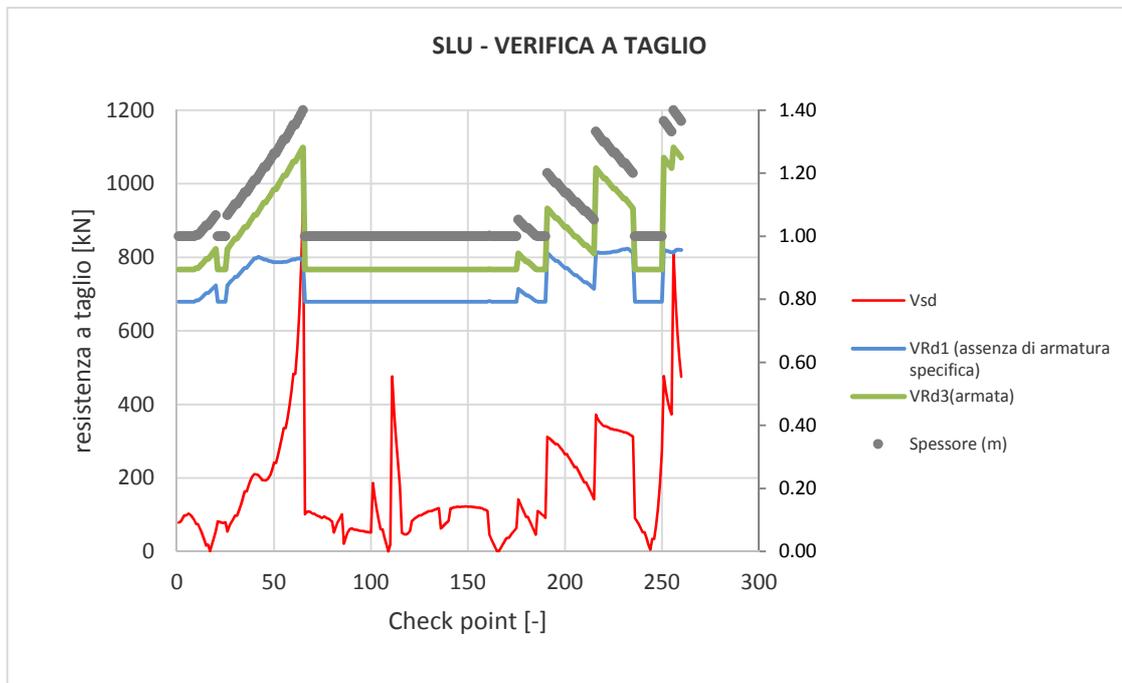


Figura 160 - Verifica SLU taglio calotta – Fase 7

In **arco rovescio** si dispongono 1+1 $\phi 26/20$ con un copriferro netto di 4 cm. L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da barre $\phi 12/20$. L'armatura a taglio prevista consiste in $\phi 14/40\text{cm}/20\text{cm}$.

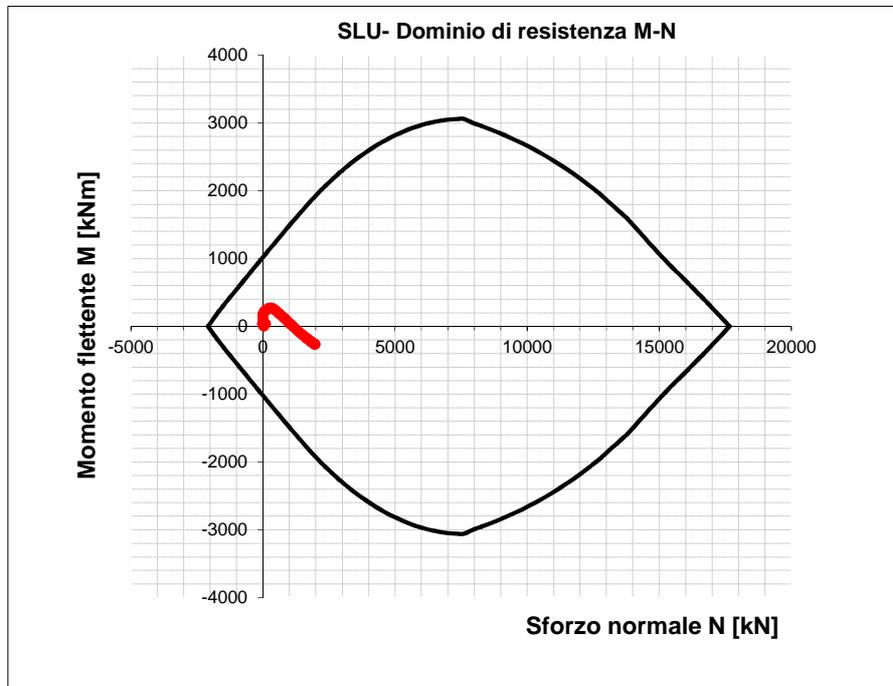


Figura 161 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m,H=1.1 m) – Fase 5

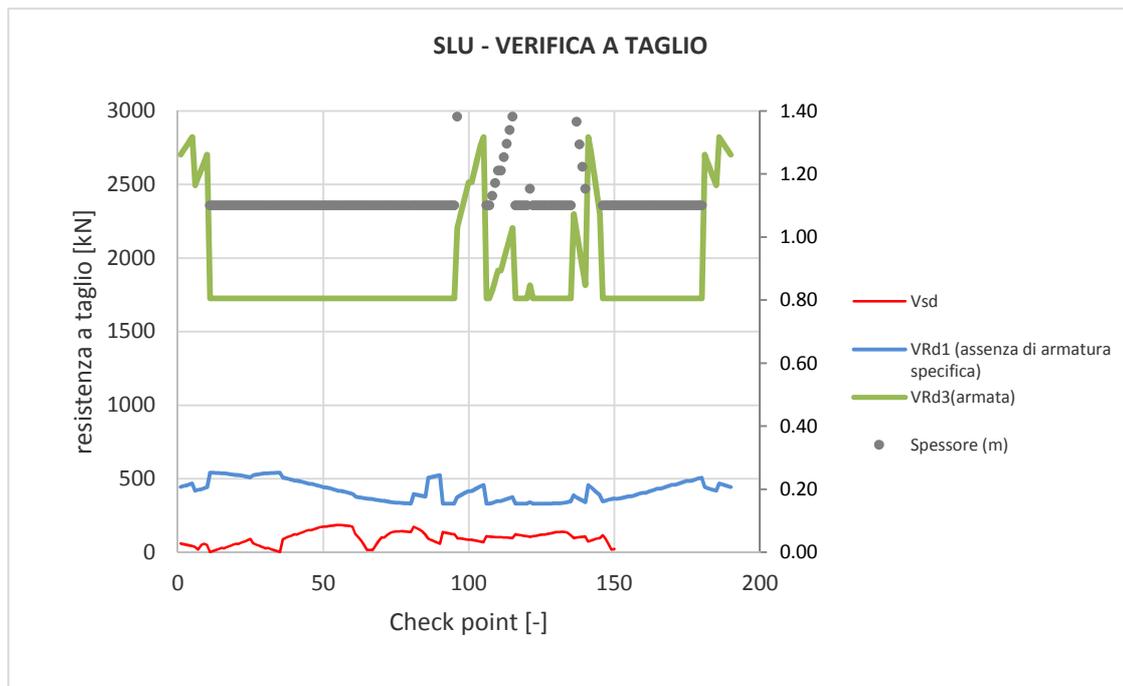


Figura 162 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase 5

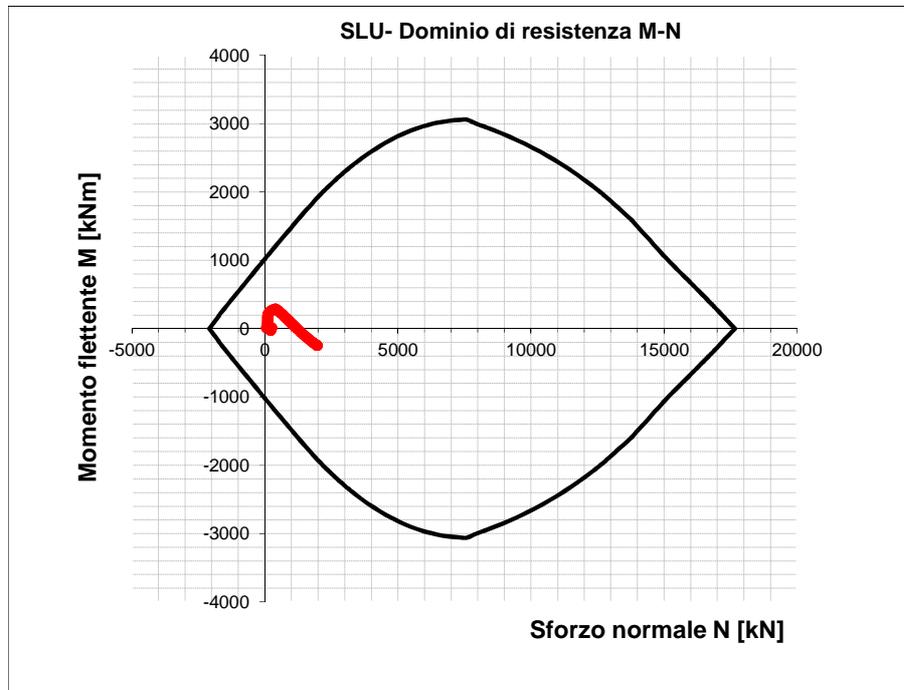


Figura 163 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m, H=1.1 m) – Fase 6

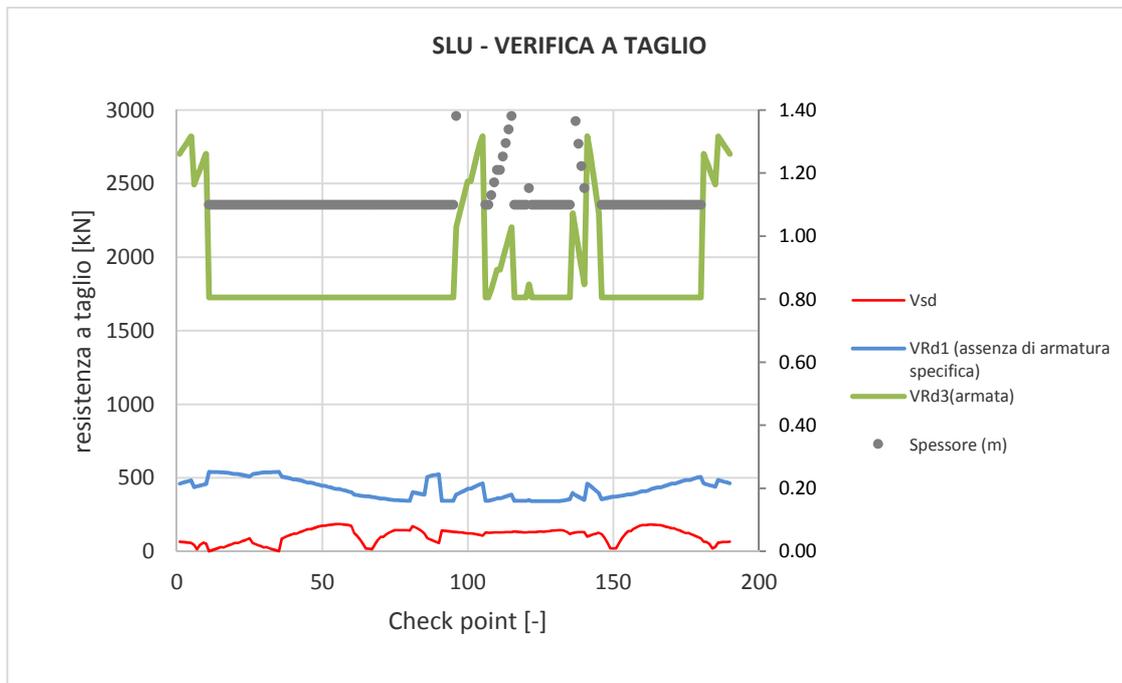


Figura 164 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase 6

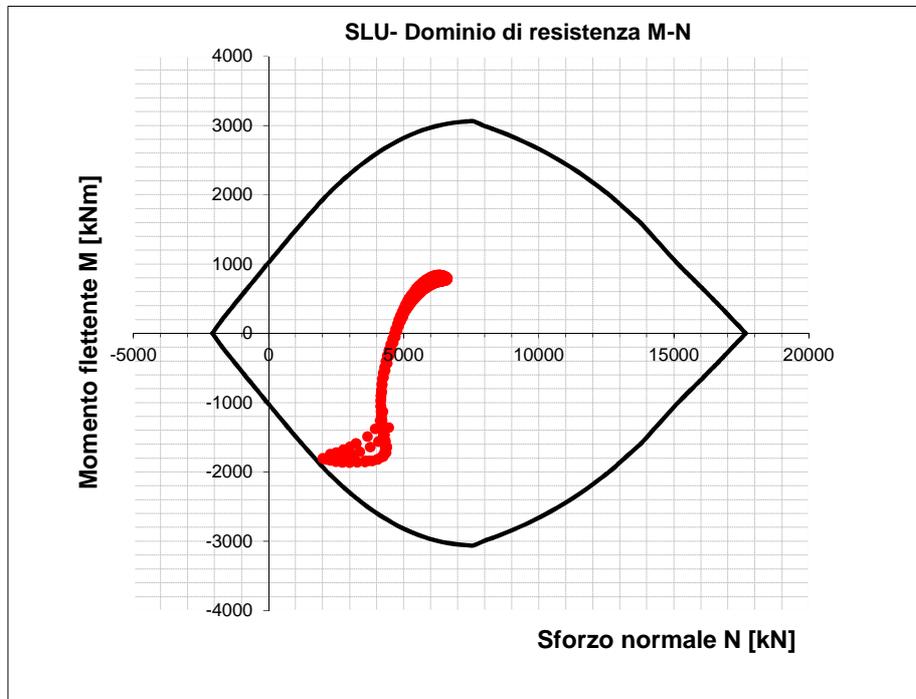


Figura 165 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1.00 m, H=1.1 m) – Fase 7

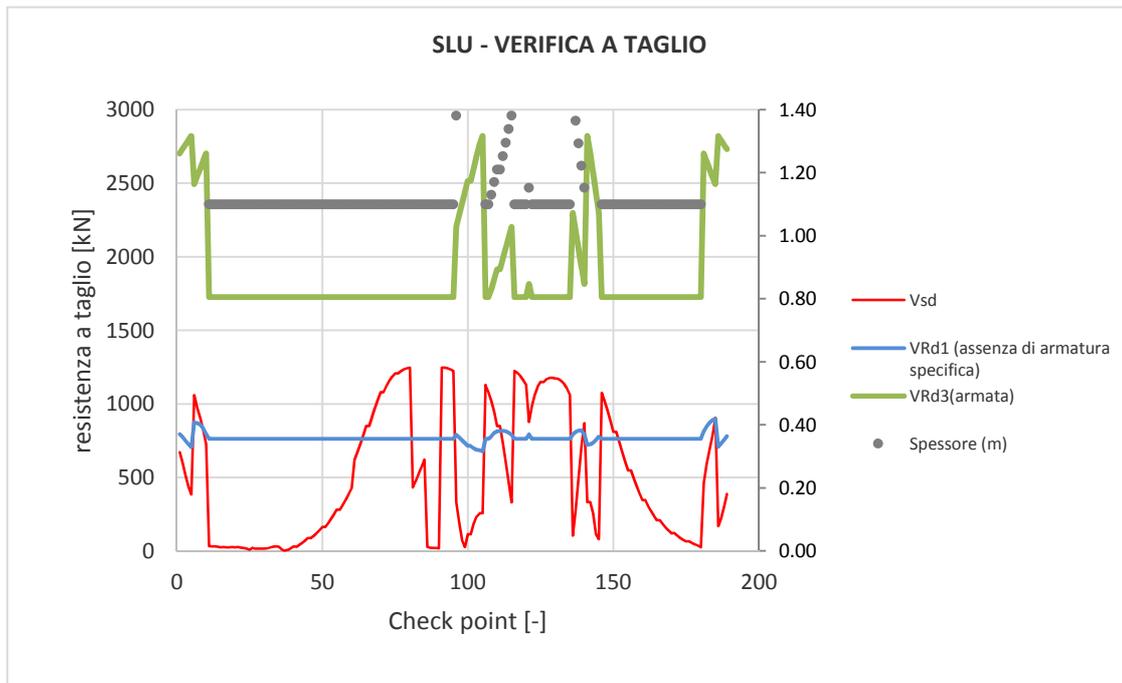


Figura 166 - Verifica SLU taglio arco rovescio – Fase 7

9.6.7 Verifiche strutturali SLE del rivestimento definitivo

Le verifiche SLE del rivestimento definitivo sono finalizzate a prevenire la formazione di un quadro fessurativo tale da compromettere la durabilità dell'opera. A tal fine la Normativa (DM 14/01/2008 par.4.1.2.1.3. e Circolare n.617/2009) stabilisce un limite massimo all'ampiezza delle fessure (SLE di fessurazione) ed al contempo, impone il rispetto di opportuni limiti tensionali sia nell'acciaio che nel calcestruzzo (SLE di tensione).

Nello specifico, le verifiche agli SLE di fessurazione della calotta e arco rovescio non evidenziano fessure.

Anche le verifiche SLE di tensione per la calotta e arco rovescio risultano soddisfatte sia lato calcestruzzo che lato acciaio rispettando i valori limite imposti sia dalla normativa NTC2008 che dal Manuale RFI 2016.

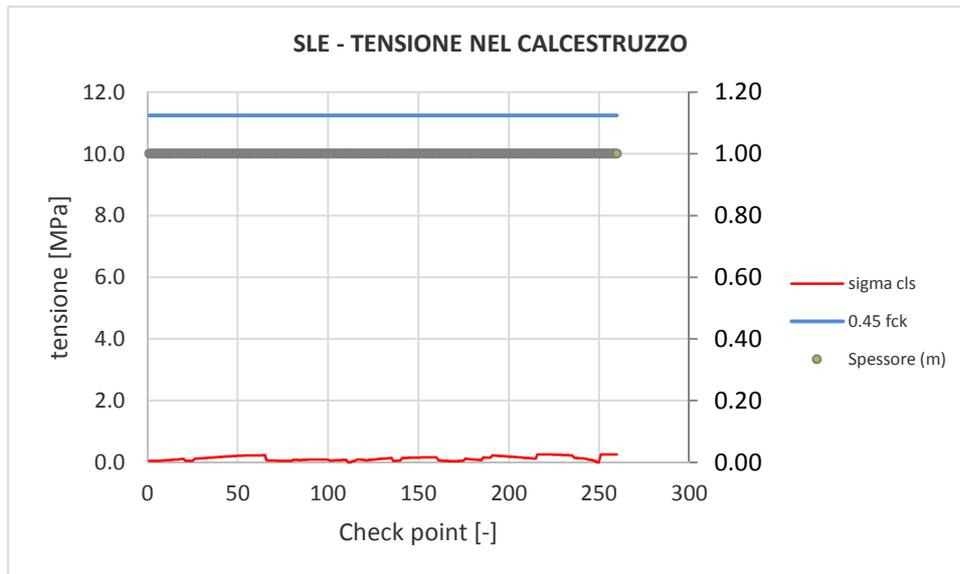


Figura 167 - Verifiche SLE tensione cls calotta – Fase 6

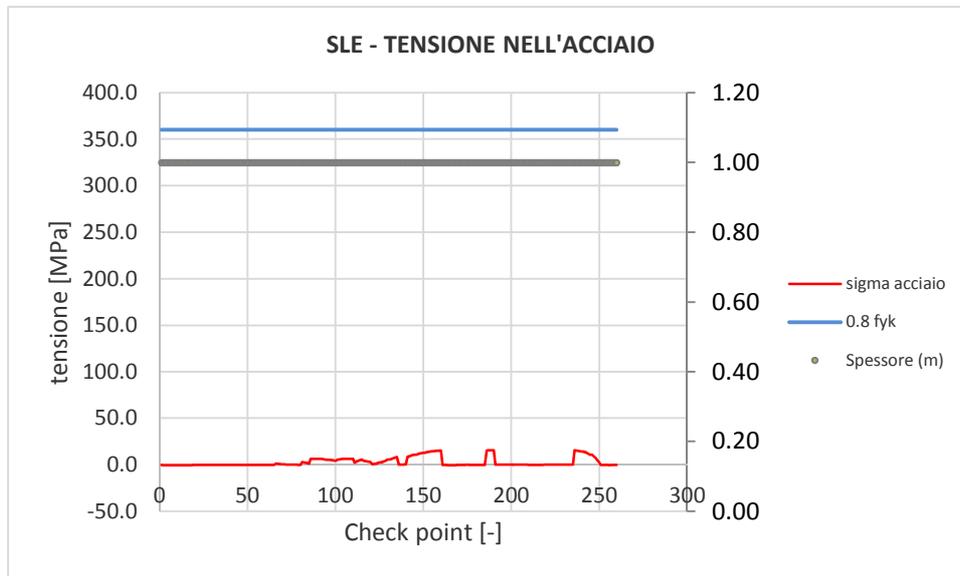


Figura 168 - Verifiche SLE tensione acciaio calotta – Fase 6

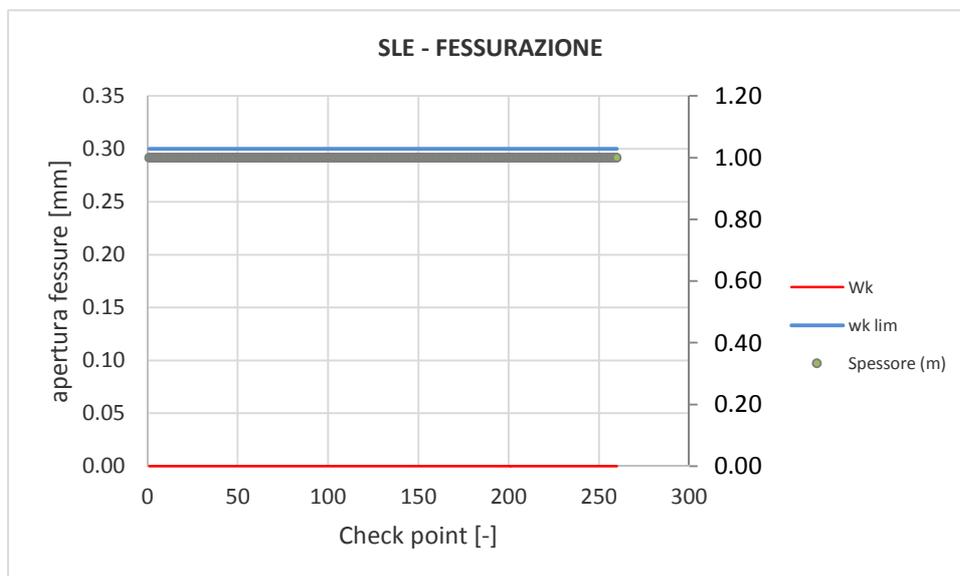


Figura 169 - Verifiche SLE fessurazione calotta – Fase 6

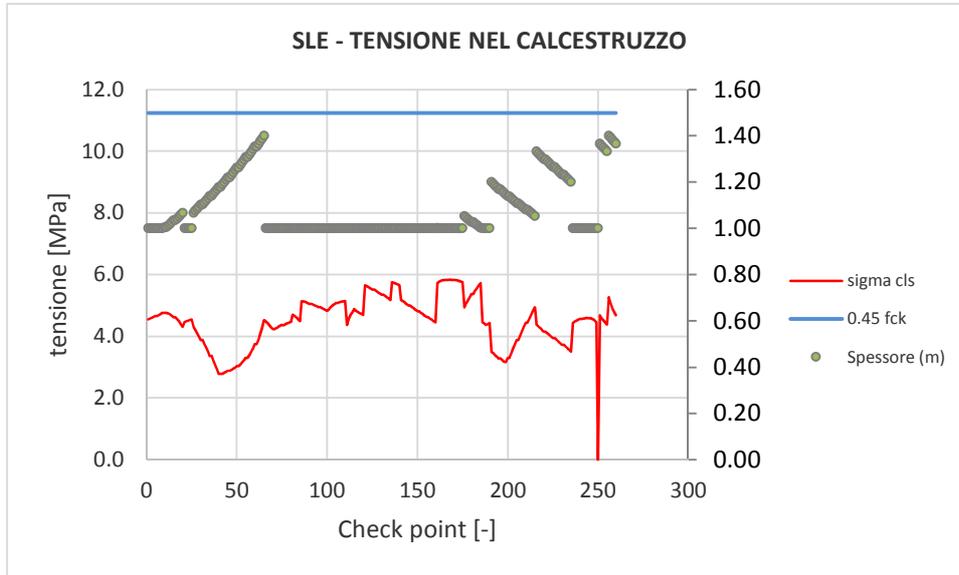


Figura 170 - Verifiche SLE tensione cls calotta – Fase 7

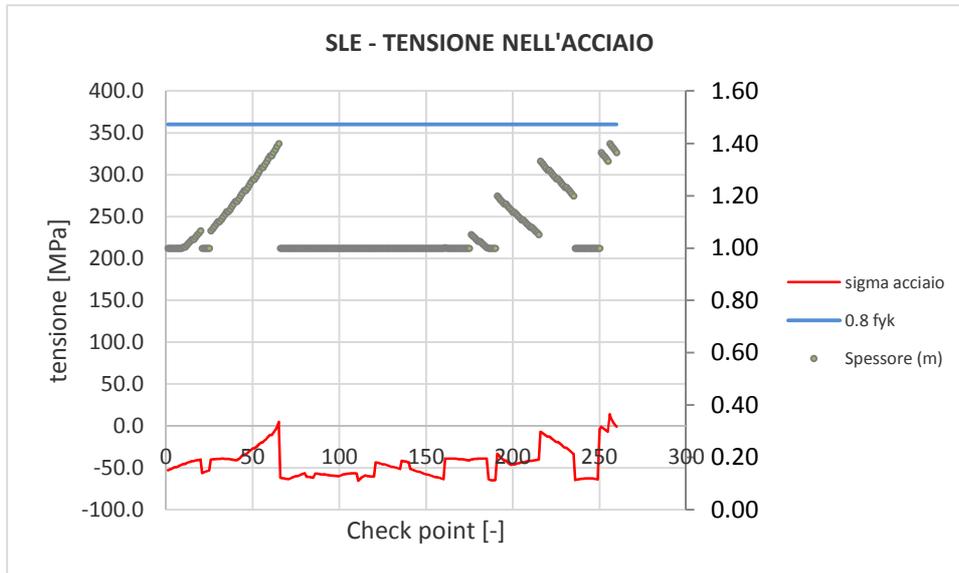


Figura 171 - Verifiche SLE tensione acciaio calotta – Fase 7

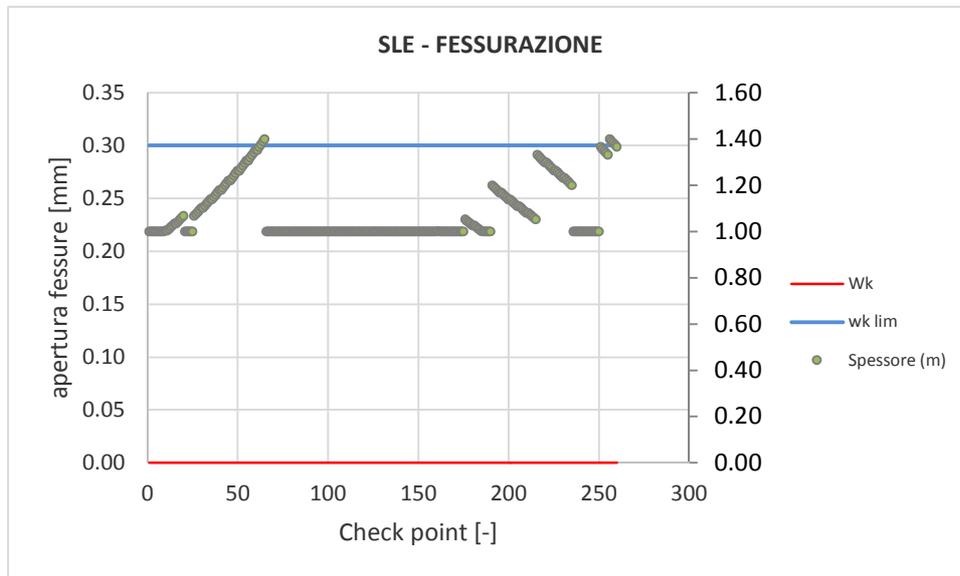


Figura 172 - Verifiche SLE fessurazione calotta – Fase 7

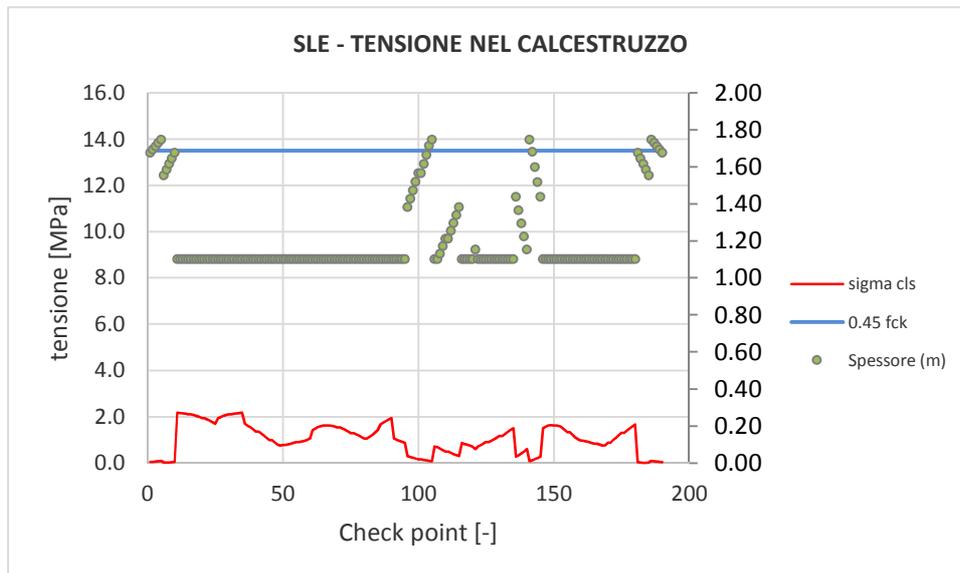


Figura 173 - Verifiche SLE tensione cls arco rovescio – Fase 5

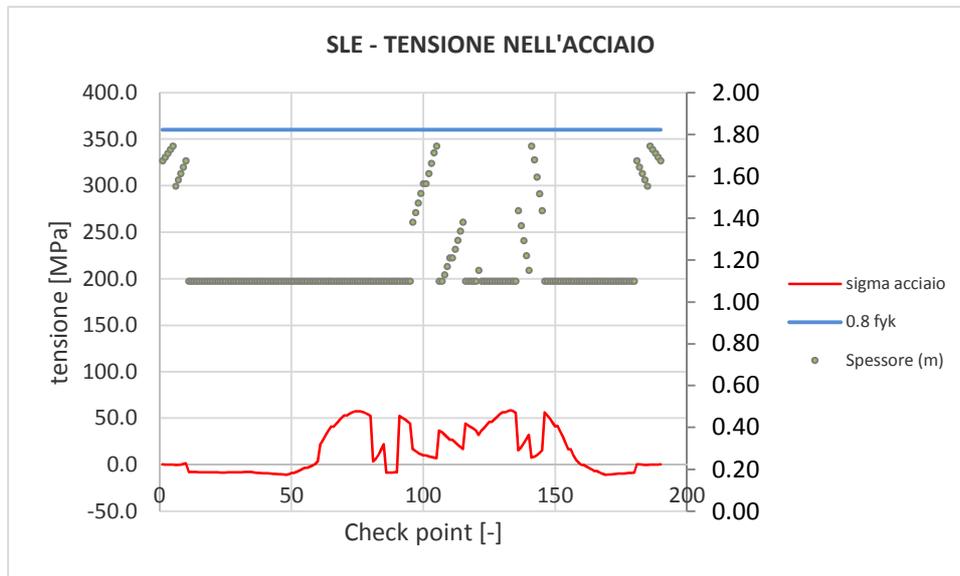


Figura 174 - Verifiche SLE tensione acciaio arco rovescio – Fase 5

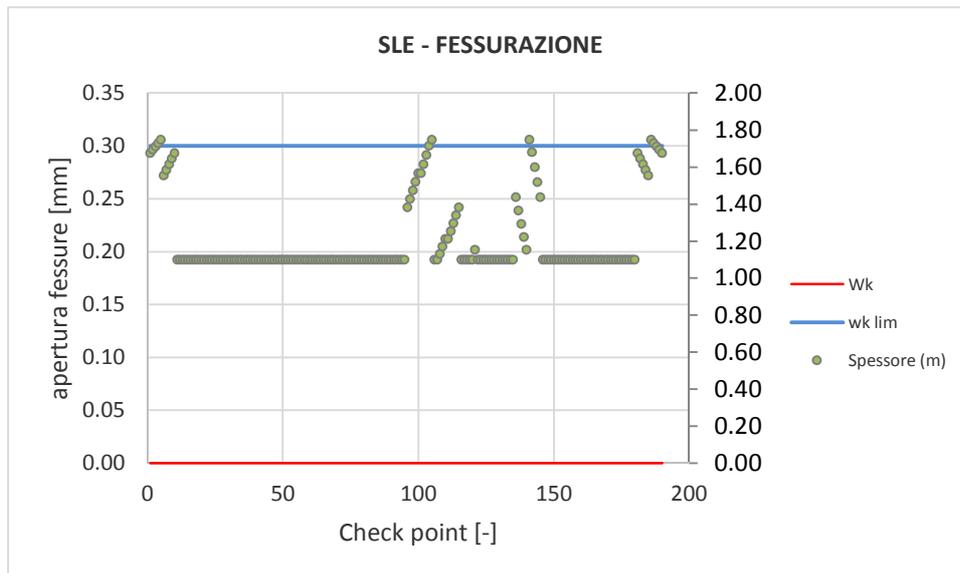


Figura 175 - Verifiche SLE fessurazione arco rovescio – Fase 5

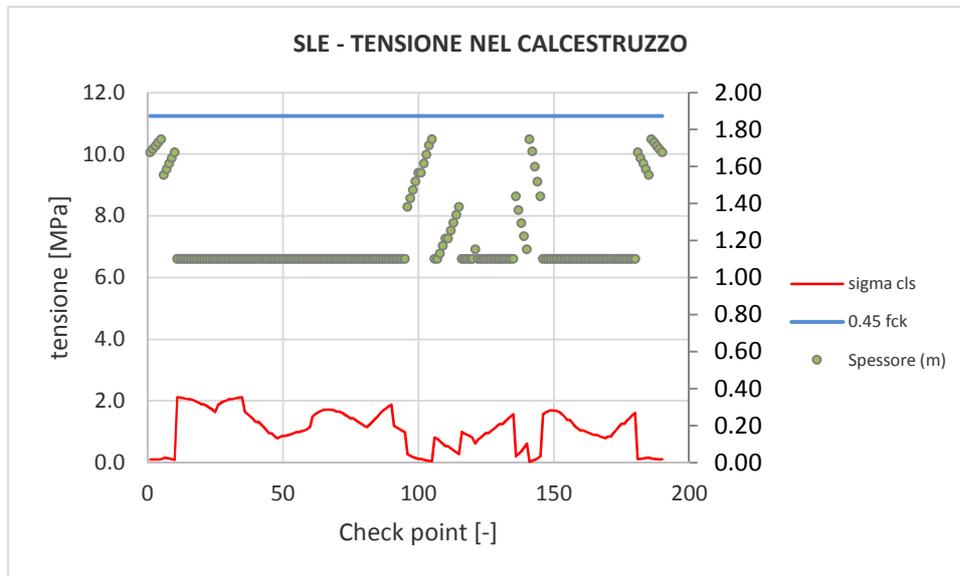


Figura 176 - Verifiche SLE tensione cls arco rovescio – Fase 6

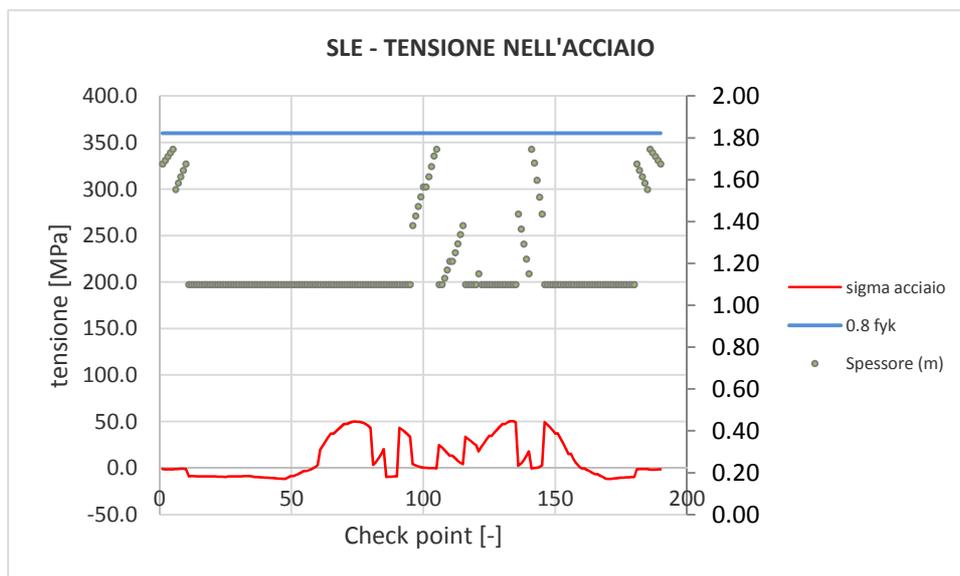


Figura 177 - Verifiche SLE tensione acciaio arco rovescio – Fase 6

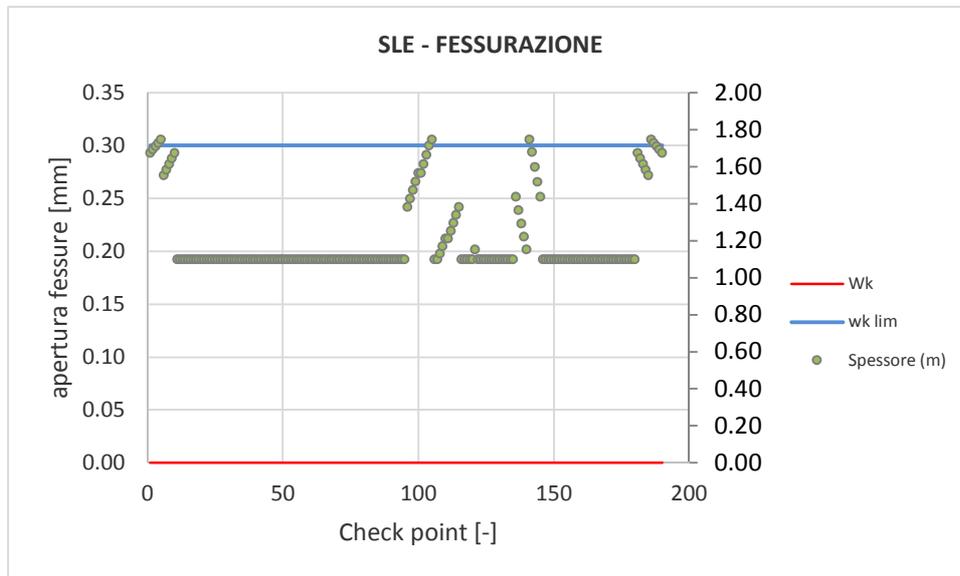


Figura 178 - Verifiche SLE fessurazione arco rovescio – Fase 6

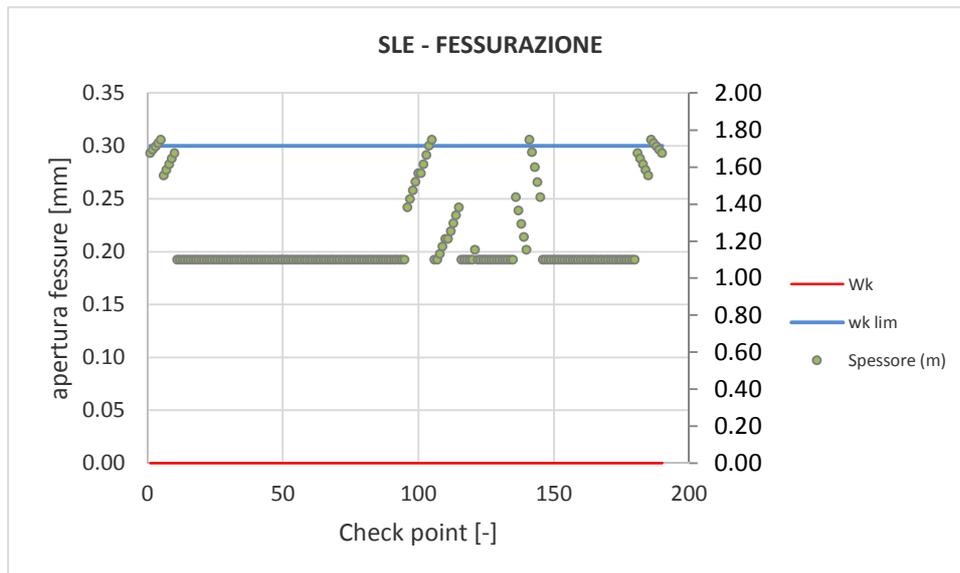


Figura 179 - Verifiche SLE tensione cls arco rovescio – Fase 7

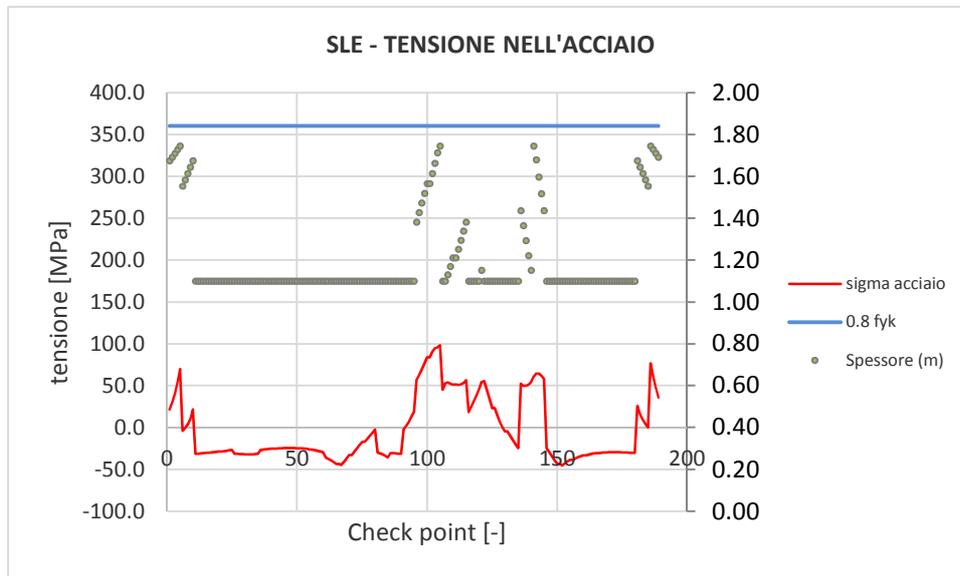


Figura 180 - Verifiche SLE tensione acciaio arco rovescio – Fase 7

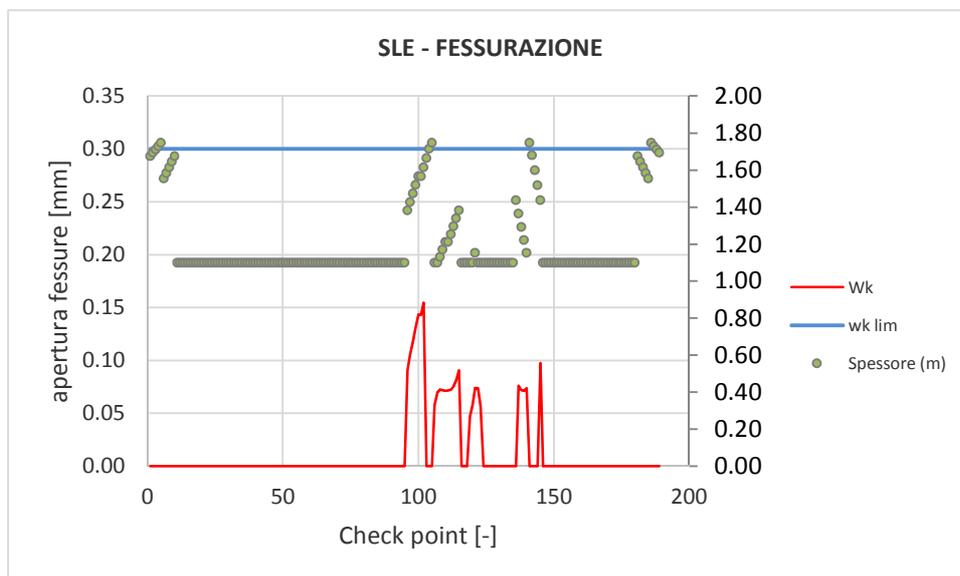


Figura 181 - Verifiche SLE fessurazione arco rovescio – Fase 7

I risultati delle analisi sono riassunti in tabelle; input e output grafici del modello di calcolo sono riportati integralmente in allegato.

9.7 Azioni di mitigazione dei potenziali rischi che incidono sulla realizzazione della galleria

Di seguito si descrivono le principali criticità, legate al contesto geologico, idrogeologico e geotecnico, che potrebbero avere ripercussioni sulla fase realizzativa delle gallerie, e si illustrano le relative possibili azioni di mitigazione o riduzione del rischio.

La mappatura dei diversi rischi individuati nella fase conoscitiva e la relativa gestione definita nella fase di terapia, sono illustrate in forma sintetica negli elaborati dei profili geotecnici (Rif. [18] ÷Rif. [19]).

Instabilità del fronte e del cavo

In condizioni di bassa copertura, l'avanzamento avverrà con l'esecuzione di interventi di preconsolidamento al fronte e al contorno in grado di controllare lo sviluppo dei fenomeni deformativi indotti dallo scavo e prevenire lo sviluppo di eventuali meccanismi di collasso. Per l'attraversamento di zone tettonizzate, è prevista l'adozione di avanzamenti con sfondi di lunghezza limitata, preceduti da interventi di consolidamento al fronte e/o al contorno, in relazione al grado di fratturazione e all'entità dei fenomeni deformativi attesi.

Comportamento rigonfiante

Per tener conto di eventuali potenziali fenomeni di rigonfiamento, sono state condotte analisi di interazione con la simulazione di una pressione di rigonfiamento. Nella Formazione del Flysch Rosso (FYR) è stata eseguita una prova di rigonfiamento del tipo Huder-Amberg, mentre nella Formazione della Baronina (BNA2) si hanno a disposizione 3 prove di rigonfiamento del tipo Huder-Amberg e 2 prove a rigonfiamento impedito in cella edometrica. Per le analisi sopra dette, a titolo cautelativo, è stato considerato un valore della pressione di rigonfiamento pari a 300 KPa. Le analisi hanno condotto ad un incremento dell'incidenza delle armature. Per il dettaglio di tali analisi si rimanda alla relazione geotecnica e di calcolo della galleria Grottaminarda (Rif. [22]).

Presenza di trovanti/blocchi

Nello scavo in tradizionale la presenza blocchi non comporta particolare criticità in relazione alla flessibilità della tecnica di avanzamento che può essere rapidamente adattata alle puntuali variazioni delle condizioni del fronte.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI					
	RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA					
I LOTTO FUNZIONALE APICE - HIRPINIA						
GALLERIA MELITO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione geotecnica e di calcolo	IF0G	01	D 07 RB	GN0200 001	A	187 di 190

10 FASE DI VERIFICA E MESSA A PUNTO DEL PROGETTO

10.1 Monitoraggio in corso d'opera

Nella fase realizzativa dovrà essere posto in opera un adeguato programma di monitoraggio che consenta di:

- confermare le sezioni tipo previste per le tratte omogenee, come da profilo geotecnico, secondo i criteri di applicazione definiti in progetto;
- definire le variazioni degli interventi da effettuarsi nell'ambito delle variabilità previste in progetto sulla base di quanto riscontrato in fase di scavo;
- definire il passaggio tra una sezione tipo ed un'altra presente nel progetto all'interno delle tratte omogenee.

Se necessario, il piano di monitoraggio dovrà prevedere anche il controllo degli effetti prodotti dallo scavo in superficie.

Il piano di monitoraggio deve prevedere:

- il rilievo analitico e speditivo del fronte di scavo;
- il controllo della convergenza del cavo, mediante installazione di stazioni di convergenza con 5 mire. Il numero delle sezioni di misura è specificato in Tabella 55 per le diverse sezioni tipo. Le sezioni devono essere ubicate in prossimità del fronte scavo, la lettura di zero deve essere eseguita prima della ripresa dell'avanzamento per lo scavo del campo successivo, e le letture successive dovranno essere eseguite con frequenza almeno giornaliera fino alla completa stabilizzazione delle misure.
- il controllo dell'estrusione del fronte, mediante installazione di estrusometri con lunghezza e frequenza di misura indicate in Tabella 55;
- il monitoraggio dello sforzo assiale nelle centine del rivestimento di prima fase mediante celle di carico, come definito negli elaborati di progetto pertinenti;
- il monitoraggio delle deformazioni del rivestimento definitivo mediante barrette estensimetriche, come definito negli elaborati di progetto pertinenti;
- in corrispondenza degli imbocchi e nelle zone di bassa copertura, il controllo degli spostamenti del piano campagna, mediante installazione di sezioni di misura topografica disposte trasversalmente all'asse della galleria, costituite da almeno 5 capisaldi;
- il controllo topografico degli spostamenti degli edifici interferenti;
- il controllo delle deformazioni dell'ammasso al contorno della galleria mediante stazioni strumentate geotecniche costituite da inclinometri ed estensimetri;
- il controllo delle variazioni del regime delle pressioni interstiziali nel terreno al contorno della galleria mediante piezometri Casagrande o celle piezometriche, in funzione del contesto geotecnico.

I dati di monitoraggio dovranno essere inseriti in una piattaforma Web-GIS, in modo tale da garantire l'esame tempestivo e continuativo dei dati rilevati e la trasmissione sistematica dei dati e delle elaborazioni, avendo precedentemente definito ed assegnato le responsabilità per la lettura, l'elaborazione e l'interpretazione dei dati di monitoraggio, nonché per la loro distribuzione.

Le grandezze individuate come rappresentative dovranno essere rilevate e controllate con un sistema di misura che abbia un grado di precisione compatibile con i valori attesi per le grandezze sopra dette.

Gli strumenti di misura utilizzati dovranno permettere di garantire la precisione e l'affidabilità delle letture in modo da non essere influenzati in modo significativo da cambiamenti di temperatura, umidità, corrente elettrica e vibrazioni indotte.

La strumentazione di monitoraggio dovrà essere installata e predisposta all'uso con sufficiente anticipo rispetto all'arrivo degli scavi e dei consolidamenti in modo da poter effettuare le necessarie misure di zero.

Sezione tipo	Misure di convergenza	Rilievi del fronte	Estrusometro
	Frequenza sezioni	Frequenza (*)	
A2	1 ogni 20m	1 ogni 20m	-
B1/B1 all	1 ogni campo	1 ogni campo	L=35m ogni 2 campi con 2 letture per ogni campo
B2/B2 all	1 ogni campo	1 ogni campo	L=35m ogni 2 campi con 2 letture per ogni campo
C1	1 ogni campo	1 ogni campo	L=35m ogni 2 campi e 2 letture per ogni campo
C2/C2 all	1 ogni campo	1 ogni campo	L=35m ogni 2 campi e 2 letture per ogni campo
C2p	1 ogni mezzo campo	1 ogni campo	L=35m ogni campo e 2 letture per ogni campo
(*) sempre al cambio di litologia			

Tabella 55 – Programma di monitoraggio

10.2 Criteri generali per l'applicazione delle sezioni tipo

Sono di seguito illustrati i criteri che dovranno essere adottati in corso d'opera per l'applicazione delle sezioni tipo e la gestione delle variabilità, nell'ambito delle previsioni del progetto, che sono sintetizzate nei valori attesi delle grandezze caratteristiche. I valori attesi dei fenomeni deformativi al fronte, al cavo e al piano campagna (ove pertinente) sono individuati in funzione dei risultati delle analisi numeriche, di esperienze in contesti analoghi e di dati di letteratura (Tabella 56).

In corso d'opera, i rilievi del fronte e i dati di monitoraggio della risposta deformativa del fronte e del cavo, correlati alle fasi di avanzamento, sono confrontati con le previsioni progettuali (i valori attesi) per consentire la verifica e la messa a punto del progetto con i criteri di seguito descritti:

1. Le condizioni geologiche e geotecniche rilevabili al fronte corrispondono con quanto previsto in progetto e la risposta deformativa rientra nel campo dei valori attesi: la previsione progettuale è confermata, si procede con la sezione tipo media prevista per la tratta.

2. La risposta deformativa non rientra nel campo di accettabilità definito in progetto: la sezione tipo prevista per la tratta è ottimizzata secondo le definite variabilità, che consistono in: aumento/diminuzione ($\pm 20\%$) degli interventi di preconsolidamento, diminuzione/aumento dell'interasse delle centine ($\pm 20\%$ del passo medio), diminuzione/aumento delle distanze di getto del rivestimento definitivo dal fronte di scavo.

3. Le condizioni geologiche e geotecniche osservate sono sensibilmente differenti da quelle ipotizzate e la risposta deformativa non rientra nel campo di accettabilità definito in progetto: si passa ad una diversa sezione tipo, tra quelle definite in progetto come “sezioni eventuali” per quella tratta.

Sezione tipo	Formazione	VALORI ATTESI	
		Convergenza radiale ^(*) (mm)	Estrusione cumulativa totale (mm)
A2	FYR2	<10	-
B1/B1 all	BNA2, PCL, FYR2, FYR	25	40
B2/B2 all	BNA2, PCL, FYR, FYRA	25	30
C2/C2 all	FYR, BNA2, PCL	40	50
C2p	FYR, BNA2 (basse coperture)	40	70

(*) convergenza radiale depurata della preconvergenza

Tabella 56– Previsioni progettuali

11 CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state affrontate le problematiche progettuali connesse con la realizzazione della galleria Melito, inclusa nel raddoppio della linea ferroviaria Apice – Hirpinia; tale progetto si inserisce nel più ampio ambito di riqualificazione e potenziamento dell'itinerario ferroviario Roma - Napoli – Bari.

La progettazione delle opere in sotterraneo, è stata condotta secondo il metodo ADECO-RS (Rif. [23]), articolandosi nelle seguenti fasi:

1. Fase conoscitiva (cap. 7): questa fase è stata dedicata allo studio e all'analisi del contesto geologico e geotecnico di inserimento in cui sarà realizzata la galleria, considerati anche i dati relativi alle precedenti fasi progettuali, ed ha portato alla definizione del modello geotecnico di sottosuolo utilizzato per le successive fasi del progetto.
2. Fase di diagnosi (cap. 8): in questa fase è stata eseguita la valutazione della risposta deformativa dell'ammasso allo scavo in assenza di interventi di stabilizzazione, per la determinazione delle categorie di comportamento;
3. Fase di terapia (cap. 9): si prevede di realizzare lo scavo con metodo Tradizionale. Tale soluzione progettuale è stata analizzata verificandone adeguatezza ed efficacia in tutte le fasi costruttive previste ed in condizioni di esercizio.

Il progetto è completato dal piano di monitoraggio (cap. 10) da predisporre ed attuare nella fase realizzativa, nel quale sono individuati i valori delle grandezze fisiche a cui riferirsi in corso d'opera per controllare la risposta deformativa dell'ammasso e della galleria al procedere dello scavo, verificarne la rispondenza con le previsioni progettuali e mettere a punto le sezioni tipo individuate nell'ambito delle variabilità previste.