

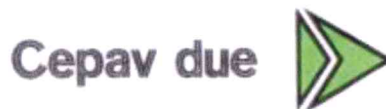
COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04)

Da pk 140+502.85 a pk 141+930.24

Relazione di calcolo dei sostegni e dei rivestimenti

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Taranta) Data: _____	Valido per costruzione Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	G N 0 4 0 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE							IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data		
A	Emissione	REGE	14/11/2018	MEZZINI	14/11/2018	14/11/2018		
B								
C								

CIG. 751447334A



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

Stampato dal Service di plottaggio ITALFERR S.p.A. ALBA s.r.l.

CUP: F81H91000000008

MILANO RT1 EE2CLGN0400001A.docx

INDICE

1.	INTRODUZIONE	6
1.1	OGGETTO E SCOPO	6
1.2	BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
1.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
1.4	NORMATIVE E SPECIFICHE DI RIFERIMENTO	9
1.5	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	10
2.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – IDROGEOLOGICO E GEOTECNICO	13
2.1.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO	13
2.2.	CONDIZIONI GEOTECNICHE	14
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI.....	21
3.1.	INTERVENTI DI PRESOSTEGNO E PRECONSOLIDAMENTO	21
3.2.	INTERVENTI DI PRESOSTEGNO PROVVISORIO.....	21
3.3.	RIVESTIMENTI DEFINITIVI	22
4.	DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI COMPORTAMENTO ALLO SCAVO	23
4.1.	IMPORTANZA DEL COMPORTAMENTO DEL FRONTE DI SCAVO	23
4.2.	METODO DELLE CURVE CARATTERISTICHE	24
4.3.	RISULTATI	26
4.4.	STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO.....	31
4.4.1.	<i>Analisi della stabilità del fronte di scavo.....</i>	<i>31</i>
4.4.2.	<i>Modellazione degli interventi di stabilizzazione</i>	<i>35</i>
4.4.3.	<i>Valutazione dell'entità delle estrusioni al fronte di scavo.....</i>	<i>37</i>
4.4.4.	<i>Caratteristiche dei terreni interessate dagli interventi di preconsolidamento mediante iniezioni o jet – grouting40</i>	
4.5.	DEFINIZIONE DELLE SEZIONI TIPO	40
4.5.1.	<i>Sezione tipo CIA.....</i>	<i>42</i>
4.5.2.	<i>Sezione tipo CIA-rid.....</i>	<i>42</i>
4.5.3.	<i>Sezione tipo CIB.....</i>	<i>43</i>
4.5.4.	<i>Sezione tipo CIB-rid.....</i>	<i>44</i>



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL GN 040 0 001	Rev. A	Foglio 3 di 178
4.5.5.	Sezione tipo C1Bbis				45
4.6.	SITUAZIONI DI RISCHIO POTENZIALE				45
5.	ANALISI NUMERICHE PER LA VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO				47
5.1.	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO				47
5.2.	CRITERI ADOTTATI PER LE ANALISI NUMERICHE				47
5.2.1.	Geometria				47
5.2.2.	Parametri geotecnici e modello costitutivo				47
5.2.3.	Modellazione del sostegno di prima fase e del rivestimento definitivo.....				48
5.2.4.	Metodo adottato per la simulazione dell'avanzamento del fronte di scavo.....				49
5.2.1.	Analisi di Filtrazione				55
5.2.2.	Azione sismica				55
5.2.3.	Fasi di calcolo				56
5.3.	CRITERI DI VERIFICA				57
5.3.1.	Generalità.....				57
5.3.2.	Rivestimento di prima fase.....				58
5.3.3.	Rivestimento definitivo.....				58
5.3.3.1.	Stato Limite Ultimo per pressoflessione.....				58
5.3.3.2.	Stato Limite Ultimo per taglio.....				58
5.3.3.3.	Stato Limite di Esercizio di fessurazione.....				59
5.3.3.4.	Stato Limite di Esercizio di limitazione delle tensioni.....				59
5.3.4.	Resistenze di calcolo.....				60
5.3.4.1.	Rivestimento di prima fase.....				60
5.3.4.2.	Rivestimento definitivo.....				60
5.3.5.	Interventi di presostegno				61
5.4.	RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE				62
5.4.1.	Analisi numerica 1 – sezione tipo CIA (tratta dall'imbocco lato Milano fino al sotto – attraversamento autostrada A4 62				
5.4.1.1.	Geometria				62
5.4.1.2.	Parametri geotecnici.....				62
5.4.1.3.	Caratteristiche dei rivestimenti.....				63
5.4.1.1.	Carichi esterni				63
5.4.1.2.	Fasi di calcolo adottate.....				64



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL GN 040 0 001	Rev. A	Foglio 4 di 178
5.4.1.3.	<i>Analisi dei risultati</i>				67
5.4.1.4.	<i>Verifiche statiche</i>				75
5.4.1.5.	<i>Verifica sismica</i>				79
5.4.1.6.	<i>Cedimenti del piano campagna</i>				81
5.4.2.	<i>Analisi numerica 2 – sezione tipo CIBbis (tratta sotto attraversamento autostrada A4)</i>				83
5.4.2.1.	<i>Geometria</i>				83
5.4.2.2.	<i>Parametri geotecnici</i>				83
5.4.2.3.	<i>Caratteristiche dei rivestimenti</i>				84
5.4.2.4.	<i>Carichi esterni</i>				85
5.4.2.5.	<i>Fasi di calcolo adottate</i>				85
5.4.2.6.	<i>Analisi dei risultati</i>				88
5.4.2.7.	<i>Verifiche statiche</i>				96
5.4.2.8.	<i>Verifica sismica</i>				100
5.4.2.9.	<i>Cedimenti del piano campagna ed efficacia dei trattamenti di preconsolidamento</i>				102
5.4.3.	<i>Analisi numerica 3 – sezione tipo CIA (tratta con massima copertura)</i>				104
5.4.3.1.	<i>Geometria</i>				104
5.4.3.2.	<i>Parametri geotecnici</i>				104
5.4.3.3.	<i>Caratteristiche dei rivestimenti</i>				105
5.4.3.4.	<i>Carichi esterni</i>				106
5.4.3.5.	<i>Fasi di calcolo adottate</i>				106
5.4.3.6.	<i>Analisi dei risultati</i>				109
5.4.3.7.	<i>Verifiche statiche</i>				117
5.4.3.8.	<i>Verifica sismica</i>				121
5.4.3.1.	<i>Cedimenti del piano campagna</i>				123
5.4.4.	<i>Analisi numerica 4 – sezione tipo CIB (tratta sotto – attraversamento edificio)</i>				125
5.4.4.1.	<i>Geometria</i>				125
5.4.4.2.	<i>Parametri geotecnici</i>				125
5.4.4.3.	<i>Caratteristiche dei rivestimenti</i>				126
5.4.4.4.	<i>Carichi esterni</i>				127
5.4.4.5.	<i>Fasi di calcolo adottate</i>				127
5.4.4.6.	<i>Analisi dei risultati</i>				130
5.4.4.7.	<i>Verifiche statiche</i>				138
5.4.4.8.	<i>Verifica sismica</i>				142
5.4.4.1.	<i>Cedimenti del piano campagna</i>				144
5.4.5.	<i>Analisi numerica 5 – sezione tipo CIB (tratta sotto – attraversamento canale)</i>				146
5.4.5.1.	<i>Geometria</i>				146
5.4.5.2.	<i>Parametri geotecnici</i>				146
5.4.5.3.	<i>Caratteristiche dei rivestimenti</i>				147
5.4.5.4.	<i>Carichi esterni</i>				148

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.	Progetto IN0R	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL GN 040 0 001	Rev. A	Foglio 5 di 178
5.4.5.5.					<i>Fasi di calcolo adottate</i> 148
5.4.5.6.					<i>Analisi dei risultati</i> 151
5.4.5.7.					<i>Verifiche statiche</i> 159
5.4.5.8.					<i>Verifica sismica</i> 163
5.4.5.1.					<i>Cedimenti del piano campagna</i> 165
5.5.					VERIFICA AL FUOCO 166
5.5.1.					<i>Procedura di calcolo</i> 167
5.5.2.					<i>Individuazione dell'incendio di progetto</i> 167
5.5.3.					<i>Variazione dei parametri termo-meccanici in condizioni di incendio</i> 167
5.5.4.					<i>Analisi numerica relativa alle tratte della galleria naturale caratterizzata da basse coperture</i> 171
5.5.4.1.					<i>Risultati dell'analisi numerica</i> 171
5.5.5.					<i>Analisi numerica relativa alle tratte della galleria naturale caratterizzata dalle più elevate coperture</i> 174
5.5.5.1.					<i>Risultati dell'analisi numerica</i> 175

1. INTRODUZIONE

1.1 Oggetto e scopo

La presente relazione di calcolo ha per oggetto la galleria naturale San Giorgio in Salici situata lungo la tratta AV Brescia – Verona fra le progressive chilometriche 140+502.85 e 141+930.24, per una lunghezza totale di 1427.39 m.

Per quanto concerne le condizioni geotecniche, delle formazioni geologiche interessate dallo scavo della galleria in oggetto, si rimanda all'apposita relazione geotecnica e al profilo geotecnico di previsione e di monitoraggio che è stato appositamente predisposto per il Progetto Esecutivo della galleria.

Sulla base delle condizioni geotecniche, riportate sia nella relazione geotecnica sia nel profilo longitudinale geotecnico, e delle analisi e verifiche riportate nella presente relazione di calcolo, vengono illustrate le sezioni tipo di scavo e avanzamento che sono state definite per la realizzazione della galleria.

Le verifiche sono state eseguite con riferimento alle condizioni più rappresentative sia per quanto concerne i parametri geotecnici e le coperture sia per quanto concerne le sezioni tipo previste.

1.2 Breve descrizione dell'opera

La galleria in oggetto verrà realizzata in tradizionale con sezione tipo mono-canna a doppio binario, in accordo agli standard geometrici previsti dal nuovo Manuale di Progettazione RFI 2016. Le coperture della galleria risultano estremamente modeste, comprese fra un minimo di 7 m, nel primo tratto, a partire dall'imbocco lato Milano, al di sotto dell'Autostrada A4, fino ad un massimo di circa 20 m poco prima dell'imbocco lato Verona. La superficie dell'area di scavo è di 156 m² con un conseguente diametro equivalente di circa 14 m; conseguentemente si tratta di un galleria estremamente superficiale avendosi un rapporto massimo fra copertura e diametro di gran lunga inferiore ai 3 diametri equivalenti assunto come valore di separazione fra gallerie superficiali e profonde. Il tracciato si sviluppa in un tratto curvilineo su tutta la galleria, con una pendenza longitudinale molto bassa, pari del 0,023 % verso l'imbocco lato Milano.

Dal punto di vista della sicurezza in galleria, la lunghezza della galleria naturale superiore ai 1000 m, ha comportato la necessità di prevedere alcune dotazioni, ed in particolare una uscita di emergenza nel tratto centrale della galleria.

L'aspetto più critico della galleria in oggetto è costituito dalla tratta relativa al sotto attraversamento dell'autostrada A4 con una lunghezza estremamente elevata di ben 200 m, a causa del basso angolo fra il tracciato della galleria e dell'autostrada, con coperture, rispetto alla piattaforma autostradale, estremamente modeste in quanto comprese fra 7 e 8 metri, ovverosia concidenti con il raggio equivalente della galleria.

Inoltre lo scavo della galleria, esattamente nella tratta al centrale al di sotto della piattaforma autostradale, interferirà con le fondazioni del cavalcavia via Segradi (Figura 1.1), che dovrà essere demolito e ricostruito con le spalle del nuovo cavalcavia, in grado di alloggiare la futura quarta corsia dell'autostrada A4.

Conseguentemente, la tratta del sotto attraversamento dell'autostrada A4 ha costituito l'aspetto progettuale più complesso del presente Progetto Esecutivo e le fasi esecutive e le modalità di avanzamento degli scavi sono descritte in dettaglio nel capitolo 7 della presente relazione.



Figura 1.1 - Galleria San Giorgio in Salici – Vista del tracciato della Autostrada A4, nel tratto interferito dalla futura Galleria Naturale (sullo sfondo il cavalcavia via Segradi).

1.3 Documenti di riferimento

CODICE										DESCRIZIONE	
INOR	11	E	E2	P	5	GN	04	0	0	001	GALLERIA SAN GIORGIO IN SALICI (GA16 - GI08 - GN04 - GI09 - GA17) - Da Pk 140+181.85 a Pk 143+575.33 - Planimetria indagini geognostiche
INOR	11	E	E2	Z	5	GN	04	0	0	002	GALLERIA SAN GIORGIO IN SALICI (GA16 - GI08 - GN04 - GI09 - GA17) - Da Pk 140+181.85 a Pk 143+575.33 - Modello idrogeologico - Sezione longitudinale
INOR	11	E	E2	R	B	GN	04	0	0	001	GALLERIA SAN GIORGIO IN SALICI (GA16 - GI08 - GN04 - GI09 - GA17) - Da Pk 140+181.85 a Pk 143+575.33 - Relazione geotecnica
INOR	11	E	E2	R	I	GN	04	0	0	001	GALLERIA SAN GIORGIO IN SALICI (GA16 - GI08 - GN04 - GI09 - GA17) - Da Pk 140+181.85 a Pk 143+575.33 - Condizioni idrogeologiche e sistema di abbassamento della falda
INOR	11	E	E2	R	I	GN	04	0	0	002	GALLERIA SAN GIORGIO IN SALICI (GA16 - GI08 - GN04 - GI09 - GA17) - Da Pk 140+181.85 a Pk 143+575.33 - Relazione idraulica per lo smaltimento delle acque meteoriche
INOR	11	E	E2	P	6	GN	04	0	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Planimetria di inquadramento con ubicazione nicchie e uscite di sicurezza
INOR	11	E	E2	F	6	GN	04	0	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Profilo longitudinale
INOR	11	E	E2	W	9	GN	04	0	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezioni trasversali tav. 1/2
INOR	11	E	E2	W	9	GN	04	0	0	002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezioni trasversali tav. 2/2
INOR	11	E	E2	W	Z	GN	04	0	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo galleria corrente e tipologici nicchie
INOR	11	E	E2	B	Z	GN	04	0	4	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Impermeabilizzazione e opere di drenaggio - Particolari costruttivi
INOR	11	E	E2	P	9	GN	04	0	0	001	GALLERIA SAN GIORGIO IN SALICI (GA16 - GI08 - GN04 - GI09 - GA17) - Da Pk 140+181.85 a Pk 143+575.33 - Planimetria opere di drenaggio acque di piattaforma
INOR	11	E	E2	4	T	GN	04	0	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Tabella materiali
INOR	11	E	E2	R	O	GN	04	0	0	002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Relazione generale
INOR	11	E	E2	C	L	GN	04	0	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Relazione di calcolo dei sostegni e dei rivestimenti
INOR	11	E	E2	C	L	GN	04	0	0	002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Relazione di calcolo dei sostegni e dei rivestimenti - allegati numerici
INOR	11	E	E2	R	O	GN	04	0	0	003	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Relazione di monitoraggio
INOR	11	E	E2	R	O	GN	04	0	0	004	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo
INOR	11	E	E2	S	R	GN	04	0	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Analisi di rischio estesa
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	1	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1A - Scavo e consolidamento
INOR	11	E	E2	B	Z	GN	04	0	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1A - Carpenteria centina e dettagli costruttivi
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	5	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1A - Carpenteria rivestimento definitivo
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	5	002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1A - Armatura
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	1	002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1B - Scavo e consolidamento
INOR	11	E	E2	B	Z	GN	04	0	0	002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1B - Carpenteria centina e dettagli costruttivi
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	5	003	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1B - Carpenteria rivestimento definitivo
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	5	004	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1B - Armatura

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GN 040 0 001Rev.
AFoglio
8 di 178

CODICE										DESCRIZIONE	
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	1	003	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1Arid - Scavo e consolidamento
INOR	11	E	E2	B	Z	GN	04	0	0	003	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1Arid - Carpenteria centina e dettagli costruttivi
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	5	005	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1Arid - Carpenteria rivestimento definitivo
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	5	006	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1Arid - Armatura
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	1	004	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1Brid - Scavo e consolidamento
INOR	11	E	E2	B	Z	GN	04	0	0	004	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1Brid - Carpenteria centina e dettagli costruttivi
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	5	007	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1Brid - Carpenteria rivestimento definitivo
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	5	008	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1Brid - Armatura
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	1	005	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Tratta di avanzamento in assenza di traffico - Sezione tipo C1Bbis - Scavo e consolidamento
INOR	11	E	E2	B	Z	GN	04	0	0	005	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1Bbis - Carpenteria centina e dettagli costruttivi
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	5	009	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1Bbis - Carpenteria rivestimento definitivo
INOR	11	E	E2	B	B	GN	04	0	5	010	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo C1Bbis - Armatura
INOR	11	E	E2	F	6	GN	04	0	0	002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Profilo longitudinale geotecnico di previsione e di monitoraggio
INOR	11	E	E2	P	8	GN	04	A	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Piano di monitoraggio
INOR	11	E	E2	W	B	GN	04	A	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezioni tipo di monitoraggio in galleria
INOR	11	E	E2	B	Z	GN	04	A	0	002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Monitoraggio esterno - Sezioni e particolari tav. 1/2
INOR	11	E	E2	B	Z	GN	04	A	0	003	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Monitoraggio esterno - Sezioni e particolari tav. 2/2
INOR	11	E	E2	P	8	GN	04	A	0	002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Monitoraggio in corrispondenza del sottoattraversamento autostrada A4
INOR	11	E	E2	L	5	GN	04	A	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Plano-profilo infrastruttura esistente su foto aerea con dati di tracciamento
INOR	11	E	E2	P	5	GN	04	A	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Planimetria di progetto su foto aerea con dati di tracciamento
INOR	11	E	E2	L	7	GN	04	A	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Planimetria e profilo di progetto su cartografia
INOR	11	E	E2	W	9	GN	04	A	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezioni trasversali ampliamento provvisorio - Tav.1
INOR	11	E	E2	W	9	GN	04	A	0	002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezioni trasversali ampliamento provvisorio - Tav.2
INOR	11	E	E2	W	9	GN	04	A	0	003	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezioni trasversali ampliamento provvisorio - Tav.3
INOR	11	E	E2	W	9	GN	04	A	0	004	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezioni trasversali ampliamento provvisorio - Tav.4
INOR	11	E	E2	W	9	GN	04	A	0	005	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezioni trasversali ampliamento provvisorio - Tav.5
INOR	11	E	E2	W	9	GN	04	A	0	006	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezioni trasversali ampliamento provvisorio - Tav.6
INOR	11	E	E2	P	7	GN	04	A	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Fasi esecutive realizzazione sottoattraversamento A4 - Tav.1
INOR	11	E	E2	P	7	GN	04	A	0	002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Fasi esecutive realizzazione sottoattraversamento A4 - Tav.2
INOR	11	E	E2	W	A	GN	04	A	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezioni tipologiche ampliamento provvisorio
INOR	11	E	E2	B	Z	GN	04	A	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Dettagli costruttivi ampliamento provvisorio
INOR	11	E	E2	P	6	GN	04	A	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Planimetria barriere e segnaletica
INOR	11	E	E2	R	O	GN	04	A	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 -Relazione descrittiva opere stradali
INOR	11	E	E2	L	8	GN	04	A	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Intervento di consolidamento in jet - grouting - planimetria e profilo longitudinale
INOR	11	E	E2	W	Z	GN	04	A	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Intervento di consolidamento in jet - grouting - sezioni trasversali
INOR	11	E	E2	B	X	GN	04	0	8	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GN04) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - COLLEGAMENTI EQUIPOTENZIALI MASSE METALLICHE
INOR	11	E	E2	P	6	CM	02	0	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI NICCHIE (CM02) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Planimetria di inquadramento con ubicazione nicchie e uscite di sicurezza
INOR	11	E	E2	W	Z	CM	02	0	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI NICCHIE (CM02) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Sezione tipo galleria corrente e tipologici nicchie
INOR	11	E	E2	B	B	CM	02	0	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI NICCHIE (CM02) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Nicchie NLF + HP + FG - Scavo e consolidamento
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	02	0	0	001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI NICCHIE (CM02) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Nicchie NLF + HP + FG - Carpenteria centina e dettagli costruttivi

CODICE										DESCRIZIONE	
INOR	11	E	E2	B	B	CM	02	0	0	002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI NICCHIE (CM02) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Nicchie NLF + HP + FG - Carpenteria rivestimento definitivo
INOR	11	E	E2	B	B	CM	02	0	0	003	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI NICCHIE (CM02) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Nicchie NLF + HP + FG - Armatura
INOR	11	E	E2	B	B	CM	02	0	0	004	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI NICCHIE (CM02) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Nicchie TT - Scavo e consolidamento
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	02	0	0	002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI NICCHIE (CM02) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Nicchie TT - Carpenteria centina e dettagli costruttivi
INOR	11	E	E2	B	B	CM	02	0	0	005	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI NICCHIE (CM02) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Nicchie TT - Carpenteria rivestimento definitivo
INOR	11	E	E2	B	B	CM	02	0	0	006	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI NICCHIE (CM02) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Nicchie TT - Armatura
INOR	11	E	E2	B	B	CM	02	0	0	007	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI NICCHIE (CM02) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Nicchie ST - Scavo e consolidamento
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	02	0	0	003	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI NICCHIE (CM02) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Nicchie ST - Carpenteria centina e dettagli costruttivi
INOR	11	E	E2	B	B	CM	02	0	0	008	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI NICCHIE (CM02) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Nicchie ST - Carpenteria rivestimento definitivo
INOR	11	E	E2	B	B	CM	02	0	0	009	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI NICCHIE (CM02) - Da Pk 140+502.85 a Pk 141+930.24 - Nicchie ST - Armatura

1.4 Normative e specifiche di riferimento

- Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008. "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni". G.U. 4 Febbraio 2008.
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008 G.U. 26 febbraio 2009.
- Decreto Ministeriale 11 Marzo 1988. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". G.U. n. 127 del 1° Giugno 1988.
- UNI EN 1997-1:2005 – Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: regole
- Legge 05.11.1971 n. 1086 : "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 4 – Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 6 – Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;

1.5 Riferimenti bibliografici

- AFTES (2001). Recommendations on the Convergence – Confinement Method.
- AFTES (2007). Compatibilité des recommandations AFTES relatives aux revêtements des tunnels en béton avec les Eurocodes. Tunnels et Ouvrages Souterrains, 204.
- Anagnostou, G. & Serafeimidis, K. (2007). The dimensioning of tunnel face reinforcement. Proceedings of ITA World Tunnel Congress 2007 “Underground space. The 4th dimension of metropolises”.
- Amberg, W.A., Lombardi, G. (1974). “Une méthode de calcul élasto-plastique de l’état de tension et de déformation autour d’une cavité souterraine. 2eme partie”, Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics, Vol. IIB, Denver.
- Benamar, I., Bernaud, D. & Rousset, G. (1996). “La nouvelle méthode implicite pour le dimensionnement des tunnels”, AFTES, Journées d’études internationales de Chambéry, pp. 63-69.
- Bernaud, D. & Rousset, G. (1992). “La nouvelle méthode implicite pour l’étude du dimensionnement des tunnels”, Revue Française de Géotechnique, n° 60, pp. 5-26.
- Bernaud D., Corbetta F. & Nguyen Minh Duc (1991). Contribution à la méthode convergence – confinement par le principe de similitude. Revue Francaise de Géotechnique, n. 54.
- Bernaud, D., Colina, H. & Rousset, G. (1993). “Calculs de dimensionnement du soutènement du tunnel ‘Linea Alta Velocità’ dans les argiles chaotiques”, G.3S – Groupement pour l’Etude des Structures Souterraines de Stockage, Ecole Polytechnique, Palaiseau.
- Burland J.B., Wroth C.P. (1974). Settlements of buildings and associated damage. SOA Review Conf. Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London.
- Burland J.B. (1997). Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. Earthquake Geotechnical Engineering, Ishihara (ed.). Balkema, Rotterdam.
- Boscarding M.D., Cording E.G. (1989). Building response to excavation-induced settlement. Jnl. Geo. Engrg. ASCE, 115.
- Carranza-Torres, C. and Fairhurst, C. (1999). General formulation of the elasto-plastic response of openings in rock using the Hoek-Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 36 (6), 777-809.
- Carranza-Torres, C. and Fairhurst, C. 2000. The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 36(6), 777–809.
- Fernandez, G e Moon J (2010). Excavation – induced hydraulic conductivity reduction around a tunnel – Part 2: Verification of proposed method using numerical modelling. Tunnelling and Underground Space Technology 25 (2010) 560-566.
- Fernandez, G e Moon J (2010). Excavation – induced hydraulic conductivity reduction around a tunnel – Part 1: Guideline for estimate of ground water inflow rate. Tunnelling and Underground Space Technology 25 (2010) 567-574.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Diederichs, M.S. and Corkum, B. 2008. Integration of geotechnical and structural design in tunnelling. Proceedings University of Minnesota 56th Annual Geotechnical Engineering Confer-ence. Minneapolis, 29 February 2008, 1-53

- Leca E., Dormieux L. (1990). Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional materials. *Geotechnique*, 40, 581-606.
- Lunardi, P. (2000). The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils. *Tunnels and Tunnelling International*, Special supplement, May 2000.
- Jassionnesse, C., Dubois, P. e Saitta, A. (1996). Tunnel face reinforcement by bolting, soil bolts homogenization strain approach. In *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Constructions in Soft Ground*, Londra, 15-17 April 1996. Pubblicato da R.J. Mair e R.N. Taylor. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 373-378.
- Panet M. (1995). *Le Calcul Des Tunnels Par La Méthode Convergence-Confinement*, edizioni ENPC, Parigi.
- Panet M. & Guenot A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel. *Tunneling* 82, pp. 197-204, Brighton.
- Peck R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. SOA Report 7th Int. Conf. SMFE Mexico City, State of the Art Volume.
- Ribacchi, R., Graziani A., Boldini D. (2002). Previsione degli afflussi d'acqua in galleria e influenza sull'ambiente. *Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle rocce MIR 2002*.
- Ribacchi, R., Riccioni, R. (1977). Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare, *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee*, 5, 7-20.
- Ribacchi R. (1993). Recenti orientamenti nella progettazione statica delle gallerie. XVIII Convegno Nazionale di Geotecnica., AGI, Rimini, 11-13 Maggio 1993.
- Sakurai, S. (1983). Displacement measurements associated with the design of underground openings. *Proc. Int. symp. field measurements in geomechanics*, Zurich 2, 1163-1178.
- Sakurai, S. (1978). Approximate time dependent analysis of tunnel support structure considering progress of tunnel face. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 2, 159-175.
- Sembenelli, P., Sembenelli, G. (1999). Deep Jet-Grouted Cut-Offs in Riverine Alluvia for Ertan Cofferdams, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 125, Issue 2 (February 1999)
- Serafeimidis K. , M.Ramoni, G.Anagnostou „Analysing the stability of reinforced tunnel faces.“ Institute for geotechnical Engineering, ETH Zürich, Switzerland
- Società Italiana Gallerie, Progetto Nazionale Normativa Opere in Sottterraneo, Linee guida per la progettazione, l'appalto e la costruzione di opere in sottterraneo. Marzo 1997.
- Tanzini, M. (2002). *L'indagine Geotecnica*. Casa Editrice Dario Flaccovio.
- Tanzini, M. (2006). *Gallerie: Aspetti geotecnici nella progettazione e costruzione*, Seconda Edizione, Casa Editrice Dario Flaccovio.
- Tanzini, M. (2010). *Il manuale del Geotecnico*, Casa Editrice Dario Flaccovio.
- Thomas, A. (2008). *Sprayed Concrete Lined Tunnels*, Taylor & Francis
- Vlachopoulos N., Diederichs M. S.. 2009. Improved Longitudinal Dis-placement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
IN0R

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 040 0 001

Rev.
A

Foglio
12 di 178

- Wong, H. e Doanh, T. (1997). Extrusion computer program and accompanying user manual, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lione, Francia.
- Wong, H. e Larue, E. (1998). Modelling of bolting support in tunnels taking account of non-simultaneous yielding of bolts and round. In The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks: Proceedings of the 2nd International Symposium, Napoli, 12-14 Ottobre 1998. Pubblicato da A. Evangelista e L. Picarelli. A-A. Balkema, Rotterdam. Olanda, pp. 1027-1038.
- Wong, H., Subrin, D. e Dias, D. (200). Extrusion movements of a tunnel head reinforced by finite length bolts – a closed – form solution using homogenization approach. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 24(6): 533-565.
- Wong H., Trompille V., Dias D. (2004). Extrusion analysis of a bolt-reinforced tunnel face with finite ground-bolt bond strength. Canadian Geotechnical Journal 41:326-341.
- Muir Wood, A. M. (1979). Ground behaviour and support for mining and tunnelling. Proceedings of Tunnelling 1979, IMM, London.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO – IDROGEOLOGICO E GEOTECNICO

2.1. Inquadramento geologico e idrogeologico

La zona occidentale della galleria San Giorgio in Salici è situata sul terrazzo fluviale in sponda sinistra del Fiume Tione: esso delimita i depositi che costituiscono l'alveo attuale di questo corso d'acqua, caratterizzati dalla presenza di ghiaie a supporto di abbondante matrice sabbiosa o limosa, se dovuta al rimaneggiamento di sedimenti antichi molto alterati. L'opera attraversa quindi i rilievi collinari di origine glaciale del Pleistocene medio (corrispondenti ai cordoni morenici del Riss descritti da Venzo nel 1965), costituiti da diamicton massivo a supporto di matrice sabbioso-limosa, talora debolmente cementato, con clasti eterometrici aventi dimensioni massime sino a 2 m (massi erratici), da angolosi a subarrotondati, poligenici.

La galleria San Giorgio attraversa inoltre i depositi fluvioglaciali dell'Allogruppo di Lonato e San Giorgio, rinvenibili nelle piane intermoreniche e costituiti da ghiaie da grossolane a molto grossolane a supporto di clasti con matrice sabbioso-limosa. L'unità è caratterizzata da un profilo di alterazione medio con la presenza di un suolo di colore bruno rossastro e spesso al massimo 1 m in cui si possono distinguere in essa le seguenti facies deposizionali:

- Depositi glaciali (mR)

Sono costituiti da diamicton massivi a supporto di matrice sabbioso limosa, talora debolmente cementati. I clasti sono eterometrici con dimensioni massime sino a 2 m (massi erratici), da angolosi a subarrotondati, poligenici. L'alterazione colpisce circa il 50% dei clasti con litologie carbonatiche da decarbonatate ad argillificate e litologie cristalline da fragili ad arenizzate..

- Depositi fluvioglaciali (fgR3, fgR2, fgR1)

Sono costituiti da ghiaie da grossolane a molto grossolane a supporto di clasti con matrice sabbioso-limosa. I clasti sono arrotondati e poligenici. L'alterazione colpisce circa il 50% dei clasti con litologie carbonatiche da decarbonatate ad argillificate e litologie cristalline da fragili ad arenizzate.

La tratta occidentale della galleria San Giorgio è situata in prossimità del Fiume Tione. Nell'area occupata dai depositi alluvionali (Olocene) di questo corso d'acqua non sono stati eseguiti sondaggi, tuttavia, nei pressi del Fiume Tionello che scorre più ad Est, si evince che le piane fluviali sono costituite da sabbia fine da limosa ad argillosa con resti vegetali negli strati più superficiali e da ghiaia eterometrica.

La galleria attraversa quindi una collina (da pk 140+130 a pk 140+708), caratterizzata da depositi glaciali s.s., costituiti prevalentemente da ciottoli e ghiaia eterometrica subangolare in matrice sabbioso-limosa, sabbia medio-fine localmente limosa con ghiaia eterometrica e subordinati livelli di limo sabbioso.

Procedendo verso Est, intercalati ai depositi sopra descritti, sono presenti sedimenti di origine fluvioglaciale, costituiti da ghiaia e sabbia con ghiaia.

Fino alla fine del tratto in naturale, la galleria San Giorgio attraversa altri rilievi di origine glaciale nei quali prevalgono limi argilloso-sabbiosi con ghiaia eterometrica epoligenica e ciottoli in abbondante matrice limoso-sabbiosa.

In particolare alla pk 141+314 sono presenti lenti di argilla sabbiosa con ghiaia e dalla pk 141+530 circa aumenta la percentuale di depositi sabbiosi e limosi interessati dallo scavo della galleria.

Le piane fluvioglaciali, che intersecano le suddette colline sono caratterizzate dalla presenza di terreni costituiti prevalentemente da sabbia con ghiaia eterometrica localmente limosa.

Dalla progressiva chilometrica 142+308 la galleria artificiale attraversa un'area (per circa 600 m) con sedimenti fluvioglaciali costituiti da sabbia ghiaiosa talora debolmente limosa, con clasti eterometrici e poligenici, da angolosi ad arrotondati, e ghiaia sabbiosa.

Tra le pk 142+920 e 143+600 la galleria attraversa un corpo morenico caratterizzato da depositi glaciali, costituiti da ghiaia con sabbia limosa e ciottoli, con clasti eterometrici, poligenici, da subangolosi a subarrotondati, e sabbia talora limosa con ghiaia eterometrica subangolosa.

Nell'area della galleria San Giorgio sono frequenti i massi erratici, rilevati in superficie, con dimensioni anche superiori a 2 m, spesso rimossi dalla loro posizione originaria. I sondaggi geognostici eseguiti durante le campagne d'indagine (1992-1994, 2001-2002, 2004 e 2005), in realtà, a differenza di quanto riscontrato in contesti geologici simili, non indicano la presenza significativa di trovanti.

Dall'analisi dei piezometri si riscontra la presenza della falda lungo tutto lo sviluppo della galleria a pochi metri dal piano campagna, e conseguentemente la galleria è situata interamente sotto falda. Nelle analisi si è quindi tenuto conto dell'effetto di drenaggio durante le fasi di scavo e della massima altezza possibile della falda per il dimensionamento del rivestimento definitivo.

2.2. Condizioni geotecniche

Per le condizioni geotecniche si rimanda alla relazione geotecnica del Progetto Esecutivo; di seguito si riportano i dati principali.

Considerando i risultati delle analisi granulometriche relative ai campioni prelevati, dai sondaggi, a profondità corrispondenti al fronte di scavo della galleria, sono stati prodotti due grafici, mostrati nella Figura 2.1 e Figura 2.2, che riportano in funzione della progressiva, rispettivamente, l'entità delle quattro frazioni granulometriche (ghiaia, sabbia, limo, argilla) e delle frazioni dei terreni a grana grossa (ghiaia e sabbia) e a grana fine (limo e argilla), in corrispondenza del fronte di scavo.

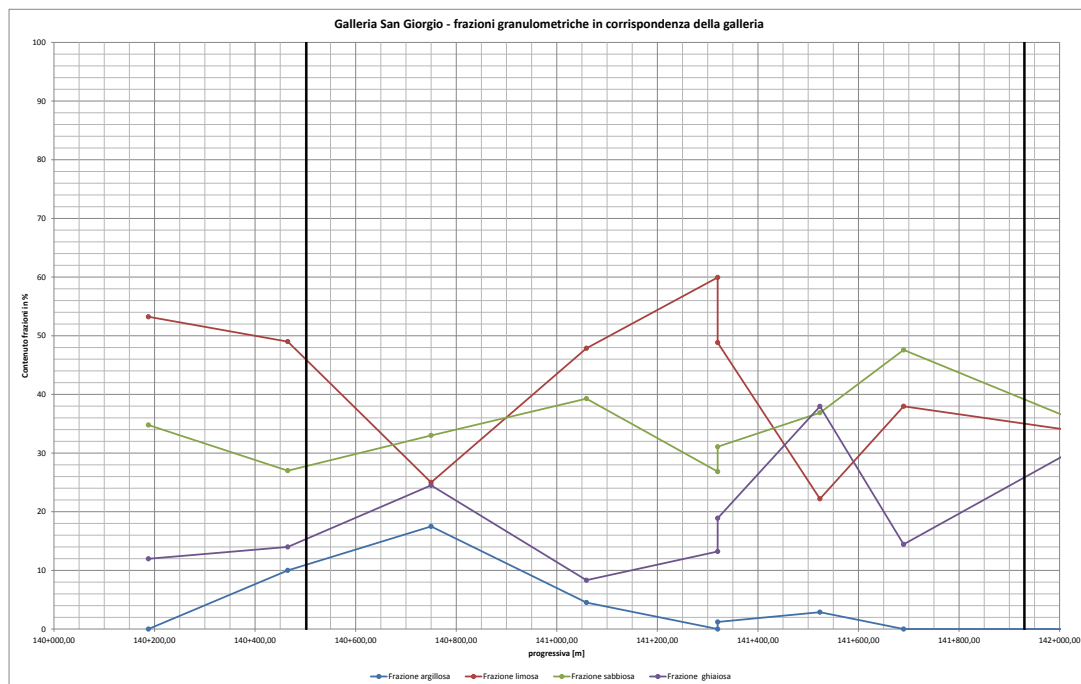


Figura 2.1 – Risultati delle analisi granulometriche su campioni prelevati alla profondità corrispondente al fronte di scavo della galleria in funzione delle progressive, relativamente alle diverse frazioni di terreno (ghiaia, sabbia, limo, argilla).

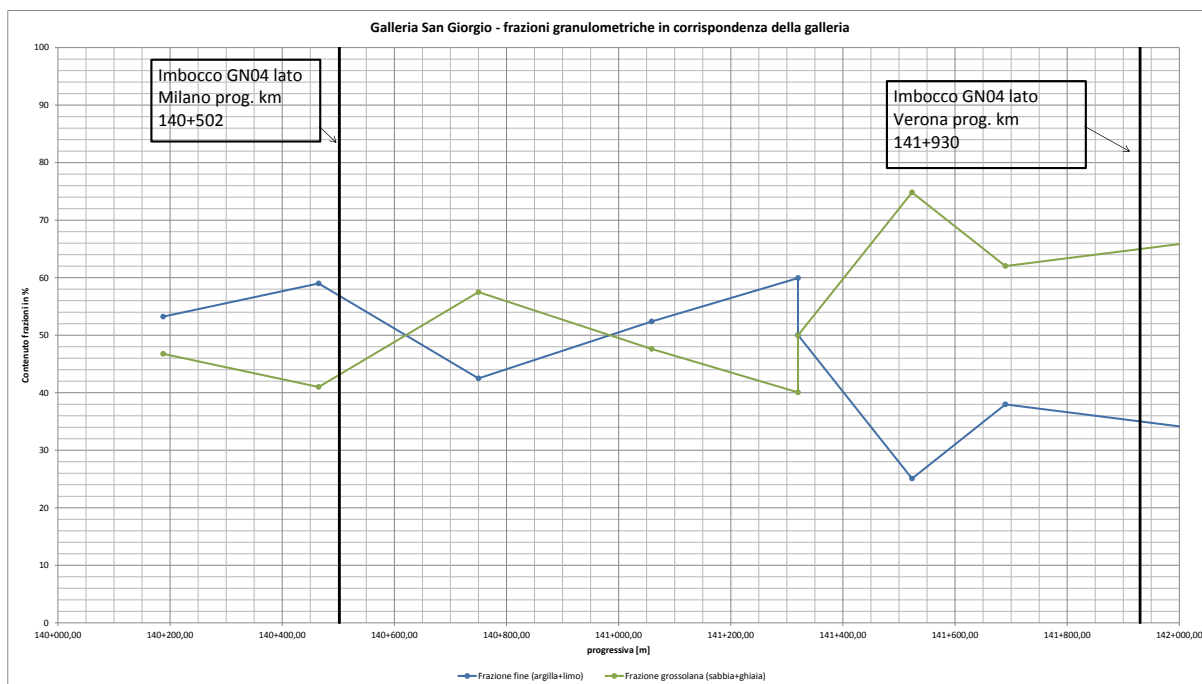


Figura 2.2 – Risultati delle analisi granulometriche su campioni prelevati alla profondità corrispondente al fronte di scavo della galleria in funzione delle progressive, relativamente alle frazioni di terreno a grana grossa (ghiaia, sabbia) e a grana fine (limo, argilla).

Come si può notare dalla Figura 2.1 e Figura 2.2, lungo l'intero sviluppo della galleria si possono individuare le seguenti due condizioni geotecniche, relativamente alle curve granulometriche dei terreni:

- La prima tratta, dalla progressiva km 140+502.94 di inizio della galleria naturale (imbocco lato Milano) alla progressiva km 141+320 circa, caratterizzata dalla presenza, adottando la convenzione suggerita dall'AGI, di limi con sabbia/sabbioso debolmente ghiaioso e limo sabbioso ghiaioso, ghiaie con sabbia debolmente limosa e ghiaie sabbiose debolmente limose. Con riferimento alla Figura 2.2, in tale tratta, la presenza di terreno a grana fine è mediamente intorno al 55%.
- La seconda tratta, dalla progressiva km 141+320 circa fino all'imbocco lato Verona (progressiva km 141+930.33), è caratterizzata dalla presenza di ghiaie con sabbia limose debolmente argillose, limi sabbiosi con ghiaia debolmente argillose. Con riferimento alla Figura 2.2 in tale tratta la presenza di terreni a grana fine risulta inferiore al 40% con valori minimi intorno al 25%.

Nella Figura 2.3 è riportato il carico piezometrico massimo con riferimento alla chiave di calotta che è stato adottato per la progettazione esecutiva della galleria.

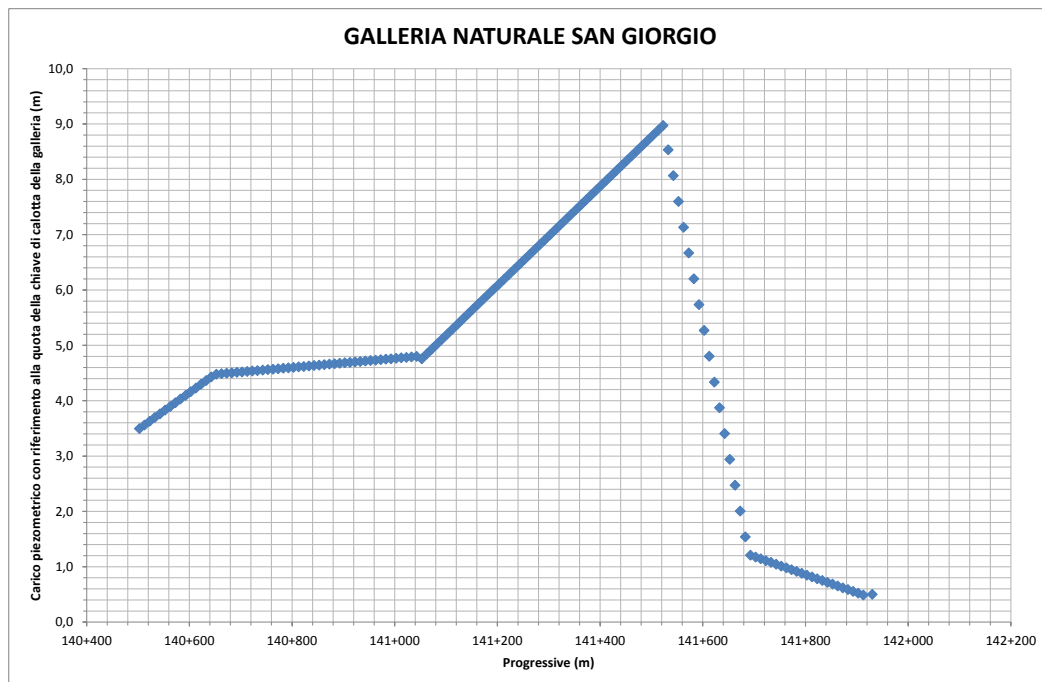


Figura 2.3 –Carico piezometrico di progetto, con riferimento alla quota della chiave di calotta della galleria.

Nelle seguenti Figure è riportato l'andamento, lungo il tracciato della galleria alla profondità del fronte di scavo, delle seguenti proprietà indice:

- valori dell'indice dei vuoti minimo e massimo e dell'indice dei vuoti del terreno presente in sito alla quota della galleria;
- contenuto d'acqua del terreno presente in sito alla quota della galleria;
- peso dell'unità di volume del terreno secco del terreno presente in sito alla quota della galleria;
- peso dell'unità di volume del terreno naturale del terreno presente in sito alla quota della galleria.

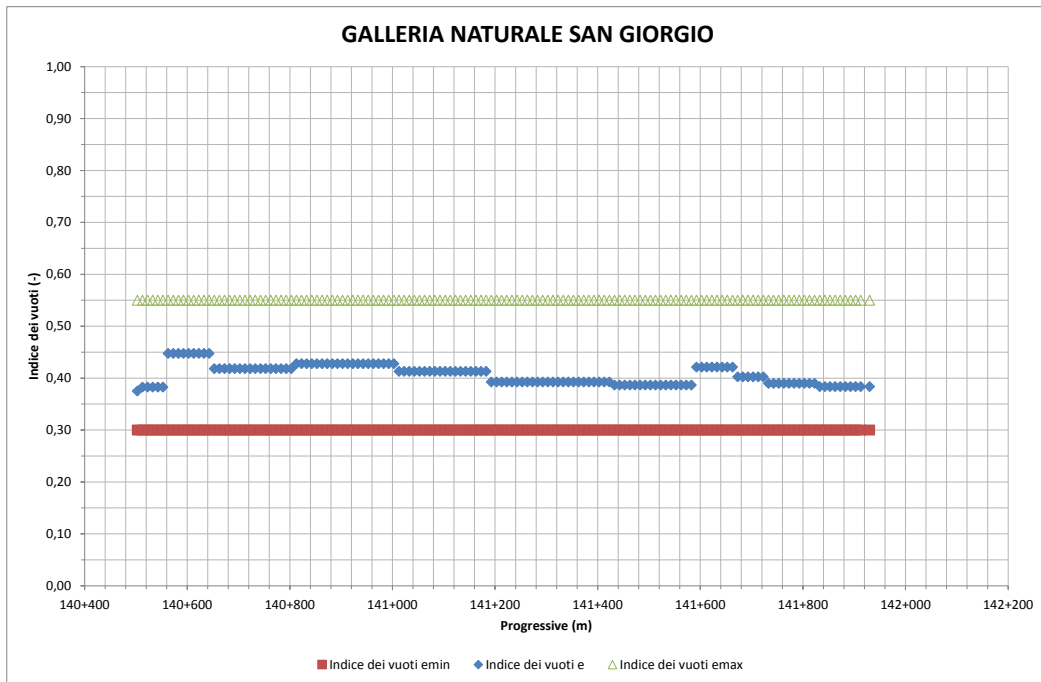


Figura 2.4 – Andamento lungo il tracciato della galleria dell'indice dei vuoti minimo e massimo e dell'indice dei vuoti del terreno alla profondità della galleria.

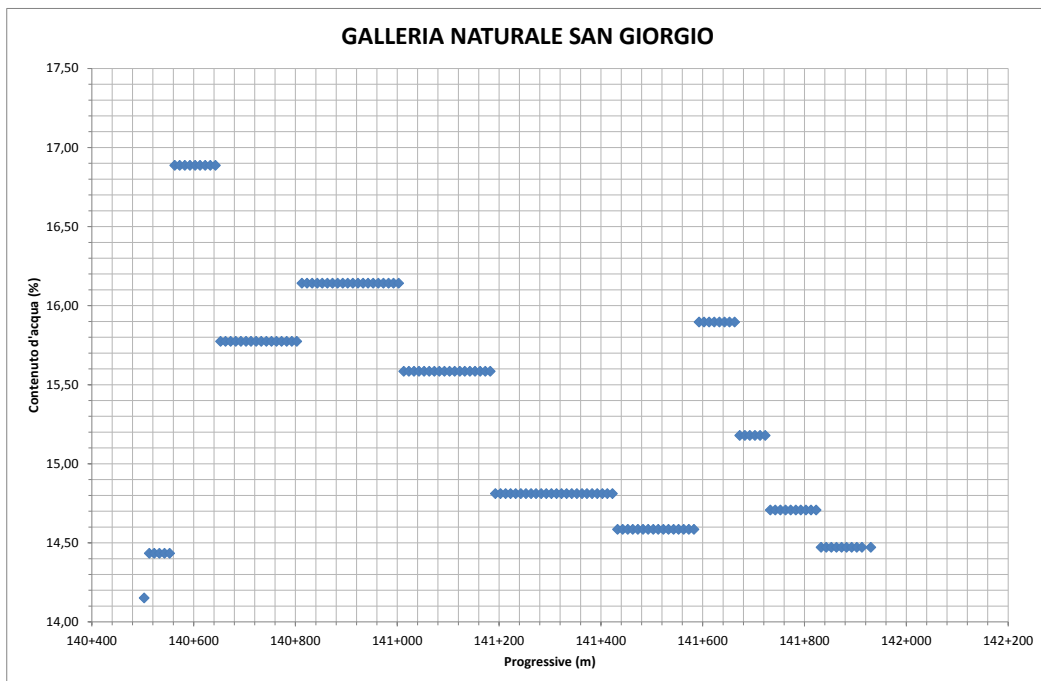


Figura 2.5 – Andamento lungo il tracciato della galleria del contenuto d'acqua alla profondità della galleria.

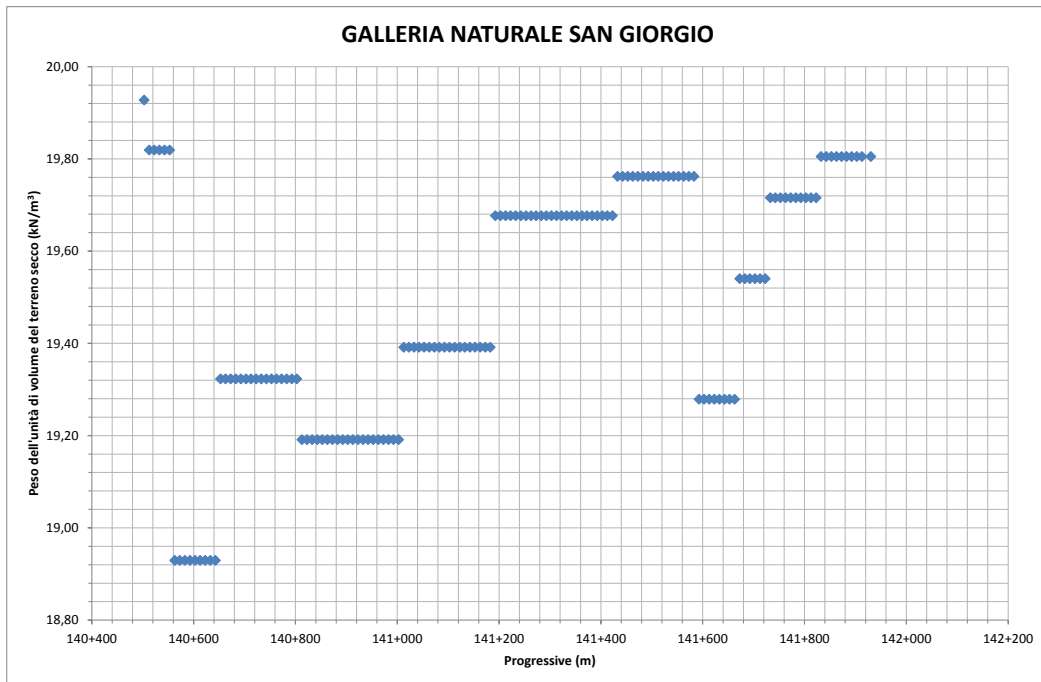


Figura 2.6 – Andamento lungo il tracciato della galleria del peso dell'unità di volume del terreno secco alla profondità della galleria.

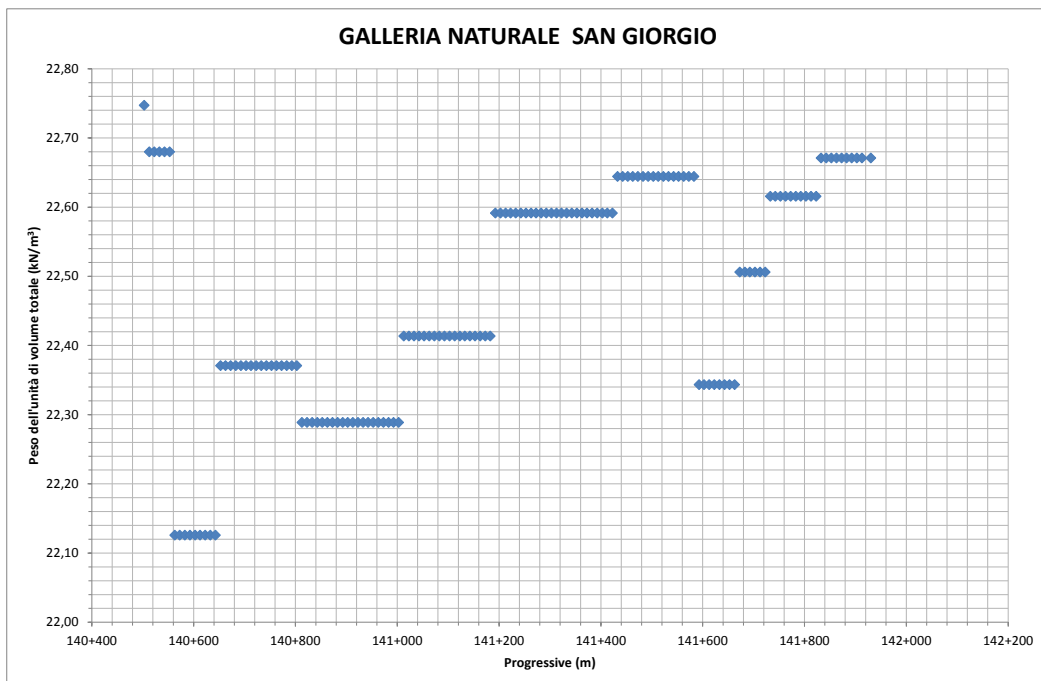


Figura 2.7 – Andamento lungo il tracciato della galleria del peso dell'unità di volume del terreno naturale alla profondità della galleria.

Nella Figura 2.8 e nella Figura 2.9 sono riportati, relativamente alla profondità della galleria, i valori caratteristici e i valori di progetto dell'angolo di resistenza al taglio e della coesione, quest'ultimi ottenuti da quelli caratteristici adottando i coefficienti parziale indicati dalle NTC 2008.



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 040 0 001

Rev.
A

Foglio
19 di 178

Come si può notare dalla Figura 2.8 gli angoli di resistenza al taglio caratteristici sono compresi fra 33.8° e 37.4° mentre i valori di progetto risultano compresi fra 28.2° e 31.4°.

I valori caratteristici della coesione lungo la galleria variano da 10 kPa a 25 kPa e di conseguenza quelli di progetto variano da 8 kPa a 20 kPa.

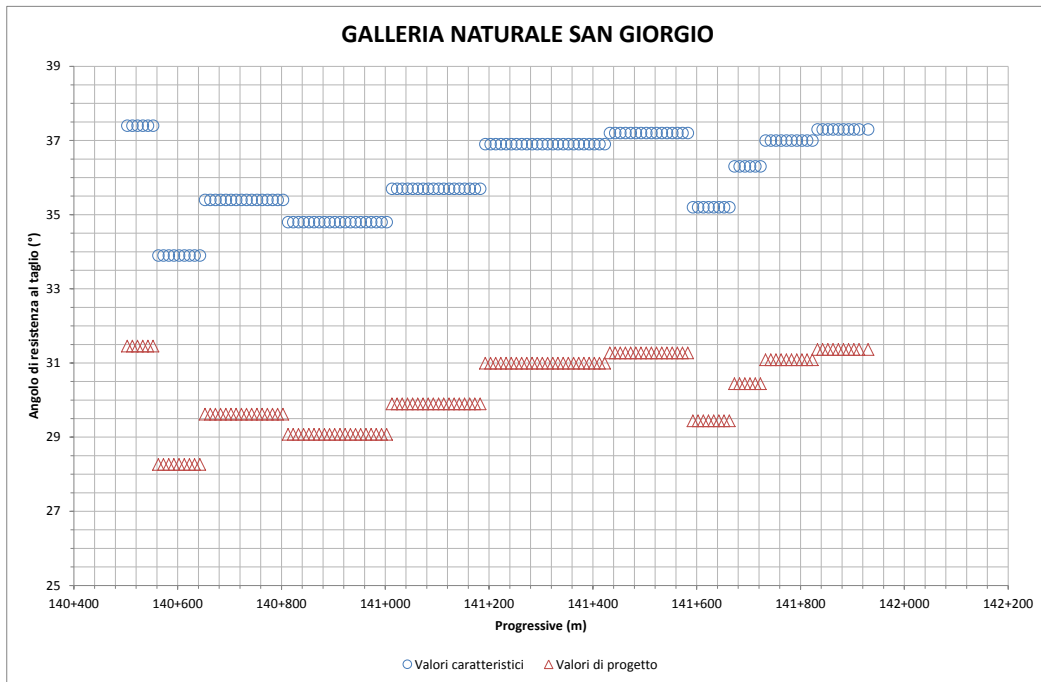


Figura 2.8 – Andamento lungo il tracciato della galleria dei valori dell'angolo di resistenza al taglio caratteristici e di progetto.

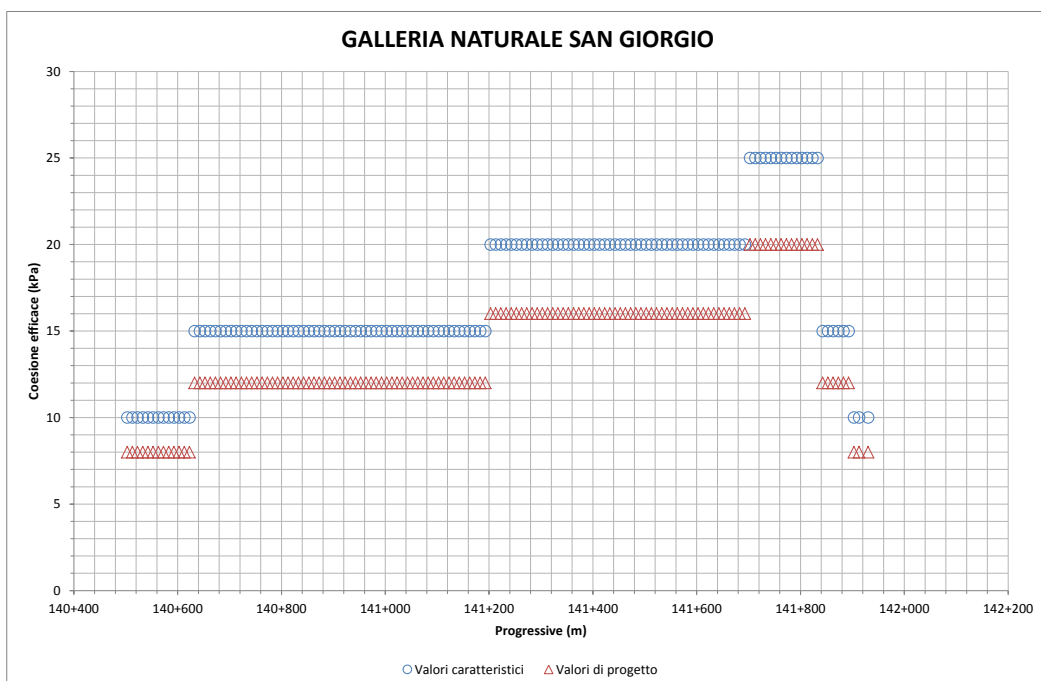


Figura 2.9 – Andamento lungo il tracciato della galleria dei valori di coesione caratteristici e di progetto.

Per i moduli di Young operativi, nella Figura 2.10 sono riportati sia i valori ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT sia da quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove cross hole. Come si può notare i valori ottenuti dalle prove STP per coperture elevate tendono a sottostimare i reali valori dei moduli di Young operativi, anche a causa del fatto che la maggior parte delle prove sono andate a rifiuto. Per la progettazione esecutiva della galleria sono stati adottati i valori ottenuti dalle prove cross - hole.

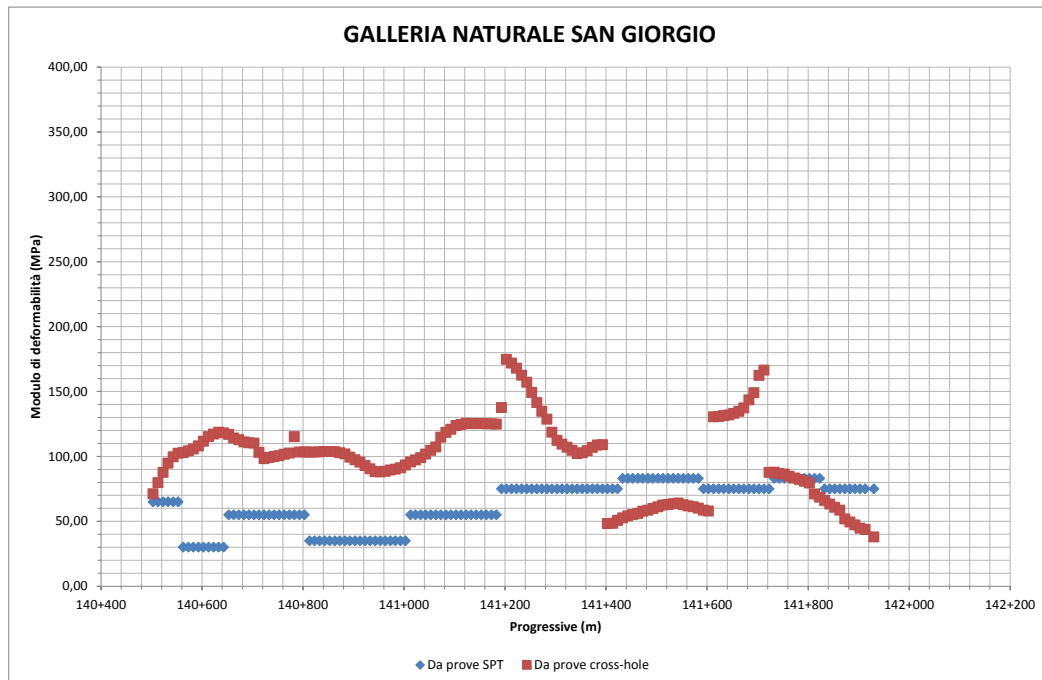


Figura 2.10 – Andamento lungo il tracciato della galleria dei valori del modulo di Young operativo, E_{op} .

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Nel presente capitolo, si riportano 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.

3.1. Interventi di presostegno e preconsolidamento

VTR	
Diametro esterno	60mm
Resistenza caratteristica a trazione	≥ 1000 MPa
Resistenza a taglio	≥ 200 MPa
Modulo Elastico	40 GPa

JET – GROUTING	
Resistenza media a compressione a 28gg.	1.5 – 2.0 MPa
Miscela C/A	1.05-1.15
Pressione iniezione	> 30 MPa
Quantità miscela iniettata	> 250 l/m

ACCIAIO PER INFILAGGI	
Tipo	S 355
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 510$ MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 355$ MPa

3.2. Interventi di presostegno provvisoriale

Calcestruzzo proiettato (fibrorinforzato)	
Classe di resistenza	C25/30
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = f_{ck}/1.5 = 16.67$ MPa
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$ MPa

Acciaio per centine	
Tipo	S 355
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 510$ MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 355$ MPa
Tensione di snervamento di calcolo	cfr. 4.2.4 a 4.2.9 del D.M. 14/01/08

3.3. Rivestimenti definitivi

Calcestruzzo armato per calotta e piedritti	
Classe di resistenza	C25/30
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0.85 f_{ck}/1.5 = 14.167 \text{ MPa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} \text{ MPa}$
Tensione massima di compressione in esercizio	cfr. § 4.1.2.2.5 del DM 14/01/08

Calcestruzzo armato per fondazioni/arco rovescio	
Classe di resistenza	C30/37
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0.85 f_{ck}/1.5 = 20.96 \text{ MPa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} \text{ MPa}$
Tensione massima di compressione in esercizio	cfr. § 4.1.2.2.5 del DM 14/01/08

Acciaio per barre di armatura	
Tipo	B 450 C
Resistenza di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 450/1.15 = 391.3 \text{ MPa}$
Tensione massima in condizioni di esercizio	$\sigma_{lim} = 0.80 f_{yk} =$
Verifica indiretta per il controllo della fessurazione	tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 617 /09

4. DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI COMPORTAMENTO ALLO SCAVO

4.1. Importanza del comportamento del fronte di scavo

Per la progettazione delle gallerie è stato adottato l'approccio A.DE.CO.-R.S. (Lunardi, 2000). L'approccio A.DE.CO.-R.S. (Analisi delle **DE**formazioni **CO**ntrollate nelle **RO**cce e nei **SU**oli) è basato sull'analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli, ed è valido in qualsiasi tipo di terreno e di situazione tensio - deformativa. Tale approccio per gli eccellenti risultati raggiunti in termini di attendibilità e pianificazione anche nei terreni più difficili, si è ormai definitivamente imposto in Italia e si sta affermando anche in altri paesi.

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

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

La valutazione di come evolve lo stato tensionale a seguito dello scavo di una galleria è possibile solo attraverso l'attenta analisi dei fenomeni deformativi in quanto essi ci possono dare indicazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve termine.

In particolare, l'elemento centrale per l'analisi dell'evoluzione dei fenomeni deformativi al contorno del cavo, attraverso la quale è possibile valutare la stabilità della galleria, è il comportamento del fronte di scavo.

Tale comportamento è condizionato da:

- le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso;
- i carichi litostatici corrispondenti alle coperture presenti lungo la galleria;
- la forma e le dimensioni della sezione di scavo;
- le modalità di avanzamento.

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

Categoria A: galleria a fronte stabile.

Se il fronte di scavo è stabile, lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico, ed i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile, mantenendosi prevalentemente in campo elastico, e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento, se non localizzati e in misura molto ridotta. Il rivestimento definitivo costituirà allora il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

Categoria B: galleria a fronte stabile a breve termine.

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera la resistenza meccanica del materiale al fronte, che non ha più un comportamento di tipo elastico, ma rientra nell'ambito di un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con la conseguente redistribuzione delle tensioni risultano più accentuati che nel caso precedente, e producono nell'ammasso al fronte una decompressione che porta al superamento della resistenza di picco del materiale. Questa decompressione può essere opportunamente controllata e regimata con adeguati interventi di preconsolidamento del fronte e/o di consolidamento al contorno del cavo. In tale modo si fornisce l'opportuno contenimento all'ammasso, che manterrà un comportamento stabile. Nel caso non si prevedano opportuni interventi, lo stato tensio - deformativo potrà evolvere verso situazioni di instabilità del cavo durante le fasi realizzative. Anche in questo caso, il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza per il comportamento a lungo termine.

Categoria C: galleria a fronte instabile.

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad un accentuarsi dei fenomeni deformativi in campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti, manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Tali deformazioni producono una decompressione significativa dell'ammasso al fronte, e portano ad un progressivo e rapido decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del materiale. Questo tipo di decompressione più accentuata deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo, e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento, che consentano di creare artificialmente l'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile.

Una prima valutazione può essere condotta mediante l'impiego del metodo delle curve caratteristiche, il quale permette di calcolare, in forma chiusa, lo stato deformativo presso il fronte in relazione alla pressione di confinamento presente, come meglio descritto nel seguito.

4.2. Metodo delle curve caratteristiche

Il metodo delle linee caratteristiche (o metodo convergenza-confinamento) è un metodo di calcolo che consente l'analisi tridimensionale 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, e 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.

Le ipotesi alla base del metodo sono le seguenti:

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

- stato tensionale iniziale isotropo.

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

Le analisi contenute in questo documento sono state svolte con un apposito foglio di calcolo messo a punto per determinare la curva caratteristica di una galleria secondo il metodo proposto dal Prof. Ribacchi.

Il metodo ipotizza un comportamento elastoplastico fragile del terreno ed utilizza il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Si suppone quindi che fino ad un certo livello di sollecitazione (definito tramite parametri di resistenza "di picco") il terreno si comporti in modo elastico, dopodiché le sue caratteristiche di resistenza decadono istantaneamente ai cosiddetti "valori residui" mantenendosi poi costanti man mano che il terreno si deforma plasticamente. I parametri di resistenza richiesti sono l'angolo di attrito e la coesione rispettivamente di picco e residui (ϕ_p , c_p , ϕ_r e c_r).

Per quanto riguarda i parametri di deformabilità, è richiesto il coefficiente di Poisson ν ed è possibile ipotizzare due diversi moduli elastici nella zona elastica e plastica per simulare in modo approssimato il decadimento di rigidità che ha luogo per effetto della plasticizzazione.

Nelle analisi di seguito riportate, relative alla galleria San Giorgio in Salici, si è adottato il criterio di rottura di Mohr – Coulomb assumendo un comportamento elastoplastico ideale del terreno con coesione di picco uguale a quella residua e angolo di attrito di picco pari a quello residuo o l'ipotesi di comportamento fragile della roccia con valori di picco differenti da quelli residui.

In queste condizioni, il metodo fornisce la possibilità di valutare l'estensione della fascia di materiale elasticizzato nell'intorno del cavo nonché la convergenza delle pareti dello scavo.

La soluzione del problema, con il metodo delle curve caratteristiche, schematizza la galleria con una sezione circolare e profonda (forze di volume trascurabili rispetto alla sollecitazione naturale alla quota dello scavo), scavata in un mezzo omogeneo ed isotropo.

Lo scavo della galleria causa una variazione delle condizioni d'equilibrio preesistenti. All'avanzare del fronte si ha una progressiva chiusura, o convergenza, immediatamente dietro al fronte.

Il metodo di calcolo permette di valutare l'andamento delle deformazioni radiali delle diverse zone della galleria (fronte, cavità, nucleo di terreno al fronte) al variare delle pressioni di contenimento. Queste pressioni partendo dal valore di tensione naturale all'interno dell'ammasso diminuiscono fino ad annullarsi per cavità a distanza maggiore dal raggio d'azione del fronte di scavo. Mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve "caratteristiche" (curve che legano le deformazioni radiali alle pressioni di contenimento) è possibile rappresentare il problema tridimensionale in prossimità del fronte di scavo ed il problema bidimensionale lungo la cavità al di fuori del raggio d'azione del fronte.

Dall'andamento delle curve caratteristiche, e in particolare dall'andamento della curva caratteristica del nucleo – fronte in relazione a quella della linea caratteristica della cavità in corrispondenza del fronte di scavo, è agevole prevedere la categoria di comportamento della futura galleria nella tratta considerata (Figura 4.1):

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

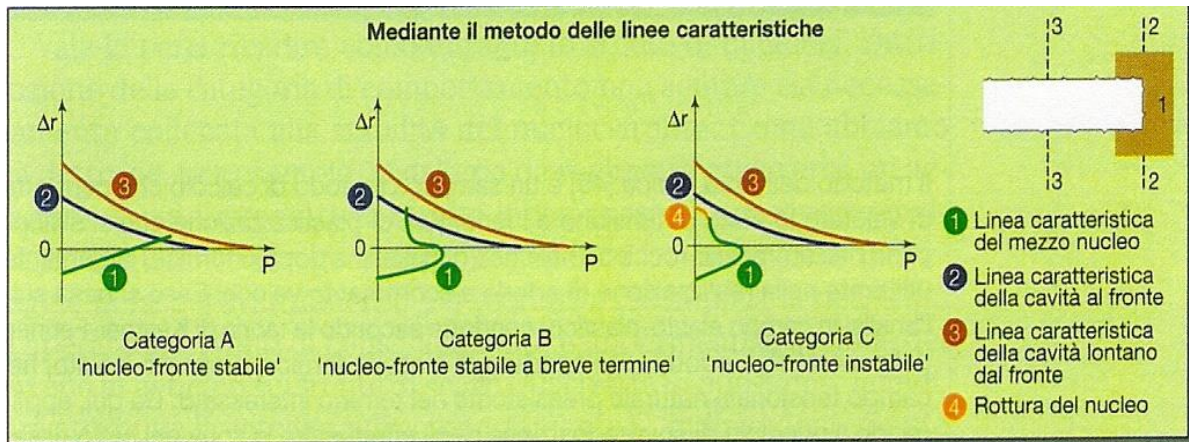


Figura 4.1 - Metodo delle curve caratteristiche, previsione della categoria di comportamento.

Più precisamente nella seguente tabella è riportato il criterio che sarà adottato per la valutazione della categoria di comportamento.

Tabella 4.1 – Criterio adottato per la valutazione della categoria di comportamento (approccio progettuale ADECO-RS) sulla base dei risultati preliminari con il metodo delle linee caratteristiche.

Parametro	Categoria A: galleria a fronte stabile	Categoria B: galleria a fronte stabile a breve termine	Categoria C: galleria a fronte instabile.
Convergenza al fronte	$u_F / R \leq 0.5 \%$	$0.5 \% < u_F / R \leq 1.0 \%$	$u_F / R > 1.0 \%$
Estensione zona plastica al contorno del cavo	$R_p / R = 1.0$	$1 < R_p / R < 2.0$	$R_p / R \geq 2.0$

u_F = convergenza al fronte

R = raggio galleria

R_p = raggio plastico

4.3. Risultati

Mediante il metodo delle curve caratteristiche sono state esaminate 5 sezioni, che saranno poi analizzate successivamente, più realisticamente, con analisi numeriche 2D, scelte come rappresentative delle condizioni geologiche, idrogeologiche e geotecniche presenti lungo l'intero sviluppo longitudinale della galleria.

La seguente Tabella 4.2 ne riassume le caratteristiche con riferimento alle coperture e ai parametri geotecnici caratteristici assunti per le verifiche.

Per le verifiche con il metodo delle curve caratteristiche è stato adottato il metodo di Ribacchi, descritto nei precedenti paragrafi, che permette di determinare le curve caratteristiche a distanza infinita dal fronte di scavo in base ad un'analisi piana, e quelle in prossimità del fronte in base alla teoria dei vuoti sferici. Il materiale viene considerato elasto-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb; mentre i parametri di resistenza assumono valori diversi nelle due zone a comportamento elastico e plastico. Più precisamente la soluzione di Ribacchi è basata sui seguenti parametri:

- Modulo di elasticità, E , nella zona a comportamento elastico (lo stesso valore viene assegnato alla zona a comportamento plastico);

- Angolo d'attrito, ϕ'_r , nella zona a comportamento plastico;
- Angolo d'attrito, ϕ'_p , nella zona a comportamento elastico;
- Coesione, c_r , nella zona a comportamento plastico;
- Coesione, c_p , nella zona a comportamento elastico;
- Angolo di dilatanza, ψ , oppure incremento di volume per dilatanza, V , nella zona plasticizzata;
- Coefficiente di Poisson, ν .

Come precedentemente discusso, si è adottata una legge elasto-plastica ideale assumendo un unico valore sia per la coesione sia per l'angolo di resistenza al taglio

Tabella 4.2 – Riepilogo dati principali per le analisi effettuate con il metodo delle curve caratteristiche.

Analisi	Copertura (m)	σ'_{vo} (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	E (MPa)	ν (-)
1	9	352	10	33	6	70	0.30
2	8	300	15	36	6	40	0.30
3	19.7	587	15	36	6	70	0.30
4	23	660	30	37	6	80	0.30
5	6	286	30	35	6	50	0.30

Le seguenti figure riportano per ciascuna sezione analizzata le curve caratteristiche calcolate con il programma PCCR.XLS, adottando il metodo di Ribacchi.

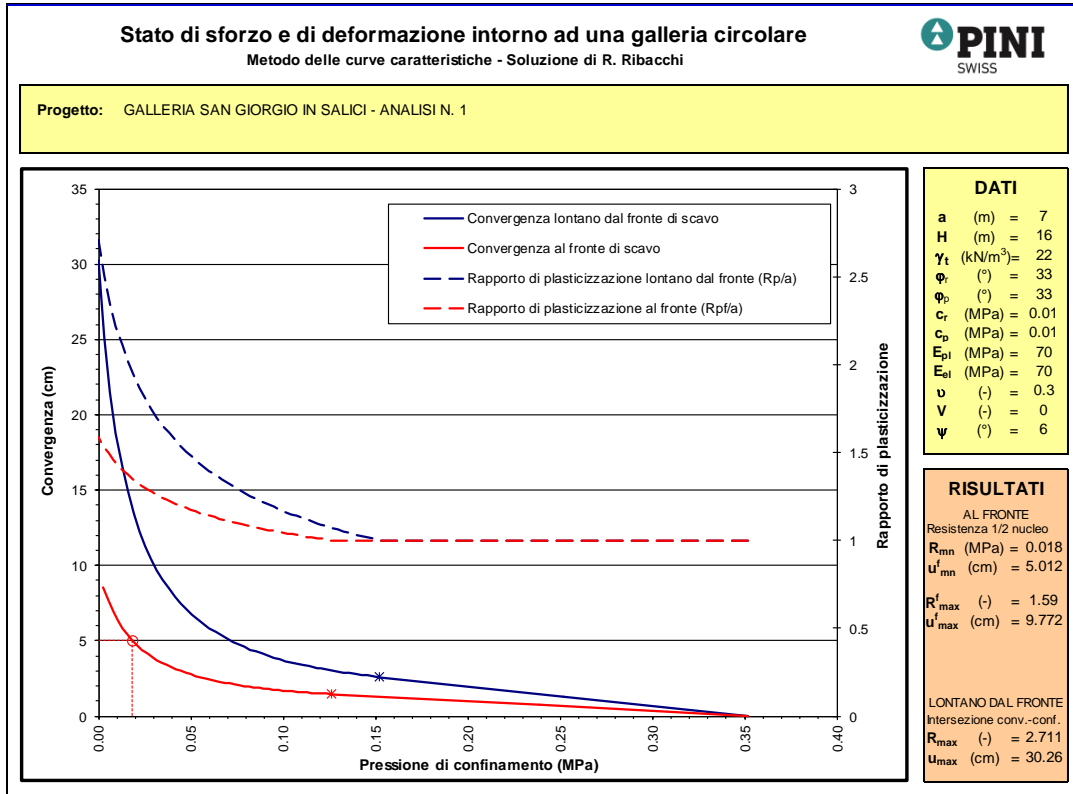


Figura 4.2 - Risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche, per l'analisi 1.

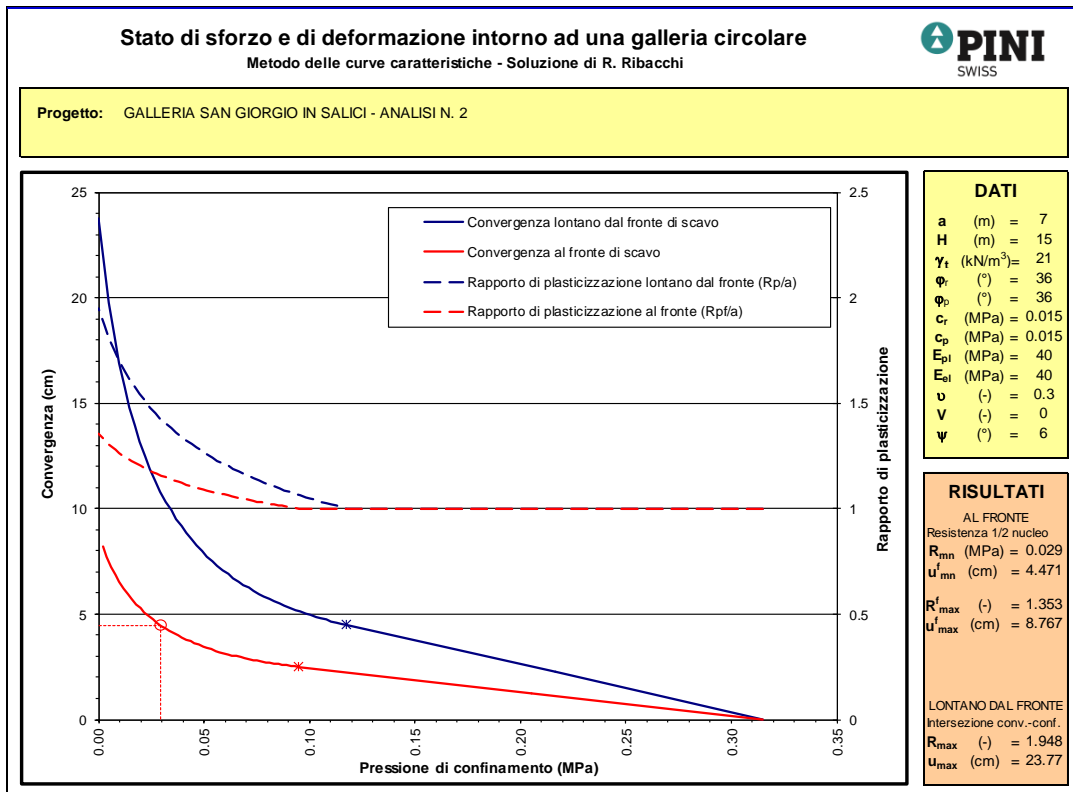


Figura 4.3 - Risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche, per l'analisi 2.

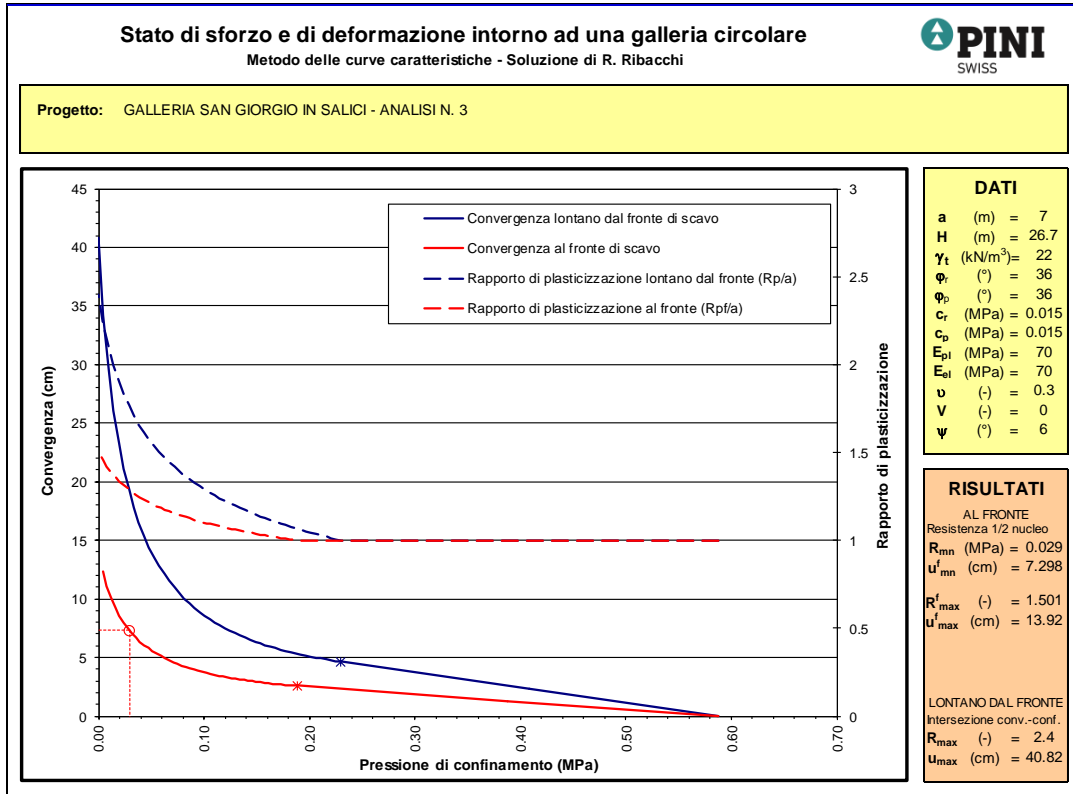


Figura 4.4 - Risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche, per l'analisi 3.

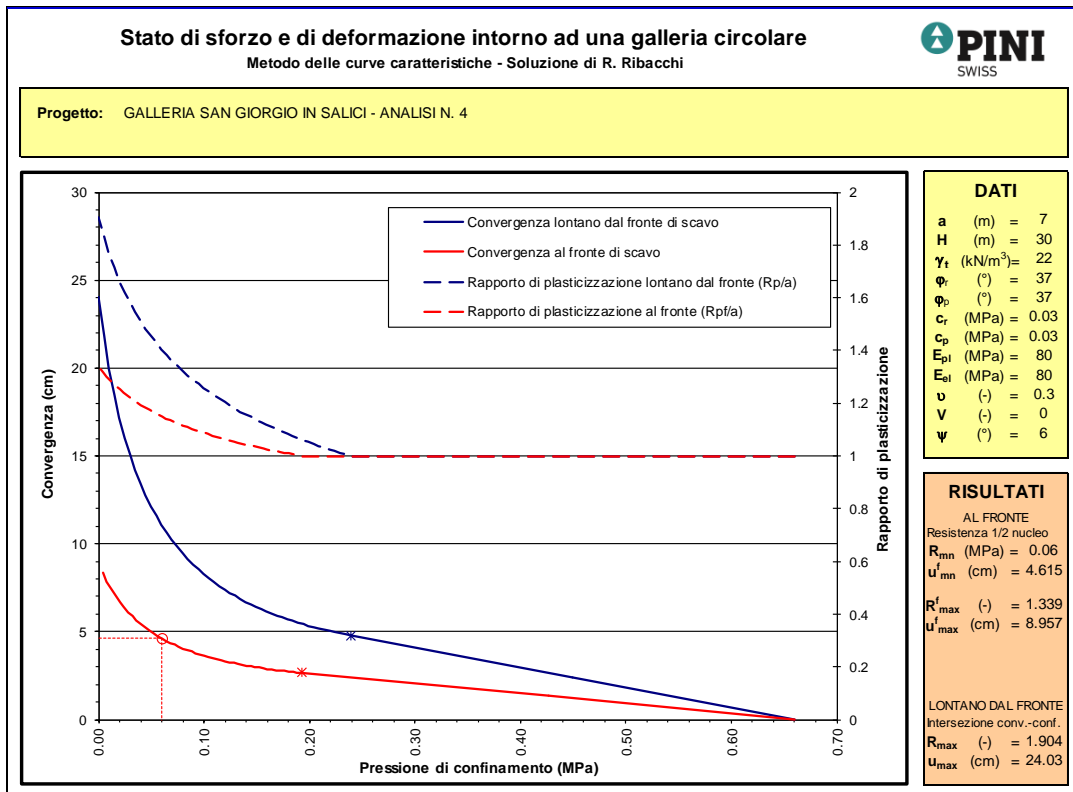


Figura 4.5 - Risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche, per l'analisi 4.

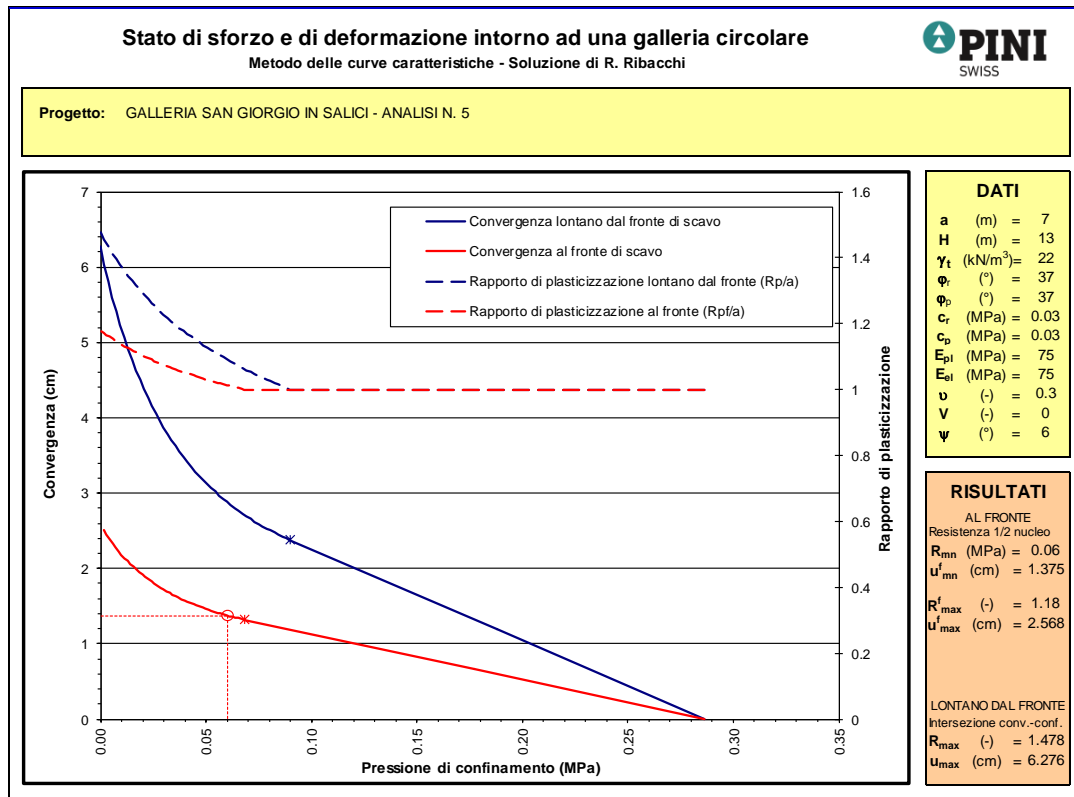


Figura 4.6 - Risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche, per l'analisi 5.

Sulla base delle curve caratteristiche riportate nelle precedenti figure, la seguente Tabella 4.3 riepiloga i dati salienti ottenuti dalle 5 analisi effettuate.

Tabella 4.3 – Riepilogo risultati analisi del comportamento del cavo libero (non sostenuto).

N. analisi	RISULTATI AL FRONTE DI SCAVO					RISULTATI LONTANO DAL FRONTE DI SCAVO				Categoria di comportamento approccio A.DE.CO.-R.S.
	R_{mn} (MPa)	u_{max}^f (cm)	ϵ_{mn}^f (%)	R_{max}^f (-)	ΔF_{max}^f (m)	u_{max} (cm)	ϵ_{max} (%)	R_{max} (-)	ΔF_p (m)	
1	0.018	9.8	1.40	1.59	4.13	30.3	4.32	2.71	11.98	C
2	0.029	8.8	1.25	1.35	2.47	23.8	3.40	1.95	6.64	C
3	0.029	13.9	1.99	1.50	3.51	40.8	5.83	2.40	9.80	C
4	0.060	9.0	1.28	1.34	2.37	24.0	3.43	1.90	6.33	C
5	0.058	4.1	0.59	1.21	1.45	10.2	1.46	1.55	3.88	B

R = raggio equivalente sezione di scavo = 7 m

Nella Tabella 4.3, i simboli hanno i seguenti significati:

R_{mn} = resistenza mezzo nucleo

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

ϵ_{mn}^f = deformazione radiale = u_{mn}^f / R

u_{max}^f = spostamento radiale (convergenza radiale) massimo in corrispondenza del fronte

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GN 040 0 001Rev.
AFoglio
31 di 178

ϵ_{max}^f = deformazione radiale massima in corrispondenza del fronte = u_{max}^f / R

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

ΔF_p^f = estensione zona plastica al contorno del cavo in prossimità del fronte

u_{max} = convergenza massima del cavo

ϵ_{max} = deformazione radiale massima del cavo = u_{max} / R

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

ΔF_p = estensione zona plastica al contorno del cavo

Come si può notare, ad esclusione dell'analisi n. 5, caratterizzata da una copertura molto ridotta, le convergenze e i fenomeni deformativi sono tipici di un comportamento a fronte instabile (categoria di comportamento C).

4.4. Stabilità del fronte di scavo

4.4.1. Analisi della stabilità del fronte di scavo

In questo paragrafo vengono riportati i risultati delle verifiche volte a definire i valori della pressione di stabilizzazione da applicare al fronte di scavo, per garantirne la sua stabilità durante gli scavi di avanzamento.

Tra le differenti soluzioni analitiche in forma chiusa presenti in letteratura per il calcolo della pressione da esercitare sul fronte di scavo, in questa sede si è scelto di utilizzare il metodo di Leca & Dormieux (1990) ritenuto, letteratura, per i terreni attritivi, uno dei più attendibili per tale valutazione (Ribacchi, 1978).

Il metodo si basa sull'analisi limite e sulle seguenti assunzioni:

- terreno nel quale viene effettuato lo scavo caratterizzato da un criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb;
- mezzo omogeneo ed isotropo;
- galleria superficiale;
- assenza di falda.

Nella Figura 4.7 viene mostrata la geometria semplificata del problema.

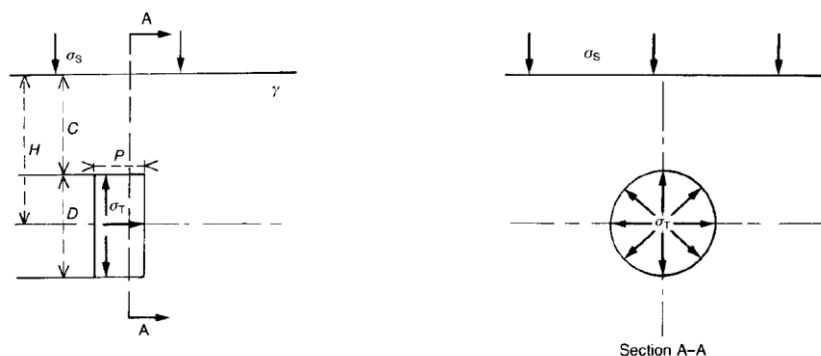


Figura 4.7– Geometria semplificata per il problema della stabilità del fronte di un tunnel superficiale (Leca & Dormieux, 1990).

La pressione da applicare al fronte di scavo, σ_T , calcolata in asse alla galleria è fornita dalla seguente relazione:

$$\sigma_T = -c' \operatorname{ctg} \phi' + Q_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2} + Q_s \cdot (\sigma_s + c' \cdot \operatorname{ctg} \phi')$$

dove:

σ_s = eventuale sovraccarico applicato sulla superficie del terreno

γ = peso dell'unità di volume del terreno;

D = diametro della galleria;

Q_γ e Q_s = fattori adimensionali che dipendono dall'angolo di attrito del materiale, dalla copertura e dal diametro dello scavo.

Ribacchi (1993) suggerisce per i fattori adimensionali i seguenti valori:

$$Q_\gamma^* = \frac{1}{2 \cdot K_p - 3}$$

$$Q_s^* = \min \left\{ \frac{1}{K_p} (R/(C+R))^{K_p-1}, (R/(C+R))^{2(K_p-1)} \right\}$$

essendo:

C = copertura della galleria

R = raggio della galleria

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

Poiché nella soluzione di Leca & Dormieux il terreno è assunto asciutto, al valore di σ_T è stato sommato il valore della pressione neutra che grava sul fronte di scavo della galleria.

Nelle seguenti Figure sono riportate, in funzione delle progressive: (1) l'andamento delle coperture della galleria, (2) il carico idrostatico, con riferimento al centro/asse del fronte di scavo della galleria; (3) il valore di progetto della coesione del terreno; (4) il valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio del terreno; (5) il valore della pressione di stabilizzazione da applicare al fronte di scavo, ricavata con la soluzione fornita da Leca & Dormieux (1990).

Relativamente ai valori della pressione di stabilizzazione del fronte di scavo, trattandosi di una verifica allo stato limite ultimo di tipo GEO, si è utilizzata la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2 + M2 + R2), nella quale i valori caratteristici della resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti sulla resistenza globale (R2) sono unitari e solo le azioni variabili sfavorevoli sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2.

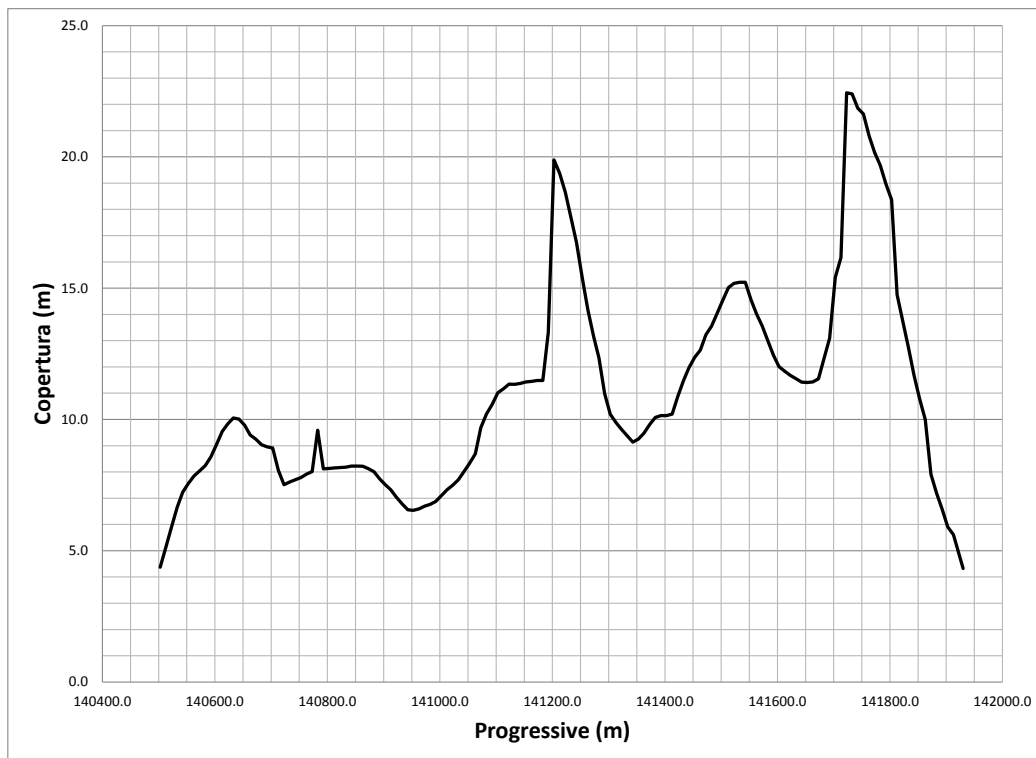


Figura 4.8– Analisi di stabilità del fronte di scavo, andamento della copertura della galleria in funzione delle progressive, per la valutazione della stabilità del fronte di scavo con il metodo di Leca & Dormieux, 1990.

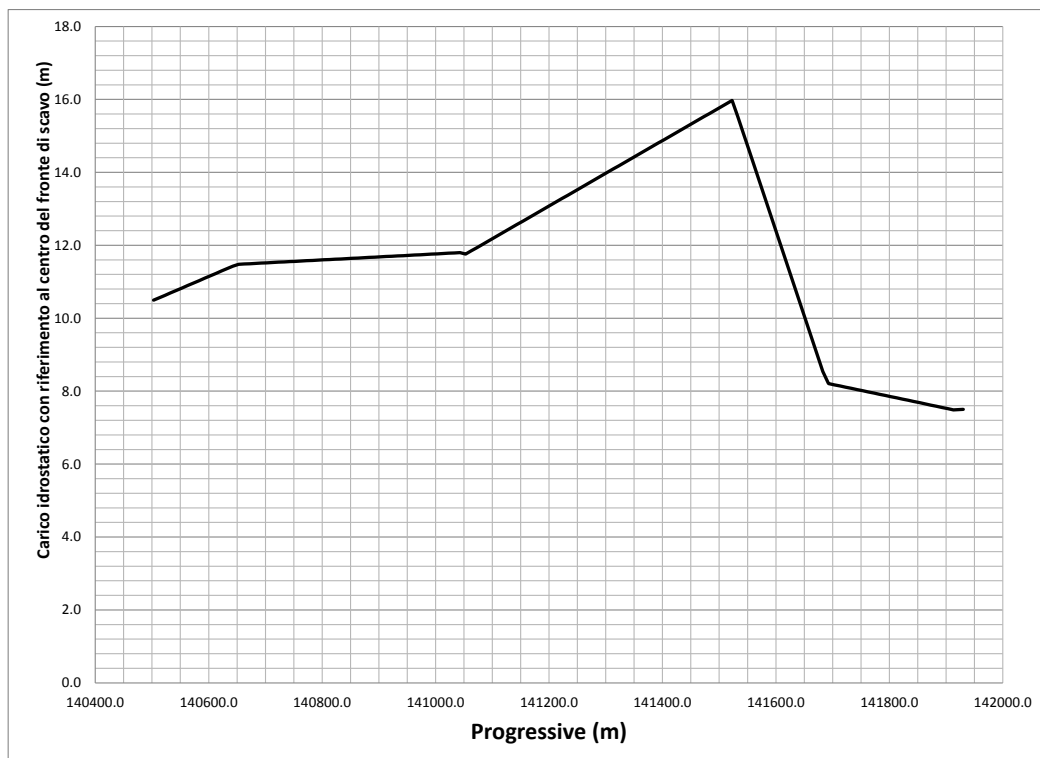


Figura 4.9– Analisi di stabilità del fronte di scavo, andamento del carico idrostatico della galleria in funzione delle progressive, per la valutazione della stabilità del fronte di scavo con il metodo di Leca & Dormieux, 1990.

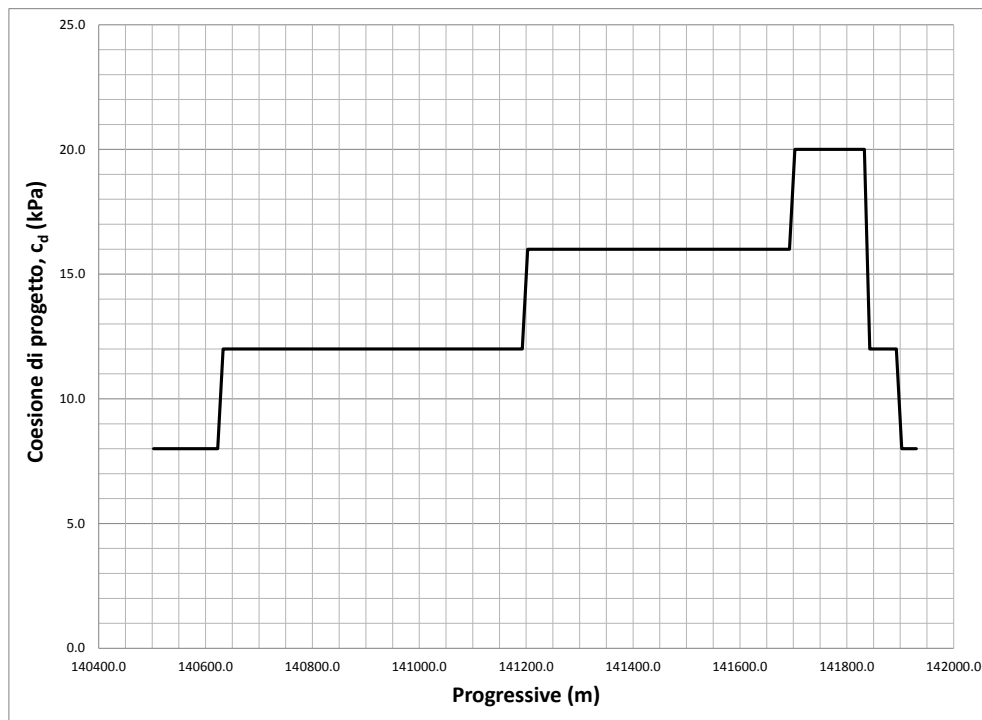


Figura 4.10– Analisi di stabilità del fronte di scavo, andamento del valore caratteristico della coesione alla quota del fronte di scavo della galleria in funzione delle progressive, per la valutazione della stabilità del fronte di scavo con il metodo di Leca & Dormieux, 1990.

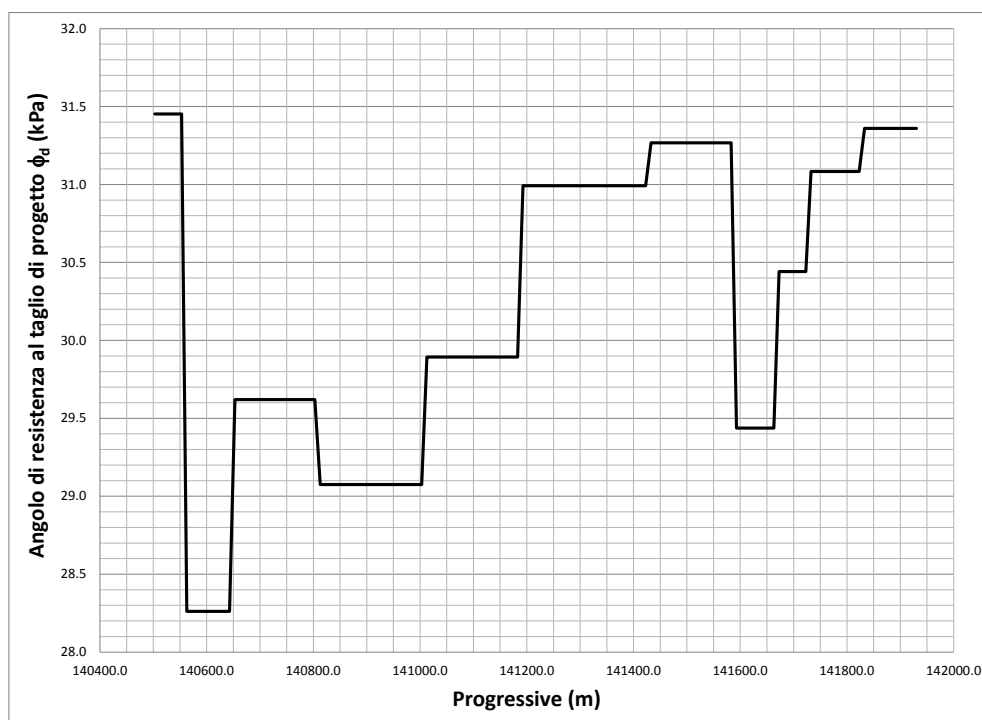


Figura 4.11– Analisi di stabilità del fronte di scavo, andamento del valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio alla quota del fronte di scavo della galleria in funzione delle progressive, per la valutazione della stabilità del fronte di scavo con il metodo di Leca & Dormieux, 1990.

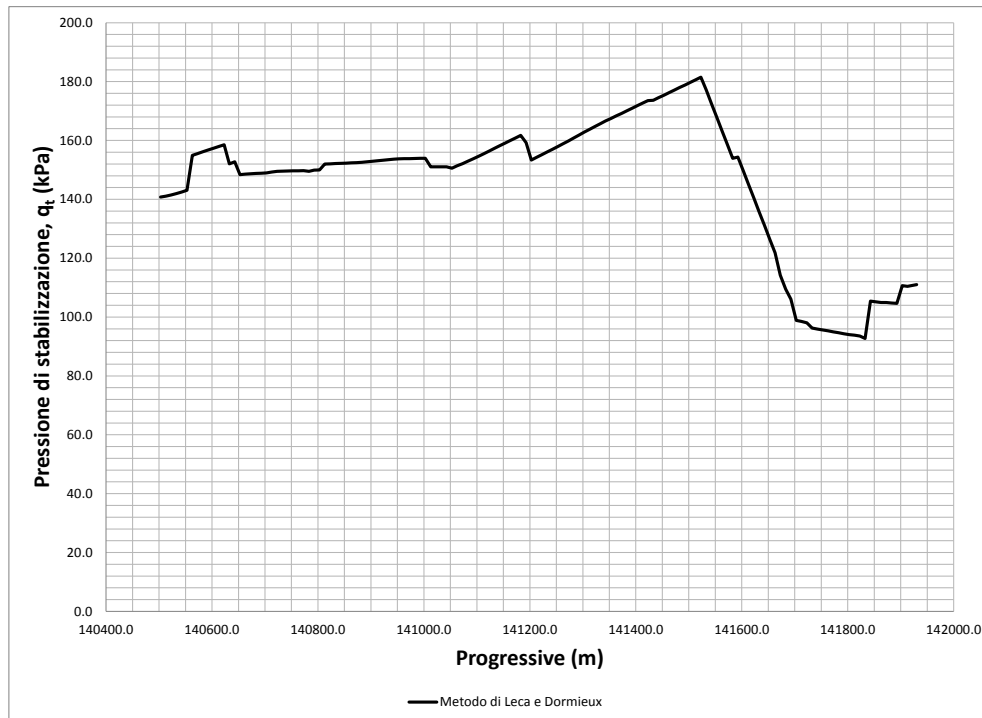


Figura 4.12– Analisi di stabilità del fronte di scavo, andamento del valore della pressione di stabilizzazione da applicare al fronte di scavo in funzione delle progressive, ricavata con il metodo di Leca & Dormieux, 1990.

4.4.2. Modellazione degli interventi di stabilizzazione

Con riferimento ai valori della pressione di stabilizzazione, riportati nel precedente paragrafo, che consentono di garantire la stabilità del fronte di scavo durante gli scavi di avanzamento della galleria naturale, è necessario effettuare un intervento di preconsolidamento del fronte di scavo realizzato con tubi in vetroresina, del diametro 60/40 mm, che realizzando un irrigidimento del nucleo d'avanzamento prevengono i fenomeni di estrusione e mantengono i conseguenti fenomeni deformativi entro valori tali da mantenere l'ammasso in campo elastico.

La capacità di contenimento dipende dal numero di barre in vetroresina installate al fronte e dal loro numero. Il tiro massimo (T) sopportabile dal tubo in VTR è pari al valore minimo tra la resistenza ultima allo sfilamento (T1) ed il limite di rottura del materiale (T2):

L'effetto stabilizzante dei tubi in VTR può essere valutato in base alla seguente relazione:

$$P_{fronte} = \min \left\{ \frac{n \cdot A \cdot \sigma_{adm}}{S}; \frac{n \cdot s_l \cdot \tau_{adm}}{S} \right\}$$

dove:

n = numero delle barre

A = area della sezione delle barre = 1571 mm²

σ_{adm} = tensione ammissibile del materiale costituente la barra; assumendo $f_{yk} = 1000$ MPa; si avrebbe un valore pari a $2/3 \times 1000 = 666$ MPa in accordo alle indicazioni di letteratura (Ribacchi et al., 2004)

S = area del fronte di scavo ≈ 156 m²

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GN 040 0 001Rev.
AFoglio
36 di 178

s_l = superficie laterale delle barre = $\pi \times D \times L$

D = diametro di perforazione = 100 mm

L = lunghezza efficace dei tubi in VTR pari, in funzione della lunghezza di sovrapposizione variabile, a seconda della lunghezza del campo di avanzamento, da 9 m (campo di avanzamento di 9 m) a 12 m (campo di avanzamento di 6 m), essendo la lunghezza delle barre pari a 18 m

τ_{adm} = tensione di taglio ammissibile all'interfaccia barra – terreno; assunta, assunta pari, in accordo alle indicazioni di letteratura, a 120 kPa

Il valore di σ_{adm} può essere assunto pari a 2/3 della tensione di snervamento della barra per tenere conto del comportamento fragile alla rottura e della scadente resistenza all'interfaccia cemento – terreno (Ribacchi et al., 2004).

Nella Figura 4.13 è riportato l'andamento del numero di barre in VTR della lunghezza di 18 m, in funzione del valore della pressione di stabilizzazione, riportata nel precedente paragrafo, sia per il campo di avanzamento di 9 m e conseguente lunghezza minima di ancoraggio delle barre, a fine campo, di 9 m sia per il campo di avanzamento di 6 m e conseguente lunghezza minima di ancoraggio delle barre, a fine campo, di 12 m.

In tale Figura 4.13 sono riportati, i valori della pressione di stabilizzazione forniti dal valore minimo di barre in VTR (40 barre), medio (50 barre), massimo (60 barre). I criteri di variabilità del numero di barre fra il valore minimo e massimo, sono riportati nella relazione “Linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo”.

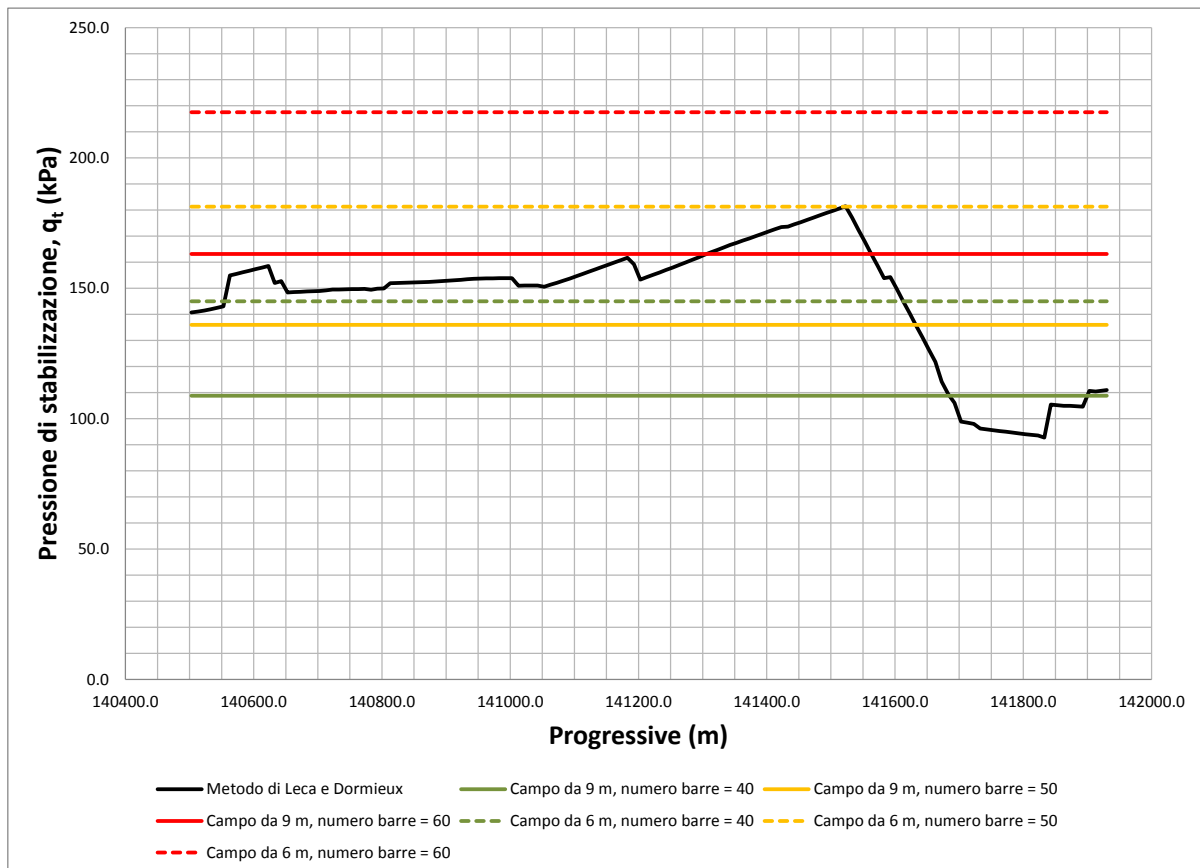


Figura 4.13– Andamento della pressione di stabilizzazione da applicare al fronte di scavo e valori della pressione di stabilizzazione fornita dalle barre in VTR.

4.4.3. Valutazione dell'entità delle estrusioni al fronte di scavo

Relativamente alle 5 sezioni, scelte come rappresentative delle diverse condizioni geotecniche presenti lungo il tracciato della galleria, già esaminate con il metodo delle curve caratteristiche, è stata effettuata una valutazione dell'entità delle estrusioni del fronte di scavo, adottando le soluzioni in forma chiusa proposte da Hoek e Barla.

Nelle seguenti Figure, sono riportati i risultati ottenuti in termini di andamento dell'estrusione al fronte di scavo in funzione della pressione presente al fronte; nelle stesse figure sono anche riportati i valori di pressione esercitati dall'intervento di preconsolidamento – precontenimento del fronte di scavo mediante le barre in vetroresina. Come è possibile apprezzare l'intervento di preconsolidamento riduce considerevolmente l'entità delle estrusioni del fronte di scavo, ovvero consentono di ridurre il detensionamento dell'ammasso al contorno del cavo e il conseguente decadimento delle proprietà geomeccaniche dei terreni presenti sia al fronte sia in corrispondenza del nucleo d'avanzamento.

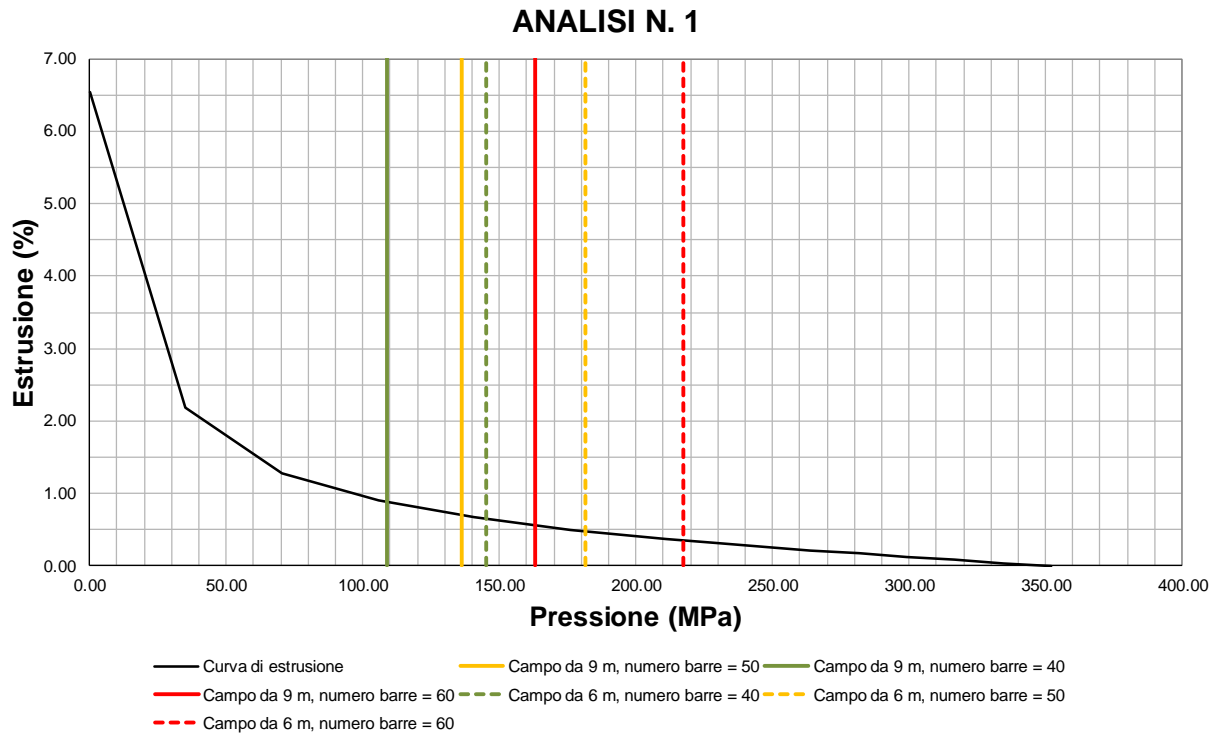


Figura 4.14– Valutazione dell'entità delle estrusioni relative alle condizioni geotecniche dell'analisi 1 già condotta con il metodo delle curve caratteristiche.



ANALISI N. 2

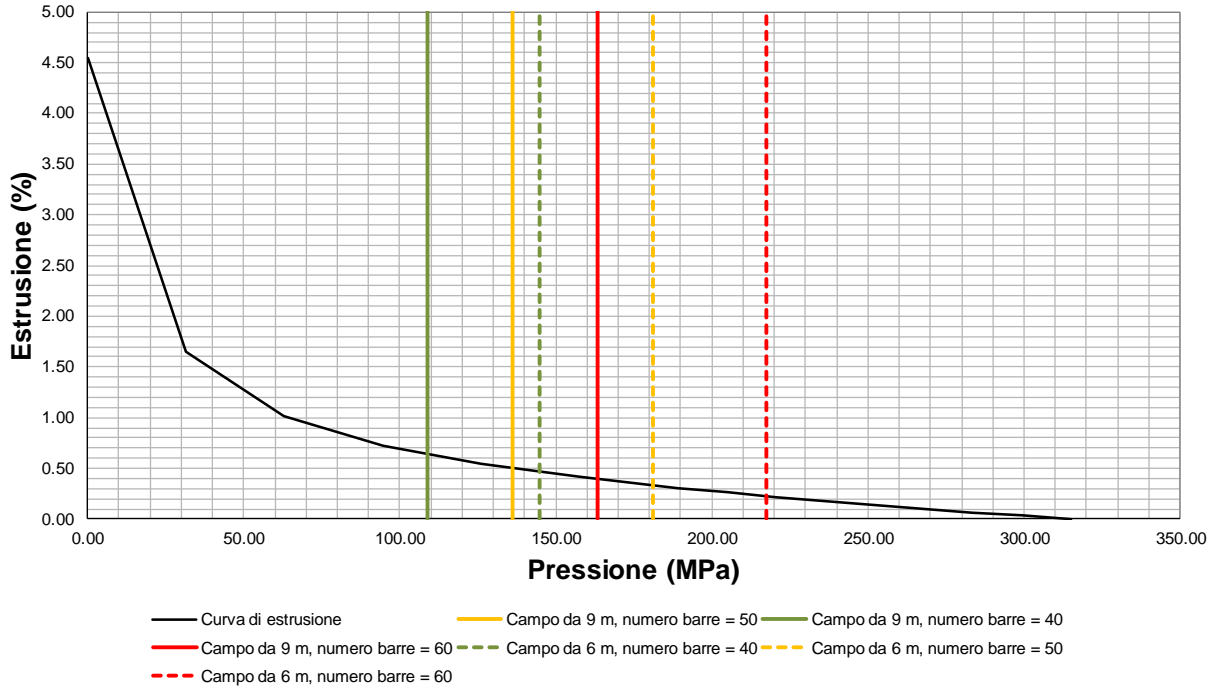


Figura 4.15– Valutazione dell’entità delle estrusioni relative alle condizioni geotecniche dell’analisi 2 già condotta con il metodo delle curve caratteristiche.

ANALISI N. 3

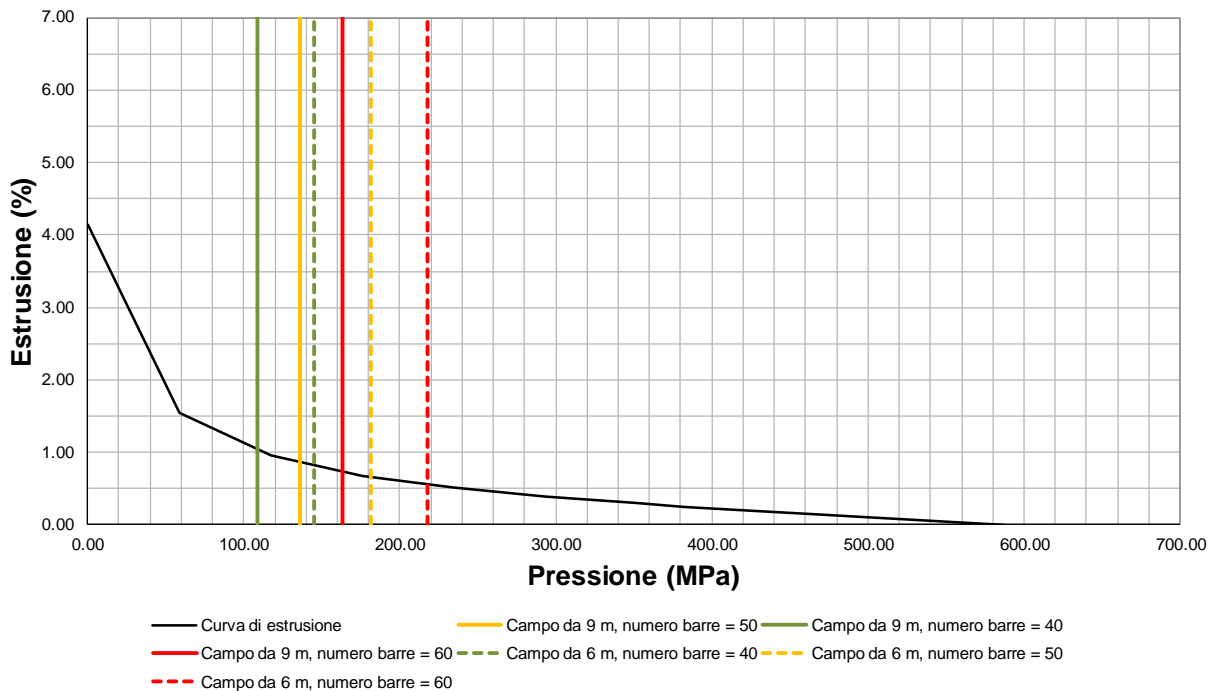


Figura 4.16– Valutazione dell’entità delle estrusioni relative alle condizioni geotecniche dell’analisi 3 già condotta con il metodo delle curve caratteristiche.

ANALISI N. 4

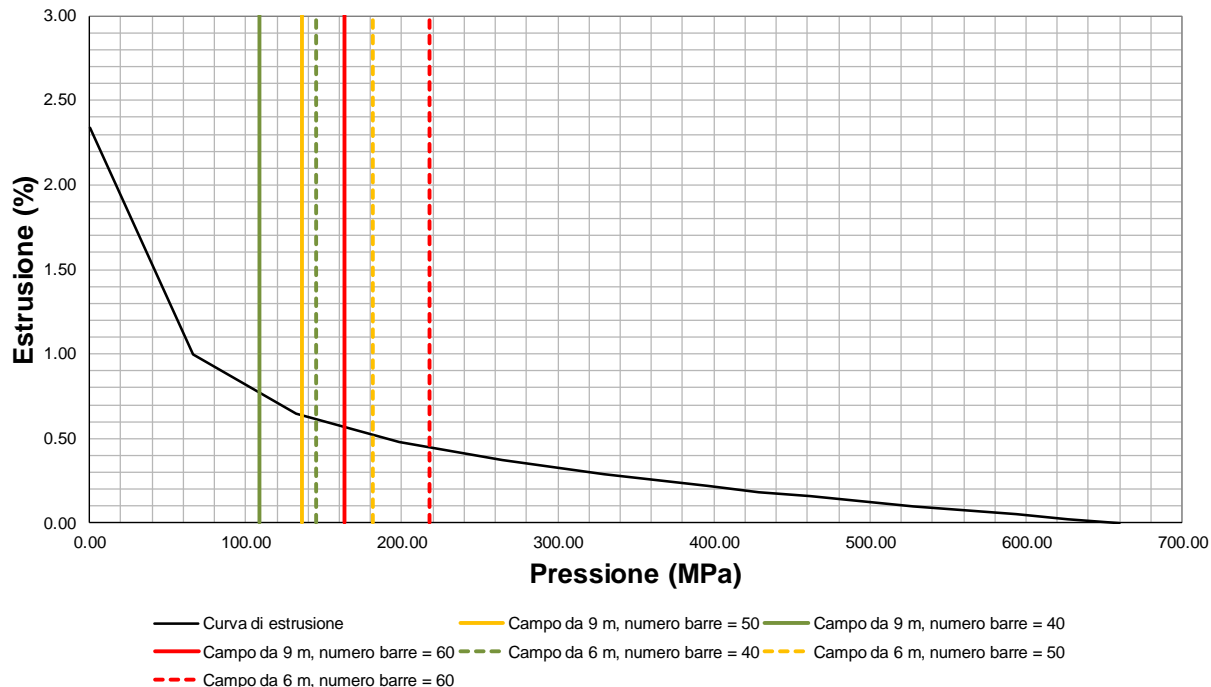


Figura 4.17– Valutazione dell'entità delle estrusioni relative alle condizioni geotecniche dell'analisi 4 già condotta con il metodo delle curve caratteristiche.

ANALISI N. 5

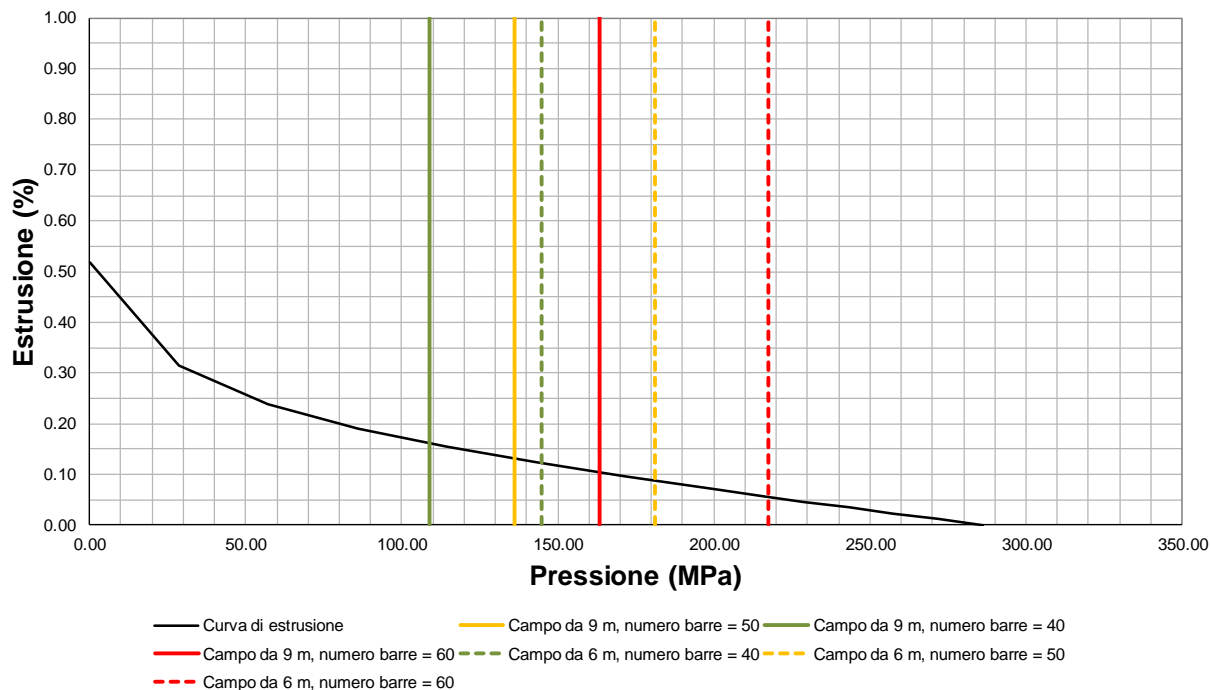


Figura 4.18– Valutazione dell'entità delle estrusioni relative alle condizioni geotecniche dell'analisi 5 già condotta con il metodo delle curve caratteristiche.

4.4.4. *Caratteristiche dei terreni interessate dagli interventi di preconsolidamento mediante iniezioni o jet – grouting*

Come sarà più avanti illustrato alcune sezioni tipo prevedono sia il trattamento in jet – grouting da piano campagna (indicato nel progetto definitivo come consolidamento tipo S1 e S1bis) sia, in alternativa, nella tratta del sotto – attraversamento dell'autostrada A4, con un consolidamento mediante iniezioni con miscele cementizie con tubi valvolati (tube-a-manchettes), realizzato con perforazioni guidate o direzionate (HDD – acronimo di Horizontal Directional Drilling). Inoltre, la sezione tipo C1B prevede la coronella al contorno, realizzata dal fronte di scavo, con colonne suborizzontali in jet – grouting.

Per quanto concerne le colonne in jet – grouting, i parametri di resistenza al taglio del terreno consolidato mediante jet – grouting sono stati definiti adottando il criterio di resistenza di Mohr – Coulomb, a partire dalla resistenza a compressione uniassiale del materiale consolidato, $\sigma_{c,jet}$, con la seguente relazione, nella quale l'effetto del trattamento è legato ad un incremento della coesione (Δc_k) secondo la seguente formula:

$$\sigma_{c,jet} = \frac{2 \cdot \Delta c'_k}{(1 - \text{sen}(\phi'_k))}$$

In questo caso, assumendo, una resistenza a compressione uniassiale del jet – grouting pari a 1.5 MPa, si ottiene un valore di $\Delta c_k = 310$ kPa; per quanto concerne il valore del modulo elastico delle colonne in jet – grouting si assumerà, cautelativamente, un valore pari a 500 MPa.

Tali requisiti di progetto dovranno essere verificati in sito. mediante opportuni campi prova, prima all'inizio dei lavori.

Per quanto concerne, infine, il terreno trattato mediante iniezioni con miscele cementizie, si assumerà un incremento, sia per la coesione sia per il modulo di deformabilità, pari al del 30%, rispetto ai parametri del terreno presente in sito.

4.5. **Definizione delle sezioni tipo**

Nel presente paragrafo verranno definiti gli interventi da adottare durante la realizzazione della galleria, necessari a garantire la stabilità del cavo a breve e a lungo termine, per le diverse tratte. La percentuale di applicazione delle sezioni di avanzamento previste è riportata nel profilo longitudinale geotecnico di previsione e di monitoraggio.

Tutte le sezioni tipo prevedono lo scavo a piena sezione e sono state messe a punto per garantire elevate condizioni di sicurezza. Infatti, al fine di garantire condizioni di sicurezza durante gli avanzamenti occorre:

- Garantire la stabilità del fronte di scavo attraverso il controllo dei fenomeni deformativi interessanti il nucleo, sottoposto ai carichi gravitativi ed alla redistribuzione tensionale connessa all'apertura del cavo (estrusioni e preconvergenze). Per tutti i terreni interessati dallo scavo della galleria San Giorgio in Salici appartenenti ai depositi glaciali e fluvioglaciali dell'Allogruppo di San Giorgio (Anfiteatro Morenico del Garda), si è stimato, prevalentemente, un comportamento del fronte di tipo "instabile", con deformazioni significative che evolvono in campo elastoplastico e formazione di fasce plastiche già presso il fronte; sono quindi previsti interventi di consolidamento del fronte mediante tubi in vetroresina, con intensità funzione del carico litostatico e dei parametri di resistenza e deformabilità dei materiali (misurabili in corso d'opera dall'entità dei valori di preconvergenza ed estrusione), nonché interventi di presostegno mediante infilaggi metallici e interventi di precontenimento realizzati in avanzamento mediante colonne sub-orizzontali di jet - grouting. Inoltre, poiché la galleria è interamente sotto falda, al fine di abbattere le eventuali pressioni neutre nel nucleo saranno posti in opera, con le geometrie indicate negli elaborati grafici, dei drenaggi in avanzamento.
- Garantire la stabilità del profilo di scavo, specie in calotta, in corrispondenza del fronte; tenendo conto della natura dei terreni è previsto, nella maggior parte delle sezioni tipo correnti. al contorno del cavo un intervento di "presostegno" mediante la messa in opera di una coronella di tubi in acciaio.

- Garantire un adeguato contenimento del cavo, allo scopo di controllare i fenomeni di convergenza ed evitare i conseguenti detensionamenti e rilasci dell'ammasso al contorno del cavo; tale azione sarà effettuata dal priverivestimento, costituito da centine metalliche inglobate in uno strato di calcestruzzo, di rigidezza funzione delle caratteristiche geotecniche dell'ammasso, ovvero delle spinte in gioco.
- Garantire il raggiungimento di "condizioni di stabilità definitive" del cavo nel più breve tempo possibile. Tale azione sarà condotta attraverso la tempestiva messa in opera dei priverivestimenti, a seguito di ogni singolo sfondo, e mediante il getto dell'arco rovescio a ridosso del fronte di scavo, così da contrastare efficacemente il piede del priverivestimento, incrementandone la capacità portante. Il getto della calotta dovrà essere effettuato ad una distanza dal fronte funzione del comportamento deformativo del cavo, talora a ridosso del fronte stesso.

Nella Tabella 4.4 si riportano i criteri di applicazione delle diverse sezioni tipo mentre nel seguito si riporta una descrizione dettagliata delle sezioni tipo di avanzamento previste per lo scavo della galleria San Giorgio in Salici e una descrizione delle fasi esecutive. Per una rappresentazione dettagliata delle sezioni tipo si rimanda agli elaborati grafici.

Tabella 4.4 – Criteri di applicazione delle sezioni tipo.

Sezione tipo	Criteri di applicazione delle sezioni tipo
C1A (campo di avanzamento da 9 m) C1A-rid (campo di avanzamento da 6 m)	Attraversamento dei depositi glaciali e fluvioglaciali dell'Allogruppo di San Giorgio (Anfiteatro Morenico del Garda) con terreni prevalentemente a grana fine (limo argillosi, limo sabbiosi, limi debolmente sabbiosi con ghiaia), con conseguente necessità del preconsolidamento del fronte di scavo – nucleo d'avanzamento e di un presostegno in calotta, a causa delle ridotte coperture della galleria (comportamento del fronte di tipo "instabile", con deformazioni elevate in campo plastico).
C1B (campo di avanzamento da 9 m) C1B-rid (campo di avanzamento da 6 m)	Attraversamento dei depositi glaciali e fluvioglaciali dell'Allogruppo di San Giorgio (Anfiteatro Morenico del Garda) nelle tratte della galleria caratterizzate da terreni con una maggiore percentuale di terreni a grana grossa e comportamento incoerente del terreno (ghiaie limose e sabbie limose con ghiaia), con conseguente necessità del preconsolidamento del fronte di scavo – nucleo d'avanzamento, di un presostegno in calotta, a causa delle ridotte coperture della galleria, e di un preconsolidamento al contorno del cavo con una coronella di colonne in jet - grouting (comportamento del fronte di tipo "instabile", con deformazioni elevate in campo plastico).
C1Bbis	E' prevista in corrispondenza della tratta del sotto attraversamento dell'autostrada A4, nella quale viene realizzato un consolidamento in jet – grouting dal piano campagna che interessa tutto il profilo di scavo della galleria incluso l'arco rovescio. L'intervento di consolidamento in jet – grouting dalla superficie viene eseguito mediante un apposito piano di deviazione della piattaforma autostradale, concordato con la Concessionaria dell'A4, con la duplice finalità di: (1) realizzare lo stesso consolidamento in corrispondenza della piattaforma autostradale; (2) evitare la presenza del traffico in superficie nella zona dove si stanno eseguendo gli scavi (presenza del fronte di scavo della galleria). In questo caso la sezione tipo è cilindrica con il solo preconsolidamento del fronte di scavo – nucleo di avanzamento.

4.5.1. Sezione tipo CIA

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- n° 2 + 2 drenaggi eseguiti sul fronte di scavo della lunghezza $L = 24.00$ m ogni 12 m di avanzamento;
- intervento di consolidamento al fronte tramite n° 50 tubi (da intendersi come valore medio compreso fra un valore minimo di 40 e un valore massimo di 60, in accordo ai criteri riportati nella relazione linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo) in vetroresina, $\phi = 60$ mm, cementati aventi lunghezza $L = 18.00$ m e sovrapposizione 9.00 m;
- intervento di presostegno tramite 55 tubi in acciaio $\phi 88.9$ mm, sp. = 10 mm, passo 0.35 m, cementati, lunghezza $L = 14.00$ m e sovrapposizione di 5.00 m;
- centine costituite da 2 IPN180 passo 1.00 m;
- calcestruzzo proiettato al contorno dello spessore di 25 cm;
- arco rovescio dello spessore 0.8 m;
- rivestimento definitivo di calotta in c.a. avente spessore variabile da 0.5 a 1.50 m.

Le fasi esecutive principali sono:

- esecuzione dei drenaggi in avanzamento;
- esecuzione del preconsolidamento del fronte di scavo mediante tubi in VTR;
- posa in opera dei tubi metallici per il presostegno al contorno;
- esecuzione dello scavo a piena sezione, per sfondi di massimo 1.0 m, sagomando il fronte a forma concava;
- posa in opera di centine e calcestruzzo proiettato;
- posa dell'impermeabilizzazione in corrispondenza delle murette e dell'arco rovescio;
- getto di murette ed arco rovescio in c.a., ad una distanza dal fronte ≤ 27 m;
- posa dell'impermeabilizzazione di completamento in calotta;
- getto del rivestimento definitivo di calotta, ad una distanza massima dal fronte di scavo ≤ 36 m, da verificare in funzione del comportamento deformativo del cavo.

4.5.2. Sezione tipo CIA-rid

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- n° 2 + 2 drenaggi eseguiti sul fronte di scavo della lunghezza $L = 24.00$ m ogni 12 m di avanzamento;
- intervento di consolidamento al fronte tramite n° 60 tubi in vetroresina, $\phi = 60$ mm, cementati aventi lunghezza $L = 18.00$ m e sovrapposizione 12.00 m;
- intervento di presostegno tramite 55 tubi in acciaio $\phi 88.9$ mm, sp. = 10 mm, passo 0.35 m, cementati, lunghezza $L = 14.00$ m e sovrapposizione di 8.00 m;
- centine costituite da 2 IPN180 passo 1.00 m;
- calcestruzzo proiettato al contorno dello spessore di 25 cm;

- arco rovescio dello spessore 0.8 m;
- rivestimento definitivo di calotta in c.a. avente spessore variabile da 0.5 a 1.50 m.

Le fasi esecutive principali sono:

- esecuzione dei drenaggi in avanzamento;
- esecuzione del preconsolidamento del fronte di scavo mediante tubi in VTR;
- posa in opera dei tubi metallici per il presostegno al contorno;
- esecuzione dello scavo a piena sezione, per sfondi di massimo 1.0 m, sagomando il fronte a forma concava;
- posa in opera di centine e calcestruzzo proiettato;
- posa dell'impermeabilizzazione in corrispondenza delle murette e dell'arco rovescio;
- getto di murette ed arco rovescio in c.a., ad una distanza dal fronte ≤ 27 m;
- posa dell'impermeabilizzazione di completamento in calotta;
- getto del rivestimento definitivo di calotta, ad una distanza massima dal fronte di scavo ≤ 36 m, da verificare in funzione del comportamento deformativo del cavo.

4.5.3. Sezione tipo C1B

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- esecuzione di n° 2 + 2 drenaggi eseguiti sul fronte di scavo della lunghezza $L = 24.00$ m ogni 12 m di avanzamento;
- intervento di consolidamento al fronte tramite n° 50 tubi (da intendersi come valore medio compreso fra un valore minimo di 40 e un valore massimo di 60, in accordo ai criteri riportati nella relazione linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo) in vetroresina, $\phi = 60$ mm, cementati aventi lunghezza $L = 18.00$ m e sovrapposizione 9.00 m;
- intervento di presostegno tramite 32 tubi in acciaio $\phi 88.9$ mm, sp. = 10 mm, passo 0.35 m, cementati, lunghezza $L = 14.00$ m e sovrapposizione di 5.00 m;
- un preconsolidamento al contorno della sezione di scavo realizzato mediante 61 colonne in jet – grouting del diametro di 600 mm della lunghezza di 14 m con sovrapposizione di 5 m;
- un preconsolidamento al piede delle centine costituito da 5 + 5 colonne in jet – grouting della lunghezza massima di 15.6 m eseguite ogni campo di avanzamento di 9 m;
- centine costituite da 2 IPN180 passo 1.00 m;
- calcestruzzo proiettato al contorno dello spessore di 25 cm;
- murette ed arco rovescio dello spessore 0.8 m;
- rivestimento definitivo di calotta in c.a. avente spessore variabile da 0.5 a 1.50 m.

Le fasi esecutive principali sono:

- esecuzione dei drenaggi in avanzamento;
- esecuzione del preconsolidamento del fronte di scavo mediante tubi in VTR;
- posa in opera dei tubi metallici per il presostegno al contorno;
- esecuzione del preconsolidamento al contorno del cavo e al di sotto del piede delle centine;
- esecuzione dello scavo a piena sezione, per sfondi di massimo 1.0 m, sagomando il fronte a forma concava;
- posa in opera di centine e calcestruzzo proiettato;
- posa dell'impermeabilizzazione in corrispondenza delle murette e dell'arco rovescio;
- getto di murette ed arco rovescio in c.a., ad una distanza dal fronte ≤ 27 m;
- posa dell'impermeabilizzazione di completamento in calotta;
- getto del rivestimento definitivo di calotta, ad una distanza massima dal fronte di scavo ≤ 36 m, da verificare in funzione del comportamento deformativo del cavo.

4.5.4. Sezione tipo C1B-rid

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- esecuzione di n° 2 + 2 drenaggi eseguiti sul fronte di scavo della lunghezza $L = 24.00$ m ogni 12 m di avanzamento;
- intervento di consolidamento al fronte tramite n° 60 tubi in vetroresina, $\phi = 60$ mm, cementati aventi lunghezza $L = 18.00$ m e sovrapposizione 12.00 m;
- intervento di presostegno tramite 32 tubi in acciaio $\phi 88.9$ mm, sp. = 10 mm, passo 0.35 m, cementati, lunghezza $L = 14.00$ m e sovrapposizione di 8.00 m;
- un preconsolidamento al contorno della sezione di scavo realizzato mediante 61 colonne in jet – grouting del diametro di 600 mm della lunghezza di 14 m con sovrapposizione di 8 m;
- un preconsolidamento al piede delle centine costituito da 5 + 5 colonne in jet – grouting della lunghezza massima di 10 m eseguite ogni campo di avanzamento di 6 m;
- centine costituite da 2 IPN180 passo 1.00 m;
- calcestruzzo proiettato al contorno dello spessore di 25 cm;
- murette ed arco rovescio dello spessore 0.8 m;
- rivestimento definitivo di calotta in c.a. avente spessore variabile da 0.5 a 1.50 m.

Le fasi esecutive principali sono:

- esecuzione dei drenaggi in avanzamento;
- esecuzione del preconsolidamento del fronte di scavo mediante tubi in VTR;
- posa in opera dei tubi metallici per il presostegno al contorno;
- esecuzione del preconsolidamento al contorno del cavo e al di sotto del piede delle centine;

- esecuzione dello scavo a piena sezione, per sfondi di massimo 1.0 m, sagomando il fronte a forma concava;
- posa in opera di centine e calcestruzzo proiettato;
- posa dell'impermeabilizzazione in corrispondenza delle murette e dell'arco rovescio;
- getto di murette ed arco rovescio in c.a., ad una distanza dal fronte ≤ 27 m;
- posa dell'impermeabilizzazione di completamento in calotta;
- getto del rivestimento definitivo di calotta, ad una distanza massima dal fronte di scavo ≤ 36 m, da verificare in funzione del comportamento deformativo del cavo.

4.5.5. Sezione tipo C1Bbis

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- consolidamento da piano campagna mediante colonne di jet – grouting $\phi = 1200$ mm, maglia 1.20 x 1.00 m;
- intervento di consolidamento al fronte tramite n° 34 tubi, $\phi = 60$ mm, cementati aventi lunghezza $L = 18.00$ m e sovrapposizione di 6.00 m (campo di avanzamento pari a 12 m);
- centine costituite da 2 IPN180 passo 1.00 m;
- calcestruzzo proiettato al contorno dello spessore di 25 cm;
- arco rovescio dello spessore 0.8 m;
- rivestimento definitivo di calotta in c.a. avente spessore di 0.7 m.

Le fasi esecutive principali sono:

- consolidamento da piano campagna mediante colonne di jet – grouting;
- esecuzione del preconsolidamento del fronte di scavo mediante tubi in VTR;
- esecuzione dello scavo a piena sezione, per sfondi di massimo 1.0 m, sagomando il fronte a forma concava;
- posa in opera di centine e calcestruzzo proiettato;
- posa dell'impermeabilizzazione in corrispondenza delle murette e dell'arco rovescio;
- getto di murette ed arco rovescio in c.a., ad una distanza dal fronte ≤ 18 m;
- posa dell'impermeabilizzazione di completamento in calotta;
- getto del rivestimento definitivo di calotta, ad una distanza massima dal fronte di scavo ≤ 24 m, da verificare in funzione del comportamento deformativo del cavo.

4.6. Situazioni di rischio potenziale

Nel seguito si riporta la definizione delle possibili situazioni di rischio potenziale riferite ai terreni interessati dallo scavo della galleria naturale, significative ai fini progettuali, con la relativa descrizione degli interventi adottati per ridurre il potenziale rischio.

S1 - Instabilità del fronte: meccanismo potenzialmente manifestabile per il collasso del nucleo per motivi di decompressione dovuti allo scavo. Al fine di ridurre tale potenziale rischio sono stati adottati i seguenti interventi: (1)

sagomatura del fronte di scavo con forma concava (con freccia di 1.0 m); (2) messa in opera di elementi longitudinali in VTR per il consolidamento del fronte di scavo; (3) messa in opera di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato al fronte di scavo con uno spessore variabile tra i 5 ed i 25 cm.

S2 - Instabilità del cavo, grandi deformazioni. Analogamente al punto precedente le deformazioni della cavità dipendono dall'equilibrio tensionale tra il carico litostatico e la resistenza dei terreni. Un eventuale intervento di consolidamento al contorno del cavo, con le geometrie previste dalle sezioni tipo, può incrementare in modo adeguato la resistenza dei terreni, mentre il rivestimento di prima fase in tutte le fasi di scavo ed il suo dimensionamento dipenderà dalla copertura in gioco, dai parametri geotecnici e dalle particolarità geometriche dello scavo.

S3 - Formazione di camini, situazione verificabile a causa delle condizioni di bassa copertura. Tale fenomeno è in generale direttamente legato alla stabilità del fronte o della cavità. Il collasso di questo tipo può portare al franamento all'interno della cavità dei terreni di copertura per diversi metri fino al raggiungimento del piano campagna ed è solitamente preceduto da importanti assestamenti della cavità, da instabilità del fronte e/o presenza di acqua. Per limitare tale rischio le sezioni tipo prevedono la messa in opera di colonne in jet - grouting e presostegni con tubi metallici disposte lungo il contorno della cavità unitamente agli elementi longitudinali in vetroresina (VTR) per il consolidamento del fronte; inoltre è stata limitata la fase di scavo e il getto dell'arco rovescio è previsto ad una distanza limitata dal fronte di scavo (≤ 36 m).

S4 - Presenza di blocchi - litici trovanti. Tale presenza può causare instabilità, sia al fronte sia al contorno del cavo, più o meno pronunciata a secondo della consistenza e del grado di addensamento dei terreni nei quali sono immersi; le sezioni tipo previste, che contemplano sistematici interventi di preconsolidamento del fronte di scavo e interventi di presostegno al contorno, sono in grado di gestire in sicurezza la presenza di tali blocchi litici e/o trovanti.

S5 - Venute d'acqua e pressioni interstiziali. Lo scavo della galleria naturale avviene interamente al di sotto della superficie piezometrica. Conseguentemente, tutte le sezioni tipo prevedono la realizzazione di drenaggi in avanzamento rispetto al fronte di scavo; per la tratta estremamente critica del sotto attraversamento dell'autostrada A4 è previsto un apposito consolidamento in jet - grouting, lungo tutto lo sviluppo del profilo di scavo, incluso, pertanto, l'arco rovescio e dei setti verticali, eseguiti sempre in jet - grouting, al fine di evitare ogni possibile ingressione di acqua nello scavo, evitando, conseguentemente, ogni possibile effetto di subsidenza e di cedimenti a piano campagna.

S6 - Gradienti idraulici elevati in corrispondenza dell'arco rovescio. A causa della presenza della falda a 2-3 m dal piano campagna, in arco rovescio si hanno discreti valori del battente idraulico, che possono indurre elevati gradienti idraulici in corrispondenza della quota di fondo scavo; a questo riguardo nella tratta estremamente delicata del sotto attraversamento dell'autostrada A4, l'intervento di consolidamento in jet - grouting è stato spinto anche al di sotto dell'arco rovescio mentre nelle altre sezioni tipo, il getto delle murette e dell'arco rovescio è previsto a distanza ridotta dal fronte di scavo (distanza ≤ 27 m).

S7 - Subsidenze e assestamenti della piattaforma autostradale in corrispondenza del sotto attraversamento dell'A4. Allo scopo di eliminare ogni tipo di rischio durante l'esercizio della importante tratta autostradale, il Progetto Esecutivo prevede la realizzazione di un estensivo intervento di consolidamento preventivo, da p.c. e dalla piattaforma autostradale, adottando la tecnologia del jet - grouting bifluido, mediante alcune fasi di deviazione dell'autostrada e, sempre sulla base delle citate fasi di deviazione dell'A4, lo scavo della galleria naturale in assenza di traffico in superficie, nella zona immediatamente prospiciente il fronte di scavo.

S8 - Assestamenti degli edifici sotto attraversati. Assestamenti dovuti allo scavo della galleria naturale San Giorgio in Salice possono produrre degli assestamenti in superficie su edifici esistenti che ne comprometterebbero la funzionalità e/o sicurezza. Allo scopo di ridurre il più possibile tale rischio le sezioni tipo prevedono una variabilità degli interventi di preconsolidamento del fronte di scavo e una eventuale riduzione dei campi di avanzamento da 9 m a 6 m.

S9 - Studio del rischio legato al rinvenimento di gas tossici e gas esplosivi e del rischio di scavare materiali contenenti minerali asbestiformi (rischio amianto). Gli studi geologici (si veda relative relazioni di progetto) hanno escluso tassativamente tali tipi di rischi, che quindi non sono contemplati.

5. ANALISI NUMERICHE PER LA VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO

5.1. Programma di calcolo utilizzato

Le analisi numeriche delle sezioni tipo sono state effettuate con il programma RS2 9.028 (Rocscience, 2008) che è un software agli elementi finiti, prodotto dalla Rocscience Inc. con sede a Toronto in Ontario (Canada).

Il codice di calcolo permette di studiare problemi riguardanti gallerie, miniere o scavi generici, in campo bidimensionale o assialsimmetrico. I modelli di resistenza dei geomateriali coprono sia il campo elastico sia il campo plastico e permettono lo studio del comportamento tenso-deformativo, anche in presenza di falda, del terreno e delle opere geotecniche di sostegno quali i rivestimenti delle gallerie. La simulazione dell'interazione terreno struttura è possibile tramite la definizione di elementi di interfaccia a cui si possono assegnare i competenti parametri meccanici.

Il software si compone della suite di modellazione, del solver, nel quale è possibile controllare la convergenza della soluzione durante i vari stage di calcolo previsti (e l'ulteriore suddivisione in load step dei singoli stage), e dell'ambiente di interpretazione dei risultati numerici. È possibile visualizzare i risultati del calcolo in termini di pressioni totali ed efficaci, di spostamenti nelle loro componenti vettoriali ma anche con riferimento alle sole deformazioni in campo plastico, la definizione di eventuali zone di plasticizzazione, oltre che del meccanismo di rottura (per sforzi deviatorici o per raggiungimento della resistenza a trazione). Il controllo della qualità dei risultati è condotto tramite la valutazione dell'energia interna non bilanciata nel modello a ogni stage di calcolo. Si considera raggiunta la convergenza numerica quando tale quantità sia inferiore ad un valore limite impostato.

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di ampia documentazione di supporto e di esperienze pregresse.

RS2 è stato utilizzato in questa relazione per i calcoli meccanici in condizioni di deformazione piana. Le analisi bidimensionali eseguite hanno tenuto conto dell'influenza della posizione relativa del fronte di scavo mediante l'impiego di pressioni di confinamento al contorno, in virtù del progressivo rilascio tensionale associato alle operazioni di scavo.

5.2. Criteri adottati per le analisi numeriche

5.2.1. Geometria

Il modello numerico è finalizzato all'analisi tenso deformativa dello scavo della galleria, pertanto l'estensione del dominio di calcolo (simmetrico rispetto all'asse della galleria) ed il reticolo di elementi finiti sono stati scelti al fine di garantire una corretta e precisa distribuzione delle tensioni, con particolare riferimento alla zona al contorno del cavo.

Le analisi numeriche sono state eseguite utilizzando elementi finiti triangolari a 6 nodi, infittendo la mesh in prossimità dello scavo per raggiungere una soluzione numerica più accurata.

I bordi esterni del modello sono posti a distanza tale da non influenzare la soluzione nell'area di interesse del problema. Si sono vincolati gli spostamenti orizzontali lungo i bordi verticali esterni e gli spostamenti sia orizzontali sia verticali nel bordo inferiore. Il bordo superiore del modello restituisce nella zona di interesse l'effettivo andamento della superficie topografica (nota da rilievo) ed è rappresentato da un contorno libero nei movimenti sia orizzontali sia verticali.

5.2.2. Parametri geotecnici e modello costitutivo

Nella relazione geotecnica della galleria San Giorgio in Salici sono riportati in dettaglio i valori dei parametri geotecnici adottati lungo l'intero sviluppo longitudinale della galleria, determinati sulla base delle numerose campagne di indagini geotecniche condotte nelle diverse fasi progettuali.

I valori dei parametri geotecnici alla quota della galleria (fronte di scavo) sono inoltre riportati nel profilo geotecnico longitudinale progettuale di previsione e di monitoraggio.

Il terreno è stato modellato come un mezzo continuo equivalente assumendo un modello costitutivo elastico – lineare – plastico con il criterio di resistenza di Mohr – Coulomb. Inoltre viene definita una legge di scorrimento plastico associata al criterio di Mohr – Coulomb. In tale maniera il vettore delle deformazioni plastiche ha una componente nella direzione delle trazioni e quindi lo svilupparsi delle deformazioni plastiche è accompagnato da un aumento di volume (dilatanza).

Poiché si è notato che l'aumento di volume predetto dalle equazioni risolutive è di norma maggiore di quello osservato sperimentalmente, per eliminare tale discrepanza fra teoria e realtà, nelle equazioni che forniscono la deformazione plastica viene sostituito, all'angolo di resistenza al taglio, un angolo ψ definito angolo di dilatanza compreso fra zero e ϕ : $0 < \psi < \phi$. Al diminuire di ψ diminuisce l'effetto della dilatanza e per $\psi = 0$ si ha dilatanza nulla.

Per quanto riguarda il criterio di rottura di Mohr – Coulomb nel caso del comportamento di tipo ideale, una volta raggiunta la superficie di snervamento, il materiale non ha più la capacità di sopportare ulteriori carichi e la deformazione cresce rapidamente a parità di carico. Infine nel caso del modello elasto – plastico rammollente in cui i materiali cedono al crescere del carico applicato, si assiste ad un progressivo decremento dei parametri di resistenza a mano a mano che aumenta la componente plastica delle deformazioni. Per questi materiali si definiscono un criterio di resistenza di picco ed uno residuo. Nel caso dei depositi glaciali e fluvioglaciali interessati dallo scavo della galleria, è stato adottato, sulla base delle evidenze sperimentali, un valore unico cautelativo per quanto concerne la coesione e l'angolo di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci.

5.2.3. Modellazione del sostegno di prima fase e del rivestimento definitivo

Nelle analisi numeriche, il rivestimento provvisorio, e quello definitivo sono stati modellati mediante elementi di tipo "beam" a 5 nodi basati sulla teoria della trave di Mindlin, che tiene conto dell'influenza sulla deformabilità dovuta sia alle sollecitazioni taglianti che a quelle flettenti. Tali elementi sono stati modellati attraverso un comportamento elastico-lineare e risultano caratterizzati da rigidità assiale EA, rigidità flessionale EJ, peso proprio e coefficiente di Poisson ν .

In particolare, il rivestimento di prima fase, costituito dalle centine annegate nel calcestruzzo proiettato, è stato simulato utilizzando il metodo di Carranza-Torres per la valutazione del modulo elastico equivalente e dello spessore equivalente. I parametri del rivestimento equivalente sono calcolati come segue:

$$h_{eq} = 2 \frac{\sqrt{3C_A C_I}}{C_A} \quad E_{eq} = \frac{\sqrt{3}}{6} \frac{C_A^2}{\sqrt{C_A C_I}}$$

$$C_A = n(A_1 E_1 + A_2 E_2) \quad C_I = n(I_1 E_1 + I_2 E_2)$$

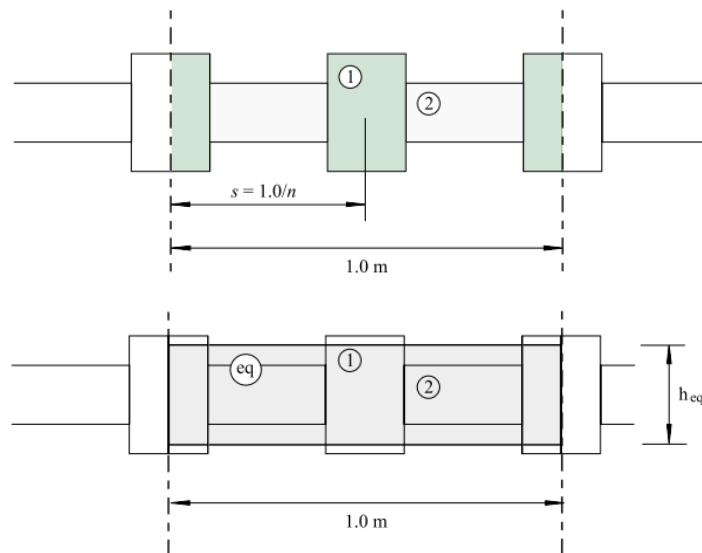


Figura 5.1 - Schematizzazione del rivestimento provvisorio come un materiale omogeneo equivalente secondo l'approccio di Carranza-Torres (2004).

L'evoluzione del modello di calcolo, che fa riferimento ad una sezione di lunghezza unitaria rispetto all'asse della galleria, prevede che la resistenza a compressione monoassiale del calcestruzzo evolva in funzione del processo di maturazione secondo la curva di maturazione proposta da Pottler (1990). Ciò è valido sia per il calcestruzzo proiettato utilizzato per il rivestimento temporaneo che per il calcestruzzo gettato in opera utilizzato per il rivestimento definitivo.

5.2.4. Metodo adottato per la simulazione dell'avanzamento del fronte di scavo

Dal momento che l'obiettivo delle analisi numeriche è quello di studiare il comportamento tensio – deformativo nella zona immediatamente retrostante il fronte di scavo, sia nel tratto di terreno scavato e ancora non sostenuto (indicato con il termine sfondo di scavo) sia dove viene messo in opera il primo sostegno chiamato di prima fase, non si può prescindere nelle condizioni al contorno dalla presenza del fronte di scavo stesso. In linea di principio le analisi numeriche dovrebbero svolte ricorrendo a modelli tridimensionali.

Lo stato di sforzo e di deformazione nella zona del fronte di scavo è infatti variabile nelle tre direzioni (Figura 5.2); tuttavia, è possibile simulare l'avanzamento della galleria anche mediante modelli piani, considerando una sezione nella quale vengono introdotti i vari interventi di sostegno secondo le fasi esecutive previste. Per simulare l'azione positiva, di sostegno, del fronte di scavo viene imposta una pressione fittizia all'interno del cavo, che viene fatta diminuire con il procedere dell'analisi secondo le modalità definite dalla curva di deconfinamento.

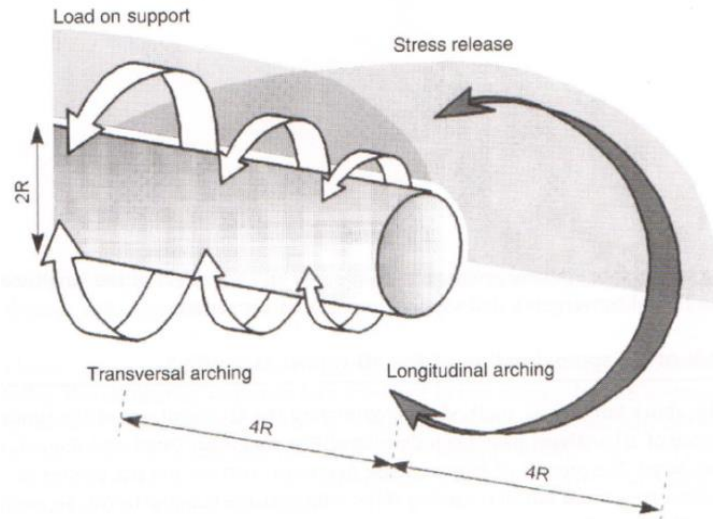


Figura 5.2 - Tensioni tipicamente tridimensionali presenti nella zona del fronte di scavo.

La “*curva di scarico*” $1 - \lambda(x)$, dove il tasso di deconfinamento $\lambda(x)$ (definito anche grado di rilascio tensionale o tasso di scarico) rappresenta il rapporto tra la convergenza del cavo a distanza x dal fronte e la convergenza a distanza infinita (Figura 5.3), consente infatti di mettere in relazione lo stato di sforzo e di deformazione, per un fenomeno tipicamente tridimensionale come lo scavo di una galleria, con quello riproducibile mediante un modello piano.

Applicando infatti il “Principio di Similitudine” (Panet, 1974), si può verificare che:

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

con:

$P^f(x)$ = “pressione fittizia” che deve essere applicata al cavo in condizioni piane (2D) a distanza x dal fronte per ottenere la stessa convergenza che si avrebbe in condizioni tridimensionali (3D).

P_0 = pressione isotropa iniziale.

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

Più in dettaglio, con riferimento alla Figura 5.3, il fattore λ che esprime il grado di rilascio tensionale è determinato dal rapporto u_n / u_{max} , dove u_n denota lo spostamento radiale in prossimità del fronte di scavo e u_{max} il massimo spostamento radiale a notevole distanza dal fronte di scavo. Per distanze superiori a $4R$ in avanzamento rispetto al fronte di scavo si ha $\lambda = 0$, mentre per distanze superiori a $4R$ in arretramento rispetto al fronte di scavo si ha $\lambda = 1$.

Ipotizzando che le forze di sostegno siano indirettamente proporzionali a λ , è stato introdotto un fattore di riduzione $\beta = 1 - \lambda$ al fine di calcolare la forza vettoriale di sostegno corrente $P_n = \beta P_{max}$. P_{max} è il massimo valore della forza vettoriale di sostegno, e corrisponde allo stato tensionale presente in sito σ_0 (Pan and Hudson, 1988; Panet and Guenot, 1982; Dolezova et al., 1991).

Per un determinato valore del grado di rilascio tensionale λ_{rel} e del fattore di riduzione del carico β_{rel} , prima della messa in opera del sostegno o rivestimento, gli incrementi di carico in condizioni 2D possono svilupparsi in due fasi: per la parte di galleria non sostenuta, con fattori di riduzione $1 > \beta_n > \beta_{rel}$, e per la parte di galleria sostenuta con fattori $\beta_{rel} > \beta_n \geq 0$.

Operando secondo tale procedura è possibile tenere conto dell'effetto della distanza del sostegno dal fronte di scavo, ed ottenere valori più realistici delle convergenze della galleria, degli spostamenti superficiali e dei carichi agenti sui rivestimenti, anche facendo uso di modelli numerici 2D.

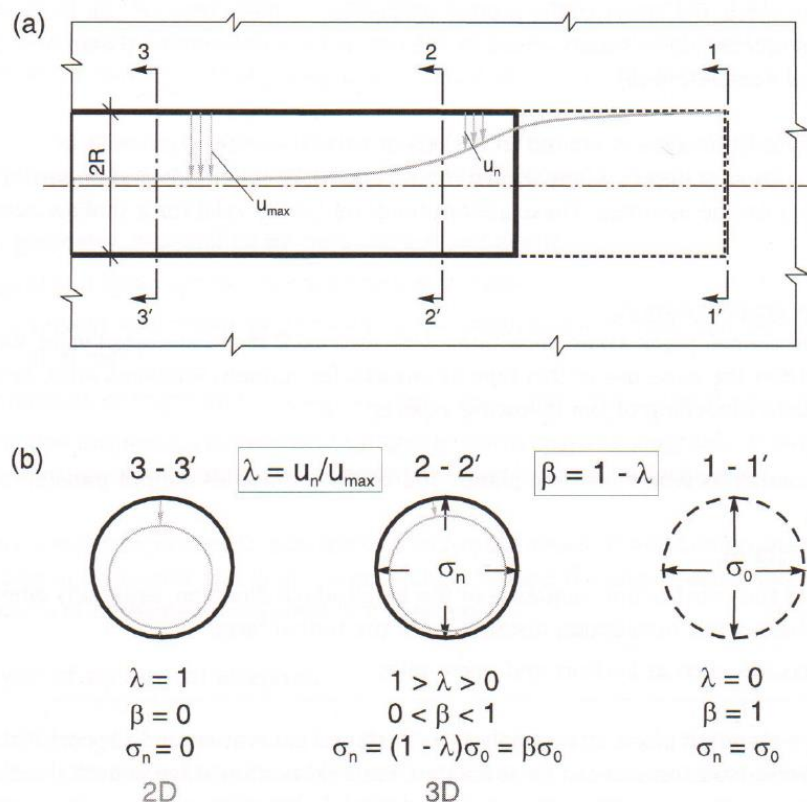


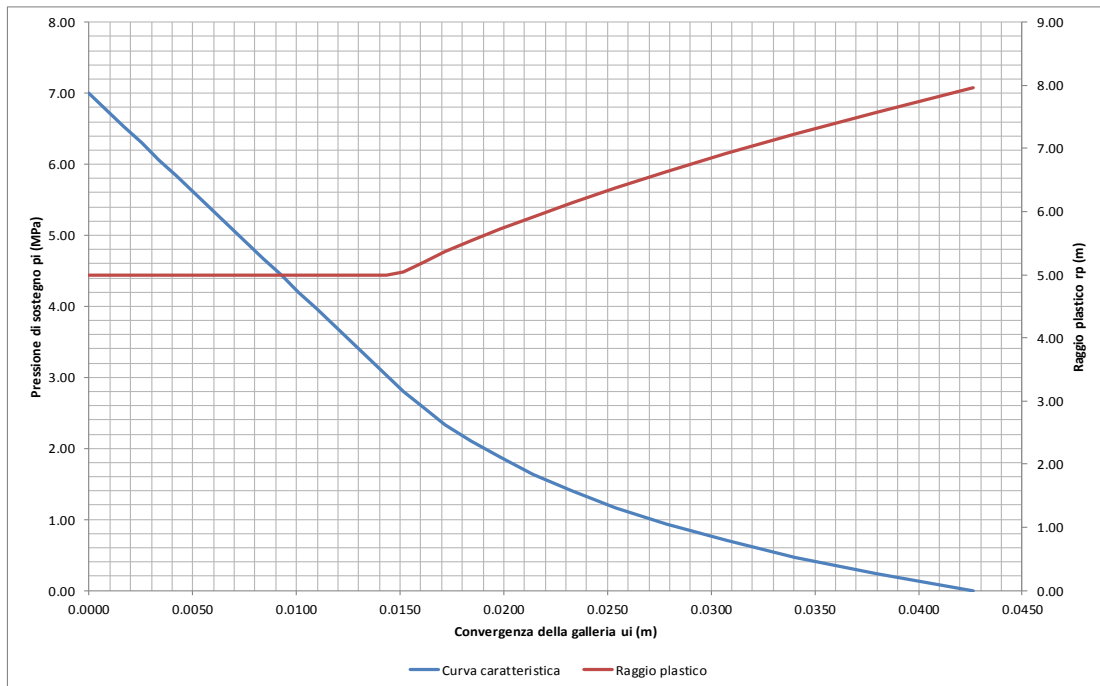
Figura 5.3 - (a) Andamento della convergenza di una galleria in funzione dell'avanzamento del fronte di scavo, (b) concetto del valore di λ per un approccio bidimensionale (analisi 2D).

Sulla base di quanto sopra, le analisi numeriche sono state eseguite in condizioni 2D simulando opportunamente il tipico comportamento 3D in prossimità del fronte di scavo mediante il programma agli elementi finiti Phase² (Rocscience, Toronto). Più precisamente, mediante analisi bidimensionali con il programma agli elementi finiti Phase², il comportamento 3D viene modellato adottando il seguente approccio (si veda Curran J., R. E. Hammah e T.E. Yacoub "A two – dimensional approach for designing tunnel support in weak rock"), allo scopo di verificare il sostegno sia di prima fase sia definitivo della galleria:

1. Determinazione dell'entità della deformazione subita dal cavo prima dell'installazione del sostegno. Non appena la galleria viene scavata, si ha infatti lo sviluppo di un certo ammontare di deformazione, usualmente pari al 35-45% del valore massimo, prima della messa in opera del sostegno di prima fase (prerivestimento). Tale deformazione è stata valutata applicando l'approccio proposto da Hoek et al. (2008), che prevede le seguenti operazioni: (1) determinazione della curva caratteristica e dell'andamento del raggio plastico in funzione della convergenza della galleria come mostrato nell'esempio di Figura 5.4; (2) determinazione del profilo longitudinale dello spostamento indotto dall'avanzamento del fronte di scavo della galleria adottando il metodo proposto da Vlachopoulos and Diederichs (2009), come mostrato nell'esempio di Figura 5.5; (3) combinazione della curva caratteristica con il profilo longitudinale dello spostamento, come mostrato nell'esempio di Figura 5.6; (4) sulla base del punto precedente definizione del grafico che riporta l'andamento del valore di $\beta = 1 - \lambda$ in funzione della distanza dal fronte di scavo, come mostrato nell'esempio di Figura

5.7. Un foglio di calcolo dedicato, validato secondo Hoek (2008), è stato utilizzato per costruire tali grafici, per ognuno dei casi che saranno analizzati nel presente documento.

- Determinazione della pressione interna in corrispondenza del quale si ha la deformazione nel cavo determinata al punto precedente, prima della messa in opera del sostegno di prima fase, mediante l'adozione del metodo della riduzione della pressione interna (Figura 5.8)
- Costruzione del modello che rilassa il profilo di scavo della galleria fino al valore calcolato al precedente punto 2, sulla base della riduzione della pressione interna. Vengono attivati il rivestimento di prima fase (prerivestimento) ed il rivestimento definitivo secondo le fasi esecutive previste dalla sezione tipo analizzata, verificando: (a) la stabilità della galleria; (b) i criteri assunti per l'entità delle deformazioni massime; (c) l'ammissibilità dei coefficienti di sicurezza sia per il rivestimento di prima fase sia per quello definitivo. Nel caso che anche una sola delle tre condizioni non sia soddisfatta l'analisi viene ripetuta adottando un differente sistema di sostegno e/o modificando le fasi esecutive previste dalla sezione tipo.



Input :		Output :	
Raggio della galleria r_0 =	5 m	Resistenza a compressione monoassiale σ_{cm} =	4.53 MPa
Angolo di resistenza al taglio ϕ =	23 °	Costante di ammasso roccioso k =	2.28
Coesione c =	1.5 MPa	Pressione critica p_{cr} =	2.88 MPa
Modulo E =	1800 MPa	Massimo spostamento galleria u_m =	0.0427 m
Rapporto di Poisson	0.3	Massimo raggio zona plastica =	7.96 m
Stato tensionale a quota galleria p_0 =	7 MPa	Raggio plastico / raggio galleria =	1.592
		Convergenza della galleria al fronte u_f =	0.011197 m
		Convergenza al fronte / massima convergenza =	0.2625

Figura 5.4 - Curva caratteristica e andamento del valore del raggio plastico.



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 040 0 001

Rev.
A

Foglio
53 di 178

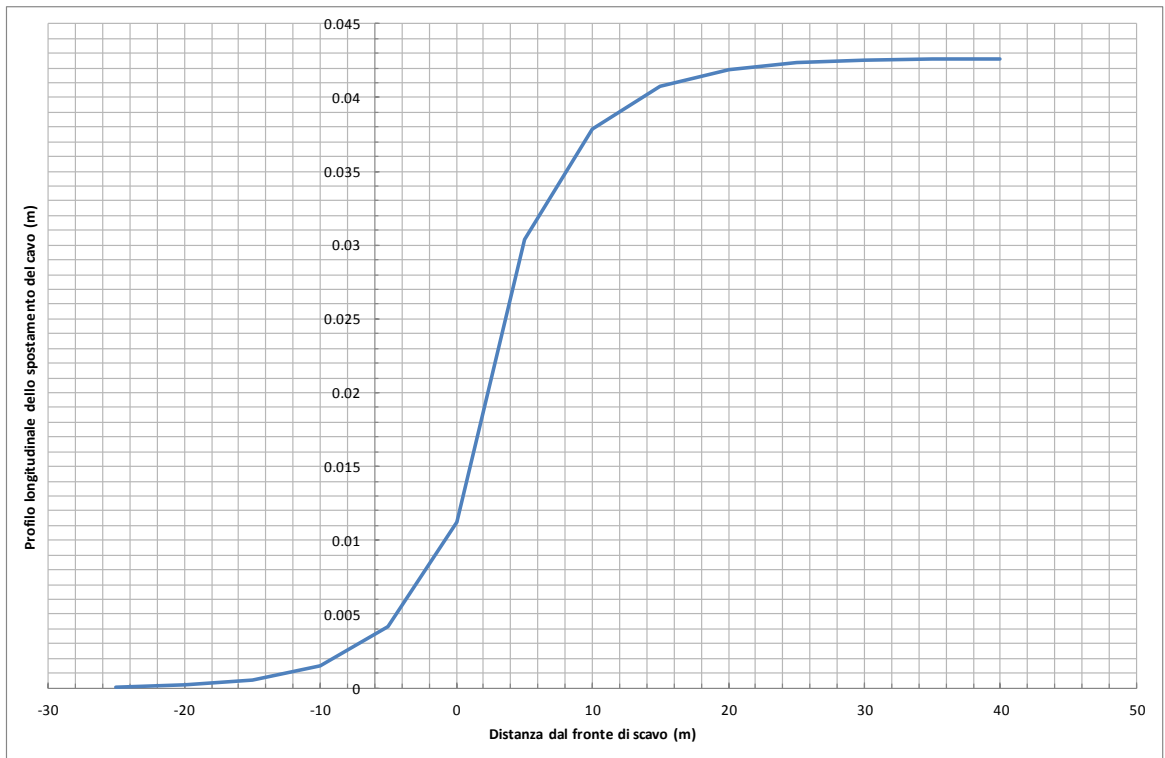


Figura 5.5 - Profilo longitudinale dello spostamento della galleria

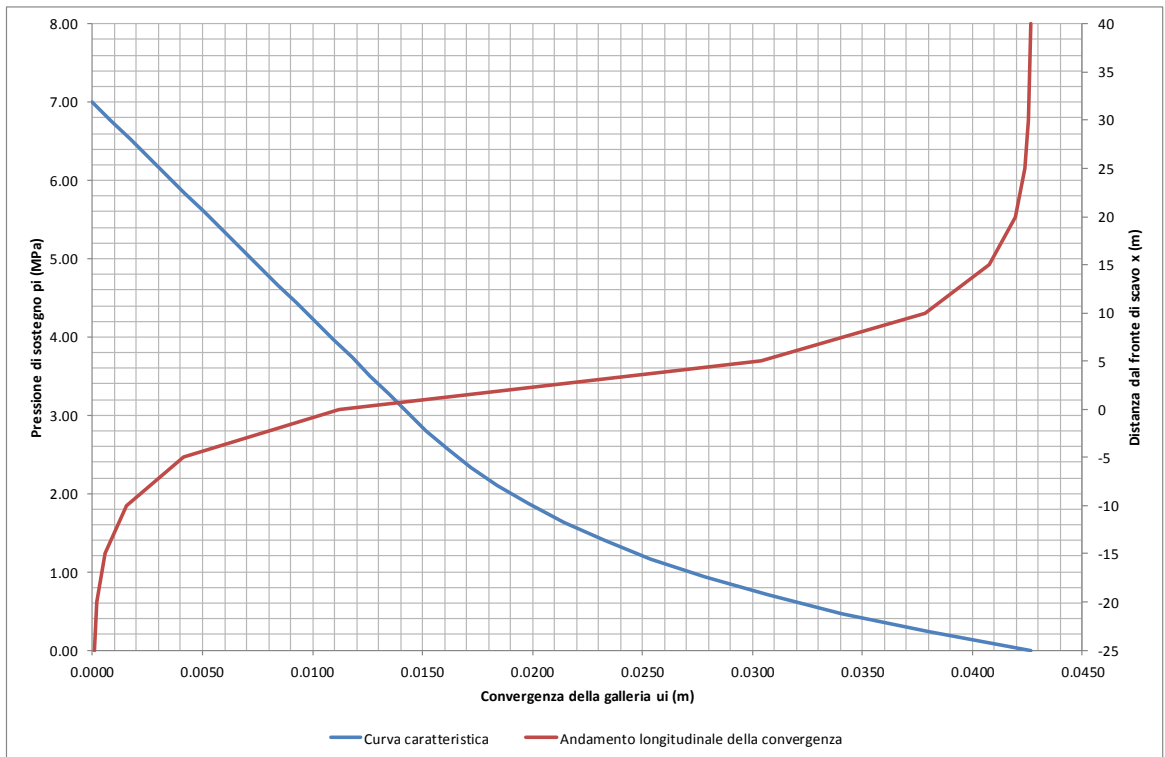


Figura 5.6 - Curva caratteristica e profilo longitudinale dello spostamento della galleria.

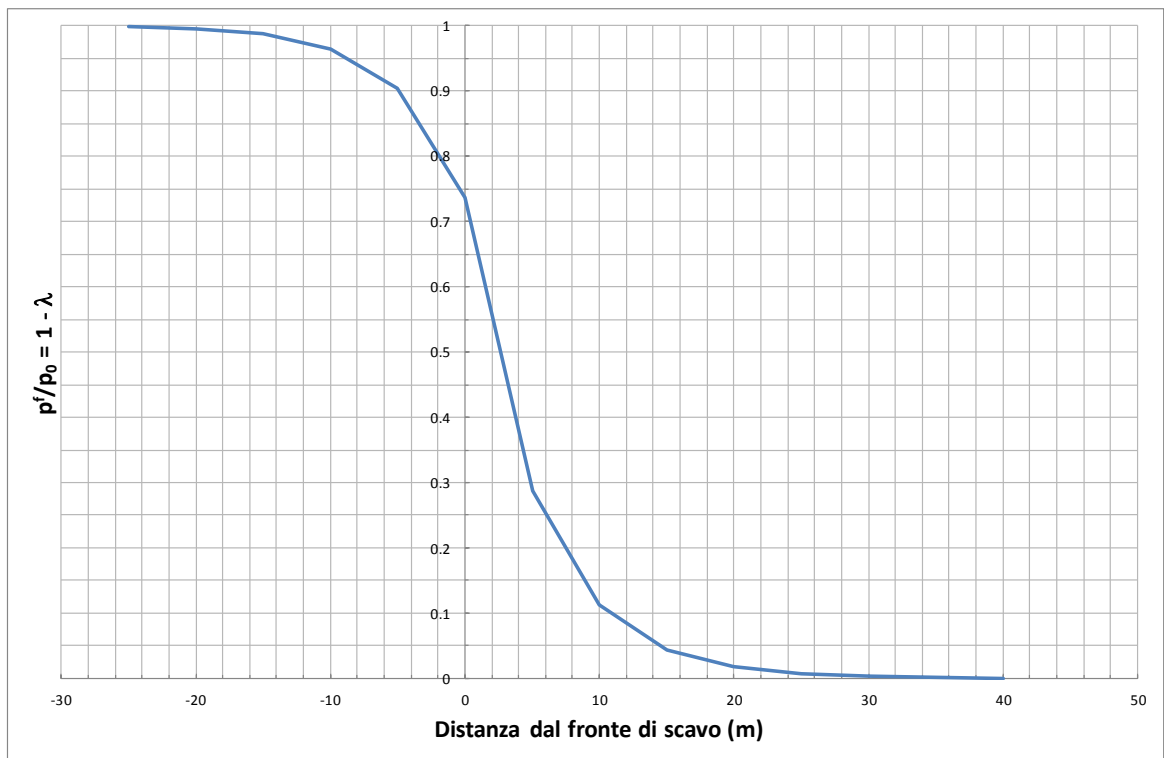


Figura 5.7 - Andamento di $\beta = 1 - \lambda$ in funzione della distanza dal fronte di scavo.

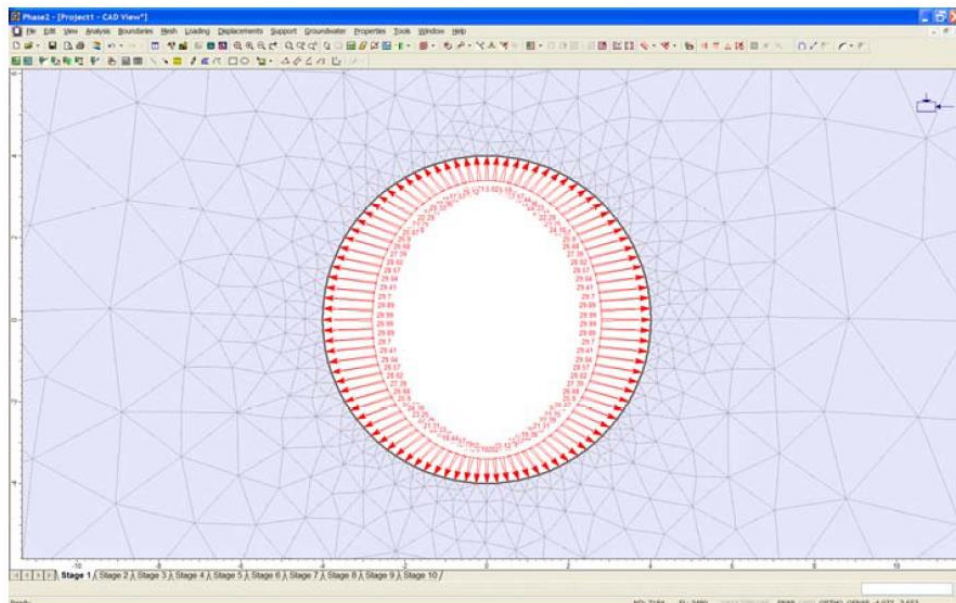


Figura 5.8 - Schematizzazione della procedura di calcolo adottata con il programma agli elementi finiti Phase2 (Rocscience, 2002) per simulare la presenza del nucleo d'avanzamento e l'avanzamento del fronte di scavo con il metodo della riduzione della pressione interna.

5.2.1. Analisi di Filtrazione

Dal momento che tutte le sezioni di seguito analizzate sono interessate dalla presenza della falda, è stato modellato anche il fenomeno di filtrazione causato dall'apertura dello scavo.

La distribuzione nel dominio di calcolo di tutte le grandezze di interesse ai fini della filtrazione è stata valutata per semplicità mediante un'analisi di tipo steady-state, imponendo le seguenti condizioni al contorno (Figura 5.9):

- Lungo i bordi del modello è stata imposto il valore del carico totale H corrispondente alla profondità del piano di falda alla sezione di interesse;
- All'interno del cavo è stata imposta la pressione atmosferica, a partire dall'istante in cui questo viene aperto, fino alle condizioni di lungo termine.

L'ipotesi di moto stazionario risulta inoltre a favore di sicurezza per quanto concerne il livello del piano di falda in seguito all'apertura dello scavo e le eventuali portate entranti, poiché trascura la reale tridimensionalità del problema.

La profondità della falda e le permeabilità dei materiali sono riportate nei paragrafi successivi per ogni sezione di calcolo.

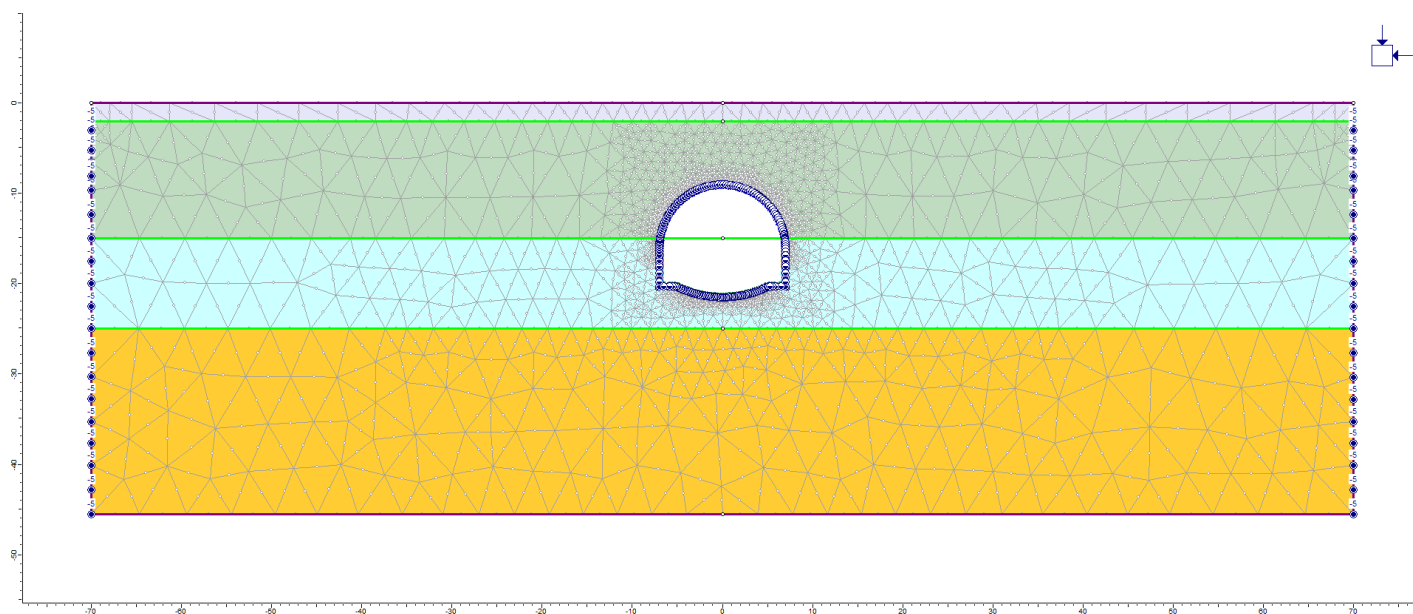


Figura 5.9 – Condizioni al contorno imposte per l'analisi di filtrazione.

5.2.2. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali si è valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e in funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche determinanti la risposta sismica locale.

Si considera a tal proposito, secondo quanto previsto dalle tabelle III-I e III-II della *Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario* (Istruzione RFI-DTC-INC-PO-SP-IFS-001A), la vita nominale dell'opera pari a 100 anni e una classe d'uso III (coefficiente moltiplicativo pari a 1.5).

Si riprendono di seguito le indicazioni riportate nel capitolo 5, sulla sismicità dell'area, della relazione geotecnica. Sono stati ricavati da normativa i seguenti parametri, con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV, probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento):

$a_g [g]$	$F_0 [-]$	$T_c^* [s]$
0.237	2.432	0.283

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima orizzontale attesa al sito (a_{max}) può essere valutata come prodotto dell'accelerazione su suolo roccioso e dei fattori di amplificazione definiti in base alla categoria di sottosuolo e a quella topografica:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$$

Nel Progetto Esecutivo, sulla scorta delle indagini geotecniche, si è assunta la categoria di terreno B, come riportato nella relazione geotecnica. Il sito di costruzione presenta topografia pianeggiante riferibile alla categoria topografica T1 (superfici prevalentemente pianeggianti).

In funzione della zonazione sismica definita da normativa, si definiscono quindi i seguenti fattori amplificativi stratigrafici e topografici:

$S_S [-]$	$S_T [-]$
1.17	1.000

Per il caso in esame l'accelerazione massima orizzontale al sito per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) risulta dunque pari a:

$$a_{max} = 0.237 \cdot 1.17 \cdot 1.000 = 0.277 \text{ g.}$$

Nelle analisi numeriche condotte si è adottato un approccio pseudostatico per l'azione sismica. L'azione sismica agente è rappresentata mediante un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo.

I corrispondenti coefficienti sismici orizzontale e verticale sono calcolati come:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = 0.5 k_h$$

con

- β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, nel caso in esame pari a 0.28 (Tabella 7.11.I delle NTC2008 – D.M. 14/01/2018);
- g è accelerazione di gravità.

Ne deriva che i coefficienti sismici orizzontale e verticale utilizzati nelle analisi sono:

$$k_h = 0.066 \quad k_v = 0.033$$

5.2.3. Fasi di calcolo

Sulla base di quanto descritto ai paragrafi precedenti, sarà elaborata per ogni sezione di calcolo una tabella come quella sotto riportata indicando, per ogni fase analizzata, il valore di $\beta = 1 - \lambda$ utilizzato.

FASE	DESCRIZIONE DELLA FASE ANALIZZATA	$\sigma_n / \sigma_0 = 1 - \lambda$
FASE 1 – Stato iniziale – condizione geostatica – eventuale consolidamento al contorno del cavo	In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene così ricreata in termini di sforzi e di deformazioni la situazione precedente alla costruzione della galleria	

FASE 2 – Apertura del fronte di scavo	In questa fase del calcolo viene simulata l'apertura dello scavo. La sezione di calcolo è esattamente rappresentativa della situazione al fronte di scavo.	
FASE 3 – Scavo a piena sezione per uno sfondo della profondità di 1 m	In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione di un singolo sfondo della profondità di 1 m senza sostegno.	
FASE 4 – Scavo a piena sezione e messa in opera della centina e getto del calcestruzzo proiettato	In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione e la posa in opera della centina e del calcestruzzo proiettato (modulo al 66%). La sezione di calcolo si trova ad una distanza di 2 m dal fronte di scavo.	
FASE 5 – Avanzamento dello scavo fino a 4.0 m	Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino ad una distanza dalla sezione di calcolo di 4 m. Nel rivestimento di prima fase sono agenti sia le centine sia il calcestruzzo proiettato (modulo al 100%)	
FASE 6 – Avanzamento dello scavo fino a 9 m con attivazione arco rovescio e murette	Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino ad una distanza dalla sezione di calcolo di 9 m, viene gettato l'arco rovescio e le murette in calcestruzzo armato (modulo elastico ridotto al 66%)	
FASE 7 – Avanzamento dello scavo fino a 12 m, completa maturazione dell'arco rovescio e delle murette	Si avanza col fronte di scavo simulando la maturazione completa dell'arco rovescio e delle murette (modulo elastico 100%)	
FASE 8 – Avanzamento dello scavo fino a 18 m, getto del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)	In questa fase di calcolo, viene simulato il getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo (modulo elastico al 100%)	
FASE 9 – Decadimento delle caratteristiche del priverivestimento	Si considera a lungo termine il decadimento delle caratteristiche di resistenza del rivestimento di prima fase.	
FASE 10 – Applicazione del sisma di progetto	Condizione di lungo termine con sisma	

5.3. Criteri di verifica

5.3.1. Generalità

Le verifiche strutturali del rivestimento sono state condotte secondo quanto prescritto dal D.M. del 17/01/2018 (Norme Tecniche per le costruzioni) ed in accordo al manuale di progettazione delle opere civili di RFI (Parte II – Sezione 4 – Gallerie, codifica: RFI DTC SI GA MA IFS 001 A) e alle *Linee guida per la progettazione geotecnica delle gallerie naturali* di ITALFERR (PPA.0002403).

In particolare, per le verifiche di stati limite ultimi STR, le analisi sono condotte con i valori caratteristici dei parametri geotecnici e applicando i coefficienti parziali all'effetto delle azioni (le sollecitazioni negli elementi strutturali) secondo l'Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1).

Pertanto, per le verifiche SLU sul rivestimento sia di prima fase sia definitivo si impiega il coefficiente $\gamma_E=1.3$ alle sollecitazioni agenti risultanti dalla modello numerico ottenuto con i parametri caratteristici.

La modellazione priva dell'utilizzo dei coefficienti parziali di sicurezza consente di determinare la reale risposta tensio-deformativa del terreno e degli elementi strutturali. I risultati dell'analisi sono infatti rappresentativi del campo delle deformazioni e dello sviluppo di eventuali zone di plasticizzazione.

Le verifiche del rispetto degli Stati Limite di Esercizio sono condotte secondo le combinazioni indicate dalla normativa con coefficienti di sicurezza parziali unitari.

Le verifiche condotte per le combinazioni sismiche sono condotte con fattori di sicurezza parziali unitari, come prescritto dalla Normativa.

5.3.2. Rivestimento di prima fase

Le verifiche sono state effettuate allo SLU, a presso-flessione e a taglio, amplificando con il coefficiente $\gamma_E=1.3$ i valori di M e N e V ottenuti dal programma di calcolo. I domini di resistenza N-M e N-V sono stati ricavati considerando diversi valori di resistenza cubica a compressione del calcestruzzo proiettato a seconda del grado di maturazione. In caso di sezione composta, i domini N-M sono stati calcolati considerando le centine con la loro reale geometria, mentre i domini N-V sono stati calcolati sommando le resistenze al taglio del calcestruzzo proiettato e delle centine.

5.3.3. Rivestimento definitivo

5.3.3.1. Stato Limite Ultimo per pressoflessione

La verifica a pressoflessione allo stato limite ultimo della sezione in cemento armato è stata eseguita garantendo che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

La verifica è stata eseguita su tutte le coppie Sforzo Normale – Momento agenti ricavate dall'analisi numerica su sezioni a passo costante nel rivestimento.

5.3.3.2. Stato Limite Ultimo per taglio

La verifica a taglio è stata eseguita secondo quanto previsto per sezioni in cemento armato, trascurando in prima approssimazione e a favore di sicurezza la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti (cfr. Par 4.1.2.1.3.1 delle NTC2008 - D.M. 14 Gennaio 2008).

La verifica risulta soddisfatta se:

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

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta pari a:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0.18k \frac{(100\rho_l f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15\sigma_{cp} \right] b_w d; (v_{min} + 0.15\sigma_{cp}) b_w d \right\}$$

con:

- f_{ck} : resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo [MPa]

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ dove d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa (≤ 0.02) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza della sezione (in mm).

5.3.3.3. Stato Limite di Esercizio di fessurazione

La verifica di fessurazione è stata eseguita in accordo alle indicazioni delle NTC 2008 (DM 14/01/2008). Ne deriva un limite all'apertura delle fessure pari al valore $w_2 = 0.3$ mm.

La verifica viene ricondotta alla forma:

$$w_k \leq w_1$$

Per la valutazione del valore caratteristico dell'apertura delle fessure si è adottato l'approccio dell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1):

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

dove

- $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$ con c il copriferro dell'armatura longitudinale, $k_1=0.8$ (barre ad aderenza migliorata), $k_2=0.5$ per la flessione, $k_3=3.4$, $k_4=0.425$ e $\rho_{p,eff}$ la percentuale di armatura con riferimento all'area tesa efficace di calcestruzzo;

$$\sigma_s - k_t f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})$$

- $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ con σ_s tensione nell'armatura tesa della sezione fessurata, α_e il rapporto di omogeneizzazione, $k_t=0.4$ per carichi di lunga durata e $f_{ct,eff}$ valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo all'insorgere della fessurazione (assunto pari a f_{ctm} in quanto il carico è successivo alla fase di curing).

5.3.3.4. Stato Limite di Esercizio di limitazione delle tensioni

La verifica a stato limite di limitazione delle tensioni risulta soddisfatta se le tensioni agenti nei materiali sono inferiori ai valori limite:

$$\sigma_{c,max} \leq \sigma_{c,lim}$$

$$\sigma_{s,max} \leq \sigma_{s,lim}$$

dove:

- $\sigma_{c,max}$ rappresenta la massima tensione di compressione del calcestruzzo nella sezione;
- $\sigma_{s,max}$ rappresenta la massima tensione di trazione nell'armatura riferita alla sezione;
- $\sigma_{c,lim}$ rappresenta il limite massimo alla tensione di compressione del calcestruzzo;
- $\sigma_{s,lim}$ rappresenta il limite massimo alla tensione di trazione dell'acciaio di armatura.

I limiti sono stati posti pari a quelli previsti nelle *Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari* e precisamente:

- Stato limite di tensione nel calcestruzzo
 - combinazione di carico caratteristica (rara): $\sigma_{c,lim} = 0.55 f_{ck}$
 - combinazione di carico quasi permanente: $\sigma_{c,lim} = 0.40 f_{ck}$
- Stato limite di tensione nell'acciaio
 - combinazione di carico caratteristica (rara): $\sigma_{s,lim} = 0.75 f_{yk}$

Ove f_{ck} e f_{yk} rappresentano i valori caratteristici di resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo e di snervamento dell'acciaio rispettivamente.

Tutte le verifiche sopra esposte risultano soddisfatte nelle combinazioni di carico previste e in tutte le sezioni analizzate nel seguito. Si rimanda ai paragrafi successivi per il dettaglio.

5.3.4. Resistenze di calcolo

5.3.4.1. Rivestimento di prima fase

I valori di calcolo delle resistenze dei materiali si ricavano dividendo ciascun valore caratteristico per il fattore di sicurezza parziale γ_M specifico del materiale considerato, che da normativa vale:

STATO LIMITE	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
SLU	1.15	1.5

Per il calcestruzzo proiettato fibrorinforzato si ha:

CLASSE	f_{cd} [N/mm ²]	f_{ctd} [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [MPa]
C25/30	16.67	2.56	33	31475

dove:

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo = $f_{ck}/1.5$

f_{ctd} = resistenza a trazione di calcolo = $0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$

f_{cm} = resistenza media a compressione = $f_{ck} + 8$

E_{cm} = modulo elastico a 28 giorni = $22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$

Per l'acciaio delle centine:

- tipo: S355
- tensione caratteristica dfi rottura: $f_{tk} \geq 510$ MPa
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 355$ MPa

5.3.4.2. Rivestimento definitivo

Per il calcestruzzo armato della calotta e dei piedritti si ha:

CLASSE	f_{cd} [N/mm ²]	f_{ctd} [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [MPa]
C25/30	14.167	2.56	33	31475

Per il calcestruzzo armato delle fondazioni – arco rovescio si ha:

CLASSE	f_{cd} [N/mm ²]	f_{ctd} [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [MPa]
C30/37	17	2.89	38	32836

dove:

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo per effetto dei carichi di lunga durata = $0.85 \cdot f_{ck}/1.5$

f_{ctd} = resistenza a trazione di calcolo = $0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$

f_{cm} = resistenza media a compressione = $f_{ck} + 8$

E_{cm} = modulo elastico a 28 giorni = $22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$

La resistenza di progetto dell'acciaio è riferita alla tensione di snervamento. In accordo con quanto stabilito nel Progetto Esecutivo le proprietà dell'acciaio per barre d'armatura sono:

ACCIAIO	f_{yc} [N/mm ²]	E_s [MPa]
B450C	391.3	200 000

5.3.5. Interventi di presostegno

Per gli interventi di presostegno le verifiche strutturali sugli elementi metallici al contorno sono condotte modellando tali elementi come travi incastrate ai due estremi, rappresentati da un lato dall'ultima centina installata e dall'altro dal fronte stesso. La luce di calcolo si definisce come:

$$L = \delta + a + \lambda$$

dove:

δ = interasse delle centine;

a = distanza massima dell'ultima centina dal fronte di scavo;

λ = lunghezza fittizia per tenere conto dell'effetto appoggio "cedevole" al fronte (circa $0.5 \div 0.7$).

Detta $p_{v,k}$ la pressione verticale caratteristica attesa sulla calotta, e detto i l'interasse tra i tubi metallici, il momento flettente caratteristico agente sul singolo elemento può calcolarsi come:

$$M_{sk} = \frac{1}{12} \cdot p_{v,k} \cdot i \cdot L^2$$

In questo caso le verifiche sono condotte secondo l'approccio 1 – Combinazione 1 (A1 + M1 + R1), con R1 = 1, come definito in precedenza.

5.4. Risultati delle analisi numeriche

5.4.1. Analisi numerica 1 – sezione tipo C1A (tratta dall'imbocco lato Milano fino al sotto – attraversamento autostrada A4)

La sezione di calcolo si riferisce alle condizioni che si verificano nel tratto che va dall'imbocco della galleria lato Milano fino al sotto attraversamento dell'autostrada A4, ed è posta alla progressiva km 140+600 dove si ha una copertura pari a 9 m. La sezione tipologica di riferimento è la C1A.

5.4.1.1. Geometria

Il modello di calcolo ad elementi finiti adottato è mostrato in Figura 5.10.

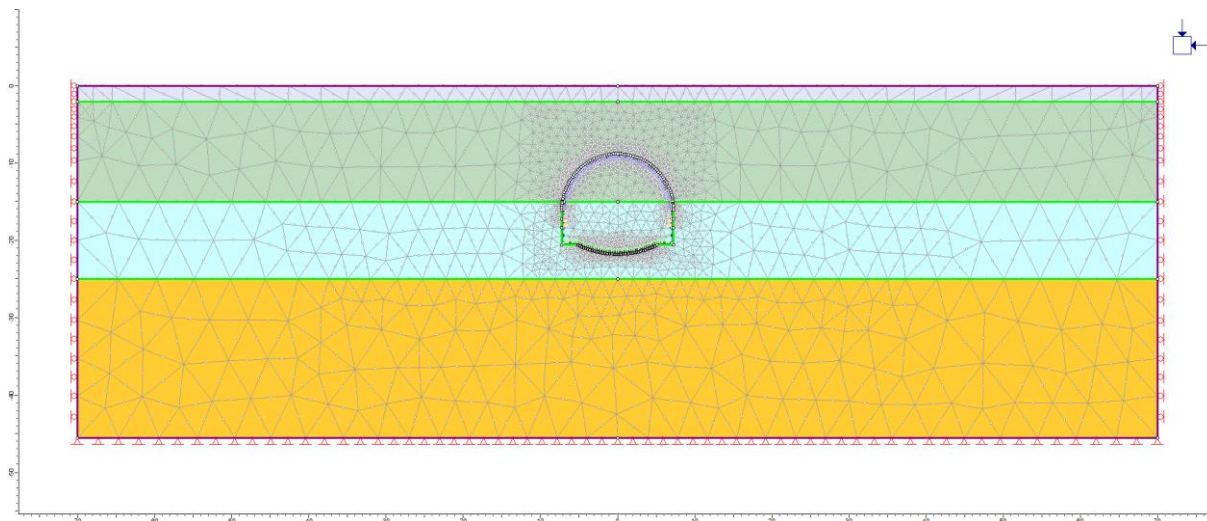


Figura 5.10 – Modello numerico per l'analisi n.1 (sezione tipo C1A).

5.4.1.2. Parametri geotecnici

Il terreno è stato modellato come un mezzo continuo, per il quale è stato assunto un comportamento di tipo elasto-lineare perfettamente plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. I parametri geotecnici (resistenza e deformabilità) assunti nei calcoli sono riportati nella seguente Tabella 5.1.

Tabella 5.1 – Analisi numerica 1 - stratigrafia e parametri geotecnici.

ANALISI NUMERICA N. 1									
SEZIONE TIPO C1A (C1Arid) - PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO									
NOTE: tratta in prossimità dell'imbocco lato Ovest alla progressiva chilometrica 140+600									
COPERTURA = 9 m									
Da (m)	A (m)	γ (kN/m ³)	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°)	ψ_k (°)	GSC (-)	K_0 (-)	$E_{k,op}$ (MPa)	ν (-)
0	2	21.0	5.0	23.0	4	3.0	1.06	20	0.30
2	15	22.0	10.0	33.0	6	2.5	0.72	70	0.30
15	25	22.0	10.0	33.0	6	2.0	0.64	100	0.30
> 25		22.0	20.0	36.0	6	2.0	0.58	120	0.30

Profondità della falda dal piano campagna = 5 m

LEGENDA γ = peso dell'unità di volume del terreno c'_k = valore caratteristico della coesione in termini di tensioni efficaci ϕ'_k = valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio ψ'_k = valore caratteristico dell'angolo di dilatanza K_0 = coefficiente di spinta a riposo $E_{k,op}$ = valore caratteristico del modulo di Young ν = rapporto di PoissonViene assunto un valore di permeabilità comune a tutti gli strati analizzati pari a $K=10^{-7}$ m/s.**5.4.1.3. Caratteristiche dei rivestimenti**

Come descritto al precedente §.5.2.3. il rivestimento provvisorio e definitivo sono stati modellati mediante elementi di tipo beam. I parametri di rigidità associati ai rivestimenti sono mostrati nella seguente Tabella 5.2.

Tabella 5.2 – Analisi numerica 1 – Caratteristiche rivestimenti.

Rivestimento	Spessore equivalente (m)	Modulo Elastico equivalente a 28gg (GPa)	EA (kN)	EJ (kN.m ²)
Temporaneo (2x IPN180+spritz 25cm)	0.252	30,43	7,68E+06	4,08E+04
Calotta (C25/30 100cm)	1,00	31,48	3,14E+07	2,62E+06
Piedritto (C25/30 sezione media)	1,26	31,48	3,97E+07	5,27E+06
Arco Rovescio (C30/37 80cm)	0,80	32,84	2,63E+07	1,40E+06

Infine, per quanto concerne le caratteristiche di permeabilità dei rivestimenti, sono stati ipotizzati i seguenti valori:

- Rivestimento temporaneo (2 IPN 180 + 25cm spritz): $K = 10^{-10}$ m/s (Thomas, 2008);
- Rivestimento definitivo (sezione in CA con guaina impermeabilizzante in PVC): $K = 10^{-11}$ m/s

5.4.1.1. Carichi esterni

Non sono previsti carichi sollecitanti esterni per questa sezione di calcolo.

All'interno del tunnel è simulato, a lungo termine, il carico indotto dal peso proprio della massicciata ferroviaria, il cui valore caratteristico è pari a $qM = 18,00 \text{ kN/m}^3 \times 1,90\text{m} = 34,20 \text{ kPa}$ (il peso per unità di volume della massicciata è conforme con quanto prescritto dalle NTC al paragrafo relativo ai poni ferroviari).

5.4.1.2. Fasi di calcolo adottate

Sulla base delle condizioni geotecniche riportate nel precedente paragrafo, nelle seguenti figure sono mostrate rispettivamente: (1) la curva caratteristica e l'andamento del valore del raggio plastico; (2) il profilo longitudinale dello spostamento della galleria; (3) la curva caratteristica e il profilo longitudinale dello spostamento della galleria; (4) Andamento di $\beta = 1 - \lambda$ in funzione della distanza dal fronte di scavo.

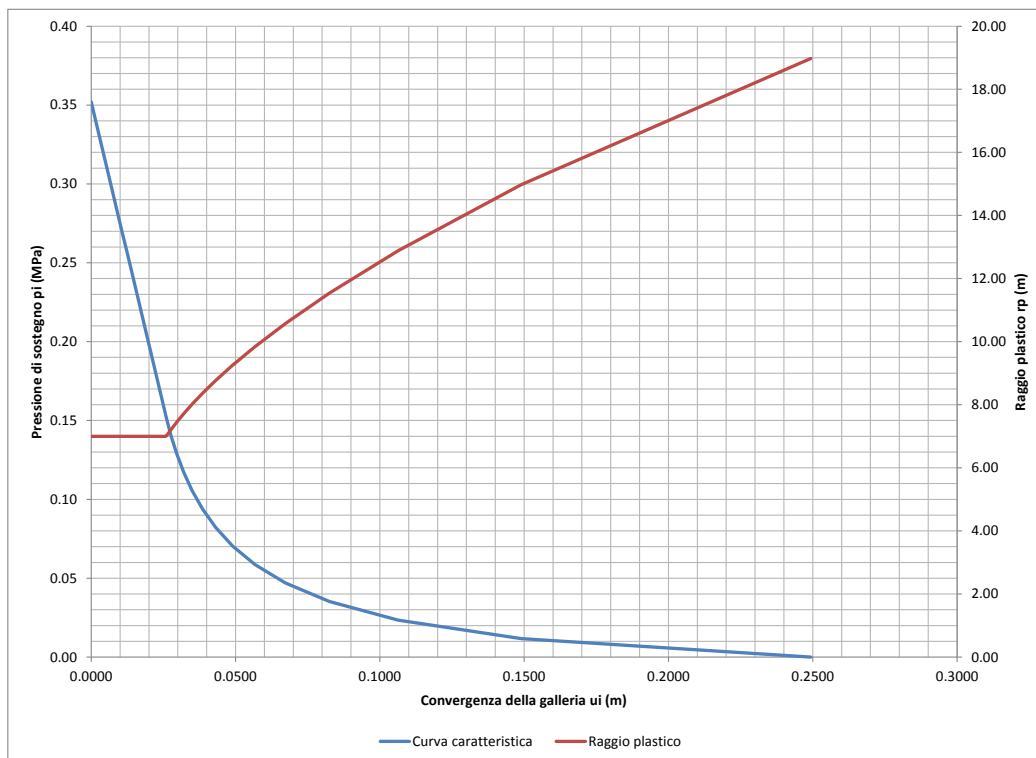


Figura 5.11 - Curva caratteristica e andamento del valore del raggio plastico.

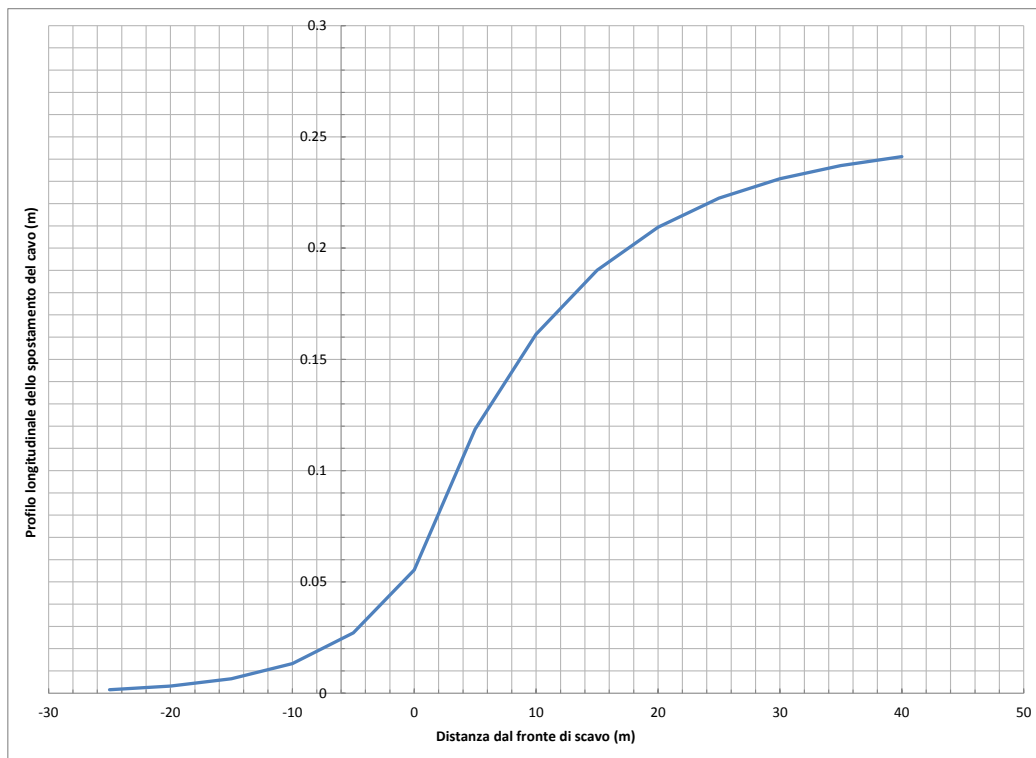


Figura 5.12 - Profilo longitudinale dello spostamento della galleria

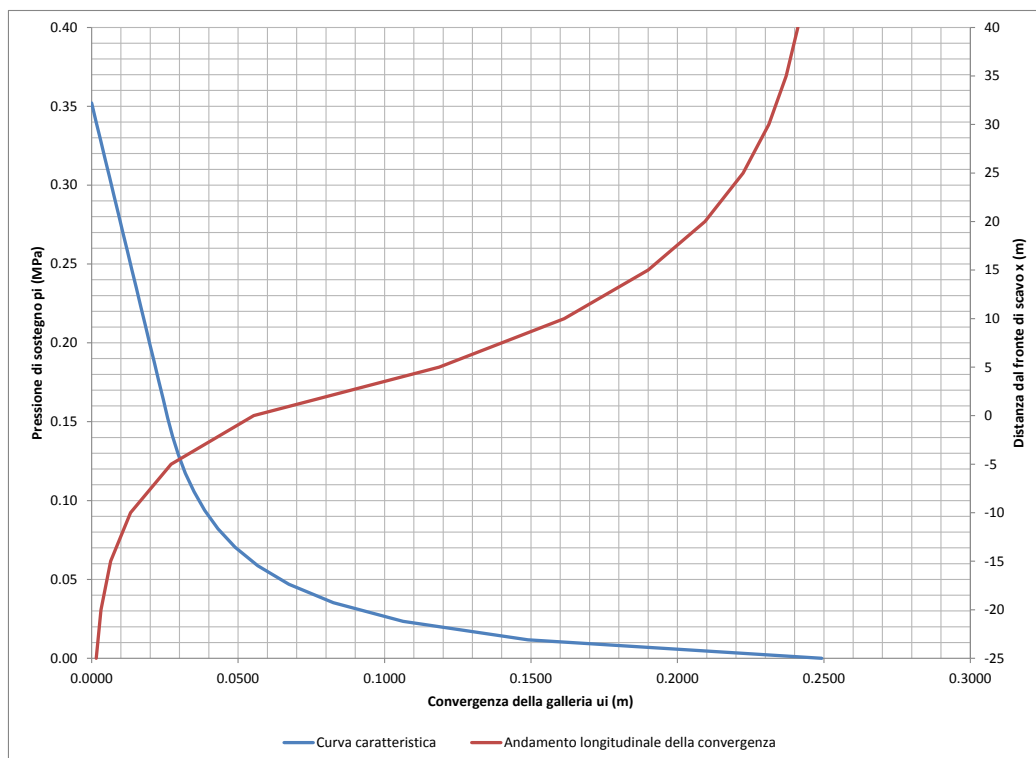


Figura 5.13 - Curva caratteristica e profilo longitudinale dello spostamento della galleria.

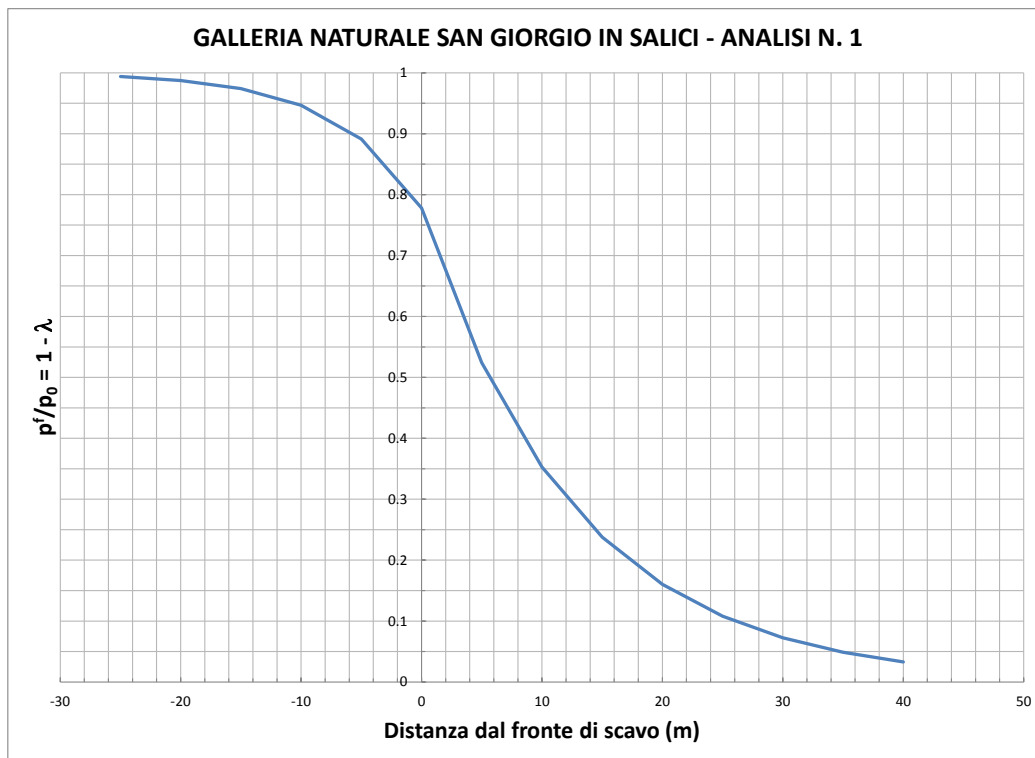


Figura 5.14 - Andamento di $\beta = 1 - \lambda$ in funzione della distanza dal fronte di scavo.

Sulla base di tali figure, nella seguente tabella sono riepilogate le fasi adottate per l'analisi numerica e i relativi valori assunti per $\beta = 1 - \lambda$.

Tabella 5.3 – Analisi numerica 1 – fasi di analisi del modello ad elementi finiti.

FASE	DESCRIZIONE DELLA FASE ANALIZZATA	$\sigma_n / \sigma_0 = 1 - \lambda$
FASE 1 – Stato iniziale – condizione geostatica – eventuale consolidamento al contorno del cavo	In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene così ricreata in termini di sforzi e di deformazioni la situazione precedente alla costruzione della galleria	--
FASE 2 – Apertura del fronte di scavo	In questa fase del calcolo viene simulata l'apertura dello scavo. La sezione di calcolo è esattamente rappresentativa della situazione al fronte di scavo.	0,778
FASE 3 – Scavo a piena sezione per uno sfondo della profondità di 1 m	In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione di un singolo sfondo della profondità di 1 m senza sostegno.	0,727
FASE 4 – Scavo a piena sezione e messa in opera della centina e getto del calcestruzzo proiettato	In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione e la posa in opera della centina e del calcestruzzo proiettato (modulo al 66%). La sezione di calcolo si trova ad una distanza di 2 m dal fronte di scavo.	0,676

FASE 5 – Avanzamento dello scavo fino a 4.0 m	Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino ad una distanza dalla sezione di calcolo di 4 m. Nel rivestimento di prima fase sono agenti sia le centine sia il calcestruzzo proiettato (modulo al 100%)	0,575
FASE 6 – Avanzamento dello scavo fino a 9 m con attivazione arco rovescio e murette	Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino ad una distanza dalla sezione di calcolo di 9 m, viene gettato l'arco rovescio e le murette in calcestruzzo armato (modulo elastico ridotto al 66%)	0,387
FASE 7 – Avanzamento dello scavo fino a 12 m, completa maturazione dell'arco rovescio e delle murette	Si avanza col fronte di scavo simulando la maturazione completa dell'arco rovescio e delle murette (modulo elastico 100%)	0,307
FASE 8 – Avanzamento dello scavo fino a 18 m, getto del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)	In questa fase di calcolo, viene simulato il getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo (modulo elastico al 100%)	0,191
FASE 9 – Decadimento delle caratteristiche del pre rivestimento	Si considera a lungo termine il decadimento delle caratteristiche di resistenza del rivestimento di prima fase.	0,000
FASE 10 – Applicazione del sisma di progetto	Condizione di lungo termine con sisma	0,000

5.4.1.3. Analisi dei risultati

I principali risultati ottenuti sono mostrati nelle seguenti immagini:

- La Figura 5.15 e Figura 5.16 mostrano la distribuzione delle componenti verticale ed orizzontale dello spostamento a lungo termine;
- La Figura 5.17, Figura 5.18 e Figura 5.19 mostrano le azioni interne nel rivestimento temporaneo, quando questo raggiunge la completa maturazione;
- La Figura 5.20, Figura 5.21 e Figura 5.22 mostrano le azioni interne nel rivestimento temporaneo, nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio;
- La Figura 5.23, Figura 5.24 e Figura 5.25 mostrano le azioni interne nel rivestimento definitivo, a lungo termine;
- La Figura 5.26, Figura 5.27 e Figura 5.28 mostrano le azioni interne nel rivestimento definitivo, in presenza di sisma.

Per una visione completa dei risultati ottenuti si rimanda, infine, al documento IN0R11EE2CLGN0400002 (Relazione di calcolo dei sostegni e dei rivestimenti – allegati numerici).

Doc. N.

Progetto
IN0R

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 040 0 001

Rev.
A

Foglio
68 di 178

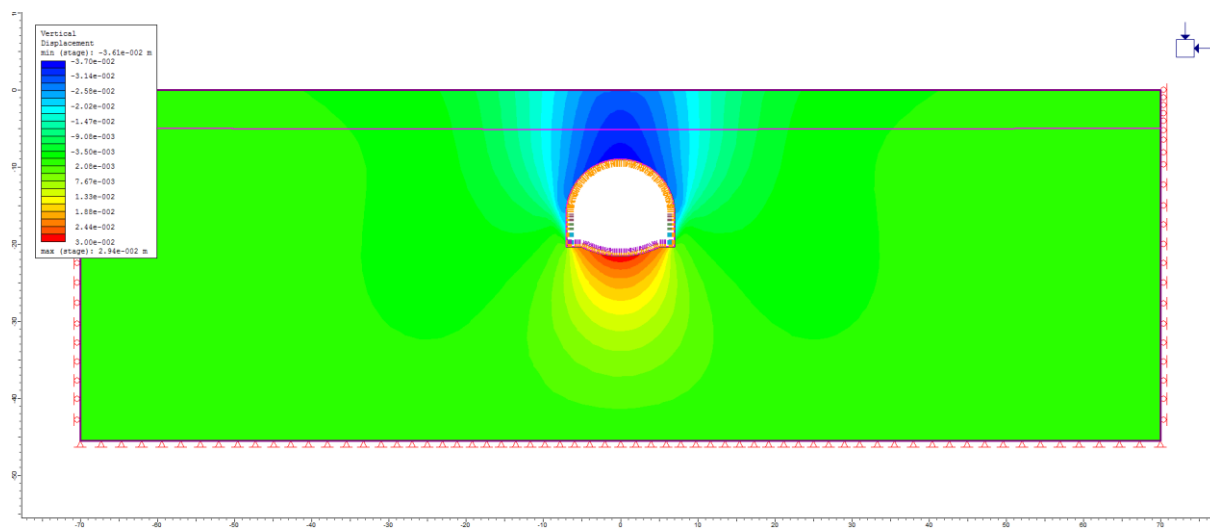


Figura 5.15 – Distribuzione dello spostamento verticale a lungo termine.

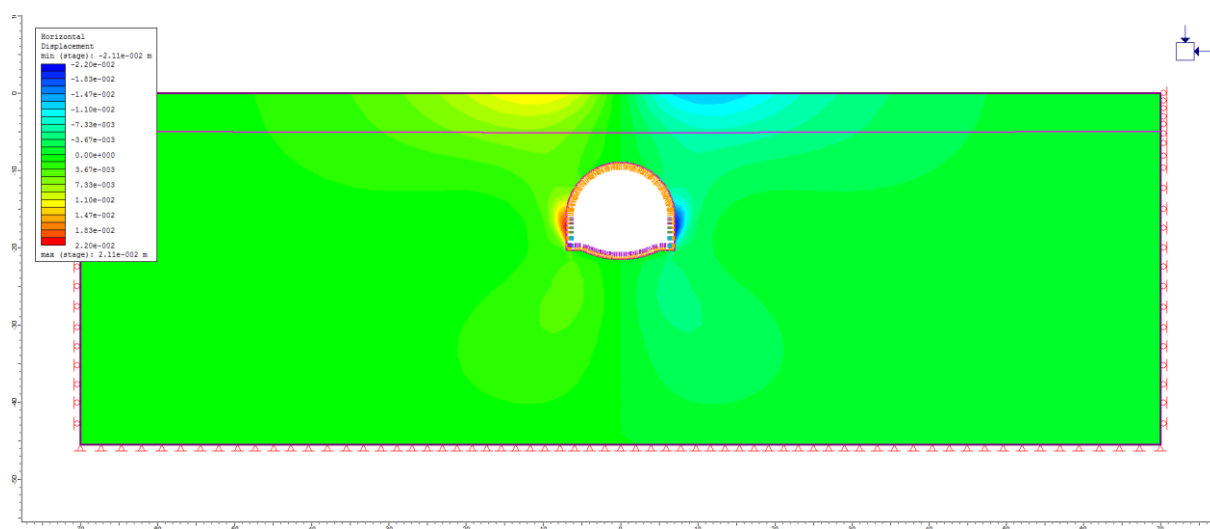


Figura 5.16 – Distribuzione dello spostamento orizzontale a lungo termine.

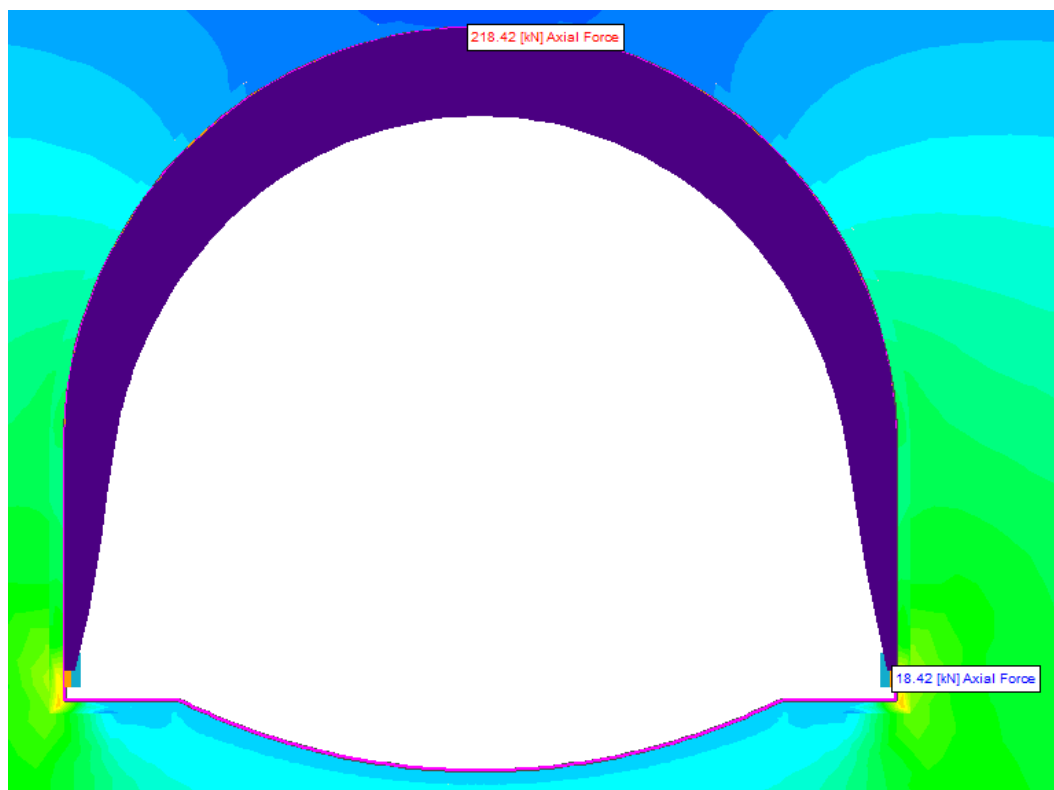


Figura 5.17 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, azione assiale.

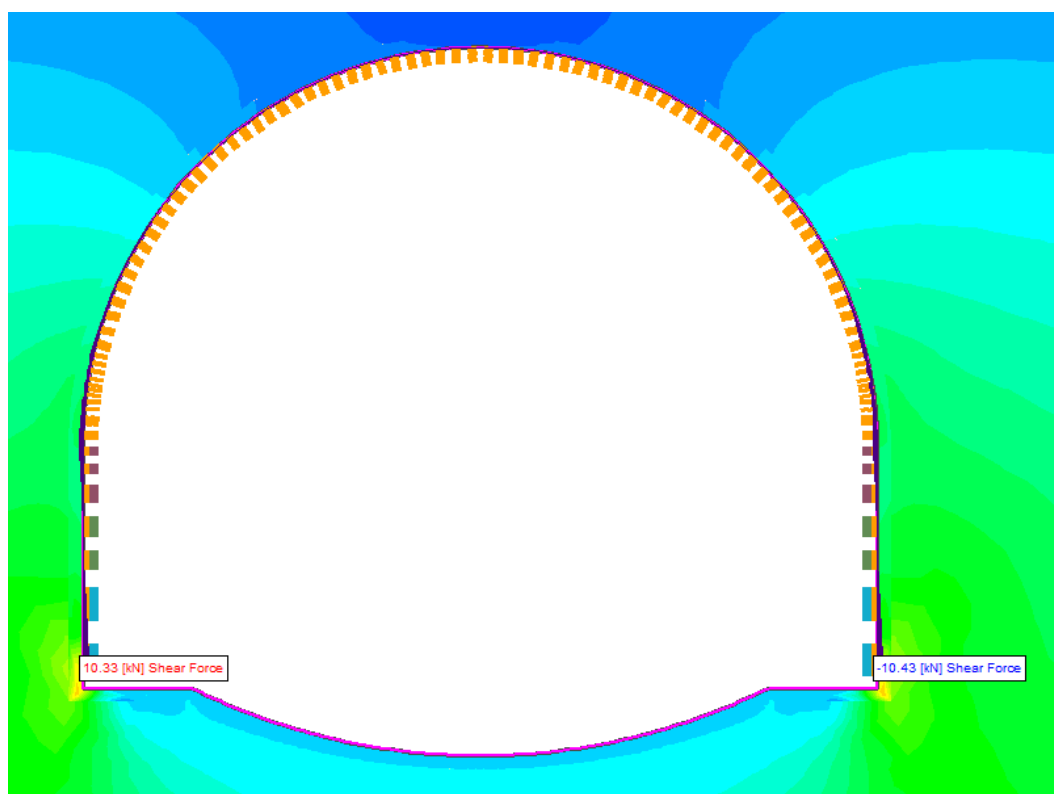


Figura 5.18 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, taglio.

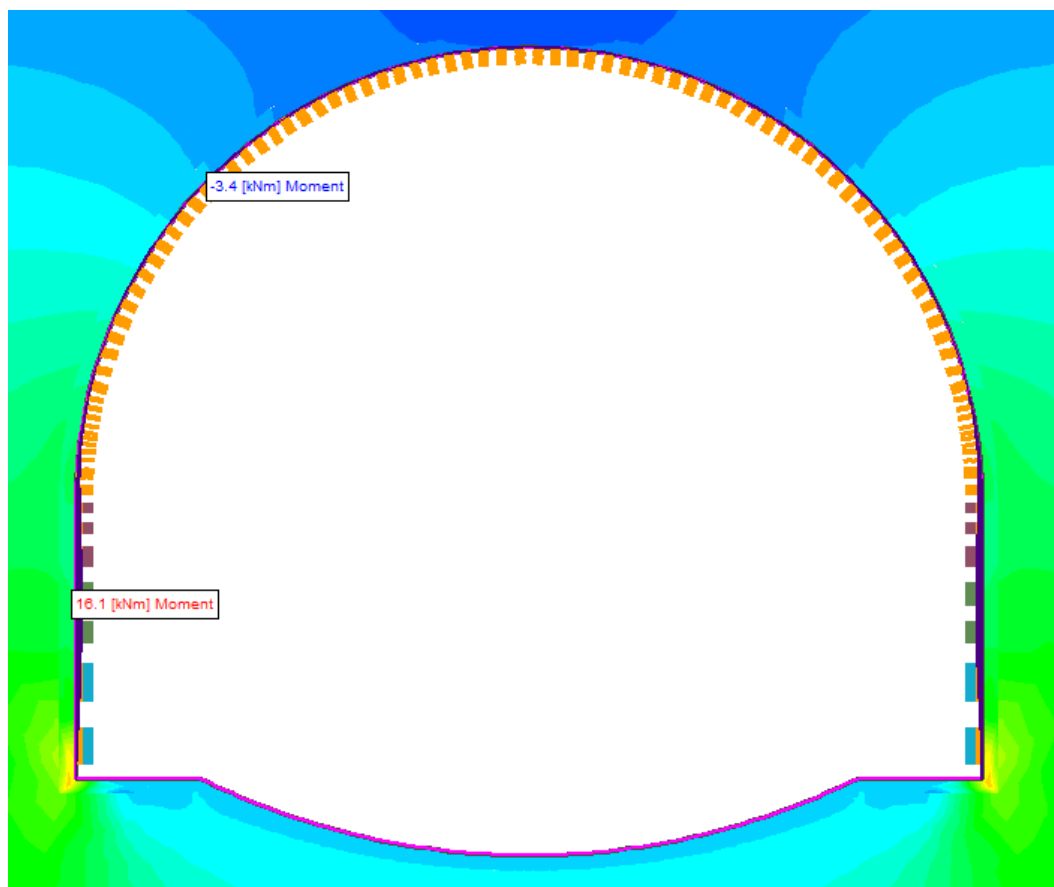


Figura 5.19 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, momento flettente.

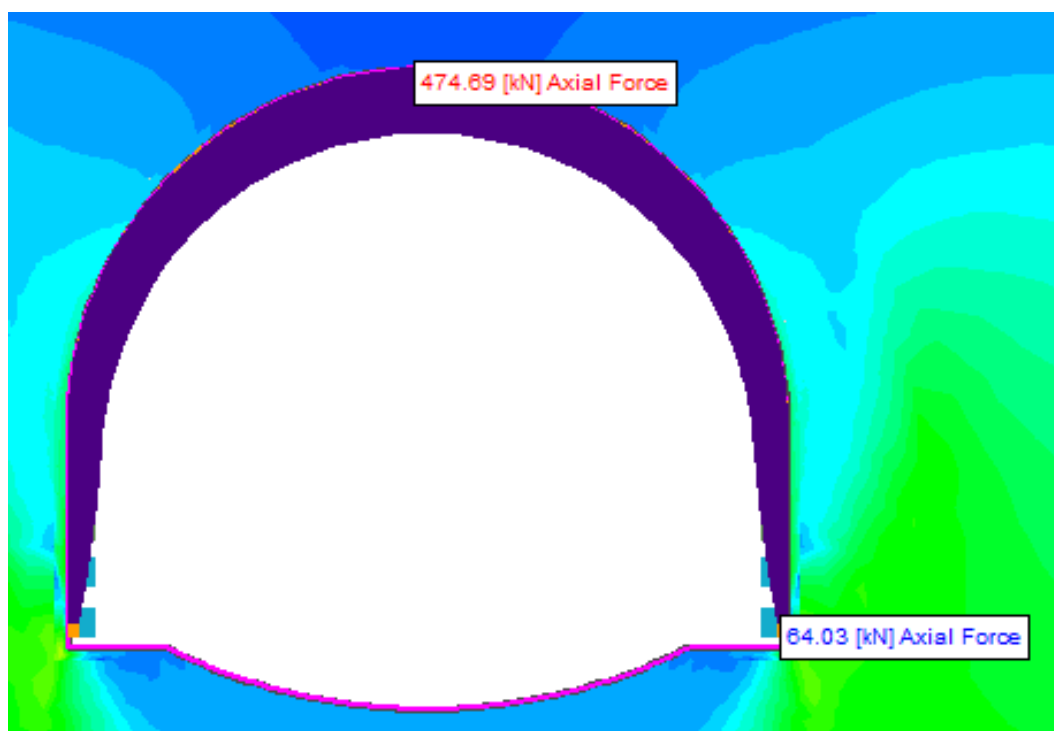


Figura 5.20 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, azione assiale.

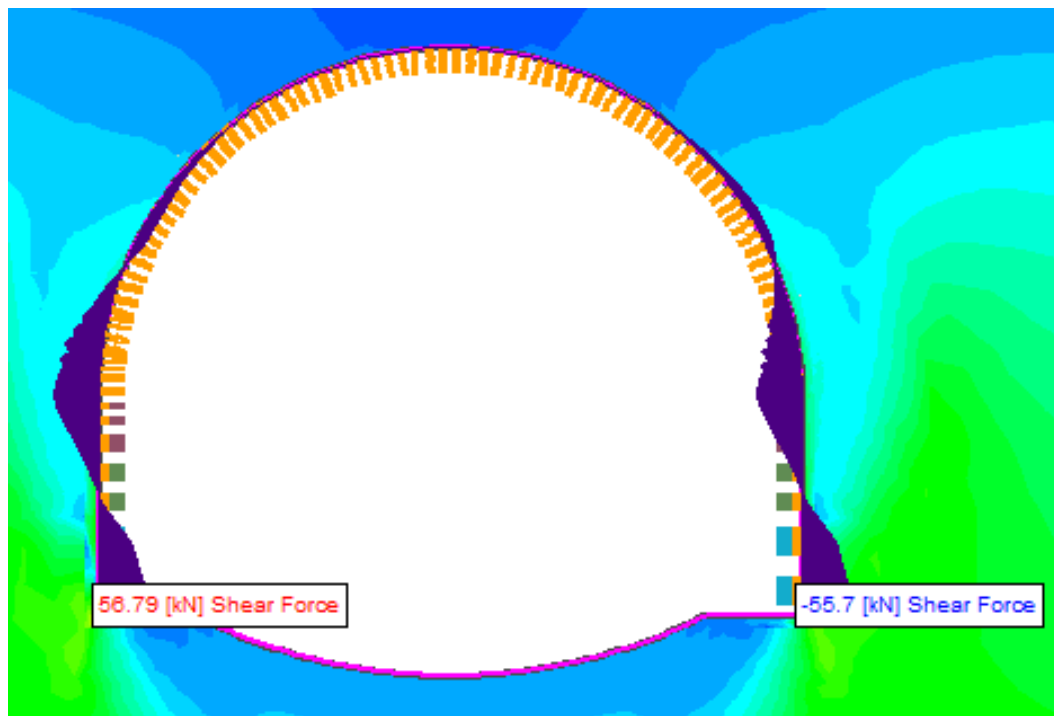


Figura 5.21 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, taglio.

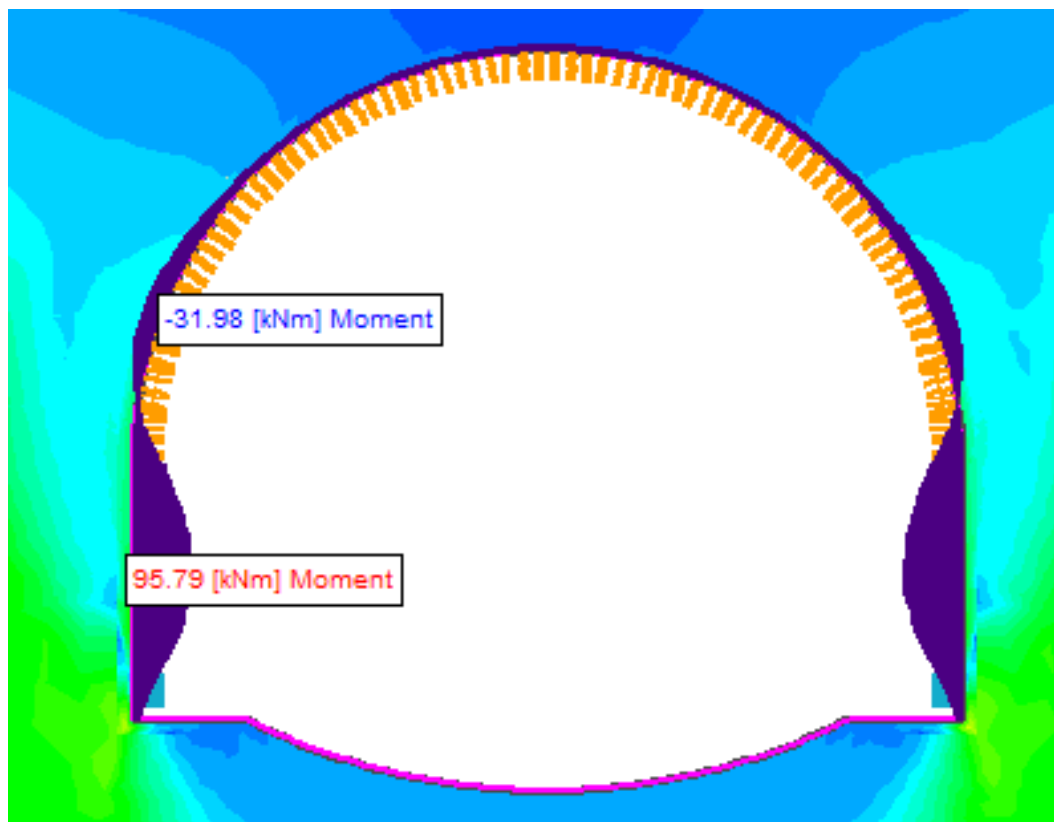


Figura 5.22 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, momento flettente.

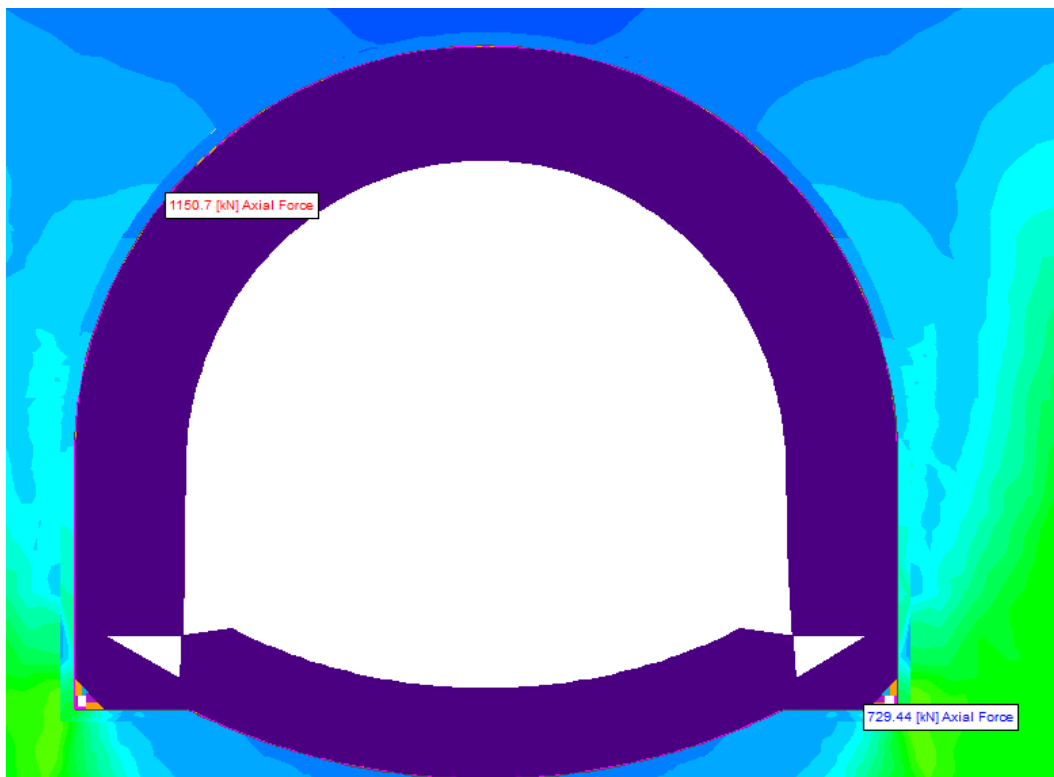


Figura 5.23 – Rivestimento definitivo a lungo termine, azione assiale.

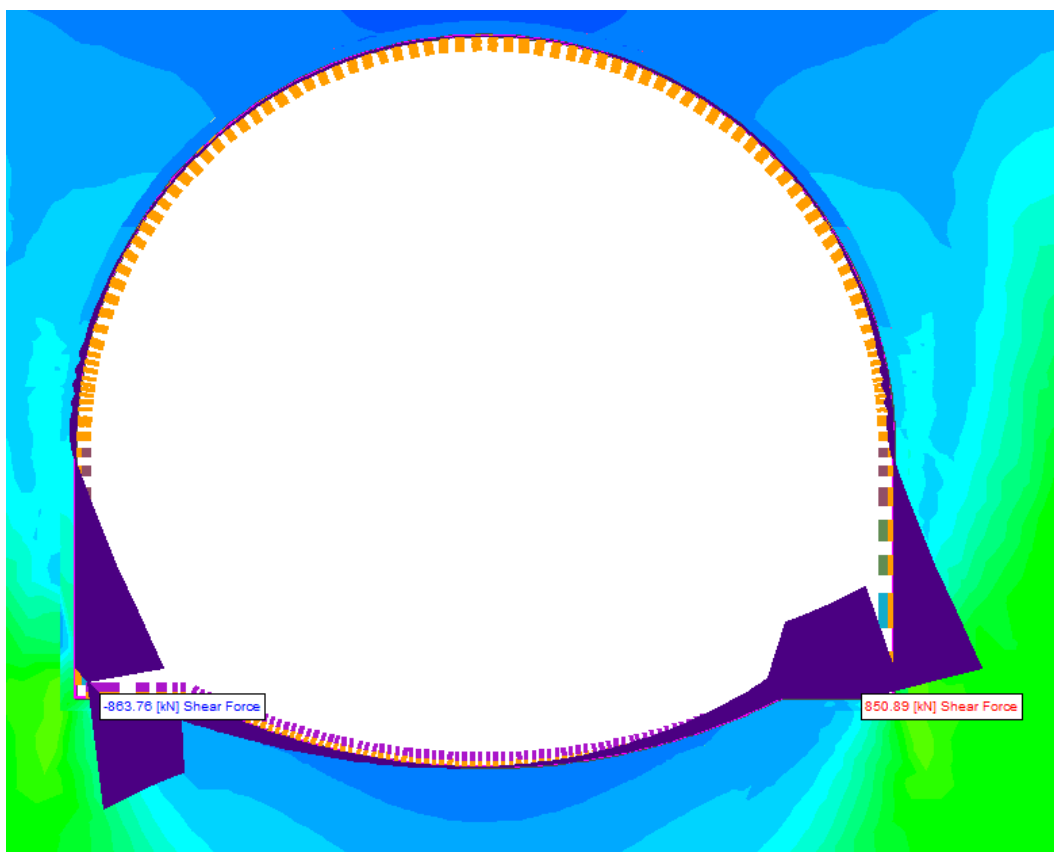


Figura 5.24 – Rivestimento definitivo a lungo termine, taglio.

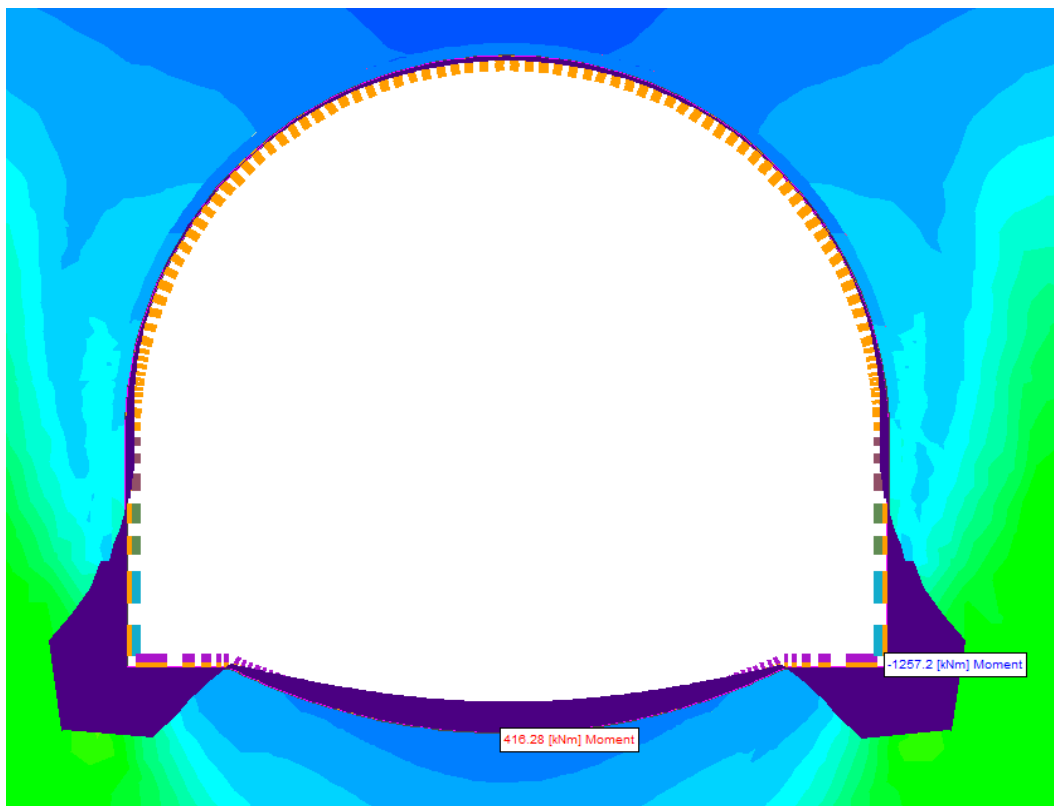


Figura 5.25 – Rivestimento definitivo a lungo termine, momento flettente.

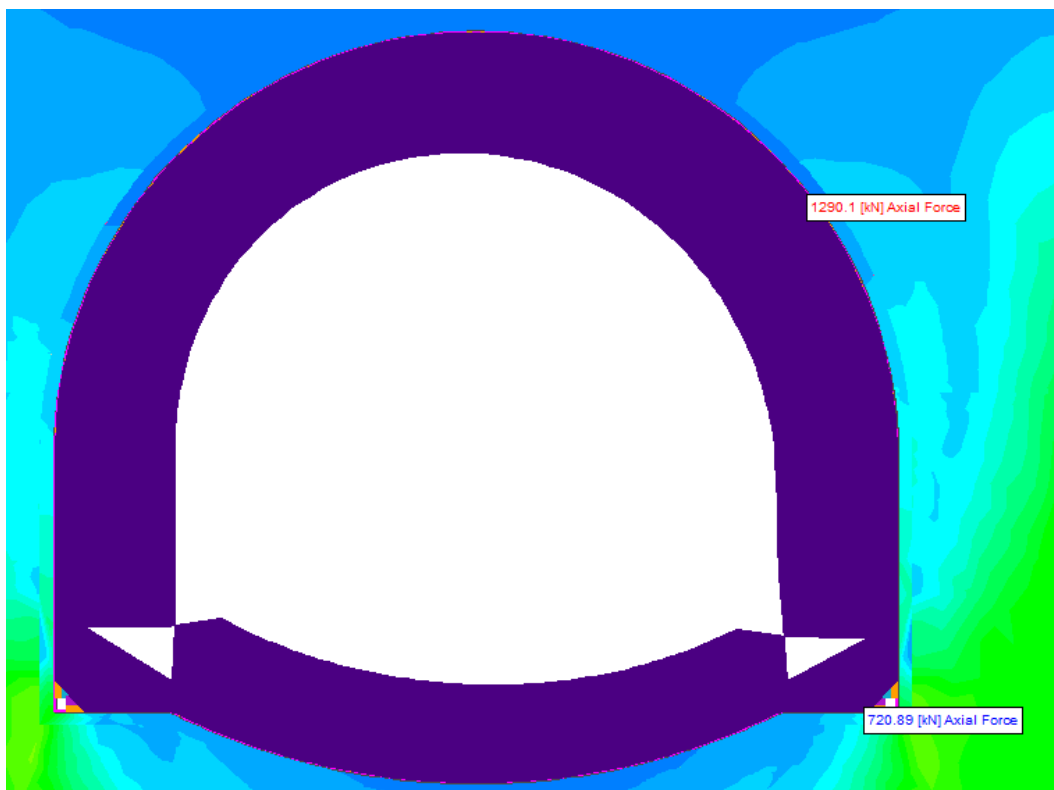


Figura 5.26 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, azione assiale.

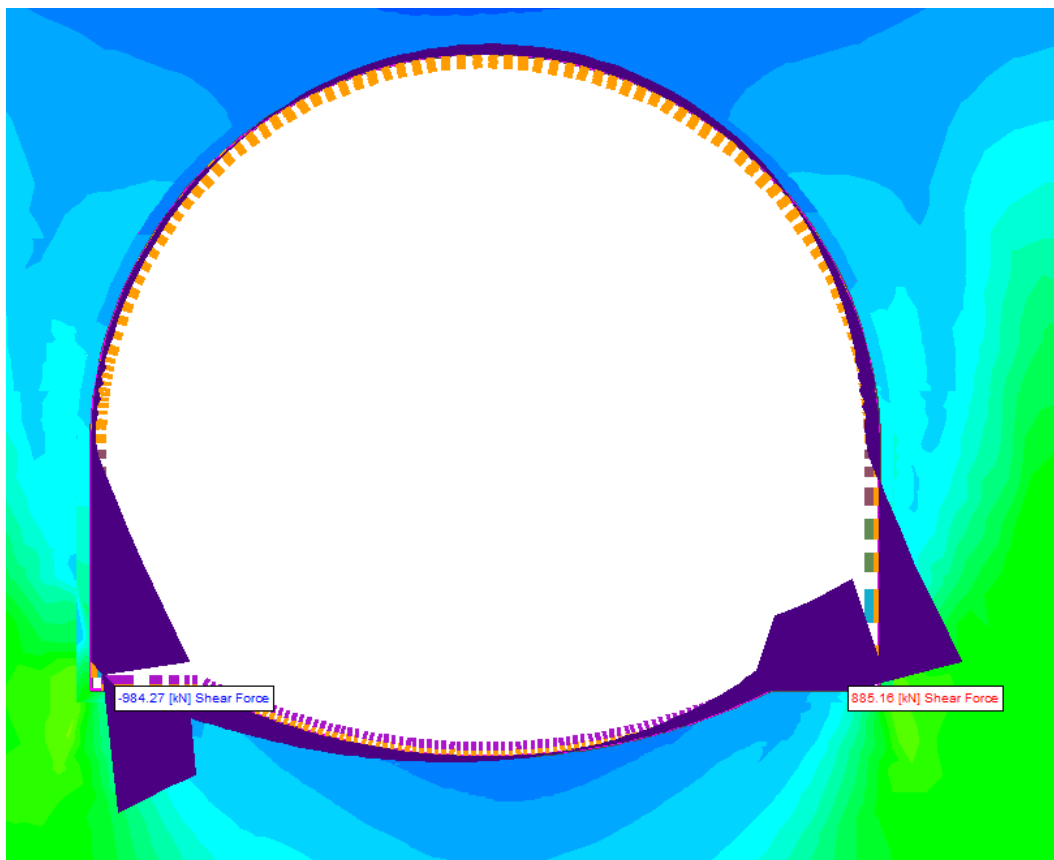


Figura 5.27 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, taglio.

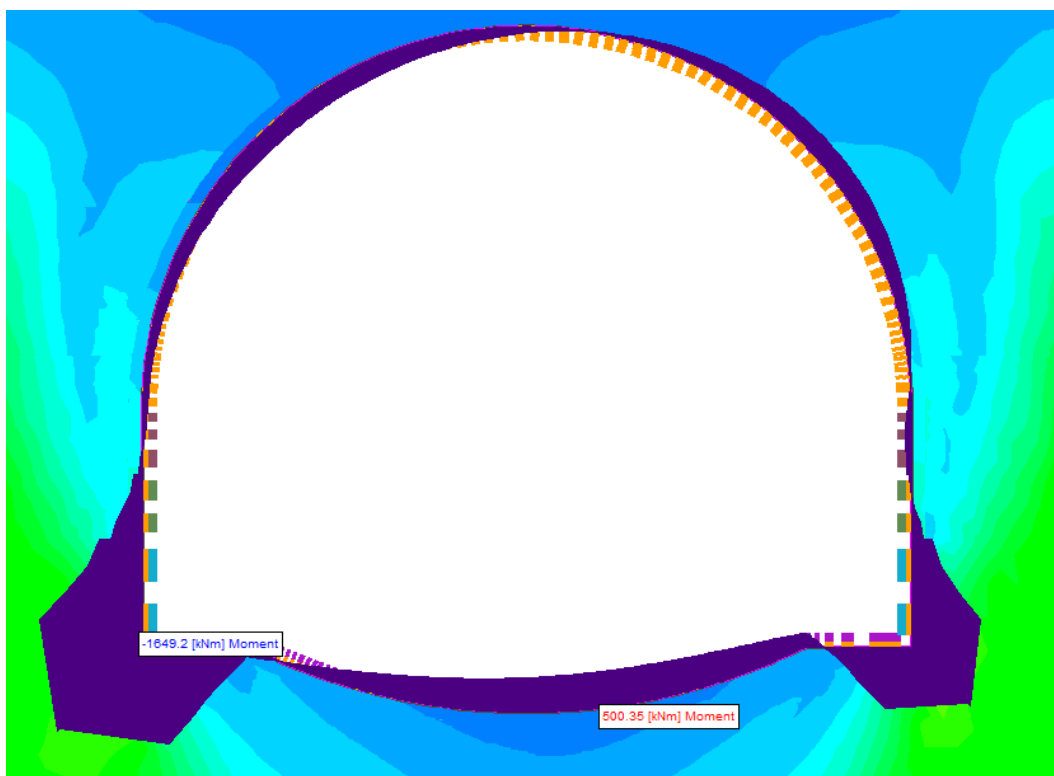


Figura 5.28 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, momento flettente.

5.4.1.4. Verifiche statiche

5.4.1.4.1. Presostegno al Contorno

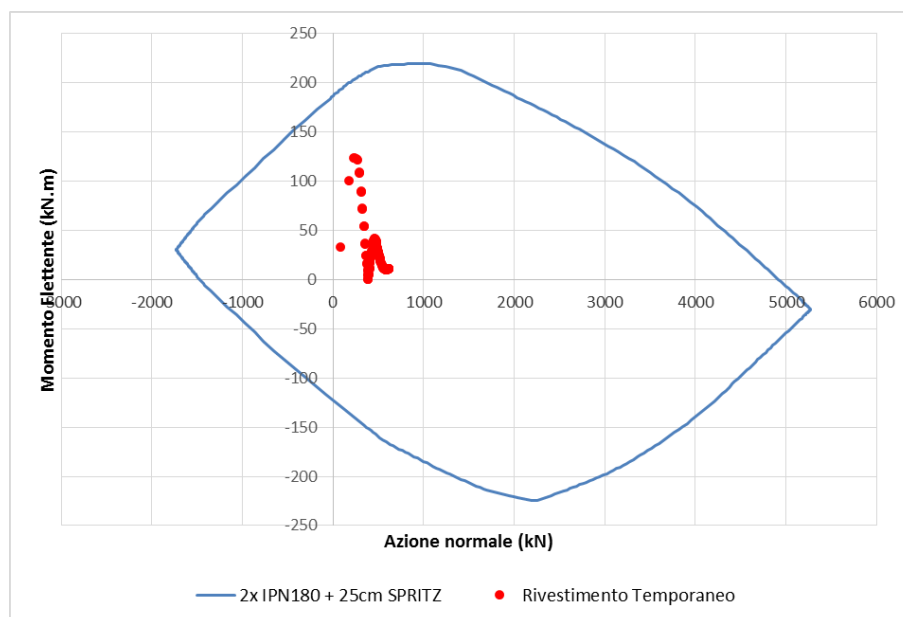
Le sezioni analizzate prevedono la realizzazione di un intervento di presostegno al contorno costituito da un ombrello di infilaggi metallici; in questo paragrafo vengono mostrate (Tabella 5.4) le verifiche a flessione relative allo Stato Limite Ultimo per i tubi in acciaio, svolte come descritto al §.5.3.5.

Tabella 5.4 – Verifica SLU infilaggi di pre-sostegno

PROFILATO METALLICO	
Diametro/Spessore	Ø88.9/10mm
GEOMETRIA	
Interasse centine	1.00m
Distanza centina – fronte	0.30m
Lunghezza fittizia appoggio cedevole	0.50m
Interasse tubi	0.36m
AZIONI SOLLECITANTI	
Pressione verticale caratteristica pv,K	65.90kPa
Momento Flettente di calcolo MeK	6.40kN.m
VERIFICA	
Momento Flettente di progetto MeD	8.33kN.m
Momento Resistente di Progetto (Mr,D)	21.16kN.m
Esito Verifica	SODDISFATTA

5.4.1.4.2. Rivestimento Provvisorio

Il rivestimento provvisorio è stato verificato nei confronti dello SLU a presso-flessione e taglio, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento ad una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite nella fase immediatamente precedente il getto dell'arco rovescio.

Verifica a Presso - Flessione**Figura 5.29 – Verifica a presso – flessione rivestimento temporaneo**



Verifica a Taglio

Verifica centina

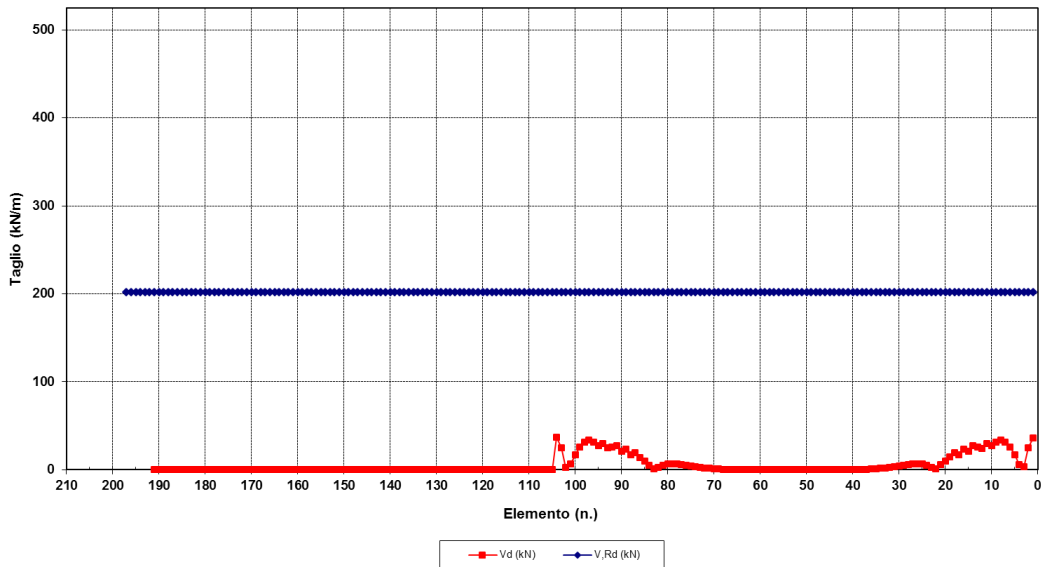
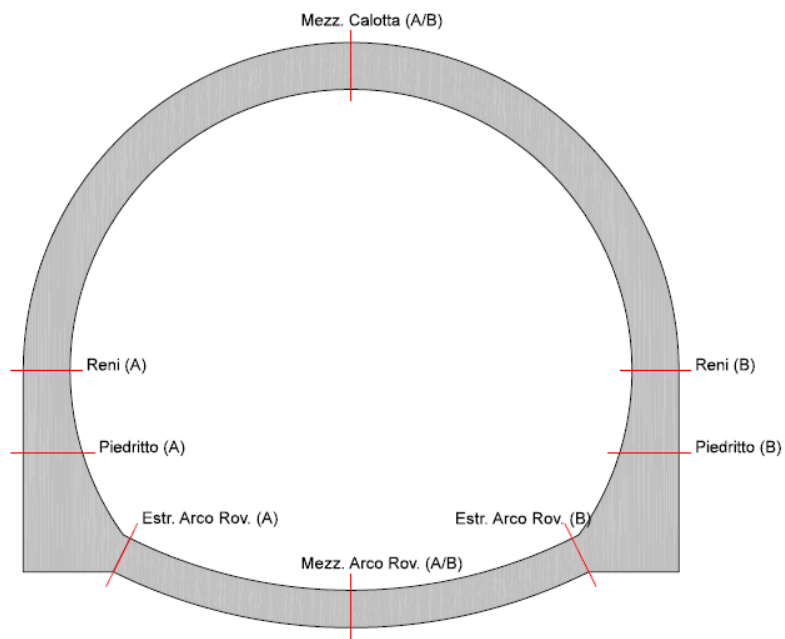


Figura 5.30 – Verifica a taglio rivestimento temporaneo

5.4.1.4.3. Rivestimento Definitivo

Il rivestimento definitivo è stato verificato nei confronti dello SLU e dello SLE, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento alle sezioni di maggiore interesse mostrate in Figura 5.31 per una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite per le condizioni di lungo termine.



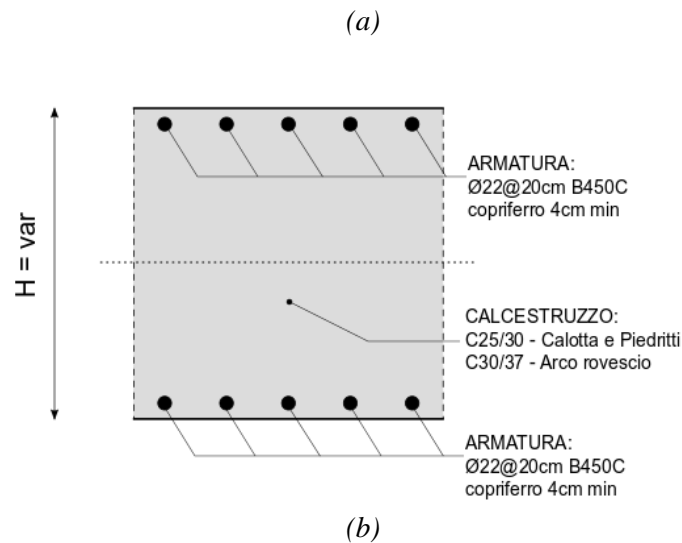


Figura 5.31 – (a) Sezioni di verifica rivestimento definitivo; (b) Sezione CA tipologica (Calotta H=100cm; Piedritti H=100-213cm; Arco rovescio H=80cm)

Verifica allo Stato Limite di Esercizio

Tabella 5.5 – Verifica SLE - tensioni

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s A_s'	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
Mezz cal (A)	-1144,3	49,8	1000	960	5Ø22 5Ø22	-1,3	-12,6
Mezz cal (B)	-1144,3	49,7	1000	960	5Ø22 5Ø22	-1,3	-12,6
RENI (A)	-1111,2	100,5	1000	960	5Ø22 5Ø22	-1,6	-8,5
RENI (B)	-1112,6	100,8	1000	960	5Ø22 5Ø22	-1,6	-8,5
PIEDRITTO (A)	-1088,8	-20,0	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-0,9	-11,5
PIEDRITTO (B)	-1101,2	-18,4	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-0,9	-11,7
ESTR AR (A)	-913,1	58,2	1000	760	5Ø22 5Ø22	-1,5	-9,7
ESTR AR (B)	-913,6	46,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	-1,4	-10,9
MEZZ AR (A)	-905,1	416,3	1000	760	5Ø22 5Ø22	-5,9	116,0
MEZZ AR (B)	-905,1	416,2	1000	760	5Ø22 5Ø22	-5,9	115,9

Tabella 5.6 – Verifica SLE – apertura fessure

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	$\frac{A_s}{A's}$	M_I [kNm]	w_d [mm]
Mezz cal (A)	-1144,3	49,8	1000	960	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	613,3	-
Mezz cal (B)	-1144,3	49,7	1000	960	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	613,3	-
RENI (A)	-1111,2	100,5	1000	960	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	607,3	-
RENI (B)	-1112,6	100,8	1000	960	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	607,6	-
PIEDRITTO (A)	-1088,8	-20,0	1000	1220	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	-876,0	-
PIEDRITTO (B)	-1101,2	-18,4	1000	1220	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	-878,8	-
ESTR AR (A)	-913,1	58,2	1000	760	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	440,1	-
ESTR AR (B)	-913,6	46,7	1000	760	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	440,2	-
MEZZ AR (A)	-905,1	416,3	1000	760	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	439,0	-
MEZZ AR (B)	-905,1	416,2	1000	760	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	439,0	-

Verifica allo Stato Limite Ultimo**Tabella 5.7 – Verifica SLU – presso-flessione**

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	$\frac{A_s}{A's}$	M_{Rd} [kNm]
Mezz cal (A)	-1487,6	64,8	1000	960	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	1347,4
Mezz cal (B)	-1487,6	64,6	1000	960	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	1347,4
RENI (A)	-1444,6	130,7	1000	960	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	1330,5
RENI (B)	-1446,4	131,0	1000	960	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	1331,2
PIEDRITTO (A)	-1415,4	-26,0	1000	1220	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	-1696,2
PIEDRITTO (B)	-1431,6	-23,9	1000	1220	$\frac{5\varnothing 22}{5\varnothing 22}$	-1704,7



ESTR AR (A)	-1187,0	75,6	1000	760	5Ø22 5Ø22	967,7
ESTR AR (B)	-1187,7	60,8	1000	760	5Ø22 5Ø22	967,9
MEZZ AR (A)	-1176,6	541,2	1000	760	5Ø22 5Ø22	964,2
MEZZ AR (B)	-1176,6	541,0	1000	760	5Ø22 5Ø22	964,2

Tabella 5.8 – Verifica SLU – taglio

Sezione	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	b_w [mm]	d [mm]	V_{Rd} [kN]
Mezz cal (A)	-1487,6	-0,3	1000	960	-508,9
Mezz cal (B)	-1487,6	1,4	1000	960	508,9
RENI (A)	-1444,6	54,4	1000	960	502,7
RENI (B)	-1446,4	-54,7	1000	960	-503,0
PIEDRITTO (A)	-1415,4	-277,5	1000	1220	-560,4
PIEDRITTO (B)	-1431,6	276,2	1000	1220	562,7
ESTR AR (A)	-1187,0	-230,8	1000	760	-443,5
ESTR AR (B)	-1187,7	235,1	1000	760	443,6
MEZZ AR (A)	-1176,6	-0,3	1000	760	-442,0
MEZZ AR (B)	-1176,6	3,0	1000	760	442,0

5.4.1.5. Verifica sismica

Il rivestimento definitivo è stato verificato nei confronti dello SLV, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento alle sezioni di maggiore interesse mostrate in Figura 5.31 per una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite per le condizioni di lungo termine.



Verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Tabella 5.9 – Verifica SLV – presso-flessione

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s $A's$	M_{Rd} [kNm]
Mezz cal (A)	-1189,9	77,5	1000	960	5Ø22 5Ø22	1227,6
Mezz cal (B)	-1184,0	97,6	1000	960	5Ø22 5Ø22	1225,2
RENI (A)	-1207,9	42,1	1000	960	5Ø22 5Ø22	1235,0
RENI (B)	-1175,6	73,1	1000	960	5Ø22 5Ø22	1221,7
PIEDRITTO (A)	-1171,7	11,2	1000	1220	5Ø22 5Ø22	1565,7
PIEDRITTO (B)	-1183,6	-165,4	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1572,2
ESTR AR (A)	-1039,6	-123,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	-917,4
ESTR AR (B)	-917,6	214,2	1000	760	5Ø22 5Ø22	875,3
MEZZ AR (A)	-966,0	475,5	1000	760	5Ø22 5Ø22	892,1
MEZZ AR (B)	-964,2	479,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	891,5

Tabella 5.10 – Verifica SLV – taglio

Sezione	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	b_w [mm]	d [mm]	V_{Rd} [kN]
Mezz cal (A)	-1189,9	-74,3	1000	960	-466,0
Mezz cal (B)	-1184,0	-72,2	1000	960	-465,2
RENI (A)	-1207,9	106,0	1000	960	468,6
RENI (B)	-1175,6	29,6	1000	960	464,0
PIEDRITTO (A)	-1171,7	-166,1	1000	1220	-525,0

PIEDRITTO (B)	-1183,6	293,0	1000	1220	526,7
ESTR AR (A)	-1039,6	-233,4	1000	760	-422,5
ESTR AR (B)	-917,6	188,1	1000	760	405,1
MEZZ AR (A)	-966,0	-33,6	1000	760	-412,0
MEZZ AR (B)	-964,2	-30,6	1000	760	-411,7

5.4.1.6. Cedimenti del piano campagna

Al fine di mettere in evidenza gli effetti indotti dallo scavo, nel presente paragrafo sono mostrati i valori di cedimento verticale calcolati al piano campagna a lungo termine.

Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato in Figura 5.32 ed in Figura 5.33, che mostrano rispettivamente la distribuzione della componente verticale dello spostamento nel dominio di calcolo e lungo la linea del piano campagna. Il valore massimo di cedimento verticale registrato è pari a 2.9cm.

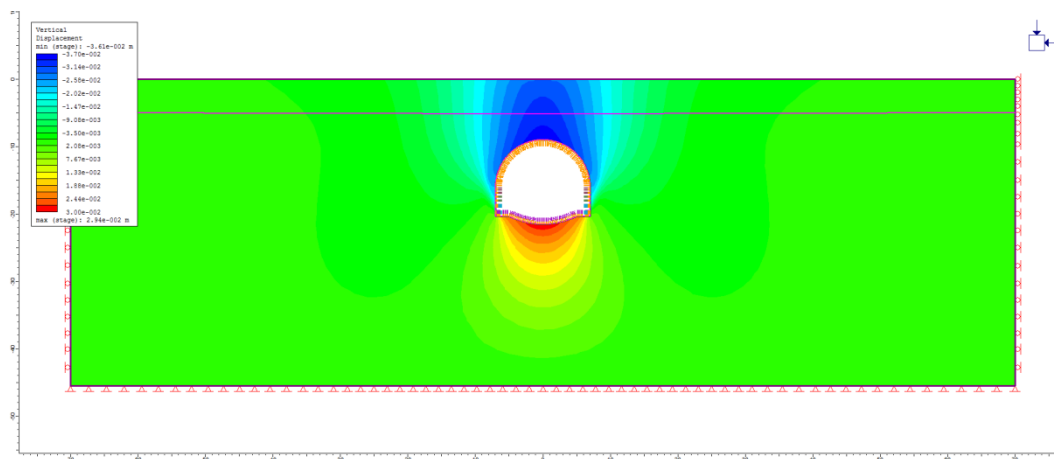


Figura 5.32 – Distribuzione dello spostamento verticale a lungo termine per l'analisi numerica 1

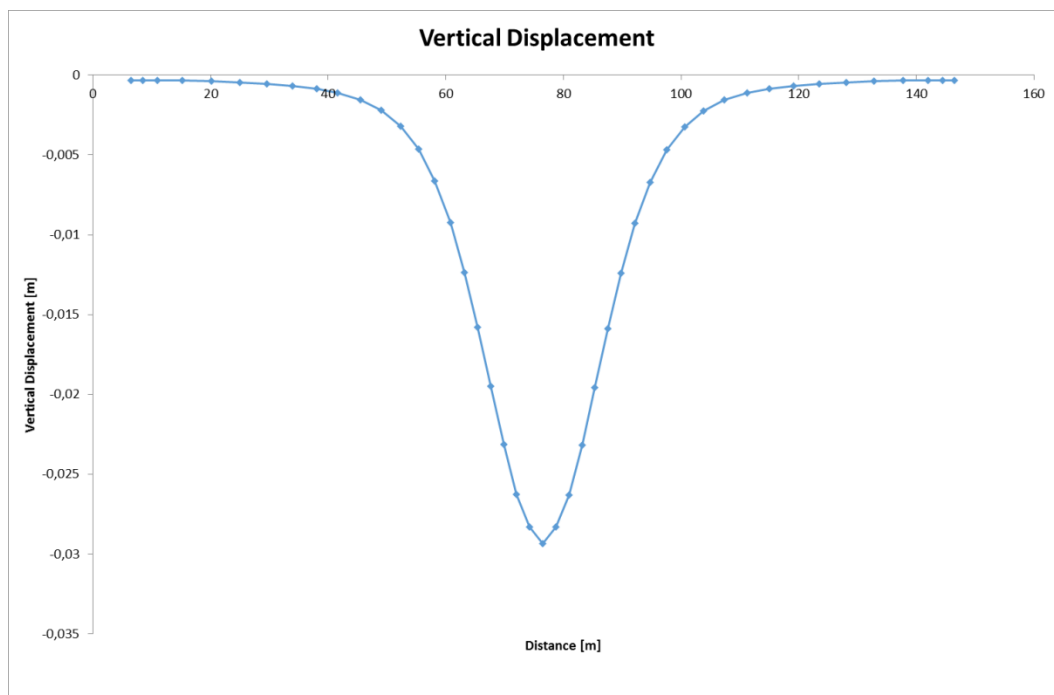


Figura 5.33 – Distribuzione dello spostamento verticale al piano campagna a lungo termine per l'analisi numerica 1

Tabella 5.11 – Analisi n.1: effetti indotti al piano campagna

	Cedimento massimo [mm]	Distorsione massima
Piano campagna	2.9	1/600

5.4.2. Analisi numerica 2 – sezione tipo C1Bbis (tratta sotto attraversamento autostrada A4)

La sezione di calcolo si riferisce alle condizioni che si verificano nel tratto in cui la galleria passa al di sotto dell'autostrada A4, ed è posta alla progressiva km 140+800 circa, dove si ha una copertura pari a 8m. La sezione tipologica di riferimento è la C1Bbis.

5.4.2.1. Geometria

Il modello di calcolo ad elementi finiti adottato è mostrato in Figura 5.34.

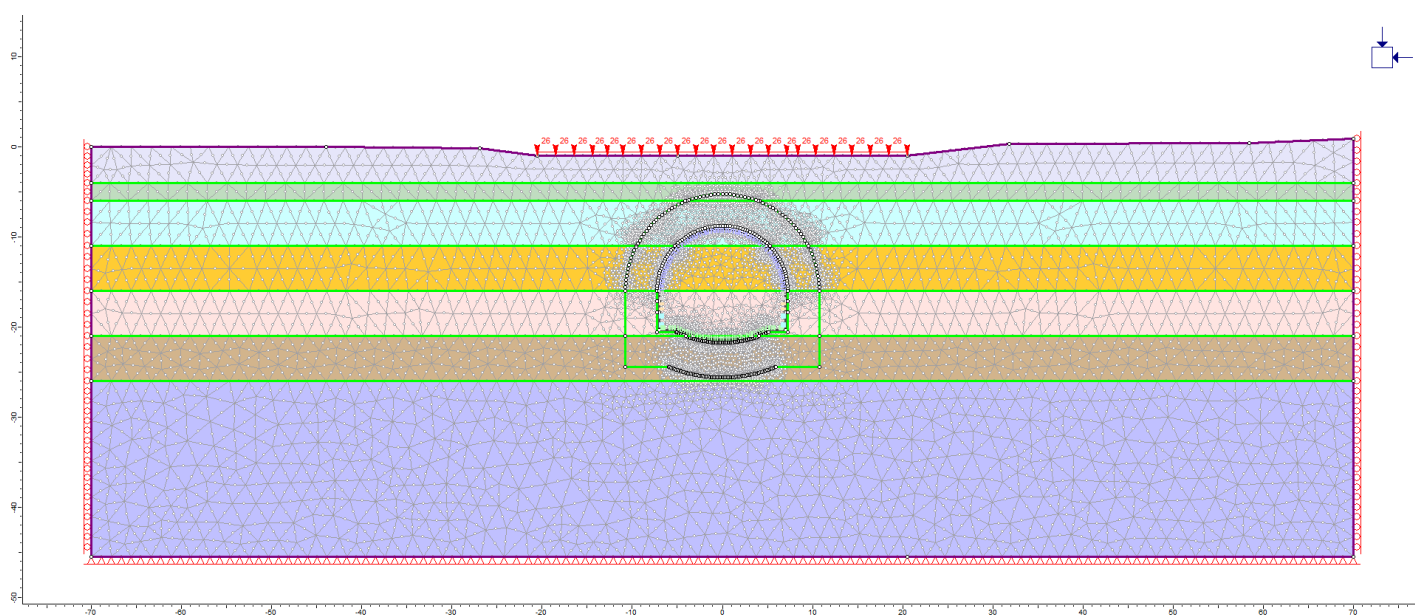


Figura 5.34 – Modello numerico per l'analisi n.2 (sezione tipo C1B bis).

5.4.2.2. Parametri geotecnici

Il terreno è stato schematizzato come un mezzo continuo, per il quale è stato assunto un comportamento di tipo elasto-lineare perfettamente plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. I parametri geotecnici (resistenza e deformabilità) assunti nei calcoli sono riportati nella seguente Tabella 5.12.

Tabella 5.12 – Analisi numerica 2 - stratigrafia e parametri geotecnici.

ANALISI NUMERICA N. 2									
SEZIONE TIPO C1Bbis - PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO									
NOTE: tratta relativa al sottoattraversamento autostrada A4 alla progressiva chilometrica 140+800 circa									
COPERTURA = 8 m									
Da (m)	A (m)	γ (kN/m ³)	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°) (°)	ψ_k (°)	GSC (-)	K_0 (-)	$E_{k,op}$ (MPa)	ν (-)
0	3	19.5	10	33	6	3.0	0.79	20	0.35
3	5	20.0	10	34	6	3.0	0.76	30	0.30
5	10	20.5	15	36	6	2.5	0.65	40	0.30
10	15	21.0	20	37	6	2.5	0.63	30	0.30
15	20	21.0	20	38	6	2.5	0.61	50	0.30
20	25	21.0	30	39	7	2.0	0.52	90	0.30
> 25		21.0	50	39	7	2.0	0.52	120	0.30

Profondità della falda dal piano campagna = 4 m

LEGENDA γ = peso dell'unità di volume del terreno sopra falda γ_{sat} = peso dell'unità di volume del terreno sotto falda c'_k = valore caratteristico della coesione in termini di tensioni efficaci ϕ'_k = valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio ψ'_k = valore caratteristico dell'angolo di dilatanza K_0 = coefficiente di spinta a riposo $E_{k,op}$ = valore caratteristico del modulo di Young ν = rapporto di PoissonViene assunto un valore di permeabilità comune a tutti gli strati analizzati pari a $K=10^{-6}$ m/s.**5.4.2.3. Caratteristiche dei rivestimenti**

Come descritto al precedente §.5.2.3. il rivestimento provvisorio e definitivo sono stati modellati mediante elementi di tipo beam. I parametri di rigidezza associati ai rivestimenti sono mostrati nella seguente Tabella 5.13.

Tabella 5.13 – Analisi numerica 2 – Caratteristiche rivestimenti.

Rivestimento	Spessore equivalente (m)	Modulo Elastico equivalente a 28gg (GPa)	EA (kN)	EJ (kN.m2)
Temporaneo (2x IPN180+spritz 25cm)	0,252	30,43	7,68E+06	4,08E+04
Calotta (C25/30 100cm)	1,00	31,48	3,14E+07	2,62E+06
Piedritto (C25/30 sezione media)	1,26	31,48	3,97E+07	5,27E+06
Arco Rovescio (C30/37 80cm)	0,80	32,84	2,63E+07	1,40E+06

Infine, per quanto concerne le caratteristiche di permeabilità dei rivestimenti, sono stati ipotizzati i seguenti valori:

- Rivestimento temporaneo (2 IPN 180 + 25cm spritz): $K = 10^{-10}$ m/s (Thomas, 2008);
- Rivestimento definitivo (sezione in CA con guaina impermeabilizzante in PVC): $K = 10^{-11}$ m/s

5.4.2.4. Carichi esterni

Dal momento che questa sezione di calcolo è rappresentativa del passaggio della galleria al di sotto dell'autostrada A4, è previsto un carico sollecitante esterno caratteristico pari a 20kPa per tenere conto dei mezzi in transito.

All'interno del tunnel è simulato, a lungo termine, il carico indotto dal peso proprio della massicciata ferroviaria, il cui valore caratteristico è pari a $qM = 18,00 \text{ kN/m}^3 \times 1.90\text{m} = 34,20 \text{ kPa}$ (il peso per unità di volume della massicciata è conforme con quanto prescritto dalle NTC al paragrafo relativo ai poni ferroviari).

5.4.2.5. Fasi di calcolo adottate

Sulla base delle condizioni geotecniche riportate nel precedente paragrafo, nelle seguenti figure sono mostrate rispettivamente: (1) la curva caratteristica e l'andamento del valore del raggio plastico; (2) il profilo longitudinale dello spostamento della galleria; (3) la curva caratteristica e il profilo longitudinale dello spostamento della galleria; (4) Andamento di $\beta = 1 - \lambda$ in funzione della distanza dal fronte di scavo.

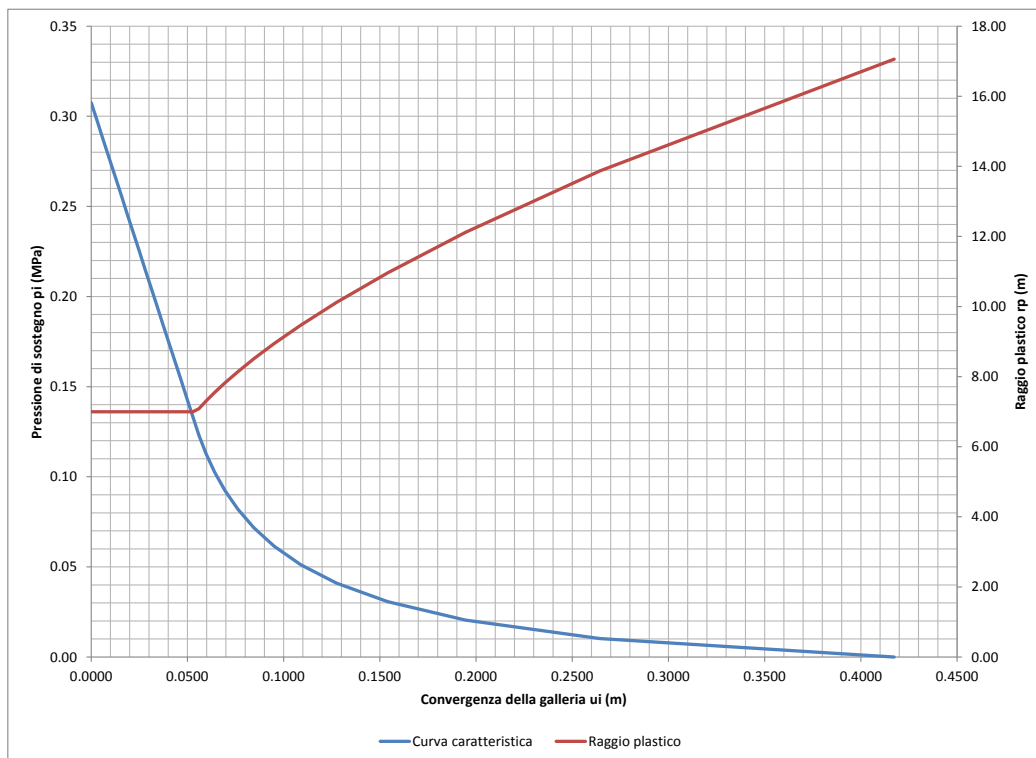


Figura 5.35 - Curva caratteristica e andamento del valore del raggio plastico.

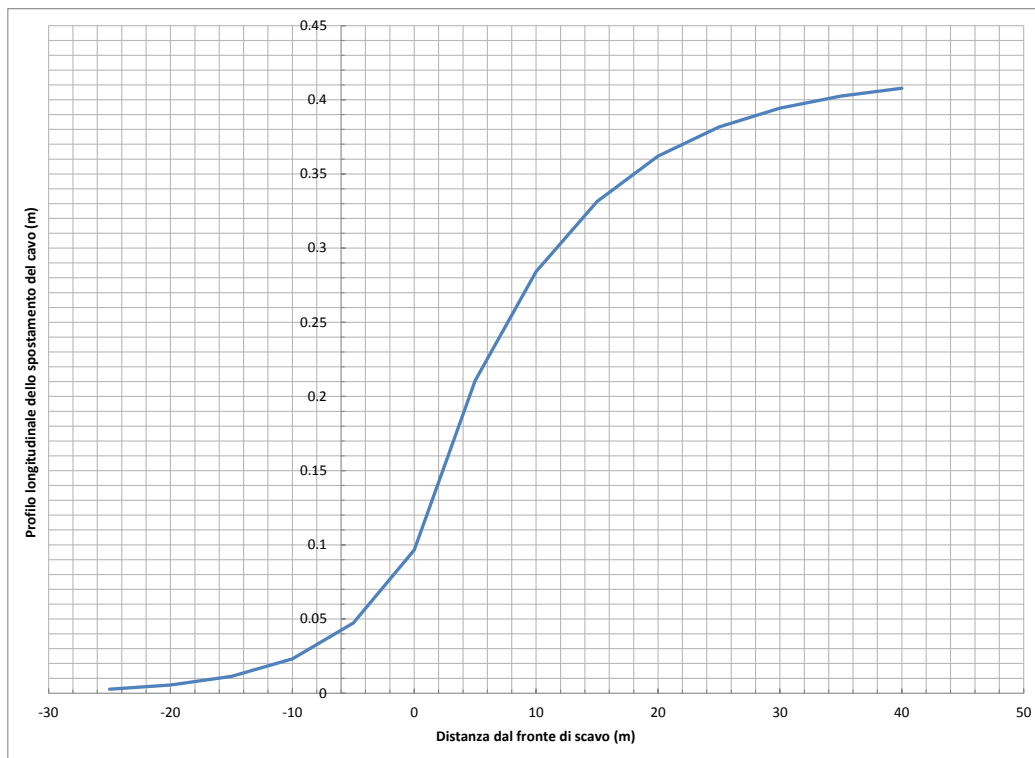


Figura 5.36 - Profilo longitudinale dello spostamento della galleria

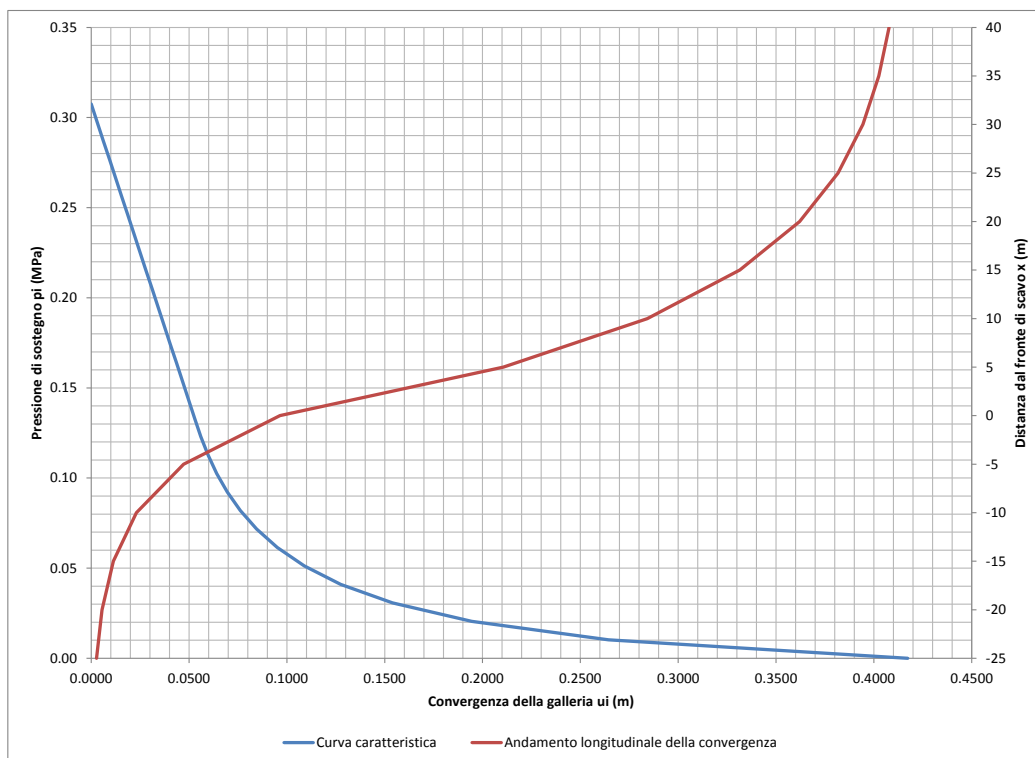


Figura 5.37 - Curva caratteristica e profilo longitudinale dello spostamento della galleria.

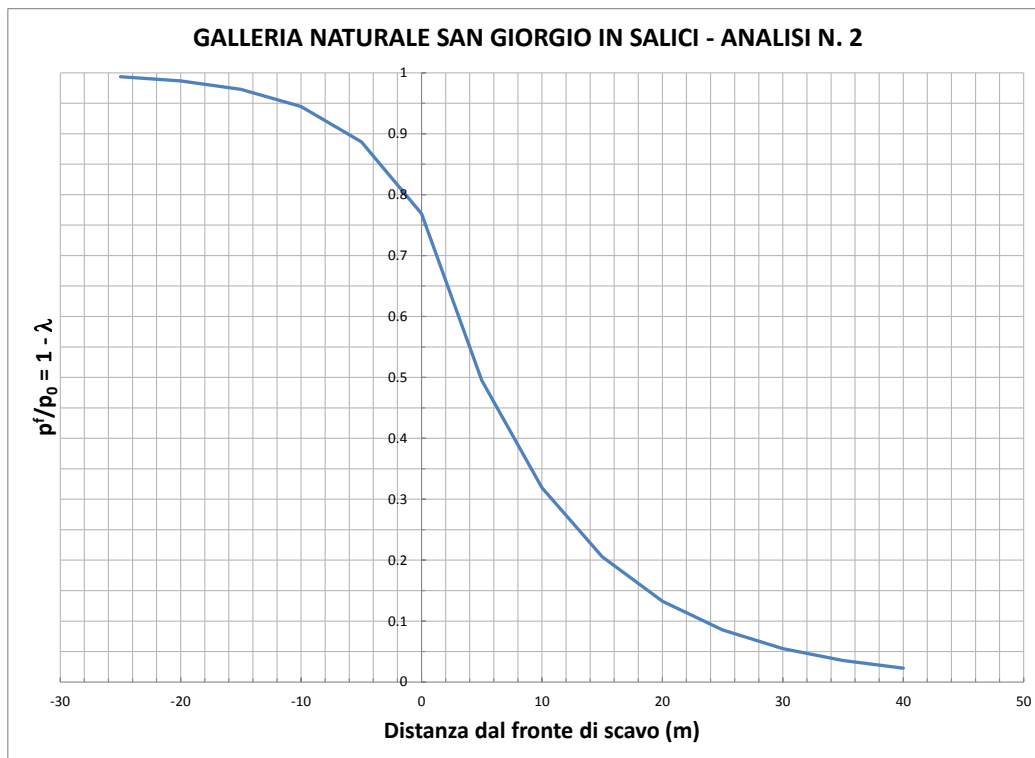


Figura 5.38 - Andamento di $\beta = 1 - \lambda$ in funzione della distanza dal fronte di scavo.

Sulla base di tali figure, nella seguente tabella sono riepilogate le fasi adottate per l'analisi numerica e i relativi valori assunti per $\beta = 1 - \lambda$.

Tabella 5.14 – Analisi numerica 2 – fasi di analisi del modello ad elementi finiti.

FASE	DESCRIZIONE DELLA FASE ANALIZZATA	$\sigma_n / \sigma_0 = 1 - \lambda$
FASE 1 – Stato iniziale – condizione geostatica	In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene così ricreata in termini di sforzi e di deformazioni la situazione precedente alla costruzione della galleria	--
FASE 2 - Consolidamento al contorno del cavo	Realizzazione interventi di preconsolidamento	0.967
FASE 3 – Apertura del fronte di scavo	In questa fase del calcolo viene simulata l'apertura dello scavo. La sezione di calcolo è esattamente rappresentativa della situazione al fronte di scavo.	0.769
FASE 4 – Scavo a piena sezione per uno sfondo della profondità di 1 m	In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione di un singolo sfondo della profondità di 1 m senza sostegno.	0.714
FASE 5 – Scavo a piena sezione e messa in opera della centina e getto del calcestruzzo proiettato	In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione e la posa in opera della centina e del calcestruzzo proiettato (modulo al 66%). La sezione di calcolo si trova ad una distanza di 2 m dal fronte di scavo.	0.659

FASE 6 – Avanzamento dello scavo fino a 4.0 m	Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino ad una distanza dalla sezione di calcolo di 4 m. Nel rivestimento di prima fase sono agenti sia le centine sia il calcestruzzo proiettato (modulo al 100%)	0.550
FASE 7 – Avanzamento dello scavo fino a 9 m con attivazione arco rovescio e murette	Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino ad una distanza dalla sezione di calcolo di 9 m, viene gettato l'arco rovescio e le murette in calcestruzzo armato (modulo elastico ridotto al 66%)	0.354
FASE 8 – Avanzamento dello scavo fino a 12 m, completa maturazione dell'arco rovescio e delle murette	Si avanza col fronte di scavo simulando la maturazione completa dell'arco rovescio e delle murette (modulo elastico 100%)	0.274
FASE 9 – Avanzamento dello scavo fino a 18 m, getto del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)	In questa fase di calcolo, viene simulato il getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo (modulo elastico al 100%)	0.162
FASE 10 – Decadimento delle caratteristiche del priverivestimento	Si considera a lungo termine il decadimento delle caratteristiche di resistenza del rivestimento di prima fase.	0.00
FASE 11 – Applicazione del sisma di progetto	Condizione di lungo termine con sisma	0.00

5.4.2.6. Analisi dei risultati

I principali risultati ottenuti sono mostrati nelle seguenti immagini:

- La Figura 5.39 e Figura 5.40 mostrano la distribuzione delle componenti verticale ed orizzontale dello spostamento a lungo termine;
- La Figura 5.41, Figura 5.42 e Figura 5.43 mostrano le azioni interne nel rivestimento temporaneo, quando questo raggiunge la completa maturazione;
- La Figura 5.44, Figura 5.45 e Figura 5.46 mostrano le azioni interne nel rivestimento temporaneo, nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio;
- La Figura 5.47, Figura 5.48 e Figura 5.49 mostrano le azioni interne nel rivestimento definitivo, a lungo termine;
- La Figura 5.50, Figura 5.51 e Figura 5.52 mostrano le azioni interne nel rivestimento definitivo, in presenza di sisma.

Per una visione completa dei risultati ottenuti si rimanda, infine, al documento INOR11EE2CLGN0400002 (Relazione di calcolo dei sostegni e dei rivestimenti – allegati numerici).

Doc. N.

Progetto
IN0R

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 040 0 001

Rev.
A

Foglio
89 di 178

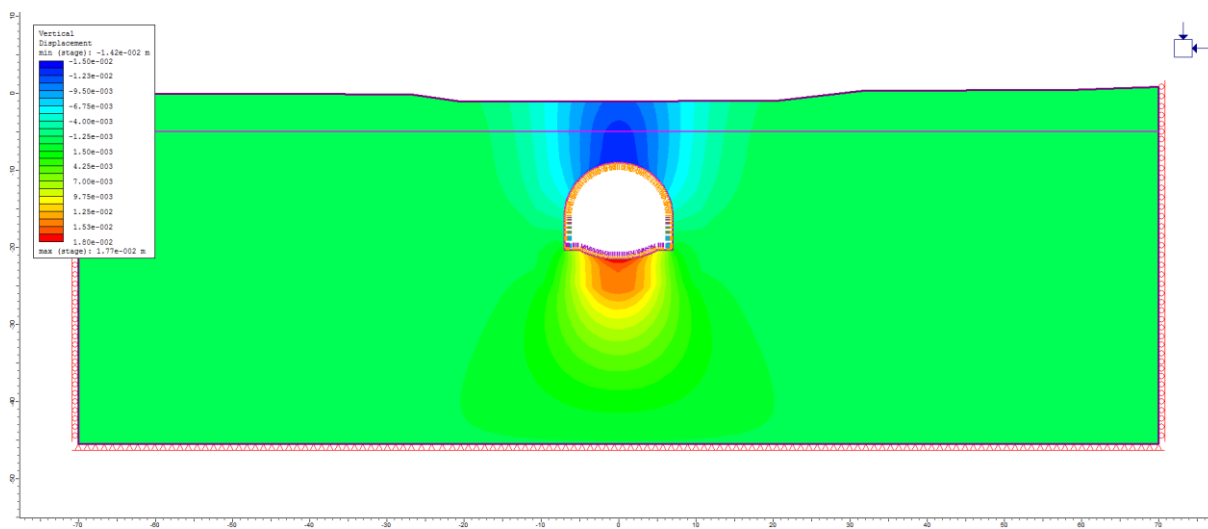


Figura 5.39 – Distribuzione dello spostamento verticale a lungo termine.

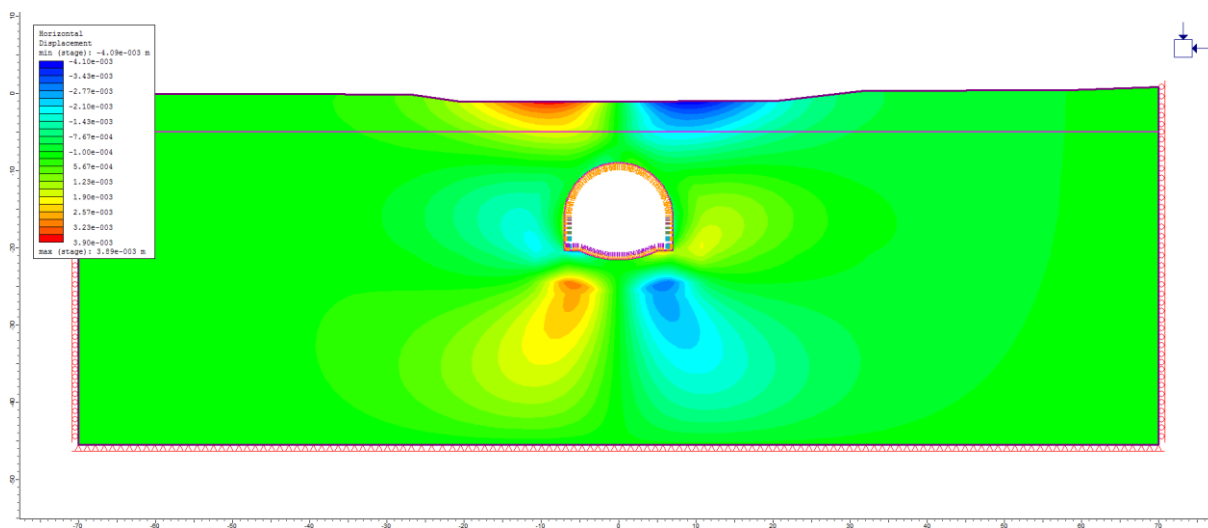


Figura 5.40 – Distribuzione dello spostamento orizzontale a lungo termine.

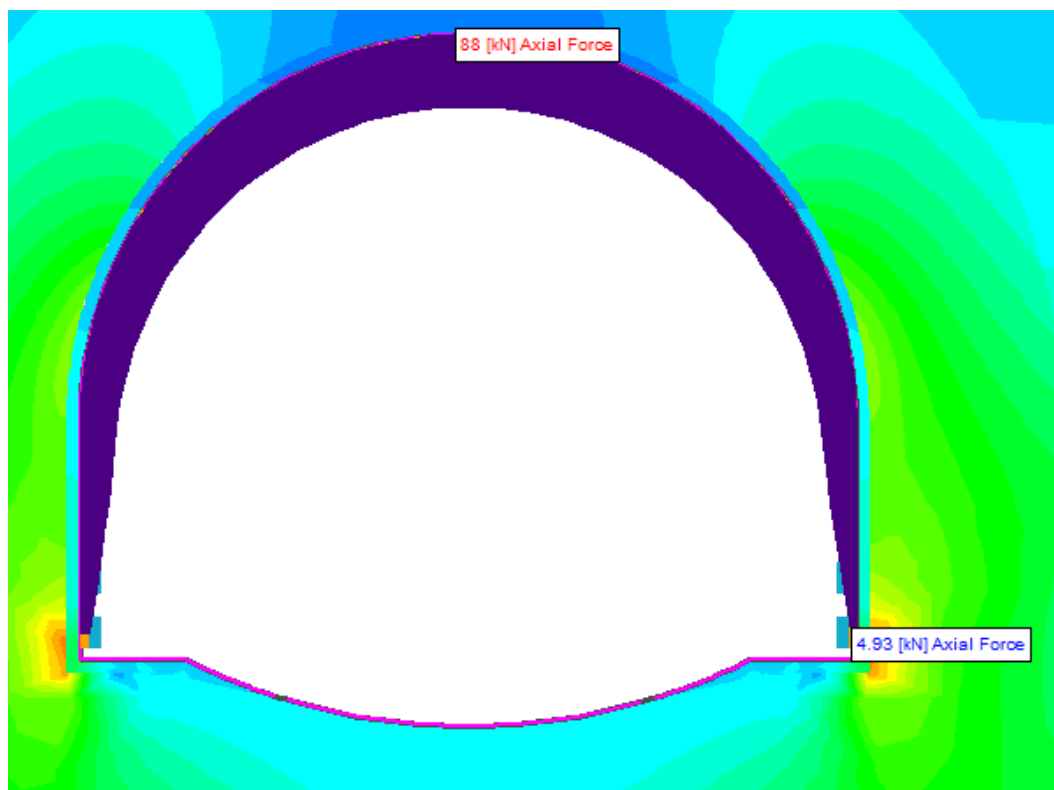


Figura 5.41 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, azione assiale.

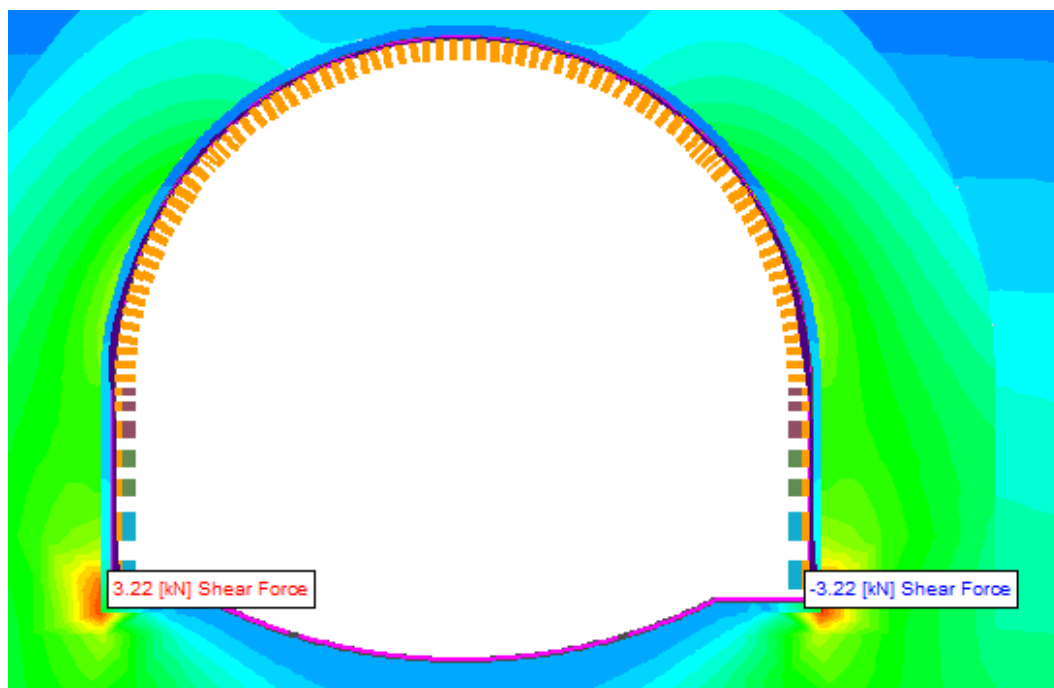


Figura 5.42 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, taglio.

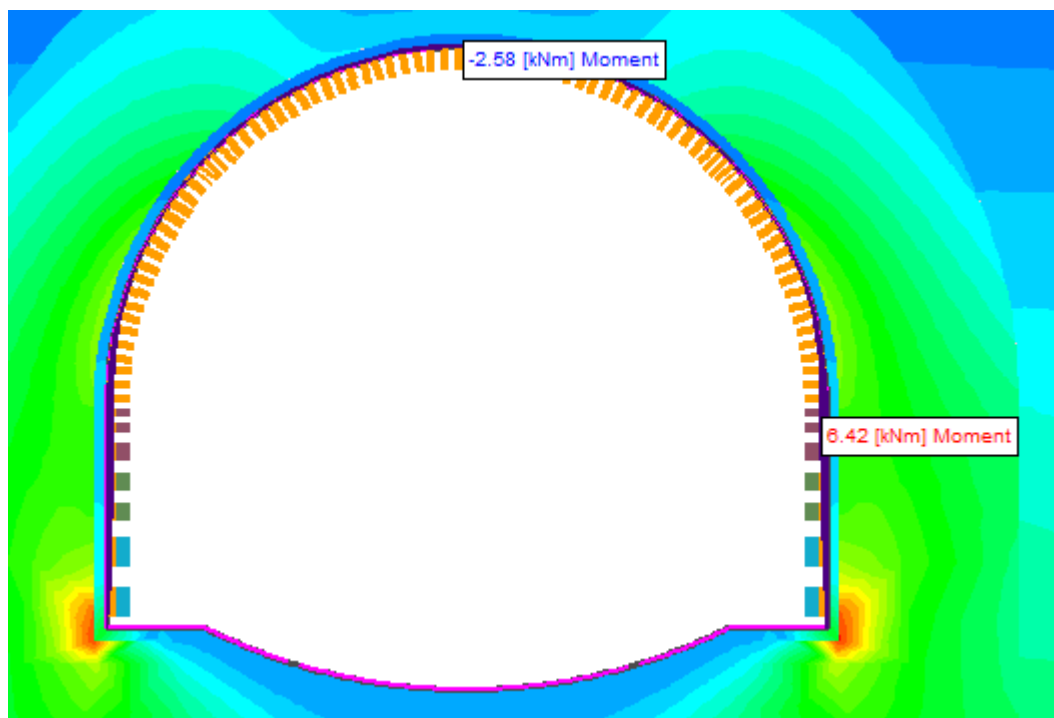


Figura 5.43 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, momento flettente.

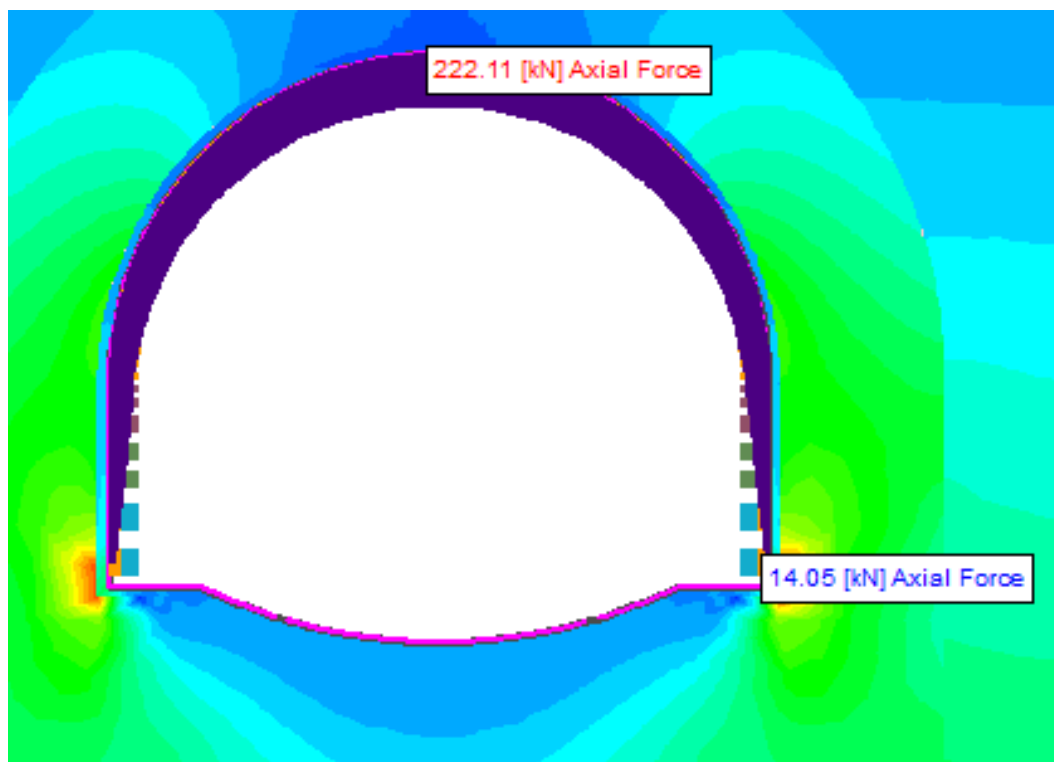


Figura 5.44 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, azione assiale.

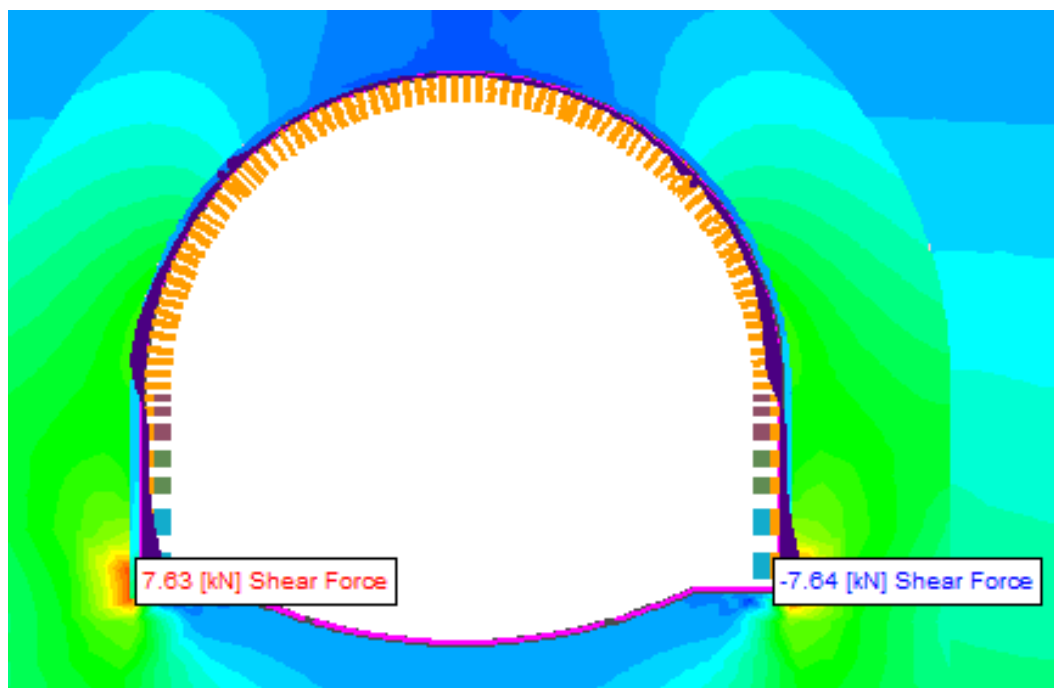


Figura 5.45 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, taglio.

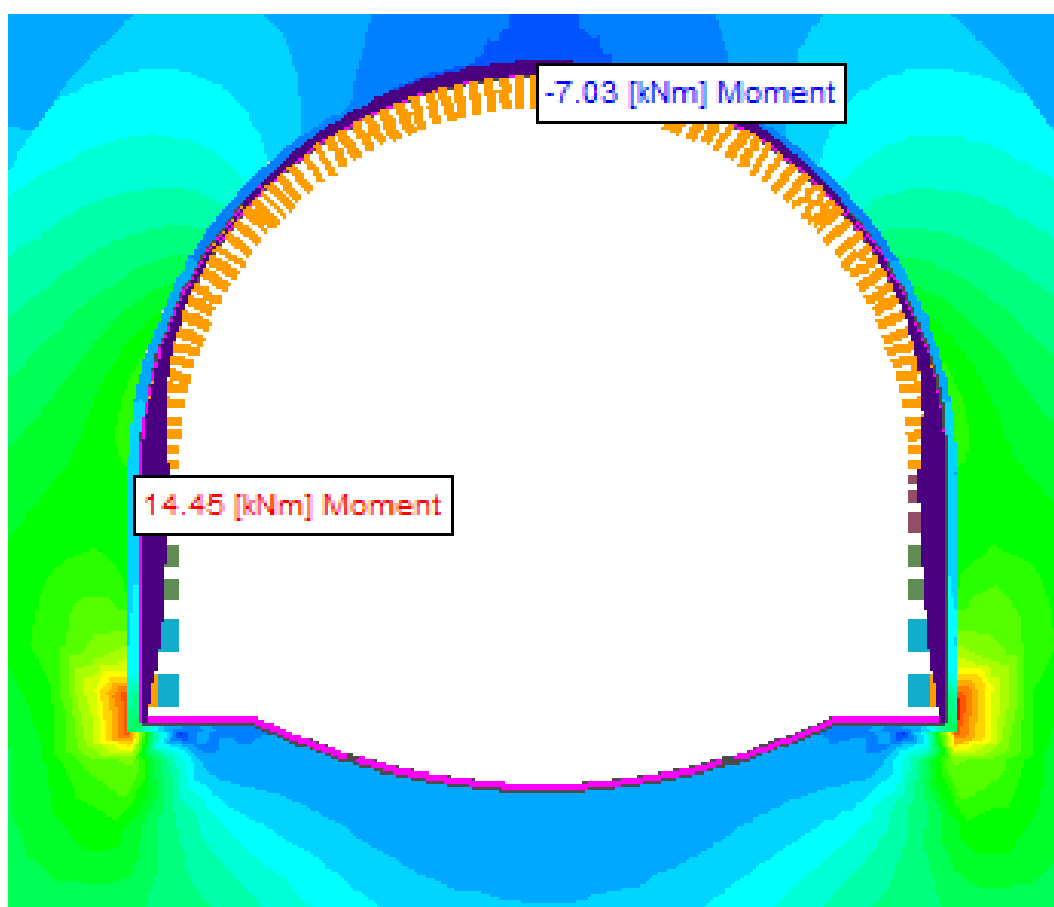


Figura 5.46 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, momento flettente.

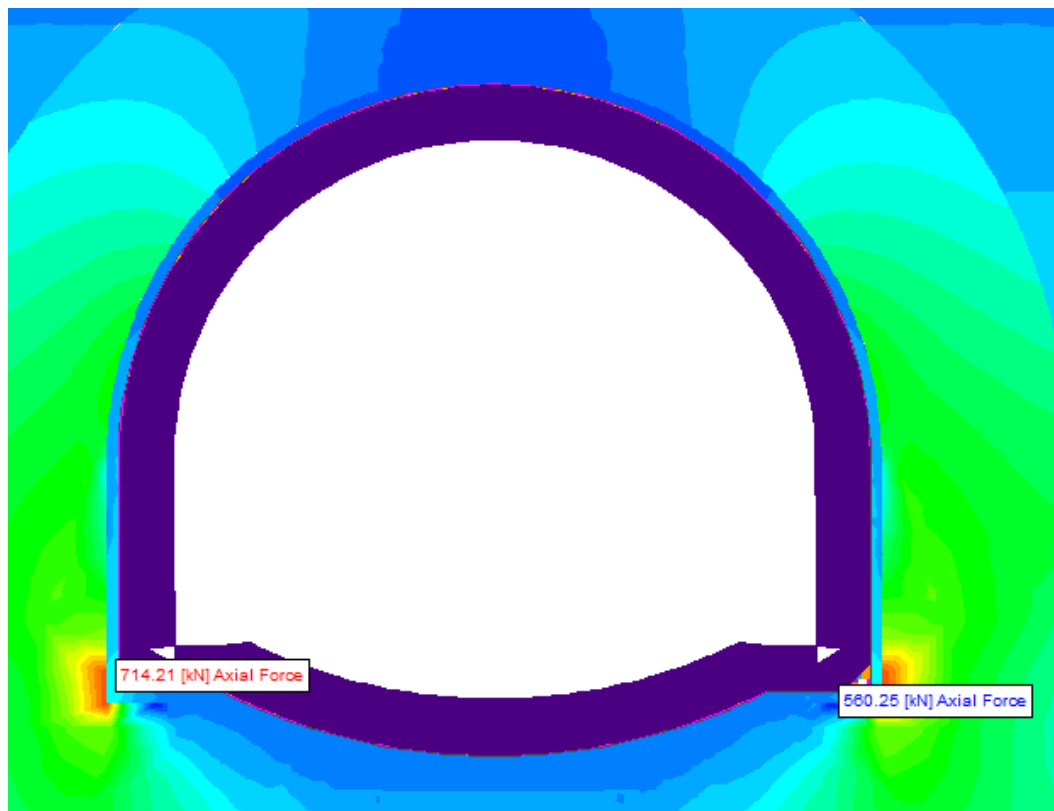


Figura 5.47 – Rivestimento definitivo a lungo termine, azione assiale.

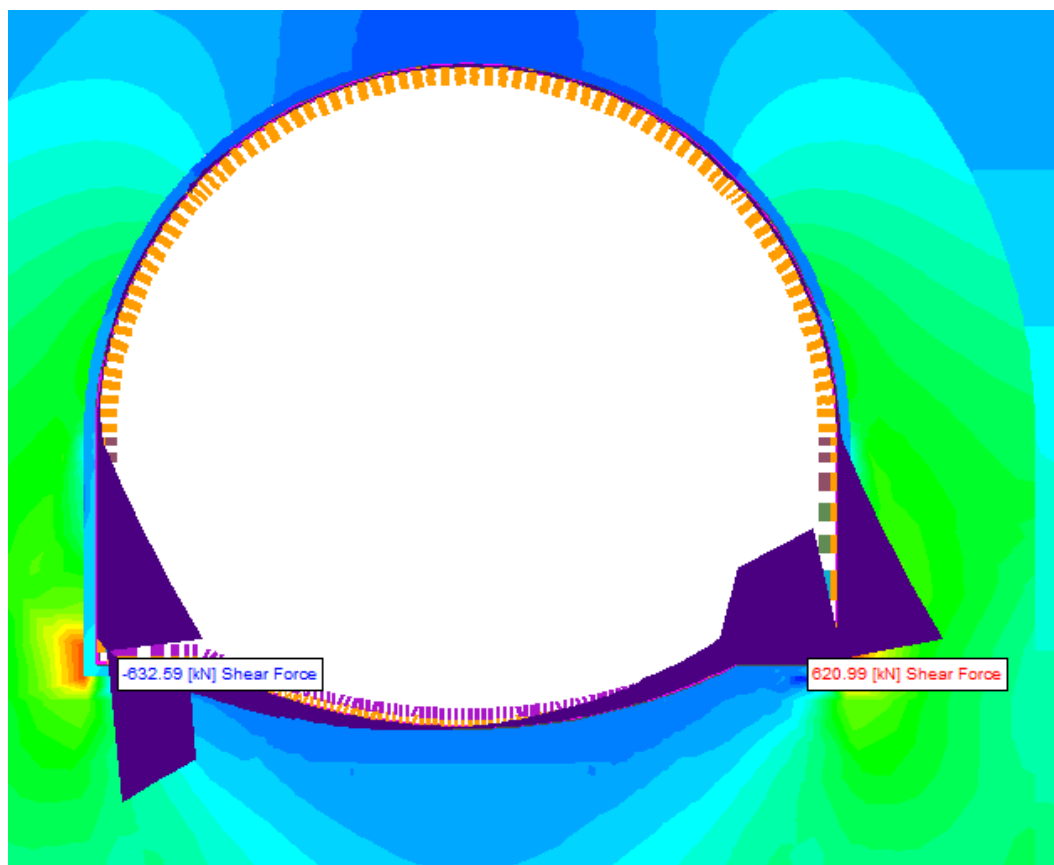


Figura 5.48 – Rivestimento definitivo a lungo termine, taglio.

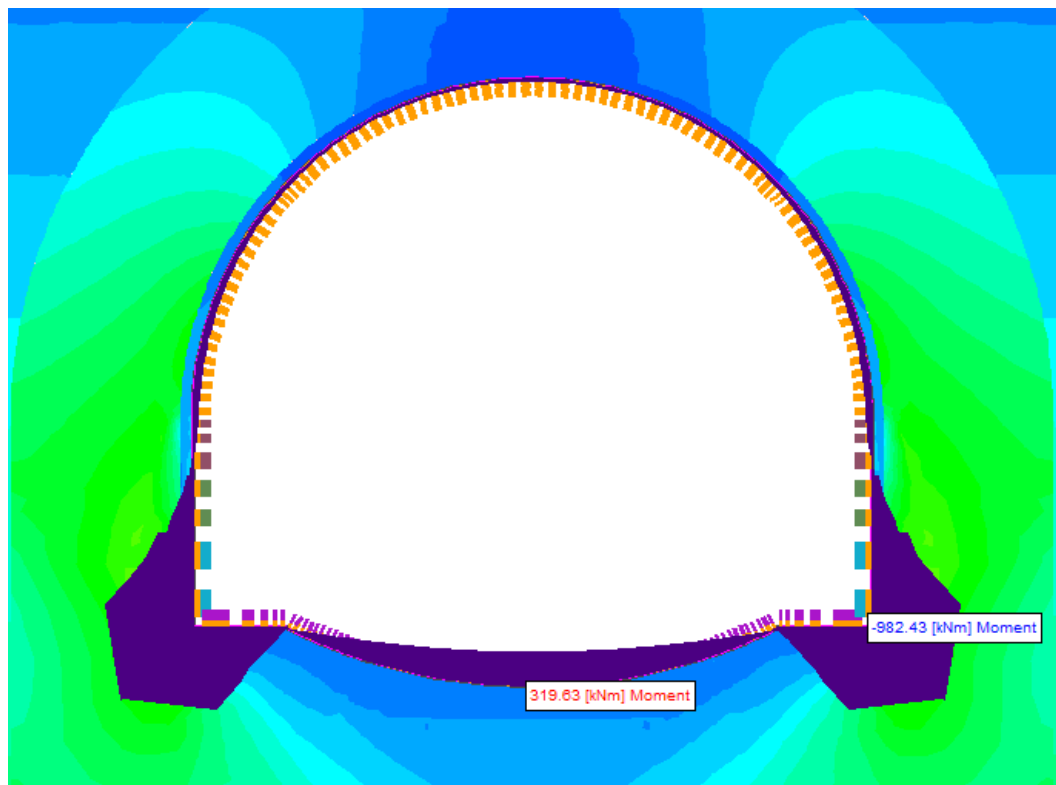


Figura 5.49 – Rivestimento definitivo a lungo termine, momento flettente.

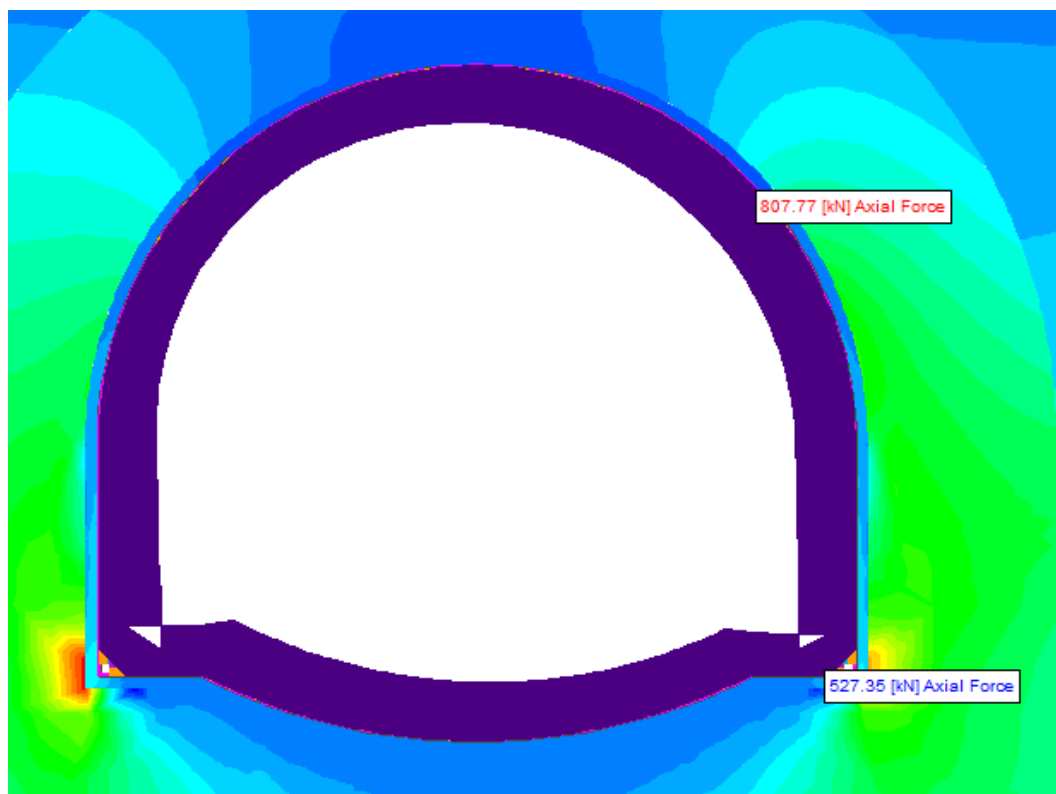


Figura 5.50 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, azione assiale.

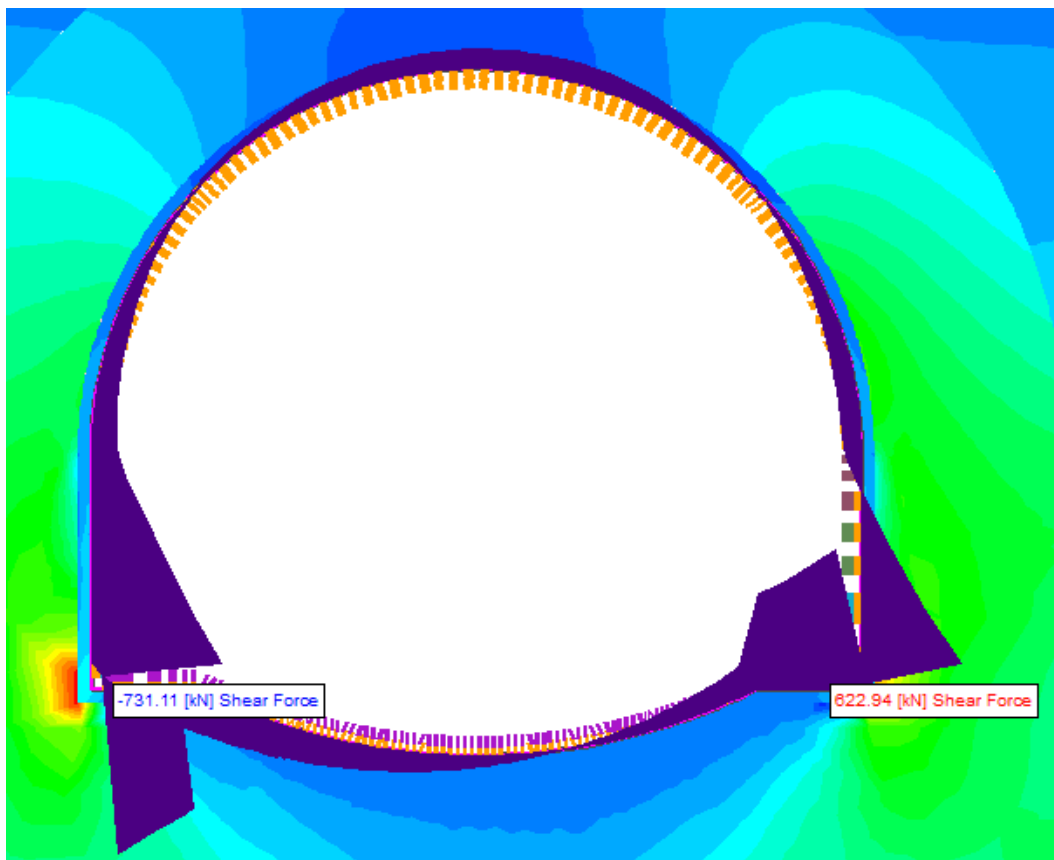


Figura 5.51 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, taglio.

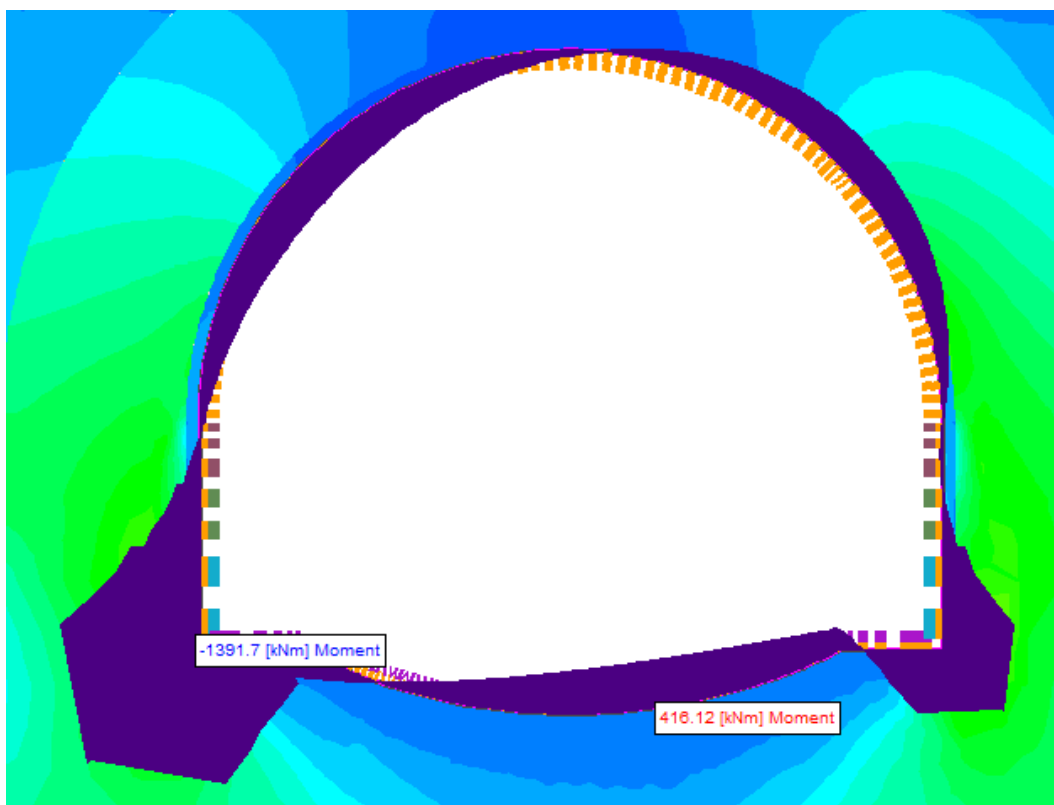


Figura 5.52 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, momento flettente.

5.4.2.7. Verifiche statiche

5.4.2.7.1. Presostegno al Contorno

Le sezioni analizzate prevedono la realizzazione di un intervento di presostegno al contorno costituito da un ombrello di infilaggi metallici; in questo paragrafo vengono mostrate (Tabella 5.15) le verifiche a flessione relative allo Stato Limite Ultimo per i tubi in acciaio, svolte come descritto al §.5.3.5.

Tabella 5.15 – Verifica SLU infilaggi di pre-sostegno

PROFILATO METALLICO	
Diametro/Spessore	Ø88.9/10mm
GEOMETRIA	
Interasse centine	1.00m
Distanza centina – fronte	0.30m
Lunghezza fittizia appoggio cedevole	0.50m
Interasse tubi	0.36m
AZIONI SOLLECITANTI	
Pressione verticale caratteristica p_v, K	49.18kPa
Momento Flettente di calcolo MeK	4.78kN.m
VERIFICA	
Momento Flettente di progetto MeD	6.21kN.m
Momento Resistente di Progetto (Mr, D)	21.16kN.m
Esito Verifica	SODDISFATTA

5.4.2.7.2. Rivestimento Provvisorio

Il rivestimento provvisorio è stato verificato nei confronti dello SLU a presso-flessione e taglio, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento ad una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite nella fase immediatamente precedente il getto dell'arco rovescio.

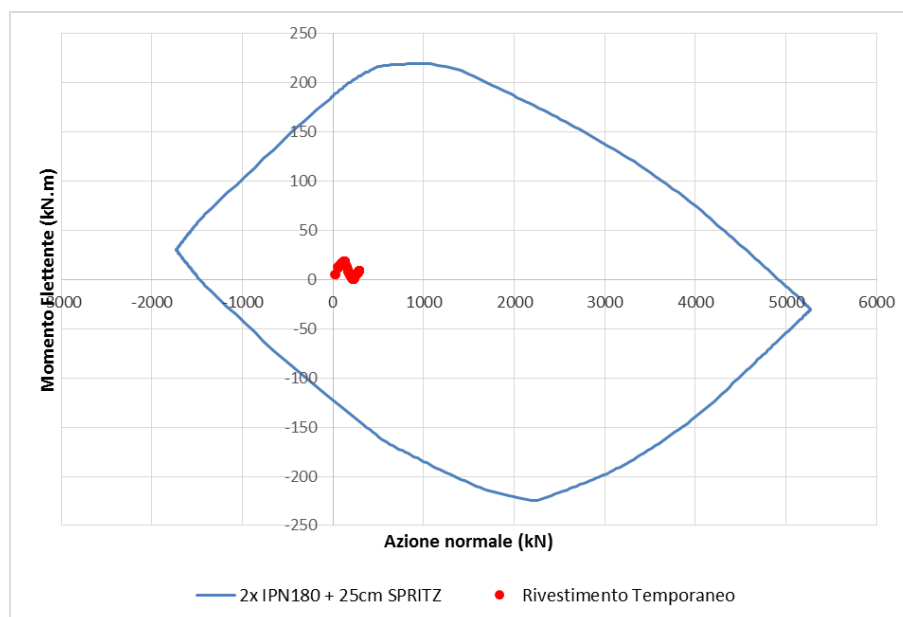
Verifica a Presso - Flessione

Figura 5.53 – Verifica a presso – flessione rivestimento temporaneo



Verifica a Taglio

Verifica centina

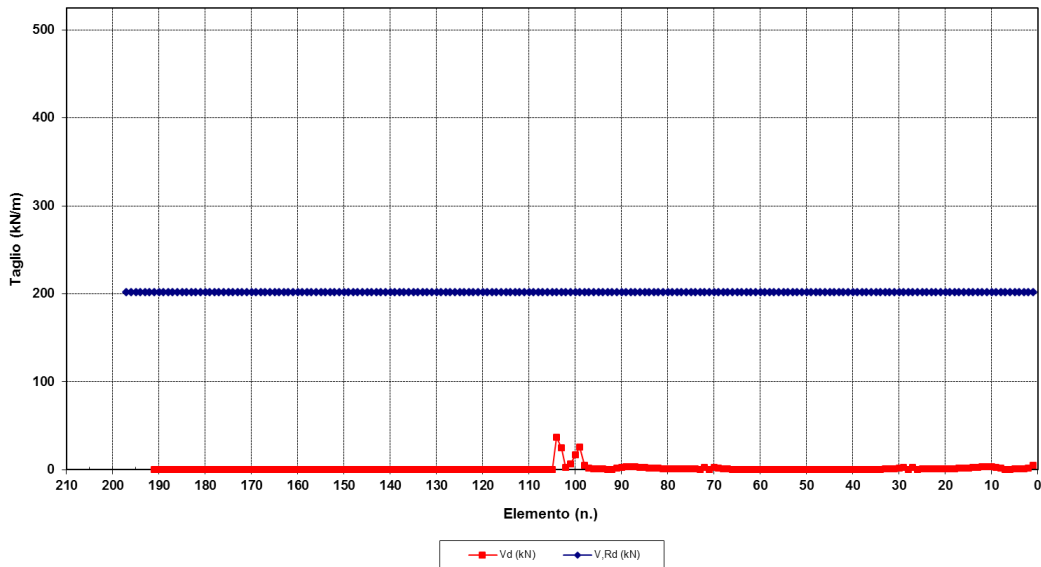
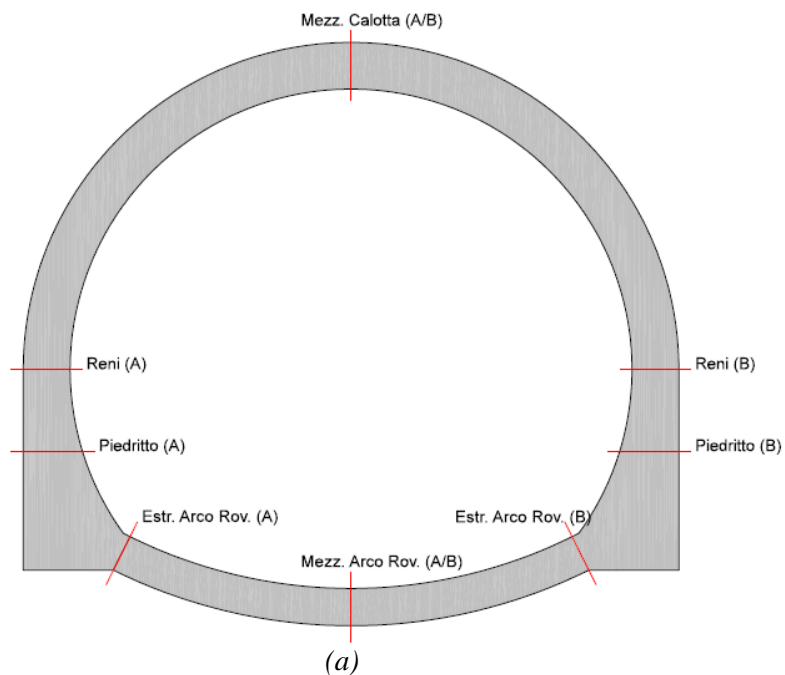
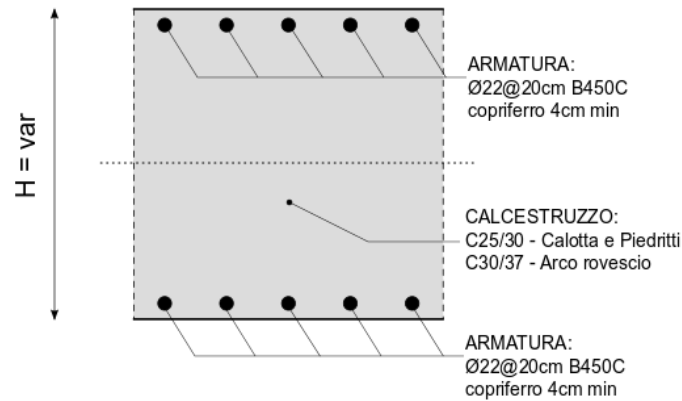


Figura 5.54 – Verifica a taglio rivestimento temporaneo

5.4.2.7.1. Rivestimento Definitivo

Il rivestimento definitivo è stato verificato nei confronti dello SLU e dello SLE, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento alle sezioni di maggiore interesse mostrate in Figura 5.55 per una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite per le condizioni di lungo termine.





(b)

Figura 5.55 – (a) Sezioni di verifica rivestimento definitivo; (b) Sezione CA tipologica (Calotta H=100cm; Piedritti H=100-213cm; Arco rovescio H=80cm)

Verifica allo Stato Limite di Esercizio

Tabella 5.16 – Verifica SLE - tensioni

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	$\frac{A_s}{A's}$	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
Mezz cal (A)	-683,3	21,9	1000	960	5Ø22 5Ø22	-0,8	-8,1
Mezz cal (B)	-683,3	21,8	1000	960	5Ø22 5Ø22	-0,8	-8,1
RENI (A)	-682,1	50,4	1000	960	5Ø22 5Ø22	-0,9	-6,0
RENI (B)	-682,1	51,6	1000	960	5Ø22 5Ø22	-0,9	-5,9
PIEDRITTO (A)	-676,1	-87,2	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-0,8	-3,6
PIEDRITTO (B)	-687,4	-86,9	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-0,8	-3,7
ESTR AR (A)	-703,6	-2,9	1000	760	5Ø22 5Ø22	-0,8	-12,0
ESTR AR (B)	-704,7	-13,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	-0,9	-10,9
MEZZ AR (A)	-709,6	319,6	1000	760	5Ø22 5Ø22	-4,5	86,6
MEZZ AR (B)	-709,6	319,5	1000	760	5Ø22 5Ø22	-4,5	86,6

Tabella 5.17 – Verifica SLE – apertura fessure

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s $A's$	M_I [kNm]	w_d [mm]
Mezz cal (A)	-683,3	21,9	1000	960	5Ø22 5Ø22	530,1	-
Mezz cal (B)	-683,3	21,8	1000	960	5Ø22 5Ø22	530,1	-
RENI (A)	-682,1	50,4	1000	960	5Ø22 5Ø22	529,8	-
RENI (B)	-682,1	51,6	1000	960	5Ø22 5Ø22	529,9	-
PIEDRITTO (A)	-676,1	-87,2	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-783,2	-
PIEDRITTO (B)	-687,4	-86,9	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-785,8	-
ESTR AR (A)	-703,6	-2,9	1000	760	5Ø22 5Ø22	-409,5	-
ESTR AR (B)	-704,7	-13,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	-409,7	-
MEZZ AR (A)	-709,6	319,6	1000	760	5Ø22 5Ø22	410,4	-
MEZZ AR (B)	-709,6	319,5	1000	760	5Ø22 5Ø22	410,4	-

Verifica allo Stato Limite Ultimo**Tabella 5.18 – Verifica SLU – presso-flessione**

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s $A's$	M_{Rd} [kNm]
Mezz cal (A)	-888,3	28,5	1000	960	5Ø22 5Ø22	1098,1
Mezz cal (B)	-888,3	28,3	1000	960	5Ø22 5Ø22	1098,1
RENI (A)	-886,7	65,5	1000	960	5Ø22 5Ø22	1097,4
RENI (B)	-886,8	67,1	1000	960	5Ø22 5Ø22	1097,4
PIEDRITTO (A)	-878,9	-113,4	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1401,6

PIEDRITTO (B)	-893,7	-112,9	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1410,0
ESTR AR (A)	-914,7	-3,8	1000	760	5Ø22 5Ø22	-874,3
ESTR AR (B)	-916,1	-17,9	1000	760	5Ø22 5Ø22	-874,8
MEZZ AR (A)	-922,5	415,5	1000	760	5Ø22 5Ø22	877,0
MEZZ AR (B)	-922,5	415,4	1000	760	5Ø22 5Ø22	877,0

Tabella 5.19 – Verifica SLU – taglio

Sezione	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	b_w [mm]	d [mm]	V_{Rd} [kN]
Mezz cal (A)	-888,3	0,4	1000	960	422,6
Mezz cal (B)	-888,3	0,8	1000	960	422,6
RENI (A)	-886,7	17,3	1000	960	422,4
RENI (B)	-886,8	-17,8	1000	960	-422,4
PIEDRITTO (A)	-878,9	-223,3	1000	1220	-482,5
PIEDRITTO (B)	-893,7	223,4	1000	1220	484,6
ESTR AR (A)	-914,7	-172,7	1000	760	-404,7
ESTR AR (B)	-916,1	177,7	1000	760	404,9
MEZZ AR (A)	-922,5	-1,3	1000	760	-405,8
MEZZ AR (B)	-922,5	2,9	1000	760	405,8

5.4.2.8. Verifica sismica

Il rivestimento definitivo è stato verificato nei confronti dello SLV, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento alle sezioni di maggiore interesse mostrate in Figura 5.55 per una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite per le condizioni di lungo termine.

Verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita**Tabella 5.20 – Verifica SLV – presso-flessione**

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s $A's$	M_{Rd} [kNm]
Mezz cal (A)	-720,3	34,8	1000	960	5Ø22 5Ø22	1023,3
Mezz cal (B)	-714,3	58,6	1000	960	5Ø22 5Ø22	1020,6
RENI (A)	-721,0	50,3	1000	960	5Ø22 5Ø22	1023,6
RENI (B)	-750,7	-13,4	1000	960	5Ø22 5Ø22	-1036,9
PIEDRITTO (A)	-726,7	-17,3	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1313,8
PIEDRITTO (B)	-746,7	-242,6	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1325,4
ESTR AR (A)	-806,9	-243,1	1000	760	5Ø22 5Ø22	-836,7
ESTR AR (B)	-675,5	207,3	1000	760	5Ø22 5Ø22	790,5
MEZZ AR (A)	-737,4	368,9	1000	760	5Ø22 5Ø22	812,4
MEZZ AR (B)	-735,5	375,6	1000	760	5Ø22 5Ø22	811,7

Tabella 5.21 – Verifica SLV – taglio

Sezione	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	b_w [mm]	d [mm]	V_{Rd} [kN]
Mezz cal (A)	-720,3	-86,7	1000	960	-398,4
Mezz cal (B)	-714,3	-86,0	1000	960	-397,5
RENI (A)	-721,0	110,5	1000	960	398,5
RENI (B)	-750,7	77,8	1000	960	402,8
PIEDRITTO (A)	-726,7	-95,8	1000	1220	-460,3

PIEDRITTO (B)	-746,7	270,2	1000	1220	463,3
ESTR AR (A)	-806,9	-178,1	1000	760	-389,3
ESTR AR (B)	-675,5	130,5	1000	760	370,6
MEZZ AR (A)	-737,4	-53,1	1000	760	-379,4
MEZZ AR (B)	-735,5	-49,1	1000	760	-379,1

5.4.2.9. Cedimenti del piano campagna ed efficacia dei trattamenti di preconsolidamento

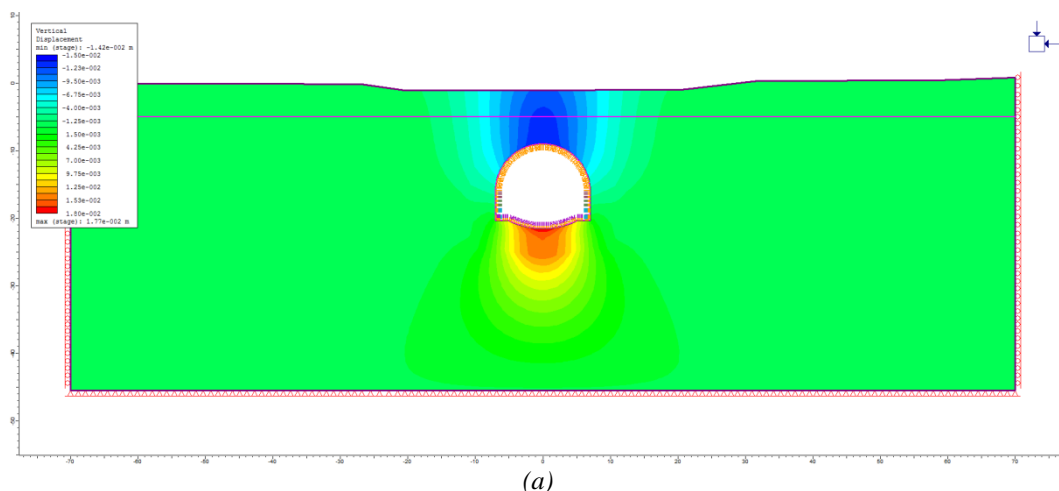
Al fine di valutare l'efficacia di due diverse tipologie di trattamento, vengono confrontati i cedimenti verticali calcolati in due possibili condizioni:

- In presenza di trattamenti di preconsolidamento realizzati mediante jet grouting eseguito dal piano campagna (già mostrati al precedente §.5.4.2.6);
- In presenza di trattamenti di preconsolidamento realizzati mediante iniezioni con miscele cementizie.

Si rimanda al §.4.4.4 per indicazioni in merito alle caratteristiche meccaniche del terreno trattato.

La Figura 5.56 mostra la distribuzione degli spostamenti verticali ottenuta in presenza delle due tipologie di trattamento; in particolare, il grafico in Figura 5.57 mostra l'andamento dei cedimenti calcolati al piano campagna (ed in particolare della sede autostradale soprastante).

Il valore del massimo cedimento verticale è pari a circa 1cm in caso di intervento eseguito mediante jet grouting; questo cresce fino ad oltre 6 cm se vengono adottate iniezioni di miscele cementizie, valore che non può essere considerato accettabile. È quindi evidente come gli interventi di preconsolidamento dovranno essere necessariamente realizzati mediante jet grouting, al fine di limitare i cedimenti e l'impatto dello scavo della galleria sulla sede autostradale soprastante.



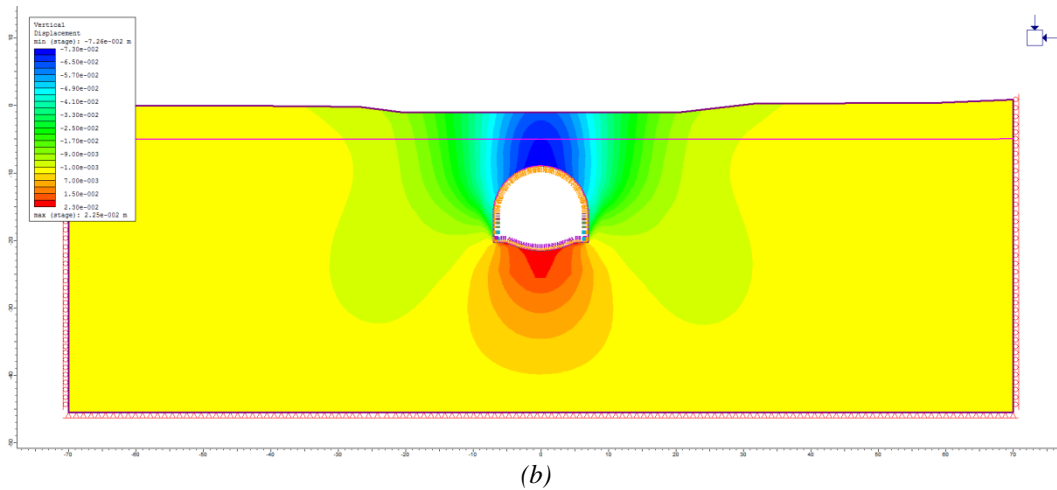


Figura 5.56 – Distribuzione dello spostamento verticale per il caso di intervento di preconsolidamento eseguito mediante jet grouting (a) o iniezioni di miscele cementizie (b)

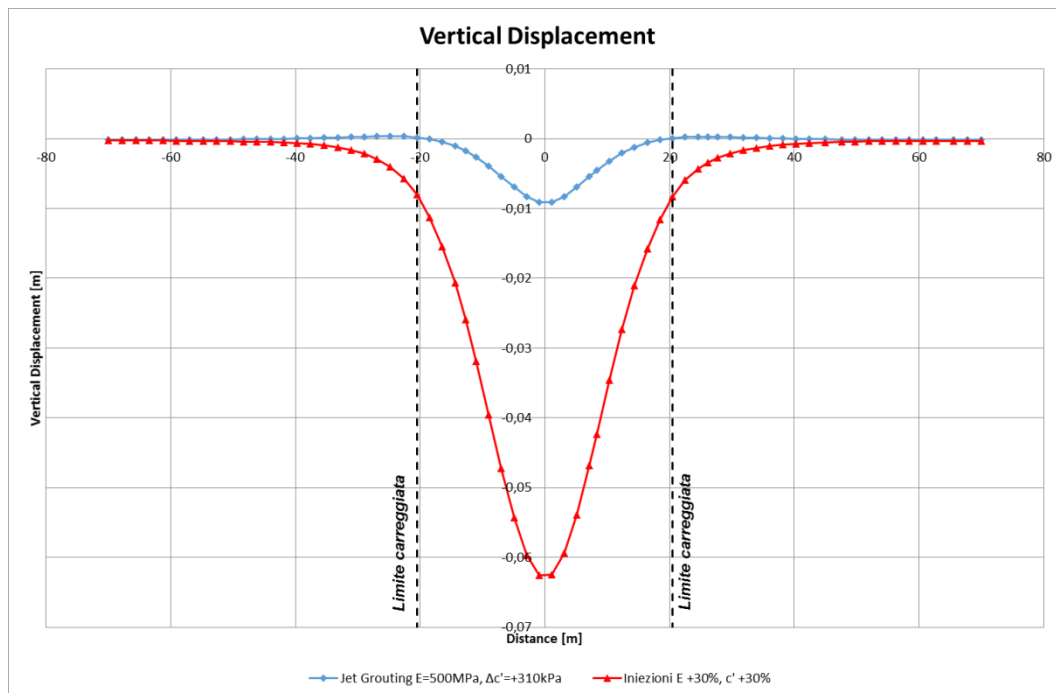


Figura 5.57 – Cedimento verticale del piano campagna per il caso di intervento di preconsolidamento eseguito mediante jet grouting o iniezioni di miscele cementizie.

Tabella 5.22 – Analisi n.2: effetti indotti al piano campagna (JG = consolidamento eseguito mediante Jet Grouting, IC = consolidamento eseguito mediante iniezione di miscele cementizie)

	Cedimento massimo [cm]	Distorsione massima
Piattaforma autostradale	0.9 (JG)	1/1300 (JG)
	6.3 (IC)	1/260 (IC)

Sulla base delle previsioni di spostamento è inoltre possibile stimare la variazione di pendenza della piattaforma stradale attesa, pari a:

- Massima variazione di pendenza in direzione trasversale: 0,058%
- Massima variazione di pendenza in direzione longitudinale: 0,014%

Poiché i cedimenti che si sviluppano per effetto degli scavi, nel caso di trattamento in jet grouting, sono di piccola entità, si ritiene che non si possa verificare un cambio di concavità (ossia che la concavità della piattaforma stradale possa essere rivolta verso l'alto); si osserva invece una lieve diminuzione della curvatura attuale, mantenendo la concavità verso il basso.

Sulla base dei risultati di tali analisi numeriche e della scarsa iniettabilità dei terreni (nel caso di iniezioni tradizionali con miscele cementizie), la soluzione progettuale messa a punto per il Progetto Esecutivo contempla iniezioni di consolidamento con la sola tecnologia del jet – grouting.

5.4.3. *Analisi numerica 3 – sezione tipo C1A (tratta con massima copertura)*

La sezione di calcolo si riferisce alle condizioni che si verificano nel tratto di massima copertura, pari a 20m circa, ed è posta alla progressiva km 141+200. La sezione tipologica di riferimento è la C1A.

5.4.3.1. Geometria

Il modello di calcolo ad elementi finiti adottato è mostrato in Figura 5.58.

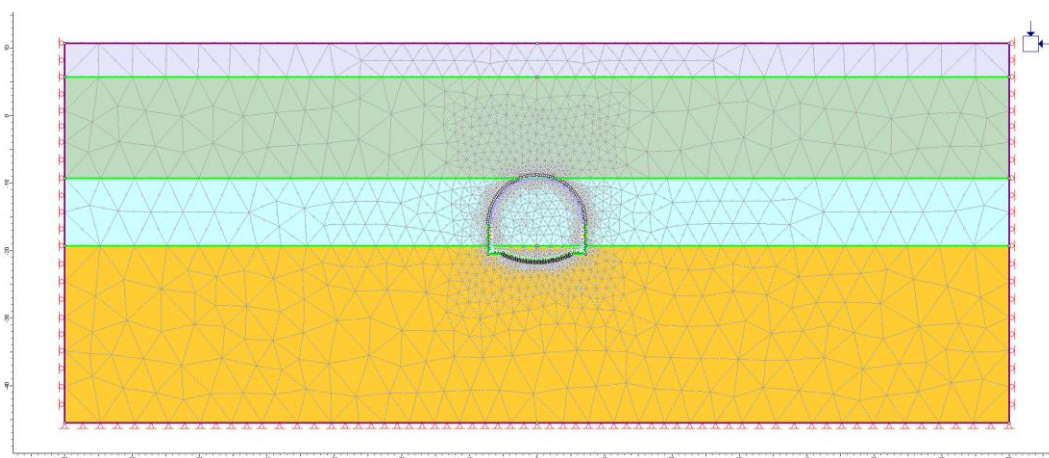


Figura 5.58 – Modello numerico per l'analisi n.3 (sezione tipo C1A).

5.4.3.2. Parametri geotecnici

Il terreno è stato schematizzato come un mezzo continuo, per il quale è stato assunto un comportamento di tipo elastoplastico perfettamente plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. I parametri geotecnici (resistenza e deformabilità) assunti nei calcoli sono riportati nella seguente Tabella 5.23.

Tabella 5.23 – Analisi numerica 3 - stratigrafia e parametri geotecnici.

ANALISI NUMERICA N. 3									
SEZIONE TIPO C1A - PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO									
NOTE: tratta relativa alle massime coperture alla progressiva chilometrica 141+200 circa									
COPERTURA = 19.7 m									
Da (m)	A (m)	γ (kN/m ³)	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°) (°)	ψ_k (°)	GSC (-)	K_0 (-)	$E_{k,op}$ (MPa)	ν (-)
0	5	21.0	10	34	6	3.0	0.76	30	0.35
5	20	22.0	15	36	6	2.5	0.65	70	0.30
20	30	22.0	20	36	6	2.5	0.65	80	0.30
> 30		22.0	40	37	6	2.0	0.56	100	0.30

Profondità della falda dal piano campagna = 18 m

LEGENDA γ = peso dell'unità di volume del terreno sopra falda γ_{sat} = peso dell'unità di volume del terreno sotto falda c'_k = valore caratteristico della coesione in termini di tensioni efficaci ϕ'_k = valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio ψ'_k = valore caratteristico dell'angolo di dilatanza K_0 = coefficiente di spinta a riposo $E_{k,op}$ = valore caratteristico del modulo di Young ν = rapporto di PoissonViene assunto un valore di permeabilità comune a tutti gli strati analizzati pari a $K=10^{-7}$ m/s.**5.4.3.3. Caratteristiche dei rivestimenti**

Come descritto al precedente §.5.2.3. il rivestimento provvisorio e definitivo sono stati modellati mediante elementi di tipo beam. I parametri di rigidità associati ai rivestimenti sono mostrati nella seguente Tabella 5.24.

Tabella 5.24 – Analisi numerica 3 – Caratteristiche rivestimenti.

Rivestimento	Spessore equivalente (m)	Modulo Elastico equivalente a 28gg (GPa)	EA (kN)	EJ (kN.m ²)
Temporaneo (2x IPN180+spritz 25cm)	0.252	30,43	7,68E+06	4,08E+04
Calotta (C25/30 100cm)	1,00	31,48	3,14E+07	2,62E+06
Piedritto (C25/30 sezione media)	1,26	31,48	3,97E+07	5,27E+06
Arco Rovescio	0,80	32,84	2,63E+07	1,40E+06



(C30/37 80cm)

Infine, per quanto concerne le caratteristiche di permeabilità dei rivestimenti, sono stati ipotizzati i seguenti valori:

- Rivestimento temporaneo (2 IPN 180 + 25cm spritz): $K = 10^{-10}$ m/s (Thomas, 2008);
- Rivestimento definitivo (sezione in CA con guaina impermeabilizzante in PVC): $K = 10^{-11}$ m/s

5.4.3.4. Carichi esterni

Non sono previsti carichi sollecitanti esterni per questa sezione di calcolo.

All'interno del tunnel è simulato, a lungo termine, il carico indotto dal peso proprio della massicciata ferroviaria, il cui valore caratteristico è pari a $qM = 18,00 \text{ kN/m}^3 \times 1,90\text{m} = 34,20 \text{ kPa}$ (il peso per unità di volume della massicciata è conforme con quanto prescritto dalle NTC al paragrafo relativo ai poni ferroviari).

5.4.3.5. Fasi di calcolo adottate

Sulla base delle condizioni geotecniche riportate nel precedente paragrafo, nelle seguenti figure sono mostrate rispettivamente: (1) la curva caratteristica e l'andamento del valore del raggio plastico; (2) il profilo longitudinale dello spostamento della galleria; (3) la curva caratteristica e il profilo longitudinale dello spostamento della galleria; (4) Andamento di $\beta = 1 - \lambda$ in funzione della distanza dal fronte di scavo.

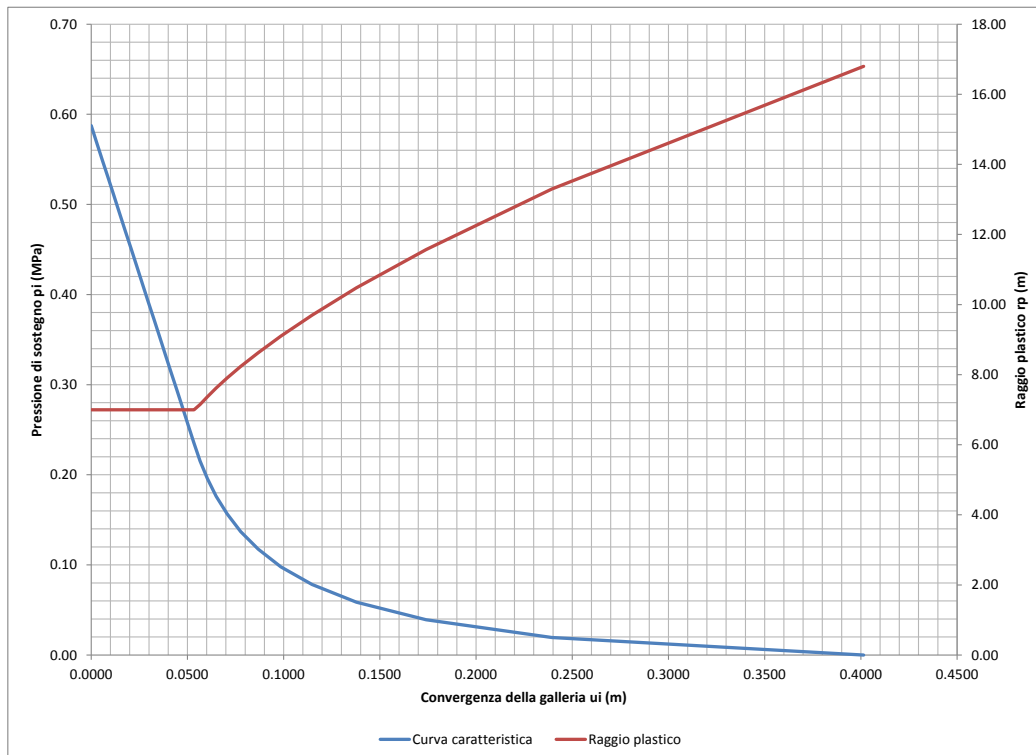


Figura 5.59 - Curva caratteristica e andamento del valore del raggio plastico.

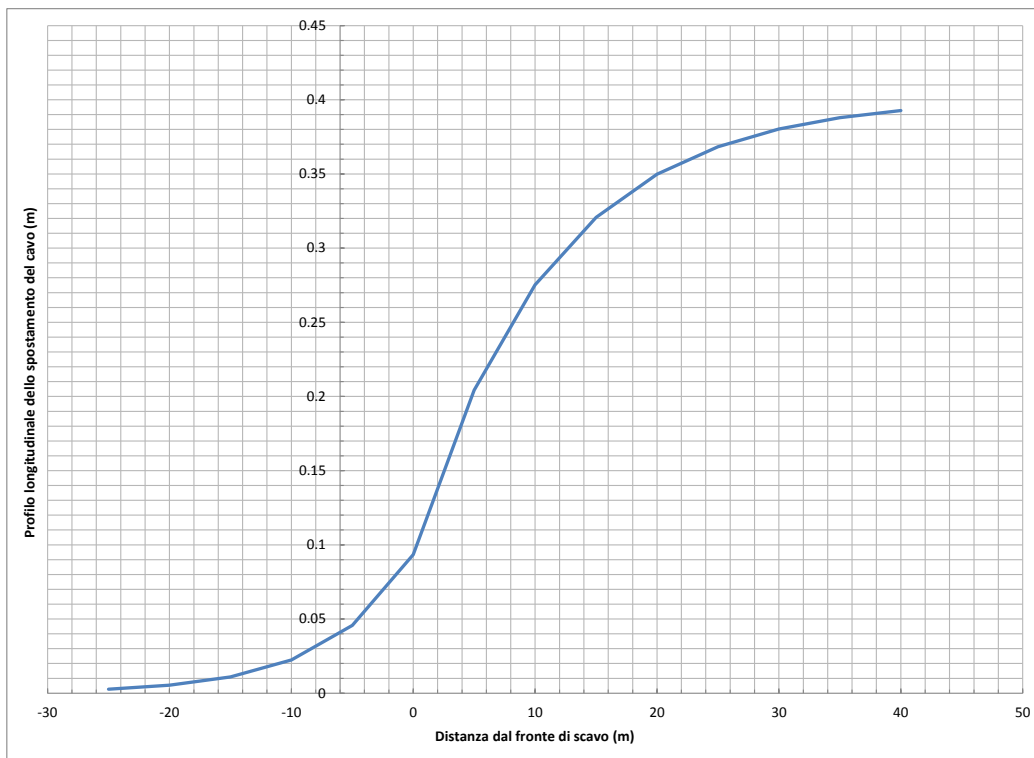


Figura 5.60 - Profilo longitudinale dello spostamento della galleria

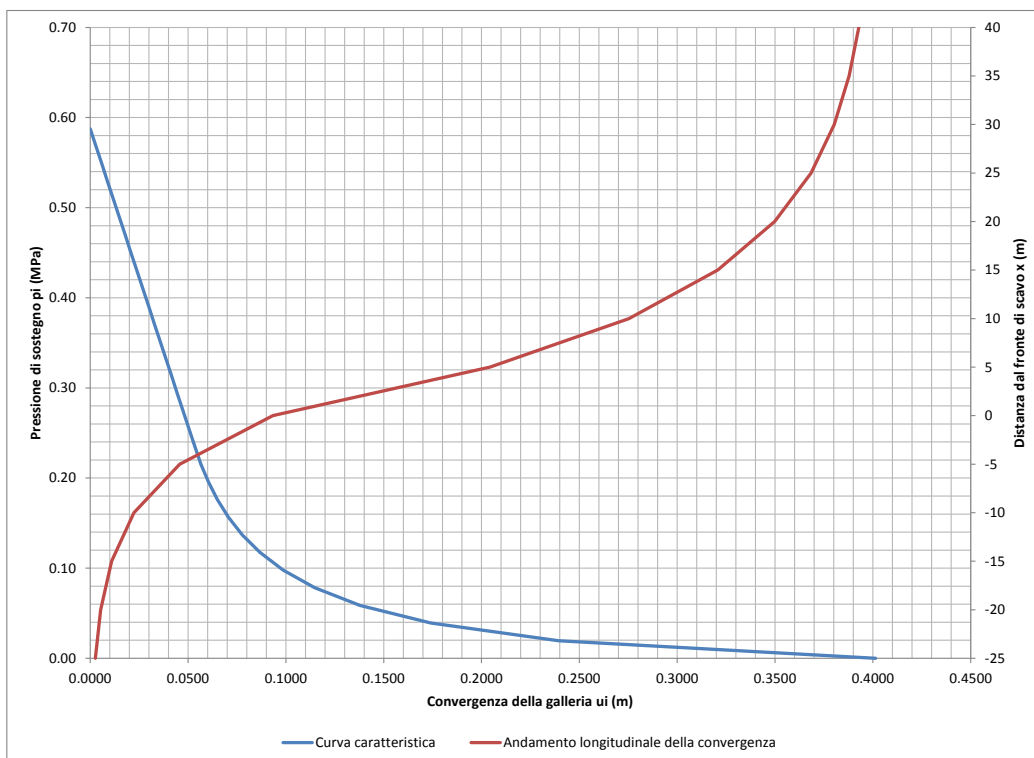


Figura 5.61 - Curva caratteristica e profilo longitudinale dello spostamento della galleria.

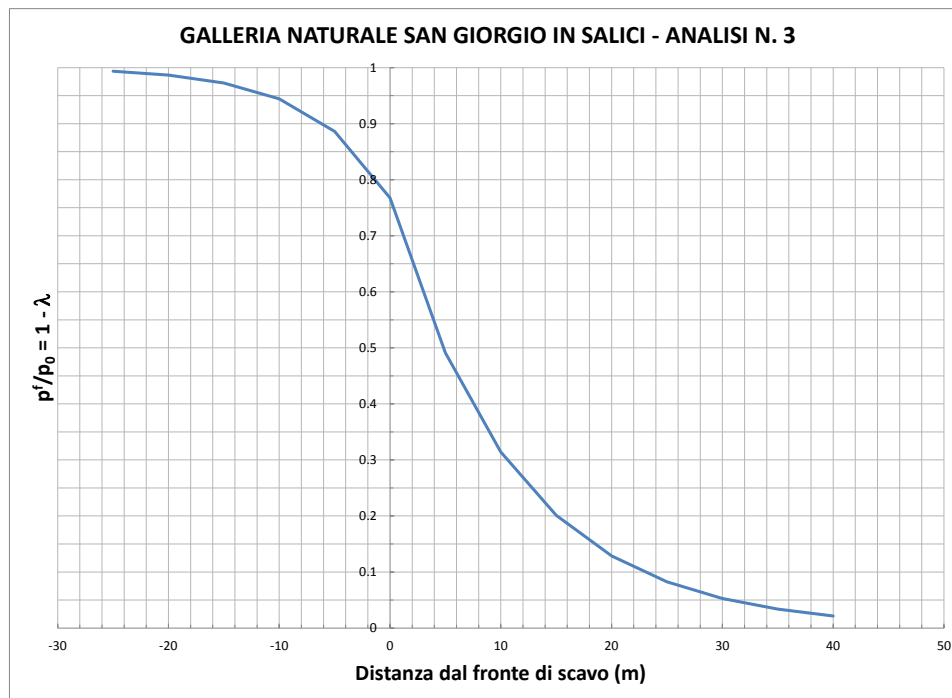


Figura 5.62 - Andamento di $\beta = 1 - \lambda$ in funzione della distanza dal fronte di scavo.

Sulla base di tali figure, nella seguente tabella sono riepilogate le fasi adottate per l'analisi numerica e i relativi valori assunti per $\beta = 1 - \lambda$.

Tabella 5.25 – Analisi numerica 3 – fasi di analisi del modello ad elementi finiti.

FASE	DESCRIZIONE DELLA FASE ANALIZZATA	$\sigma_n / \sigma_0 = 1 - \lambda$
FASE 1 – Stato iniziale – condizione geostatica – eventuale consolidamento al contorno del cavo	In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene così ricreata in termini di sforzi e di deformazioni la situazione precedente alla costruzione della galleria	--
FASE 2 – Apertura del fronte di scavo	In questa fase del calcolo viene simulata l'apertura dello scavo. La sezione di calcolo è esattamente rappresentativa della situazione al fronte di scavo.	0,767
FASE 3 – Scavo a piena sezione per uno sfondo della profondità di 1 m	In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione di un singolo sfondo della profondità di 1 m senza sostegno.	0,712
FASE 4 – Scavo a piena sezione e messa in opera della centina e getto del calcestruzzo proiettato	In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione e la posa in opera della centina e del calcestruzzo proiettato (modulo al 66%). La sezione di calcolo si trova ad una distanza di 2 m dal fronte di scavo.	0,657
FASE 5 – Avanzamento dello scavo fino a 4.0 m	Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino ad una distanza dalla sezione di calcolo di 4 m. Nel rivestimento di prima fase sono agenti sia le centine sia il calcestruzzo proiettato (modulo al 100%)	0,546

FASE 6 – Avanzamento dello scavo fino a 9 m con attivazione arco rovescio e murette	Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino ad una distanza dalla sezione di calcolo di 9 m, viene gettato l'arco rovescio e le murette in calcestruzzo armato (modulo elastico ridotto al 66%)	0,350
FASE 7 – Avanzamento dello scavo fino a 12 m, completa maturazione dell'arco rovescio e delle murette	Si avanza col fronte di scavo simulando la maturazione completa dell'arco rovescio e delle murette (modulo elastico 100%)	0,269
FASE 8 – Avanzamento dello scavo fino a 18 m, getto del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)	In questa fase di calcolo, viene simulato il getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo (modulo elastico al 100%)	0,158
FASE 9 – Decadimento delle caratteristiche del priverivestimento	Si considera a lungo termine il decadimento delle caratteristiche di resistenza del rivestimento di prima fase.	0,000
FASE 10 – Applicazione del sisma di progetto	Condizione di lungo termine con sisma	0,000

5.4.3.6. Analisi dei risultati

I principali risultati ottenuti sono mostrati nelle seguenti immagini:

- La Figura 5.63 e Figura 5.64 mostrano la distribuzione delle componenti verticale ed orizzontale dello spostamento a lungo termine;
- La Figura 5.65, Figura 5.66 e Figura 5.67 mostrano le azioni interne nel rivestimento temporaneo, quando questo raggiunge la completa maturazione;
- La Figura 5.68, Figura 5.69 e Figura 5.70 mostrano le azioni interne nel rivestimento temporaneo, nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio;
- La Figura 5.71, Figura 5.72 e Figura 5.73 mostrano le azioni interne nel rivestimento definitivo, a lungo termine;
- La Figura 5.74, Figura 5.75 e Figura 5.76 mostrano le azioni interne nel rivestimento definitivo, in presenza di sisma.

Per una visione completa dei risultati ottenuti si rimanda, infine, al documento IN0R11EE2CLGN0400002 (Relazione di calcolo dei sostegni e dei rivestimenti – allegati numerici).

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 040 0 001

Rev.
A

Foglio
110 di 178

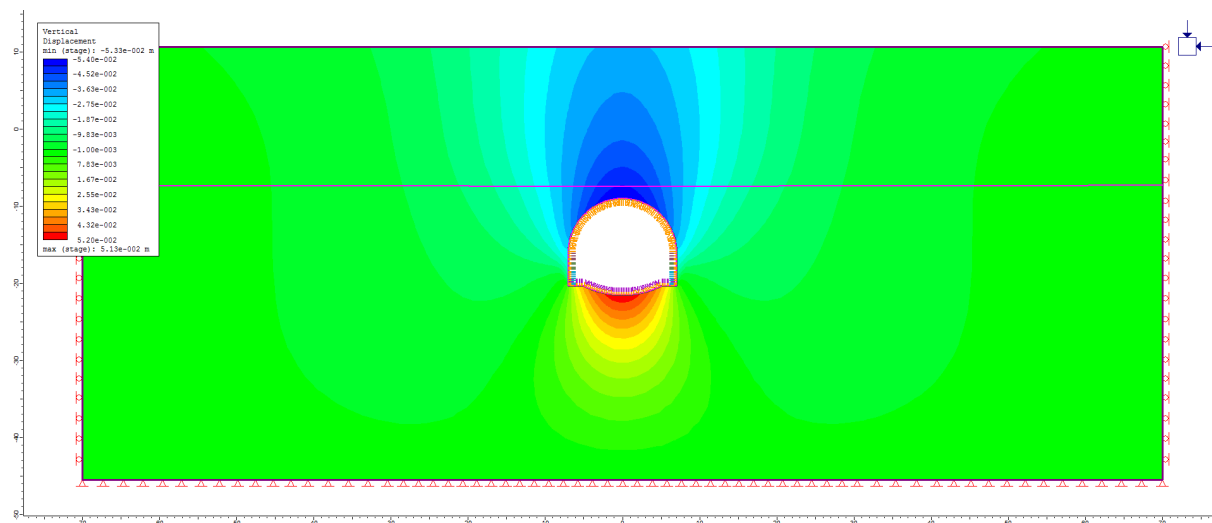


Figura 5.63 – Distribuzione dello spostamento verticale a lungo termine.

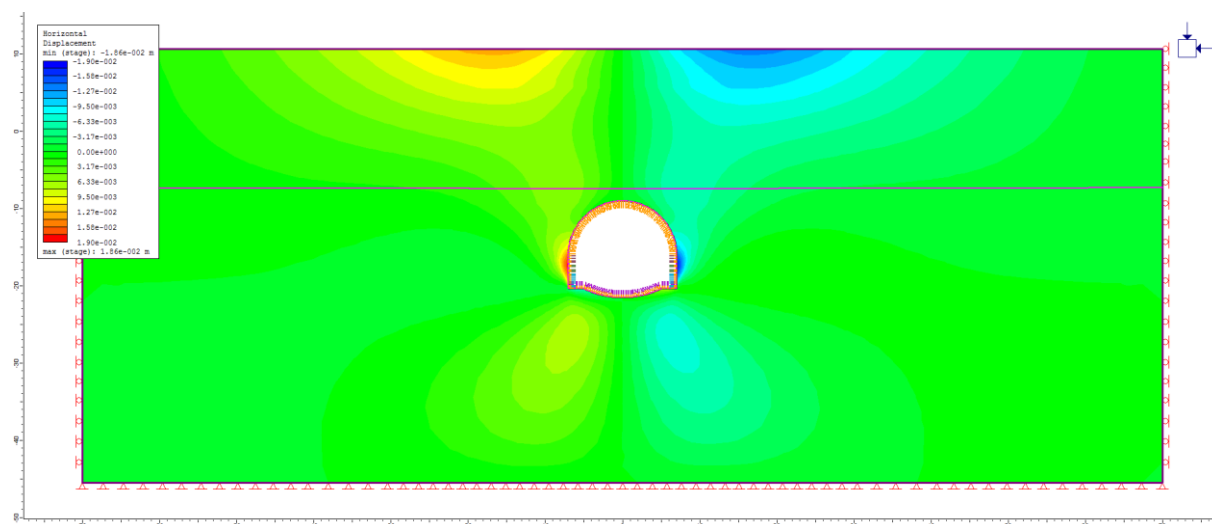


Figura 5.64 – Distribuzione dello spostamento orizzontale a lungo termine.

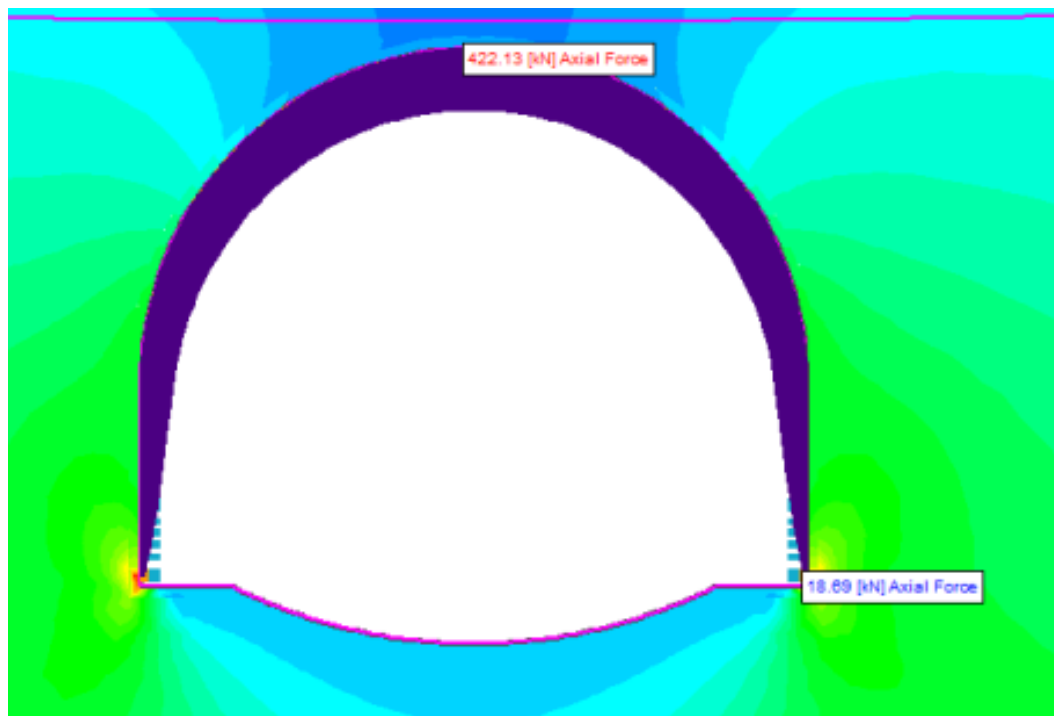


Figura 5.65 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, azione assiale.

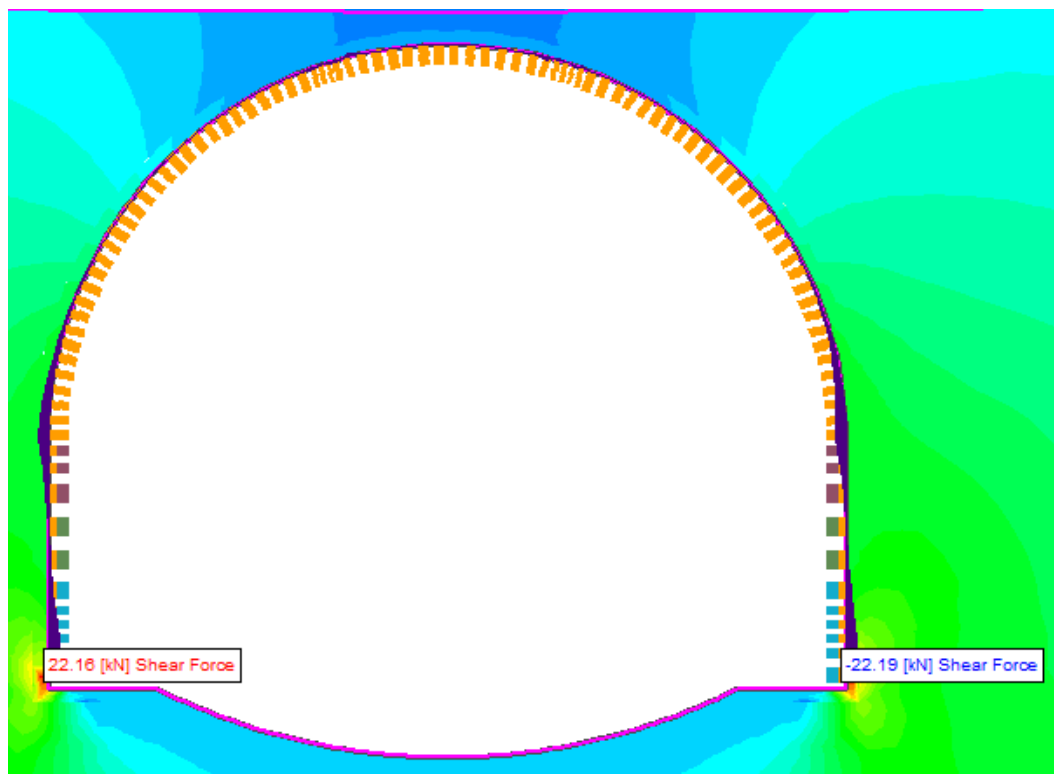


Figura 5.66 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, taglio.

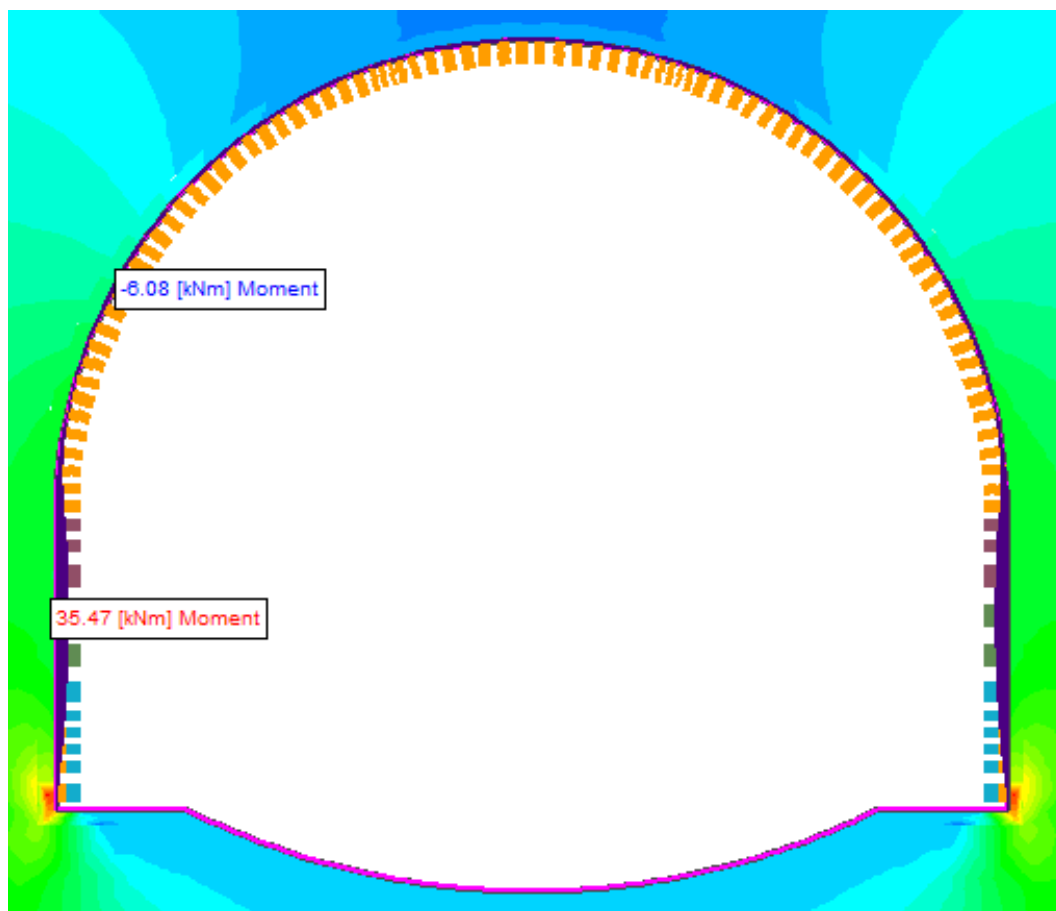


Figura 5.67 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, momento flettente.

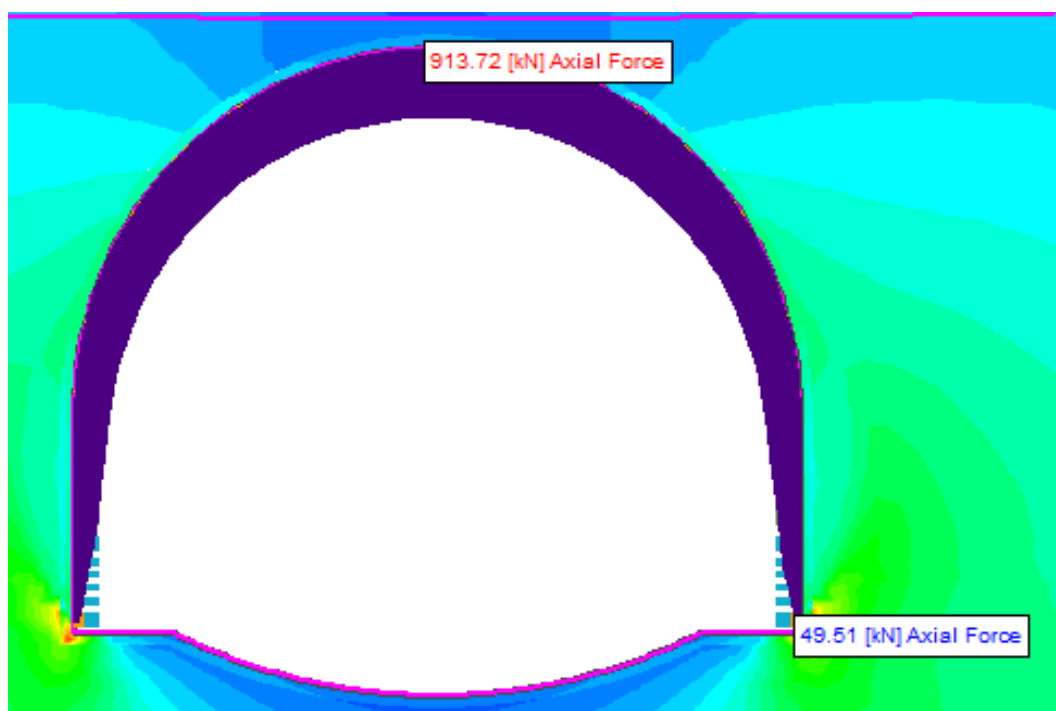


Figura 5.68 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, azione assiale.

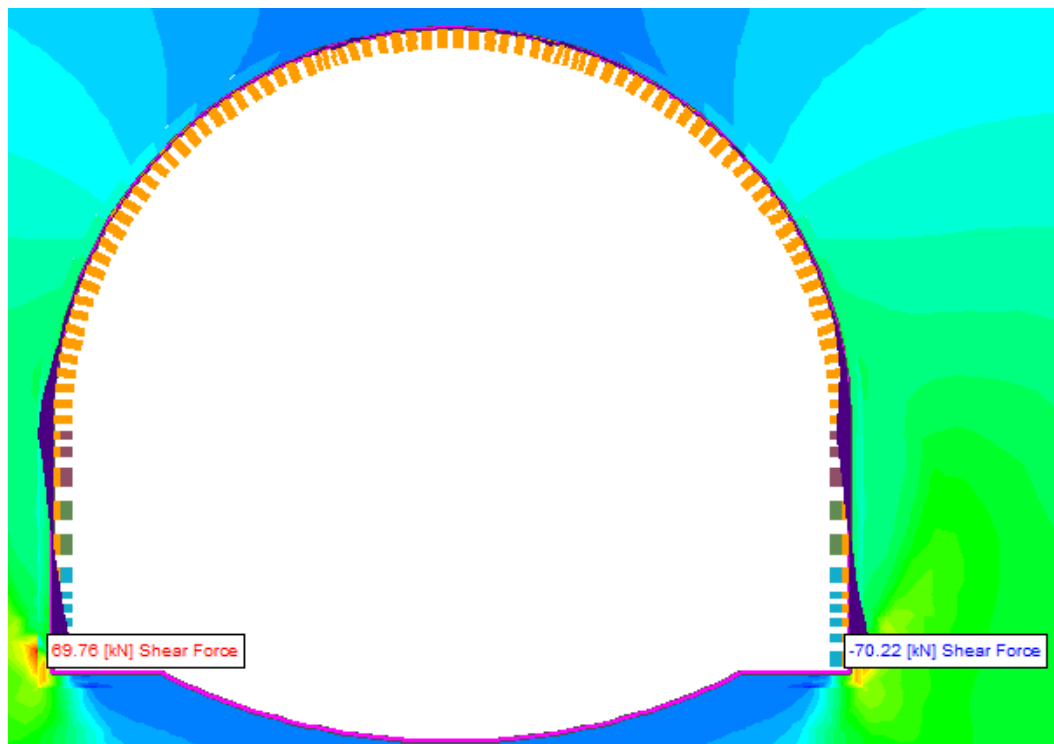


Figura 5.69 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, taglio.

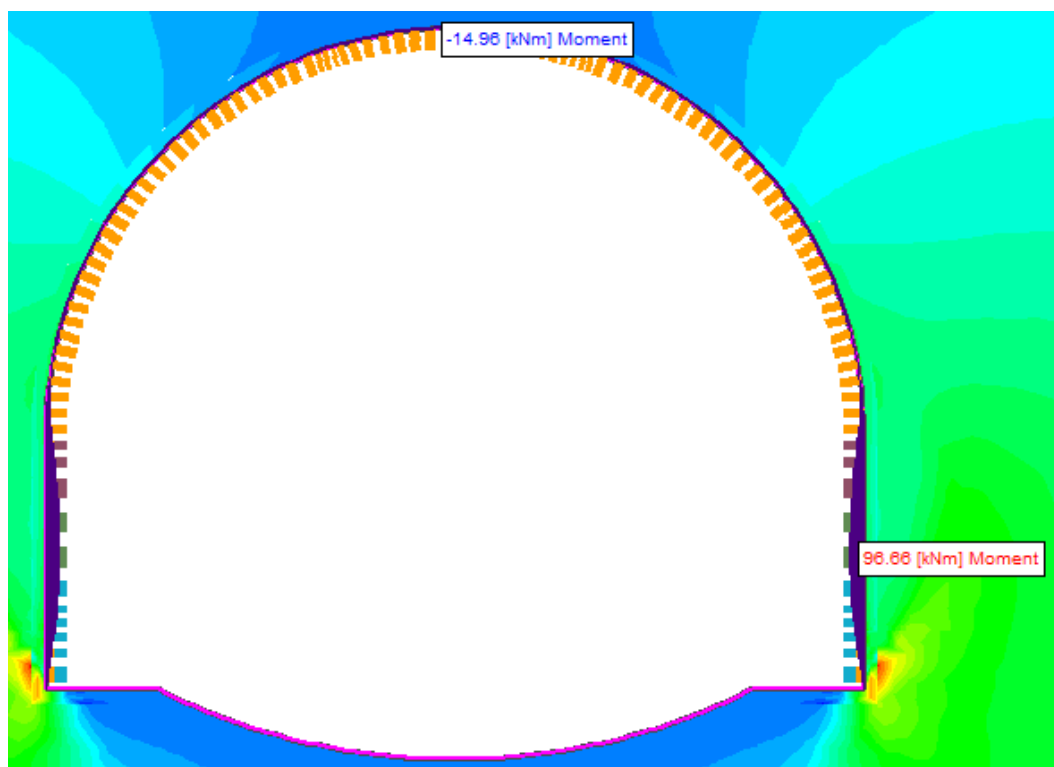


Figura 5.70 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, momento flettente.

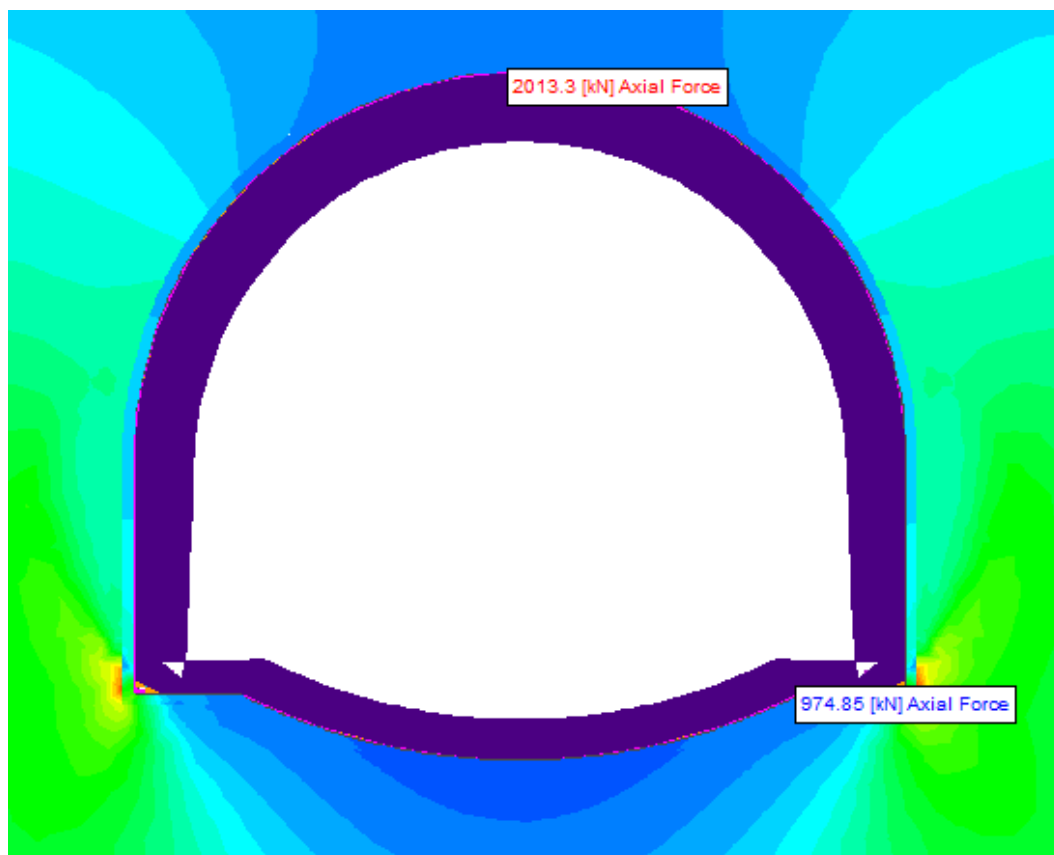


Figura 5.71 – Rivestimento definitivo a lungo termine, azione assiale.

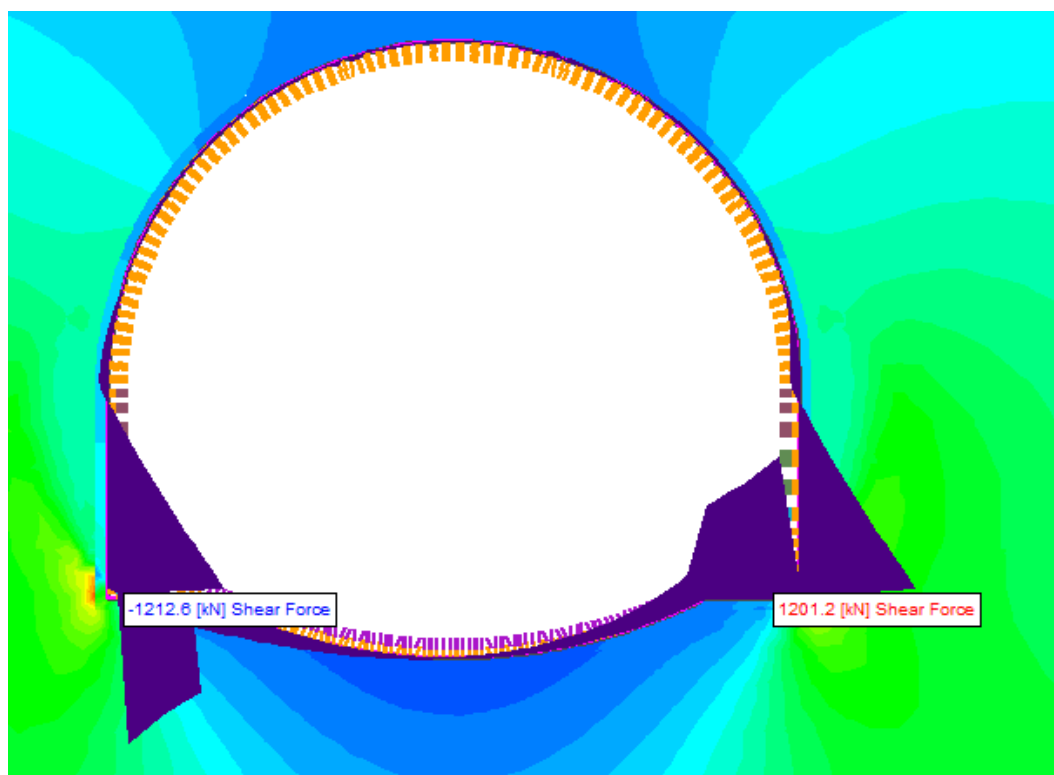


Figura 5.72 – Rivestimento definitivo a lungo termine, taglio.

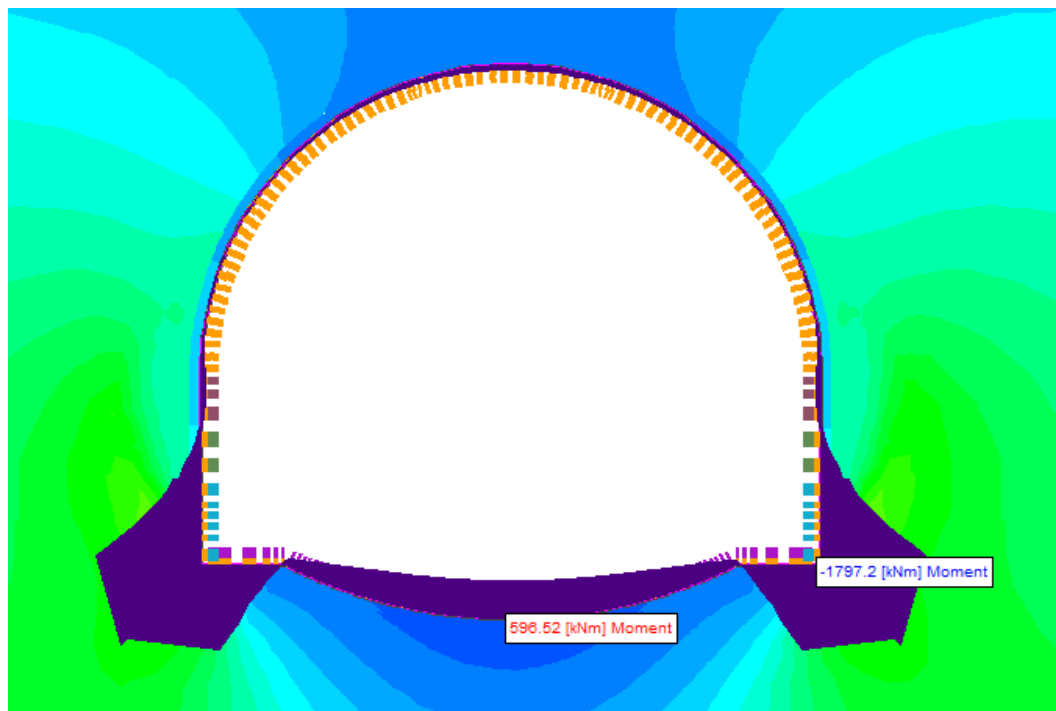


Figura 5.73 – Rivestimento definitivo a lungo termine, momento flettente.

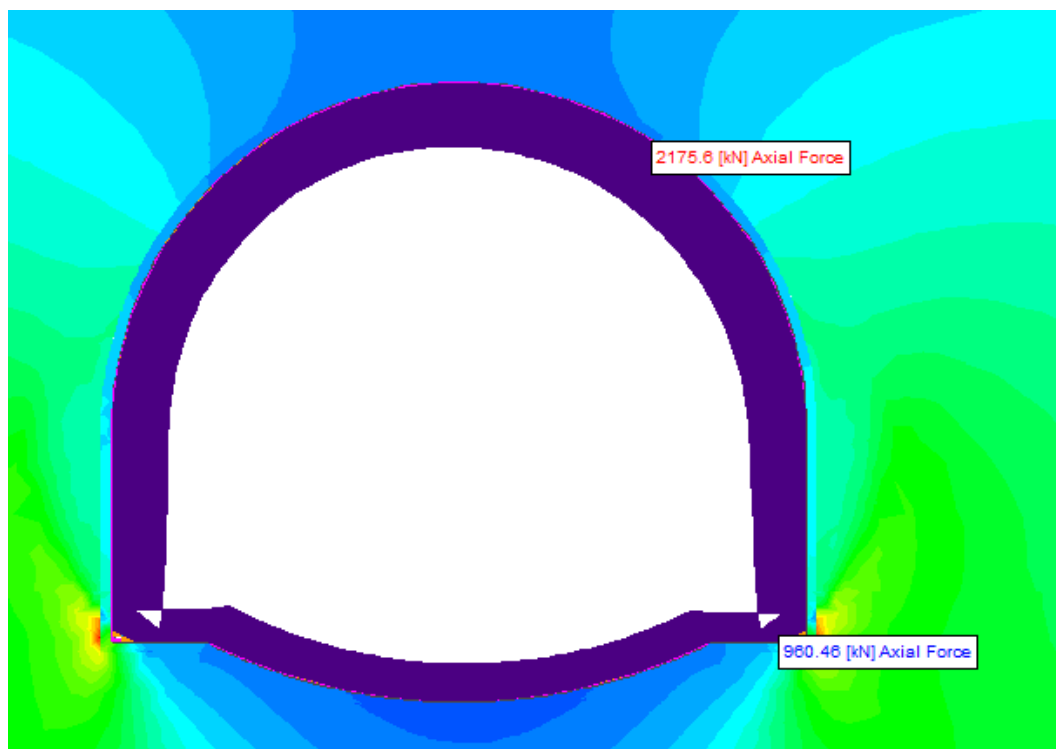


Figura 5.74 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, azione assiale.

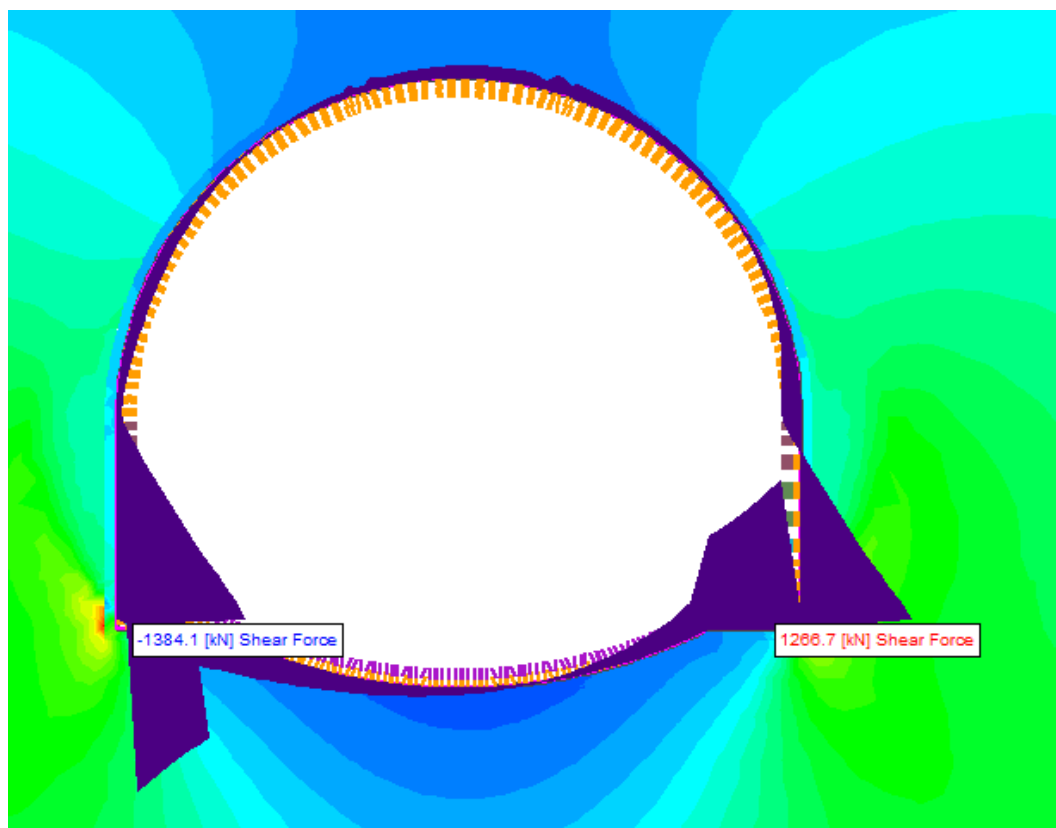


Figura 5.75 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, taglio.

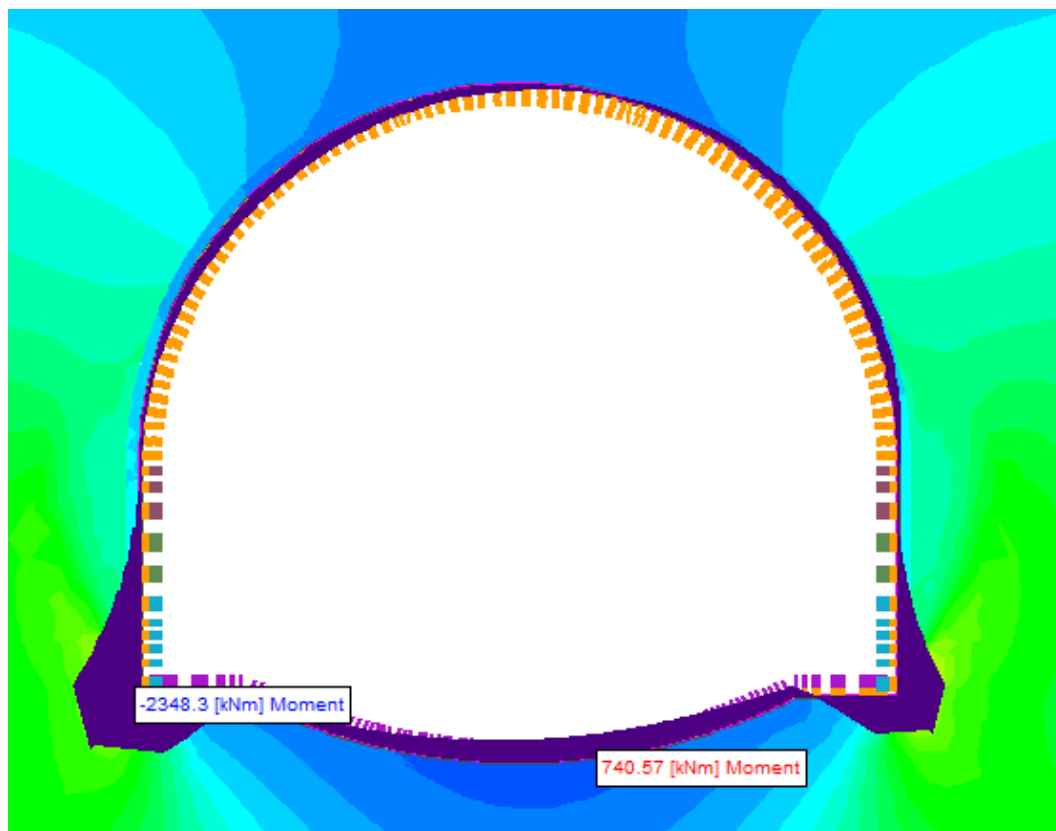


Figura 5.76 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, momento flettente.

5.4.3.7. Verifiche statiche

5.4.3.7.1. Presostegno al Contorno

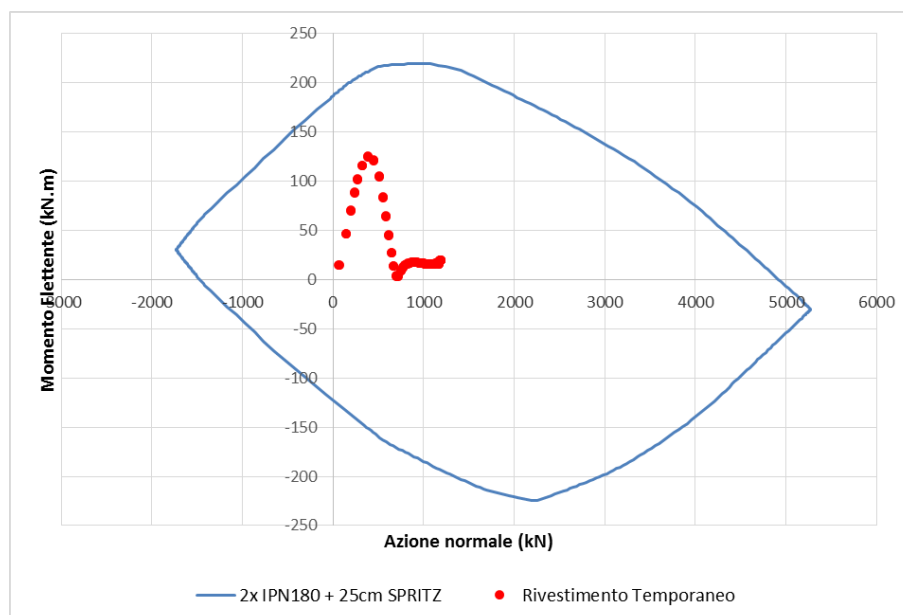
Le sezioni analizzate prevedono la realizzazione di un intervento di presostegno al contorno costituito da un ombrello di infilaggi metallici; in questo paragrafo vengono mostrate (Tabella 5.26) le verifiche a flessione relative allo Stato Limite Ultimo per i tubi in acciaio, svolte come descritto al §.5.3.5.

Tabella 5.26 – Verifica SLU infilaggi di pre-sostegno

PROFILATO METALLICO	
Diametro/Spessore	Ø88.9/10mm
GEOMETRIA	
Interasse centine	1.00m
Distanza centina – fronte	0.30m
Lunghezza fittizia appoggio cedevole	0.50m
Interasse tubi	0.36m
AZIONI SOLLECITANTI	
Pressione verticale caratteristica pv,K	144.25kPa
Momento Flettente di calcolo MeK	14.02kN.m
VERIFICA	
Momento Flettente di progetto MeD	18.23kN.m
Momento Resistente di Progetto (Mr,D)	21.16kN.m
Esito Verifica	SODDISFATTA

5.4.3.7.2. Rivestimento Provvisorio

Il rivestimento provvisorio è stato verificato nei confronti dello SLU a presso-flessione e taglio, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento ad una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite nella fase immediatamente precedente il getto dell'arco rovescio.

Verifica a Presso - Flessione**Figura 5.77 – Verifica a presso – flessione rivestimento temporaneo**

Verifica a Taglio

Verifica centina

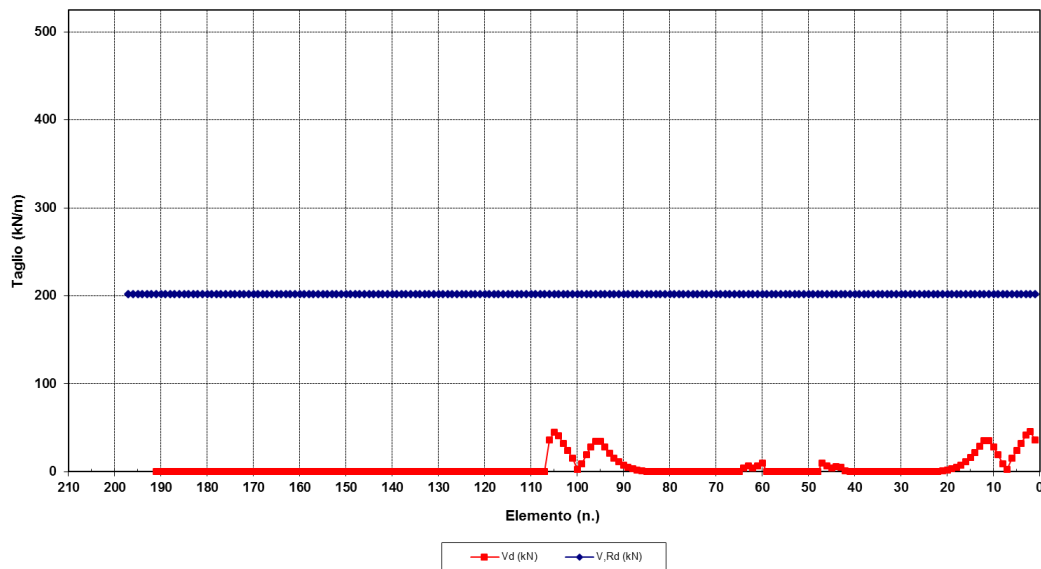
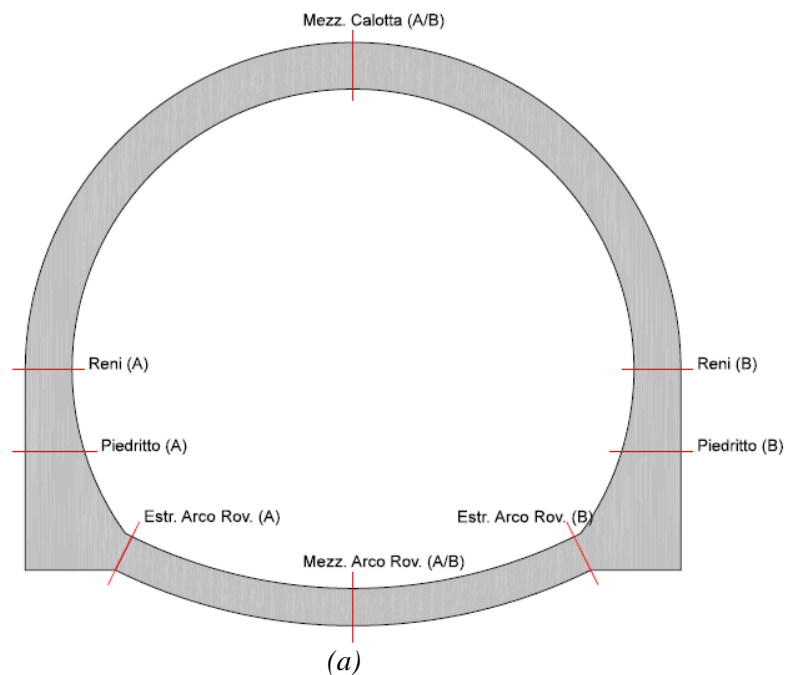
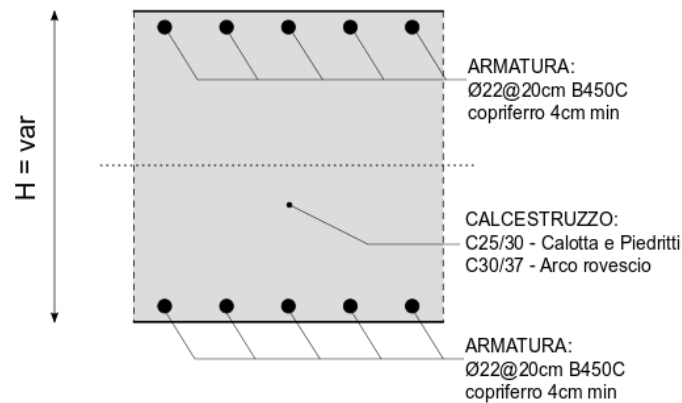


Figura 5.78 – Verifica a taglio rivestimento temporaneo

5.4.3.7.3. Rivestimento Definitivo

Il rivestimento definitivo è stato verificato nei confronti dello SLU e dello SLE, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento alle sezioni di maggiore interesse mostrate in Figura 5.79 per una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite per le condizioni di lungo termine.





(b)

Figura 5.79 – (a) Sezioni di verifica rivestimento definitivo; (b) Sezione CA tipologica (Calotta H=100cm; Piedritti H=100-213cm; Arco rovescio H=80cm)

Verifica allo Stato Limite di Esercizio

Tabella 5.27 – Verifica SLE - tensioni

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s A_s	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
Mezz cal (A)	-2013,2	77,9	1000	960	5Ø22 5Ø22	-2,3	-22,9
Mezz cal (B)	-2013,3	77,8	1000	960	5Ø22 5Ø22	-2,3	-22,9
RENI (A)	-1732,6	64,4	1000	960	5Ø22 5Ø22	-2,0	-19,9
RENI (B)	-1733,9	62,9	1000	960	5Ø22 5Ø22	-2,0	-20,1
PIEDRITTO (A)	-1698,0	80,3	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1,6	-15,5
PIEDRITTO (B)	-1700,7	79,5	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1,6	-15,6
ESTR AR (A)	-1212,7	130,8	1000	760	5Ø22 5Ø22	-2,5	-7,1
ESTR AR (B)	-1213,9	119,9	1000	760	5Ø22 5Ø22	-2,4	-8,3
MEZZ AR (A)	-1213,9	119,9	1000	760	5Ø22 5Ø22	-2,4	-8,3
MEZZ AR (B)	-1213,9	119,9	1000	760	5Ø22 5Ø22	-2,4	-8,3



Tabella 5.28 – Verifica SLE – apertura fessure

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s $A's$	M_I [kNm]	w_d [mm]
Mezz cal (A)	-2013,2	77,9	1000	960	5Ø22 5Ø22	770,1	-
Mezz cal (B)	-2013,3	77,8	1000	960	5Ø22 5Ø22	770,1	-
RENI (A)	-1732,6	64,4	1000	960	5Ø22 5Ø22	719,5	-
RENI (B)	-1733,9	62,9	1000	960	5Ø22 5Ø22	719,7	-
PIEDRITTO (A)	-1698,0	80,3	1000	1220	5Ø22 5Ø22	1013,0	-
PIEDRITTO (B)	-1700,7	79,5	1000	1220	5Ø22 5Ø22	1013,6	-
ESTR AR (A)	-1212,7	130,8	1000	760	5Ø22 5Ø22	483,9	-
ESTR AR (B)	-1213,9	119,9	1000	760	5Ø22 5Ø22	484,1	-
MEZZ AR (A)	-1213,9	119,9	1000	760	5Ø22 5Ø22	484,1	-
MEZZ AR (B)	-1213,9	119,9	1000	760	5Ø22 5Ø22	484,1	-

Verifica allo Stato Limite Ultimo

Tabella 5.29 – Verifica SLU – presso-flessione

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s $A's$	M_{Rd} [kNm]
Mezz cal (A)	-2617,2	101,3	1000	960	5Ø22 5Ø22	1743,3
Mezz cal (B)	-2617,3	101,1	1000	960	5Ø22 5Ø22	1743,3
RENI (A)	-2252,4	83,8	1000	960	5Ø22 5Ø22	1625,6
RENI (B)	-2254,1	81,8	1000	960	5Ø22 5Ø22	1626,2
PIEDRITTO (A)	-2207,4	104,4	1000	1220	5Ø22 5Ø22	2090,8
PIEDRITTO (B)	-2210,9	103,3	1000	1220	5Ø22 5Ø22	2092,4



ESTR AR (A)	-1576,5	170,0	1000	760	5Ø22 5Ø22	1092,6
ESTR AR (B)	-1578,1	155,8	1000	760	5Ø22 5Ø22	1093,1
MEZZ AR (A)	-1509,4	765,5	1000	760	5Ø22 5Ø22	1072,0
MEZZ AR (B)	-1509,7	763,9	1000	760	5Ø22 5Ø22	1072,1

Tabella 5.30 – Verifica SLU – taglio

Sezione	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	b_w [mm]	d [mm]	V_{Rd} [kN]
Mezz cal (A)	-2617,2	-0,2	1000	960	-671,6
Mezz cal (B)	-2617,3	1,4	1000	960	671,6
RENI (A)	-2252,4	89,0	1000	960	619,0
RENI (B)	-2254,1	-91,1	1000	960	-619,3
PIEDRITTO (A)	-2207,4	-39,2	1000	1220	-675,4
PIEDRITTO (B)	-2210,9	38,3	1000	1220	675,9
ESTR AR (A)	-1576,5	-319,6	1000	760	-499,0
ESTR AR (B)	-1578,1	323,8	1000	760	499,2
MEZZ AR (A)	-1509,4	-24,7	1000	760	-489,4
MEZZ AR (B)	-1509,7	26,6	1000	760	489,5

5.4.3.8. Verifica sismica

Il rivestimento definitivo è stato verificato nei confronti dello SLV, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento alle sezioni di maggiore interesse mostrate in Figura 5.79 per una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite per le condizioni di lungo termine.



Verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Tabella 5.31 – Verifica SLV – presso-flessione

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s A_s	M_{Rd} [kNm]
Mezz cal (A)	-2099,0	144,0	1000	960	5Ø22 5Ø22	1573,3
Mezz cal (B)	-2091,0	171,1	1000	960	5Ø22 5Ø22	1570,5
RENI (A)	-1891,4	-56,1	1000	960	5Ø22 5Ø22	-1499,6
RENI (B)	-1853,0	6,1	1000	960	5Ø22 5Ø22	1485,6
PIEDRITTO (A)	-1848,4	10,9	1000	1220	5Ø22 5Ø22	1917,5
PIEDRITTO (B)	-1829,7	-32,8	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1908,3
ESTR AR (A)	-1370,9	-119,1	1000	760	5Ø22 5Ø22	-1028,3
ESTR AR (B)	-1214,3	353,2	1000	760	5Ø22 5Ø22	976,9
MEZZ AR (A)	-1224,4	692,3	1000	760	5Ø22 5Ø22	980,3
MEZZ AR (B)	-1222,0	699,3	1000	760	5Ø22 5Ø22	979,5

Tabella 5.32 – Verifica SLV – taglio

Sezione	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	b_w [mm]	d [mm]	V_{Rd} [kN]
Mezz cal (A)	-2099,0	-100,2	1000	960	-597,0
Mezz cal (B)	-2091,0	-97,3	1000	960	-595,8
RENI (A)	-1891,4	160,0	1000	960	567,1
RENI (B)	-1853,0	25,7	1000	960	561,5
PIEDRITTO (A)	-1848,4	54,5	1000	1220	623,3
PIEDRITTO (B)	-1829,7	127,7	1000	1220	620,5

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GN 040 0 001Rev.
AFoglio
123 di 178

ESTR AR (A)	-1370,9	-318,4	1000	760	-469,7
ESTR AR (B)	-1214,3	268,7	1000	760	447,4
MEZZ AR (A)	-1224,4	-54,9	1000	760	-448,8
MEZZ AR (B)	-1222,0	-51,1	1000	760	-448,5

5.4.3.1. Cedimenti del piano campagna

Al fine di mettere in evidenza gli effetti indotti dallo scavo, nel presente paragrafo sono mostrati i valori di cedimento verticale calcolati al piano campagna a lungo termine.

Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato in Figura 5.80 ed in Figura 5.81, che mostrano rispettivamente la distribuzione della componente verticale dello spostamento nel dominio di calcolo e lungo la linea del piano campagna. Il valore massimo di cedimento verticale registrato è pari a 3.3cm.

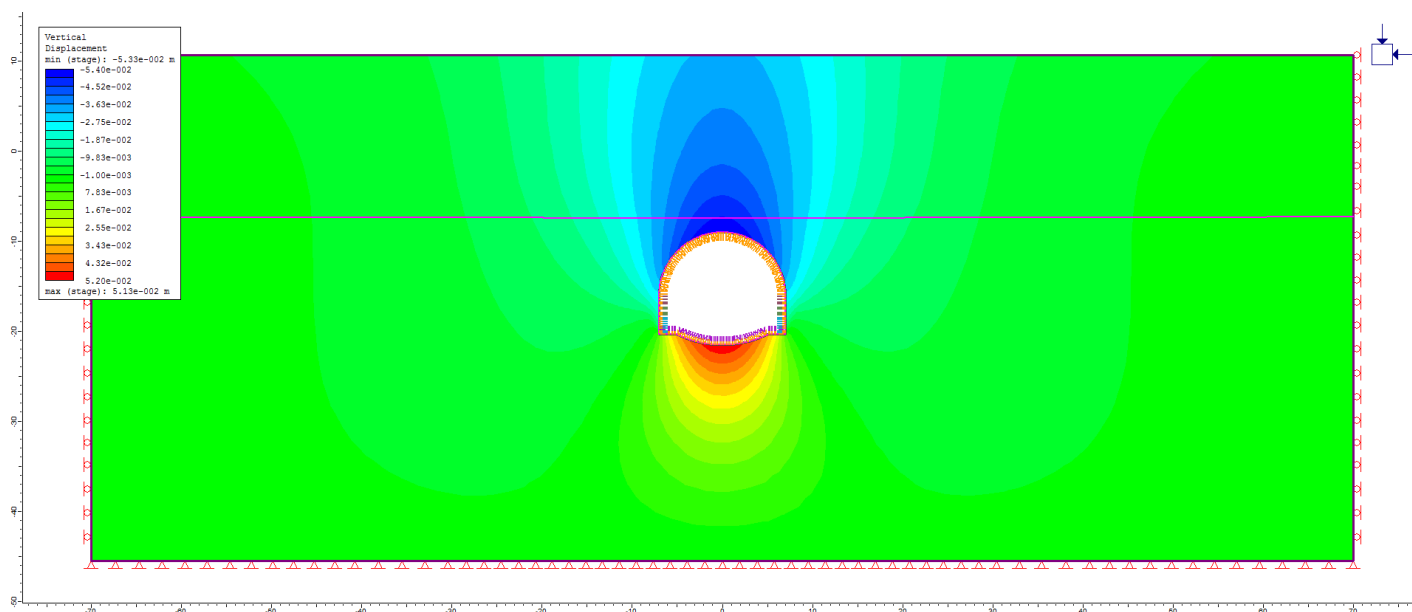


Figura 5.80 – Distribuzione dello spostamento verticale a lungo termine per l'analisi numerica 3

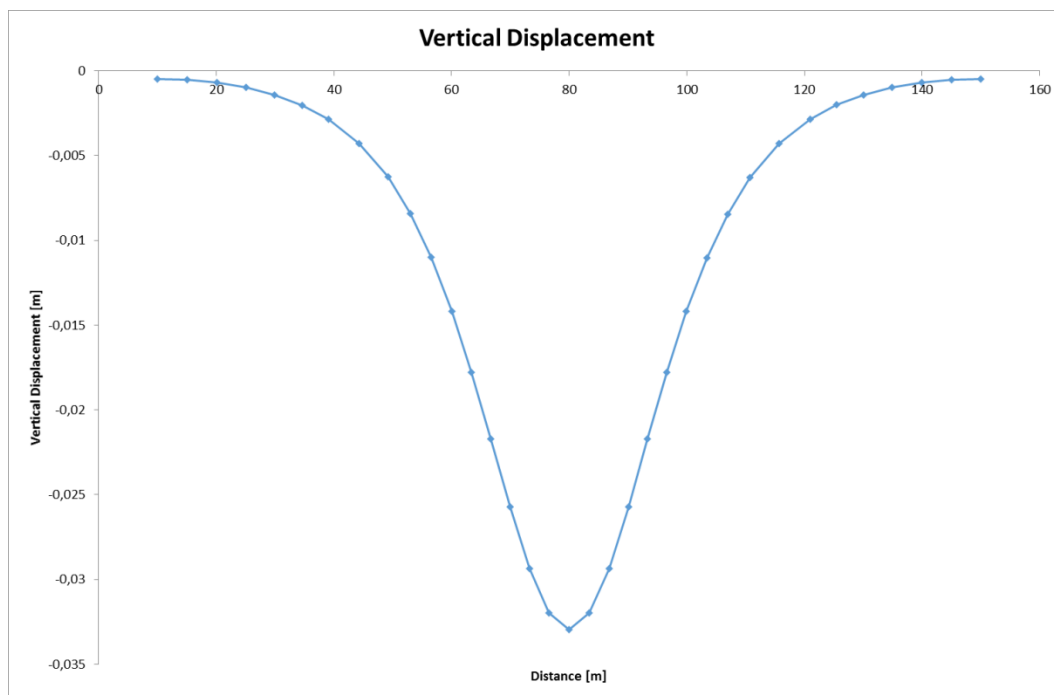


Figura 5.81 – Distribuzione dello spostamento verticale al piano campagna a lungo termine per l'analisi numerica 3

Tabella 5.33 – Analisi n.3: effetti indotti al piano campagna

	Cedimento massimo [mm]	Distorsione massima
Piano campagna	3.3	1/800

5.4.4. Analisi numerica 4 – sezione tipo C1B (tratta sotto – attraversamento edificio)

La sezione di calcolo si riferisce alle condizioni che si verificano in corrispondenza dell'interferenza della galleria con un edificio esistente, ed è posta alla progressiva km 141+725 dove si ha una copertura pari a 23m. La sezione tipologica di riferimento è la C1B.

5.4.4.1. Geometria

Il modello di calcolo ad elementi finiti adottato è mostrato in Figura 5.82.

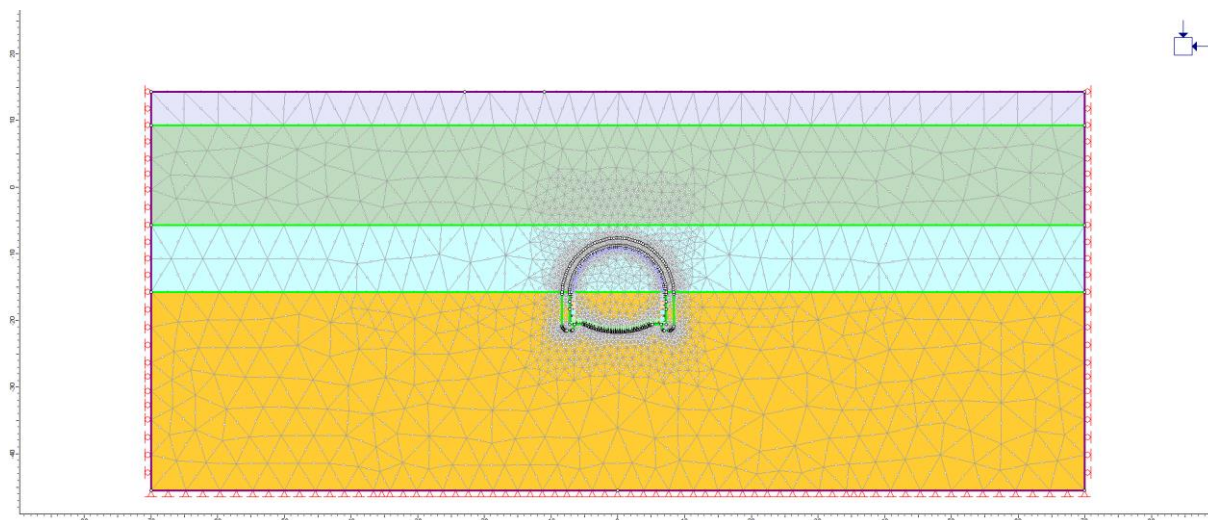


Figura 5.82 – Modello numerico per l'analisi n.4 (sezione tipo C1B).

5.4.4.2. Parametri geotecnici

Il terreno è stato schematizzato come un mezzo continuo, per il quale è stato assunto un comportamento di tipo elasto-lineare perfettamente plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. I parametri geotecnici (resistenza e deformabilità) assunti nei calcoli sono riportati nella seguente Tabella 5.34.

Tabella 5.34 – Analisi numerica 4 - stratigrafia e parametri geotecnici.

ANALISI NUMERICA N. 4									
SEZIONE TIPO C1B - PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO									
NOTE: tratta relativa alle massime coperture in corrispondenza di un edificio alla progressiva chilometrica 141+725 circa									
COPERTURA = 23.0 m									
Da (m)	A (m)	γ (kN/m ³)	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°) (°)	ψ_k (°)	GSC (-)	K_0 (-)	$E_{k,op}$ (MPa)	ν (-)
0	5	21.0	10	34	6	3.0	0.76	30	0.35
5	20	22.0	25	37	6	2.5	0.63	70	0.30
20	30	22.0	30	37	6	2.5	0.63	85	0.30
> 30		22.0	40	38	6	2.0	0.54	100	0.30

Profondità della falda dal piano campagna = 22 m

LEGENDA γ = peso dell'unità di volume del terreno sopra falda γ_{sat} = peso dell'unità di volume del terreno sotto falda c'_k = valore caratteristico della coesione in termini di tensioni efficaci ϕ'_k = valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio ψ'_k = valore caratteristico dell'angolo di dilatanza K_0 = coefficiente di spinta a riposo $E_{k,op}$ = valore caratteristico del modulo di Young ν = rapporto di PoissonViene assunto un valore di permeabilità comune a tutti gli strati analizzati pari a $K=10^{-6}$ m/s.**5.4.4.3. Caratteristiche dei rivestimenti**

Come descritto al precedente §.5.2.3. il rivestimento provvisorio e definitivo sono stati modellati mediante elementi di tipo beam. I parametri di rigidità associati ai rivestimenti sono mostrati nella seguente Tabella 5.35.

Tabella 5.35 – Analisi numerica 4 – Caratteristiche rivestimenti.

Rivestimento	Spessore equivalente (m)	Modulo Elastico equivalente a 28gg (GPa)	EA (kN)	EJ (kN.m ²)
Temporaneo (2x IPN180+spritz 25cm)	0.252	30,43	7,68E+06	4,08E+04
Calotta (C25/30 100cm)	1,00	31,48	3,14E+07	2,62E+06
Piedritto (C25/30 sezione media)	1,26	31,48	3,97E+07	5,27E+06
Arco Rovescio (C30/37 80cm)	0,80	32,84	2,63E+07	1,40E+06

Infine, per quanto concerne le caratteristiche di permeabilità dei rivestimenti, sono stati ipotizzati i seguenti valori:



- Rivestimento temporaneo (2 IPN 180 + 25cm spritz): $K = 10^{-10}$ m/s (Thomas, 2008);
- Rivestimento definitivo (sezione in CA con guaina impermeabilizzante in PVC): $K = 10^{-11}$ m/s

5.4.4.4. Carichi esterni

La presenza dall'edificio al piano campagna viene simulata applicando un carico distribuito avente valore caratteristico pari a 30kPa.

All'interno del tunnel è simulato, a lungo termine, il carico indotto dal peso proprio della massicciata ferroviaria, il cui valore caratteristico è pari a $qM = 18,00 \text{ kN/m}^3 \times 1.90\text{m} = 34,20 \text{ kPa}$ (il peso per unità di volume della massicciata è conforme con quanto prescritto dalle NTC al paragrafo relativo ai poni ferroviari).

5.4.4.5. Fasi di calcolo adottate

Sulla base delle condizioni geotecniche riportate nel precedente paragrafo, nelle seguenti figure sono mostrate rispettivamente: (1) la curva caratteristica e l'andamento del valore del raggio plastico; (2) il profilo longitudinale dello spostamento della galleria; (3) la curva caratteristica e il profilo longitudinale dello spostamento della galleria; (4) Andamento di $\beta = 1 - \lambda$ in funzione della distanza dal fronte di scavo.

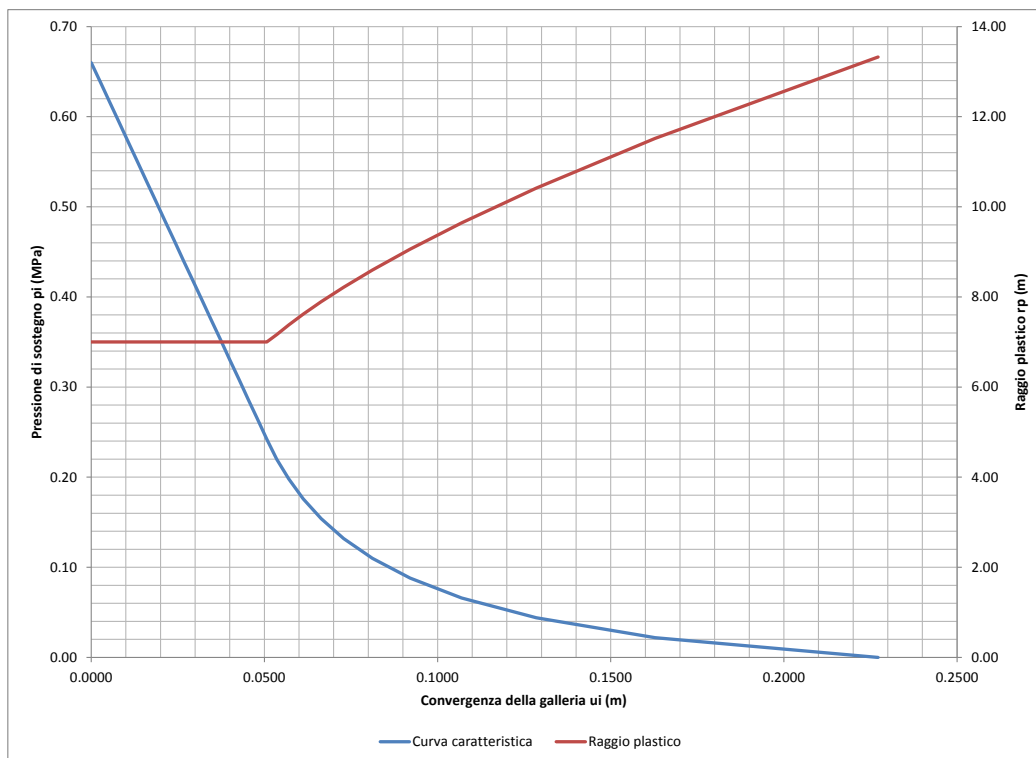


Figura 5.83 - Curva caratteristica e andamento del valore del raggio plastico.

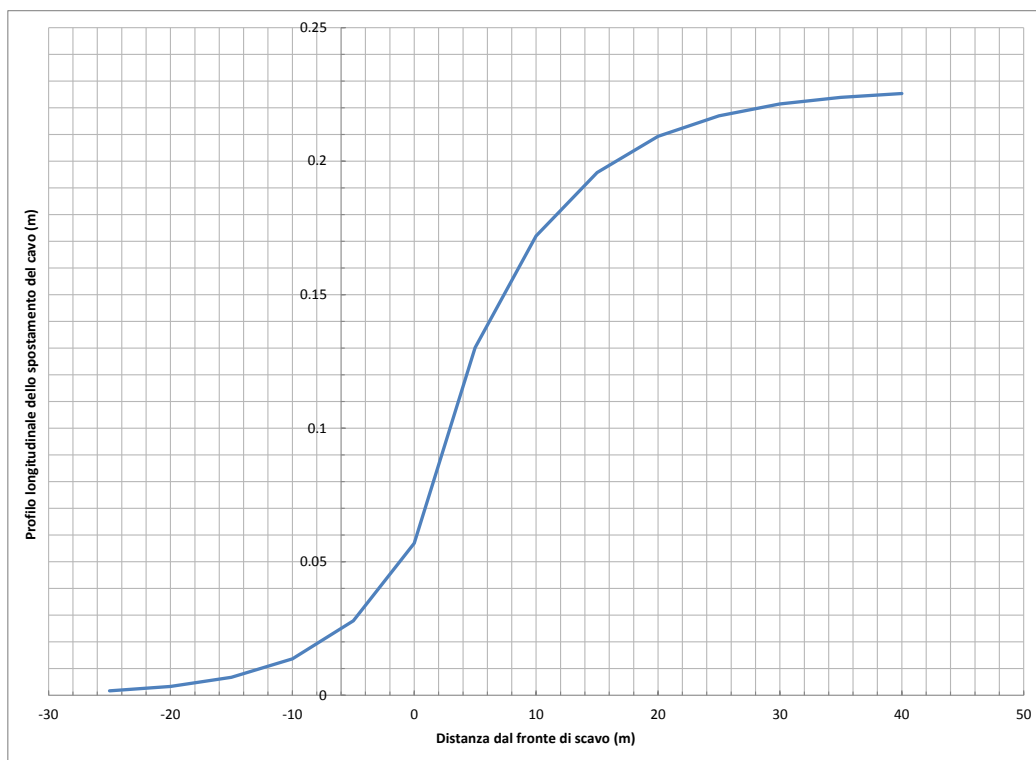


Figura 5.84 - Profilo longitudinale dello spostamento della galleria

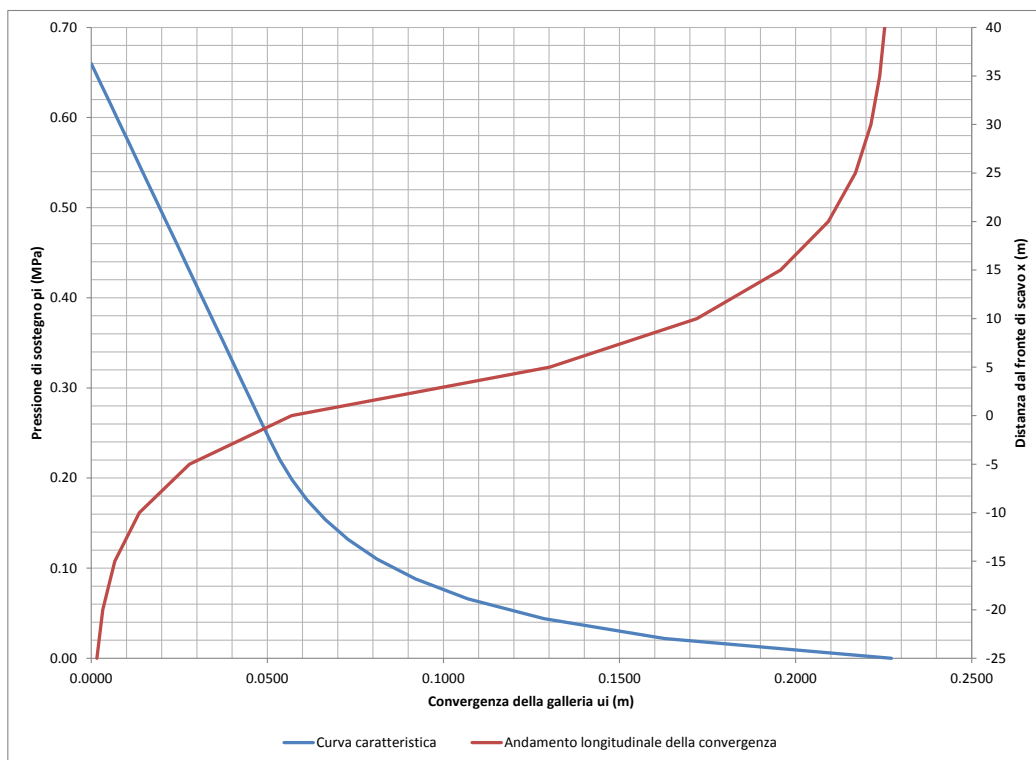


Figura 5.85 - Curva caratteristica e profilo longitudinale dello spostamento della galleria.

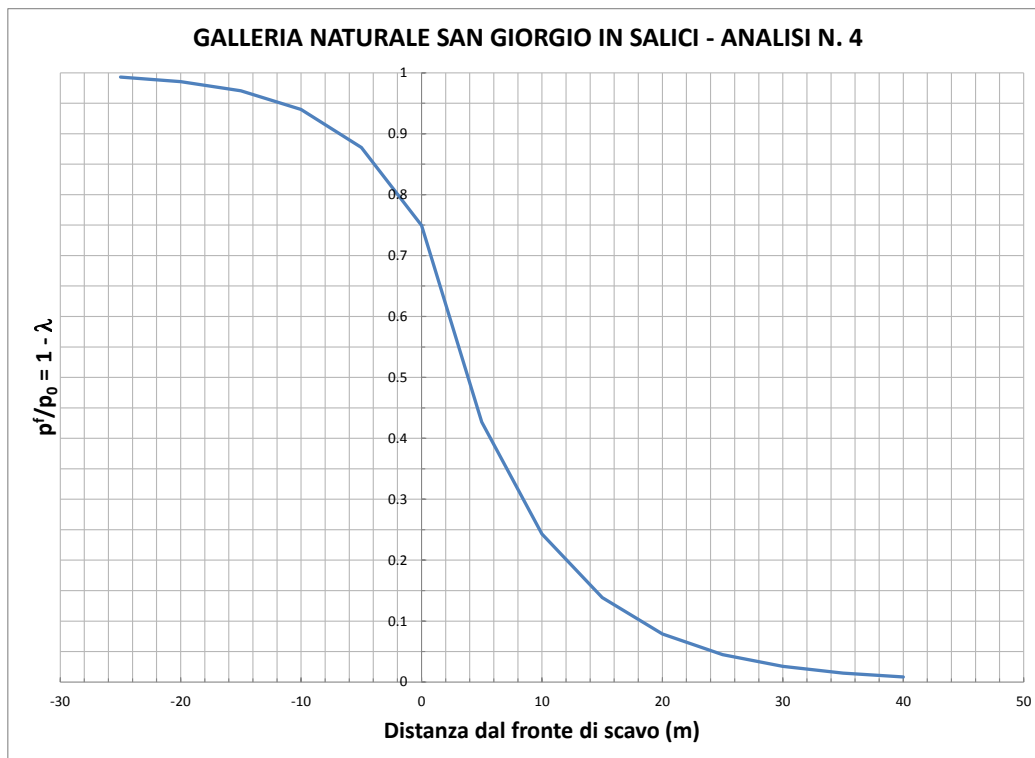


Figura 5.86 - Andamento di $\beta = 1 - \lambda$ in funzione della distanza dal fronte di scavo.

Sulla base di tali figure, nella seguente tabella sono riepilogate le fasi adottate per l'analisi numerica e i relativi valori assunti per $\beta = 1 - \lambda$.

Tabella 5.36 – Analisi numerica 4 – fasi di analisi del modello ad elementi finiti.

FASE	DESCRIZIONE DELLA FASE ANALIZZATA	$\sigma_n / \sigma_0 = 1 - \lambda$
FASE 1 – Stato iniziale – condizione geostatica	In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene così ricreata in termini di sforzi e di deformazioni la situazione precedente alla costruzione della galleria	--
FASE 2 - Consolidamento al contorno del cavo	Realizzazione interventi di preconsolidamento	0.964
FASE 3 – Apertura del fronte di scavo	In questa fase del calcolo viene simulata l'apertura dello scavo. La sezione di calcolo è esattamente rappresentativa della situazione al fronte di scavo.	0.749
FASE 4 – Scavo a piena sezione per uno sfondo della profondità di 1 m	In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione di un singolo sfondo della profondità di 1 m senza sostegno.	0.685
FASE 5 – Scavo a piena sezione e messa in opera della centina e getto del calcestruzzo proiettato	In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione e la posa in opera della centina e del calcestruzzo proiettato (modulo al 66%). La sezione di calcolo si trova ad una distanza di 2 m dal fronte di scavo.	0.620

FASE 6 – Avanzamento dello scavo fino a 4.0 m	Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino ad una distanza dalla sezione di calcolo di 4 m. Nel rivestimento di prima fase sono agenti sia le centine sia il calcestruzzo proiettato (modulo al 100%)	0.491
FASE 7 – Avanzamento dello scavo fino a 9 m con attivazione arco rovescio e murette	Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino ad una distanza dalla sezione di calcolo di 9 m, viene gettato l'arco rovescio e le murette in calcestruzzo armato (modulo elastico ridotto al 66%)	0.280
FASE 8 – Avanzamento dello scavo fino a 12 m, completa maturazione dell'arco rovescio e delle murette	Si avanza col fronte di scavo simulando la maturazione completa dell'arco rovescio e delle murette (modulo elastico 100%)	0.201
FASE 9 – Avanzamento dello scavo fino a 18 m, getto del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)	In questa fase di calcolo, viene simulato il getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo (modulo elastico al 100%)	0.103
FASE 10 – Decadimento delle caratteristiche del priverivestimento	Si considera a lungo termine il decadimento delle caratteristiche di resistenza del rivestimento di prima fase.	0.00
FASE 11 – Applicazione del sisma di progetto	Condizione di lungo termine con sisma	0.00

5.4.4.6. Analisi dei risultati

I principali risultati ottenuti sono mostrati nelle seguenti immagini:

- La Figura 5.87 e Figura 5.88 mostrano la distribuzione delle componenti verticale ed orizzontale dello spostamento a lungo termine;
- La Figura 5.89, Figura 5.90 e Figura 5.91 mostrano le azioni interne nel rivestimento temporaneo, quando questo raggiunge la completa maturazione;
- La Figura 5.92, Figura 5.93 e Figura 5.94 mostrano le azioni interne nel rivestimento temporaneo, nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio;
- La Figura 5.95, Figura 5.96 e Figura 5.97 mostrano le azioni interne nel rivestimento definitivo, a lungo termine;
- La Figura 5.98, Figura 5.99 e Figura 5.100 mostrano le azioni interne nel rivestimento definitivo, in presenza di sisma.

Per una visione completa dei risultati ottenuti si rimanda, infine, al documento IN0R11EE2CLGN0400002 (Relazione di calcolo dei sostegni e dei rivestimenti – allegati numerici).

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 040 0 001

Rev.
A

Foglio
131 di 178

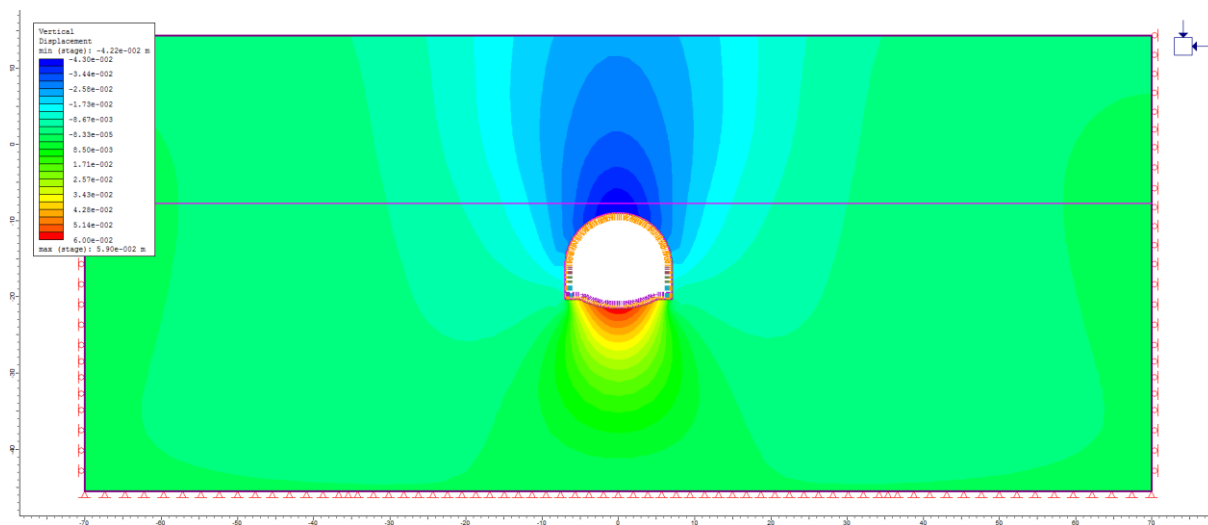


Figura 5.87 – Distribuzione dello spostamento verticale a lungo termine.

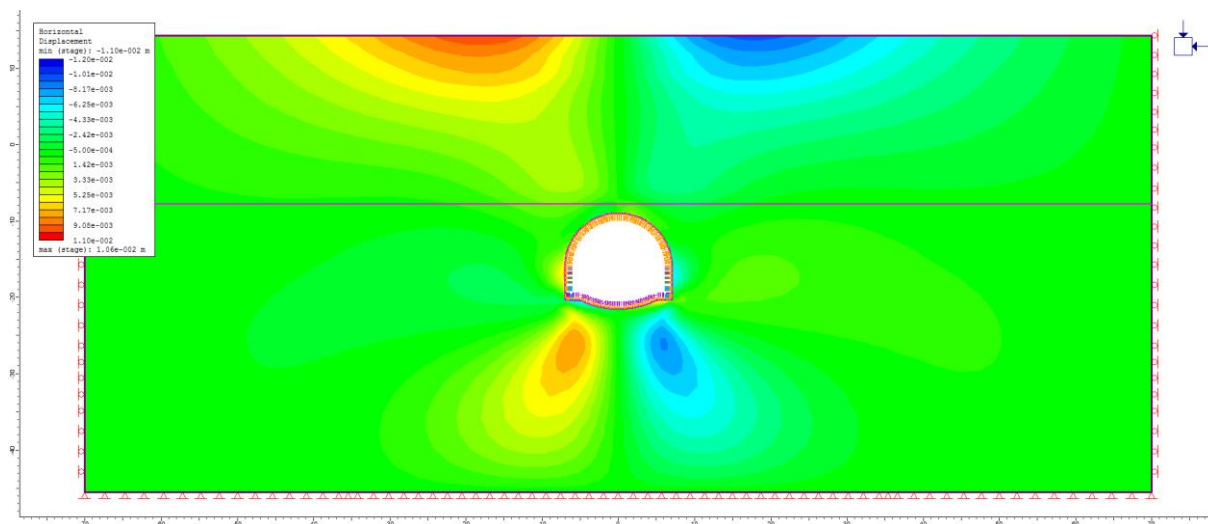


Figura 5.88 – Distribuzione dello spostamento orizzontale a lungo termine.

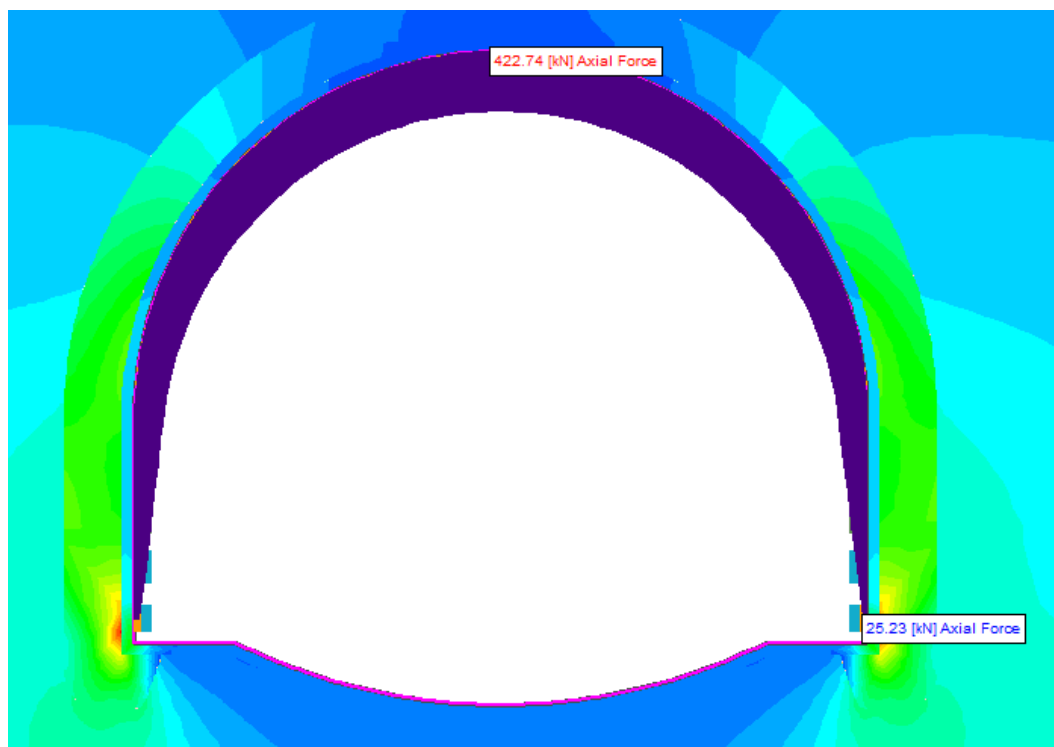


Figura 5.89 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, azione assiale.

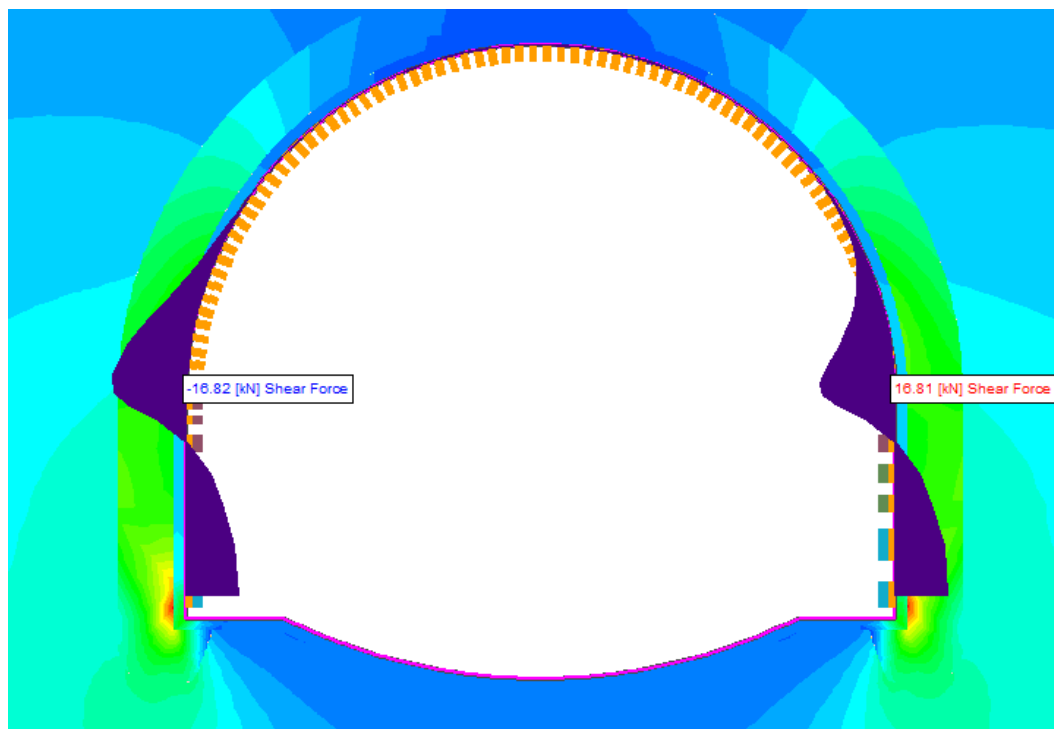


Figura 5.90 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, taglio.

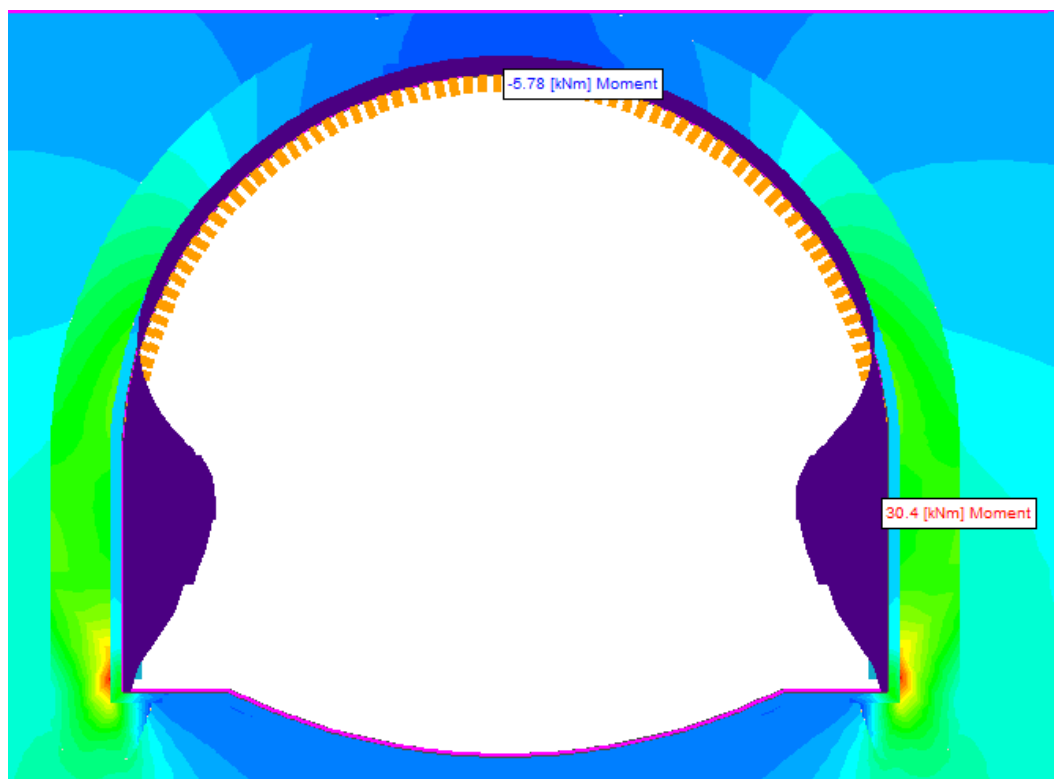


Figura 5.91 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, momento flettente.

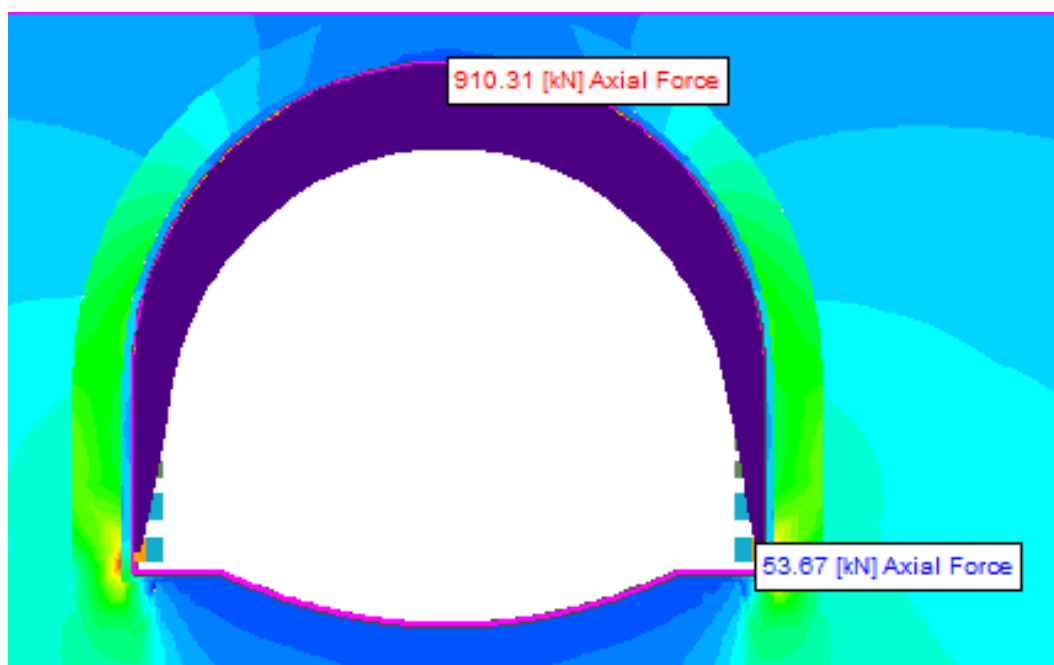


Figura 5.92 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, azione assiale.

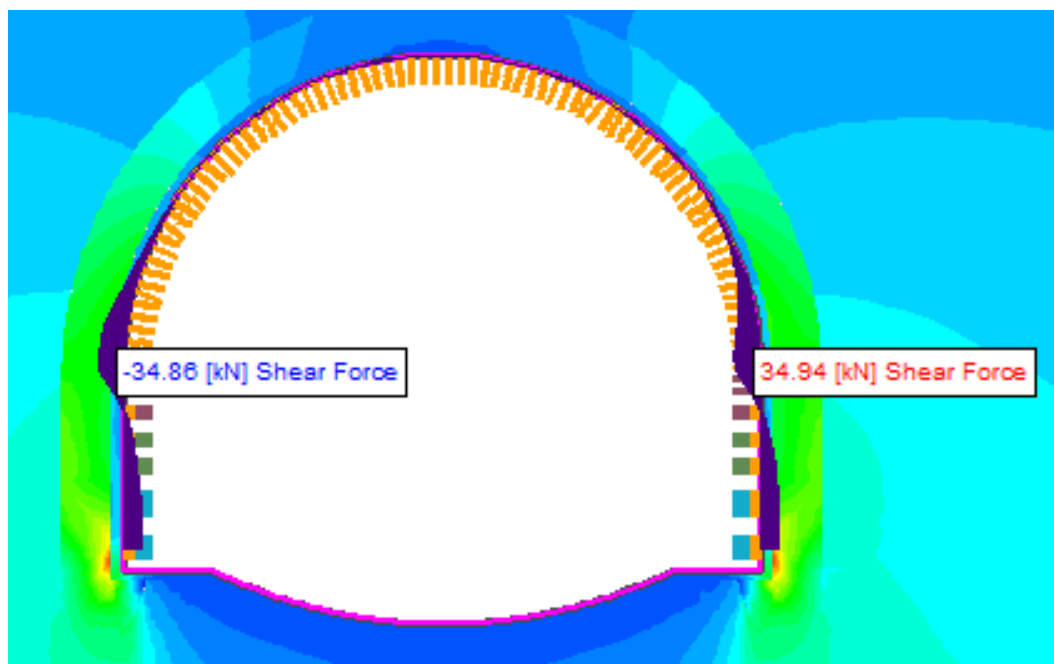


Figura 5.93 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, taglio.

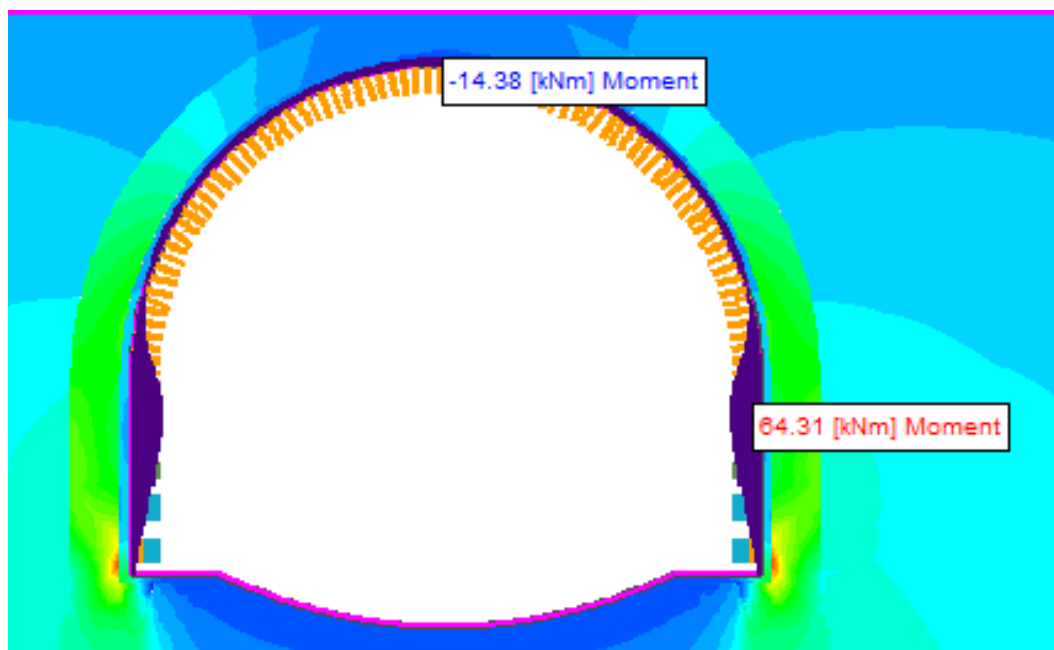


Figura 5.94 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, momento flettente.

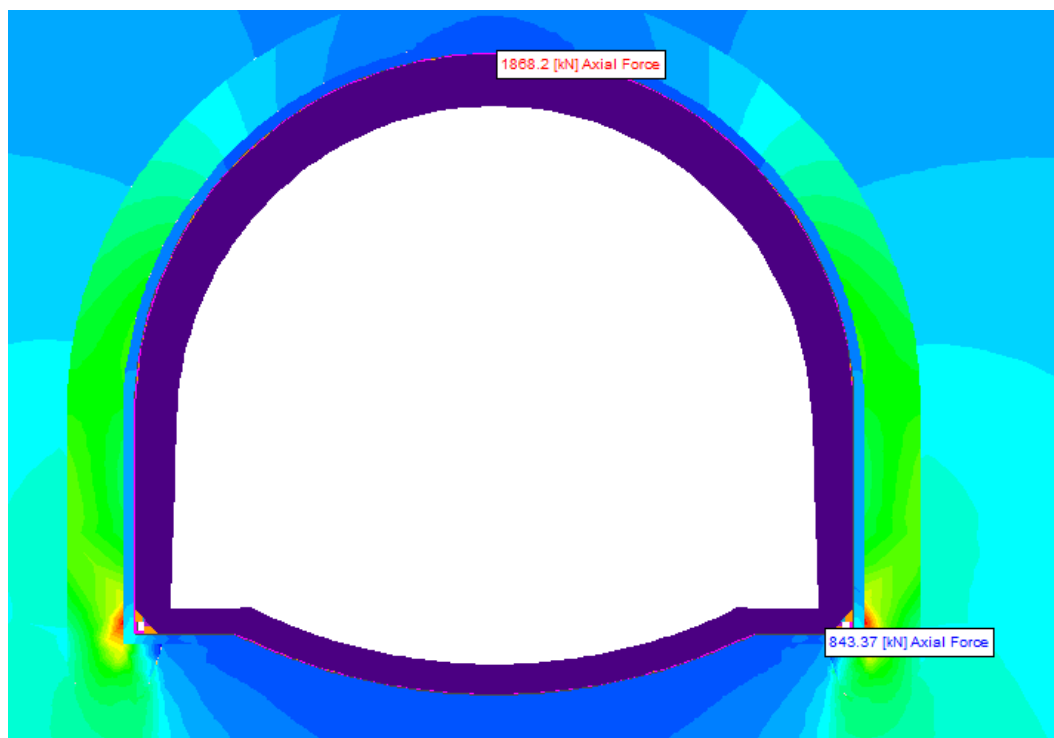


Figura 5.95 – Rivestimento definitivo a lungo termine, azione assiale.

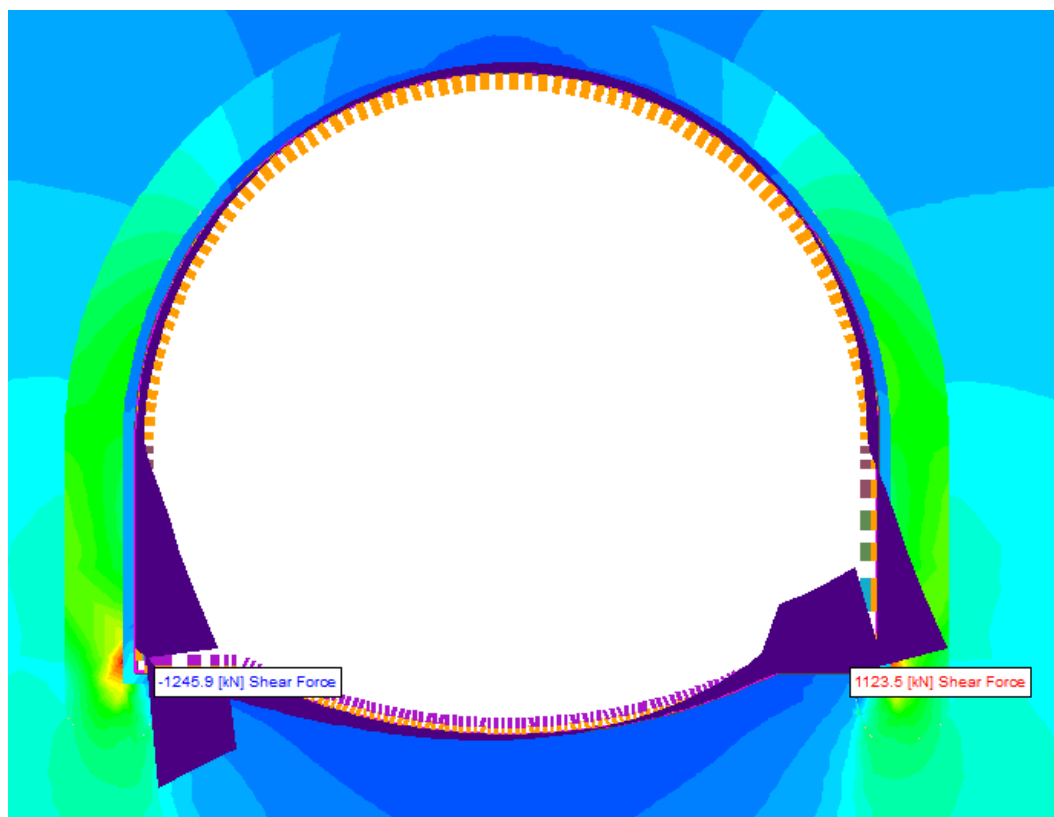


Figura 5.96 – Rivestimento definitivo a lungo termine, taglio.

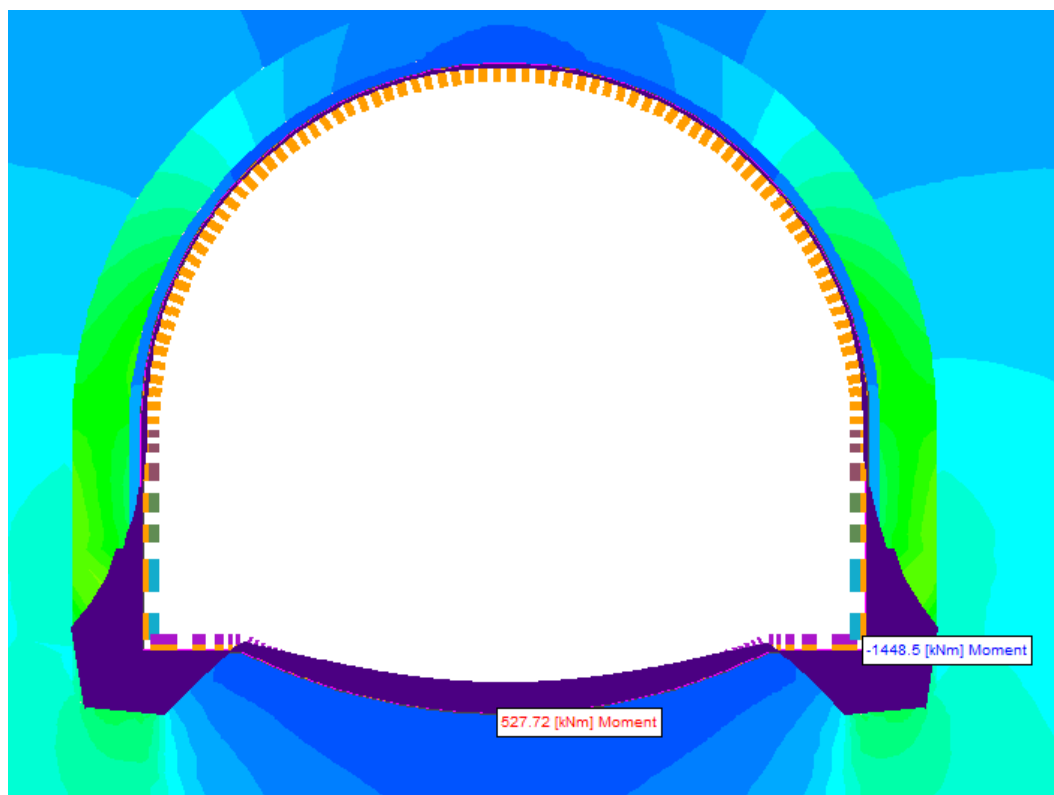


Figura 5.97 – Rivestimento definitivo a lungo termine, momento flettente.

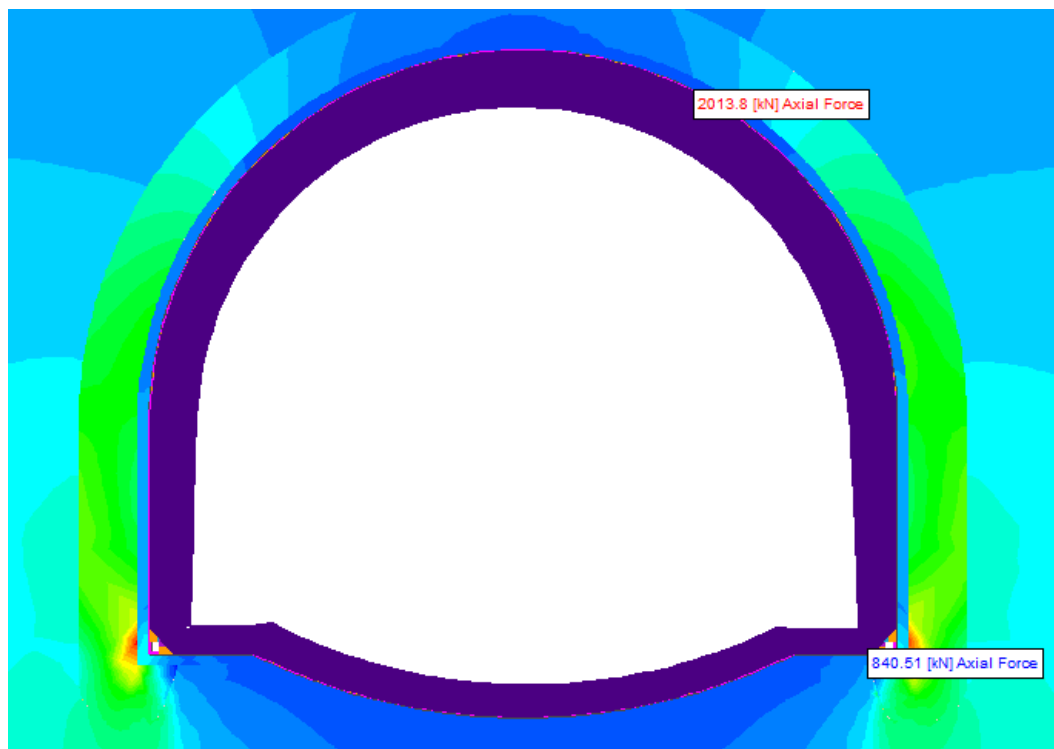


Figura 5.98 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, azione assiale.

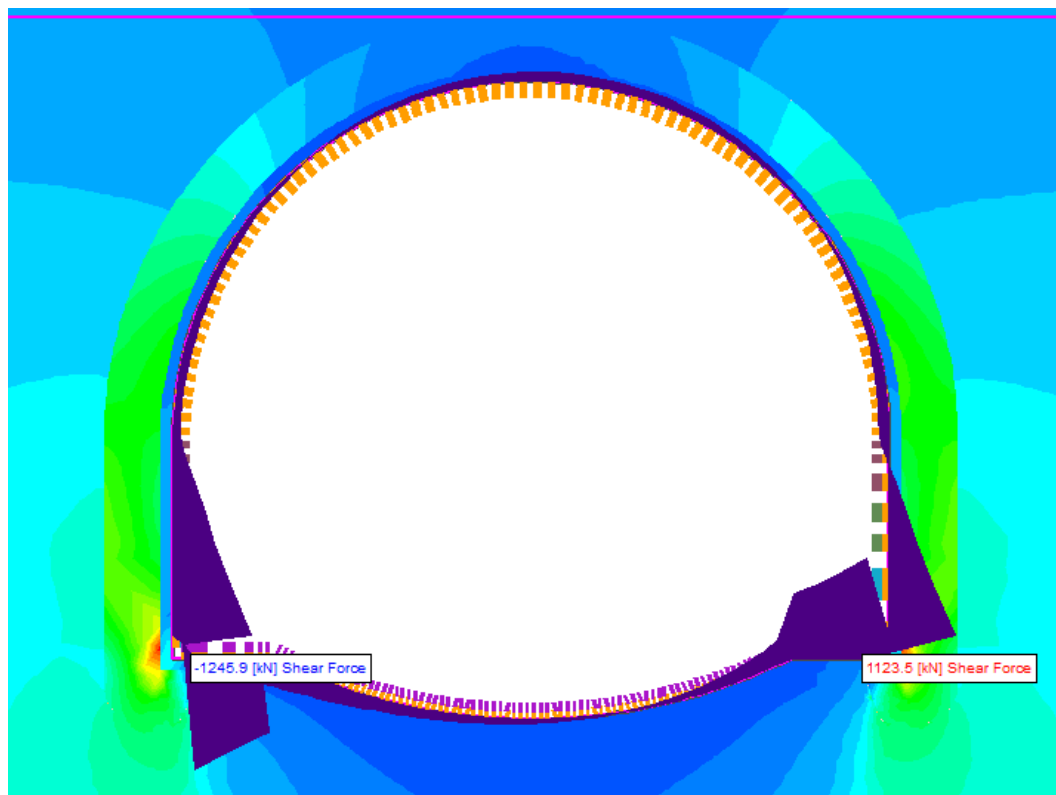


Figura 5.99 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, taglio.

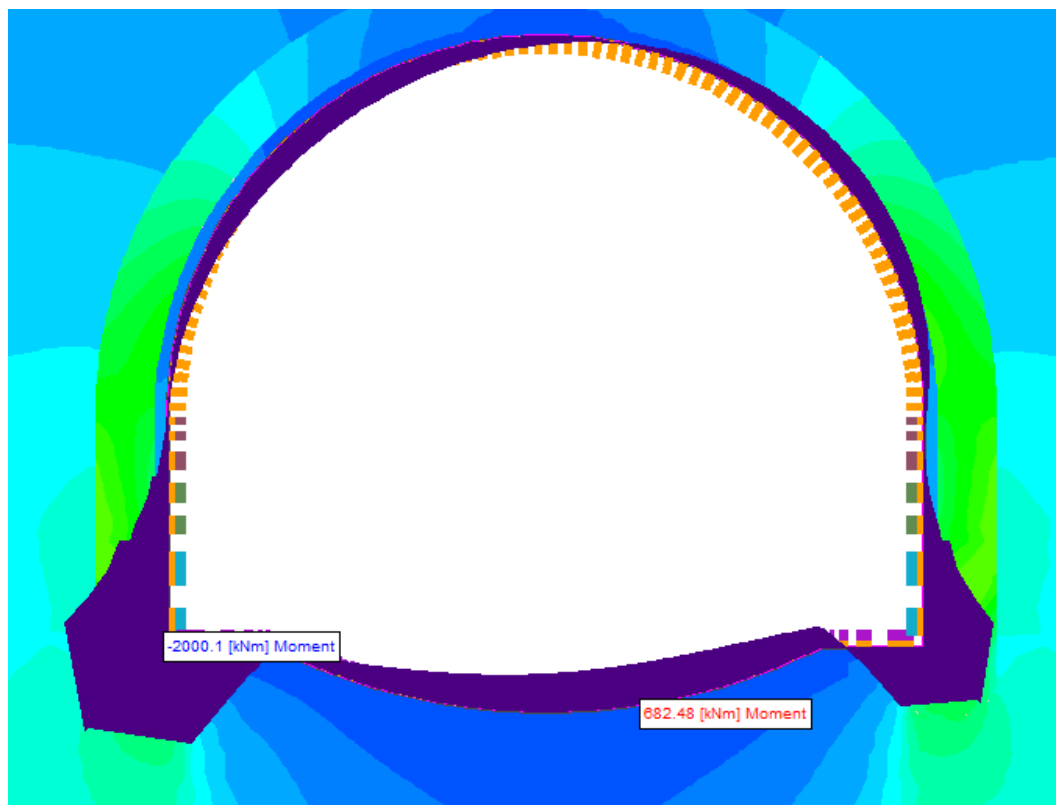


Figura 5.100 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, momento flettente.

5.4.4.7. Verifiche statiche

5.4.4.7.1. Presostegno al Contorno

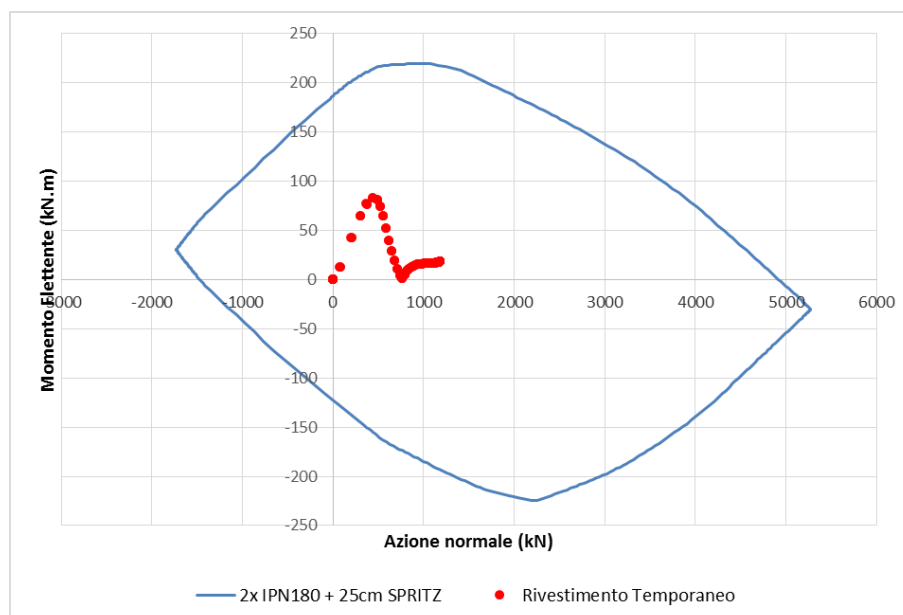
Le sezioni analizzate prevedono la realizzazione di un intervento di presostegno al contorno costituito da un ombrello di infilaggi metallici; in questo paragrafo vengono mostrate (Tabella 5.37) le verifiche a flessione relative allo Stato Limite Ultimo per i tubi in acciaio, svolte come descritto al §.5.3.5.

Tabella 5.37 – Verifica SLU infilaggi di pre-sostegno

PROFILATO METALLICO	
Diametro/Spessore	Ø88.9/10mm
GEOMETRIA	
Interasse centine	1.00m
Distanza centina – fronte	0.30m
Lunghezza fittizia appoggio cedevole	0.50m
Interasse tubi	0.36m
AZIONI SOLLECITANTI	
Pressione verticale caratteristica pv,K	162.33kPa
Momento Flettente di calcolo MeK	15.78kN.m
VERIFICA	
Momento Flettente di progetto MeD	20.51kN.m
Momento Resistente di Progetto (Mr,D)	21.16kN.m
Esito Verifica	SODDISFATTA

5.4.4.7.2. Rivestimento Provvisorio

Il rivestimento provvisorio è stato verificato nei confronti dello SLU a presso-flessione e taglio, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento ad una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite nella fase immediatamente precedente il getto dell'arco rovescio.

Verifica a Presso - Flessione**Figura 5.101 – Verifica a presso – flessione rivestimento temporaneo**

Verifica a Taglio

Verifica centina

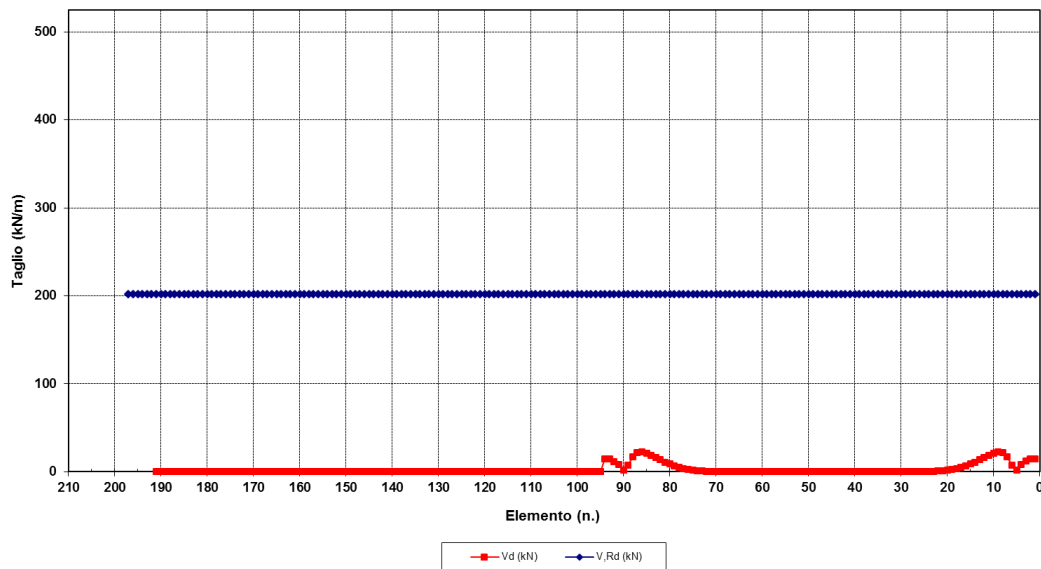
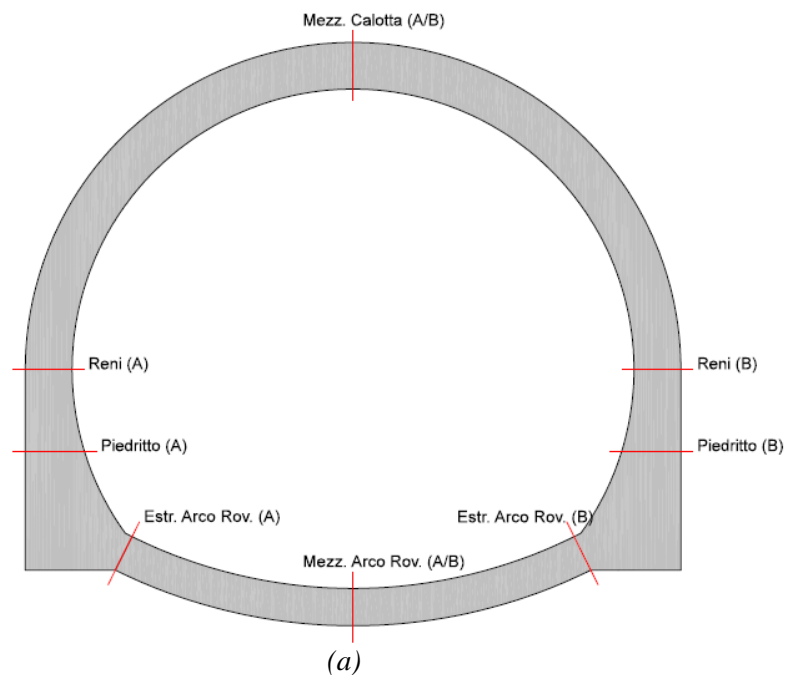
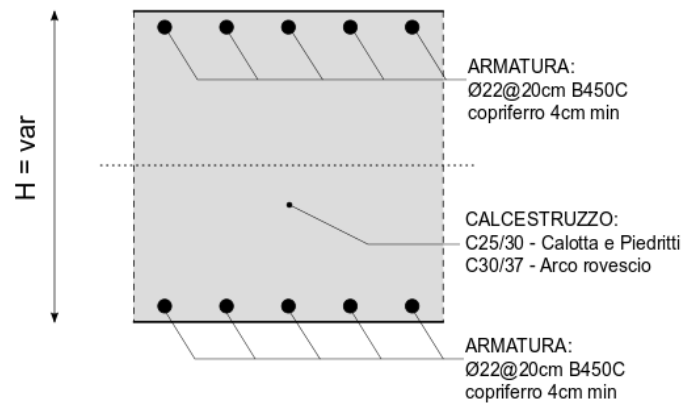


Figura 5.102 – Verifica a taglio rivestimento temporaneo

5.4.4.7.3. Rivestimento Definitivo

Il rivestimento definitivo è stato verificato nei confronti dello SLU e dello SLE, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento alle sezioni di maggiore interesse mostrate in Figura 5.103 per una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite per le condizioni di lungo termine.





(b)

Figura 5.103 – (a) Sezioni di verifica rivestimento definitivo; (b) Sezione CA tipologica (Calotta H=100cm; Piedritti H=100-213cm; Arco rovescio H=80cm)

Verifica allo Stato Limite di Esercizio

Tabella 5.38 – Verifica SLE - tensioni

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s A_s	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
Mezz cal (A)	-1868,2	45,4	1000	960	5Ø22 5Ø22	-2,0	-23,2
Mezz cal (B)	-1868,2	45,3	1000	960	5Ø22 5Ø22	-2,0	-23,2
RENI (A)	-1481,8	75,2	1000	960	5Ø22 5Ø22	-1,8	-15,6
RENI (B)	-1482,0	73,6	1000	960	5Ø22 5Ø22	-1,8	-15,7
PIEDRITTO (A)	-1362,1	-91,6	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1,3	-11,2
PIEDRITTO (B)	-1374,7	-91,3	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1,4	-11,3
ESTR AR (A)	-1055,1	163,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	-2,5	-0,7
ESTR AR (B)	-1056,2	150,5	1000	760	5Ø22 5Ø22	-2,4	-2,3
MEZZ AR (A)	-1039,1	527,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	-7,6	165,9
MEZZ AR (B)	-1039,1	527,6	1000	760	5Ø22 5Ø22	-7,6	165,8

Tabella 5.39 – Verifica SLE – apertura fessure

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s $A's$	M_I [kNm]	w_d [mm]
Mezz cal (A)	-1868,2	45,4	1000	960	5Ø22 5Ø22	744,0	-
Mezz cal (B)	-1868,2	45,3	1000	960	5Ø22 5Ø22	744,0	-
RENI (A)	-1481,8	75,2	1000	960	5Ø22 5Ø22	674,2	-
RENI (B)	-1482,0	73,6	1000	960	5Ø22 5Ø22	674,2	-
PIEDRITTO (A)	-1362,1	-91,6	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-937,5	-
PIEDRITTO (B)	-1374,7	-91,3	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-940,3	-
ESTR AR (A)	-1055,1	163,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	460,9	-
ESTR AR (B)	-1056,2	150,5	1000	760	5Ø22 5Ø22	461,0	-
MEZZ AR (A)	-1039,1	527,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	458,5	0,153
MEZZ AR (B)	-1039,1	527,6	1000	760	5Ø22 5Ø22	458,5	0,152

Verifica allo Stato Limite Ultimo

Tabella 5.40 – Verifica SLU – presso-flessione

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s $A's$	M_{Rd} [kNm]
Mezz cal (A)	-2428,7	59,0	1000	960	5Ø22 5Ø22	1683,7
Mezz cal (B)	-2428,7	58,9	1000	960	5Ø22 5Ø22	1683,7
RENI (A)	-1926,3	97,8	1000	960	5Ø22 5Ø22	1512,2
RENI (B)	-1926,6	95,7	1000	960	5Ø22 5Ø22	1512,3
PIEDRITTO (A)	-1770,7	-119,1	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1878,9
PIEDRITTO (B)	-1787,1	-118,7	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1887,2



ESTR AR (A)	-1371,6	212,8	1000	760	5Ø22 5Ø22	1028,5
ESTR AR (B)	-1373,1	195,6	1000	760	5Ø22 5Ø22	1029,0
MEZZ AR (A)	-1350,8	686,0	1000	760	5Ø22 5Ø22	1021,9
MEZZ AR (B)	-1350,8	685,9	1000	760	5Ø22 5Ø22	1021,9

Tabella 5.41 – Verifica SLU – taglio

Sezione	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	b_w [mm]	d [mm]	V_{Rd} [kN]
Mezz cal (A)	-2428,7	0,3	1000	960	644,4
Mezz cal (B)	-2428,7	0,6	1000	960	644,4
RENI (A)	-1926,3	30,6	1000	960	572,1
RENI (B)	-1926,6	-32,1	1000	960	-572,1
PIEDRITTO (A)	-1770,7	-320,4	1000	1220	-612,0
PIEDRITTO (B)	-1787,1	318,8	1000	1220	614,4
ESTR AR (A)	-1371,6	-281,9	1000	760	-469,8
ESTR AR (B)	-1373,1	286,1	1000	760	470,0
MEZZ AR (A)	-1350,8	-0,1	1000	760	-466,8
MEZZ AR (B)	-1350,8	2,3	1000	760	466,8

5.4.4.8. Verifica sismica

Il rivestimento definitivo è stato verificato nei confronti dello SLV, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento alle sezioni di maggiore interesse mostrate in Figura 5.103 per una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite per le condizioni di lungo termine.



Verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Tabella 5.42 – Verifica SLV – presso-flessione

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s A_s	M_{Rd} [kNm]
Mezz cal (A)	-1968,3	116,5	1000	960	5Ø22 5Ø22	1527,2
Mezz cal (B)	-1961,4	143,2	1000	960	5Ø22 5Ø22	1524,8
RENI (A)	-1640,7	-33,9	1000	960	5Ø22 5Ø22	-1406,5
RENI (B)	-1615,1	-2,7	1000	960	5Ø22 5Ø22	-1396,7
PIEDRITTO (A)	-1503,2	-80,6	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1742,3
PIEDRITTO (B)	-1526,6	-324,5	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1754,4
ESTR AR (A)	-1220,3	-69,2	1000	760	5Ø22 5Ø22	-978,9
ESTR AR (B)	-1073,9	363,4	1000	760	5Ø22 5Ø22	929,2
MEZZ AR (A)	-1114,9	632,9	1000	760	5Ø22 5Ø22	943,3
MEZZ AR (B)	-1112,6	639,0	1000	760	5Ø22 5Ø22	942,5

Tabella 5.43 – Verifica SLV – taglio

Sezione	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	b_w [mm]	d [mm]	V_{Rd} [kN]
Mezz cal (A)	-1968,3	-98,0	1000	960	-578,1
Mezz cal (B)	-1961,4	-96,0	1000	960	-577,1
RENI (A)	-1640,7	112,8	1000	960	531,0
RENI (B)	-1615,1	68,7	1000	960	527,3
PIEDRITTO (A)	-1503,2	-186,3	1000	1220	-573,1

PIEDRITTO (B)	-1526,6	353,2	1000	1220	576,5
ESTR AR (A)	-1220,3	-300,9	1000	760	-448,2
ESTR AR (B)	-1073,9	242,3	1000	760	427,4
MEZZ AR (A)	-1114,9	-48,3	1000	760	-433,2
MEZZ AR (B)	-1112,6	-45,6	1000	760	-432,9

5.4.4.1. Cedimenti del piano campagna

Al fine di mettere in evidenza gli effetti indotti dallo scavo, nel presente paragrafo sono mostrati i valori di cedimento verticale calcolati al piano campagna a lungo termine.

Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato in Figura 5.104 ed in Figura 5.105, che mostrano rispettivamente la distribuzione della componente verticale dello spostamento nel dominio di calcolo e lungo la linea del piano campagna. Il valore massimo di cedimento verticale registrato è pari a 2.5cm.

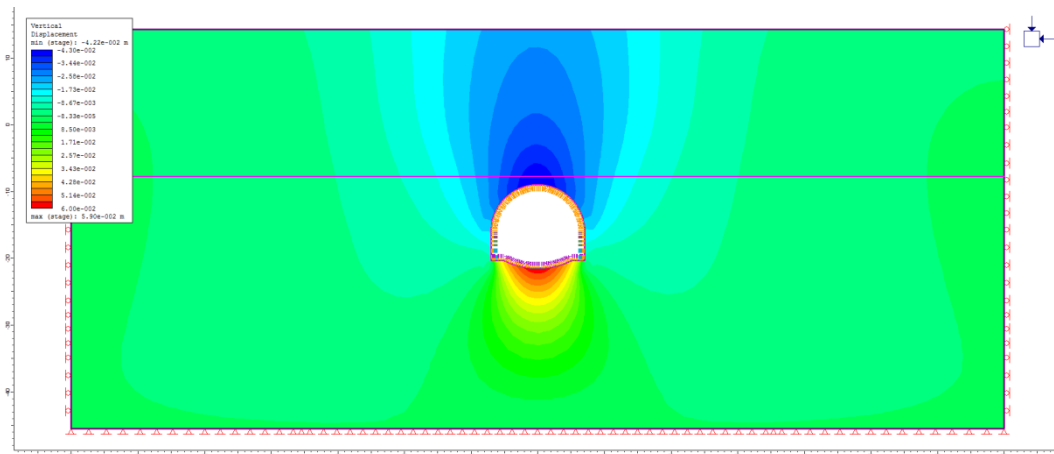


Figura 5.104 – Distribuzione dello spostamento verticale a lungo termine per l'analisi numerica 4

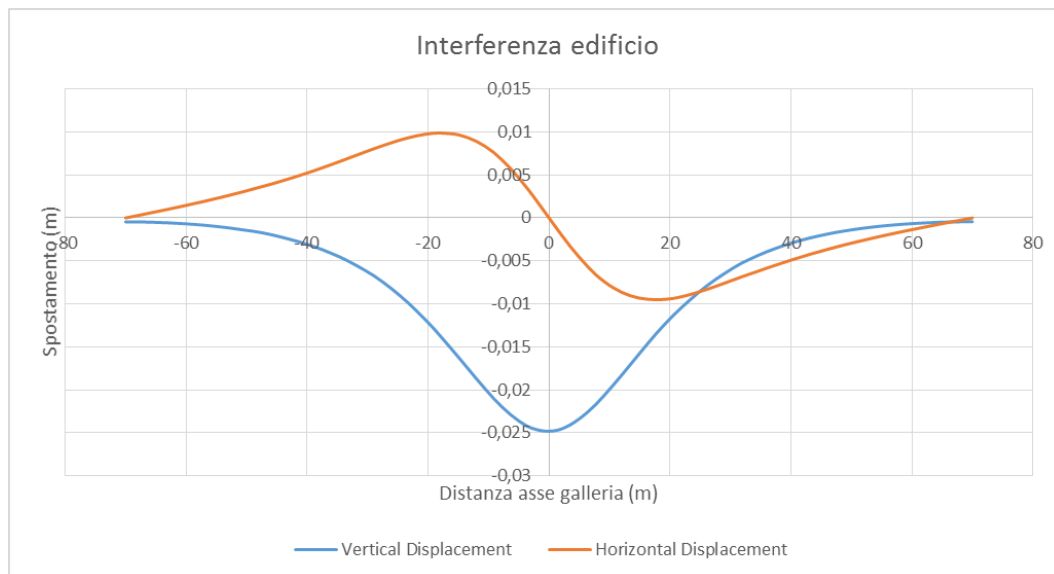


Figura 5.105 – Distribuzione delle componenti orizzontale e verticale dello spostamento al piano campagna a lungo termine per l'analisi numerica 4

Tabella 5.44 – Analisi n.4: effetti indotti al piano campagna

	Cedimento massimo [mm]
Piano campagna	2.5

Nella seguente tabella si riportano inoltre i dati principali dell'edificio interferito dallo scavo della galleria; si ipotizza che le fondazioni siano poste a 3m dal piano campagna.

Tabella 5.45 – Analisi n.4: effetti indotti al piano campagna, dati edificio

Opera	destinazione d'uso	tipo di struttura	altezza	lunghezza	distanza asse canna – intradosso edificio	distanza estremo Sx edificio – asse canna	distanza estremo Dx edificio – asse canna
Edificio pk. 141+725.0	residenziale	C.A.	9.0 m	14.4 m	25.46 m	-24.00 m	-9.60 m

I valori massimi attesi di spostamento, calcolati mediante l'analisi numerica descritta al §.5.4.4, sono riportati in Tabella 5.46.

Tabella 5.46 – Analisi n.4: effetti indotti al piano campagna, risultati analisi

Opera	cedimenti verticali estremi fabbricato	deformazione di trazione e categoria di danno – con deformazioni orizzontali = 0	deformazione di trazione e categoria di danno – con deformazioni orizzontali ≠ 0	rotazioni
Edificio pk. 141+725.0	S _{v,sx} = 0.021 m S _{v,dx} = 0.018 m	$\epsilon_{\max} = 0.05 \%$ C = 0	$\epsilon_{\max} = 0.01 \%$ C = 0	$1/\beta_{\max} = 6290$ $\beta_{\max} < 1/1000$

Sulla base dei risultati ottenuti, la categoria di danno stimata per l'edificio in esame è la 0. Il danneggiamento atteso è pertanto trascurabile, sia tenendo conto delle deformazioni di allungamento che delle distorsioni (inferiori ad 1/1000).

5.4.5. *Analisi numerica 5 – sezione tipo C1B (tratta sotto – attraversamento canale)*

La sezione di calcolo si riferisce alle condizioni che si verificano in corrispondenza dell'interferenza della galleria con un canale idraulico nella zona di imbocco lato Verona, ed è posta alla progressiva km 141+909 circa, dove si ha una copertura pari a 6m. La sezione tipologica di riferimento è la C1B.

5.4.5.1. Geometria

Il modello di calcolo ad elementi finiti adottato è mostrato in Figura 5.106.

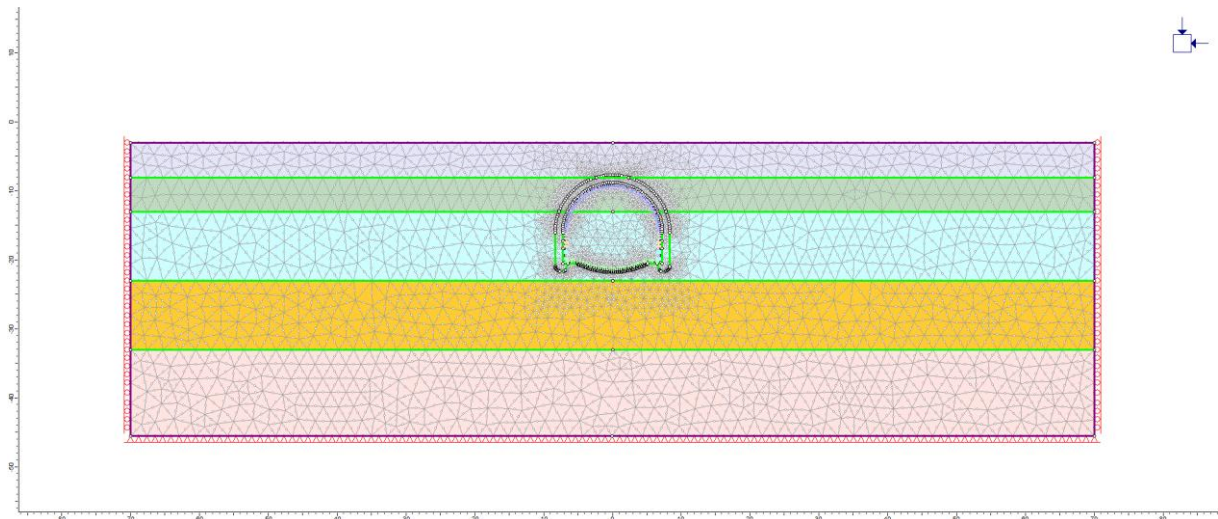


Figura 5.106 – Modello numerico per l'analisi n.5 (sezione tipo C1B).

5.4.5.2. Parametri geotecnici

Il terreno è stato schematizzato come un mezzo continuo, per il quale è stato assunto un comportamento di tipo elasto-lineare perfettamente plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. I parametri geotecnici (resistenza e deformabilità) assunti nei calcoli sono riportati nella seguente Tabella 5.47.

**Tabella 5.47 – Analisi numerica 5 - stratigrafia e parametri geotecnici.**

ANALISI NUMERICA N. 5									
SEZIONE TIPO C1B - PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO									
NOTE: tratta zona di imbocco lato Verona, in corrispondenza del canale scolmatore									
COPERTURA = 6 m									
Da (m)	A (m)	γ (kN/m ³)	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°) (°)	ψ_k (°)	GSC (-)	K_0 (-)	$E_{k,op}$ (MPa)	ν (-)
0	5	21.0	10	37	6	3.0	0.69	50	0.35
5	10	22.0	30	37	6	2.5	0.63	75	0.30
10	20	22.0	50	36	6	2.5	0.65	80	
10	30	22.0	60	35	6	2.0	0.60	90	0.30
	> 30	22.0	60	35	6	2.0	0.60	100	0.30

Profondità della falda dal piano campagna = 6 m

LEGENDA γ = peso dell'unità di volume del terreno sopra falda γ_{sat} = peso dell'unità di volume del terreno sotto falda c'_k = valore caratteristico della coesione in termini di tensioni efficaci ϕ'_k = valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio ψ'_k = valore caratteristico dell'angolo di dilatanza K_0 = coefficiente di spinta a riposo $E_{k,op}$ = valore caratteristico del modulo di Young ν = rapporto di PoissonViene assunto un valore di permeabilità comune a tutti gli strati analizzati pari a $K=10^{-6}$ m/s.**5.4.5.3. Caratteristiche dei rivestimenti**

Come descritto al precedente §.5.2.3. il rivestimento provvisorio e definitivo sono stati modellati mediante elementi di tipo beam. I parametri di rigidità associati ai rivestimenti sono mostrati nella seguente Tabella 5.48.

Tabella 5.48 – Analisi numerica 5 – Caratteristiche rivestimenti.

Rivestimento	Spessore equivalente (m)	Modulo Elastico equivalente a 28gg (GPa)	EA (kN)	EJ (kN.m2)
Temporaneo (2x IPN180+spritz 25cm)	0.252	30,43	7,68E+06	4,08E+04
Calotta (C25/30 100cm)	1,00	31,48	3,14E+07	2,62E+06
Piedritto (C25/30 sezione media)	1,26	31,48	3,97E+07	5,27E+06
Arco Rovescio (C30/37 80cm)	0,80	32,84	2,63E+07	1,40E+06

Infine, per quanto concerne le caratteristiche di permeabilità dei rivestimenti, sono stati ipotizzati i seguenti valori:

- Rivestimento temporaneo (2 IPN 180 + 25cm spritz): $K = 10^{-10}$ m/s (Thomas, 2008);

- Rivestimento definitivo (sezione in CA con guaina impermeabilizzante in PVC): $K = 10^{-11}$ m/s

5.4.5.4. Carichi esterni

Si ipotizza a favore di sicurezza che il canale, che scorre trasversalmente rispetto alla galleria, contenga 2m di acqua. Viene quindi applicato un carico distribuito avente valore caratteristico pari a 20kPa.

All'interno del tunnel è simulato, a lungo termine, il carico indotto dal peso proprio della massicciata ferroviaria, il cui valore caratteristico è pari a $qM = 18,00 \text{ kN/m}^3 \times 1.90\text{m} = 34,20 \text{ kPa}$ (il peso per unità di volume della massicciata è conforme con quanto prescritto dalle NTC al paragrafo relativo ai poni ferroviari).

5.4.5.5. Fasi di calcolo adottate

Sulla base delle condizioni geotecniche riportate nel precedente paragrafo, nelle seguenti figure sono mostrate rispettivamente: (1) la curva caratteristica e l'andamento del valore del raggio plastico; (2) il profilo longitudinale dello spostamento della galleria; (3) la curva caratteristica e il profilo longitudinale dello spostamento della galleria; (4) Andamento di $\beta = 1 - \lambda$ in funzione della distanza dal fronte di scavo.

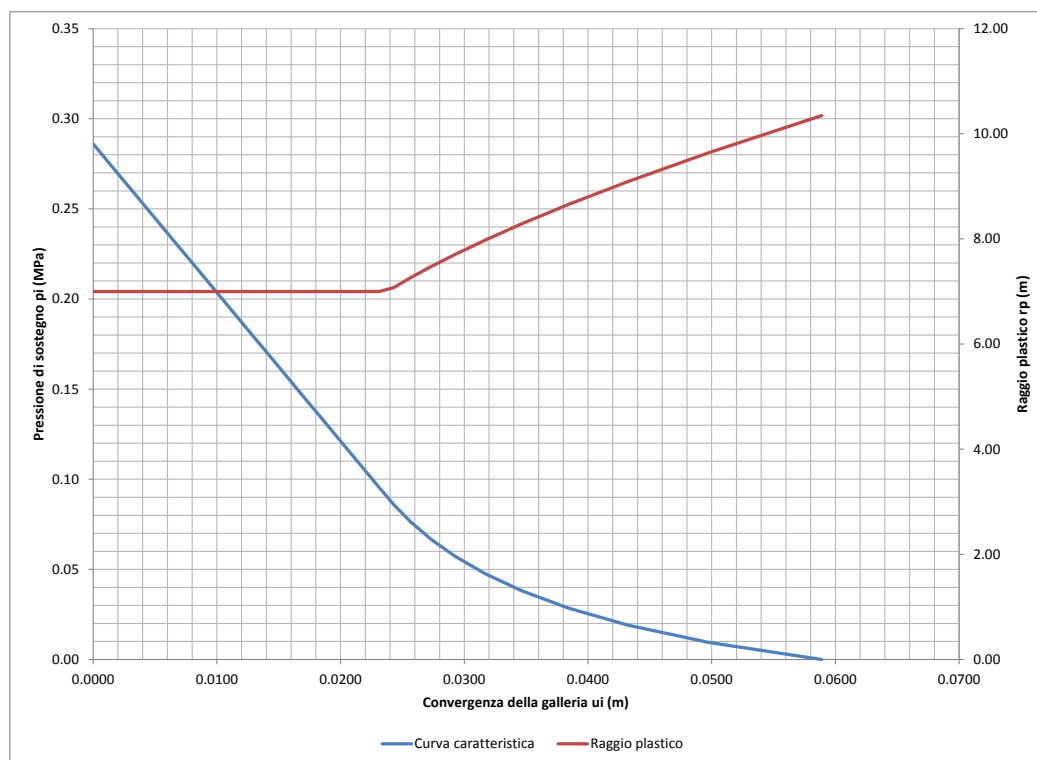


Figura 5.107 - Curva caratteristica e andamento del valore del raggio plastico.

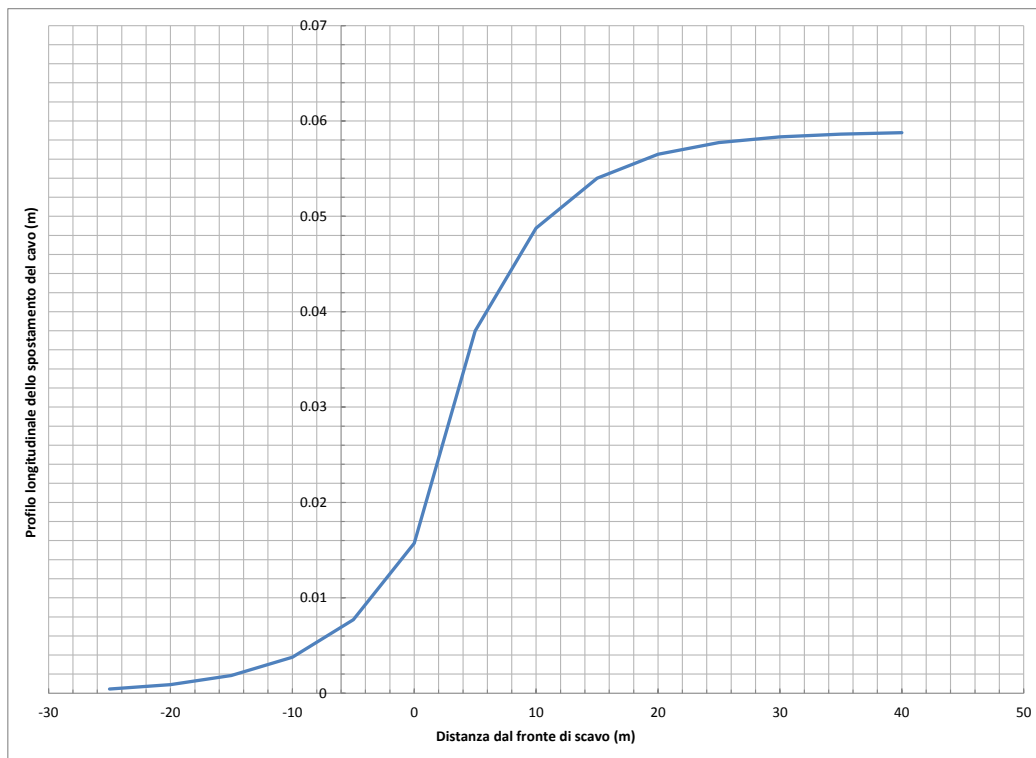


Figura 5.108 - Profilo longitudinale dello spostamento della galleria

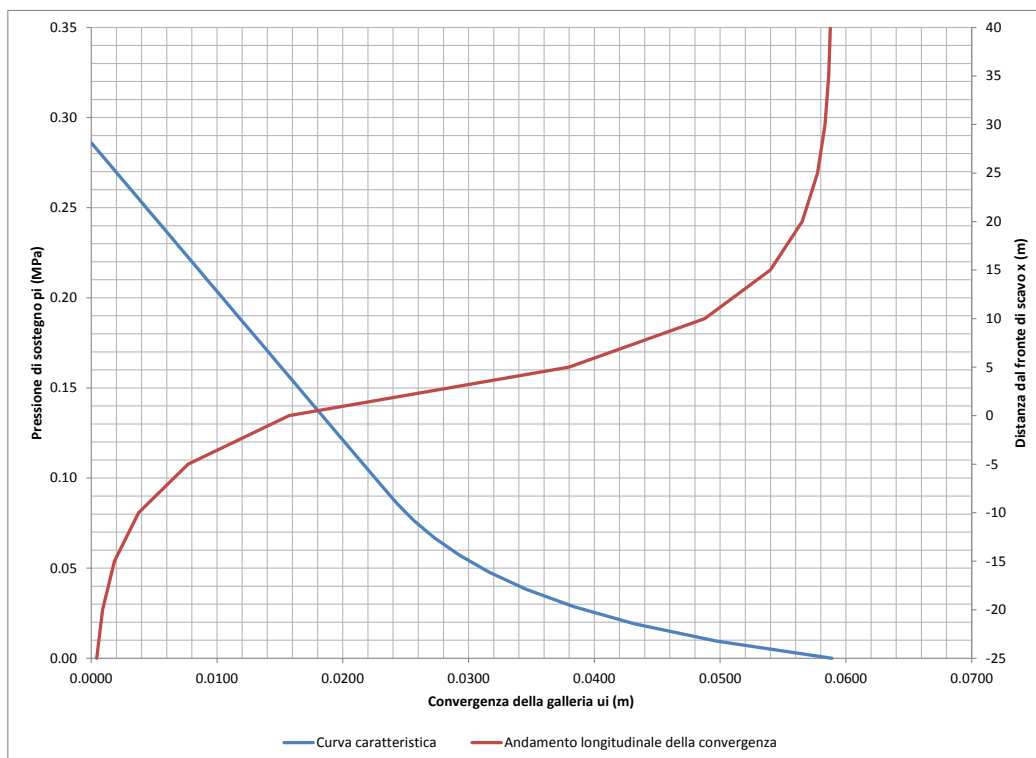


Figura 5.109 - Curva caratteristica e profilo longitudinale dello spostamento della galleria.

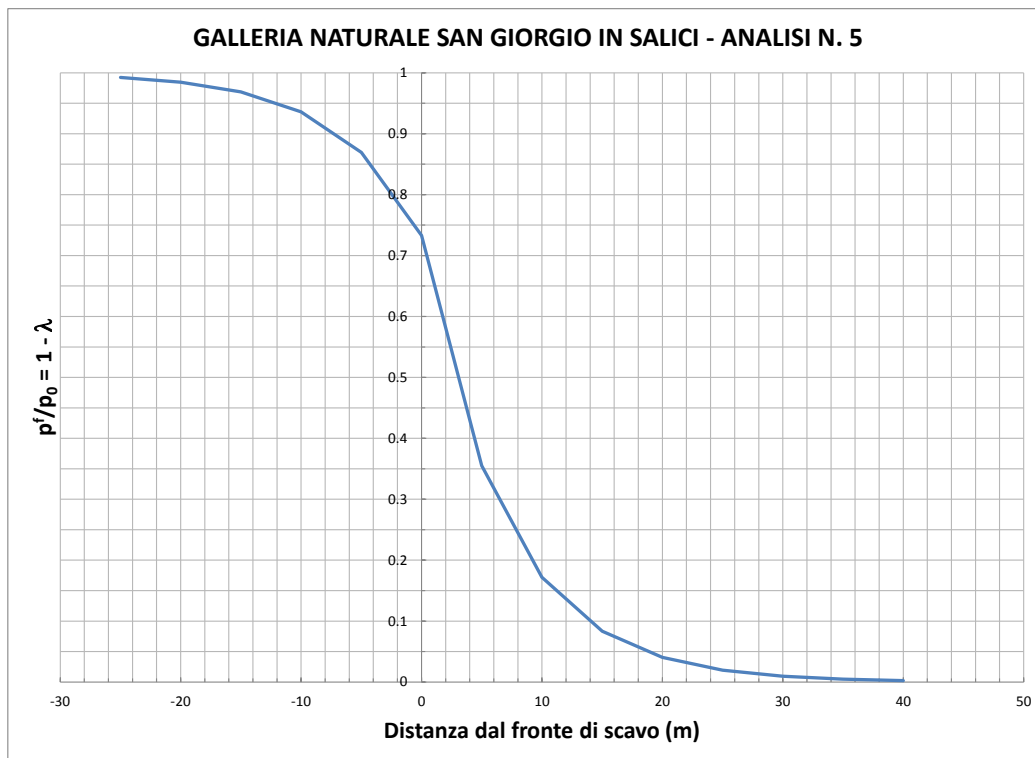


Figura 5.110 - Andamento di $\beta = 1 - \lambda$ in funzione della distanza dal fronte di scavo.

Sulla base di tali figure, nella seguente tabella sono riepilogate le fasi adottate per l'analisi numerica e i relativi valori assunti per $\beta = 1 - \lambda$.

Tabella 5.49 – Analisi numerica 5 – fasi di analisi del modello ad elementi finiti.

FASE	DESCRIZIONE DELLA FASE ANALIZZATA	$\sigma_n / \sigma_0 = 1 - \lambda$
FASE 1 – Stato iniziale – condizione geostatica	In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene così ricreata in termini di sforzi e di deformazioni la situazione precedente alla costruzione della galleria	--
FASE 2 - Consolidamento al contorno del cavo	Realizzazione interventi di preconsolidamento	0.962
FASE 3 – Apertura del fronte di scavo	In questa fase del calcolo viene simulata l'apertura dello scavo. La sezione di calcolo è esattamente rappresentativa della situazione al fronte di scavo.	0.733
FASE 4 – Scavo a piena sezione per uno sfondo della profondità di 1 m	In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione di un singolo sfondo della profondità di 1 m senza sostegno.	0.657
FASE 5 – Scavo a piena sezione e messa in opera della centina e getto del calcestruzzo proiettato	In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione e la posa in opera della centina e del calcestruzzo proiettato (modulo al 66%). La sezione di calcolo si trova ad una distanza di 2 m dal fronte di scavo.	0.582

FASE 6 – Avanzamento dello scavo fino a 4.0 m	Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino ad una distanza dalla sezione di calcolo di 4 m. Nel rivestimento di prima fase sono agenti sia le centine sia il calcestruzzo proiettato (modulo al 100%)	0.431
FASE 7 – Avanzamento dello scavo fino a 9 m con attivazione arco rovescio e murette	Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino ad una distanza dalla sezione di calcolo di 9 m, viene gettato l'arco rovescio e le murette in calcestruzzo armato (modulo elastico ridotto al 66%)	0.209
FASE 8 – Avanzamento dello scavo fino a 12 m, completa maturazione dell'arco rovescio e delle murette	Si avanza col fronte di scavo simulando la maturazione completa dell'arco rovescio e delle murette (modulo elastico 100%)	0.137
FASE 9 – Avanzamento dello scavo fino a 18 m, getto del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)	In questa fase di calcolo, viene simulato il getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo (modulo elastico al 100%)	0.058
FASE 10 – Decadimento delle caratteristiche del priverivestimento	Si considera a lungo termine il decadimento delle caratteristiche di resistenza del rivestimento di prima fase.	0.00
FASE 11 – Applicazione del sisma di progetto	Condizione di lungo termine con sisma	0.00

5.4.5.6. Analisi dei risultati

I principali risultati ottenuti sono mostrati nelle seguenti immagini:

- La Figura 5.111 e Figura 5.112 mostrano la distribuzione delle componenti verticale ed orizzontale dello spostamento a lungo termine;
- La Figura 5.113, Figura 5.114 e Figura 5.115 mostrano le azioni interne nel rivestimento temporaneo, quando questo raggiunge la completa maturazione;
- La Figura 5.116, Figura 5.117 e Figura 5.118 mostrano le azioni interne nel rivestimento temporaneo, nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio;
- La Figura 5.119, Figura 5.120 e Figura 5.121 mostrano le azioni interne nel rivestimento definitivo, a lungo termine;
- La Figura 5.122, Figura 5.123 e Figura 5.124 mostrano le azioni interne nel rivestimento definitivo, in presenza di sisma.

Per una visione completa dei risultati ottenuti si rimanda, infine, al documento IN0R11EE2CLGN0400002 (Relazione di calcolo dei sostegni e dei rivestimenti – allegati numerici).

Doc. N.

Progetto
IN0R

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 040 0 001

Rev.
A

Foglio
152 di 178

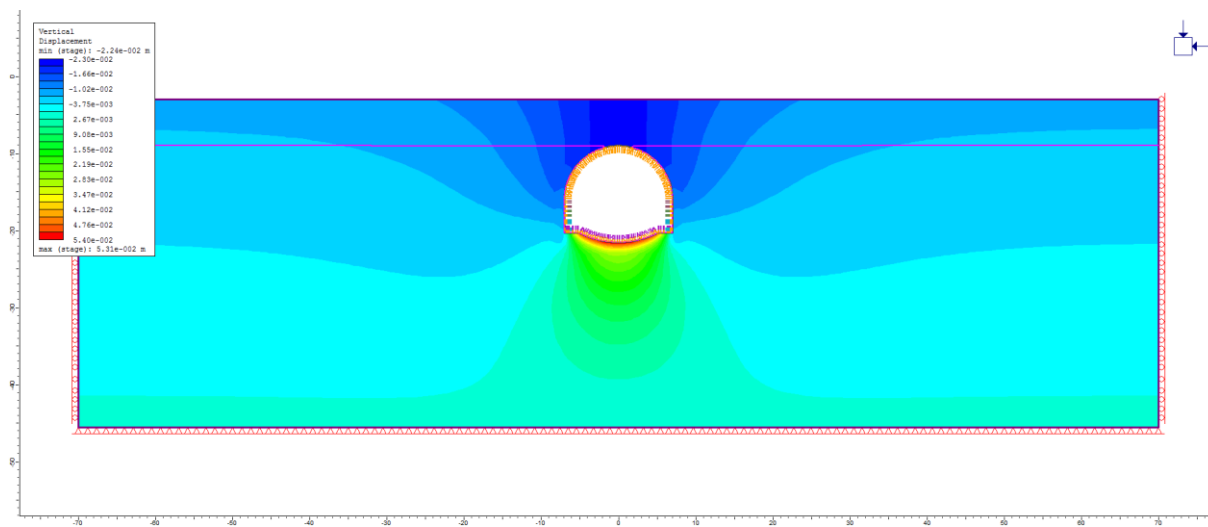


Figura 5.111 – Distribuzione dello spostamento verticale a lungo termine.

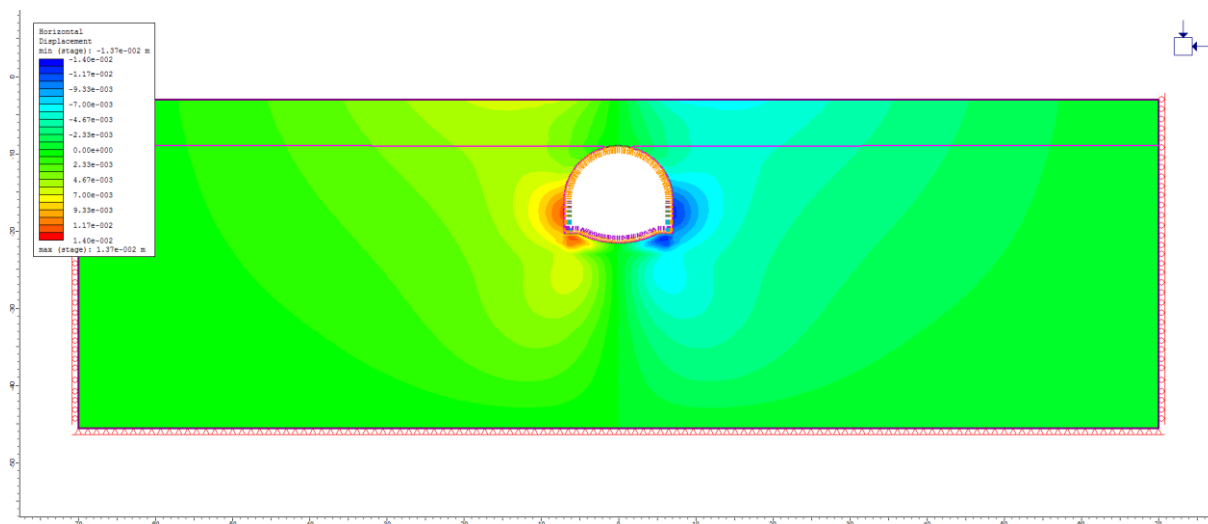


Figura 5.112 – Distribuzione dello spostamento orizzontale a lungo termine.

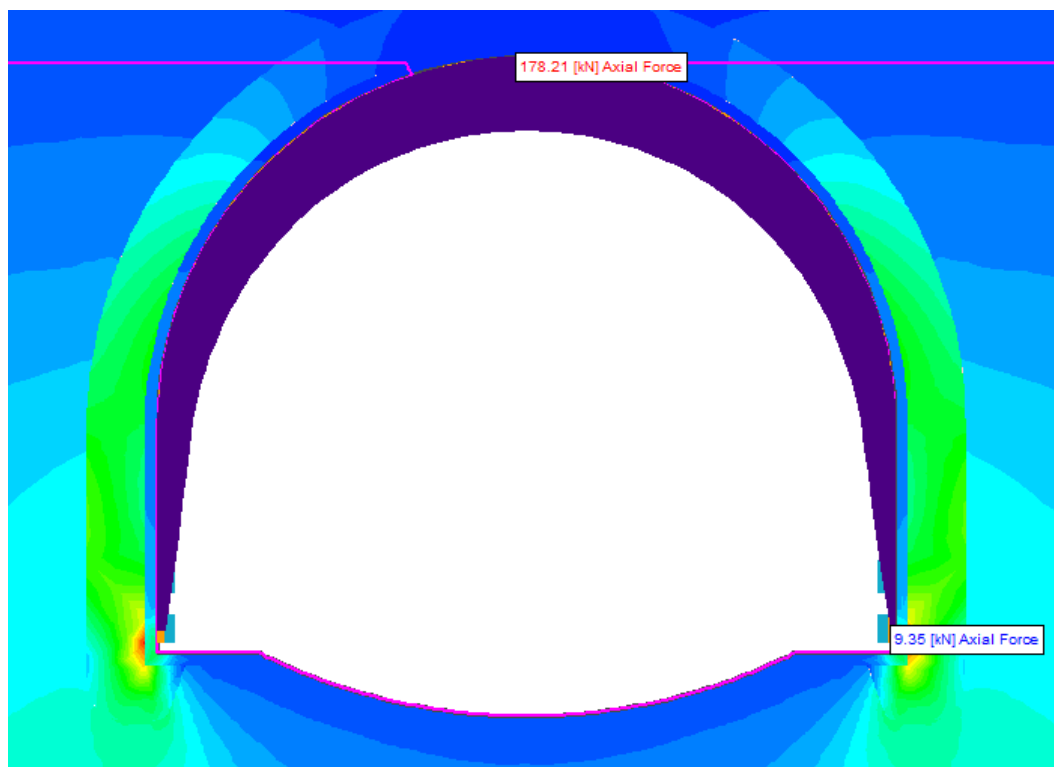


Figura 5.113 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, azione assiale.

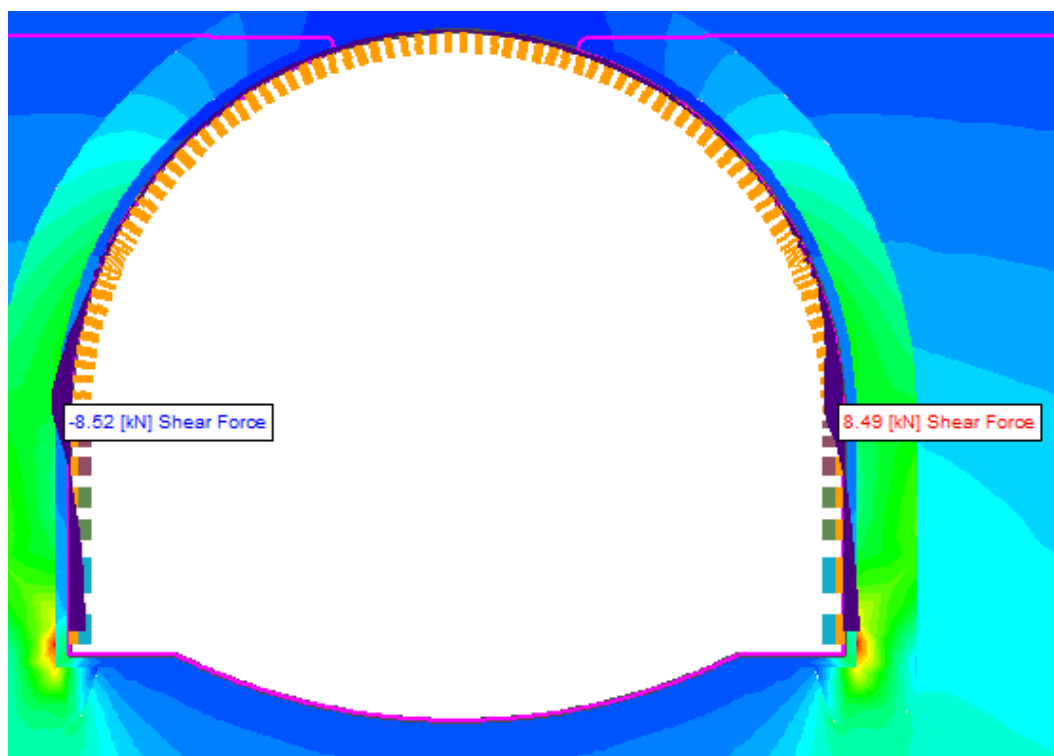


Figura 5.114 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, taglio.

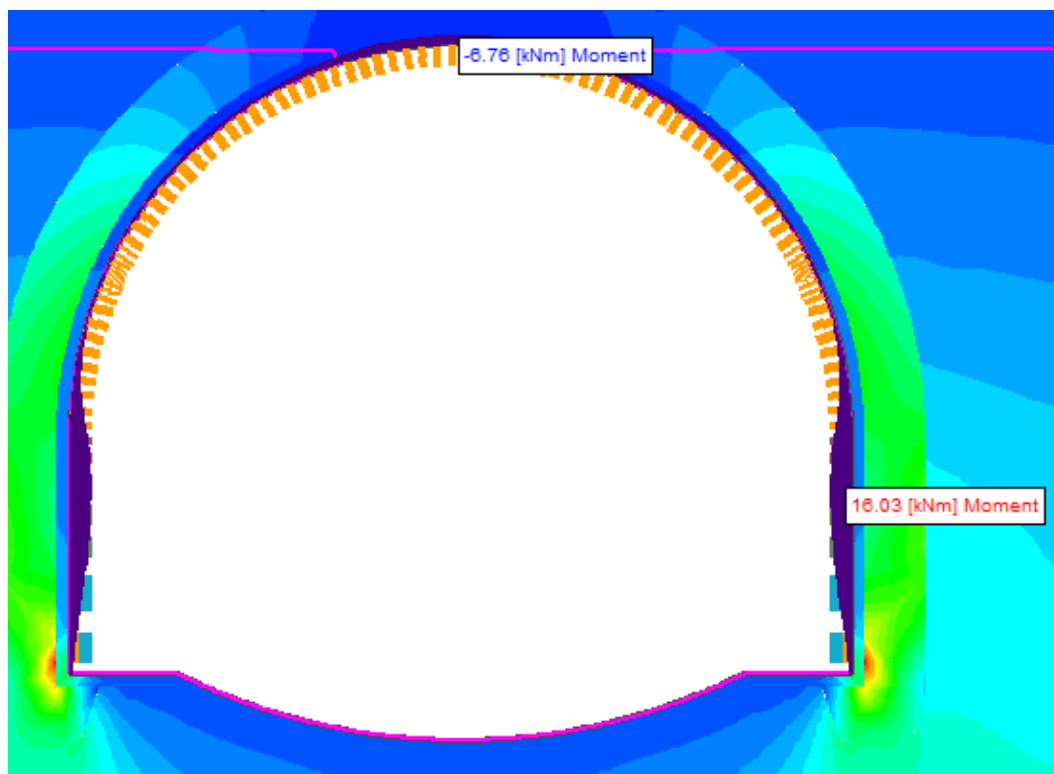


Figura 5.115 – Rivestimento temporaneo a maturazione completa, momento flettente.

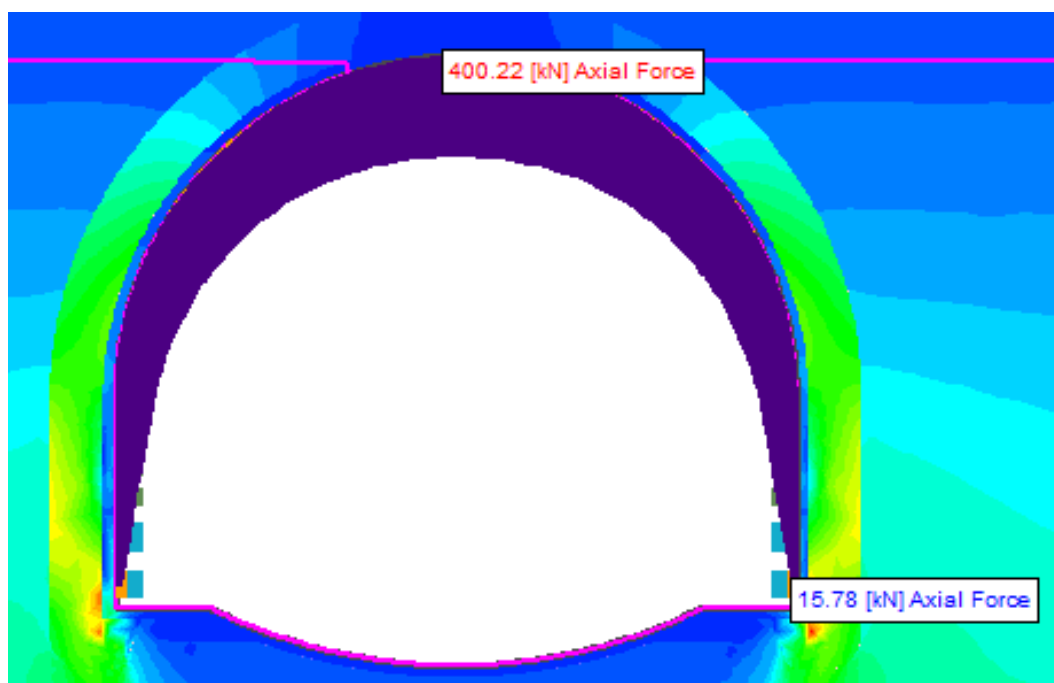


Figura 5.116 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, azione assiale.

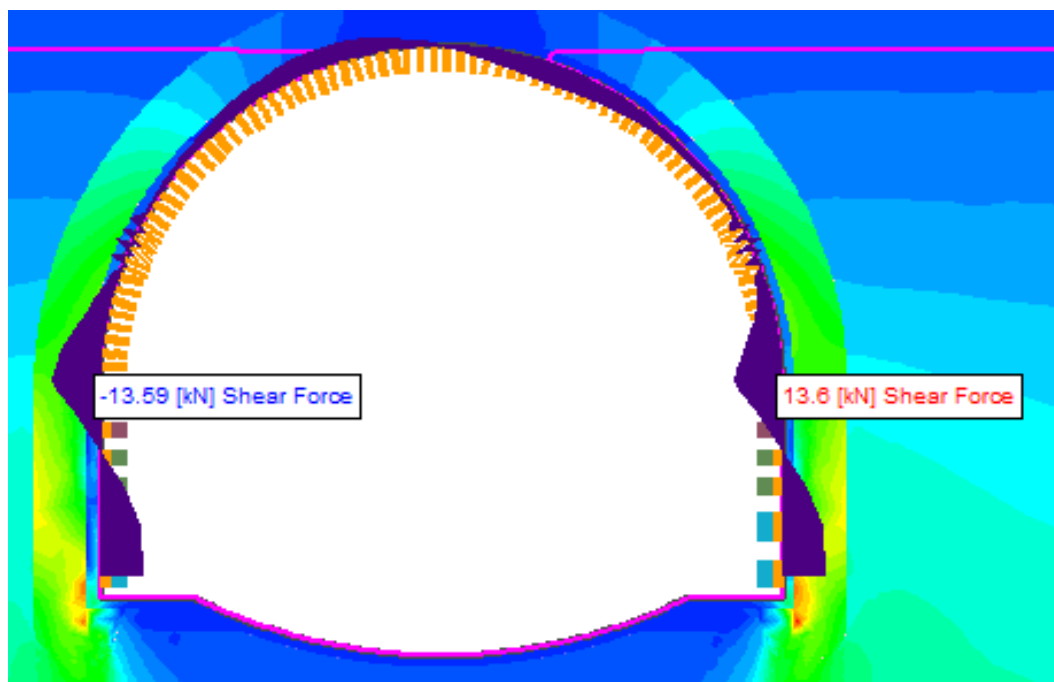


Figura 5.117 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, taglio.

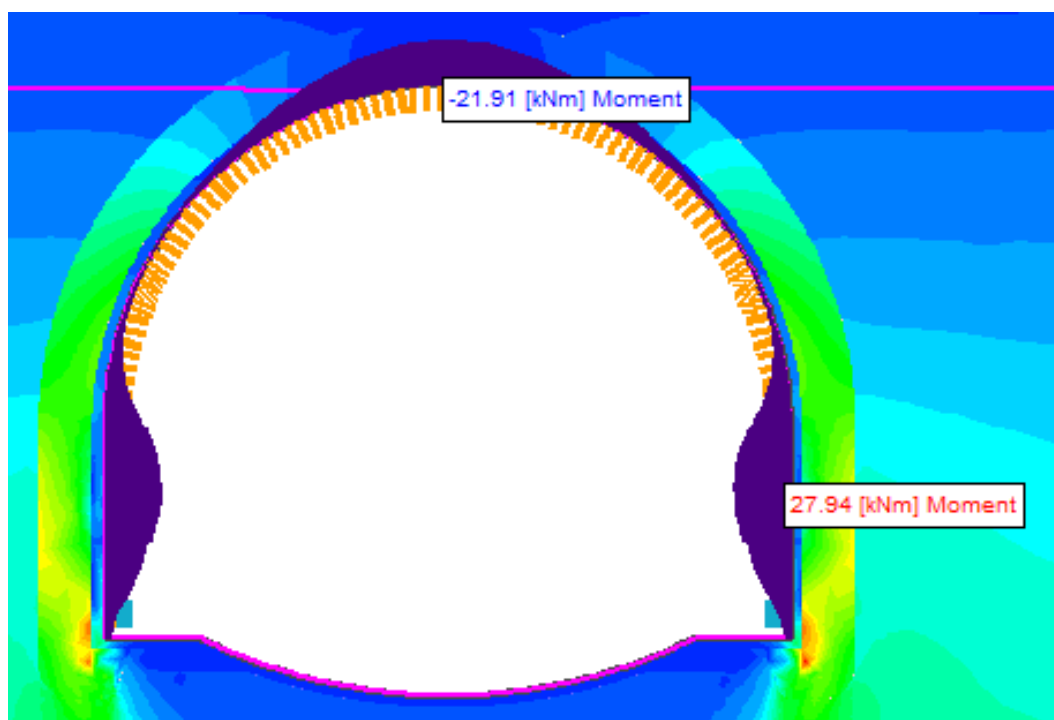


Figura 5.118 – Rivestimento temporaneo nell'istante immediatamente precedente l'installazione dell'arco rovescio, momento flettente.

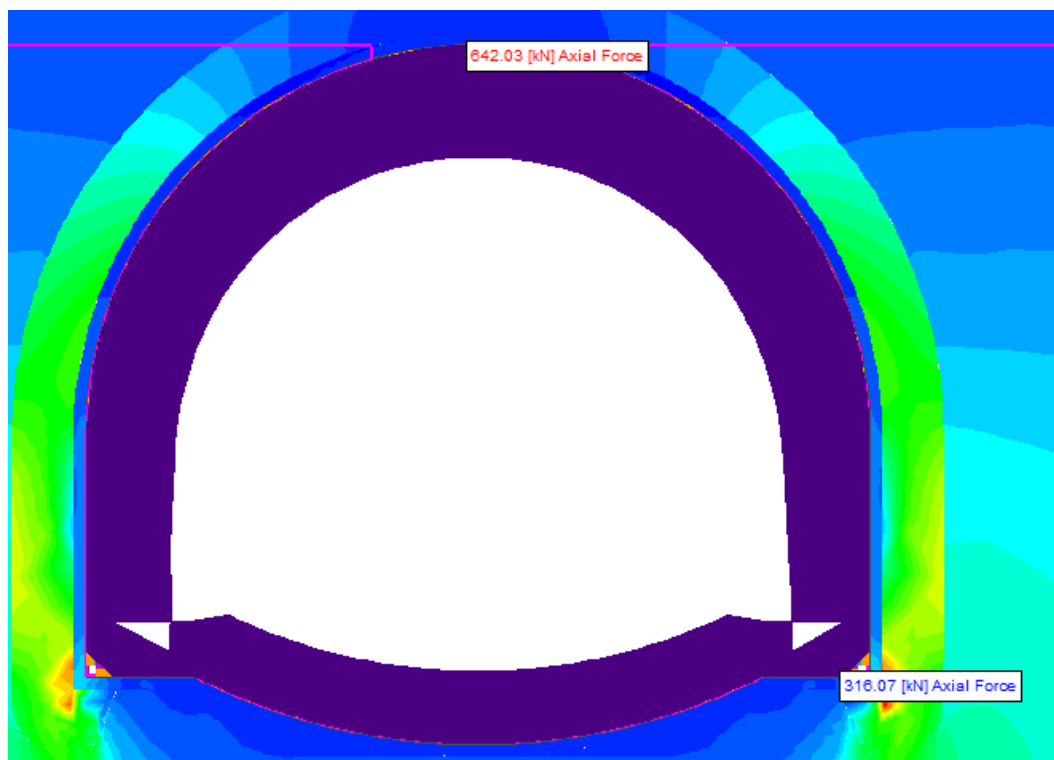


Figura 5.119 – Rivestimento definitivo a lungo termine, azione assiale.

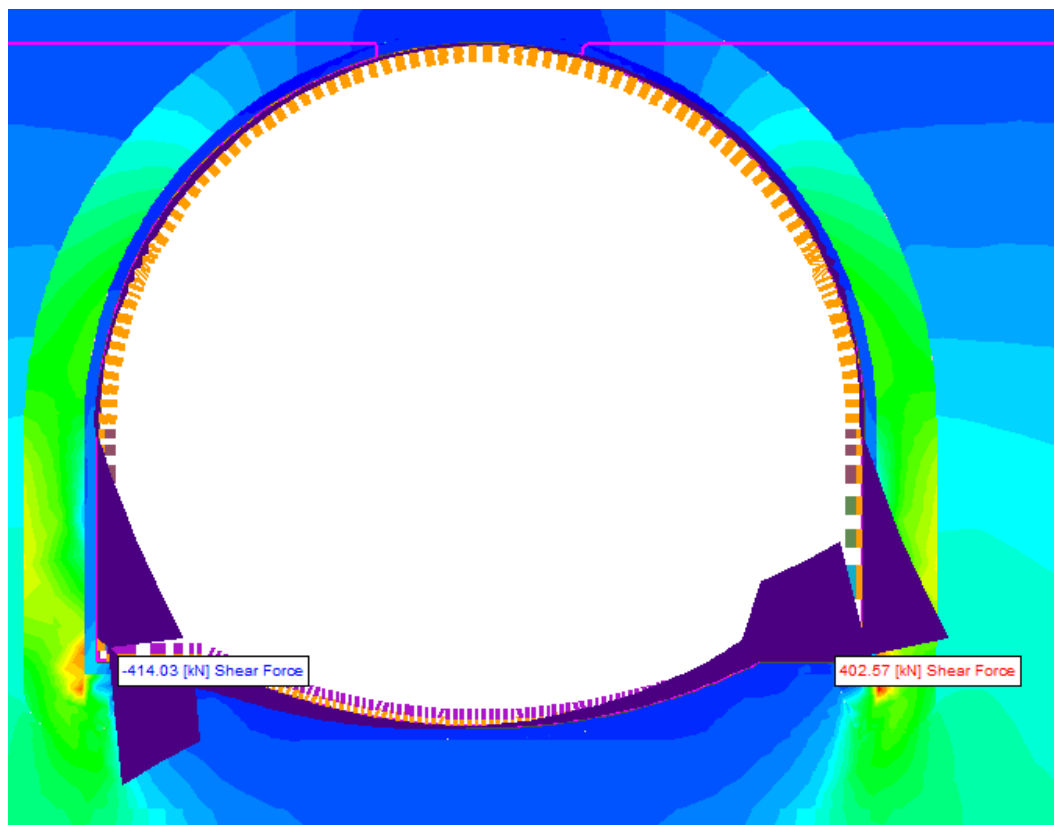


Figura 5.120 – Rivestimento definitivo a lungo termine, taglio.

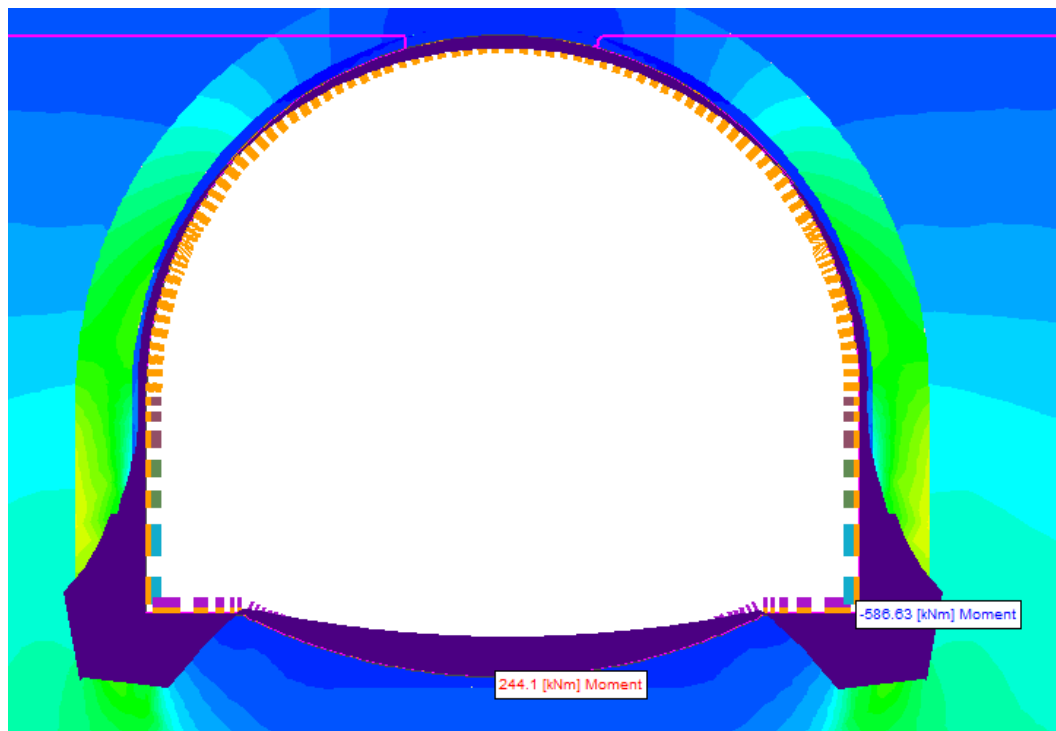


Figura 5.121 – Rivestimento definitivo a lungo termine, momento flettente.

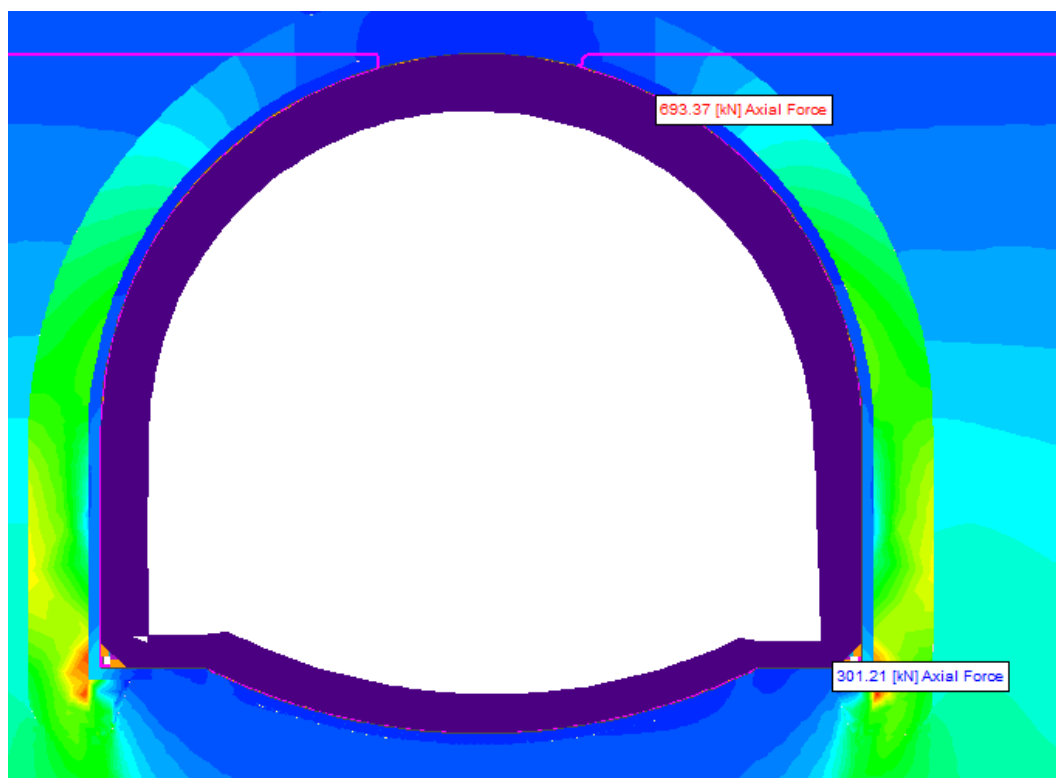


Figura 5.122 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, azione assiale.

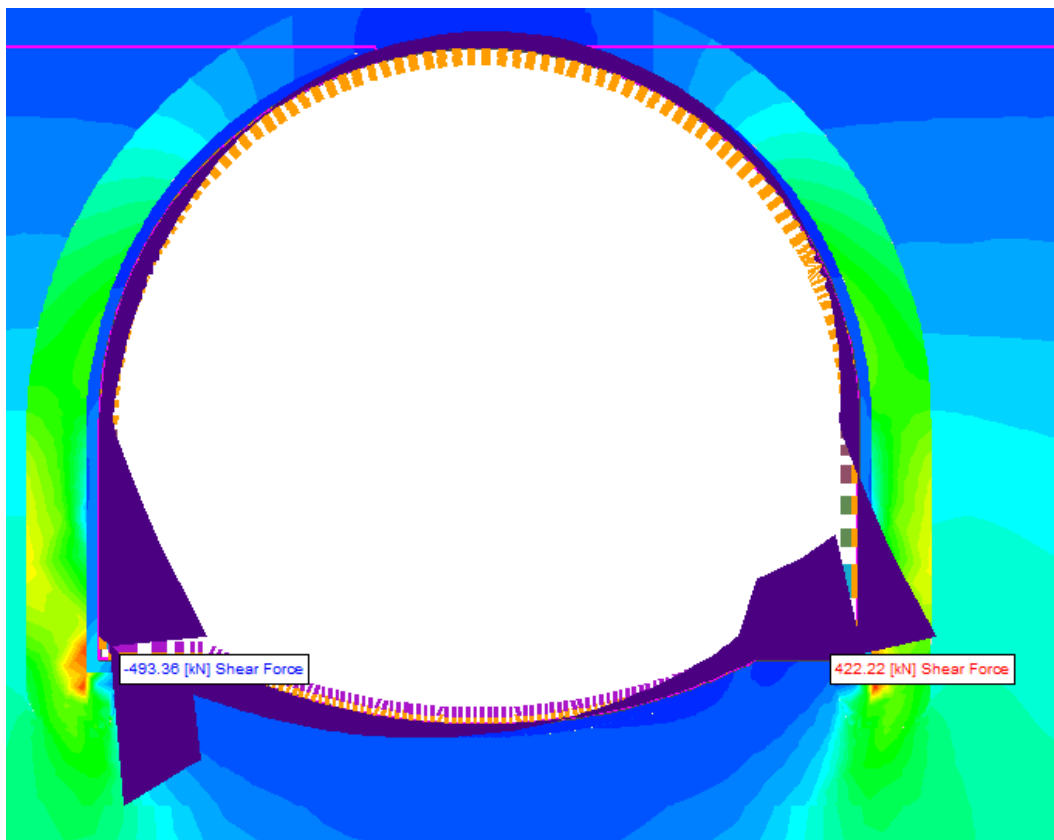


Figura 5.123 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, taglio.

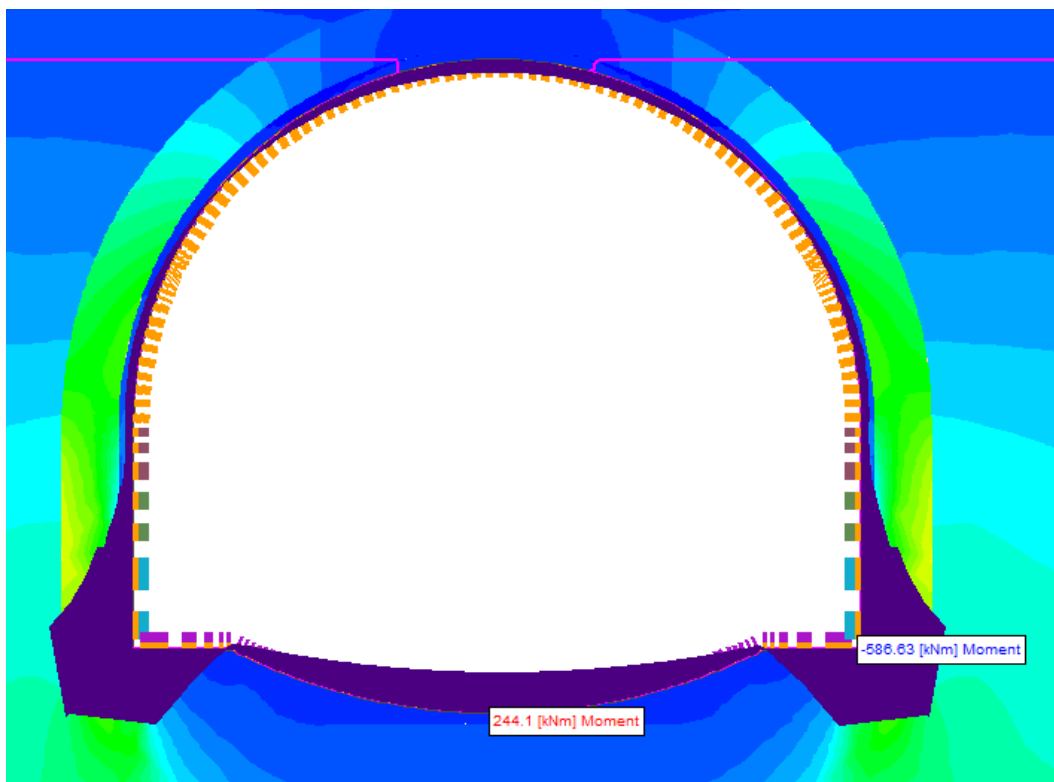


Figura 5.124 – Rivestimento definitivo in condizioni sismiche, momento flettente.

5.4.5.7. Verifiche statiche

5.4.5.7.1. Presostegno al Contorno

Le sezioni analizzate prevedono la realizzazione di un intervento di presostegno al contorno costituito da un ombrello di infilaggi metallici; in questo paragrafo vengono mostrate (Tabella 5.50) le verifiche a flessione relative allo Stato Limite Ultimo per i tubi in acciaio, svolte come descritto al §.5.3.5.

Tabella 5.50 – Verifica SLU infilaggi di pre-sostegno

PROFILATO METALLICO	
Diametro/Spessore	Ø88.9/10mm
GEOMETRIA	
Interasse centine	1.00m
Distanza centina – fronte	0.30m
Lunghezza fittizia appoggio cedevole	0.50m
Interasse tubi	0.36m
AZIONI SOLLECITANTI	
Pressione verticale caratteristica pv,K	36.19kPa
Momento Flettente di calcolo MeK	3.52kN.m
VERIFICA	
Momento Flettente di progetto MeD	4.57kN.m
Momento Resistente di Progetto (Mr,D)	21.16kN.m
Esito Verifica	SODDISFATTA

5.4.5.7.2. Rivestimento Provvisorio

Il rivestimento provvisorio è stato verificato nei confronti dello SLU a presso-flessione e taglio, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento ad una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite nella fase immediatamente precedente il getto dell'arco rovescio.

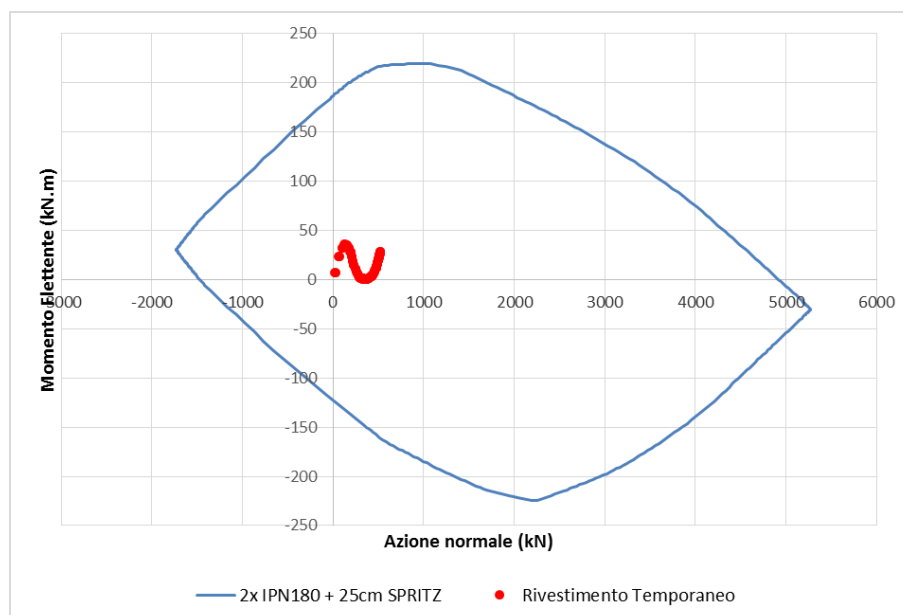
Verifica a Presso - Flessione

Figura 5.125 – Verifica a presso – flessione rivestimento temporaneo

Verifica a Taglio

Verifica centina

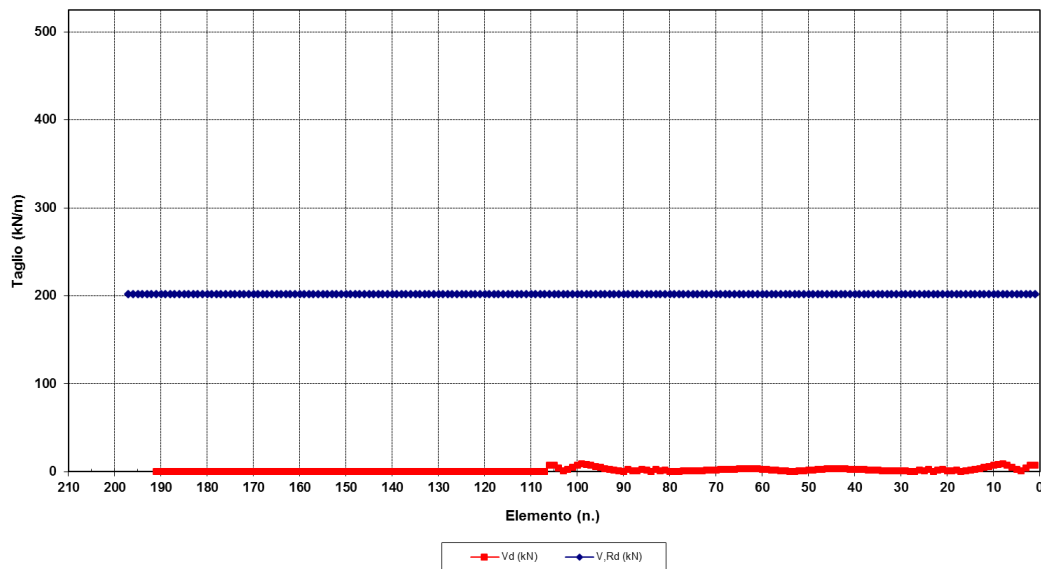
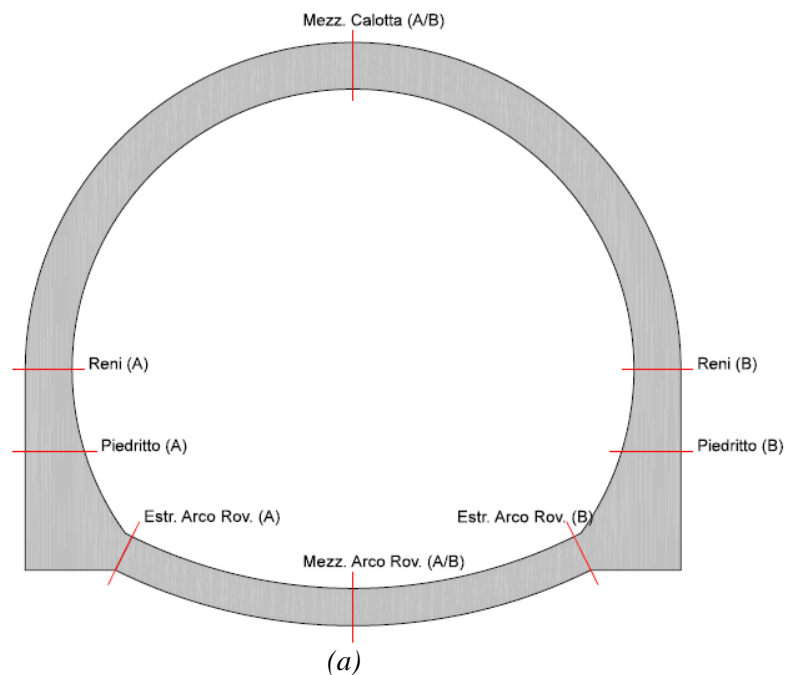
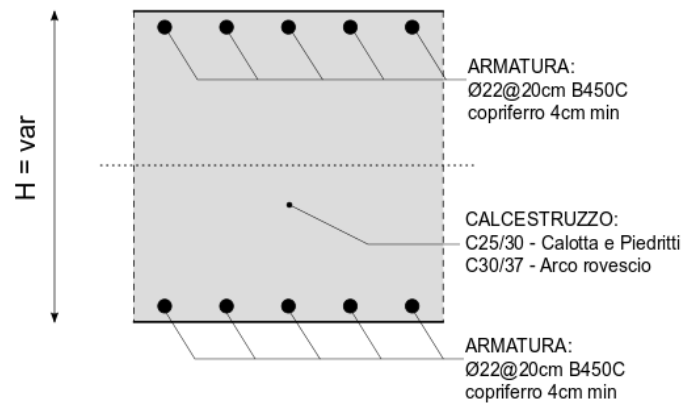


Figura 5.126 – Verifica a taglio rivestimento temporaneo

5.4.5.7.3. Rivestimento Definitivo

Il rivestimento definitivo è stato verificato nei confronti dello SLU e dello SLE, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento alle sezioni di maggiore interesse mostrate in Figura 5.127 per una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite per le condizioni di lungo termine.





(b)

Figura 5.127 – (a) Sezioni di verifica rivestimento definitivo; (b) Sezione CA tipologica (Calotta H=100cm; Piedritti H=100-213cm; Arco rovescio H=80cm)

Verifica allo Stato Limite di Esercizio

Tabella 5.51 – Verifica SLE - tensioni

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s A_s	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
Mezz cal (A)	-642,0	69,9	1000	960	5Ø22 5Ø22	-1,0	-4,1
Mezz cal (B)	-642,0	69,7	1000	960	5Ø22 5Ø22	-1,0	-4,1
RENI (A)	-511,3	-39,5	1000	960	5Ø22 5Ø22	-0,7	-4,4
RENI (B)	-512,7	-40,7	1000	960	5Ø22 5Ø22	-0,7	-4,3
PIEDRITTO (A)	-472,9	-88,4	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-0,7	-1,2
PIEDRITTO (B)	-485,9	-87,8	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-0,7	-1,4
ESTR AR (A)	-404,5	44,8	1000	760	5Ø22 5Ø22	-0,8	-2,2
ESTR AR (B)	-405,7	32,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	-0,7	-3,6
MEZZ AR (A)	-405,7	32,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	-0,7	-3,6
MEZZ AR (B)	-405,7	32,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	-0,7	-3,6

Tabella 5.52 – Verifica SLE – apertura fessure

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	$\frac{A_s}{A's}$	M_I [kNm]	w_d [mm]
Mezz cal (A)	-642,0	69,9	1000	960	5Ø22 5Ø22	522,6	-
Mezz cal (B)	-642,0	69,7	1000	960	5Ø22 5Ø22	522,6	-
RENI (A)	-511,3	-39,5	1000	960	5Ø22 5Ø22	-499,0	-
RENI (B)	-512,7	-40,7	1000	960	5Ø22 5Ø22	-499,3	-
PIEDRITTO (A)	-472,9	-88,4	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-737,6	-
PIEDRITTO (B)	-485,9	-87,8	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-740,5	-
ESTR AR (A)	-404,5	44,8	1000	760	5Ø22 5Ø22	365,9	-
ESTR AR (B)	-405,7	32,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	366,0	-
MEZZ AR (A)	-405,7	32,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	366,0	-
MEZZ AR (B)	-405,7	32,7	1000	760	5Ø22 5Ø22	366,0	-

Verifica allo Stato Limite Ultimo

Tabella 5.53 – Verifica SLU – presso-flessione

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	$\frac{A_s}{A's}$	M_{Rd} [kNm]
Mezz cal (A)	-834,6	90,8	1000	960	5Ø22 5Ø22	1074,2
Mezz cal (B)	-834,6	90,6	1000	960	5Ø22 5Ø22	1074,2
RENI (A)	-664,6	-51,4	1000	960	5Ø22 5Ø22	-998,2
RENI (B)	-666,5	-52,9	1000	960	5Ø22 5Ø22	-999,0
PIEDRITTO (A)	-614,8	-114,9	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1249,2
PIEDRITTO (B)	-631,7	-114,2	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1258,9



ESTR AR (A)	-525,8	58,3	1000	760	5Ø22 5Ø22	737,6
ESTR AR (B)	-527,4	42,6	1000	760	5Ø22 5Ø22	738,2
MEZZ AR (A)	-540,5	317,3	1000	760	5Ø22 5Ø22	742,8
MEZZ AR (B)	-540,5	317,1	1000	760	5Ø22 5Ø22	742,8

Tabella 5.54 – Verifica SLU – taglio

Sezione	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	Combo	b _w [mm]	d [mm]	V _{Rd} [kN]
Mezz cal (A)	-834,6	0,1	SLU	1000	960	414,9
Mezz cal (B)	-834,6	1,2	SLU	1000	960	414,9
RENI (A)	-664,6	16,9	SLU	1000	960	390,4
RENI (B)	-666,5	-18,1	SLU	1000	960	-390,7
PIEDRITTO (A)	-614,8	-107,4	SLU	1000	1220	-444,1
PIEDRITTO (B)	-631,7	106,2	SLU	1000	1220	446,5
ESTR AR (A)	-525,8	-114,2	SLU	1000	760	-349,3
ESTR AR (B)	-527,4	117,7	SLU	1000	760	349,5
MEZZ AR (A)	-540,5	0,3	SLU	1000	760	351,4
MEZZ AR (B)	-540,5	2,8	SLU	1000	760	351,4

5.4.5.8. Verifica sismica

Il rivestimento definitivo è stato verificato nei confronti dello SLV, applicando i coefficienti parziali sulle azioni secondo le procedure descritte al §.5.3. Le verifiche fanno riferimento alle sezioni di maggiore interesse mostrate in Figura 5.127 per una sezione avente larghezza pari ad 1,00m, e sono state eseguite per le condizioni di lungo termine.



Verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Tabella 5.55 – Verifica SLV – presso-flessione

Sezione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	b_w [mm]	d [mm]	A_s $A's$	M_{Rd} [kNm]
Mezz cal (A)	-673,7	84,9	1000	960	5Ø22 5Ø22	1002,3
Mezz cal (B)	-670,2	99,4	1000	960	5Ø22 5Ø22	1000,7
RENI (A)	-568,3	-96,8	1000	960	5Ø22 5Ø22	-954,8
RENI (B)	-556,1	-40,9	1000	960	5Ø22 5Ø22	-949,3
PIEDRITTO (A)	-521,9	-71,7	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1195,0
PIEDRITTO (B)	-541,1	-182,7	1000	1220	5Ø22 5Ø22	-1206,2
ESTR AR (A)	-492,6	-103,8	1000	760	5Ø22 5Ø22	-725,7
ESTR AR (B)	-399,2	162,1	1000	760	5Ø22 5Ø22	692,4
MEZZ AR (A)	-449,6	289,4	1000	760	5Ø22 5Ø22	710,4
MEZZ AR (B)	-448,2	293,6	1000	760	5Ø22 5Ø22	709,9

Tabella 5.56 – Verifica SLV – taglio

Sezione	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	b_w [mm]	d [mm]	V_{Rd} [kN]
Mezz cal (A)	-673,7	-53,3	1000	960	-391,7
Mezz cal (B)	-670,2	-52,1	1000	960	-391,2
RENI (A)	-568,3	62,6	1000	960	376,5
RENI (B)	-556,1	40,8	1000	960	374,8
PIEDRITTO (A)	-521,9	-41,1	1000	1220	-430,6
PIEDRITTO (B)	-541,1	147,0	1000	1220	433,4

ESTR AR (A)	-492,6	-121,6	1000	760	-344,5
ESTR AR (B)	-399,2	97,4	1000	760	331,2
MEZZ AR (A)	-449,6	-32,8	1000	760	-338,4
MEZZ AR (B)	-448,2	-30,3	1000	760	-338,2

5.4.5.1. Cedimenti del piano campagna

Al fine di mettere in evidenza gli effetti indotti dallo scavo, nel presente paragrafo sono mostrati i valori di cedimento verticale calcolati al piano campagna a lungo termine.

Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato in Figura 5.128 ed in Figura 5.129, che mostrano rispettivamente la distribuzione della componente verticale dello spostamento nel dominio di calcolo e lungo la linea del piano campagna. Il valore massimo di cedimento verticale registrato è pari a 1.3cm.

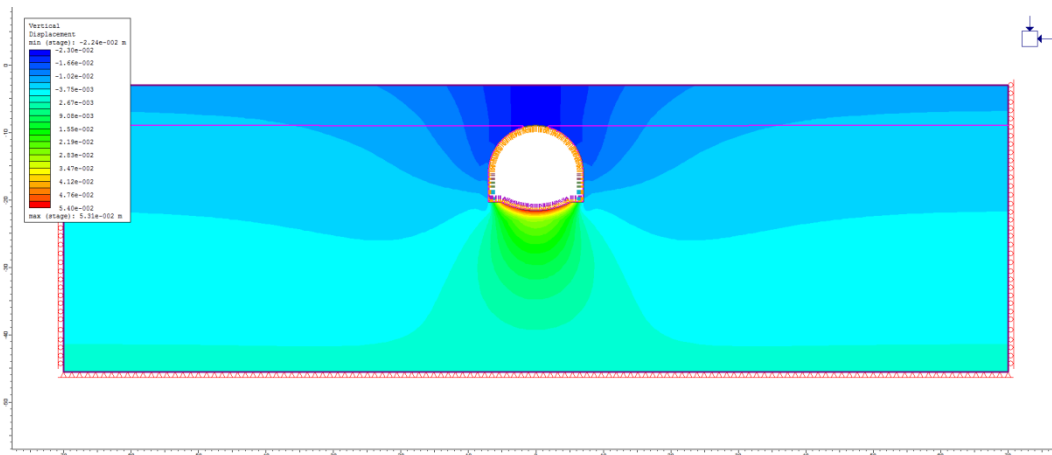


Figura 5.128 – Distribuzione dello spostamento verticale a lungo termine per l'analisi numerica 5

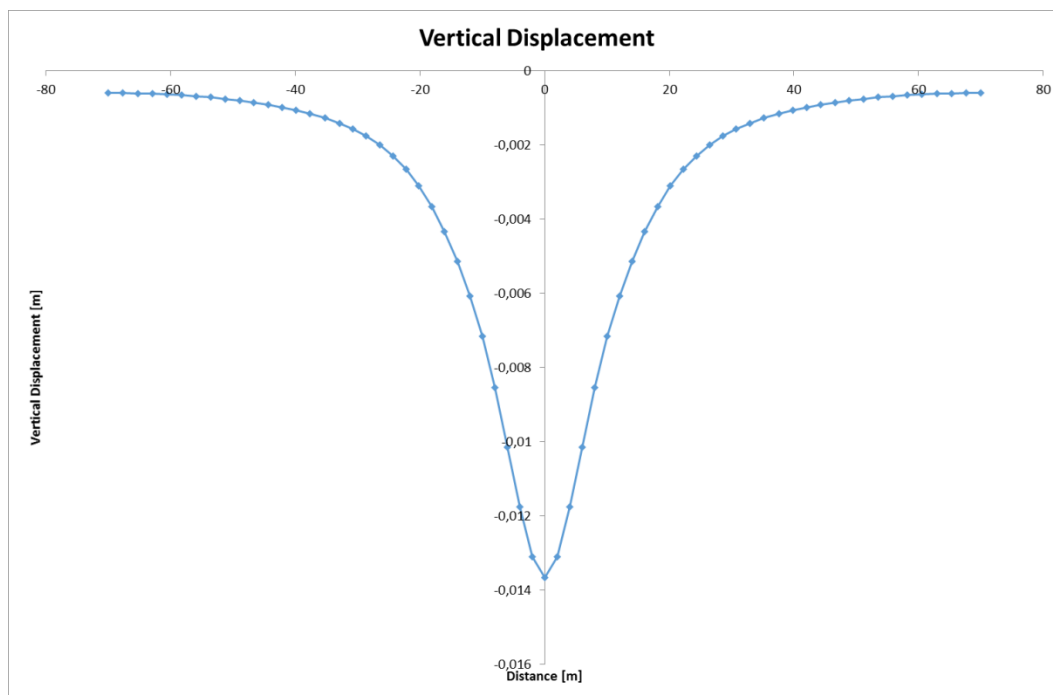


Figura 5.129 – Distribuzione dello spostamento verticale al piano campagna a lungo termine per l'analisi numerica 5

Tabella 5.57 – Analisi n.5: effetti indotti al piano campagna

	Cedimento massimo [mm]	Distorsione massima
Piano campagna	1.3	1/1200

Gli spostamenti previsti non risultano di entità tale da generare problematiche strutturali sul canale. Si prevede comunque di realizzare un rivestimento provvisorio del canale esistente, per 50m di sviluppo, con doppia membrana di impermeabilizzazione e geotessile. La membrana in PVC ha spessore di 2mm, mentre il geotessile ha peso di 400g/mq ed è ancorata al bordo del canale tramite sacchi di sabbia. All'inizio ed alla fine dei teli è presente un lamierino di fissaggio con tasselli di ancoraggio alla base del canale. Successivamente alla realizzazione della galleria è previsto l'eventuale rifacimento del rivestimento in calcestruzzo, subordinato alle effettive condizioni di fessurazione rinvenute.

5.5. Verifica al fuoco

Come indicato nel capitolo 4.9 del "Manuale di progettazione delle opere civili – Parte 2 – Sezione 4" di RFI, le recenti evoluzioni normative hanno considerato possibili scenari incidentali caldi, chiedendo il rispetto del requisito di resistenza al fuoco per le gallerie ferroviarie.

L'orientamento normativo più recente realizza un collegamento diretto tra il requisito prestazionale di resistenza al fuoco che le strutture devono garantire e gli scenari di evacuazione, necessari a garantire la salvaguardia della vita umana, ammettendo il collasso strutturale al termine della gestione dell'emergenza.

La verifica al fuoco è stata effettuata su tutte e 5 le analisi numeriche i cui risultati sono riportati nel precedente paragrafo e si fa riferimento al DM 2018 ed alle EN1992-1-2.

Il procedimento di calcolo consiste nella realizzazione di modelli numerici per determinare lo sviluppo e la distribuzione della temperatura nelle membrature strutturali e l'andamento del comportamento meccanico conseguente all'azione termica (modello termo-meccanico). La prestazione al fuoco richiesta per la galleria in oggetto

è di 120 minuti, che corrisponde all'intervallo di tempo minimo durante il quale le verifiche strutturali devono risultare soddisfatte.

5.5.1. Procedura di calcolo

Il procedimento di analisi e verifica può essere così riassunto:

- Si individua una curva di incendio normalizzata, che fornisce l'andamento della temperatura all'interno della galleria durante la propagazione dell'incendio;
- Per ogni sezione di galleria investigata si valutano la mappatura termica (ossia l'andamento temporale della temperatura attraverso lo spessore) e le sollecitazioni di progetto, ottenute tramite modellazione numerica termo-meccanica effettuata con il software FLAC;
- Si calcola il dominio di resistenza ridotto per effetto del degrado delle proprietà termo-meccaniche di calcestruzzo e acciaio con l'aumento di temperatura;
- Si verifica che le coppie (N, M), rappresentative dello stato di sollecitazione del rivestimento, cadano all'interno del dominio di resistenza "a caldo", sia in assenza che in presenza di spalling.

5.5.2. Individuazione dell'incendio di progetto

Gli effetti dell'incendio di progetto sono riprodotti da una curva di incendio normalizzata, che fornisce l'andamento della temperatura all'interno della galleria durante la propagazione dell'incendio.

La curva Temperatura-Tempo utilizzata per simulare gli effetti dell'incendio di progetto è quella definita dalla UNI 11076 "Modalità di prova per la valutazione del comportamento di protettivi applicati a soffitti di opere sotterranee in condizioni di incendio". La curva è stata definita in Olanda dal Rijkswaterstaat (da cui la sigla RWS) e dal centro per le ricerche sul fuoco (TNO / EFECTIS). La curva, riportata Figura 5.130, è caratterizzata da un rapido incremento delle temperature fino ai 1200°C a 10 minuti, un massimo di 1350 °C a 60 minuti e un ritorno a 1200°C a 120 minuti.

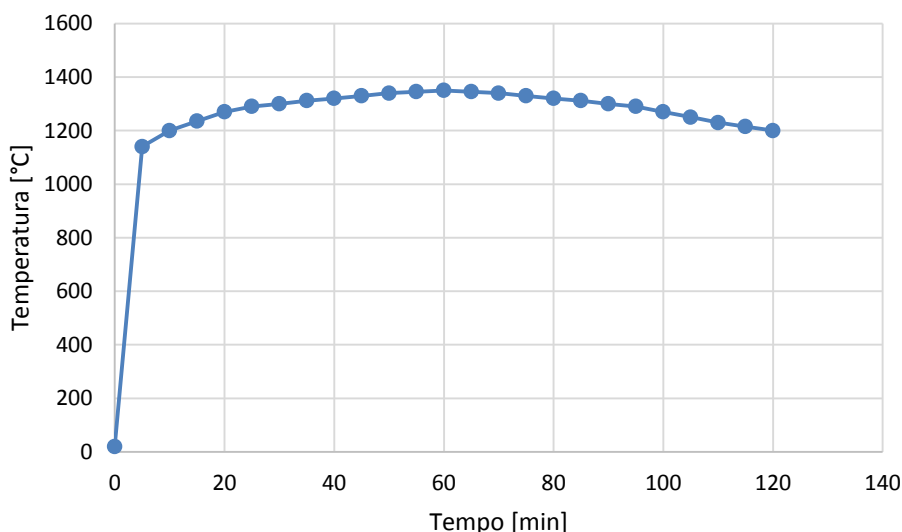


Figura 5.130 - Curva d'incendio normalizzata (UNI 11076).

5.5.3. Variazione dei parametri termo-meccanici in condizioni di incendio

Durante lo stage inerente all'applicazione del carico termico si fanno variare i parametri termici e meccanici del rivestimento in funzione della temperatura secondo le prescrizioni dell'EN1992-1-2, considerando un calcestruzzo costituito da aggregati calcarei.

La conducibilità termica del calcestruzzo in funzione della temperatura è stata ricavata dalla seguente equazione:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(T/100) + 0,0057(T/100)^2 \text{ per } 20^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C}$$

La variazione con la temperatura di tale parametro è riportata in Figura 5.131.

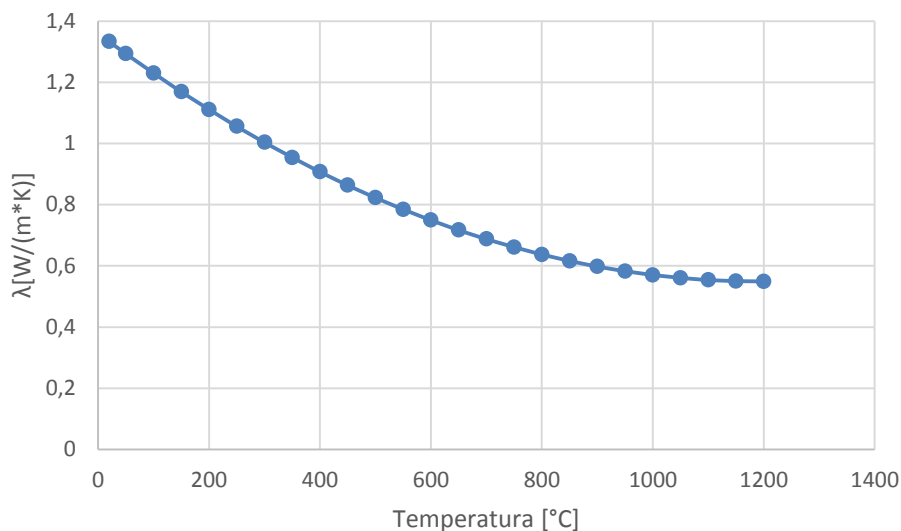


Figura 5.131 - Conducibilità termica del calcestruzzo in funzione della temperatura.

Il calore specifico del calcestruzzo è un altro parametro che viene fatto variare in funzione della temperatura secondo quanto riportato in Figura 5.132.

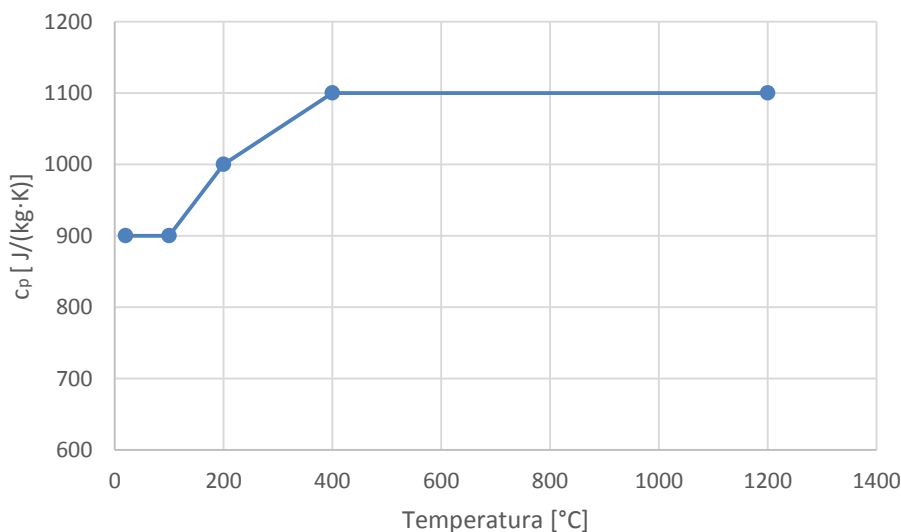


Figura 5.132 - Calore specifico in funzione della temperatura.

In Figura 5.133 si riporta la curva di variazione della dilatazione termica totale del calcestruzzo in funzione della temperatura, a partire dalla quale è stato calcolato il coefficiente di dilatazione termica inserito come parametro di input nel modello numerico.

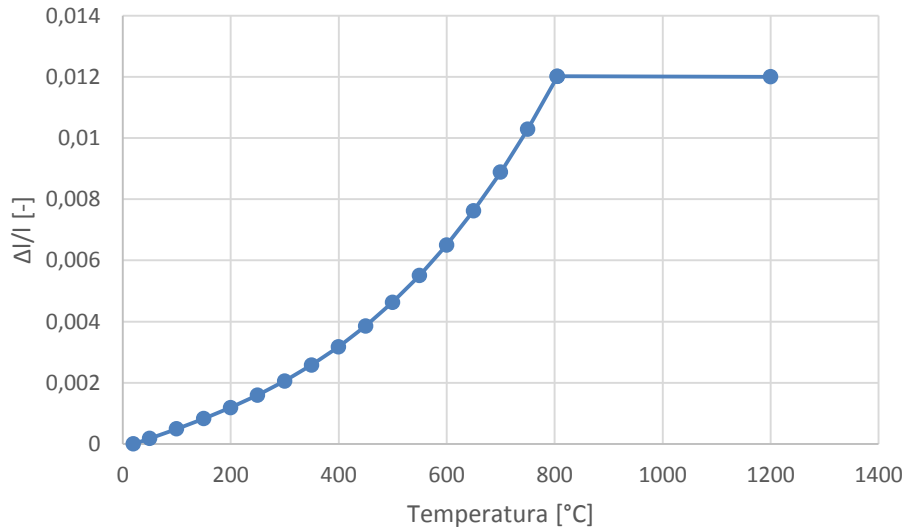
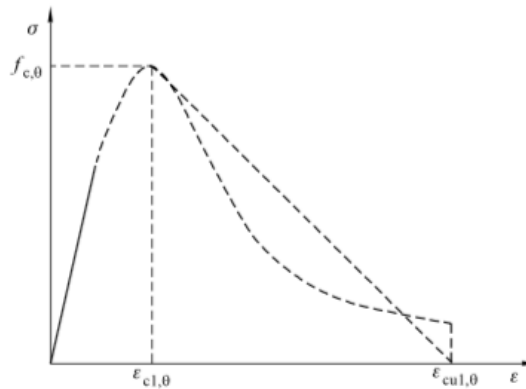


Figura 5.133 - Dilatazione termica totale del calcestruzzo in funzione della temperatura.

Le proprietà di resistenza e deformazione a compressione monoassiale del calcestruzzo a elevate temperature sono state estrapolate dalle relazioni sforzi-deformazioni riportate nella Figura 5.134.



Intervallo	Sforzi $\sigma(\theta)$
$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu,\theta}$	Si raccomanda di adottare un ramo discendente a fini numerici. Sono consentiti modelli lineari o non lineari.

Figura 5.134 - Modello matematico per le relazioni sforzi-deformazioni del calcestruzzo compresso a elevate temperature.

La variazione del modulo elastico del calcestruzzo E_θ in funzione della temperatura è stato assunto pari al valore secante determinato per una tensione pari all'1% della tensione $f_{c,\theta}$. In Figura 5.135 si riporta la variazione del modulo elastico del calcestruzzo in funzione della temperatura.

5.5.4. *Analisi numerica relativa alle tratte della galleria naturale caratterizzata da basse coperture*

Nel presente paragrafo, sono riportati i risultati delle verifiche al fuoco per le tratte della galleria naturale caratterizzate dalle più modeste coperture, considerando come maggiormente rappresentativa la tratta del sotto attraversamento dell'autostrada A4, definita nei precedenti paragrafi come analisi 2.

Alle fasi già descritte nei precedenti paragrafi che hanno condotto a determinare le condizioni statiche di esercizio per il rivestimento definitivo (definite sollecitazioni "a freddo") e che rappresentano le condizioni di partenza delle analisi "a caldo" sono state considerate le seguenti fasi per la verifica al fuoco.

Fasi di incendio:

- Inizializzazione termica. Si assegnano le proprietà termiche dei materiali ed una temperatura iniziale dell'intero modello pari a 20°C.
- Applicazione carico termico. Si impone come condizione al contorno termica a tutti i nodi posti ad intradosso della galleria la temperatura variabile nel tempo secondo la curva di incendio di progetto per una durata di 120 minuti. Durante questo stage le proprietà termo-meccaniche del calcestruzzo vengono fatte variare in ogni elemento del rivestimento in funzione della temperatura che viene raggiunta in ciascuno di essi in ogni step di calcolo.

5.5.4.1. Risultati dell'analisi numerica

Dall'analisi numerica termo-meccanica eseguita si ricavano le sollecitazioni a caldo lungo il rivestimento e l'andamento della temperatura lungo lo spessore del rivestimento per più istanti temporali (30, 60, 90 e 120 minuti).

Le sollecitazioni agenti sul rivestimento (N, M) sono ricavate tramite l'integrazione delle tensioni agenti sugli elementi costituenti il calcestruzzo stesso. Tali valori vengono riportati sul piano N-M e confrontati con il dominio di resistenza della sezione in condizioni di incendio (dominio a caldo).

Il dominio a caldo è stato ricavato tramite il metodo dell'isoterma 500 °C riportato nella norma EN1992-1-2. Tale metodo può essere utilizzato su strutture soggette a esposizione all'incendio normalizzato per determinare la capacità portante allo stato limite ultimo di una sezione a caldo e per confrontare la capacità con le relative azioni. Il metodo di calcolo semplificato comprende una riduzione generale della sezione trasversale rispetto a una zona danneggiata dal calore situata in corrispondenza delle superfici del calcestruzzo. Lo spessore del calcestruzzo danneggiato, a_{500} , si pone uguale alla profondità media dell'isoterma dei 500 °C nella zona compressa della sezione trasversale. Il calcestruzzo danneggiato, vale a dire il calcestruzzo che abbia raggiunto temperature maggiori di 500 °C, si presuppone non contribuisca alla capacità portante della membratura, mentre la restante sezione trasversale mantiene i suoi valori di resistenza e modulo d'elasticità iniziali. Come riportato in normativa, alcune barre d'armatura possono cadere al di fuori della sezione trasversale ridotta e, nonostante ciò, possono essere inserite nel calcolo della capacità portante ultima della sezione trasversale esposta al fuoco.

Nelle seguenti Figure si riportano i domini di rottura a caldo con le relative sollecitazioni a caldo ottenute tramite integrazione delle tensioni agenti lungo lo spessore del rivestimento. Si riportano le sollecitazioni relative alla calotta, alle reni e ai piedritti della galleria.

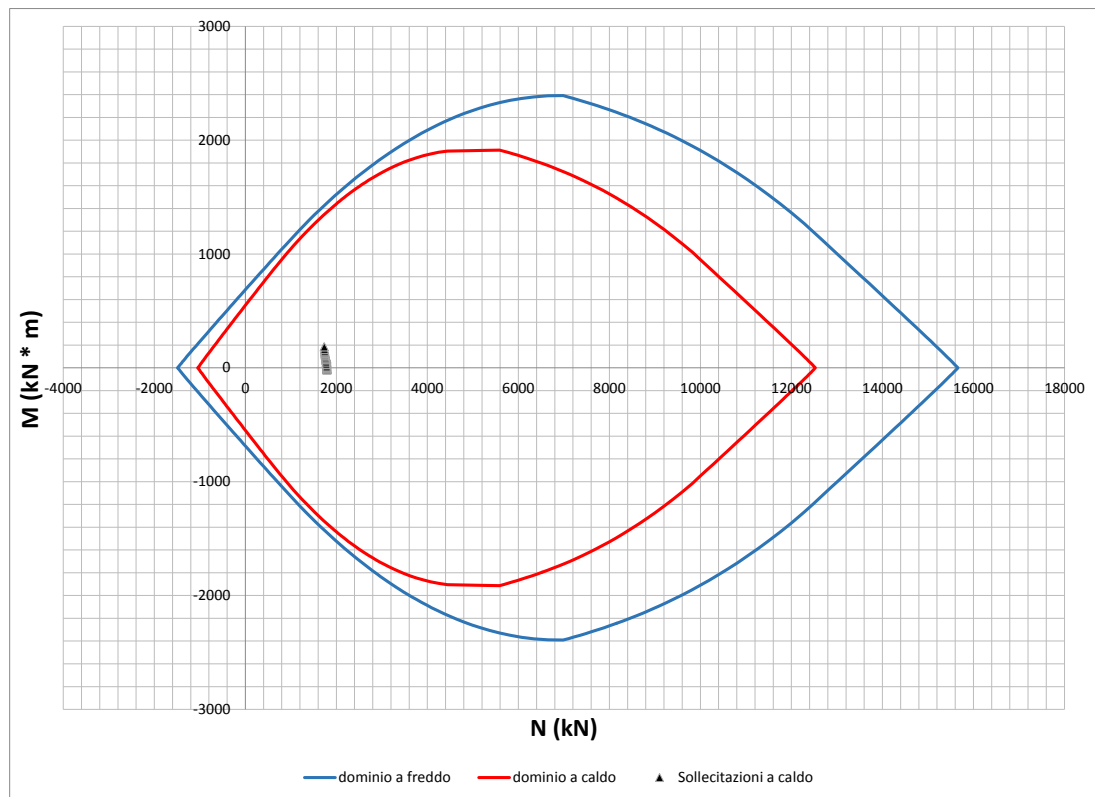


Figura 5.136 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo dopo 30 minuti dall'inizio dell'incendio.

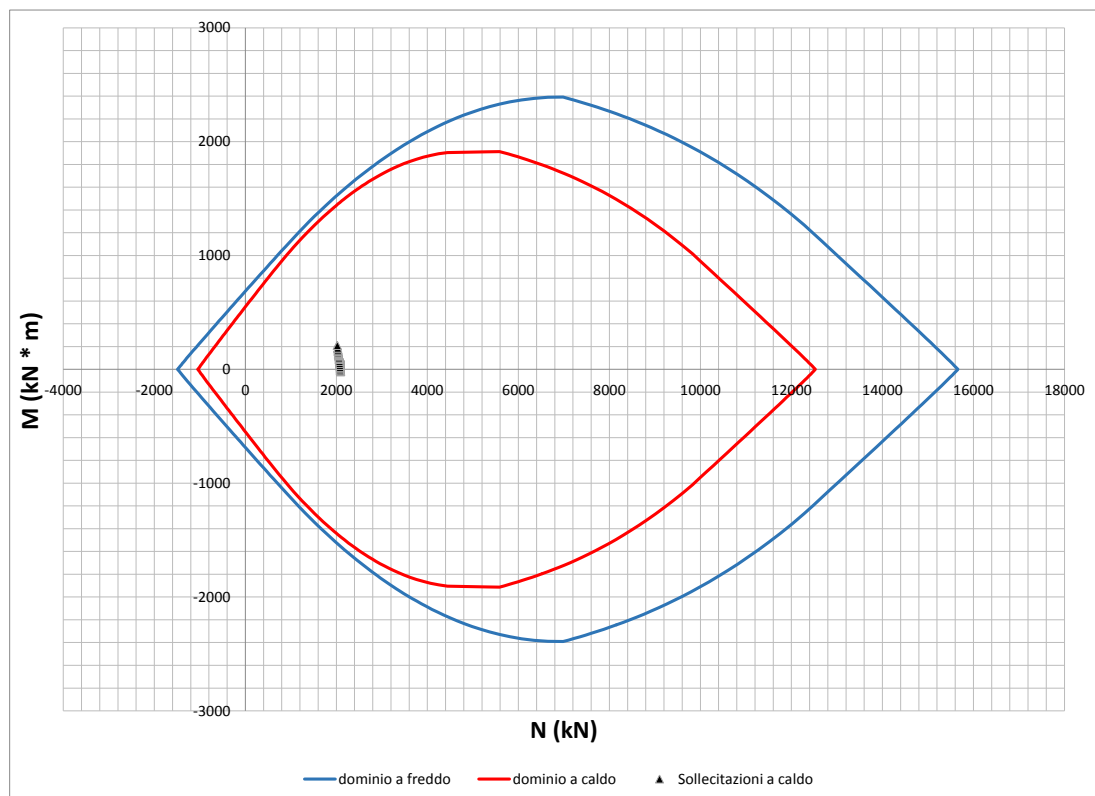


Figura 5.137 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo dopo 60 minuti dall'inizio dell'incendio.

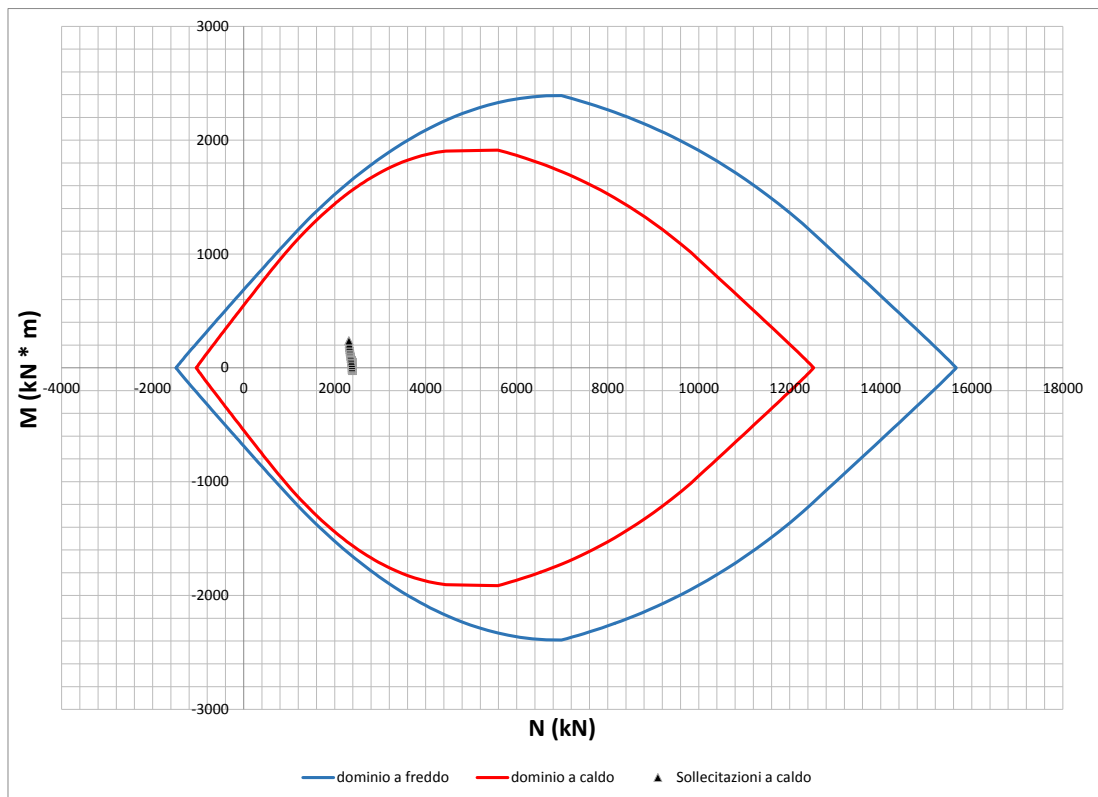


Figura 5.138 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo dopo 90 minuti dall'inizio dell'incendio.

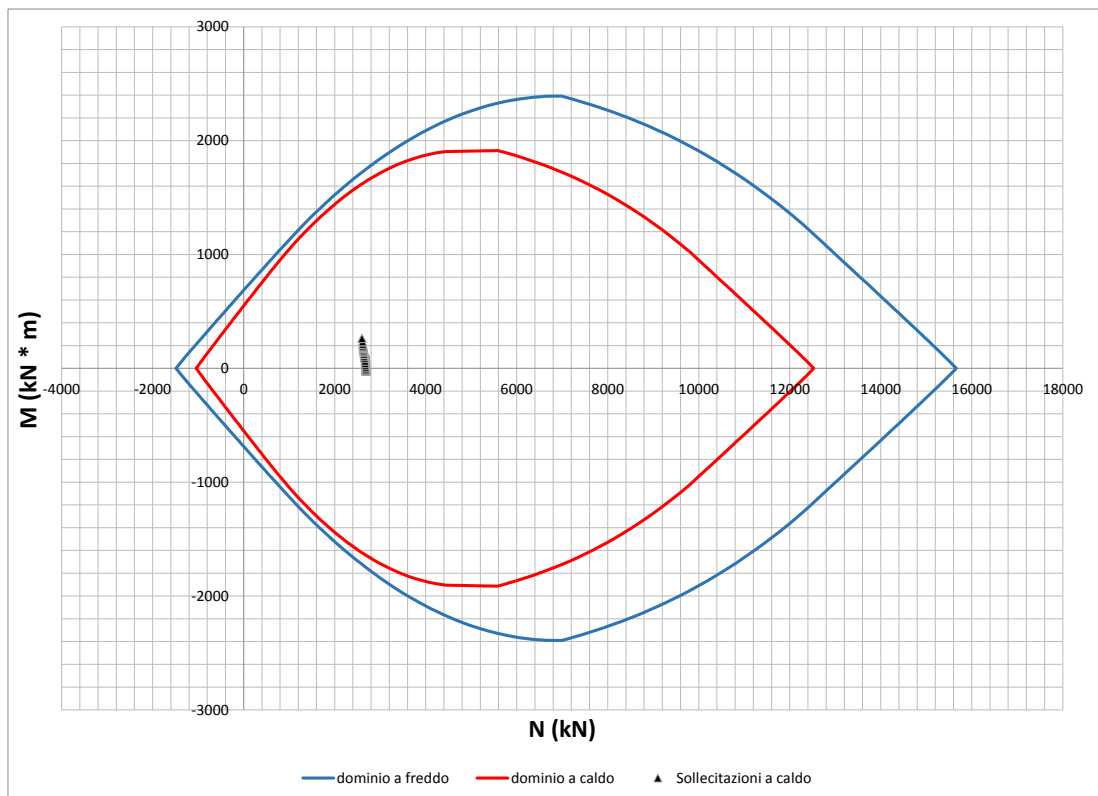


Figura 5.139 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo dopo 120 minuti dall'inizio dell'incendio.

Si può notare come, durante i vari istanti temporali rappresentativi dell'evoluzione dell'incendio, le sollecitazioni a caldo risultano comprese all'interno del dominio di resistenza a caldo.

Verifica in presenza di spalling

La verifica al fuoco è stata condotta anche tenendo conto di un possibile fenomeno di spalling, che causa il distacco esplosivo di una parte di spessore di calcestruzzo. È comunque improbabile che la frantumazione esplosiva si verifichi con contenuto d'umidità del calcestruzzo minore del 3% in peso.

Per le strutture armate, secondo quanto riportato sul "Manuale di progettazione delle opere civili – Parte 2 – Sezione 4" di RFI, la riduzione media di spessore da utilizzare nelle verifiche è ricavabile dalla seguente formula:

$$s = c + \Phi(r) + \Phi(f) + i/10$$

dove c è il copriferro e i l'interasse delle armature di forza, mentre $\Phi(r)$ e $\Phi(f)$ sono rispettivamente i diametri delle armature di ripartizione (r) e di forza (f).

In Figura 5.140 si riporta, come caso più sfavorevole, il dominio di resistenza a caldo considerando il fenomeno di spalling e le relative sollecitazioni a fine incendio. Anche in questo caso le sollecitazioni a caldo risultano comprese all'interno del dominio di resistenza a caldo.

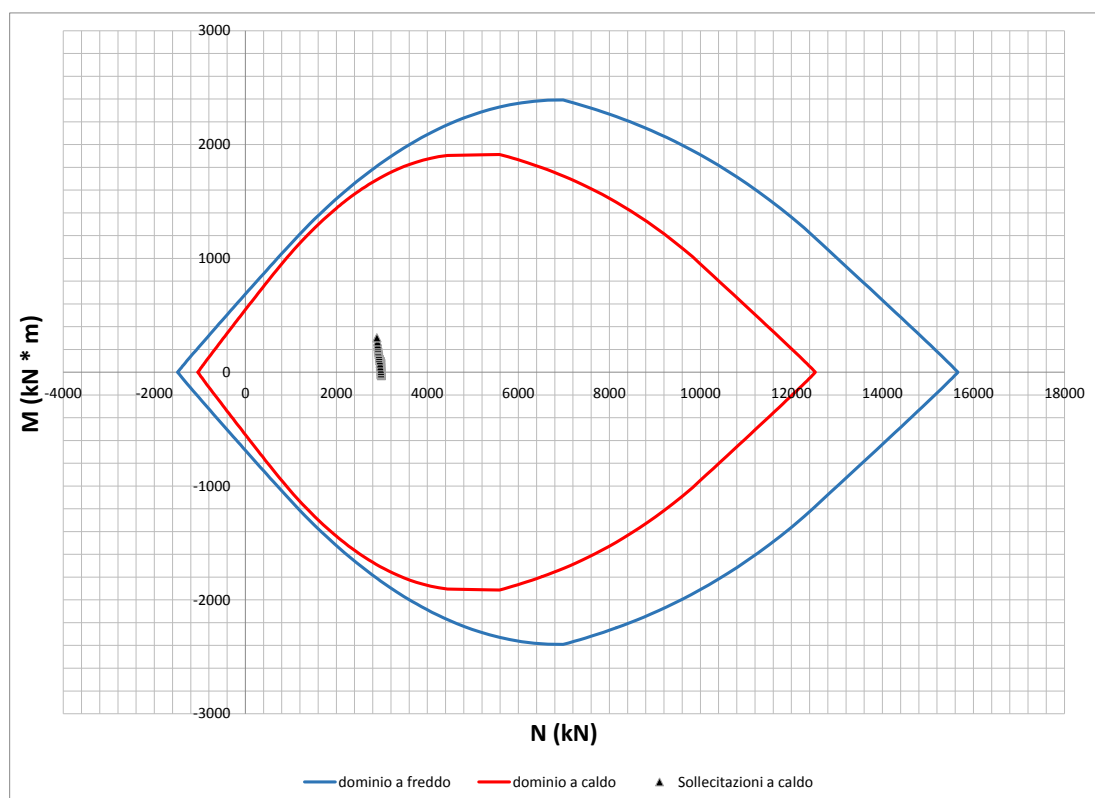


Figura 5.140 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo dopo 120 minuti dall'inizio dell'incendio considerando il fenomeno di spalling.

5.5.5. *Analisi numerica relativa alle tratte della galleria naturale caratterizzata dalle più elevate coperture*

Nel presente paragrafo, sono riportati i risultati delle verifiche al fuoco per le tratte della galleria naturale caratterizzate dalle più elevate coperture, comprese fra 20 e 23 m, più precisamente è stata analizzata la sezione di massima copertura (23 m), definita nei precedenti paragrafi come analisi 4.

Alle fasi già descritte nei precedenti paragrafi che hanno condotto a determinare le condizioni statiche di esercizio per il rivestimento definitivo (definite sollecitazioni “a freddo”) e che rappresentano le condizioni di partenza delle analisi “a caldo” sono state considerate le seguenti fasi per la verifica al fuoco.

Fasi di incendio:

- Inizializzazione termica. Si assegnano le proprietà termiche dei materiali ed una temperatura iniziale dell'intero modello pari a 20°C.
- Applicazione carico termico. Si impone come condizione al contorno termica a tutti i nodi posti ad intradosso della galleria la temperatura variabile nel tempo secondo la curva di incendio di progetto per una durata di 120 minuti. Durante questo stage le proprietà termo-meccaniche del calcestruzzo vengono fatte variare in ogni elemento del rivestimento in funzione della temperatura che viene raggiunta in ciascuno di essi in ogni step di calcolo.

5.5.5.1. Risultati dell'analisi numerica

Dall'analisi numerica termo-meccanica eseguita si ricavano le sollecitazioni a caldo lungo il rivestimento e l'andamento della temperatura lungo lo spessore del rivestimento per più istanti temporali (30, 60, 90 e 120 minuti).

Le sollecitazioni agenti sul rivestimento (N, M) sono ricavate tramite l'integrazione delle tensioni agenti sugli elementi costituenti il calcestruzzo stesso. Tali valori vengono riportati sul piano N-M e confrontati con il dominio di resistenza della sezione in condizioni di incendio (dominio a caldo).

Il dominio a caldo è stato ricavato tramite il metodo dell'isoterma 500 °C riportato nella norma EN1992-1-2. Tale metodo può essere utilizzato su strutture soggette a esposizione all'incendio normalizzato per determinare la capacità portante allo stato limite ultimo di una sezione a caldo e per confrontare la capacità con le relative azioni. Il metodo di calcolo semplificato comprende una riduzione generale della sezione trasversale rispetto a una zona danneggiata dal calore situata in corrispondenza delle superfici del calcestruzzo. Lo spessore del calcestruzzo danneggiato, a_{500} , si pone uguale alla profondità media dell'isoterma dei 500 °C nella zona compressa della sezione trasversale. Il calcestruzzo danneggiato, vale a dire il calcestruzzo che abbia raggiunto temperature maggiori di 500 °C, si presuppone non contribuisca alla capacità portante della membratura, mentre la restante sezione trasversale mantiene i suoi valori di resistenza e modulo d'elasticità iniziali. Come riportato in normativa, alcune barre d'armatura possono cadere al di fuori della sezione trasversale ridotta e, nonostante ciò, possono essere inserite nel calcolo della capacità portante ultima della sezione trasversale esposta al fuoco.

Nelle seguenti Figure si riportano i domini di rottura a caldo con le relative sollecitazioni a caldo ottenute tramite integrazione delle tensioni agenti lungo lo spessore del rivestimento. Si riportano le sollecitazioni relative alla calotta, alle reni e ai piedritti della galleria.

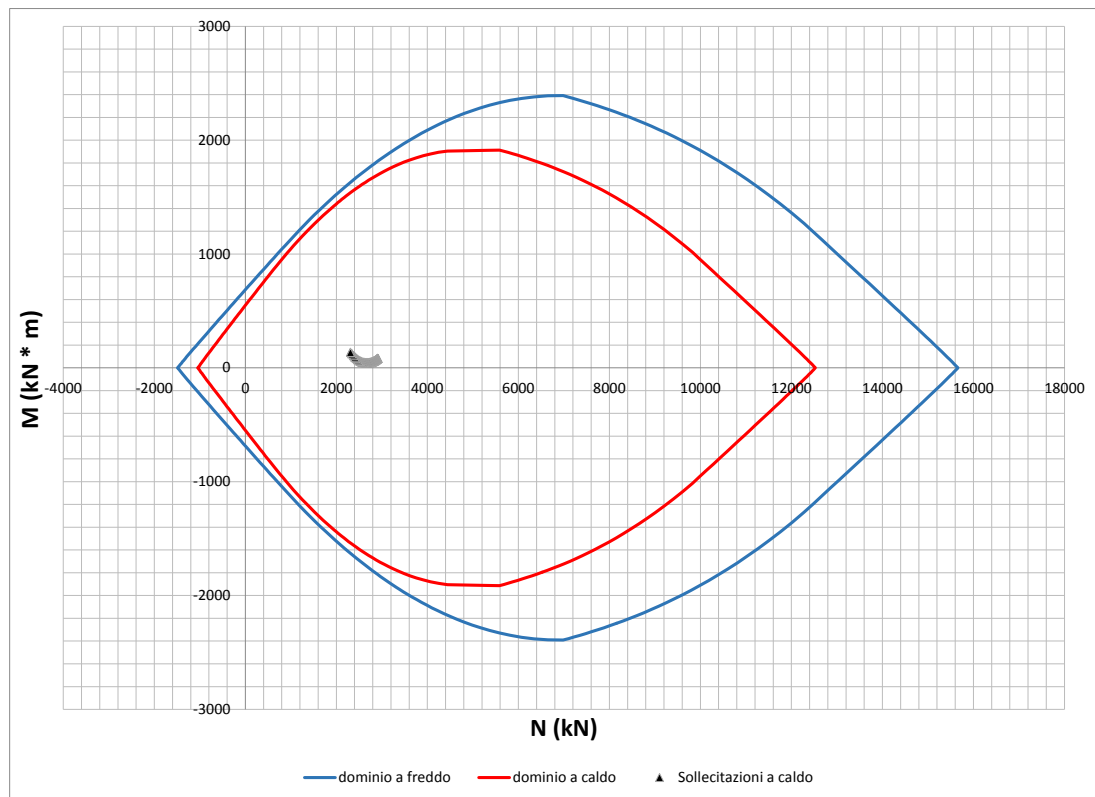


Figura 5.141 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo dopo 30 minuti dall'inizio dell'incendio.

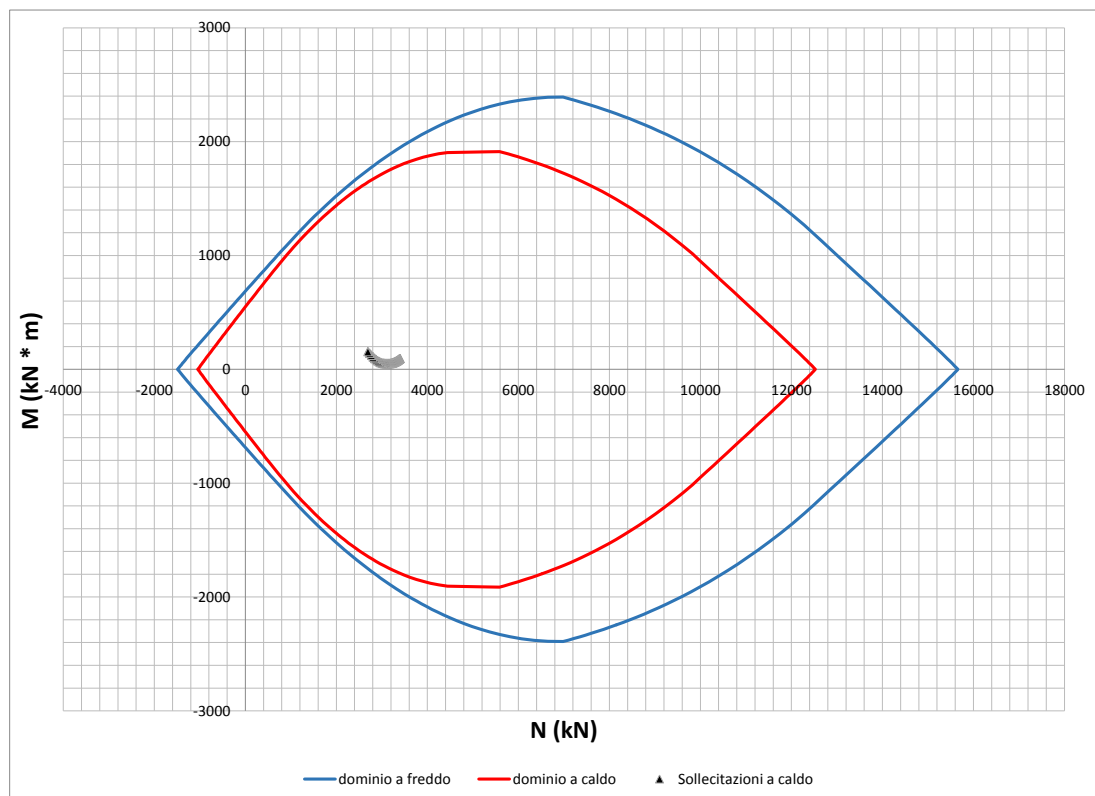


Figura 5.142 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo dopo 60 minuti dall'inizio dell'incendio.



Doc. N.

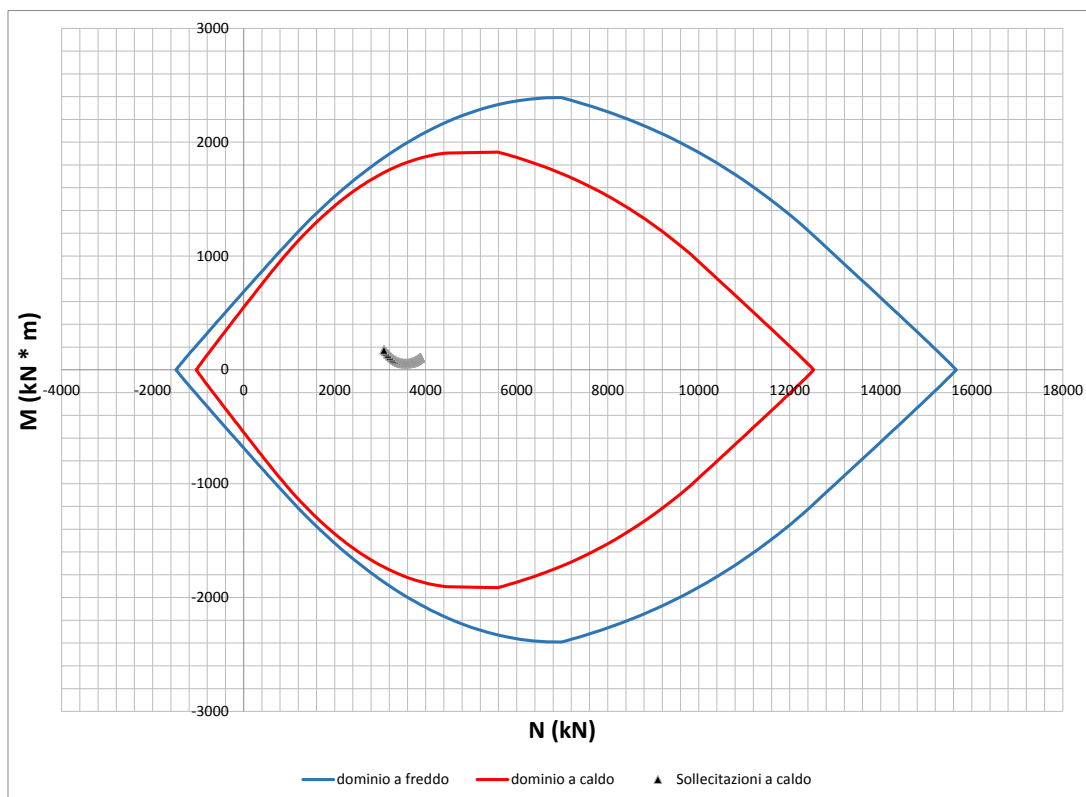
Progetto
IN0RLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GN 040 0 001Rev.
AFoglio
177 di 178

Figura 5.143 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo dopo 90 minuti dall'inizio dell'incendio.

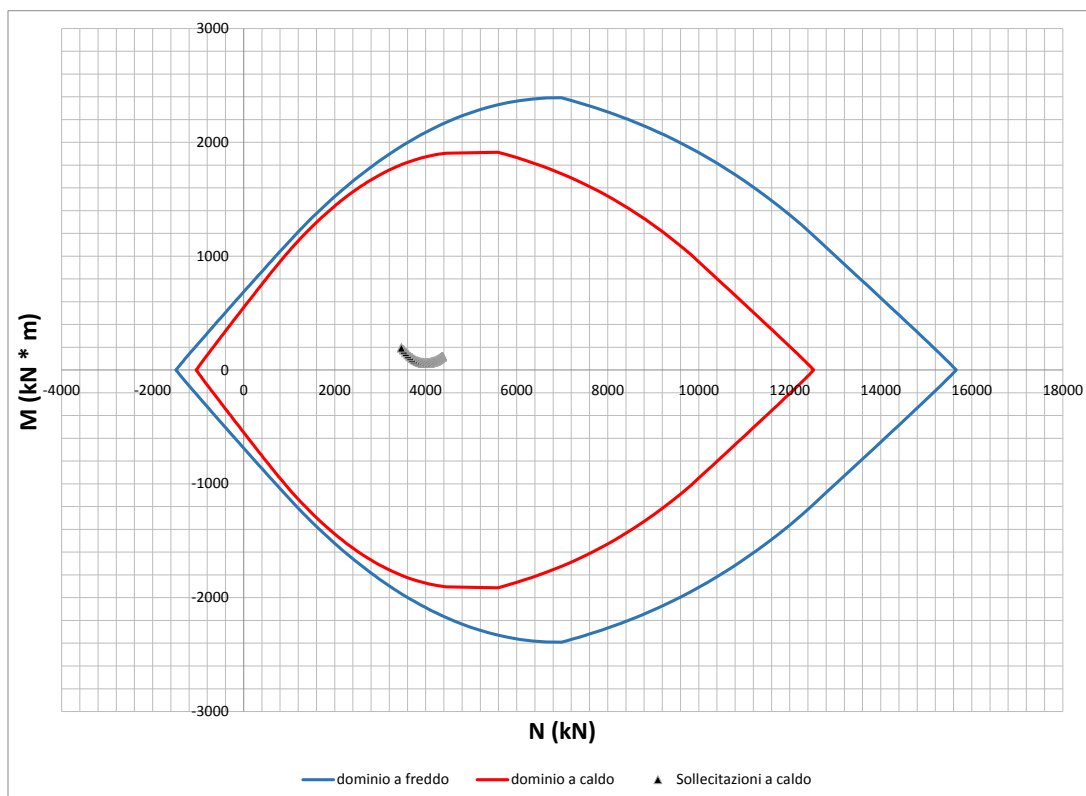


Figura 5.144 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo dopo 120 minuti dall'inizio dell'incendio.

Si può notare come, durante i vari istanti temporali rappresentativi dell'evoluzione dell'incendio, le sollecitazioni a caldo risultano comprese all'interno del dominio di resistenza a caldo.

Verifica in presenza di spalling

La verifica al fuoco è stata condotta anche tenendo conto di un possibile fenomeno di spalling, che causa il distacco esplosivo di una parte di spessore di calcestruzzo. È comunque improbabile che la frantumazione esplosiva si verifichi con contenuto d'umidità del calcestruzzo minore del 3% in peso.

Per le strutture armate, secondo quanto riportato sul "Manuale di progettazione delle opere civili – Parte 2 – Sezione 4" di RFI, la riduzione media di spessore da utilizzare nelle verifiche è ricavabile dalla seguente formula:

$$s = c + \Phi(r) + \Phi(f) + i/10$$

dove c è il copriferro e i l'interasse delle armature di forza, mentre $\Phi(r)$ e $\Phi(f)$ sono rispettivamente i diametri delle armature di ripartizione (r) e di forza (f).

In Figura 5.140 si riporta, come caso più sfavorevole, il dominio di resistenza a caldo considerando il fenomeno di spalling e le relative sollecitazioni a fine incendio. Anche in questo caso le sollecitazioni a caldo risultano comprese all'interno del dominio di resistenza a caldo.

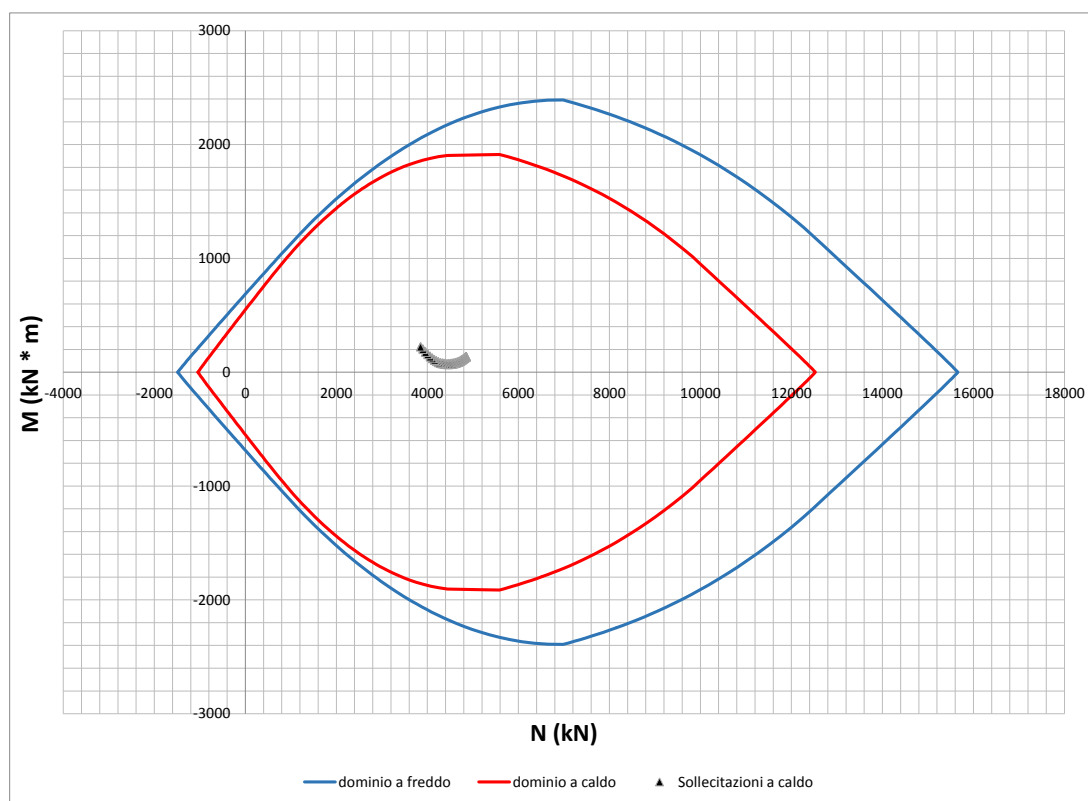


Figura 5.145 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo dopo 120 minuti dall'inizio dell'incendio considerando il fenomeno di spalling.