

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 LONATO (GN02)

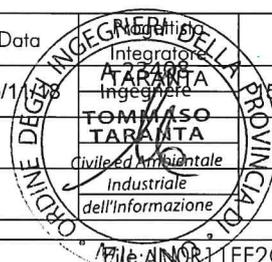
Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00

Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio <i>(Ing. T. Taranta)</i> 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 2 0 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE							IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	
A	Emissione	REGE	15/11/18	MERLINI	15/11/18	15/11/18	
B							
C							



CIG. 751447334A File: ANOR11EE2CLGN0200001A_10.docx

Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008

INDICE

1.	INTRODUZIONE	8
1.1.	OGGETTO E SCOPO.....	8
1.2.	BREVE DESCRIZIONE DEL PROGETTO.....	8
1.3.	ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	10
1.4.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	12
1.4.1.	<i>Normative</i>	12
1.4.2.	<i>Specifiche Tecniche di Riferimento</i>	12
2.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – IDROGEOLOGICO E GEOTECNICO	13
3.	RIVESTIMENTO IN CONCI PREFABBRICATI	15
4.	SEZIONI TIPO BY PASS E NICCHIE	20
5.	STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO E COMPORTAMENTO DEL CAVO	23
5.1.	STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO	23
5.2.	COMPORTAMENTO DEL CAVO.....	26
5.3.	BIBLIOGRAFIA	35
6.	STIMA DELLA SPINTA PER L'AVANZAMENTO ALLO SCAVO DELLA TBM-EPB.....	36
6.1.	BIBLIOGRAFIA	41
7.	ANALISI DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO DEI CONCI.....	42
7.1.	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	42
7.1.1.	<i>RS2</i>	42
7.1.2.	<i>FLAC</i>	43
7.2.	ANALISI NUMERICHE EFFETTUATE.....	43
7.2.1.	<i>Analisi del bacino di subsidenza</i>	45
7.3.	CRITERI DI VERIFICA	45
7.3.1.	<i>Stato Limite Ultimo per pressoflessione</i>	45
7.3.2.	<i>Stato Limite Ultimo per taglio</i>	45
7.3.3.	<i>Stato Limite di Esercizio di fessurazione</i>	46
7.3.4.	<i>Stato Limite di Esercizio di limitazione delle tensioni</i>	46

7.4.	RESISTENZE DI CALCOLO.....	47
7.5.	AZIONE SISMICA	48
7.6.	VERIFICHE STATICHE IN FASE DEFINITIVA.....	49
7.6.1.	Sezione 1 – Progressiva Pk 116+500,000.....	50
7.6.1.1.	Geometria	50
7.6.1.2.	Parametri geotecnici.....	51
7.6.1.3.	Fasi di calcolo adottate.....	51
7.6.1.4.	Analisi dei risultati.....	53
7.6.1.5.	Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni.....	56
7.6.1.6.	Verifiche statiche.....	57
7.6.1.7.	Verifiche in condizioni sismiche.....	59
7.6.1.8.	Cedimenti al piano campagna.....	60
7.6.2.	Sezione 2 – Progressiva Pk 116+600,000.....	61
7.6.2.2.	Parametri geotecnici.....	62
7.6.2.3.	Fasi di calcolo adottate.....	63
7.6.2.4.	Analisi dei risultati.....	64
7.6.2.5.	Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento.....	67
7.6.2.6.	Verifiche statiche.....	68
7.6.2.7.	Verifiche in condizioni sismiche.....	70
7.6.2.8.	Cedimenti al piano campagna.....	71
7.6.3.	Sezione 3 – Progressiva Pk 116+770,000.....	72
7.6.3.1.	Geometria	72
7.6.3.2.	Parametri geotecnici.....	73
7.6.3.3.	Fasi di calcolo adottate.....	74
7.6.3.4.	Analisi dei risultati.....	75
7.6.3.5.	Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento.....	78
7.6.3.6.	Verifiche statiche.....	79
7.6.3.7.	Verifiche in condizioni sismiche.....	81
7.6.3.8.	Cedimenti al piano campagna.....	82
7.6.4.	Sezione 4 – Progressiva Pk 116+950,000.....	83
7.6.4.1.	Geometria	83
7.6.4.2.	Parametri geotecnici.....	84
7.6.4.3.	Fasi di calcolo adottate.....	85
7.6.4.4.	Analisi dei risultati.....	86
7.6.4.5.	Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento.....	89
7.6.4.6.	Verifiche statiche.....	90
7.6.4.7.	Verifiche in condizioni sismiche.....	93
7.6.4.8.	Cedimenti al piano campagna.....	94

7.6.5. Sezione 5 – Progressiva Pk 117+200,000.....	95
7.6.5.1. Geometria	95
7.6.5.2. Parametri geotecnici.....	96
7.6.5.3. Fasi di calcolo adottate.....	97
7.6.5.4. Analisi dei risultati.....	98
7.6.5.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento.....	101
7.6.5.6. Verifiche statiche.....	102
7.6.5.7. Verifiche in condizioni sismiche.....	105
7.6.5.8. Cedimenti al piano campagna.....	106
7.6.6. Sezione 6 – Progressiva Pk 118+140,000.....	107
7.6.6.1. Geometria	107
7.6.6.2. Parametri geotecnici.....	108
7.6.6.3. Fasi di calcolo adottate.....	109
7.6.6.4. Analisi dei risultati.....	110
7.6.6.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni.....	113
7.6.6.6. Verifiche statiche.....	114
7.6.6.7. Verifiche in condizioni sismiche.....	117
7.6.6.8. Cedimenti al piano campagna.....	118
7.6.7. Sezione 7 – Progressiva Pk 118+400,000.....	119
7.6.7.1. Geometria	119
7.6.7.2. Parametri geotecnici.....	120
7.6.7.3. Fasi di calcolo adottate.....	120
7.6.7.4. Analisi dei risultati.....	122
7.6.7.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni.....	125
7.6.7.6. Verifiche statiche.....	126
7.6.7.1. Verifiche in condizioni sismiche.....	129
7.6.7.2. Cedimenti al piano campagna.....	130
7.6.8. Sezione 8 – Progressiva Pk 118+800,000.....	131
7.6.8.1. Geometria	131
7.6.8.2. Parametri geotecnici.....	132
7.6.8.3. Fasi di calcolo adottate.....	133
7.6.8.4. Analisi dei risultati.....	134
7.6.8.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni.....	137
7.6.8.6. Verifiche statiche.....	138
7.6.8.7. Verifiche in condizioni sismiche.....	141
7.6.8.8. Cedimenti al piano campagna.....	142
7.6.9. Sezione 9 – Progressiva Pk 119+290,000.....	143
7.6.9.1. Geometria	143
7.6.9.2. Parametri geotecnici.....	144

7.6.9.3.	<i>Fasi di calcolo adottate.....</i>	145
7.6.9.4.	<i>Analisi dei risultati.....</i>	146
7.6.9.5.	<i>Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni.....</i>	149
7.6.9.6.	<i>Verifiche statiche.....</i>	150
7.6.9.7.	<i>Verifiche in condizioni sismiche.....</i>	153
7.6.9.8.	<i>Cedimenti al piano campagna.....</i>	154
7.6.10.	<i>Sezione 10 – Progressiva Pk 119+460,000.....</i>	155
7.6.10.1.	<i>Geometria.....</i>	155
7.6.10.2.	<i>Parametri geotecnici.....</i>	156
7.6.10.3.	<i>Fasi di calcolo adottate.....</i>	157
7.6.10.4.	<i>Analisi dei risultati.....</i>	158
7.6.10.5.	<i>Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento.....</i>	161
7.6.10.6.	<i>Verifiche statiche.....</i>	162
7.6.10.7.	<i>Verifiche in condizioni sismiche.....</i>	165
7.6.10.8.	<i>Cedimenti al piano campagna.....</i>	166
7.6.11.	<i>Sezione 11 – Progressiva Pk 119+610,000.....</i>	167
7.6.11.1.	<i>Geometria.....</i>	167
7.6.11.2.	<i>Parametri geotecnici.....</i>	168
7.6.11.3.	<i>Fasi di calcolo adottate.....</i>	169
7.6.11.4.	<i>Analisi dei risultati.....</i>	170
7.6.11.5.	<i>Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento.....</i>	173
7.6.11.6.	<i>Verifiche statiche.....</i>	174
7.6.11.7.	<i>Verifiche in condizioni sismiche.....</i>	177
7.6.11.8.	<i>Cedimenti al piano campagna.....</i>	178
7.6.12.	<i>Sezione 12 – Progressiva Pk 119+750,000.....</i>	179
7.6.12.1.	<i>Geometria.....</i>	179
7.6.12.2.	<i>Parametri geotecnici.....</i>	180
7.6.12.3.	<i>Fasi di calcolo adottate.....</i>	181
7.6.12.4.	<i>Analisi dei risultati.....</i>	182
7.6.12.5.	<i>Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento.....</i>	185
7.6.12.6.	<i>Verifiche statiche.....</i>	186
7.6.12.7.	<i>Verifiche in condizioni sismiche.....</i>	189
7.6.12.8.	<i>Cedimenti al piano campagna.....</i>	190
7.6.13.	<i>Sezione 13 – Progressiva Pk 120+180,000.....</i>	191
7.6.13.1.	<i>Geometria.....</i>	191
7.6.13.2.	<i>Parametri geotecnici.....</i>	192
7.6.13.3.	<i>Fasi di calcolo adottate.....</i>	193
7.6.13.4.	<i>Analisi dei risultati.....</i>	194
7.6.13.5.	<i>Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento.....</i>	197

7.6.13.6.	Verifiche statiche.....	198
7.6.13.7.	Verifiche in condizioni sismiche.....	201
7.6.13.8.	Cedimenti al piano campagna.....	202
7.6.14.	Sezione 14 – Progressiva Pk 120+620,000.....	203
7.6.14.1.	Geometria	203
7.6.14.2.	Parametri geotecnici.....	204
7.6.14.3.	Fasi di calcolo adottate.....	205
7.6.14.4.	Analisi dei risultati.....	206
7.6.14.5.	Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento.....	209
7.6.14.6.	Verifiche statiche.....	210
7.6.14.7.	Verifiche in condizioni sismiche.....	213
7.6.14.8.	Cedimenti al piano campagna.....	214
7.7.	VERIFICA AL FUOCO.....	214
7.7.1.	Procedura di calcolo	214
7.7.2.	Individuazione dell'incendio di progetto.....	215
7.7.3.	Variazione dei parametri termo-meccanici in condizioni di incendio.....	215
7.7.4.	Sezione 6 – Verifica al fuoco tramite modellazione numerica termo-meccanica.....	219
7.7.4.1.	Geometria	219
7.7.4.2.	Parametri geotecnici.....	219
7.7.4.3.	Stage di calcolo.....	220
7.7.4.4.	Risultati dell'analisi numerica.....	221
7.7.4.5.	Verifica in presenza di spalling.....	225
7.7.5.	Sezione 11 – Verifica al fuoco tramite modellazione numerica termo-meccanica.....	225
7.7.5.1.	Geometria	225
7.7.5.2.	Parametri geotecnici.....	226
7.7.5.3.	Stage di calcolo.....	226
7.7.5.4.	Risultati dell'analisi numerica.....	228
7.7.5.5.	Verifica in presenza di spalling.....	232
8.	MODELLAZIONE NUMERICA 3D NELLA TRATTA DI SOTTO ATTRAVERSAMENTO DELL' AUTOSTRADA A4 233	
8.1.	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	234
8.1.1.	Rhino 6.....	234
8.1.2.	FLAC3D.....	235
8.2.	DESCRIZIONE DEL MODELLO TRIDIMENSIONALE	235
8.2.1.	Geometria, mesh di calcolo e condizioni al contorno.....	236

8.2.2.	<i>Proprietà geotecniche dei materiali e falda.....</i>	239
8.2.3.	<i>Stage di calcolo</i>	240
8.3.	RISULTATI DELLA MODELLAZIONE	244
8.3.1.	<i>Cedimenti in superficie e bacino di subsidenza</i>	245
8.3.2.	<i>Effetti indotti dallo scavo sull'infrastruttura autostradale.....</i>	247
9.	VERIFICHE STATICHE IN FASE PROVVISORIA DEI CONCI E DEI LORO COLLEGAMENTI.....	250
9.1.	VERIFICHE STATICHE IN FASE PROVVISORIA	250
9.1.1.	<i>Verifica in fase di rimozione dei casseri</i>	251
9.1.2.	<i>Verifica in fase di prima movimentazione.....</i>	252
9.1.3.	<i>Verifica in fase di stoccaggio dei concii in stabilimento.....</i>	253
9.1.4.	<i>Verifica in fase di stoccaggio dei concii in stabilimento.....</i>	255
9.1.5.	<i>Verifica in fase di montaggio dei concii.....</i>	257
9.1.6.	<i>Verifica in fase di spinta dei martinetti</i>	258
9.1.6.1.	<i>Condizioni di spinta sul concio</i>	258
9.1.6.2.	<i>Verifica delle pressioni di contatto</i>	260
9.1.6.3.	<i>Verifica delle trazioni in direzione radiale e longitudinale.....</i>	262
9.2.	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI ACCESSORI DEL RIVESTIMENTO	264
9.2.1.	<i>Verifica in fase di installazione del concio.....</i>	264
9.2.2.	<i>Anello completo sospeso a quello adiacente</i>	265
9.2.3.	<i>Verifica del comportamento delle guarnizioni.....</i>	266

1. INTRODUZIONE

1.1. Oggetto e scopo

La presente relazione di calcolo ha per oggetto la galleria naturale Lonato e per scopo quello di riportare i risultati della analisi numeriche, sia 2D sia 3D, eseguite con il Metodo degli Elementi Finiti, condotte con le seguenti finalità: (1) dimensionamento dei conci prefabbricati costituenti il rivestimento definitivo della galleria; (2) valutazione degli effetti causati a piano campagna dallo scavo della galleria a doppia canna, con particolare riferimento al sotto attraversamento dell'autostrada A4 e di alcuni manufatti ed edifici, presenti all'interno del bacino di subsidenza causato dallo scavo delle due gallerie; (3) valutazione della stabilità del fronte di scavo e del comportamento del cavo durante l'avanzamento della TBM – EPB; (4) stima dell'entità della spinta necessaria per l'avanzamento della TBM-EPB; (5) riportare le verifiche geotecniche e strutturali delle sezioni tipo previste per lo scavo dei by pass di collegamento fra le due canne, relativamente al rivestimento di prima fase e definitivo.

1.2. Breve descrizione del progetto

Nell'ambito del tracciato della linea ferroviaria Alta Velocità / Alta Capacità Milano-Verona, la galleria Lonato, comprende la galleria naturale a doppia canna più lunga della tratta, con una lunghezza complessiva di circa 4.8 km. L'opera complessiva, compresa tra le progressive 114+565.00 e 122+197.10 riferite all'asse del binario pari, è suddivisa in cinque parti d'opera distinte (WBS):

- TRINCEA DI APPROCCIO LONATO OVEST (TR04), corrispondente a una trincea di muri ad U, della lunghezza di 30 m, di approccio alla galleria artificiale ovest;
- GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06), corrispondente ad una galleria artificiale di lunghezza complessiva pari a 1425 m, con un primo tratto monocanna, a doppio binario, con sezione scatolare, ed un secondo tratto a canne separate con sezione scatolare;
- GALLERIA NATURALE LONATO (GN02), corrispondente ad una galleria naturale a doppia canna a singolo binario, scavata in meccanizzato con lunghezze di 4782 m (binario pari) e 4751.02 m (binario dispari), tra le progressive 115+990 e 120+772;
- GALLERIA ARTIFICIALE LONATO EST (GA07), corrispondente ad una galleria artificiale di lunghezza complessiva pari a 1356.35 m, con un primo tratto monocanna, a doppio binario, con sezione scatolare, ed un secondo tratto a canne separate con sezione scatolare;
- TRINCEA DI APPROCCIO LONATO EST (TR05), corrispondente a una trincea di muri ad U, della lunghezza di 68.55 m, di approccio alla galleria artificiale est;

Per quanto concerne l'opera principale costituita dalla galleria naturale, il cui scavo è previsto con l'impiego di una TBM del tipo EPB, le caratteristiche geometriche essenziali sono le seguenti:

- lunghezza binario pari = 4782.0 m;
- lunghezza binario dispari = 4751.02 m;
- raggio planimetrico minimo = 7130 m;
- pendenza longitudinale massima = 0.605 %;
- diametro di scavo \approx 10 m, diametro interno galleria = 8.8 m (Figura 1.1);
- interasse fra le due canne \approx 30 m (Figura 1.2).

La Galleria Lonato è ubicata poco a sud dell'omonimo abitato di Lonato in adiacenza ad una zona industriale; il tracciato ferroviario interferisce dopo circa 350 m dal primo inizio (nel verso delle progressive crescenti) con

l'Autostrada A4 Milano – Venezia, al di sotto della quale dovranno passare le due canne della galleria Lonato con una copertura, rispetto all'autostrada, di circa 10 m.

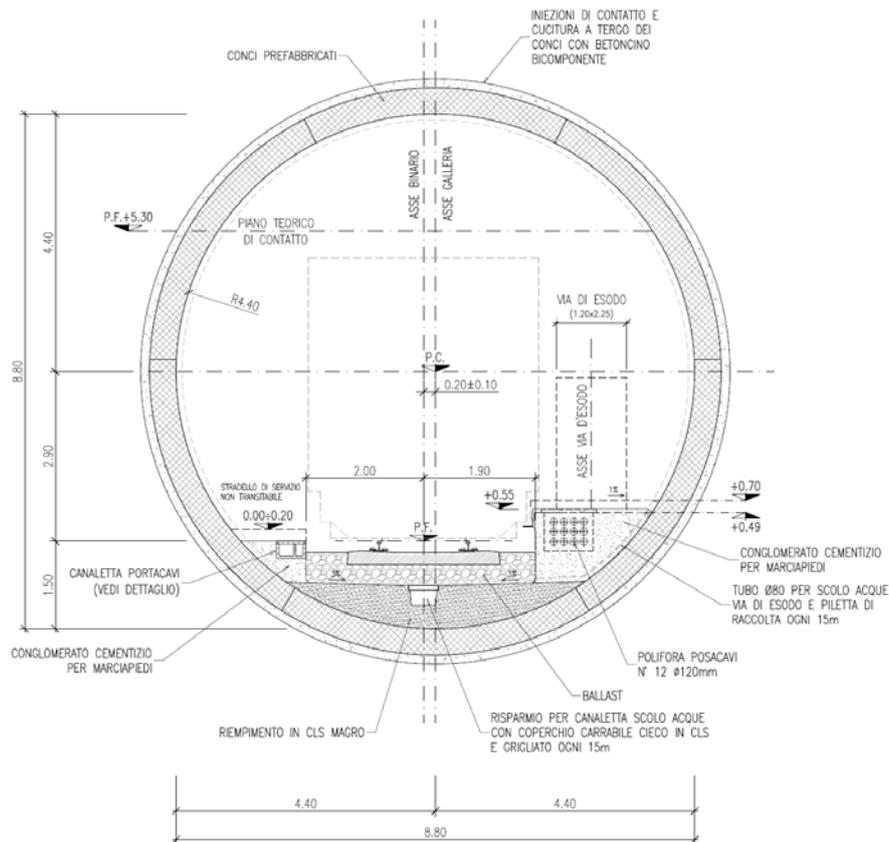


Figura 1.1 – Progetto Esecutivo galleria Lonato, sezione tipo a singolo binario.

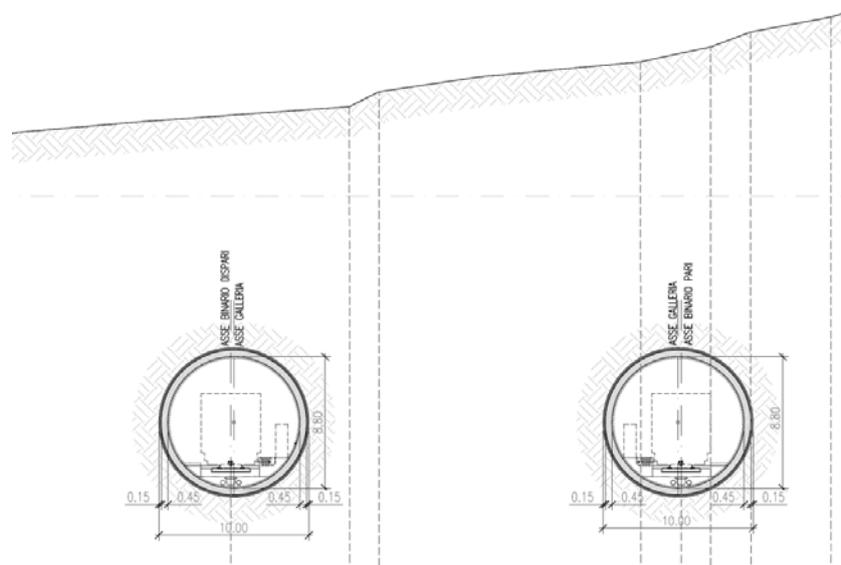


Figura 1.2 – Sezione trasversale tipica con posizione delle due canne monobinario alla progressiva chilometrica 116+300 circa.

1.3. Elaborati di riferimento

Nel seguito si riporta l'elenco elaborati della galleria Lonato, con riferimento alle Opere Civili.

CODICE										DESCRIZIONE	
INOR	11	E	E2	P	5	GN	02	0	0	001	GALLERIA LONATO (GA06 - GI03 - GN02 - GI05 - GA07 - TR05) - Da Pk 114+565.00 a Pk 122+197.10 - Planimetria indagini geognostiche (Tav. 1/2)
INOR	11	E	E2	P	5	GN	02	0	0	002	GALLERIA LONATO (GA06 - GI03 - GN02 - GI05 - GA07 - TR05) - Da Pk 114+565.00 a Pk 122+197.10 - Planimetria indagini geognostiche (Tav. 2/2)
INOR	11	E	E2	R	B	GN	02	0	0	001	GALLERIA LONATO (GA06 - GI03 - GN02 - GI05 - GA07 - TR05) - Da Pk 114+565.00 a Pk 122+197.10 - Relazione geotecnica
INOR	11	E	E2	R	I	GN	02	0	0	001	GALLERIA LONATO (GA06 - GI03 - GN02 - GI05 - GA07 - TR05) - Da Pk 114+565.00 a Pk 122+197.10 - Relazione di smaltimento acque di piattaforma ed esterne
INOR	11	E	E2	R	I	GN	02	0	0	002	GALLERIA LONATO (GA06 - GI03 - GN02 - GI05 - GA07 - TR05) - Da Pk 114+565.00 a Pk 122+197.10 - Relazione idraulica per lo smaltimento delle acque meteoriche
INOR	11	E	E2	P	7	GN	02	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Planimetria (Tav. 1/3)
INOR	11	E	E2	P	7	GN	02	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Planimetria (Tav. 2/3)
INOR	11	E	E2	P	7	GN	02	0	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Planimetria (Tav. 3/3)
INOR	11	E	E2	F	5	GN	02	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Profilo longitudinale (Tav. 1/2)
INOR	11	E	E2	F	5	GN	02	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Profilo longitudinale (Tav. 2/2)
INOR	11	E	E2	W	9	GN	02	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Sezioni trasversali (Tav. 1 di 4)
INOR	11	E	E2	W	9	GN	02	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Sezioni trasversali (Tav. 2 di 4)
INOR	11	E	E2	W	9	GN	02	0	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Sezioni trasversali (Tav. 3 di 4)
INOR	11	E	E2	W	9	GN	02	0	0	004	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Sezioni trasversali (Tav. 4 di 4)
INOR	11	E	E2	W	Z	GN	02	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Sezione trasversale tipologica della galleria
INOR	11	E	E2	P	Z	GN	02	0	0	001	GALLERIA LONATO (GA06 - GI03 - GN02 - GI05 - GA07 - TR05) - Da Pk 114+565.00 a Pk 122+197.10 - Opere di drenaggio delle acque di piattaforma (Tav. 1/2)
INOR	11	E	E2	P	Z	GN	02	0	0	002	GALLERIA LONATO (GA06 - GI03 - GN02 - GI05 - GA07 - TR05) - Da Pk 114+565.00 a Pk 122+197.10 - Opere di drenaggio delle acque di piattaforma (Tav. 2/2)
INOR	11	E	E2	4	T	GN	02	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Tabella materiali
INOR	11	E	E2	R	O	GN	02	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Relazione generale
INOR	11	E	E2	C	L	GN	02	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Relazione di calcolo
INOR	11	E	E2	C	L	GN	02	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Relazione di calcolo - allegati numerici
INOR	11	E	E2	S	P	GN	02	0	1	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Specifiche Tecniche Macchina di scavo
INOR	11	E	E2	R	O	GN	02	0	1	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Relazione tecnica sui parametri operativi della macchina EPB
INOR	11	E	E2	R	O	GN	02	0	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Relazione di monitoraggio
INOR	11	E	E2	R	O	GN	02	0	1	002	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Valutazione statistica dei trovanti presenti lungo il tracciato della galleria
INOR	11	E	E2	R	O	GN	02	A	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Modalità di esecuzione degli interventi di consolidamento
INOR	11	E	E2	S	R	GN	02	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Analisi di rischio estesa
INOR	11	E	E2	F	6	GN	02	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Profilo longitudinale geotecnico di previsione e di monitoraggio - Tav. 1/2
INOR	11	E	E2	F	6	GN	02	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Profilo longitudinale geotecnico di previsione e di monitoraggio - Tav. 2/2
INOR	11	E	E2	C	L	GN	02	A	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Relazione di calcolo degli effetti indotti in superficie
INOR	11	E	E2	P	7	GN	02	A	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Planimetria bacino di subsidenza con individuazione degli edifici (tav 1/3)
INOR	11	E	E2	P	7	GN	02	A	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Planimetria bacino di subsidenza con individuazione degli edifici (tav 2/3)
INOR	11	E	E2	P	7	GN	02	A	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Planimetria bacino di subsidenza con individuazione degli edifici (tav 3/3)
INOR	11	E	E2	P	7	GN	02	A	0	004	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Planimetria Monitoraggio esterno. Tav 1 di 3
INOR	11	E	E2	P	7	GN	02	A	0	005	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Planimetria Monitoraggio esterno. Tav 2 di 3
INOR	11	E	E2	P	7	GN	02	A	0	006	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Planimetria Monitoraggio esterno. Tav 3 di 3
INOR	11	E	E2	P	7	GN	02	A	0	007	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Monitoraggio Sede autostradale
INOR	11	E	E2	W	Z	GN	02	A	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Monitoraggio Esterno - Sezioni con strumentazione.
INOR	11	E	E2	W	Z	GN	02	A	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Monitoraggio Interno - Sezioni
INOR	11	E	E2	P	Z	GN	02	A	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Consolidamenti intervento 1 - planimetria e sezioni Tav. 1/2
INOR	11	E	E2	P	Z	GN	02	A	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Consolidamenti intervento 1 - planimetria e sezioni Tav. 2/2
INOR	11	E	E2	P	Z	GN	02	A	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Consolidamenti intervento 2 e 3 - Planimetria e sezioni
INOR	11	E	E2	P	Z	GN	02	A	0	004	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Consolidamenti intervento 4 e 5 - Planimetria e sezioni
INOR	11	E	E2	P	Z	GN	02	A	0	005	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Consolidamenti intervento 6 e 7 - Planimetria e sezioni
INOR	11	E	E2	P	Z	GN	02	A	0	006	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Consolidamenti intervento 8 - Planimetria e sezioni
INOR	11	E	E2	P	B	GN	02	0	5	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Sezioni e schema planimetrico anello

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001Rev.
AFoglio
11 di 268

CODICE										DESCRIZIONE	
INOR	11	E	E2	B	Z	GN	02	0	5	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Viste frontali e posizioni concio di chiave
INOR	11	E	E2	D	Z	GN	02	0	5	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Schema anello coordinate punti di riferimento
INOR	11	E	E2	B	C	GN	02	0	5	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Carpenteria concio tipo A
INOR	11	E	E2	B	C	GN	02	0	5	002	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Carpenteria concio tipo B
INOR	11	E	E2	B	C	GN	02	0	5	003	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Carpenteria concio tipo C
INOR	11	E	E2	B	C	GN	02	0	5	004	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Carpenteria concio tipo D
INOR	11	E	E2	B	C	GN	02	0	5	005	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Carpenteria concio tipo E
INOR	11	E	E2	B	C	GN	02	0	5	006	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Carpenteria concio tipo F
INOR	11	E	E2	B	Z	GN	02	0	5	002	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Particolari costruttivi
INOR	11	E	E2	B	K	GN	02	0	5	001	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Armatura concio tipo A
INOR	11	E	E2	B	K	GN	02	0	5	002	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Armatura concio tipo B
INOR	11	E	E2	B	K	GN	02	0	5	003	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Armatura concio tipo C
INOR	11	E	E2	B	K	GN	02	0	5	004	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Armatura concio tipo D
INOR	11	E	E2	B	K	GN	02	0	5	005	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Armatura concio tipo E
INOR	11	E	E2	B	K	GN	02	0	5	006	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Armatura concio tipo F
INOR	11	E	E2	P	B	GN	02	0	5	002	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Conci prefabbricati - Andamento concii in rettilineo e in curva
INOR	11	E	E2	P	Z	GN	02	0	8	001	GALLERIA LONATO (GA06 - G103 - GN02 - G105 - GA07 - TR05) - Da Pk 114+565.00 a Pk 122+197.10 - Planimetria percorsi d'esodo e segnaletica di emergenza. (Tav. 1/2)
INOR	11	E	E2	P	Z	GN	02	0	8	002	GALLERIA LONATO (GA06 - G103 - GN02 - G105 - GA07 - TR05) - Da Pk 114+565.00 a Pk 122+197.10 - Planimetria percorsi d'esodo e segnaletica di emergenza. (Tav. 2/2)
INOR	11	E	E2	C	L	CM	01	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Relazione di calcolo by-pass e nicchie
INOR	11	E	E2	C	L	CM	01	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Relazione di calcolo by-pass e nicchie - Allegati numerici
INOR	11	E	E2	W	B	CM	01	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Sezioni trasversali tipologiche delle nicchie
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Sistema di sostegno in fase di demolizione dei concii - Nicchie NRDG+FG e BTS/TT - Tipo 1
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Sistema di sostegno in fase di demolizione dei concii - Nicchie NRDG+FG e BTS/TT - Tipo 2
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Sistema di sostegno in fase di demolizione dei concii - Nicchie TT - Tipo 1
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	004	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Sistema di sostegno in fase di demolizione dei concii - Nicchie TT - Tipo 2
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	005	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Sistema di sostegno in fase di demolizione dei concii - Nicchie TE
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	006	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Sistema di sostegno in fase di demolizione dei concii - By-pass di sicurezza
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	007	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Sistema di sostegno in fase di demolizione dei concii - By-pass MT
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchie TE - Scavi e consolidamenti
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	008	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchia TE - Carpenteria centina e dettagli costruttivi
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchie TE - Carpenteria
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchie TE - Armatura
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	004	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchie NRDG+FG - Scavi e consolidamenti
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	009	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchia NRDG+FG - Carpenteria centina e dettagli costruttivi
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	005	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchie NRDG+FG - Carpenteria
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	006	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchie NRDG+FG - Armatura
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	007	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchie TT - Scavi e consolidamenti
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	010	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchia TT - Carpenteria centina e dettagli costruttivi
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	008	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchie TT - Carpenteria
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	009	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchie TT - Armatura
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	010	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchie BTS/TT - Scavi e consolidamenti
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	011	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchie BTS/TT - Carpenteria centina e dettagli costruttivi
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	011	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchie BTS/TT - Carpenteria
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	012	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Nicchie BTS/TT - Armatura
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	013	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - By pass di sicurezza - Scavi e consolidamenti
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	012	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - By pass di sicurezza - Carpenteria centina e dettagli costruttivi
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	013	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - By pass di sicurezza - Carpenteria

CODICE										DESCRIZIONE	
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	014	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - By pass di sicurezza - Armatura
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	015	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - By pass MT - Scavi e consolidamenti
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	014	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - By pass MT - Carpenteria centina e dettagli costruttivi
INOR	11	E	E2	B	Z	CM	01	0	0	015	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - By pass MT - Carpenteria
INOR	11	E	E2	B	B	CM	01	0	0	016	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - By pass MT - Armatura
INOR	11	E	E2	P	7	CM	01	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Planimetria (Tav. 1/3)
INOR	11	E	E2	P	7	CM	01	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Planimetria (Tav. 2/3)
INOR	11	E	E2	P	7	CM	01	0	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Planimetria (Tav. 3/3)
INOR	11	E	E2	B	X	CM	01	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO NICCHIE E BY-PASS (CM01) - Da Pk 115+990.00 a Pk 120+772.00 - Collegamenti equipotenziali masse metalliche

1.4. Documenti di riferimento

1.4.1. Normative

Il quadro normativo alla base della presente revisione progettuale viene nel seguito riportato:

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 (NTC 2008) : "Norme tecniche per le costruzioni"
- Legge 05.11.1971 n. 1086 : "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Raccomandazioni A.I.C.A.P. del Maggio 1993 : "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce".
- Regolamento U.E. nr. 1299/2014 della commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea. Pubblicato su Gazzetta Ufficiale anno 156° n°10 del 5 febbraio 2015.
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 28 ottobre 2005. Sicurezza nelle Gallerie Ferroviarie.

1.4.2. Specifiche Tecniche di Riferimento

- 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;
- Specifica funzionale per il sistema di protezione e controllo accessi delle Gallerie Ferroviarie (RFI DPO PA LG A). Emissione 5/5/2008.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO – IDROGEOLOGICO E GEOTECNICO

Di seguito si riportano le principali conclusioni degli studi geologici relativamente alle condizioni stratigrafiche dei terreni interessati dallo scavo della galleria Lonato, per quanto concerne le condizioni idrogeologiche e geotecniche si rimanda alla relativa relazione geotecnica

L'imbocco occidentale della galleria Lonato alla progressiva chilometrica 115+990 è situato nell'ampia area pianeggiante costituita dai depositi fluvioglaciali dell'Allogruppo di Lonato e San Giorgio, che si estende dalla collina di Calcinato all'abitato di Lonato. Tali depositi sono caratterizzati da una certa omogeneità litologica: prevalgono infatti ghiaie e ghiaie con sabbia, nelle quali è possibile riconoscere isolate lenti di materiali più fini (sabbie limose). I depositi si spingono fino a profondità superiori a quelle della galleria in oggetto.

L'estesa piana fluvioglaciale è incisa, tra le pk 116+700 e pk 117+200 circa, da due scarpate fluvioglaciali, che delimitano un settore lievemente ribassato rispetto ai tratti confinanti all'esterno. La scarpata fluvioglaciale orientale costituisce il margine di un terrazzo morfologico che sviluppandosi verso est, si raccorda con il primo cordone morenico, orientato circa Nord-Sud. I depositi glaciali che costituiscono questo rilievo collinare, presentano rapporti di eteropia, in quanto sindeposizionali, con le unità fluvioglaciali, sono costituiti da ghiaie eterogenee con clasti di dimensioni variabili (da 0.5 a 10 cm), da angolari a subarrotondati, immersi in una matrice limoso-argillosa. Questo cordone morenico si sviluppa verso Est ed è attraversato da piane fluvioglaciali strette e poco profonde alle quali talvolta si sostituiscono episodi glaciolacustri di limitata estensione.

Da località S. Cipriano Sotto, approssimativamente in corrispondenza della progressiva km 119+250 fino a circa la progressiva km 120+250, l'unità glaciale è interrotta da un'ampia incisione fluvioglaciale caratterizzata litologicamente da terreni costituiti prevalentemente da ghiaie e ghiaie sabbiose, con isolati livelli di sabbie limose. Lo spessore del deposito, compreso tra 25 e 45 m, è delimitato alla base da depositi morenici e glaciolacustri. Procedendo verso Est un nuovo cordone morenico, con direzione Nord-Sud, separa l'area pianeggiante sopra descritta da un'altra piana fluvioglaciale dalle caratteristiche litologiche del tutto simili alla precedente. I depositi morenici presentano al loro interno episodi fluvioglaciali e glaciolacustri con estensione e spessore non prevedibile.

In località Bornade di Sopra, a Sud del rilevato autostradale, si verifica il contatto stratigrafico tra l'Allogruppo di Lonato e San Giorgio (Pleistocene medio) e l'Allogruppo di Lugana (Pleistocene superiore). L'imbocco orientale della Galleria di Lonato è situato nel primo cordone morenico dell'Allogruppo di Lugana, caratterizzato da ghiaie a supporto di matrice limoso-sabbiosa. In tutto il tratto interessato dalla galleria sono presenti numerosi massi erratici; quelli rilevati in superficie hanno dimensioni da 50 cm a oltre 2 m (capitolo 7). I sondaggi geognostici eseguiti durante le campagne d'indagine (1992-1994, 2001-2002, 2004) indicano la presenza di trovanti con dimensioni estremamente variabili, con un diametro massimo di 90 cm; si deve in questo caso tener conto che i sondaggi sono stati eseguiti con carotieri da 101 mm e che quindi le dimensioni reali dei massi incontrati potrebbero essere maggiori.

Lo schema dei rapporti stratigrafici che segue, schematizzato nella Figura 2.1, sintetizza la distribuzione dei diversi depositi attraversati dallo scavo della Galleria di Lonato.

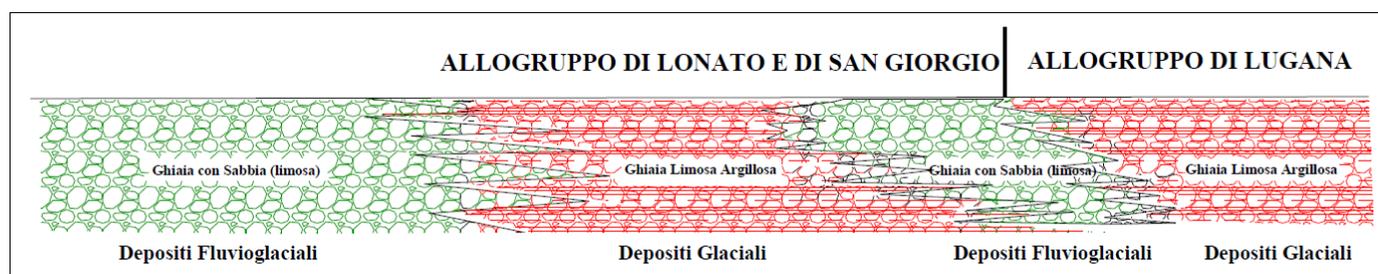


Figura 2.1 – Schema dei rapporti stratigrafici.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
14 di 268

Volendo schematizzare la distribuzione dei depositi attraversati dalla galleria di Lonato si ottiene il seguente quadro:

- dall'imbocco occidentale situato alla progressiva km 115+990 fino alla progressiva km 118+700 circa sono presenti i depositi fluvioglaciali dell'Allogruppo di Lonato e S. Giorgio;
- dal km 118+700 fino al km 119+250 sono presenti dei depositi glaciali dell'Allogruppo di Lonato e S. Giorgio; tra la progressiva km 118+910 fino alla progressiva km 119+130 è stata rilevata, dalle stratigrafie dei sondaggi eseguiti, una lente di depositi fluvioglaciali;
- dalla progressiva km 119+250 sino alla progressiva km 120+220 circa, viene attraversata un'ampia incisione costituita da depositi fluvioglaciali, interrotta per un breve tratto da depositi morenici tra la progressiva km 119+335 e la progressiva km 119+440;
- dalla progressiva km 120+220 fino alla progressiva km 120+700 viene inciso un cordone morenico costituito da depositi glaciali. In corrispondenza della progressiva km 120+520 circa sono stati evidenziati tre episodi deposizionali sovrapposti di origine fluvioglaciale, glaciolacustre e nuovamente fluvioglaciale. L'estensione e lo spessore dei sopracitati depositi è stato stimato in base all'unico sondaggio che li evidenzia, il 3SS073;
- tra la progressiva km 120+700 e la zona dell'imbocco orientale, situato alla progressiva chilometrica 120+772, si ritrovano i depositi fluvioglaciali.

3. RIVESTIMENTO IN CONCI PREFABBRICATI

La galleria verrà realizzata mediante scavo meccanizzato utilizzando una fresa scudata ad attacco integrale, del tipo a contropressione di terreno al fronte (TBM-EPB), in grado di affrontare lo scavo in terreni incoerenti o poco coerenti anche in presenza di falda, con la capacità di adattarsi alla variabilità imposta dal contesto geotecnico lungo il tracciato ed all'eterogeneità dei materiali.

Le caratteristiche dell'anello di rivestimento della galleria scavata in scavo meccanizzato con le seguenti:

- diametro interno: 8.80 m
- spessore conci: 0.45 m
- lunghezza conci: 2.00 m
- tipologia di anello: 6 conci (senza il concio di chiave come mostrato nelle sottostanti Figure)

E' prevista un'armatura tipo dei conci costituita da:

- armatura circonferenziale: composta da due ordini di ferri (B450C), per un totale di 16+16 Φ 16.
- armatura longitudinale: 40 Φ 10
- armatura perimetrale: 2 Φ 8
- armatura di rinforzo per la spinta dei martinetti: 1+1 Φ 10 passo 15 cm

Gli elementi prefabbricati in calcestruzzo devono presentare una elevata resistenza meccanica e precisione geometrica. La tenuta idraulica del rivestimento sarà garantita da guarnizioni in gomma montate sul perimetro del concio e da iniezioni a tergo del concio che vanno ad intasare lo spazio anulare fra profilo di scavo ed estradosso concio.

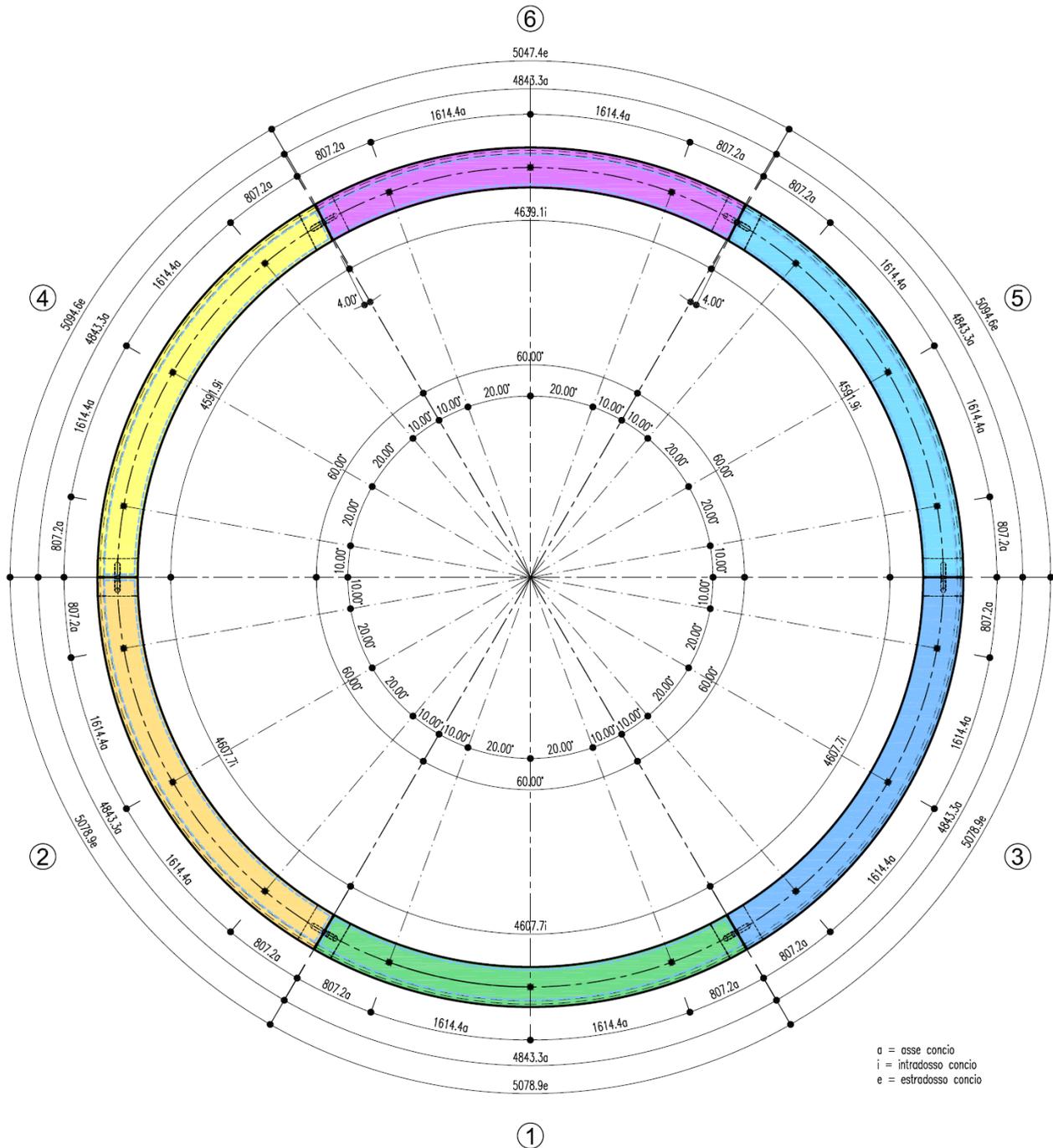
Tali iniezioni saranno realizzate in continuo a tergo dello scudo onde cementare e solidarizzare l'anello al terreno circostante, riempiendo il prima possibile lo spazio anulare e contrastando l'innescio di potenziali fenomeni di volume perso in superficie.

Nel progetto si è previsto di utilizzare un anello di tipo universale. Mediante la rotazione dell'anello rispetto al proprio asse è possibile sfalsare i giunti longitudinali tra i conci e seguire l'andamento piano-altimetrico del tracciato.

I conci verranno assemblati all'interno dello scudo e collegati gli uni agli altri mediante barre guida e bulloni lungo i giunti circonferenziali (concio-concio) e connettori lungo i giunti longitudinali (anello-anello).

La macchina di scavo esegue la spinta per l'avanzamento attraverso una serie di martinetti agenti sui conci in precedenza montati. Il calcolo delle spinte necessarie all'avanzamento è riportato nel Capitolo 6 della presente relazione. Tali spinte risultano esattamente definite e controllabili nell'ambito dell'attività di guida dalla macchina di scavo.

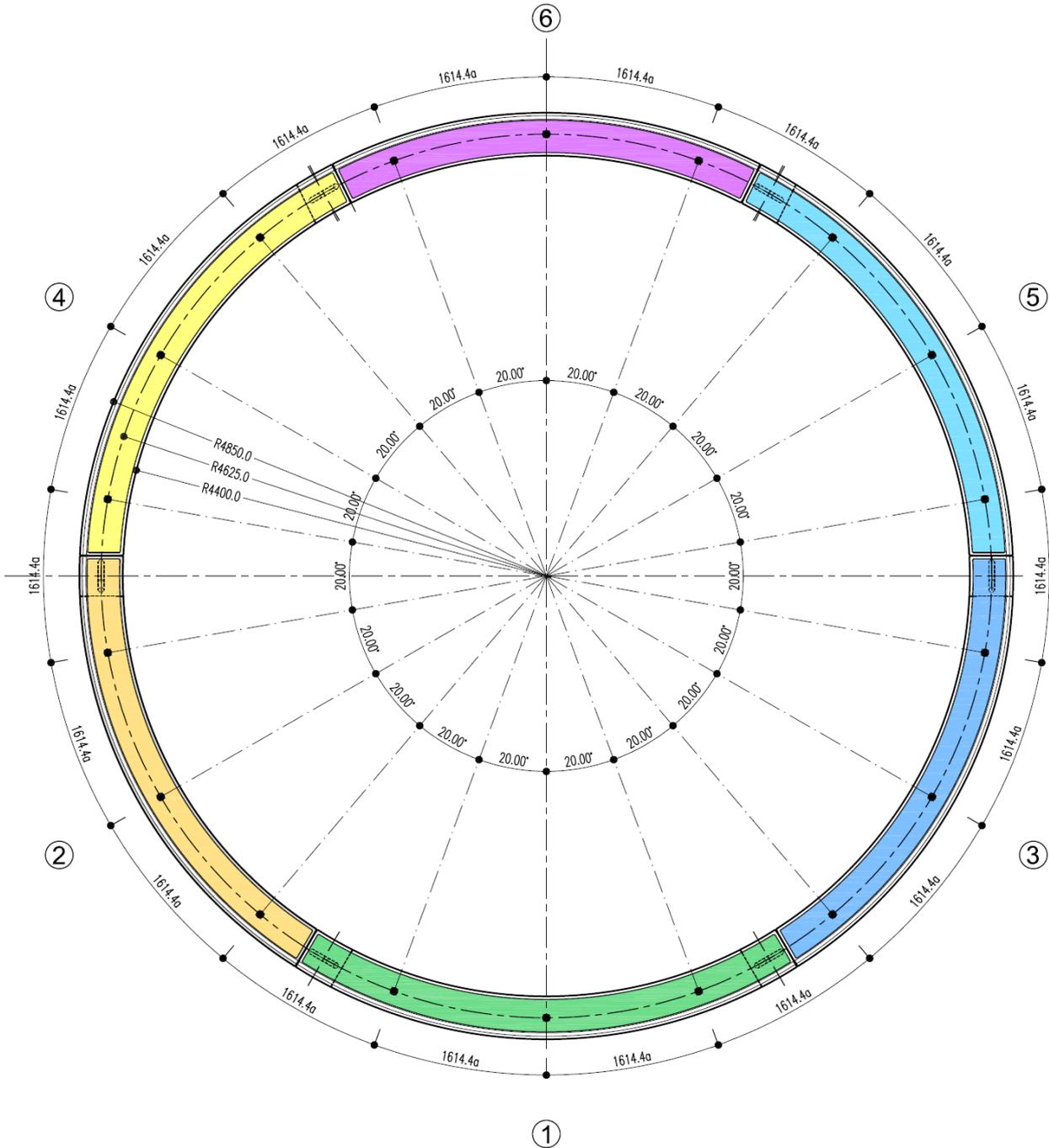
ANELLO IN CONCI PREFABBRICATI
SEZIONE TRASVERSALE 1-1 IN ASSE ANELLO scala 1:50





ANELLO IN CONCI PREFABBRICATI VISTA SUPERFICIE DI CONTATTO A-A

scala 1:50



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

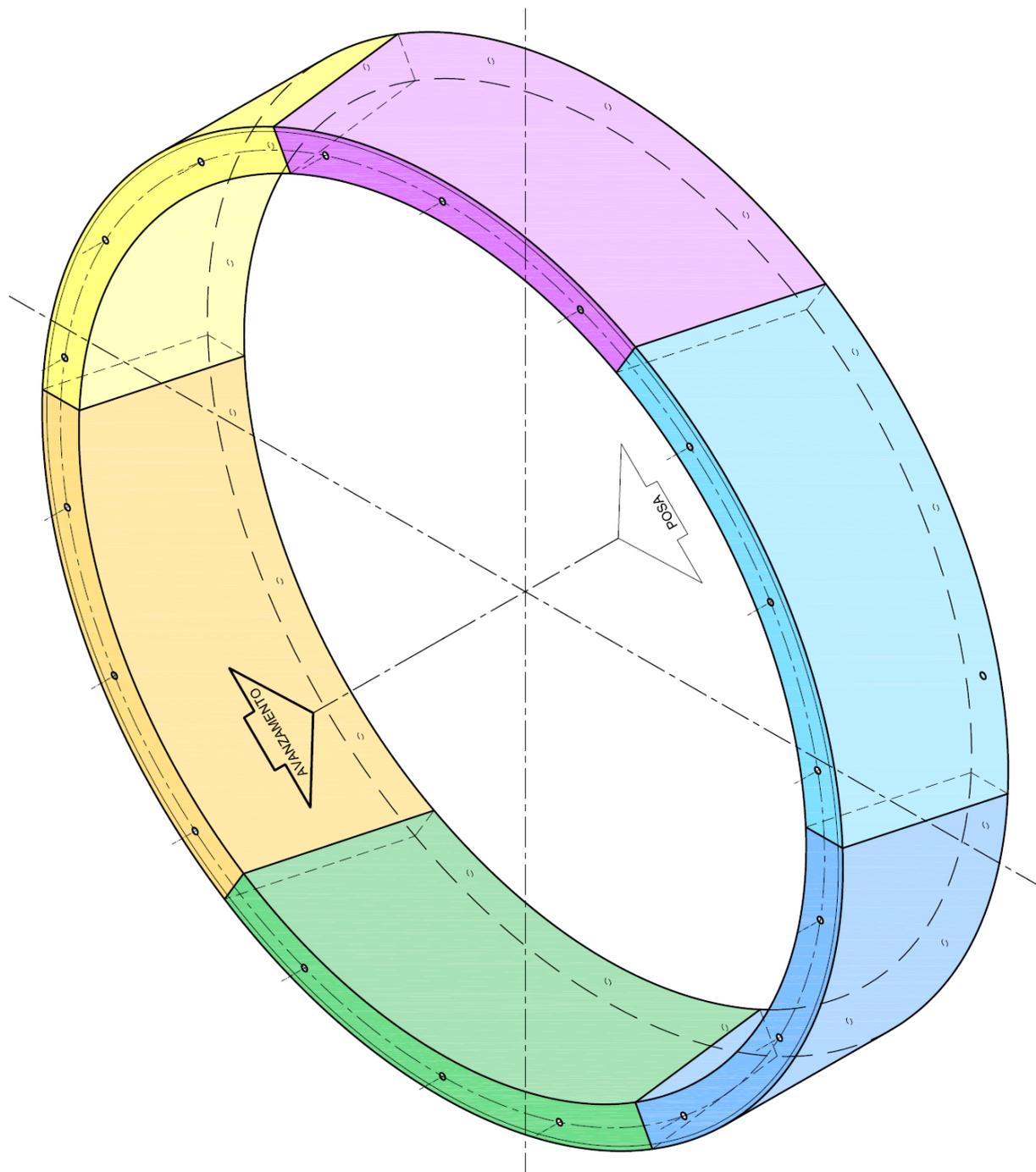
Lotto
11

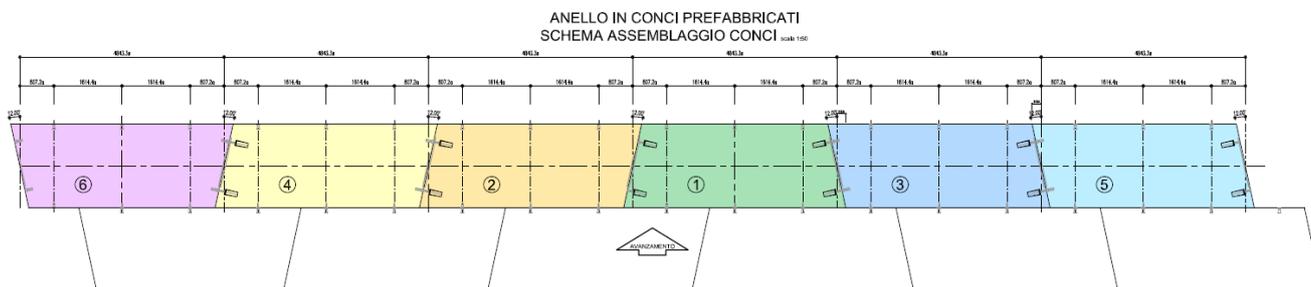
Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
18 di 268

ANELLO IN CONCI PREFABBRICATI VISTA ASSONOMETRICA ANELLO scala 1:50





ANELLO IN CONCI PREFABBRICATI
SEZIONE 2-2 scala 1:50

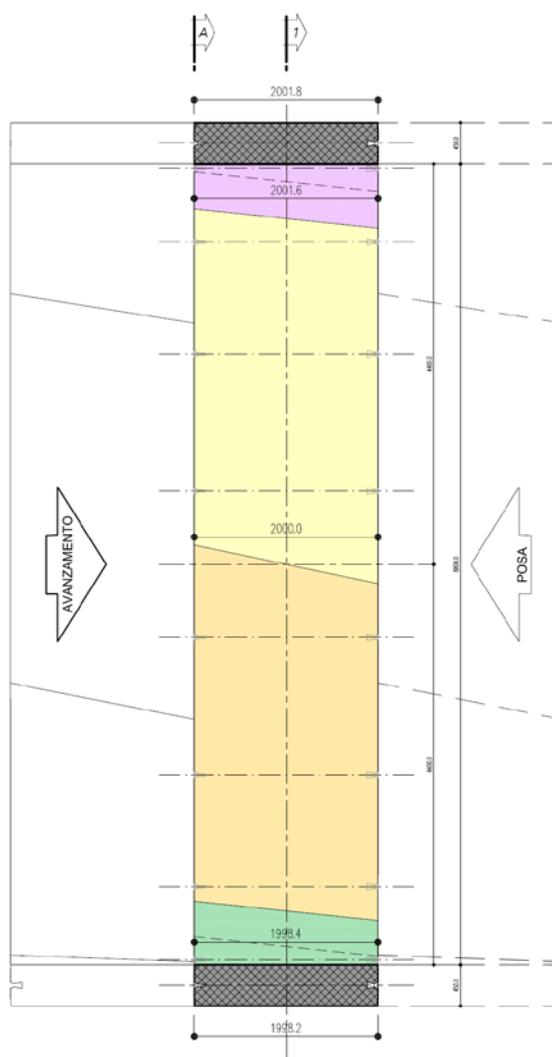


Figura 3.1– Anello in conchi prefabbricati – sezioni trasversali, viste e rappresentazione tridimensionale.

4. SEZIONI TIPO BY PASS E NICCHIE

Lungo la galleria naturale sono previsti 10 by-pass di sicurezza per il collegamento fra le due canne, posizionati ogni 500 m, ed un ulteriore by-pass nel quale è prevista l'installazione di una cabina MT. Nella seguente tabella sono riepilogate le progressive di ubicazione dei by pass.

Tabella 4.1 – Ubicazione by pass.

N° by-pass	Progressiva chilometrica (binario pari)
3	116+160
4	116+660
5	117+160
6	117+660
7	118+160
cabina MT	118+425
8	118+660
9	119+160
10	119+660
11	120+160
12	120+660

L'esecuzione dei by-pass è prevista in tradizionale con scavo a piena sezione secondo l'approccio progettuale ADECO-RS. Si prevede di scavare i by-pass eseguendo dei consolidamenti per impermeabilizzare e consolidare la zona di terreno a tergo degli anelli. Da una delle due canne verranno realizzate mediante tubi valvolati in vetroresina delle iniezioni lungo tutto il perimetro di scavo e all'interno del volume scavato. Realizzate queste, si procederà a montare il telaio di sostegno dei conci e successivamente a demolire i conci secondo le geometrie riportate negli elaborati grafici. In seguito all'avanzamento dello scavo, verrà realizzato il getto dei rivestimenti definitivi in tre fasi come riportato negli elaborati grafici.

Considerata che la quasi totalità dei by-pass lungo tutta la tratta della linea sarà realizzata in terreni con un contenuto maggiore di frazione a grana grossa e comportamento incoerente del materiale si è definito l'applicazione di una sola sezione tipo.

Viste le condizioni idrauliche al contorno per limitare le venute d'acqua al fronte si prevedono trattamenti (da realizzare prima dello scavo dall'interno della galleria) al contorno dello scavo per ridurre la permeabilità e migliorare la resistenza con tubi in VTR (2vlv/m) iniettati con miscele cementizie.

Per il consolidamento del fronte sono previste da 36 iniezioni di miscele cementizie mediante tubi in VTR $\phi 60/40$. Per poter sigillare il fronte da possibili distacchi di materiale sciolto localmente e dove necessario può venir eseguito sul fronte d'avanzamento uno strato di betoncino proiettato fibrorinforzato dello spessore di circa 10 cm ogni sfondo. È previsto l'avanzamento a piena sezione con sfondi da 1.0 m.

Il consolidamento al contorno è realizzato mediante 27 iniezioni di miscele cementizie mediante tubi in VTR $\phi 60/40$.

Lo scavo dei by-pass prevede un sostegno di prima fase costituito da 2 IPN180/1.0 metro e calcestruzzo fibrorinforzato proiettato dello spessore di 25 cm.

Il rivestimento definitivo in calcestruzzo armato ha spessore di 0.8 m in calotta e di 0.90 m in corrispondenza dell'arco rovescio. Nei tratti di innesto con le gallerie di linea lo spessore del rivestimento in calotta è maggiorato a 1 m, come riportato negli elaborati grafici. Nelle figure che seguono sono riportati gli interventi di consolidamento e la carpenteria della sezione tipo di by-pass.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
21 di 268

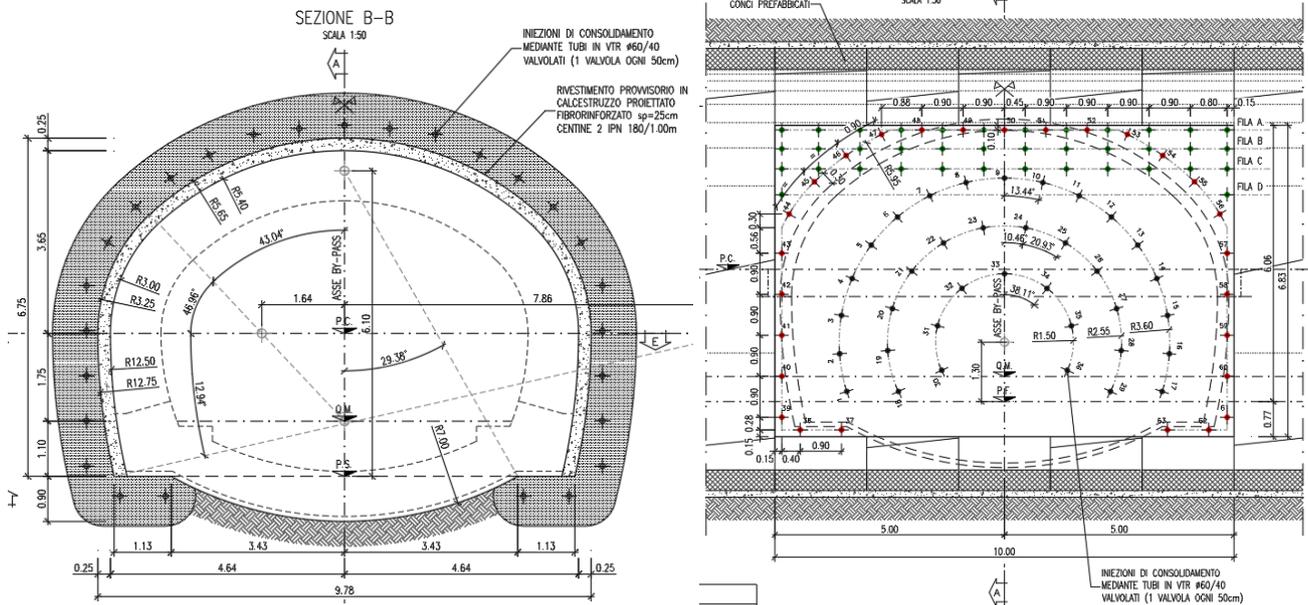


Figura 4.1: By pass - Interventi di consolidamento e sostegno di prima fase.

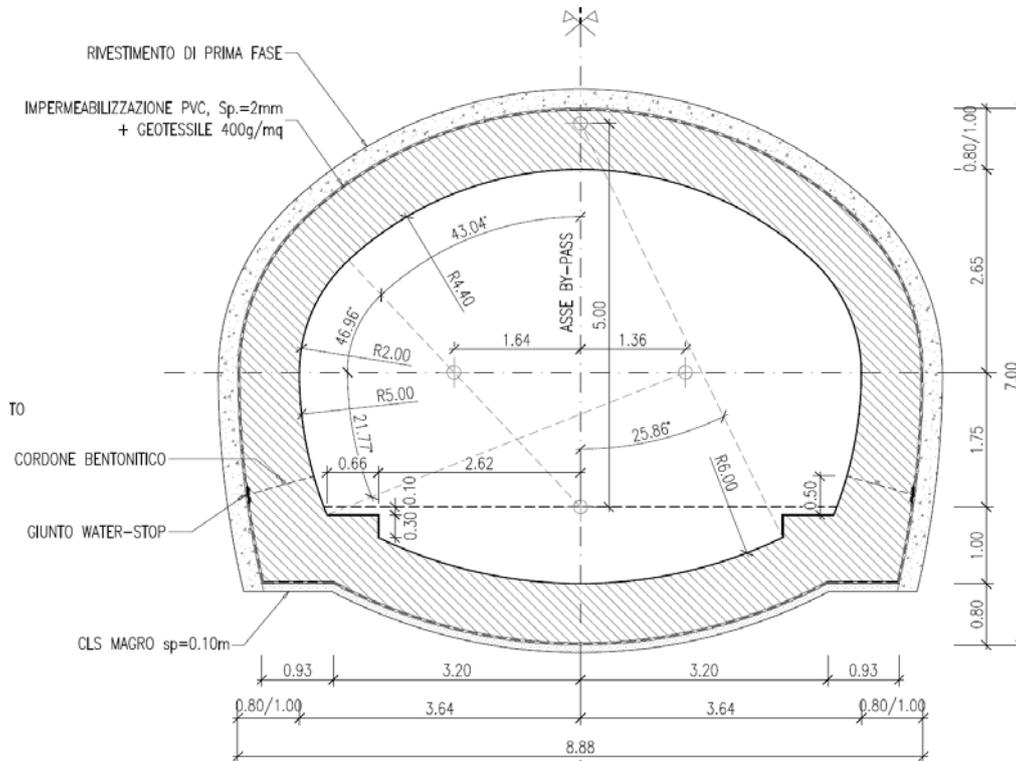


Figura 4.2: By pass - Carpenteria rivestimento definitivo.

Inoltre la galleria comprende, per tutte le esigenze sia di sicurezza sia di impiantistica, tutta una serie di nicchie laterali, in totale sono previste 4 differenti tipologie denominate: (1) NRDG+FG; (2) TT; (3) TE; (4) BTS/TT. L'ubicazione delle nicchie è riportata negli elaborati grafici.

Preventivamente allo scavo delle nicchie il terreno circostante verrà consolidato per mezzo di iniezioni cementizie realizzate mediante tubi valvolati in vetroresina secondo gli schemi riportati nei relativi elaborati grafici. In seguito

alla realizzazione dei consolidamenti verrà installato il sistema di sostegno dei conchi e successivamente inizieranno prima le attività di demolizione dei conchi e poi lo scavo della nicchia. Il sostegno di prima fase degli scavi è costituito da centine HEB 180 a passo 1 m ed uno strato di 25 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato, ad eccezione delle nicchie TE per cui è previsto l'utilizzo di centine HEB 200 a passo 1 m e dello stato di 25 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato. Il rivestimento definitivo delle nicchie è previsto in calcestruzzo armato dello spessore di 40 cm per le nicchie NRDG+FG, TT e BTS/TT e di 60 cm per le nicchie TE, in corrispondenza dell'innesto con le gallerie di linea tali spessori sono maggiorati come riportato nei rispettivi elaborati grafici. In sono riportati i consolidamenti e le carpenterie delle nicchie NRDG+FG.

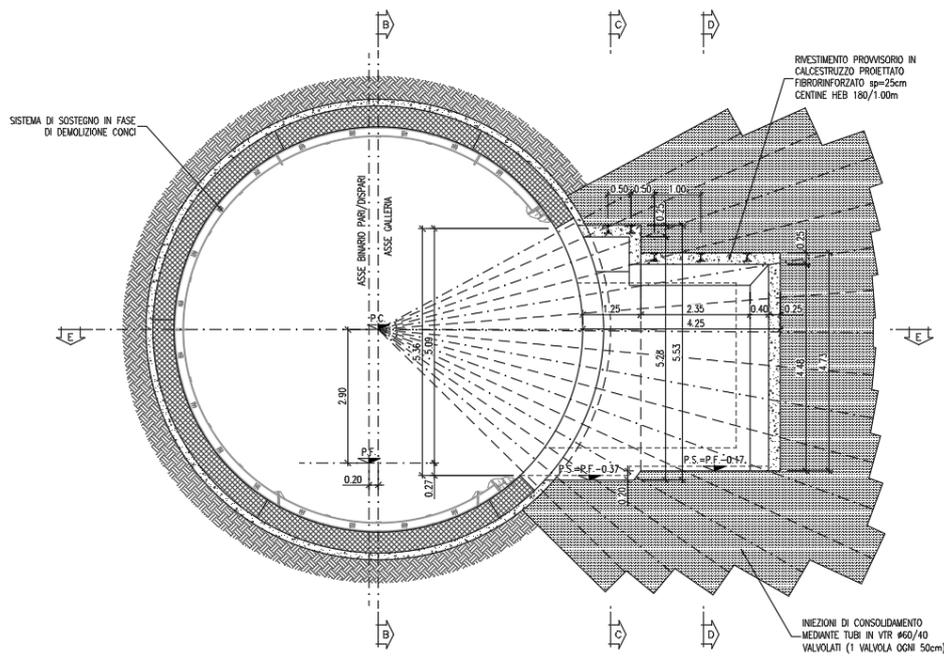


Figura 4.3 – Nicchie – Interventi di consolidamento e sostegno di prima fase.

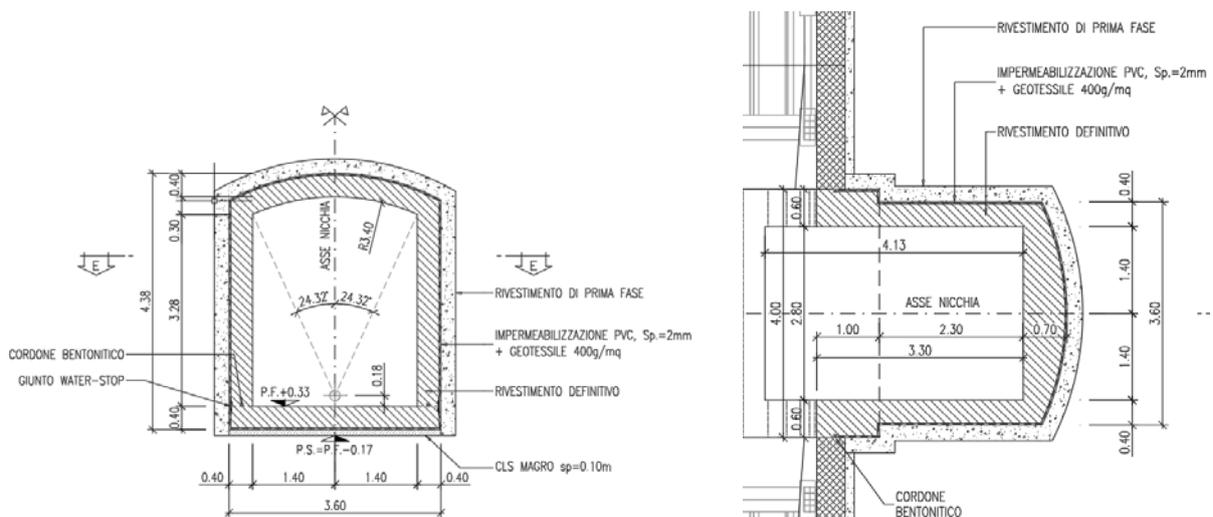


Figura 4.4 – Nicchie – Carpenteria rivestimento definitivo.

5. STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO E COMPORTAMENTO DEL CAVO

In questo capitolo vengono riportati i risultati delle verifiche volte a definire i valori di pressione da applicare al fronte di scavo al fine di garantirne la stabilità. Sono inoltre descritti i risultati delle simulazioni numeriche in condizioni assialsimmetriche condotte per determinare i coefficienti di rilascio da applicare nella modellazione numerica per la verifica delle sezioni tipo che sarà sviluppata al capitolo 7. Le analisi del comportamento del cavo hanno altresì consentito di evidenziare le plasticizzazioni del terreno all'avanzamento dello scavo e di calcolare la tensione normale agente sullo scudo della TBM-EPB, valore utile per la definizione della spinta necessaria per l'avanzamento (Capitolo 6).

5.1. Stabilità del fronte di scavo

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) in modo da integrare le verifiche condotte nel progetto definitivo.

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 5.1 viene mostrata la geometria semplificata del problema.

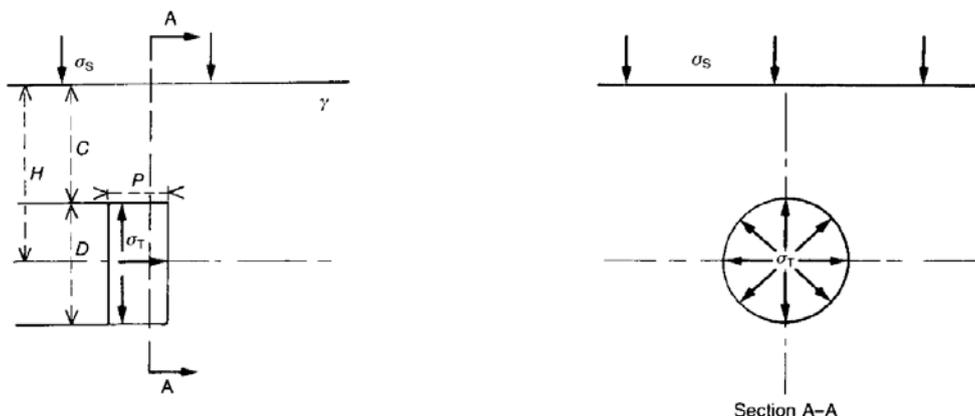


Figura 5.1– Geometria semplificata per il problema della stabilità del fronte di una galleria superficiale (Leca & Dormieux, 1990).

La pressione da applicare al fronte di scavo σ_T , calcolata in asse alla galleria nel caso di un terreno caratterizzato da coesione nulla, come nel caso in esame, si riduce alla seguente relazione:

$$\sigma_T = N_S \sigma_S + N_\gamma \gamma D$$

Con:

- σ_s sovraccarico applicato sulla superficie del terreno;
- γ peso dell'unità di volume del terreno;
- D diametro della galleria;
- N_S ed N_γ coefficienti adimensionali che dipendono dall'angolo di attrito del materiale, dalla copertura e dal diametro dello scavo.

Nella Figura 5.2 sono riportati i diagrammi proposti dagli autori per la determinazione dei coefficienti adimensionali N_S ed N_γ . Poiché il metodo è basato sull'analisi limite, vengono fornite due soluzioni al problema, ovvero una inferiore

(lower bound) ed una superiore (upper bound) e di conseguenza negli abachi della Figura 5.2 sono indicati quattro coefficienti (N_s^+ , N_s^- , N_γ^+ , N_γ^-) relativi rispettivamente alla soluzione superiore (+) ed inferiore (-).

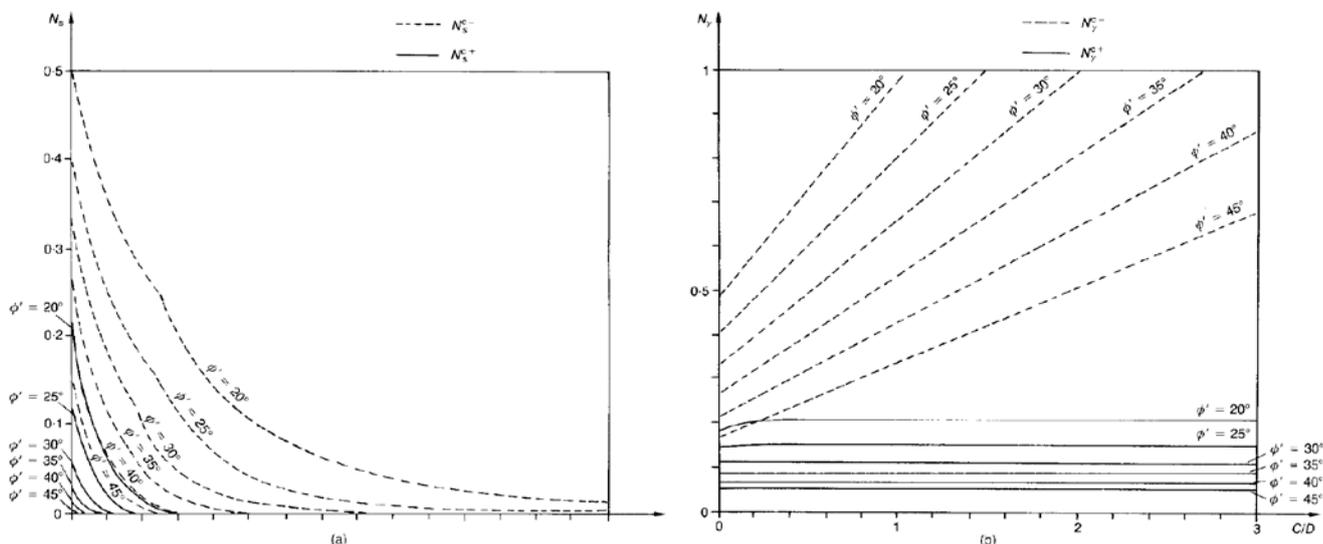


Figura 5.2 – Abachi per la determinazione dei coefficienti adimensionali N_s ed N_γ per il metodo di Leca & Dormieux (1990).

Sulla base del confronto tra i valori di pressione di contenimento sul fronte di scavo calcolati con la precedente relazione ed i risultati ottenuti con modelli fisici in centrifuga, gli autori indicano che la soluzione superiore (+) è quella che più si avvicina ai valori sperimentali.

Il calcolo della pressione al fronte è stato effettuato sulle 14 sezioni utilizzate nelle verifiche descritte nel Capitolo 6 attraverso la fattorizzazione dei parametri di riferimento in accordo alla parametrizzazione M2 delle NTC 2008. L'andamento della pressione così ottenuta in funzione della progressiva del tracciato della galleria, per entrambe le soluzioni (superiore ed inferiore), è riportata nella Figura 5.3. I dati di dettaglio sono invece riportati nella Tabella 5.1.

Nello stesso grafico di Figura 5.3, per completezza sono stati riportati anche i risultati del calcolo della pressione al fronte ottenuta con la metodologia di Anagnostou & Kovari (1996) e con la metodologia relativa alla normativa Olandese C.O.B. (1996), nonché i valori della spinta attiva, delle tensioni verticali totali e della pressione neutra.

Per tutti i metodi utilizzati la pressione al fronte ottenuta viene assunta costante sull'intero fronte di scavo. Poiché nella soluzione di Leca & Dormieux (1990) il terreno è assunto asciutto, al valore di σ_γ è stato sommato il valore della pressione neutra che grava sulla medesima sezione di calcolo.

L'analisi dei valori di pressione mette in evidenza come la soluzione inferiore (-) fornisca valori sistematicamente più alti (e quindi estremamente conservativi) della pressione da applicare al fronte rispetto alla soluzione superiore (+). Quest'ultima tuttavia, oltre ad essere la soluzione che fornisce risultati più simili a quelli ottenuti sperimentalmente (Leca & Dormieux, 1990), risulta anche essere in buon accordo con i valori di pressione al fronte ottenuti con la metodologia di Anagnostou & Kovari (1996).

Il grafico indica che per tutte le sezioni il contributo di carico dominante è rappresentato dalla pressione neutra dell'acqua presente nei terreni interessati dallo scavo.

Sulla base dei risultati descritti, per lo studio del comportamento del cavo condotto al paragrafo successivo, sono stati assunti valori di riferimento di pressione al fronte di 300 kPa, per la sezione 6, e 150 kPa, per la sezione 11. Tali valori sono compresi nell'intervallo definito dalle soluzioni inferiore e superiore di Leca & Dormieux (1990).

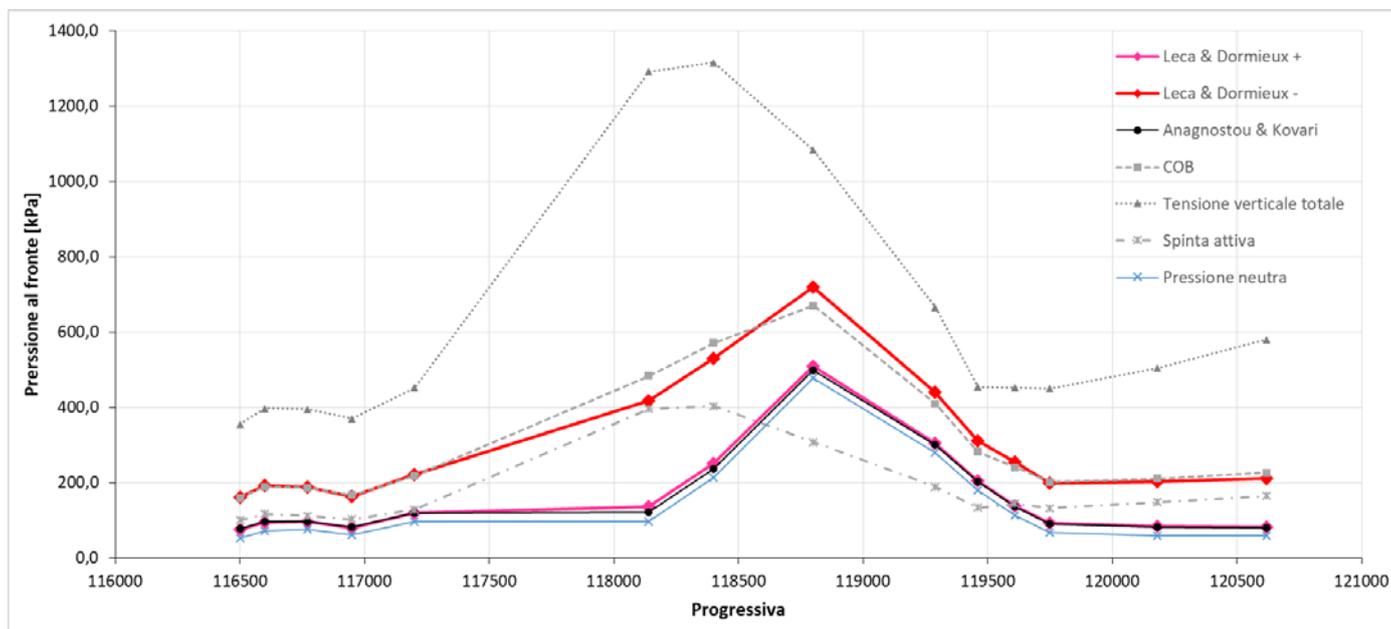


Figura 5.3 – Andamento della pressione al fronte di scavo ottenuta con i metodi di Leca & Dormieux (1990), Anagnostou & Kovari (1996) e C.O.B. (1996), della spinta attiva, delle tensioni verticali totali e della pressione neutra lungo il tracciato della galleria naturale Lonato.

Tabella 5.1 – Valori di pressione al fronte ottenuti con il metodo di Leca & Dormieux (1990) per le 14 sezioni analizzate.

ID SEZIONE	PROGRESSIVA [m]	PRESSIONE AL FRONTE – Metodo di Leca & Dormieux [kPa]	
		Soluzione inferiore (-)	Soluzione superiore (+)
1	116+500.000	161,9	75,7
2	116+600.000	192,5	96,0
3	116+770.000	189,8	97,9
4	116+950.000	164,5	81,2
5	117+200.000	222,2	120,1
6	118+140.000	416,8	136,4
7	118+400.000	531,0	251,5
8	118+800.000	719,7	509,4
9	119+290.000	439,9	304,7
10	119+460.000	311,1	204,6
11	119+610.000	256,0	139,4
12	119+750.000	199,2	92,1
13	120+180.000	202,4	84,5
14	120+620.000	211,0	83,3

5.2. Comportamento del cavo

Con lo scopo di definire preventivamente il comportamento tenso-deformativo dei terreni interessati dallo scavo è stata eseguita una analisi parametrica con il metodo delle curve caratteristiche sulle sezioni 6 (PK 118+140) ed 11 (PK 119+610) (Tabella 5.2) che costituiscono le sezioni rappresentative dell'opera. In particolare la sezione 6 è considerata rappresentativa delle condizioni di galleria profonda (ovvero delle sezioni 6, 7, 8, 9 e 14) mentre la sezione 11 delle condizioni di galleria superficiale (ovvero delle sezioni 1, 2, 3, 4, 5, 10, 11, 12 e 13).

Tabella 5.2 - Sezioni di calcolo utilizzate per la definizione dei coefficienti di rilascio λ utilizzati nelle verifiche del rivestimento definitivo.

ID SEZIONE	PROGRESSIVA [m]	COPERTURA [m]		TIPO DI ANALISI EFFETTUATE	SEZIONI DI APPLICAZIONE
		Canna SX	Canna DX		
6	118+140.000	61.23	58.68	Assialsimmetrica	6-7-8-9-14
11	119+610.000	17.61		Assialsimmetrica	1-2-3-4-5-10-11-12-13

Le analisi numeriche assialsimmetriche ad elementi finiti sono state condotte mediante il software RS2 ver. 9.027 prodotto dalla Rocscience (Toronto, Canada) descritto in dettaglio nel Capitolo 7.

Nello specifico per ciascuna sezione si è proceduto secondo il seguente schema:

- Analisi assialsimmetrica in condizioni intrinseche per la determinazione della curva dei cedimenti in direzione longitudinale all'asse della galleria.
- Analisi assialsimmetriche in presenza della pressione al fronte esercitata dalla TBM-EPB. Oltre ai valori di riferimento di 300 e 150 kPa, rispettivamente per le sezioni 6 e 11, si sono considerati anche i valori di 600 kPa e 300 kPa, rispettivamente per la sezione 6 ed 11, per valutarne gli effetti sul comportamento del cavo.
- Analisi assialsimmetrica completa, ovvero in presenza delle pressioni al fronte di riferimento, dello scudo della TBM-EPB, della messa in opera della malta e dei conci del rivestimento finale. Tali analisi sono utilizzate anche per la determinazione della pressione agente sullo scudo della macchina, a sua volta necessario per la definizione della spinta della TBM-EPB.

In tutte le analisi lo scavo è stato considerato come interamente eseguito nel materiale presente a livello dell'asse della galleria, con stato tensionale corrispondente a quello agente alla profondità dell'asse stesso espresso in termini di tensioni totali ed in assenza di gravità. Le pressioni esercitate dalla TBM-EPB sono state modellate mediante carichi omogeneamente distribuiti sul fronte di scavo. Al fine di limitare il numero degli stage delle simulazioni sono stati utilizzati avanzamenti pari ad 1 m al centro del modello che divengono via via maggiori (fino a 10 m) verso i bordi.

Nella Figura 5.4 viene riportata una vista generale unitamente ad un dettaglio del modello numerico assialsimmetrico in cui è stata simulata la presenza dello scudo della TBM-EPB e la messa in opera della malta e dei conci prefabbricati di rivestimento.

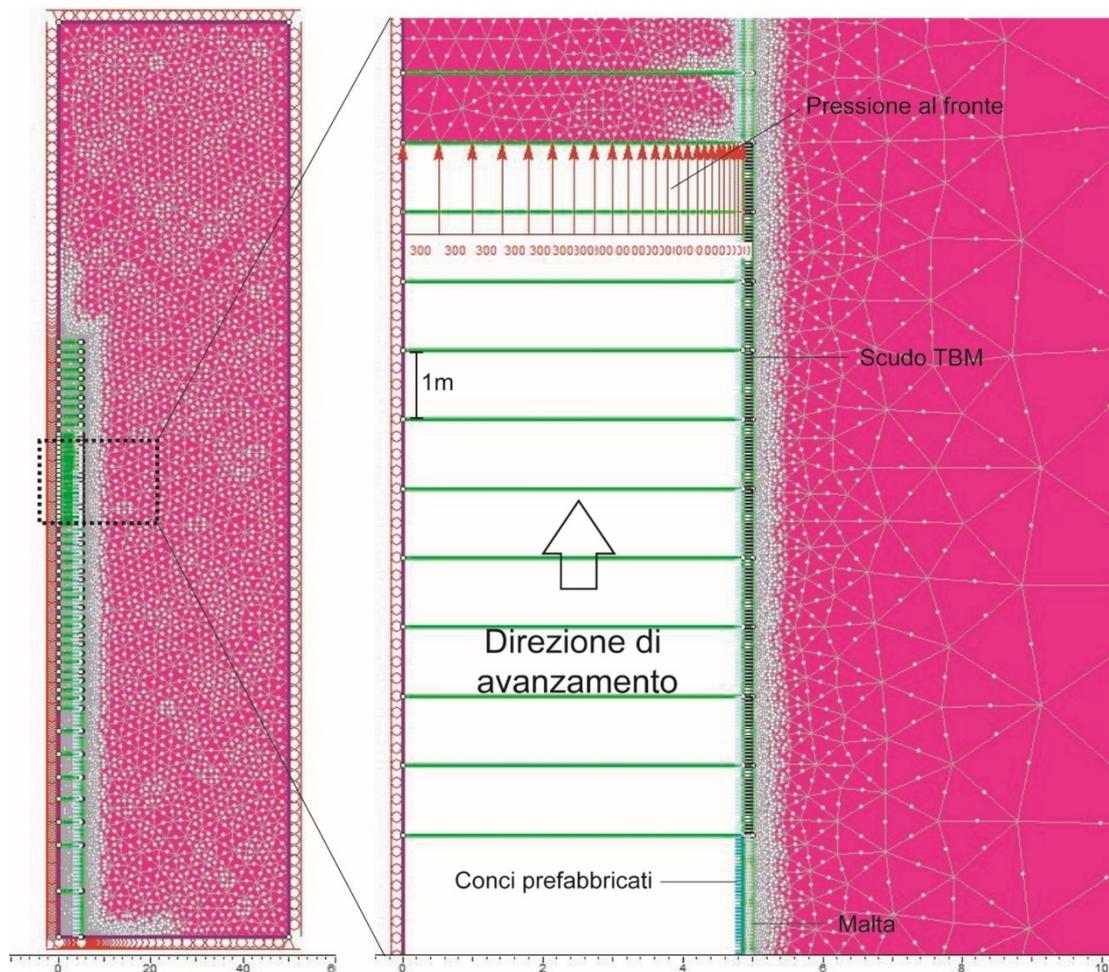


Figura 5.4 - Modello assialsimmetrico completo utilizzato per la simulazione dell'avanzamento dello scavo.

I risultati delle analisi assialsimmetriche sono espressi in termini di curve di avanzamento che correlano la deformazione subita dal materiale con l'avanzamento delle operazioni di costruzione. Nelle Figura 5.5 Figura 5.6 sono riportate tali curve, rispettivamente per la sezione 6 e per la sezione 11, in relazione a tutte le differenti analisi svolte (condizioni intrinseche, con differenti valori di pressione al fronte e con l'installazione del rivestimento definitivo). Nelle stesse figure vengono inoltre indicati i valori di spostamento al fronte che sono stati ottenuti e che sono stati poi utilizzati per la determinazione dei coefficienti di rilascio λ (26,0 mm e 5,7 mm rispettivamente per la sezione 6 ed 11).

Le curve caratteristiche ottenute con l'applicazione della pressione al fronte pari a 300 kPa per la sezione 6 e 150 kPa per la sezione 11, sono state messe a confronto con le curve caratteristiche, mostrate rispettivamente nelle Figura 5.7 Figura 5.8 ed ottenute, sempre per le medesime sezioni tipo (6 ed 11), con la formulazione di Vlachopoulos & Diederichs (2009).

È stato quindi possibile definire i valori dei coefficienti di rilascio λ e delle relative pressioni interne per la fase esecutiva del passaggio del fronte e per la fase di installazione del rivestimento in conci prefabbricati da applicare nei modelli numerici di analisi delle 14 sezioni-tipo riportate nel capitolo 7. Questi valori di pressione possono essere direttamente letti sull'asse delle ordinate dei grafici delle Figura 5.7 Figura 5.8 e corrispondono ai valori di pressione relativi allo spostamento al fronte ed al valore di quest'ultimo con l'aggiunta di 25,0 mm dovuti al sovrascavo e alla conicità dello scudo della TBM-EPB (51,0 mm e 30,7 mm rispettivamente per la sezione 6 ed 11).

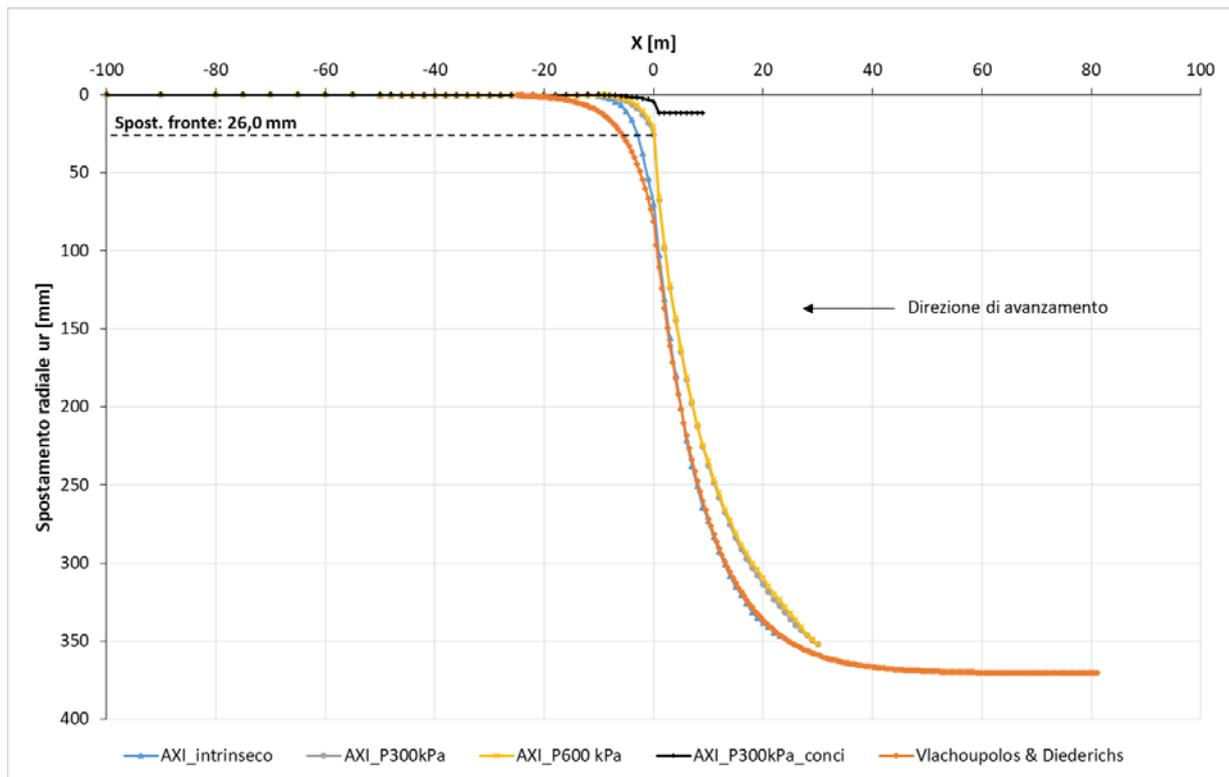


Figura 5.5 – Curve deformazione radiale – distanza dal fronte ottenute dalle analisi assialsimmetriche e dalla relazione di Vlachoupolos & Diederichs (2009) per la sezione di calcolo 6.

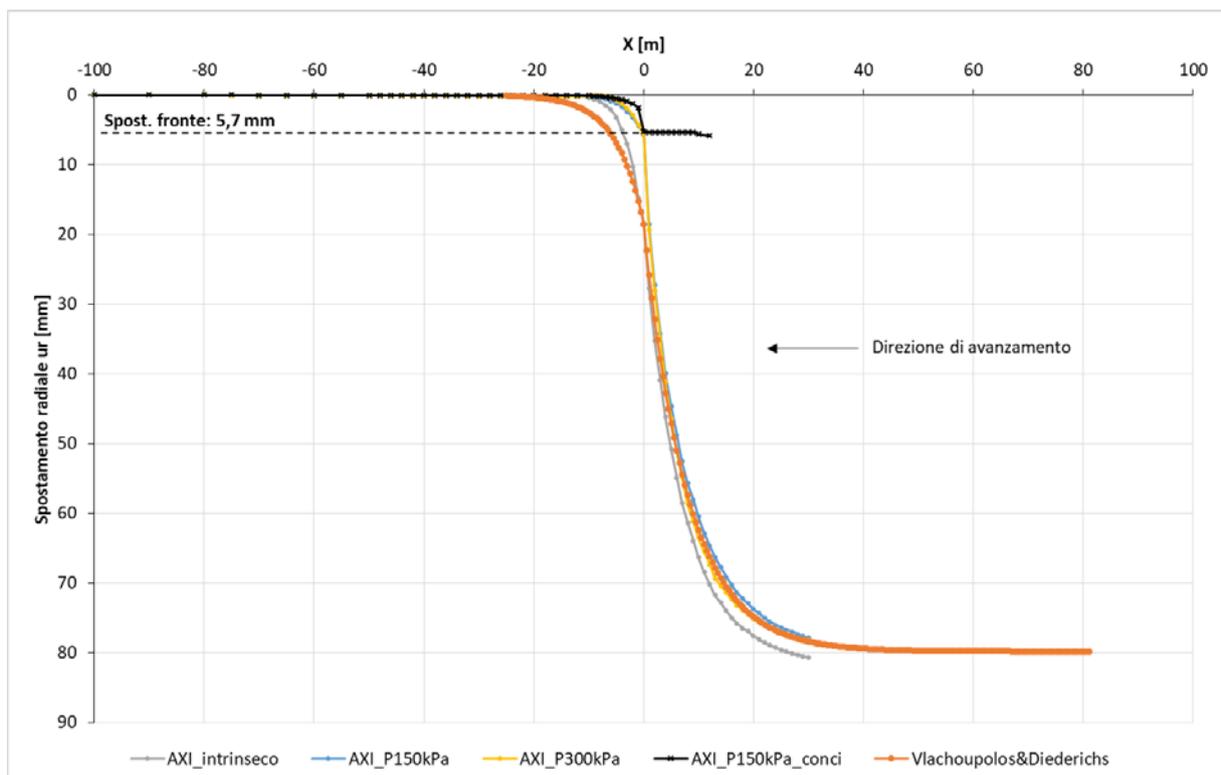


Figura 5.6 - Curve deformazione radiale – distanza dal fronte ottenute dalle analisi assialsimmetriche e dalla relazione di Vlachoupolos & Diederichs (2009) per la sezione di calcolo 11.

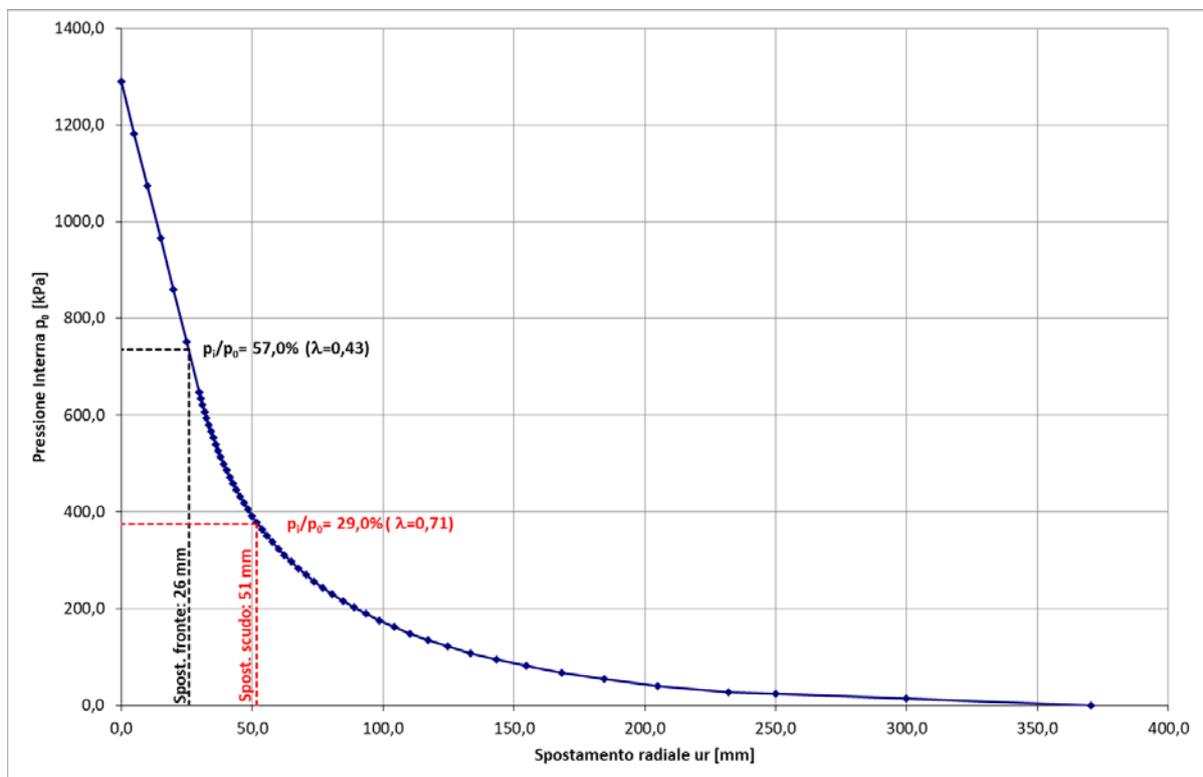


Figura 5.7 – Curva caratteristica per la sezione di calcolo 6 con indicazione dei rispettivi coefficienti di rilascio individuati.

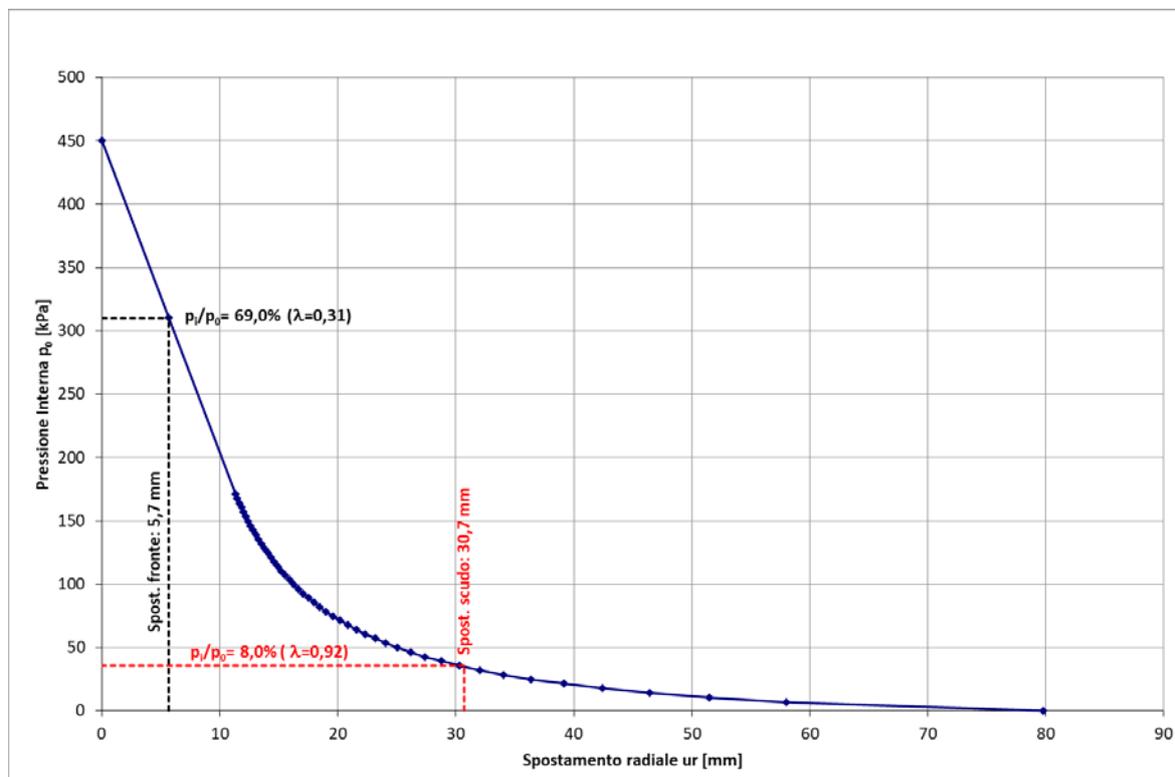


Figura 5.8 – Curva caratteristica per la sezione di calcolo 11 con indicazione dei rispettivi coefficienti di rilascio individuati.

I valori dei coefficienti di rilascio λ e delle relative pressioni fittizie interne rispetto alla pressione iniziale p_0 ottenuti dalle analisi assialsimmetriche vengono riportati nella Tabella 5.3.

Tabella 5.3 – Risultati delle analisi assialsimmetriche: pressioni fittizie ottenute per le differenti sezioni.

ID SEZIONE	SEZIONI DI APPLICAZIONE	PRESSIONE AL FRONTE [kPa]	COEFFICIENTE DI RILASCIO PASSAGGIO DEL FRONTE [-]	PRESSIONE PASSAGGIO DEL FRONTE [% p_0]	COEFFICIENTE DI RILASCIO INSTALLAZIONE CONCI [-]	PRESSIONE INSTALLAZIONE CONCI [% p_0]
6	6-7-8-9-14	300.0	0.43	57.0	0.71	29.0
11	1-2-3-4-5-10-11-12-13	150.0	0.31	69.0	0.92	8.0

Per quanto concerne la plasticizzazione del fronte, le analisi assialsimmetriche condotte evidenziano con chiarezza la necessità dell'applicazione di una contropinta della macchina di scavo su entrambe le sezioni per limitare lo sviluppo di una zona plastica nel nucleo di avanzamento (Figura 5.10). Le plasticizzazioni si riducono progressivamente all'aumentare della spinta al fronte fino circa ad annullarsi con l'applicazione di 600 kPa e 300 kPa di spinta rispettivamente per la sezione 6 ed 11. Le analisi dimostrano inoltre che le pressioni al fronte di riferimento pari a 300 kPa (sezione 6) e 150 kPa (sezione 11) consentono di limitare fortemente lo sviluppo delle plasticizzazioni nel nucleo di avanzamento, anche in completa assenza di sostegno laterale del cavo (Figura 5.10).

Da ultimo, le analisi assialsimmetriche condotte simulando la presenza dello scudo della TBM-EPB (10 m), seguito a tergo dall'installazione della malta e dei conci prefabbricati del rivestimento definitivo, hanno consentito di valutare la risposta del terreno allo scavo nella maniera più completa possibile. Al fine di semplificare l'analisi, lo scudo della TBM-EPB è stato simulato soltanto nella porzione centrale del modello tra -30 m e +12 m rispetto alla sezione di interesse (Figura 5.4) con avanzamenti equivalenti a quelli delle precedenti analisi (da 1 m al centro del modello fino a 10 m sui bordi). In questo modo vengono limitati il numero degli step di calcolo ed allo stesso tempo vengono minimizzati gli effetti di bordo del modello sulla sezione considerata. La malta è stata modellata a comportamento elastico con i parametri di deformabilità relativi al suo completo indurimento. Lo scudo della TBM-EPB, (10 m), è stato modellato come un elemento di rivestimento (*liner*) a comportamento anch'esso elastico, avente caratteristiche di deformabilità pari a quelle dell'acciaio.

Poiché in un metodo del continuo non è possibile simulare in maniera diretta la presenza di un sovrascavo di 25 mm tra la testa fresante e lo scudo, si è utilizzato un artificio numerico nel modello FEM. Per ogni step di avanzamento si è applicata una pressione laterale sul contorno dello scavo corrispondente alla pressione di installazione dei conci secondo i valori riportati nella Tabella 5.3. A titolo esemplificativo la Figura 5.9 illustra schematicamente le fasi simulate (che corrispondono nel modello ad un numero superiore di step di calcolo). Secondo questo procedimento, nella fase di calcolo 2 (Figura 5.9) il terreno sul contorno dello scavo si deforma radialmente fino al raggiungimento del contatto con lo scudo stesso (Fase 3 nella Figura 5.9), condizione che inibisce ulteriori deformazioni libere. Nelle fasi 2-5 vengono così simulate le condizioni tenso-deformative che si vengono a creare tra il fronte di scavo e la zona a 10 m da quest'ultimo (equivalente alla lunghezza dello scudo della TBM-EPB) dove si installa il rivestimento in conci (Fasi 5-6 nella Figura 5.9).

Nella Figura 5.11 e Figura 5.12 vengono riportati i risultati di queste analisi per la sezione 6 ed 11. In entrambi i casi si può notare come le plasticizzazioni al fronte ed al contorno del cavo siano di entità molto minore rispetto a quelle ottenute in condizioni intrinseche o con l'applicazione della sola pressione al fronte (Figura 5.10). In particolare le zone plastiche sono contenute entro 1.0 m in una porzione limitata del fronte e 0.25 m al contorno dello scavo per la sezione 6, mentre scompaiono del tutto al fronte e risultano inferiori a 0.5 m al contorno dello scavo per la sezione 11. La minimizzazione delle plasticizzazioni del nucleo-fronte, ovvero il mantenimento del terreno in campo elastico, e la conseguente limitazione del detensionamento del terreno si ottiene quindi adottando una pressione in camera di scavo pari ad almeno 300 kPa (3 bar) sulla sezione 6 più profonda e pari ad almeno 150 kPa (1.5 bar) sulla sezione 11 con minore copertura.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
31 di 268

Utilizzando le pressioni di installazione dei conci sul contorno del cavo prima dell'arrivo dello scudo, gli spostamenti radiali massimi che si ottengono risultano leggermente minori rispetto ai 25 mm teorici a causa dell'effetto arco che si viene a creare tra il fronte di scavo stesso e lo scudo della macchina a tergo. A seguito del passaggio dello scudo della TBM-EPB e dell'installazione dei conci prefabbricati del rivestimento definitivo non avvengono ulteriori deformazioni di rilievo dello scavo.

Sulla base dello spostamento radiale del cavo ottenuto nella fase di applicazione delle pressioni di installazione dei conci, sono stati poi calcolate le pressioni medie agenti sullo scudo della TBM-EPB. Questi valori verranno ripresi nel Capitolo 6 per il calcolo della spinta per l'avanzamento.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

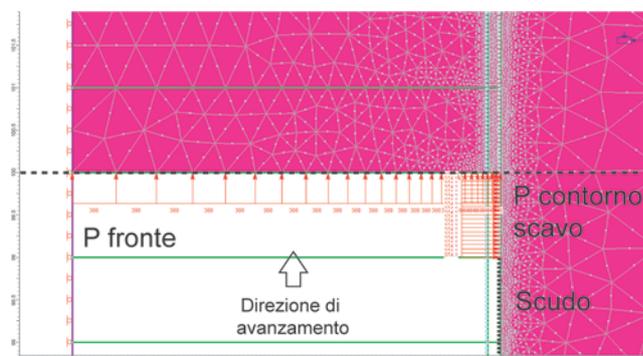
Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

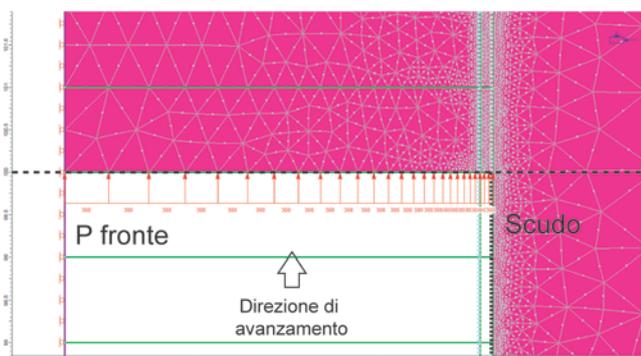
Foglio
32 di 268



FASE 1: Il fronte di scavo si trova ad 1 m dalla sezione di studio



FASE 2: Il fronte di scavo raggiunge la sezione di studio



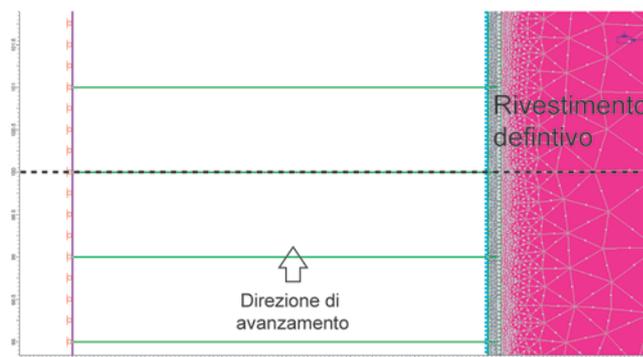
FASE 3: Lo scudo della TBM raggiunge la sezione di studio



FASE 4: Il fronte di scavo supera la sezione di studio



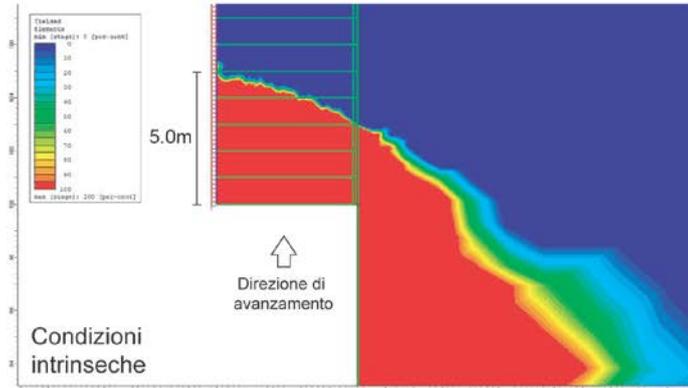
FASE 5: a 10 m dal fronte (lunghezza scudo) viene installato il rivestimento defintivo



FASE 6: Completamento del rivestimento defintivo

Figura 5.9 – Particolari delle fasi di calcolo relative all'analisi assialsimmetrica completa.

SEZIONE 6



SEZIONE 11

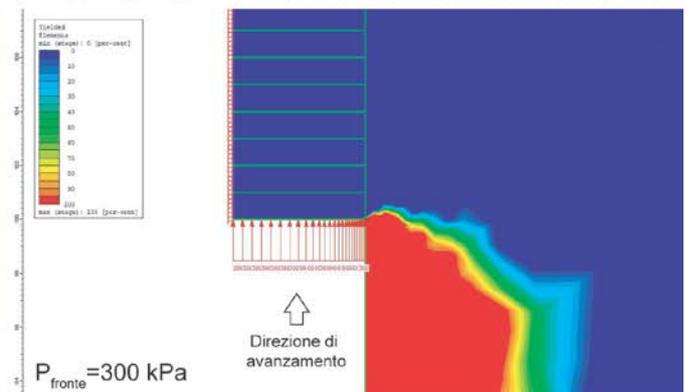
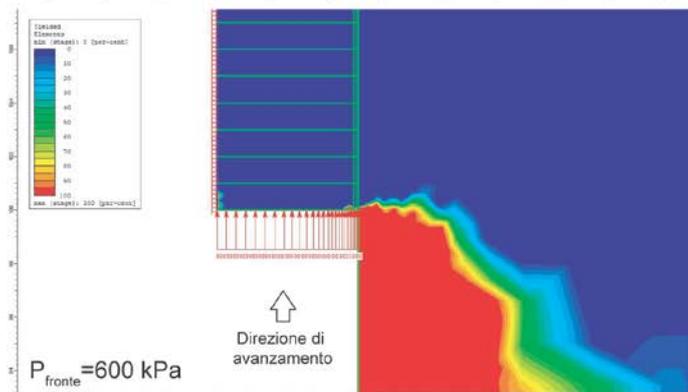
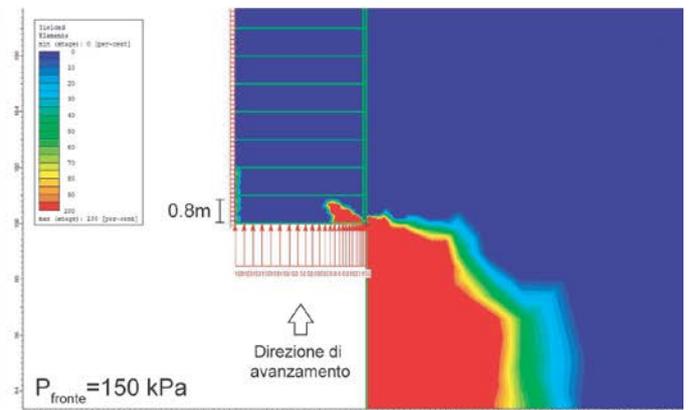
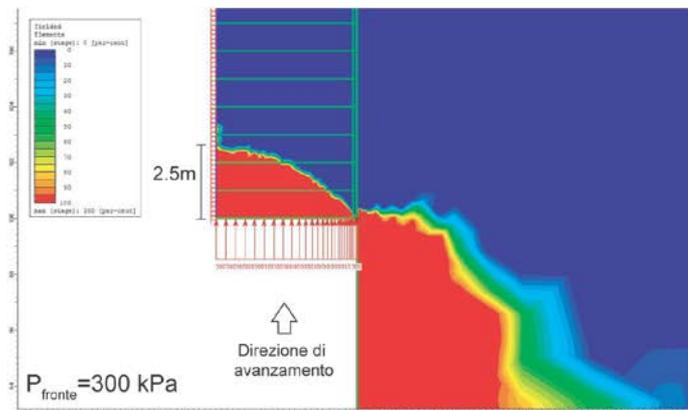
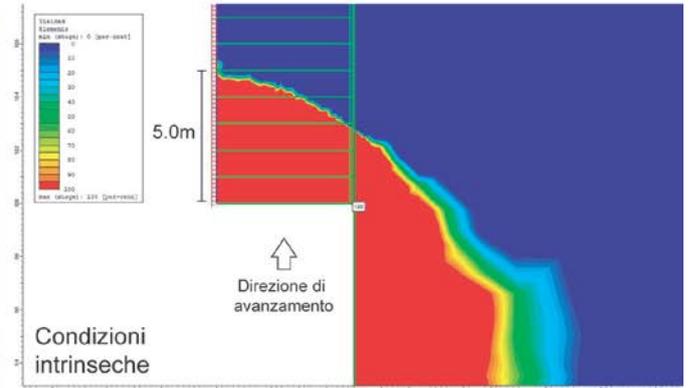


Figura 5.10 – Confronto tra le zone plastiche ottenute nelle analisi assialsimmetriche in condizioni intrinseche e con differenti pressioni al fronte.

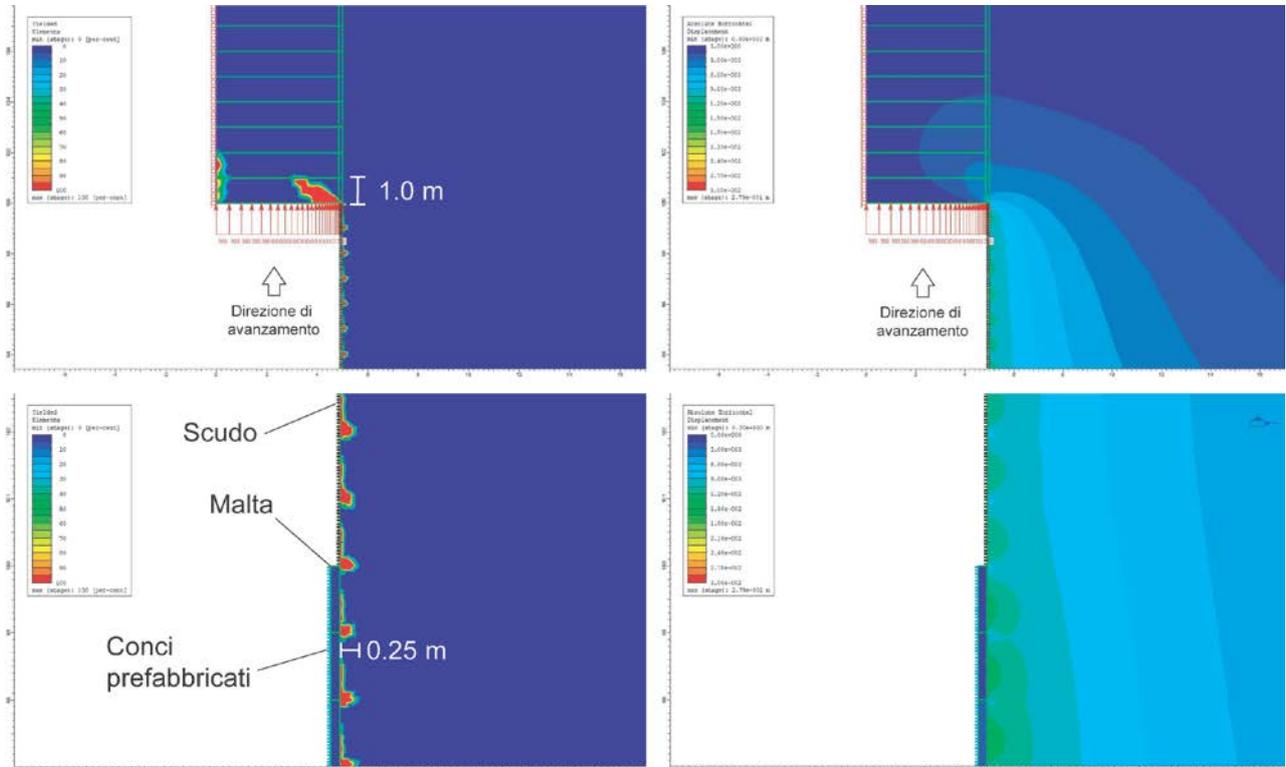


Figura 5.11 - Elementi plasticizzati (sx) e spostamenti orizzontali totali (dx) per le analisi assialsimmetriche complete (sezione 6).

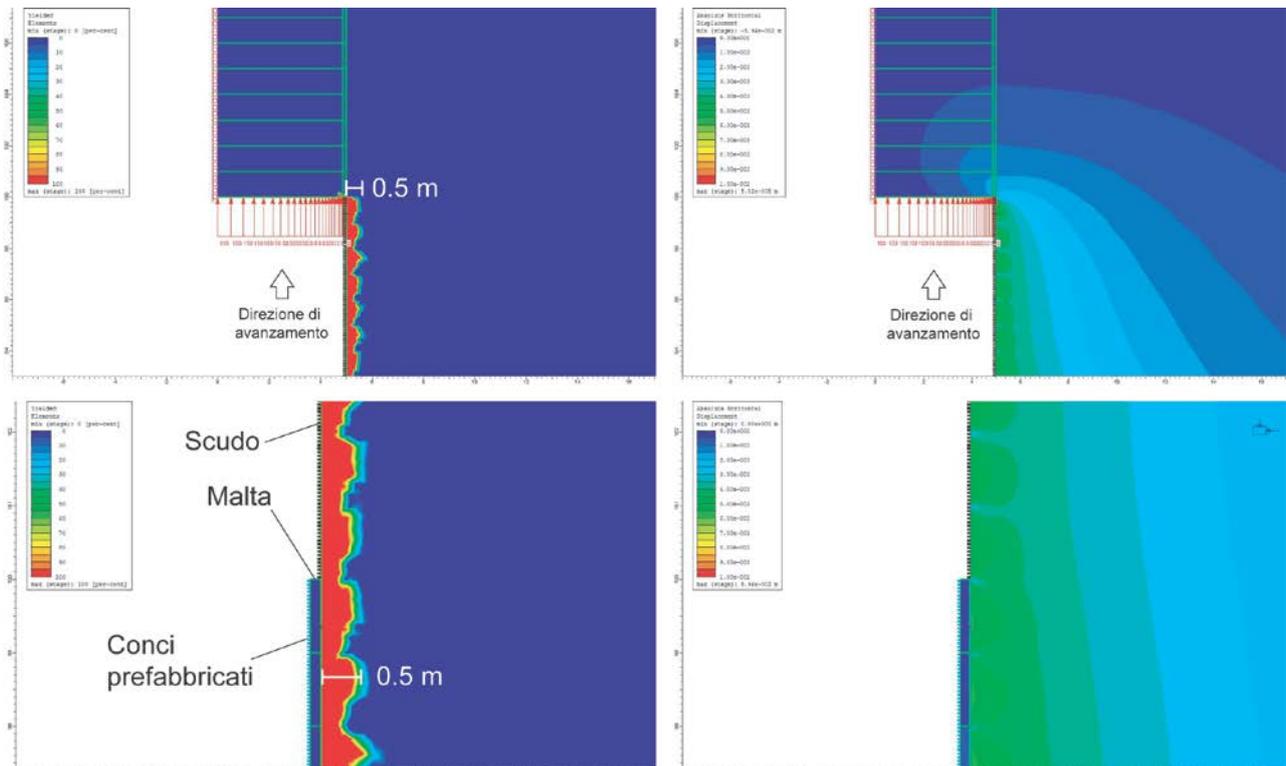


Figura 5.12 - Elementi plasticizzati (sx) e spostamenti orizzontali totali (dx) per le analisi assialsimmetriche complete (sezione 11).

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
35 di 268

5.3. Bibliografia

Leca, E., Dormieux, L., 1990. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. *Géotechnique*, 40 (4), pp. 581- 606.

Anagnostou, G., Kovári, K., 1996. Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields. *Tunnelling and Underground Space Technology* 11 (2), April 1996, pp. 165-173.

Vlachopoulos, N., Diederichs, M.S., 2009. Improved Longitudinal Displacement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels. *Rock Mech. Rock Engng.* (2009), 42, pp. 131–146. DOI 10.1007/s00603-009-0176-4.

6. STIMA DELLA SPINTA PER L'AVANZAMENTO ALLO SCAVO DELLA TBM-EPB

La definizione delle forze di interazione tra terreno e TBM-EPB durante l'avanzamento della macchina non può prescindere dall'analisi tenso-deformativa allo scavo, sia in termini di estrusione del nucleo-fronte e sia in termini di convergenza del cavo stesso. Alla luce di quanto sopra per la definizione della spinta complessiva necessaria per l'avanzamento della TBM-EPB sono stati direttamente utilizzati i risultati delle analisi numeriche assialsimmetriche descritte al Capitolo 5.

In tali analisi è stato possibile, in funzione dello stato tensionale simulato e della profondità dell'asse della galleria sulle due sezioni-tipo analizzate (6 ed 11), definire la pressione di confinamento da utilizzare nella camera di scavo e le pressioni agenti sullo scudo della macchina stessa. Queste ultime risultano di fondamentale importanza per la determinazione della forza di attrito tra scudo e terreno.

Per la stima della spinta per l'avanzamento della macchina è stata utilizzata la relazione proposta da Maidl et al. (2013) che considera la spinta dovuta alla somma di 4 termini principali distinti:

$$\Sigma W = W_{sk} + W_{sh} + W_{exc} + W_{supp}$$

dove:

- W_{sk} : forza dovuta all'attrito scudo-terreno dipendente dalla pressione media agente sullo scudo, dal peso della macchina e dal coefficiente di attrito terreno-scudo.
- W_{sh} : forze dovute all'attrito del sistema di spazzole in coda allo scudo ed alla forza di pretaglio della testa fresante;
- W_{exc} : forze necessarie alla frantumazione dell'ammasso roccioso o del terreno al fronte attraverso i cutters;
- W_{supp} : pressione di precontenimento da applicare al fronte.

Al valore di spinta che si ottiene viene poi applicato un coefficiente di sicurezza γ_f .

La forza dovuta all'attrito scudo-terreno W_{sk} può essere calcolata con la seguente relazione:

$$W_{sk} = \mu \cdot (2\pi RL \cdot \sigma_m + F_w)$$

Dove:

- μ è il coefficiente di attrito scudo-terreno;
- R ed L sono rispettivamente il raggio dello scavo e la lunghezza dello scudo;
- σ_m è la pressione media agente all'estradosso dello scudo;
- F_w è il peso della macchina comprensiva del back up di scavo.

Il coefficiente di attrito scudo-terreno μ è dipendente dalla tipologia di terreno o roccia che viene scavata, dalla presenza o meno di lubrificazione con fanghi bentonitici al contorno dello scudo della TBM-EPB e delle condizioni di avanzamento della macchina (ripartenza dopo un fermo-scavo o avanzamento continuo). Nelle analisi effettuate il valore del coefficiente è stato fatto variare in maniera parametrica da un minimo di 0.15, che rappresenta condizioni di avanzamento continuo della macchina e presenza di una ottima lubrificazione al contatto terreno-scudo (condizioni dinamiche), fino ad un valore di 0.5 ovvero ripartenza da un fermo macchina con assenza o scarsa lubrificazione sullo scudo (condizioni statiche). Questi valori sono stati assunti da letteratura sulla base delle indicazioni riportate in Gehring (1996).

Le pressioni agenti sullo scudo della macchina sono state desunte dalle tensioni normali medie ottenute dalle analisi assialsimmetriche. In particolare per le analisi relative alla sezione 6 più profonda si è ottenuto un valore di pressione media σ_m agente all'intorno dello scudo pari a 630 kPa mentre per la sezione 11 è stato ottenuto un valore pari a 175 kPa.

Il peso della TBM e del backup di scavo F_w è stato assunto pari a 12000 kN.

Per quanto concerne la stima delle forze dovute all'attrito del sistema di spazzole in coda allo scudo ed alla forza di pretaglio agente sul contorno della testa fresante (W_{sh}), queste sono state calcolate con la presente relazione:

$$W_{sh} = 2\pi R \cdot (t \cdot p_{sh} + p_{sp})$$

Dove:

- p_{sh} è la forza di pretaglio al contorno della testa fresante assunta pari a 10 kN/m²;
- t è lo spessore della testa fresante, ipotizzato pari a 1.2 m;
- p_{sp} è la forza dovuta alle spazzole presenti in coda allo scudo, assunta pari ad 1 kN/m;

I precedenti valori sono stati assunti equivalenti a quelli utilizzati nel progetto definitivo. Utilizzando i valori precedentemente descritti, W_{sh} risulta pari a circa 408 kN.

Le forze necessarie allo scavo W_{exc} vengono calcolate con la seguente relazione:

$$W_{exc} = P_{cutter} \cdot n_{cutter}$$

Dove:

- P_{cutter} è la forza applicata a ciascun strumento di scavo (cutter) per lo scavo;
- n_{cutter} è il numero di cutter installati sulla testa fresante.

In generale per lo scavo in terreni questo termine può essere trascurato. A titolo cautelativo tuttavia, vista la possibile presenza di trovanti lapidei anche con dimensioni massime superiori al metro all'interno dei terreni del GRUPPO 5, nel calcolo è stata assunta una forza applicata a ciascun utensile pari a 200 kN (Lunardi et al., 2011) per un numero complessivo di 50 utensili equivalenti di scavo sulla testa fresante (dato assunto equivalente a quanto riportato nel progetto definitivo).

Da ultimo la forza di pressione applicata al fronte W_{supp} è data da:

$$W_{supp} = P_{fronte} \cdot A_{exc}$$

Dove:

- P_{fronte} è la pressione applicata al fronte nella camera di scavo;
- A_{exc} è la superficie del fronte di scavo, pari a 78.5 m² per una galleria circolare con diametro 10 m.

In questo caso le pressioni al fronte sono state fatte variare parametricamente considerando la completa assenza della pressione della camera di scavo ($P_{fronte} = 0$), incrementando successivamente tale pressione a 150 e 300 kPa sulla base dei valori di pressione al fronte calcolati nel Capitolo 5, fino alla pressione massima di 600 kPa (6 bar) che rappresenta il valore massimo di progetto della TBM-EPB. In questo modo è stato possibile ottenere la spinta richiesta per l'avanzamento nelle differenti situazioni di contropressione che si prevedono di applicare nelle fasi di scavo.

I risultati dell'analisi parametrica vengono riportati nei grafici delle Figura 5.4, Figura 5.5, Figura 5.6 e Figura 5.7 in termini di spinta totale netta richiesta per l'avanzamento della TBM-EPB in funzione della pressione media agente sullo scudo per differenti coefficienti di attrito scudo-terreno μ . Negli stessi grafici sono riportati con linea tratteggiata il valore più gravoso di pressione media agente sullo scudo ottenuta attraverso le analisi assialsimmetriche sulla sezione 6 (630 kPa). Come si può osservare dalla Figura 5.4, in assenza di pressione applicata al fronte e considerando altresì nulle le pressioni al contorno dello scudo, il valore di spinta minima è pari circa al peso stesso della TBM e del backup di scavo (12000 kN).

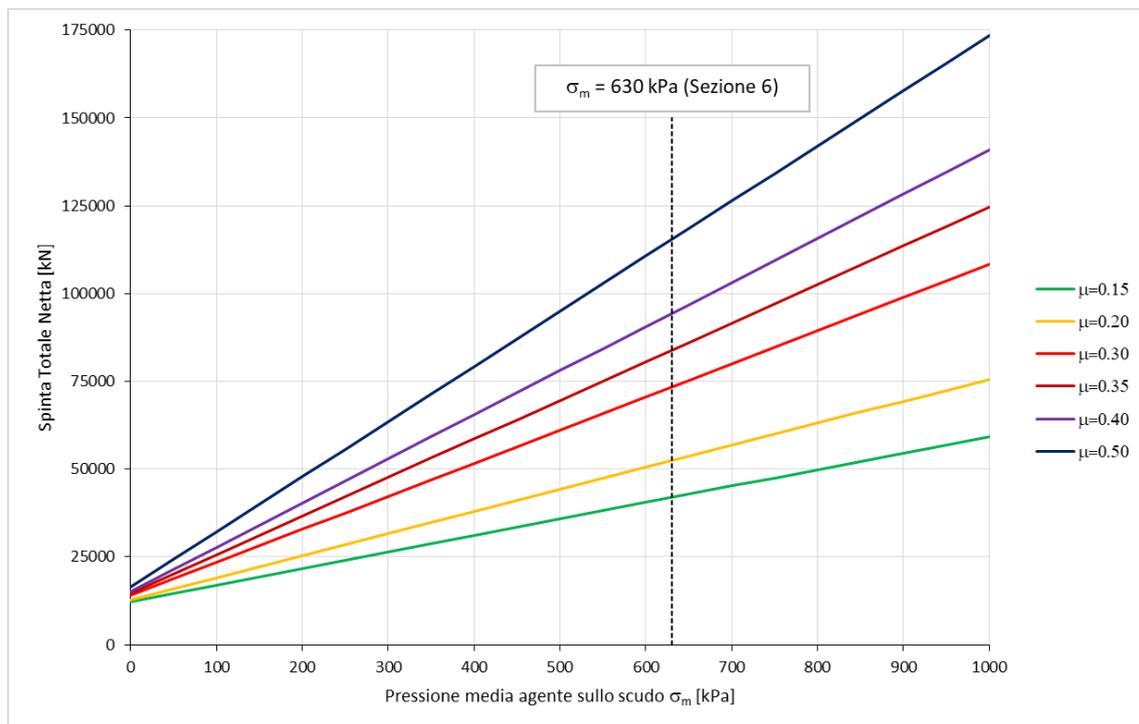


Figura 6.1 – Risultati dell'analisi parametrica della spinta della TBM-EPB per differenti valori del coefficiente μ in assenza di spinta al fronte.

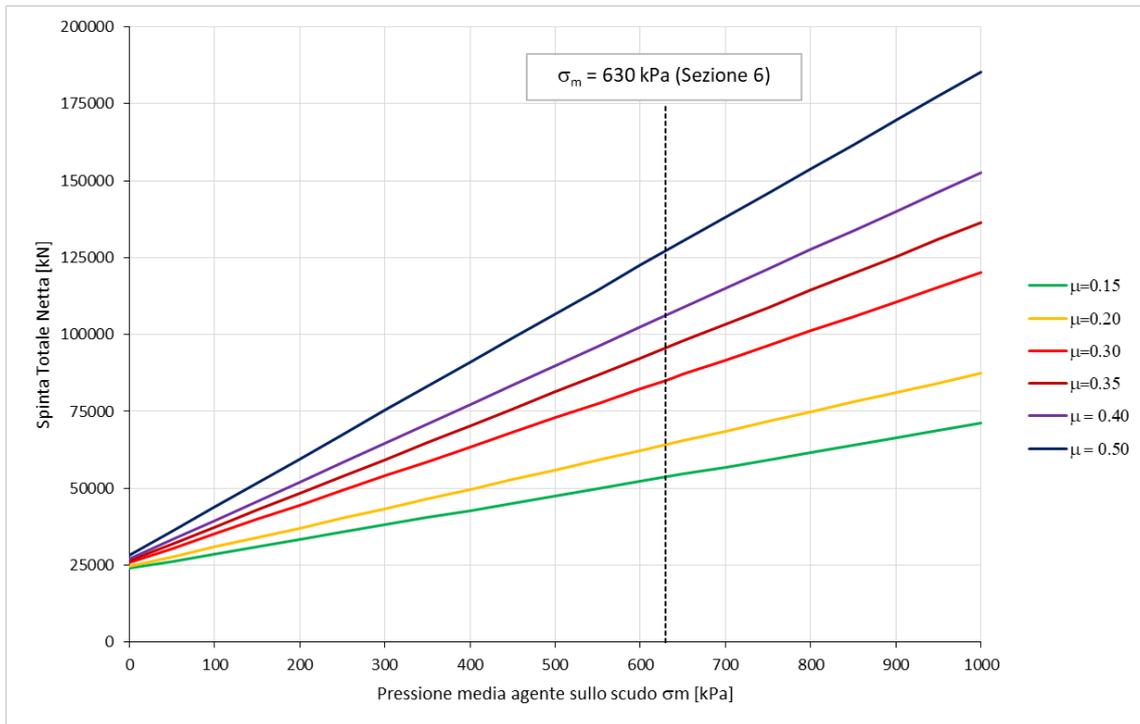


Figura 6.2 - Risultati dell'analisi parametrica della spinta della TBM-EPB per differenti valori del coefficiente μ con spinta al fronte pari a 150 kPa.

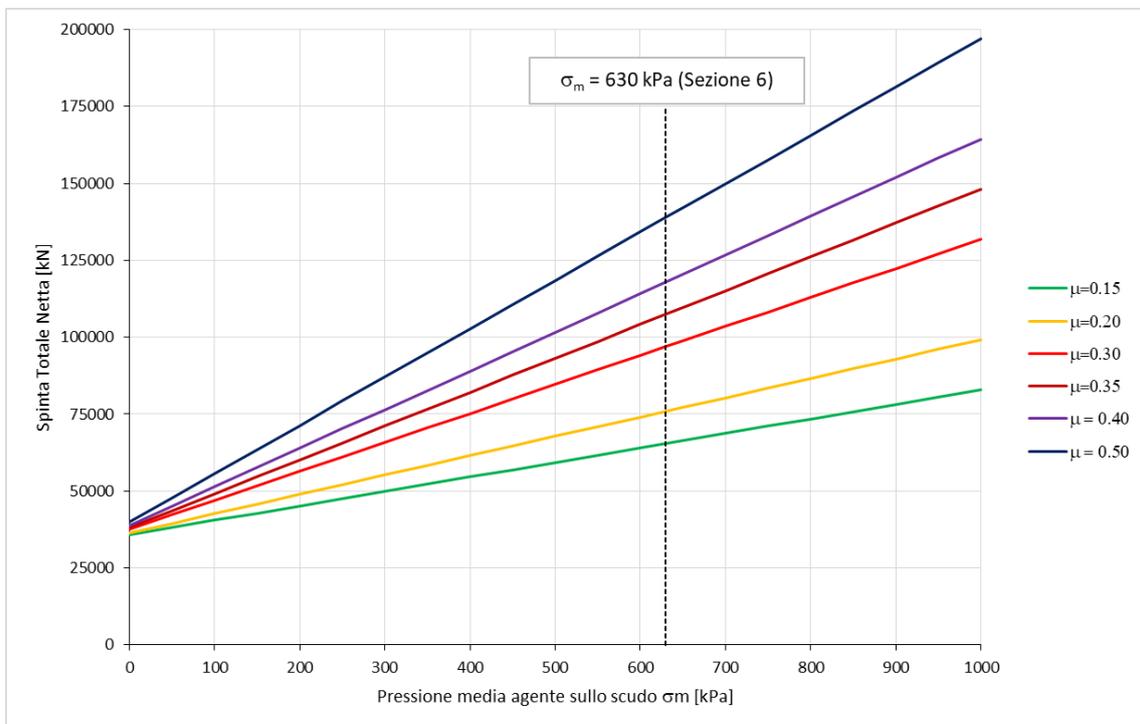


Figura 6.3- Risultati dell'analisi parametrica della spinta della TBM-EPB per differenti valori del coefficiente μ con spinta al fronte pari a 300 kPa.

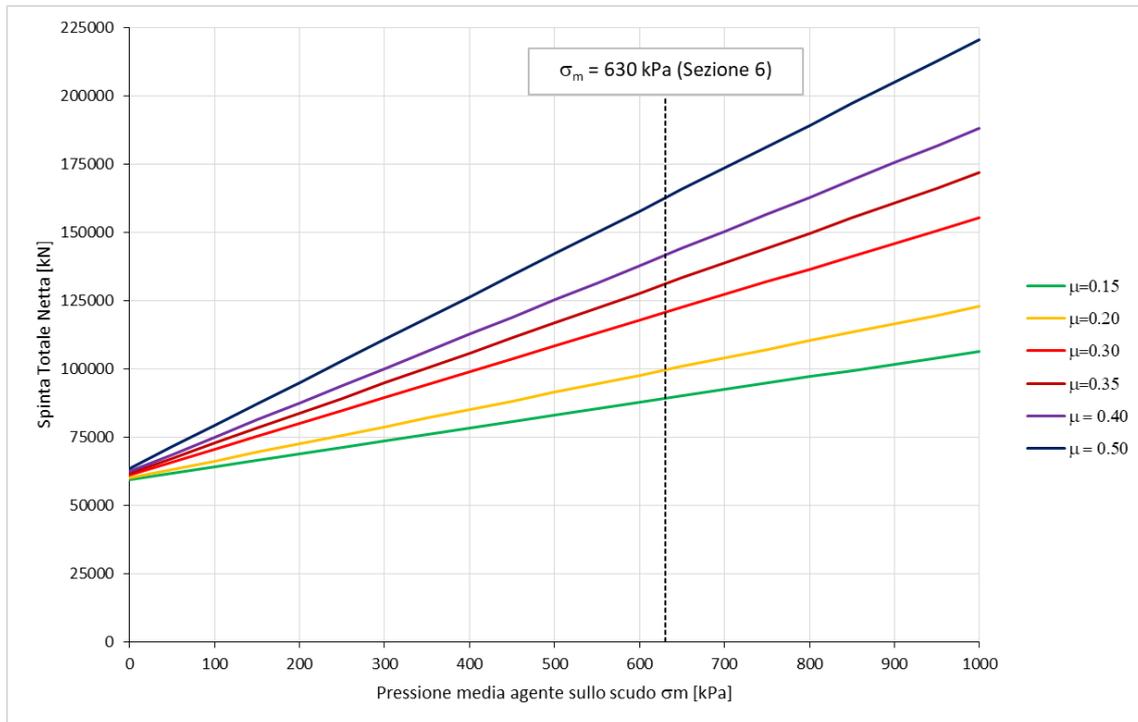


Figura 6.4 – Risultati dell’analisi parametrica della spinta della TBM-EPB per differenti valori del coefficiente μ con spinta al fronte pari a 600 kPa.

La presenza di una pressione nella camera di scavo via via crescente (150-300-600 kPa) porta la spinta necessaria all’avanzamento della macchina – sempre in condizioni di pressioni nulle all’interfaccia tra scudo e macchina, tipico di uno scavo in terreno non spingente - rispettivamente a 25000, 35000 e 60000 kN circa. Da questi valori sono poi derivabili i valori di spinta in funzione della pressione agente sul contorno dello scudo ed in funzione dei differenti coefficienti di attrito scudo-terreno. All’aumentare del coefficiente di attrito terreno-scudo μ ed all’aumentare della pressione media agente σ_m sullo scudo stesso i valori di spinta aumentano linearmente come è lecito attendersi.

Sulla base di quanto sopra e sulla base dei valori di tensione agenti sullo scudo ottenuti dalle analisi assialsimmetriche, si forniscono nel seguito i valori di spinta per condizioni di avanzamento normale (condizioni dinamiche) e per le condizioni di ripartenza della macchina da una condizione di fermo-scavo (condizioni statiche). Queste ultime rappresentano le condizioni più gravose in termini di spinta richiesta per l’avanzamento.

Per le condizioni di avanzamento normale della macchina (condizioni dinamiche), sono stati assunti i seguenti valori di calcolo:

- Peso macchina: 12000 kN
- Lunghezza scudo: 10 m
- Raggio di scavo: 5 m
- W_{sh} : 408 kN
- μ : 0.35;
- σ_m : 630 kPa;
- P_{cutter} : 200 kN per 50 utensili equivalenti sulla testa fresante;

- P_{fronte} : 300 kPa.

In queste condizioni la spinta totale richiesta per l'avanzamento della macchina risulta essere pari a 107500 kN.

Per le condizioni di ripartenza da un fermo-scavo della macchina (condizioni statiche), sono stati assunti i seguenti valori di calcolo:

- Peso macchina: 12000 kN
- Lunghezza scudo: 10 m
- Raggio di scavo: 5 m
- W_{sh} : 408 kN
- μ : 0.50;
- σ_m : 630 kPa;
- P_{cutter} : 200 kN per 50 utensili equivalenti sulla testa fresante;
- P_{fronte} : 300 kPa.

In queste condizioni la spinta totale richiesta per l'avanzamento della macchina risulta essere pari a 135000 kN.

Tutti i valori di spinta precedentemente ottenuti devono intendersi come valori caratteristici, ottenuti quindi senza l'applicazione di alcun coefficiente di sicurezza γ_f .

6.1. Bibliografia

Gehring, K.H., 1996. Design criteria for TBM's with respect to real rock pressure. In: Tunnel Boring Machines – Trends in Design & Construction of Mechanized Tunnelling, International Lecture Series TBM Tunnelling Trends, Hagenberg, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, pp. 43–53.

Lunardi, P., Gatti, M., Cassani, G., 2011. Galleria Sparvo: Il dimensionamento geotecnico della TBM-EPB per lo scavo della galleria. Gallerie e grandi opere sotterranee, n.98 (giugno 2011), pp. 31-38.

Maidl, B., Herrenknecht, M., Maidl, U., Wehrmeyer G., 2013. Mechanised Shield Tunneling. Ernst & Sohn, Berlin, Germany.

7. ANALISI DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO DEI CONCI

Nel seguito si riportano gli esiti delle verifiche statiche condotte per l'analisi degli elementi strutturali del rivestimento definitivo della galleria naturale Lonato.

Le verifiche sono state eseguite utilizzando i seguenti software di calcolo agli elementi finiti e alle differenze finite:

- RS2, versione 9.028 64-bit del 2018, prodotto e distribuito dalla Rocscience Inc. di Toronto (Canada)
- FLAC, versione 7.0, prodotto da Itasca (USA) e distribuito in Italia da Harpaceas.

Le verifiche strutturali del rivestimento sono state condotte secondo quanto prescritto dal D.M. del 14/01/2008 (Norme Tecniche per le costruzioni) ed in accordo alle *Linee guida per la progettazione geotecnica delle gallerie naturali* di ITALFERR (PPA.0002403). In particolare, per le verifiche di stati limite ultimi STR si sono utilizzati i valori caratteristici dei parametri geotecnici, applicando i coefficienti parziali amplificativi delle azioni all'effetto delle stesse (le sollecitazioni negli elementi strutturali) secondo l'Approccio 1 Combinazione 1 (A1+M1+R1). Pertanto, per le verifiche SLU sul rivestimento definitivo in calcestruzzo armato si impiega il coefficiente $\gamma_E=1.3$ alle sollecitazioni agenti risultanti dal modello numerico ottenuto con i parametri caratteristici.

La modellazione priva dell'utilizzo dei coefficienti parziali di sicurezza permette di evidenziare la risposta tenso-deformativa del terreno e degli elementi strutturali. I risultati dell'analisi sono rappresentativi del campo delle deformazioni e dello sviluppo di eventuali zone di plasticizzazione. La valutazione delle caratteristiche di sollecitazione agenti sui rivestimenti, da ampliare con gli opportuni coefficienti per effettuare la verifica allo stato limite ultimo STR risulta dalle analisi numeriche condotto così come indicato precedentemente.

Le verifiche del rispetto degli Stati Limite di Esercizio e delle combinazioni sismiche sono condotte secondo le combinazioni indicate da normativa con coefficienti di sicurezza parziale unitari..

7.1. Programmi di calcolo utilizzati

7.1.1. RS2

RS2 9.028 (Rocscience, 2008) 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. La convergenza numerica è raggiunta nel caso tale energia 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.

Il software RS2 è stato utilizzato per i calcoli meccanici in condizioni di deformazione piana e per le analisi in condizioni assialsimmetriche. Le analisi bidimensionali condotte 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.

Per quanto riguarda la modellazione in condizioni sismiche, RS2 ha permesso di includere il carico sismico con approccio pseudostatico nell'analisi agli elementi finiti. Il carico è definito a partire dai coefficienti sismici, distinti per la direzione orizzontale e la direzione verticale. I coefficienti sismici sono dei fattori adimensionali che rappresentano la massima accelerazione sismica attesa sulla costruzione, rappresentati come frazione dell'accelerazione di gravità. Nel modello, tale azione è introdotta come forza aggiuntiva di volume e viene applicata ad ogni elemento della mesh, secondo la relazione:

$$\text{forza sismica} = \text{coefficiente sismico} * (\text{area dell'elemento} * \text{peso specifico del materiale dell'elemento}).$$

Il carico sismico è aggiunto vettorialmente alla forza peso già esistente, dovuta alla sola gravità, per ottenere una forza complessiva che agisce su ogni elemento.

7.1.2. FLAC

Il software di calcolo FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) è prodotto dalla società Itasca, con sede a Minneapolis, negli U.S.A.. È un software di modellazione numerica per l'analisi geotecnica avanzata dell'interazione terreno struttura in due dimensioni nel campo del continuo.

FLAC utilizza una formulazione esplicita alle differenze finite (FDM) tramite la quale è possibile modellare comportamenti complessi, come problemi che necessitano di diversi stage, grandi spostamenti e deformazioni, comportamento non-lineare del materiale o sistemi instabili.

FLAC permette due modalità di impostazione ed utilizzo: il command-driven mode, in cui ogni comando è fornito interattivamente in una finestra DOS ed il menu-driven mode, noto anche come GIIC (Graphical Interface for Itasca Codes), in cui un'interfaccia grafica permette di realizzare la mesh del modello, determinarne le proprietà, definire le azioni che insistono su di esso e, dopo aver eseguito l'analisi, effettuare tutte le procedure di studio e confronto dei risultati, in modo relativamente semplice ed intuitivo. Entrambi i metodi permettono di accedere a file esterni in cui sono presenti comandi esecutivi. È inoltre presente una modalità di creazione Virtual-grid nell'interfaccia grafica che facilita la creazione di modelli dalla complessa geometria; ciò permette una miglior organizzazione nella fase di progettazione del modello.

Oltre al linguaggio base, che serve per impartire i comandi necessari all'impostazione delle analisi e il relativo studio, FLAC contiene FISH, un linguaggio di programmazione con cui si possono implementare le funzionalità del software. Per esempio si possono creare nuovi modelli costitutivi per i materiali oltre a quelli già inseriti nel programma o semplicemente creare delle funzioni che, attraverso l'utilizzo di variabili, permettono il calcolo di parametri o l'applicazione di azioni in modo personalizzato oppure ancora specificare delle condizioni al contorno inusuali e variabili sia nel tempo che nello spazio.

Le diverse modalità di analisi sono cinque: analisi dinamica, analisi termica, analisi con componente fluida bi-fase, modellazione del comportamento di creep del materiale e aggiunta di nuovi modelli costitutivi.

FLAC è inoltre un software cosiddetto multifase, è possibile cioè eseguire analisi dinamiche, di circolazione di fluidi, di variazione di temperatura, accoppiate ad analisi meccaniche. Nel caso dell'analisi termo-meccanica, essa è di tipo monodirezionale: cioè la variazione di temperatura implica la modifica in termini di sforzi e conseguentemente di deformazioni nel modello in funzione del coefficiente di dilatazione termica, ma non viceversa.

Il software FLAC è stato utilizzato per eseguire le verifiche al fuoco del rivestimento definitivo, utilizzando la modalità di analisi accoppiata termo-meccanica.

7.2. Analisi numeriche effettuate

L'analisi del comportamento tenso-deformativo del sistema opera-terreno è stata condotta tramite il codice di calcolo RS2 con modelli bidimensionali. L'influenza della posizione relativa fronte-sezione di calcolo è stata simulata mediante l'applicazione di pressioni interne di confinamento progressivamente decrescenti che tengono in conto la natura tridimensionale del fenomeno di rilascio tensionale.

Le analisi tenso-deformative sono state condotte con riferimento al contesto idrogeologico e geomeccanico descritto in dettaglio nel capitolo 2. Si sono analizzate nel complesso n. 14 sezioni di calcolo comprese tra le progressive Pk 116+500.000 e Pk 120+620.000, comprendenti il sottoattraversamento dell'autostrada A4 Torino-Trieste e quello di alcuni fabbricati nel territorio di Lonato del Garda.

Tali sezioni sono rappresentative di situazioni reali con differenti coperture dello scavo e maggiormente critiche in termini di deformazioni indotte e danni sulle preesistenze. Le sezioni di calcolo analizzate sono indicate nella **Figura 7.1** mentre la **Tabella 7.1** riporta la descrizione sintetica delle principali caratteristiche delle stesse.

Tabella 7.1- Sezioni di calcolo e relative principali grandezze geometriche.

ID SEZIONE	PROGRESSIVA [m]	COPERTURA [m]		QUOTA FALDA [m]
		GALLERIA SX	GALLERIA DX	
1	116+500.000	12.68	12.36	137.20
2	116+600.000	12.89	15.98	136.95
3	116+770.000	15.78	13.83	136.40
4	116+950.000	13.63	12.84	136.10
5	117+200.000	16.90	16.95	137.65
6	118+140.000	61.23	58.68	131.80
7	118+400.000	56.92	62.46	139.80
8	118+800.000	44.04	49.63	164.90
9	119+290.000	25.63	28.45	143.20
10	119+460.000	17.54	16.51	133.45
11	119+610.000	17.61		125.15
12	119+750.000	17.97		118.70
13	120+180.000	20.09		126.55
14	120+620.000	24.57	23.42	113.50

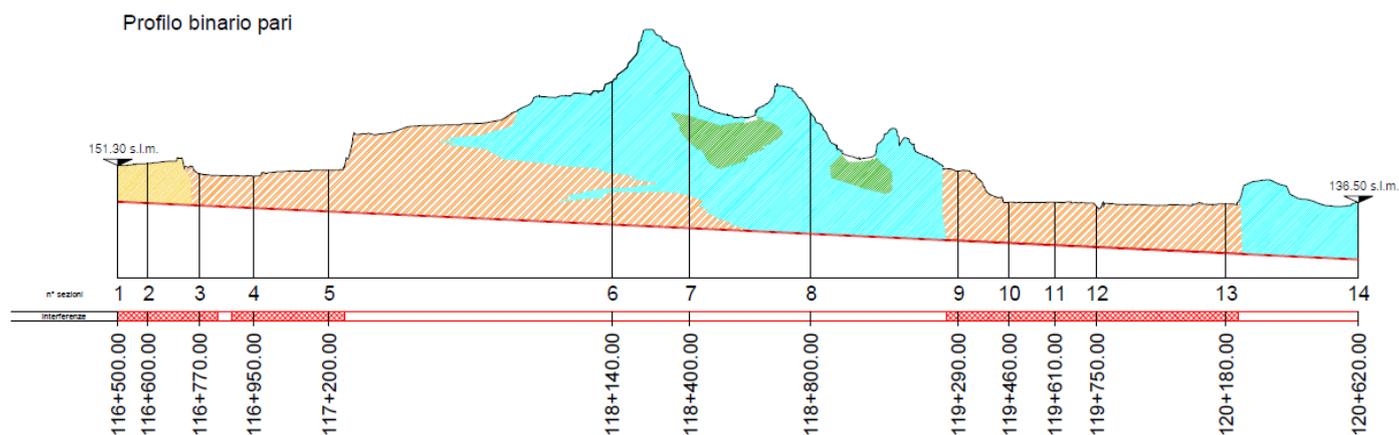


Figura 7.1– Profilo longitudinale con indicazione delle sezioni di calcolo.

Le analisi numeriche sono state condotte con simulazione dell'avanzamento del fronte di scavo attraverso l'applicazione e la successiva riduzione di una pressione interna, sul contorno del cavo, proporzionale allo stato di sforzo geostatico e al grado di rilascio tensionale. La percentuale di scarico tensionale da applicare ai modelli delle diverse sezioni considerate è stata ottenuta mediante analisi assialsimmetriche su RS2 e curve caratteristiche, per le sezioni 6 e 11, considerate rappresentative delle sezioni più profonde e di quelle più superficiali rispettivamente. Per

la modellazione dell'avanzamento dello scavo è stata considerata inoltre l'applicazione delle pressioni al fronte così come definite al capitolo 6.

I risultati delle analisi assialsimmetriche sono curve di avanzamento che correlano la convergenza radiale con l'avanzamento del fronte. Queste curve sono state poi messe a confronto con le curve ottenute analiticamente con la formulazione di Vlachopoulos & Diederichs. Tale analisi, riportata al capitolo 5, ha permesso di mettere in relazione le deformazioni al contorno dello scavo con la distanza delle suddette deformazioni dal fronte di avanzamento. È stato possibile quindi definire i valori della pressione interna per la fase esecutiva del passaggio al fronte e per la fase di installazione del rivestimento in conci prefabbricati per mezzo delle curve caratteristiche relative alle sezioni corrispondenti.

7.2.1. Analisi del bacino di subsidenza

Le analisi numeriche condotte in termini di campi tensionali e deformativi, permettono di analizzare, unitamente al comportamento dei rivestimenti delle gallerie, anche il bacino di subsidenza indotto dagli scavi. Per ogni sezione analizzata si è pertanto riportato e analizzato l'andamento dei cedimenti verticali ottenuti in superficie. In presenza di strutture in superficie si è individuato in corrispondenza dell'impronta della struttura stessa il massimo cedimento verticale e la distorsione β , ottenuta come il rapporto tra il cedimento differenziale agli estremi dei singoli corpi di fabbrica (o delle singole carreggiate nel caso dell'autostrada) e la loro distanza:

$$\beta = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\|x_2 - x_1\|}$$

Ove con il simbolo δ si indica lo spostamento verticale del punto e con x la coordinata dello stesso; i pedici indicano gli estremi dell'impronta della struttura.

7.3. Criteri di verifica

7.3.1. Stato Limite Ultimo per pressoflessione

La verifica a pressoflessione a stato limite ultimo della sezione in cemento armato è stata eseguita controllando l'inclusione delle coppie Sforzo Normale-Momento flettente agenti nel dominio di resistenza della sezione:

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

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

7.3.2. 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).

7.3.3. Stato Limite di Esercizio di fessurazione

La verifica a fessurazione viene eseguita con riferimento al *Manuale di progettazione delle opere civili* (RFI DTC SI MA IFS 001A).

A tal proposito le verifiche a fessurazione sono condotte con riferimento alla combinazione di carico caratteristica (rara). A favore di sicurezza si considera lo stato limite di apertura delle fessure con riferimento a:

- Condizioni ambientali aggressive
- Sensibilità delle armature alla corrosione: poco sensibile.

Ne deriva un limite all'apertura delle fessure pari al valore $w_1 = 0.2$ 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):

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

Ove

- $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$ 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;

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

- $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}(1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ 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).

7.3.4. Stato Limite di Esercizio di limitazione delle tensioni

La verifica a stato limite di limitazione delle tensioni risulta soddisfatta nel caso le tensioni agenti nei materiali siano 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.

7.4. Resistenze di calcolo

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 dei conci prefabbricati si ha:

CLASSE	f_{cd} [N/mm ²]	f_{ctd} [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [MPa]
C35/40	19.83	3.21	43	34 077

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 (= $0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}/1.5$)

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

E_{cm} = modulo elastico a 28 giorni (= $22\,000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$)

La resistenza di progetto dell'acciaio è riferita alla tensione di snervamento. Le proprietà dell'acciaio per barre d'armatura sono:

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

7.5. 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 delle *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).

L'area di interesse ricade all'interno dei comuni di Desenzano del Garda e di Lonato. Come si evince dalla relazione Geotecnica del Progetto Esecutivo, le condizioni sismiche più gravose si realizzano secondo i parametri competenti al comune di Desenzano del Garda e per tale ragione questi sono stati assunti alla base del calcolo, a favore di sicurezza. 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]
0.235	2.459	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:

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

Sulla scorta delle indagini geotecniche, si è assunto conservativamente la categoria di terreno C (per il comune di Desenzano del Garda, assunto come caso di progetto, secondo quanto specificato in precedenza). 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 [-]
1.357	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:

$$a_{max} = 0.235 \cdot 1.357 \cdot 1.000 = 0.319 \text{ g.}$$

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:

$$k_h = 0.089 \quad k_v = 0.045$$

7.6. Verifiche statiche in fase definitiva

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale.

Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello.

Le verifiche strutturali sono state eseguite considerando una sezione di calcestruzzo di classe C35/45 avente le seguenti caratteristiche geometriche:

- Spessore 450 mm
- Larghezza sezione: 4000 mm
- Copriferro dell'armatura longitudinale: 40 mm
- Armatura circonferenziale composta da due ordini di ferri (B450C), per un totale di 16+16Φ16.

Nei paragrafi seguenti si riportano, suddivise per sezione di calcolo, le caratteristiche e le assunzioni per la costruzione dei modelli e delle analisi condotte. Si riportano dunque i risultati in termini di spostamenti, plasticizzazione e sollecitazione per ogni sezione prima di riportare la verifica delle sezioni agli stati limite descritti in precedenza. Infine, con riferimento a ogni sezione di calcolo, vengono indicati gli spostamenti attesi alla superficie conseguenti alla realizzazione dell'opera.

7.6.1. Sezione 1 – Progressiva Pk 116+500,000

La sezione 1, corrispondente alla progressiva 116+500.000, interessa il sotto-atteveramento dell'Autostrada A4 per entrambe le canne del tunnel destra e sinistra, pertanto, oltre al peso del terreno naturalmente presente sulla sezione di calcolo è stato aggiunto il carico massimo dovuto al traffico su entrambe la carreggiate dell'autostrada, pari a 9 kPa. L'autostrada nel tratto di interesse risulta essere in trincea (circa 2 m) rispetto al piano campagna circostante.

7.6.1.1. Geometria

Il modello numerico di calcolo della sezione 1 è finalizzato all'analisi tenso-deformativa dello scavo delle gallerie nella porzione con copertura minima, pari a circa 12 m, nonché per valutare gli effetti deformativi in superficie e l'interazione con l'infrastruttura autostradale.

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo triangolare con elementi a 6 nodi. L'infittimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi indotti dalla realizzazione delle opere. I bordi esterni del modello sono posti a distanza tale da non influenzare la soluzione nell'area di interesse del problema. Si sono poi vincolati gli spostamenti orizzontali lungo i bordi verticali esterni e gli spostamenti sia orizzontali sia verticali lungo il bordo inferiore del modello. Il bordo superiore del modello restituisce nella zona di interesse l'andamento di massima della superficie topografica (nota da rilievo) ed è rappresentato da un contorno libero nei movimenti sia orizzontali sia verticali.

Il modello così realizzato risulta avere le seguenti caratteristiche dimensionali riportate nella Tabella 7.2.

Tabella 7.2– Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico rappresentativo della sezione 6.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
1 – Pk 116+500.000	640x120	26105

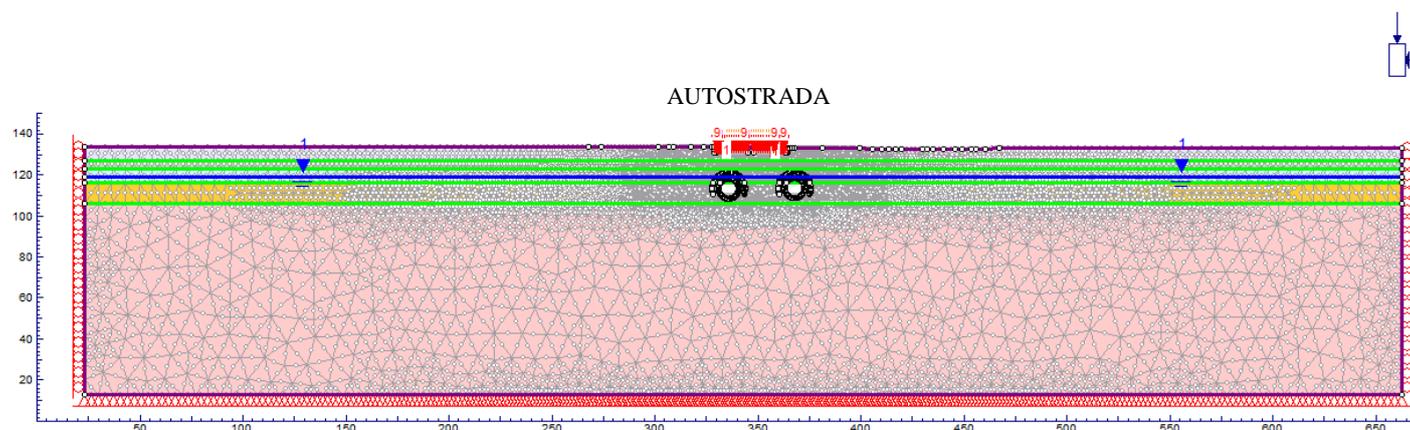


Figura 7.2– Modello numerico rappresentativo della sezione 1 Pk 116+500.000.

7.6.1.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 1 (Pk 116+500.000) utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella Tabella 7.3.

Tabella 7.3 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 1.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	4	A	19.5	42.0	7.0	0.57	70	0.3
4	8	B	19.5	41.0	6.8	0.54	80	0.3
8	15	C	19.5	40.5	6.8	0.50	150	0.3
15	25	D	19.5	40.0	6.7	0.51	180	0.3
>25		E	19.5	39.5	6.6	0.45	230	0.3

La falda freatica è stata considerata ad una quota pari a 137.2 m s.l.m., ovvero ad una profondità di -12 m rispetto alla quota del piano campagna che è sito ad una quota di circa 149.2 m s.l.m

L'estradosso delle gallerie, situate ad una profondità pari a 12.68 m (canna sinistra) e 12.36 m (canna destra) interessano nella zona della calotta lo strato C mentre nella zona dei piedritti e dell'arco rovescio lo strato D. Per l'intero modello è stato pertanto adottato nel calcolo delle tensioni geostatiche il coefficiente di spinta a riposo K_0 medio per i due strati interessati dallo scavo, pari a 0.51.

7.6.1.3. Fasi di calcolo adottate

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo si è riprodotto lo stato tensionale indotto dai carichi gravitazionali del terreno. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.
- **STAGE 2 – Realizzazione dell'autostrada.** In questo stage è stata riprodotta la realizzazione dello scavo per la trincea dell'autostrada A4 e sono stati applicati su entrambe le carreggiate i carichi generati dal traffico pari a 9 kPa. In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa fase di calcolo.
- **STAGE 3 – Scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 4 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione nel tunnel di destra.** In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5$ MPa) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 5 – Completamento scavo galleria destra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000$ MPa), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 6 – Scavo del tunnel di sinistra.** In analogia a quanto previsto per lo stage 3, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea

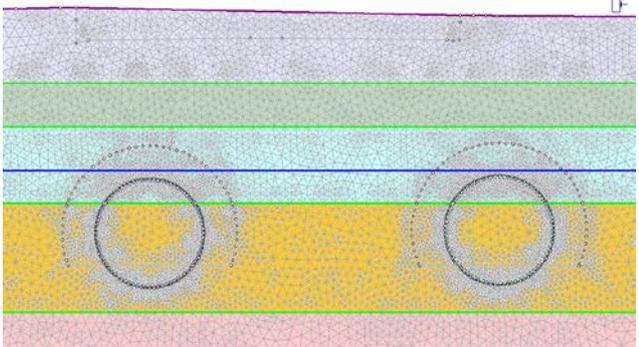
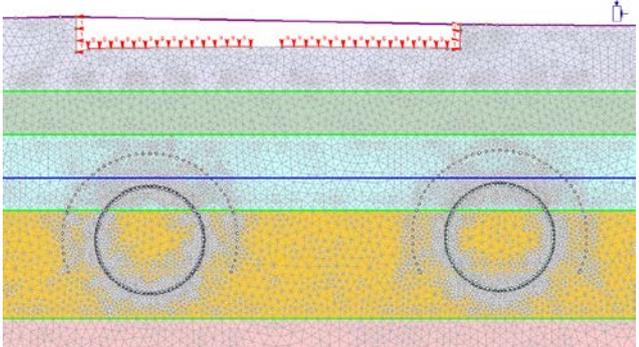
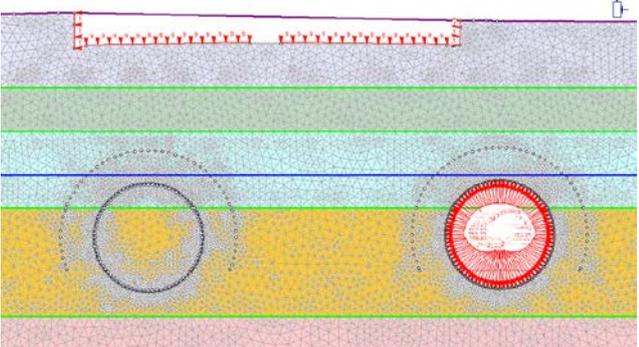
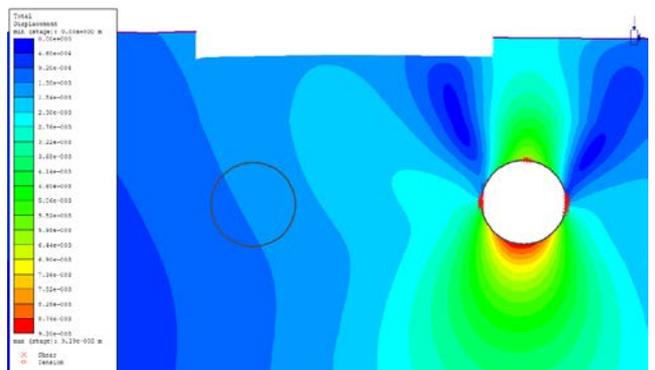
caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.

- STAGE 7 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra.** Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente ad un ulteriore rilascio pari a 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- STAGE 8 – Fine scavo galleria sinistra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- STAGE 9 – Condizione sismica.** In questa fase vengono applicate le sollecitazioni derivanti dal sisma, secondo l'approccio pseudostatico, così come descritto nel paragrafo 7.5.

7.6.1.4. Analisi dei risultati

Nella **Tabella 7.4** si riportano i risultati inerenti agli spostamenti e l'evoluzione delle zone plasticizzate nei successivi stage di calcolo.

Tabella 7.4 – Risultati delle analisi.

Stage di calcolo	Spostamenti e zone plasticizzate
<p>Stage 1</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo sono finalizzati a riprodurre lo stato tensionale iniziale, gravato dalle sole condizioni geostatiche.</p>
<p>Stage 2</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo vengono annullati al termine di questa fase di calcolo, finalizzata a riprodurre lo stato tensionale dopo la realizzazione dello scavo della trincea autostradale.</p>
<p>Stage 3</p> 	<p>Spostamento Massimo: 9 mm</p> 

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

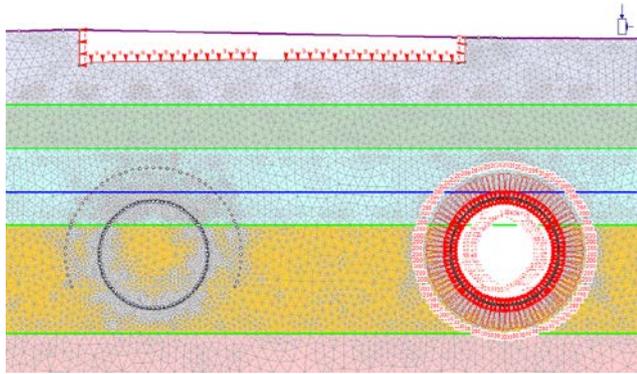
Rev.
A

Foglio
54 di 268

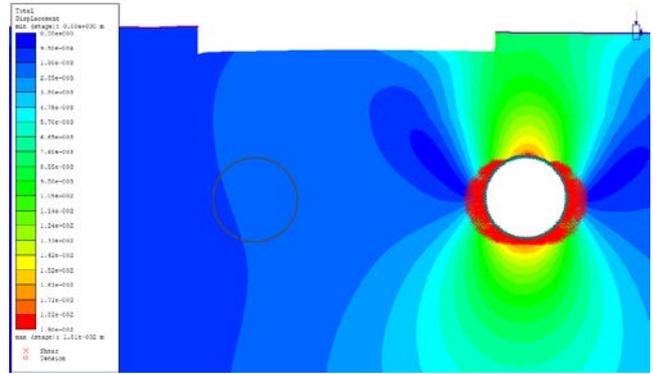
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

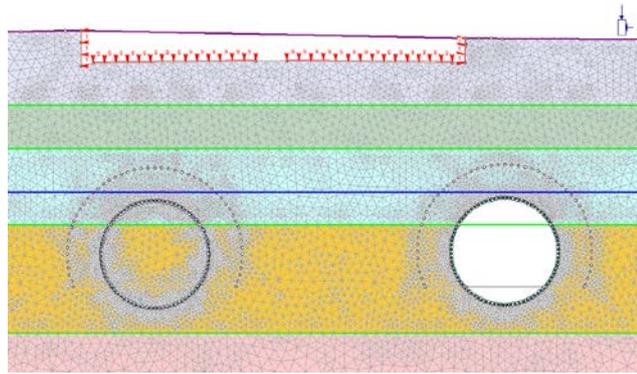
Stage 4



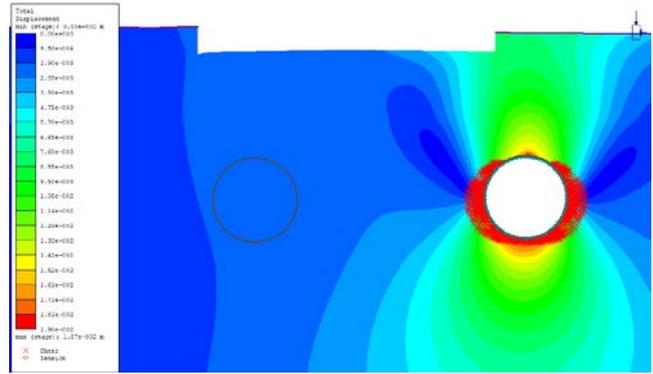
Spostamento Massimo: 18 mm



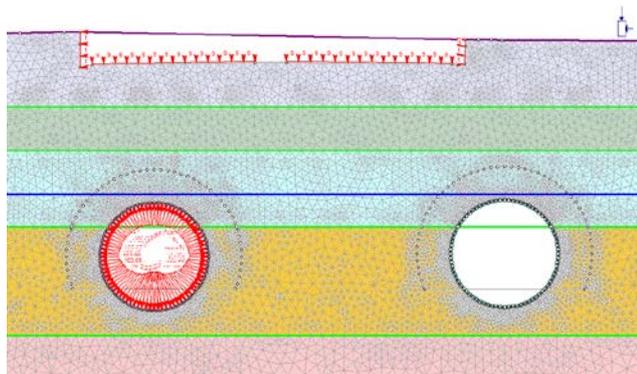
Stage 5



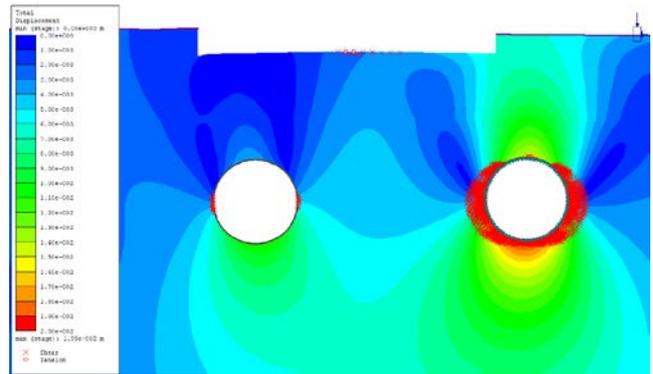
Spostamento Massimo: 19 mm



Stage 6



Spostamento Massimo: 20 mm



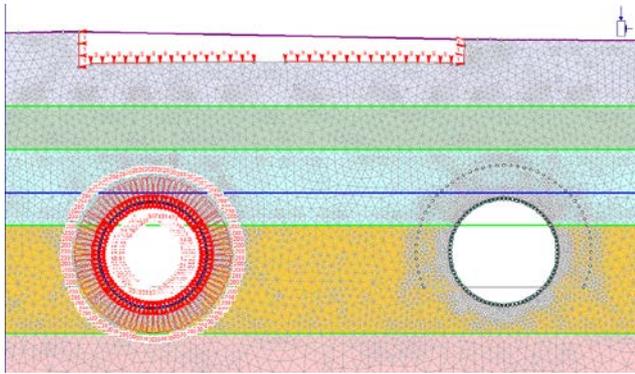
Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001Rev.
AFoglio
55 di 268

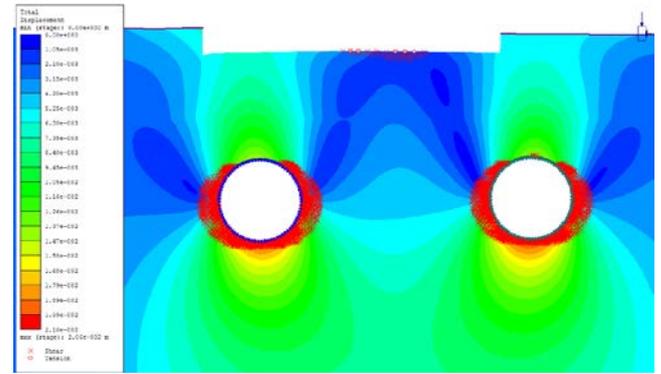
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

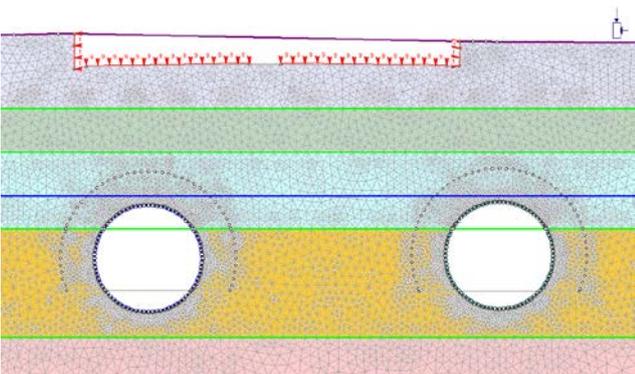
Stage 7



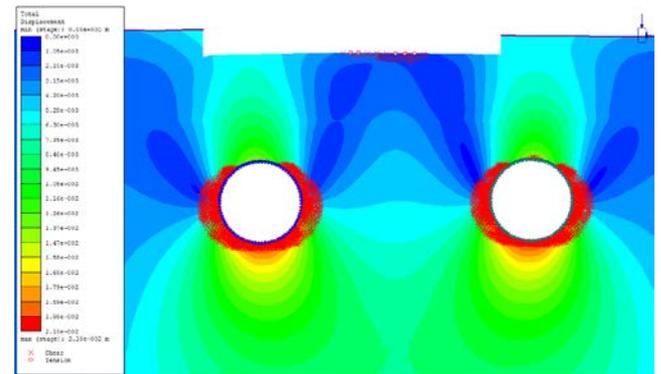
Spostamento Massimo: 21 mm



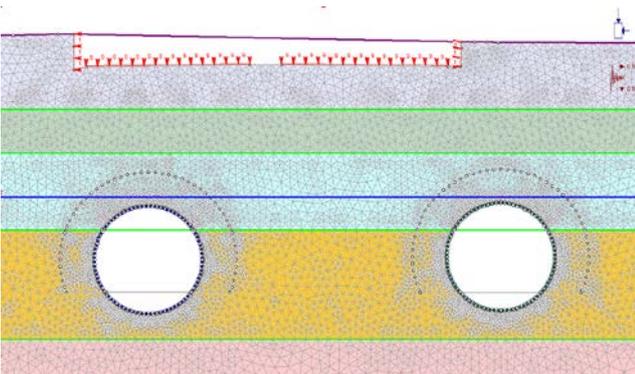
Stage 8



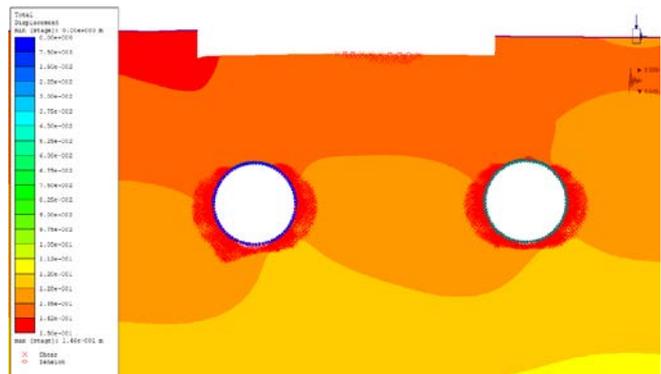
Spostamento Massimo: 21 mm



Stage 9

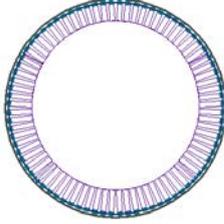
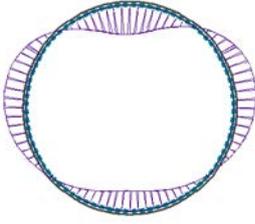
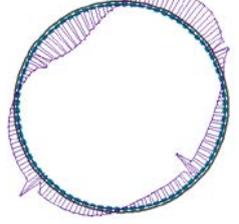
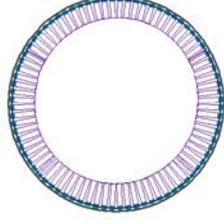
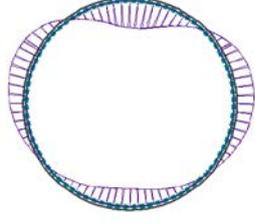
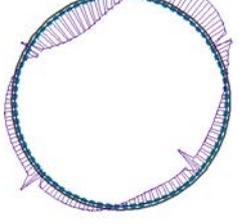
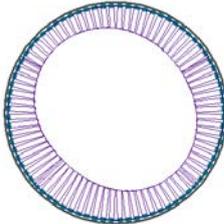
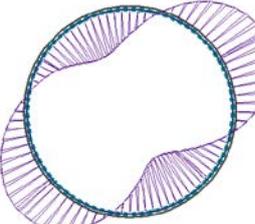
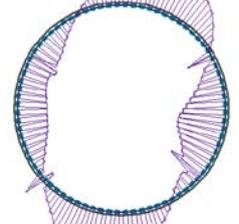


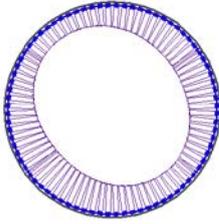
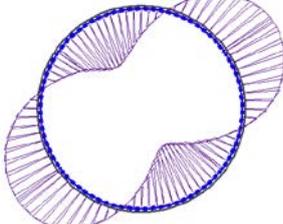
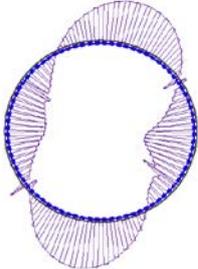
Spostamento Massimo: 146 mm

Azione sismica: $k_H=0.089$ $k_V=-0.045$

Durante lo scavo delle due canne della galleria Lonato si sviluppano zone plastiche all'intorno dello scavo. Gli elementi del terreno che giungono a plasticizzazione per taglio descrivono una corona circolare attorno ai singoli scavi. La zona plastica si estende per una distanza massima dal contorno di scavo di circa 2.5 m. Gli spostamenti al contorno dello scavo risultano limitati, per un valore di convergenza massima pari a 21 mm circa, al termine della realizzazione dell'opera.

7.6.1.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni

Stage	Canna	Sforzo normale [kN]			Momento flettente [kNm]			Sforzo tagliante [kN]		
5	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		516.8	3.2	25.8	395.2	52.7	1.1	516.8	3.2	25.8
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
395.1	52.3	5.5	484.7	-42.4	-1.7	432.8	-3.2	-23.6		
8	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		529.8	11.4	10.1	393.8	49.3	2.0	526.8	-2.3	24.5
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
	392.3	45.8	-6.8	475.5	-37.3	-1.3	411.6	5.5	-22.1	
	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		522.5	14.2	-7.9	392.2	43.1	0.9	513.3	0.7	25.1
N_{min}		$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}	
392.2	43.1	0.9	475.9	-34.8	-1.1	516.2	-7.8	-23.7		
9	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		770.0	-78.1	-12.1	521.3	89.8	6.1	523.9	3.5	38.4
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
396.7	66.4	15.8	637.6	-91.4	-2.0	709.5	-13.0	-43.0		

9	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		773.2	-78.1	-12.1	515.9	104.7	7.6	551.0	-9.7	44.8
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
358.4	91.4	13.2	666.1	-104.5	-7.3	702.0	-12.9	-49.3		

7.6.1.6. Verifiche statiche

I risultati delle verifiche statiche sono sintetizzati nella Tabella 7.5. Si sono tenuti in considerazione i seguenti parametri relativi ai singoli conci prefabbricati di rivestimento:

- Classe di resistenza del calcestruzzo: C35/45;
- Acciaio di armatura: tipo B450C;
- Dimensioni concio: spessore 45.0 cm, lunghezza 200.0 cm;
- Copriferro armature longitudinali: 40 mm;
- Armatura: circonferenziale 16+16 Φ 16.

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale. Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello. Da queste considerazioni si sono ottenuti i domini di interazione Sforzo Normale-Momento flettente. La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso il confronto tra le sollecitazioni ottenute dal modello numerico, opportunamente incrementate secondo i valori di normativa ($\gamma = 1.3$), e le resistenze di progetto.

Tutte le coppie Momento-Sforzo Normale delle sollecitazioni agenti sul rivestimento risultano ampiamente incluse nel dominio di resistenza.

La verifica a taglio viene condotta, in prima analisi, trascurando la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti, in favore di sicurezza. La verifica a Stato Limite Ultimo per le sollecitazioni taglianti viene ampiamente soddisfatta anche in questo caso, come è possibile notare dai grafici riportati nella Tabella 7.5. Le verifiche sono state condotte per i rivestimenti di ambedue le gallerie. Nel caso della prima canna scavata si è ripetuta l'analisi anche nella condizione transitoria antecedente allo scavo della seconda canna.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio vengono condotte con riferimento alle sollecitazioni risultanti dalla modellazione numerica (che rappresentano in questo caso sia la combinazione caratteristica sia la combinazione quasi permanente di calcolo delle azioni), senza l'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio di fessurazione risultano soddisfatte in tutte le sezioni. La maggior parte delle sezioni risultano interamente reagenti e/o compresse. Le sezioni meno compresse presentano in ogni caso apertura delle fessure inferiori a 0.2 mm (limite di normativa per le armature poco sensibili anche in condizioni ambientali classificate come molto aggressive). Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato condotto con le formulazioni presenti nell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1). Le verifiche di stato limite di esercizio di tensione risultano ovunque soddisfatte.

Doc. N.

Progetto
INOR

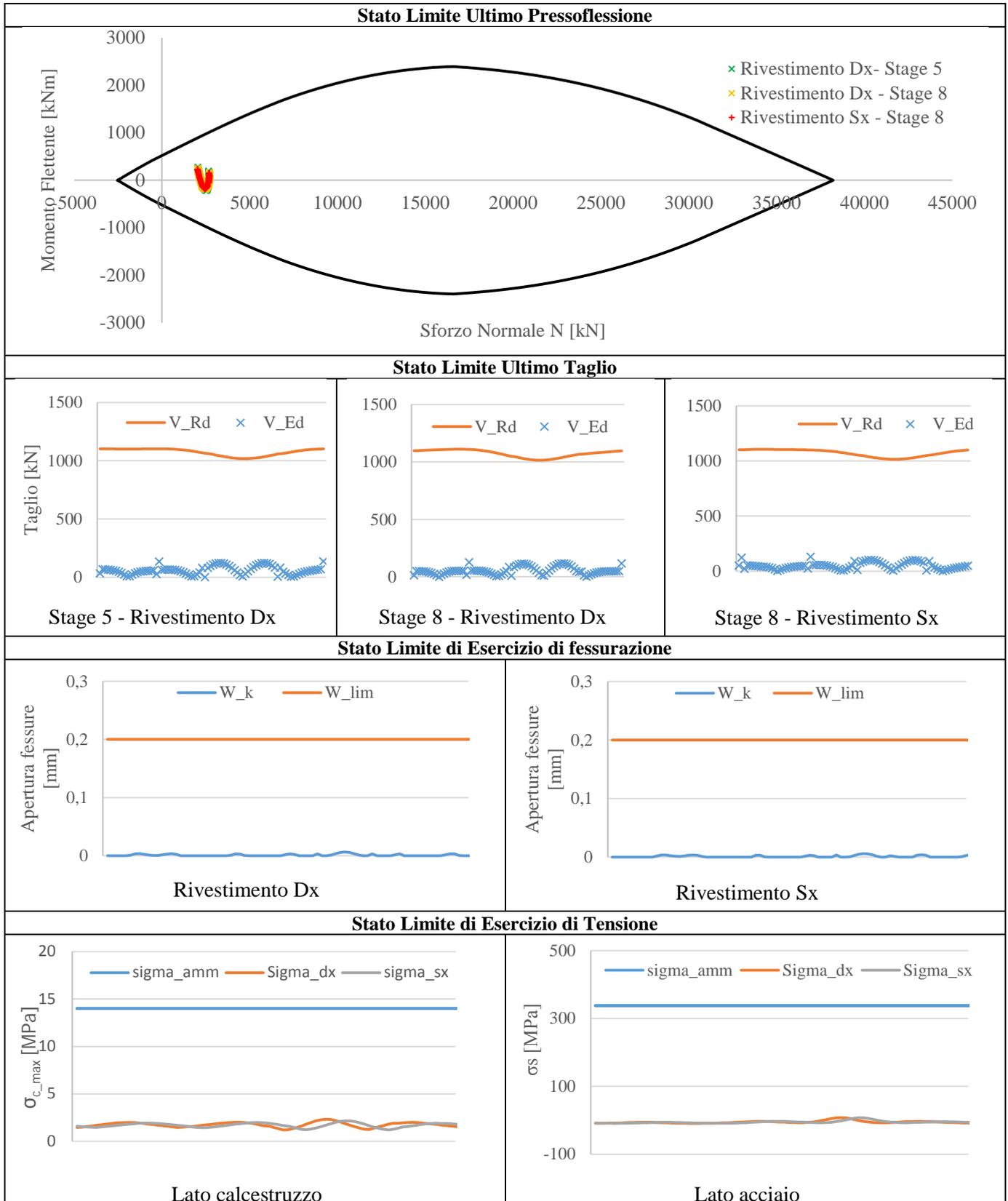
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
58 di 268

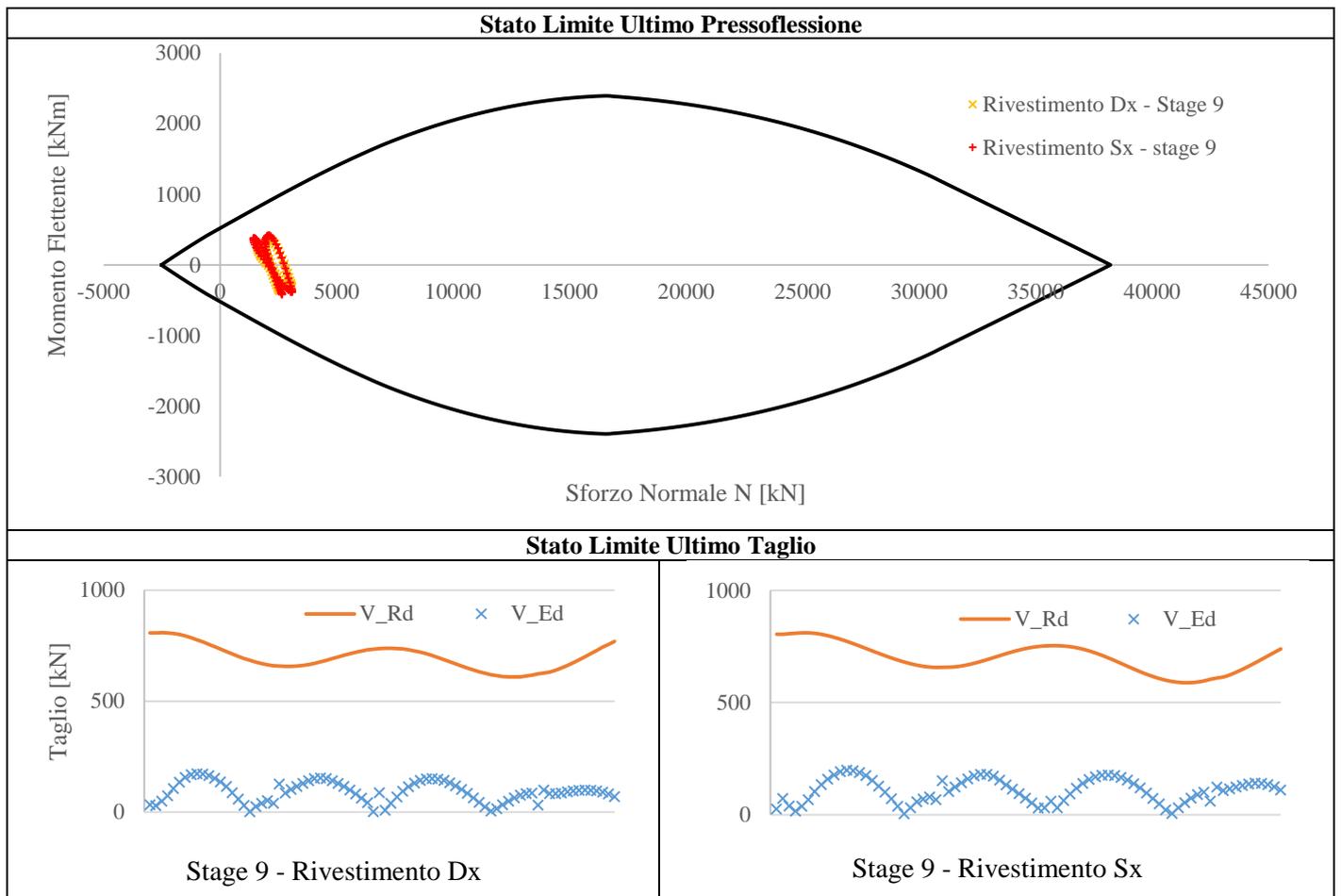
Tabella 7.5 – Verifiche statiche.



7.6.1.7. Verifiche in condizioni sismiche

I risultati delle verifiche in condizioni sismiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.6**.

Tabella 7.6 – Verifiche in combinazione sismica.



7.6.1.8. Cedimenti al piano campagna

Per quanto riguarda gli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto, in relazione alla realizzazione della sezione 1 alla progressiva Pk 116+500.000, si notano valori di cedimento ridotti di valore subcentimetrico. Le distorsioni indotte sulla piattaforma stradale sono pari a 1/800, ridotte a 1/1100 in previsione di interventi di consolidamento preventivo. Il valore massimo di cedimento verticale, secondo le previsioni di calcolo con il modello allo Stato Limite di Esercizio, risulta pari a circa 8 mm. Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato nella **Figura 7.3**

Figura 7.5, ove l'origine delle ascisse è stato convenzionalmente posto nel punto medio dell'interasse tra le due gallerie. Si riportano i profili di cedimento previsti in caso di scavo sia senza consolidamento, sia con consolidamento. Si nota la diminuzione dei bacini di subsidenza nel secondo caso, come confermato anche dai cedimenti e dalle inflessioni massime riportate in **Tabella 7.7**. L'impiego di interventi di consolidamento preventivo porta a una significativa riduzione (fino al 33%) dei cedimenti verticali e a una riduzione delle distorsioni globali della piattaforma stradale.

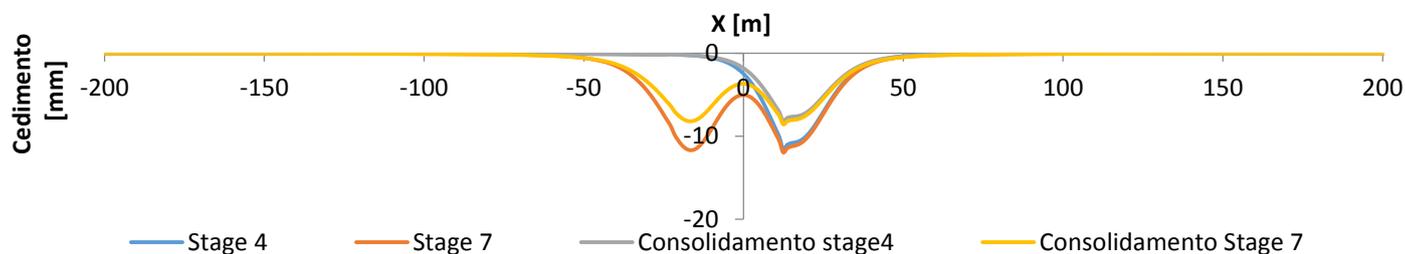


Figura 7.3 - Andamento dei cedimenti verticali al piano campagna sulla sezione 1.

Tabella 7.7 Tabella riassuntiva delle subsidenze indotte nella sezione 1.

	NON CONSOLIDATO		CONSOLIDATO	
	Cedimento massimo [mm]	Distorsione	Cedimento massimo [mm]	Distorsione
Carreggiata Direzione Torino	12	1/9000	8	1/10925
Carreggiata direzione Trieste	12	1/2625	9	1/3625

7.6.2. Sezione 2 – Progressiva Pk 116+600,000

La sezione 2, corrispondente alla progressiva 116+600.000, interessa anch'essa il sotto-attraffersamento dell'Autostrada A4, in particolare per la canna sinistra del tunnel pertanto, oltre al peso del terreno naturalmente presente sulla sezione di calcolo, è stato aggiunto il carico massimo dovuto al traffico su entrambe la carreggiate dell'autostrada, pari a 9 kPa. Similmente alla sezione 1, l'autostrada nel tratto di interesse risulta essere in trincea (circa 3 m) rispetto al piano campagna circostante.

7.6.2.1. Geometria

Il modello numerico di calcolo della sezione 2 è finalizzato all'analisi tenso-deformativa dello scavo delle gallerie nella porzione con copertura molto bassa e compresa tra 13 e 16 m rispettivamente per la canna sinistra e la canna destra del tunnel, nonché per valutare gli effetti deformativi in superficie e l'interazione con l'infrastruttura autostradale.

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo triangolare con elementi a 6 nodi. L'infittimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi indotti dalla realizzazione delle opere. I bordi esterni del modello sono posti a distanza tale da non influenzare la soluzione nell'area di interesse del problema. Si sono poi vincolati gli spostamenti orizzontali lungo i bordi verticali esterni e gli spostamenti sia orizzontali sia verticali lungo il bordo inferiore del modello. Il bordo superiore del modello restituisce nella zona di interesse l'andamento di massima della superficie topografica (nota da rilievo) ed è rappresentato da un contorno libero nei movimenti sia orizzontali sia verticali.

Il modello così realizzato risulta avere le seguenti caratteristiche dimensionali riportate nella Tabella 7.8.

Tabella 7.8– Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico rappresentativo della sezione 2.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
2 – Pk 116+600.000	640x122	36630

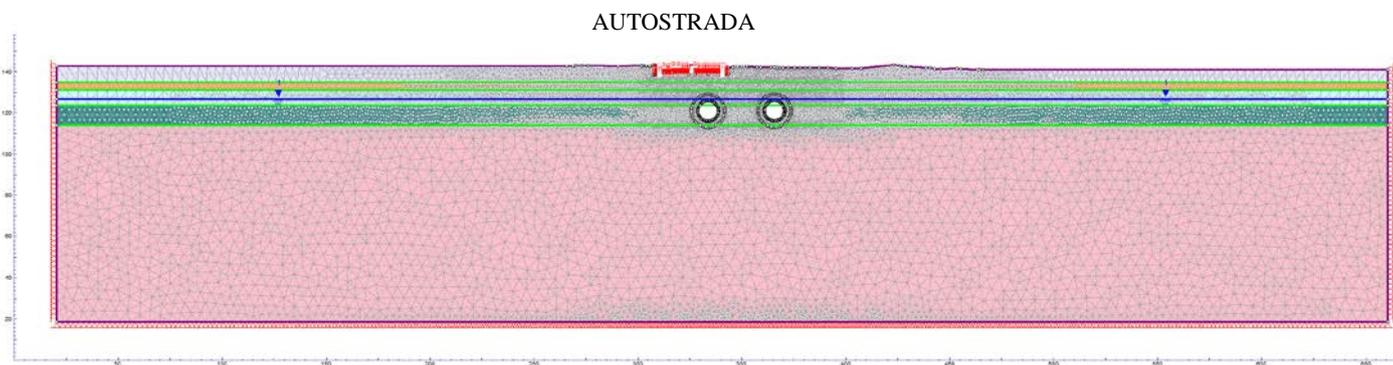


Figura 7.4– Modello numerico rappresentativo della sezione 2 Pk 116+600.000.

7.6.2.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 2 (Pk 116+600.000) utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella Tabella 7.9.

Tabella 7.9 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 2.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	4	A	19.5	41.0	6.8	0.60	65	0.3
4	8	B	19.5	40.0	6.7	0.56	75	0.3
8	15	C	19.5	39.5	6.6	0.51	145	0.3
15	25	D	19.5	39.0	6.5	0.52	175	0.3
>25		E	19.5	38.5	6.4	0.46	220	0.3

La falda freatica è stata considerata giacente ad una quota pari a 136.95 m s.l.m. ovvero ad una profondità di -12 m rispetto alla quota del piano campagna che a sua volta è collocato ad una quota di 148.95 m s.l.m

L'estradosso delle gallerie, situate ad una profondità pari a 12.89 m (canna sinistra) e 15.98 m (canna destra) interessano, similmente alla sezione 1, lo strato C nella zona della calotta mentre nella zona dei piedritti e dell'arco rovescio lo strato D. Per l'intero modello è stato pertanto adottato nel calcolo delle tensioni geostatiche il coefficiente di spinta a riposo K_0 pari a 0.52 per l'intero modello, corrispondente al valore di K_0 medio tra i due strati.

7.6.2.3. Fasi di calcolo adottate

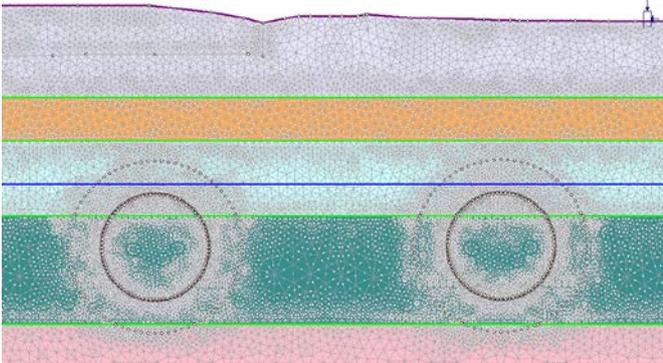
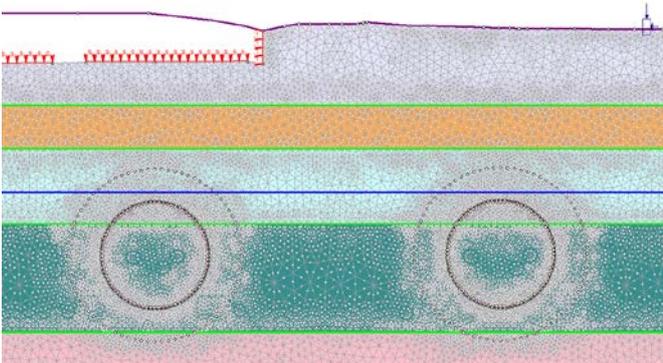
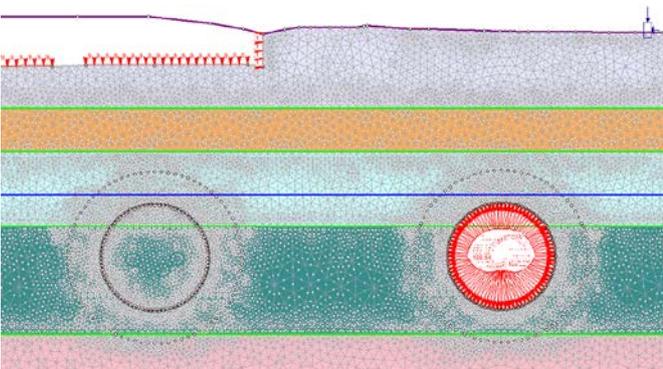
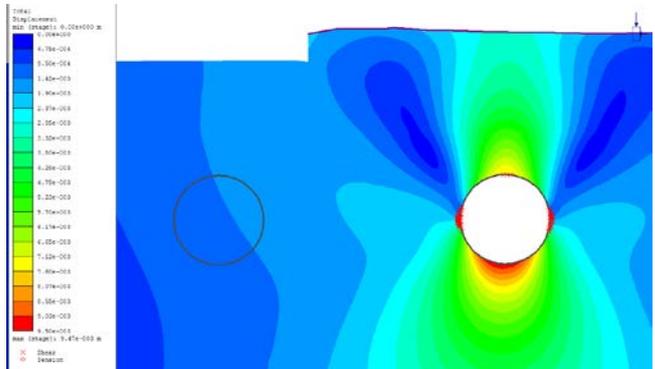
Le fasi di calcolo per la sezione 2 sono le medesime adottate per la sezione 1.

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo si è riprodotto lo stato tensionale indotto dai carichi gravitazionali del terreno. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.
- **STAGE 2 – Realizzazione dell'autostrada.** In questo stage è stata riprodotta la realizzazione dello scavo per la trincea dell'autostrada A4 e sono stati applicati su entrambe le carreggiate i carichi generati dal traffico pari a 9 kPa. In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa fase di calcolo.
- **STAGE 3 – Scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 4 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione nel tunnel di destra.** In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5$ MPa) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 5 – Completamento scavo galleria destra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000$ MPa), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 6 – Scavo del tunnel di sinistra.** In analogia a quanto previsto per lo stage 3, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 7 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra.** Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente ad un ulteriore rilascio pari a 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5$ MPa) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 8 – Fine scavo galleria sinistra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000$ MPa), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 9 – Condizione sismica.** In questa fase vengono applicate le sollecitazioni derivanti dal sisma, secondo l'approccio pseudostatico, così come descritto nel paragrafo 7.5.

7.6.2.4. Analisi dei risultati

Nella Tabella 7.10 si riportano i risultati inerenti agli spostamenti e l'evoluzione delle zone plastiche nei successivi stage di calcolo.

Tabella 7.10 – Risultati delle analisi.

Stage di calcolo	Spostamenti e zone plasticizzate
<p>Stage 1</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo sono finalizzati a riprodurre lo stato tensionale iniziale, gravato dalle sole condizioni geostatiche.</p>
<p>Stage 2</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo vengono annullati al termine di questa fase di calcolo finalizzata a riprodurre lo stato tensionale dopo la realizzazione dello scavo della trincea autostradale e l'applicazione dei carichi generati dal traffico veicolare.</p>
<p>Stage 3</p> 	<p>Spostamento Massimo: 9 mm</p> 

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

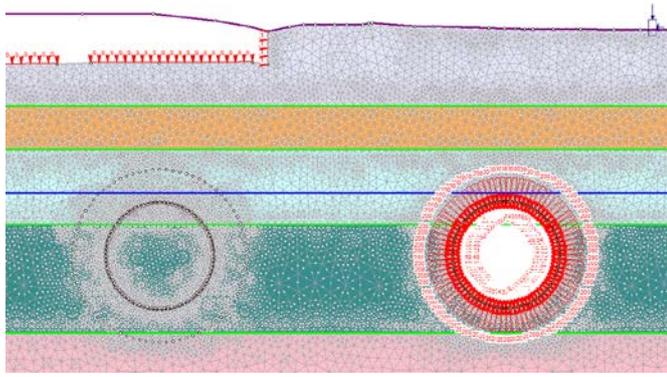
Rev.
A

Foglio
65 di 268

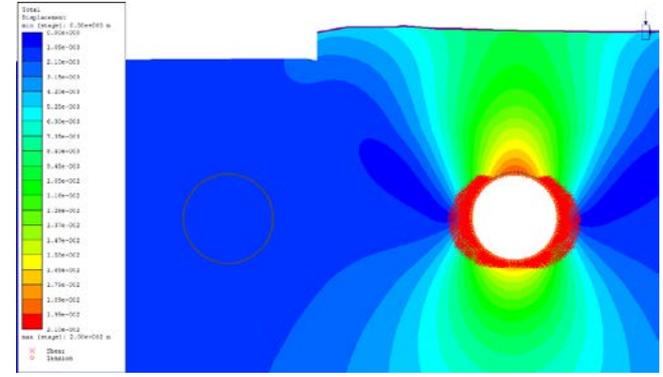
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

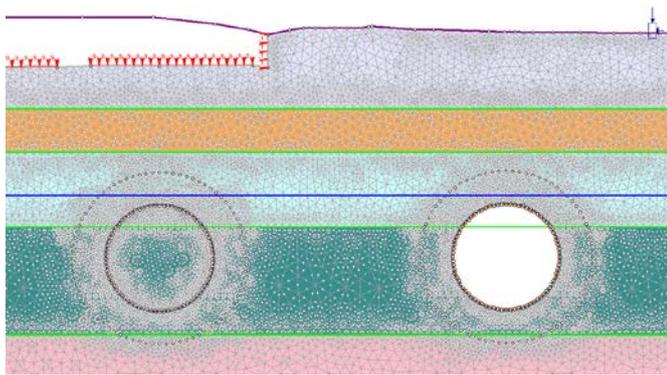
Stage 4



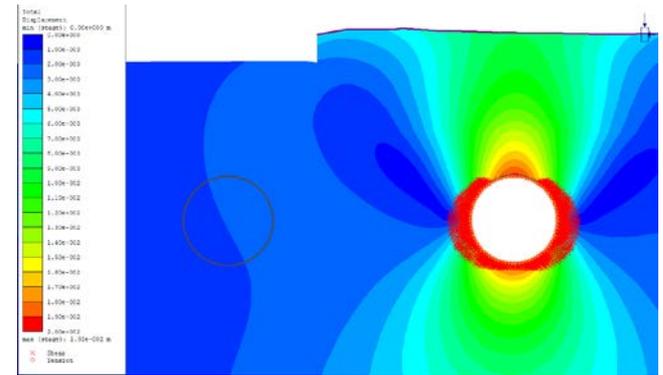
Spostamento Massimo: 20 mm



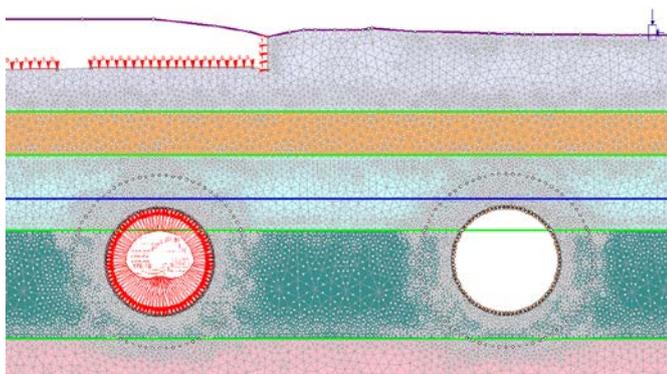
Stage 5



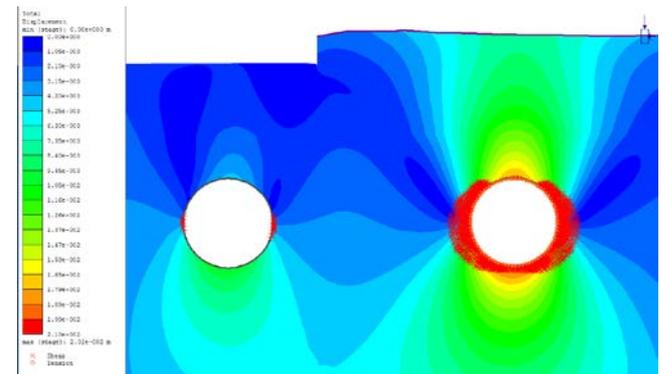
Spostamento Massimo: 20 mm



Stage 6



Spostamento Massimo: 20 mm



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

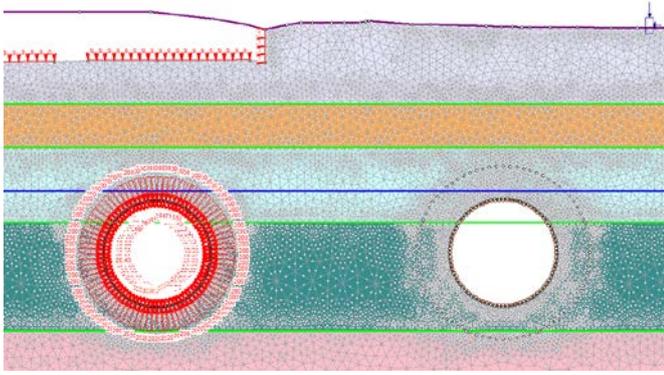
Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
66 di 268

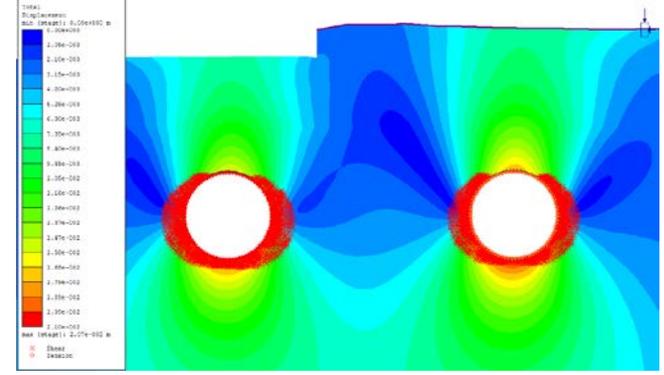
Stage di calcolo

Stage 7



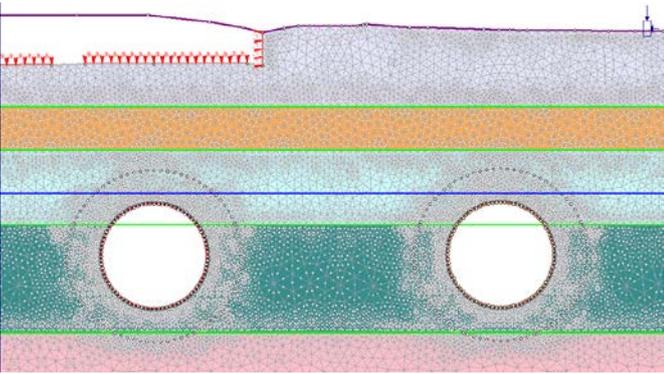
Spostamenti e zone plasticizzate

Spostamento Massimo: 21 mm



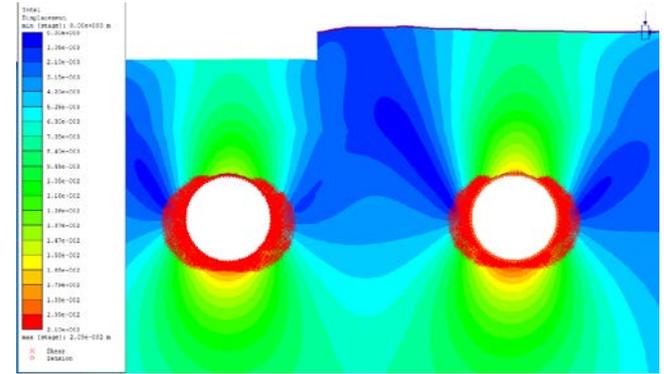
Stage di calcolo

Stage 8

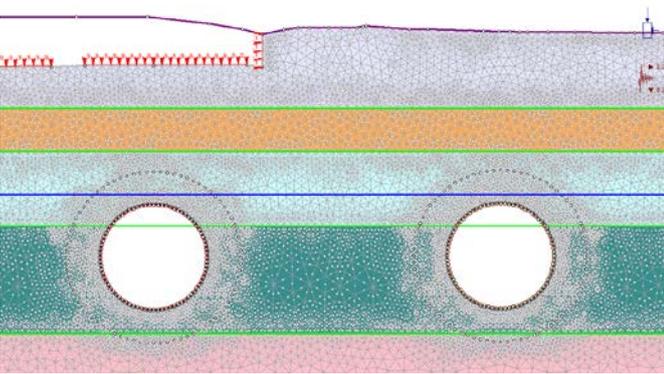


Spostamenti e zone plasticizzate

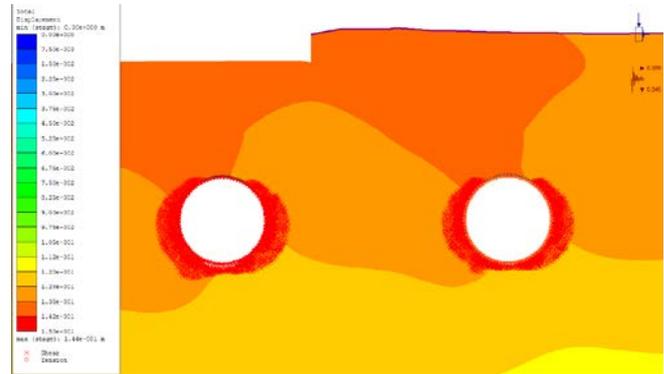
Spostamento Massimo: 21 mm



Stage 9



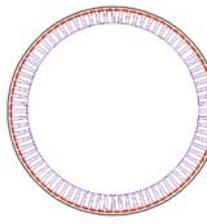
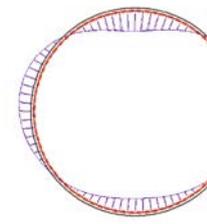
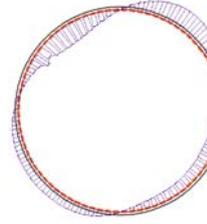
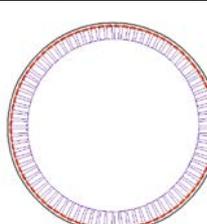
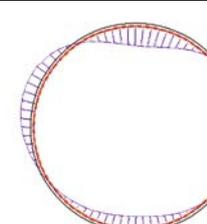
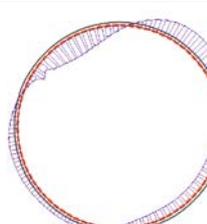
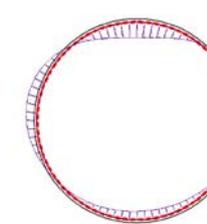
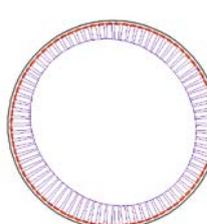
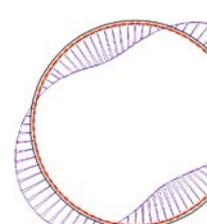
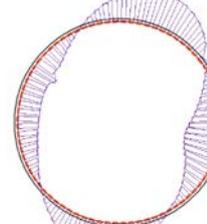
Spostamento Massimo: 144 mm



Azione sismica: $k_h=0.089$ $k_v=-0.045$

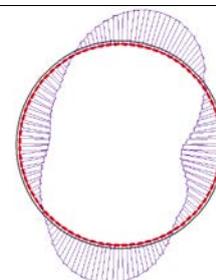
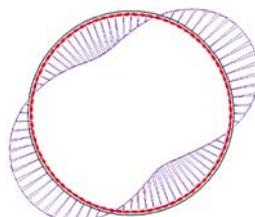
Durante lo scavo delle due canne della galleria Lonato si sviluppano zone plastiche all'intorno dello scavo. Gli elementi del terreno che giungono a plasticizzazione per taglio sono situati prevalentemente sui piedritti delle due gallerie. La zona plastica si estende per una distanza massima dal contorno di scavo di circa 2.5 m. Gli spostamenti al contorno dello scavo risultano limitati, per un valore di convergenza massima pari a 20 mm circa, al termine della realizzazione dell'opera.

7.6.2.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento

Stage	Canna	Sforzo normale [kN]			Momento flettente [kNm]			Sforzo tagliante [kN]		
5	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		556.0	-0.3	12.9	436.2	54.5	2.4	455.9	17.0	23.7
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
436.2	53.6	7.1	528.2	-43.2	-2.8	468.4	7.3	-24.2		
8	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		573.1	6.4	11.5	430.8	53.5	2.9	467.6	13.2	24.9
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
	429.1	50.1	-6.8				450.9	7.8	-23.2	
	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		530.5	18.3	5.0	408.2	43.5	1.6	425.3	13.7	19.0
N_{min}		$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}	
408.2	42.9	5.5	493.6	-35.9	-0.4	436.9	3.7	-20.3		
9	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		824.8	-78.8	-14.6	565.9	93.5	1.2	570.6	1.8	41.9
N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}		
433.6	78.2	16.5	696.2	-99.1	-9.2	752.8	-8.8	-45.4		

9

Sx



N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
774.4	-90.0	-15.1	520.3	104.4	4.9	553.9	-5.1	47.9
N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
356.5	91.5	12.5	667.6	-107.7	-2.1	687.4	1.7	-46.6

7.6.2.6. Verifiche statiche

Si sono tenuti in considerazione i seguenti parametri relativi ai singoli conci prefabbricati di rivestimento:

- Classe di resistenza del calcestruzzo: C35/45;
- Acciaio di armatura: tipo B450C;
- Dimensioni conico: spessore 45.0 cm, lunghezza 200.0 cm;
- Copriferro armature longitudinali: 40 mm;
- Armatura: circonferenziale 16+16 Φ 16.

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale. Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello. Da queste considerazioni si sono ottenuti i domini di interazione Sforzo Normale-Momento flettente. La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso il confronto tra le sollecitazioni ottenute dal modello numerico, opportunamente incrementate secondo i valori di normativa ($\gamma = 1.3$), e le resistenze di progetto.

Tutte le coppie Momento-Sforzo Normale delle sollecitazioni agenti sul rivestimento risultano ampiamente incluse nel dominio di resistenza.

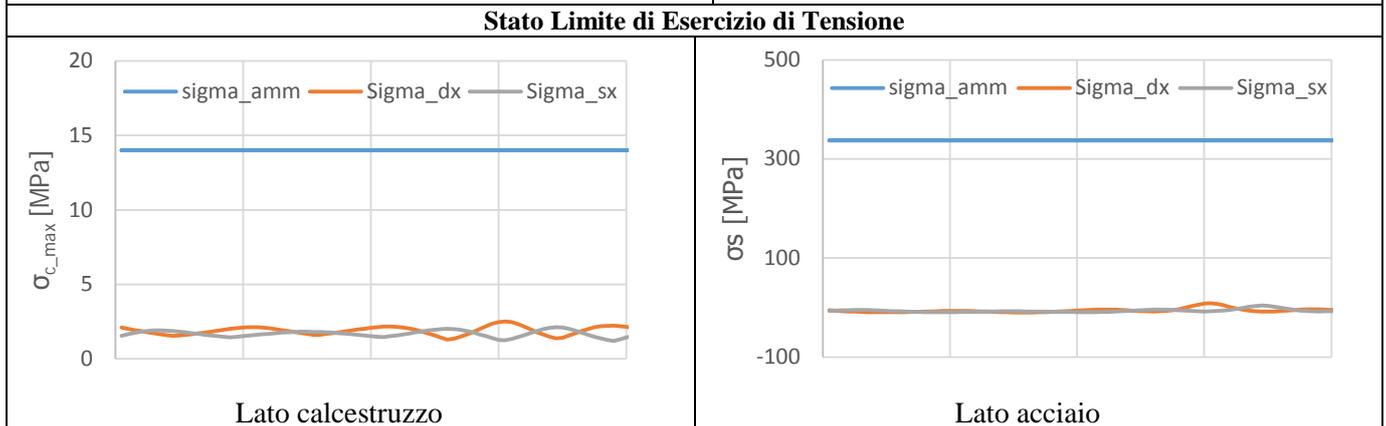
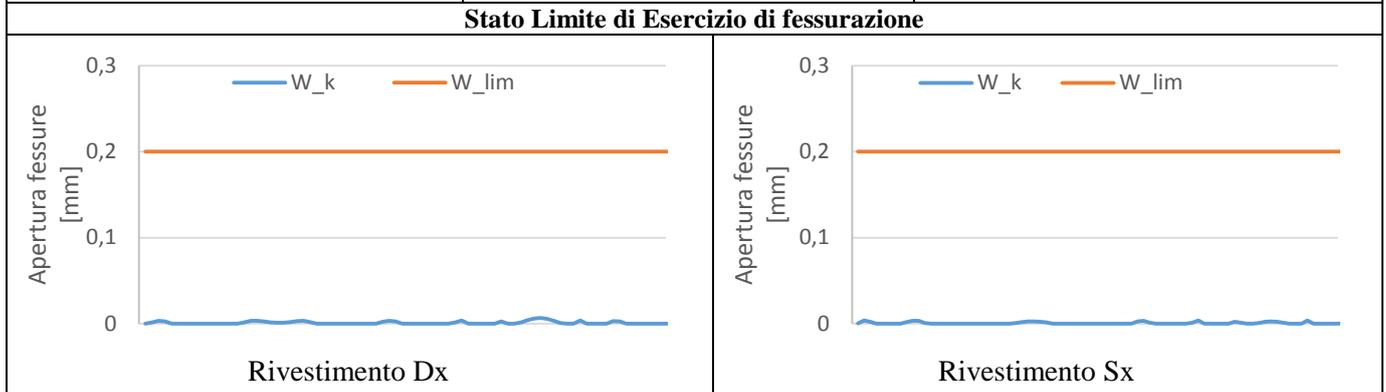
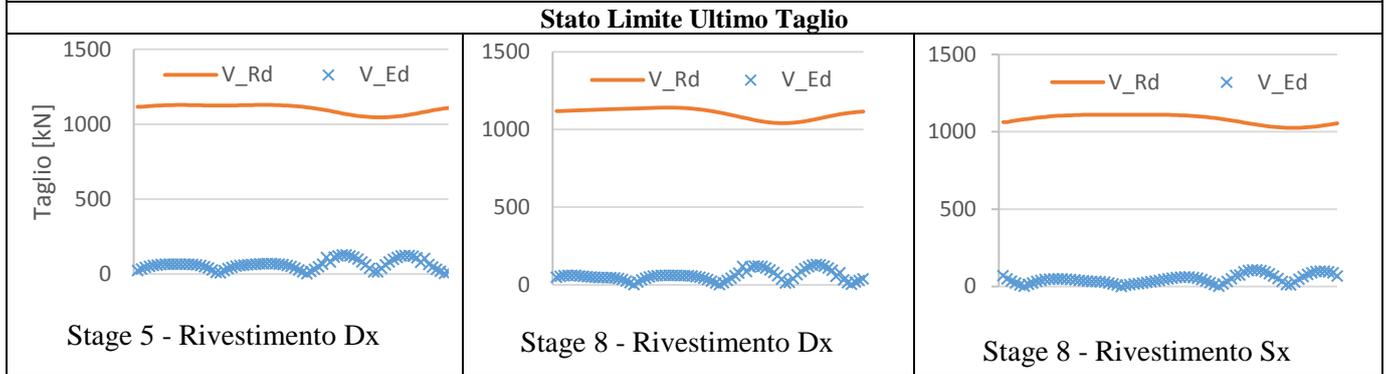
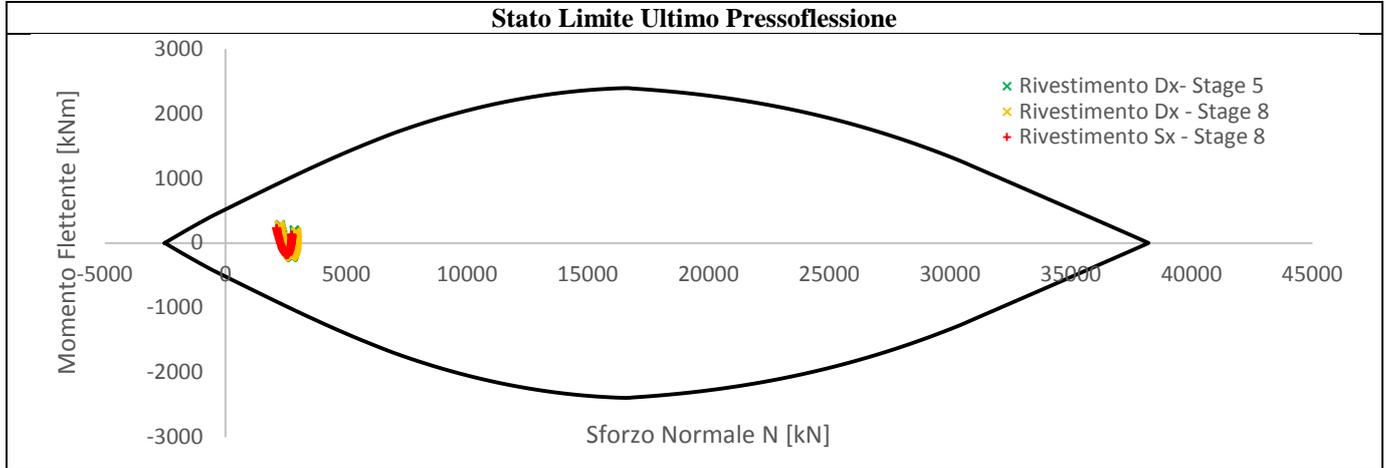
La verifica a taglio viene condotta, in prima analisi, trascurando la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti, in favore di sicurezza. La verifica a Stato Limite Ultimo per le sollecitazioni taglianti viene ampiamente soddisfatta anche in questo caso, come è possibile notare dai grafici riportati nella Tabella 7.11. Le verifiche sono state condotte per i rivestimenti di ambedue le gallerie. Nel caso della prima canna scavata si è ripetuta l'analisi anche nella condizione transitoria antecedente allo scavo della seconda canna.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio vengono condotte con riferimento alle sollecitazioni risultanti dalla modellazione numerica (che rappresentano in questo caso sia la combinazione caratteristica sia la combinazione quasi permanente di calcolo delle azioni), senza l'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio di fessurazione risultano soddisfatte in tutte le sezioni. La maggior parte delle sezioni risultano interamente reagenti e/o compresse. Le sezioni meno compresse presentano in ogni caso apertura delle fessure inferiori a 0.2 mm (limite di normativa per le armature poco sensibili anche in condizioni ambientali classificate come molto aggressive). Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato condotto con le formulazioni presenti nell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1).

Le verifiche di stato limite di esercizio di tensione risultano ovunque soddisfatte.

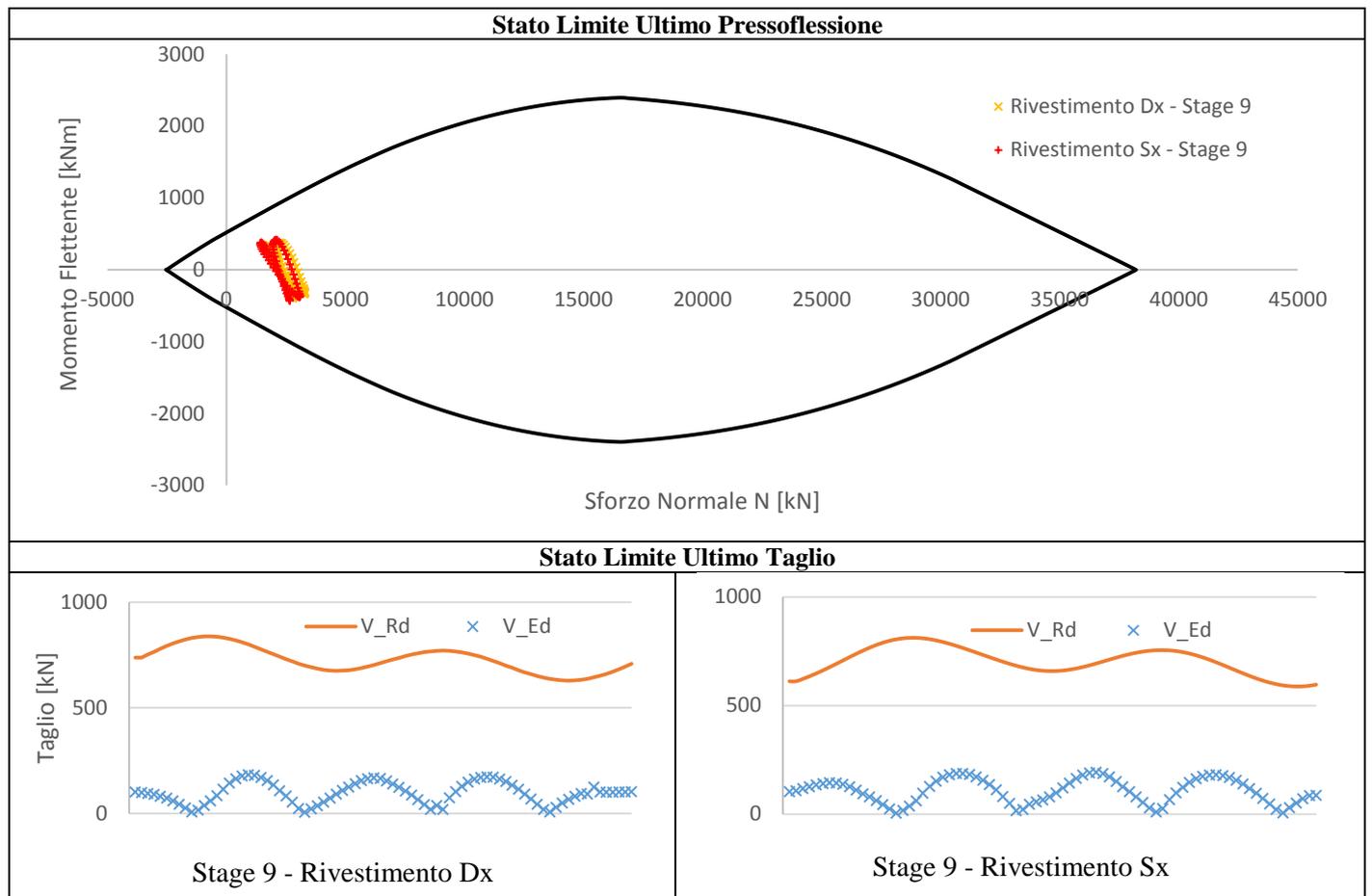
Tabella 7.11 – Verifiche statiche.



7.6.2.7. Verifiche in condizioni sismiche

I risultati delle verifiche in condizioni sismiche sono sintetizzati nella Tabella 7.12.

Tabella 7.12 – Verifiche in combinazione sismica.



7.6.2.8. Cedimenti al piano campagna

Per quanto riguarda gli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto, in relazione alla realizzazione della sezione 2 alla progressiva Pk 116+600.000 si notano valori di cedimento ridotti di valore subcentimetrico. Le distorsioni indotte sulla piattaforma stradale sono pari a 1/1000, ridotte a 1/1600 in previsione di interventi di consolidamento preventivo. Il valore massimo di cedimento verticale, secondo le previsioni di calcolo con il modello allo Stato Limite di Esercizio, risulta pari a circa 12 mm. Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato nella Figura 7.5, ove l'origine delle ascisse è stato convenzionalmente posto nel punto medio dell'interasse tra le due gallerie. L'impiego di interventi di consolidamento preventivo porta a una significativa riduzione (fino al 33%) dei cedimenti verticali e a una riduzione delle distorsioni globali della piattaforma stradale.

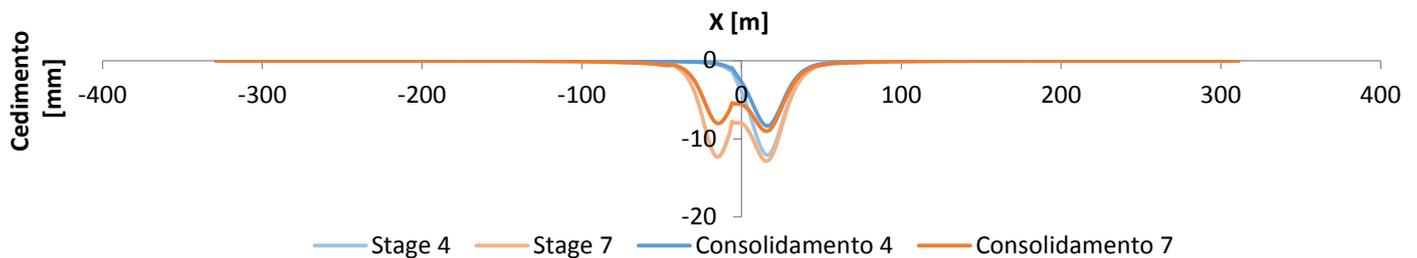


Figura 7.5- Andamento dei cedimenti verticali al piano campagna sulla sezione 2.

Tabella 7.13 Tabella riassuntiva delle subsidenze indotte nella sezione 2.

	NON CONSOLIDATO		CONSOLIDATO	
	Cedimento massimo [mm]	Distorsione	Cedimento massimo [mm]	Distorsione
Carreggiata Direzione Torino	6	1/2600	4	1/4250
Carreggiata direzione Trieste	12	1/50000	8	1/23000

7.6.3. Sezione 3 – Progressiva Pk 116+770,000

La sezione 3, corrispondente alla progressiva 116+770.000, interessa ancora marginalmente l'Autostrada A4, posizionata circa 15 m più a N rispetto alla canna sinistra del tunnel. Similmente alle sezioni 1 e 2, l'autostrada nel tratto di interesse risulta essere in trincea (circa 4 m) rispetto al piano campagna circostante. In corrispondenza della canna destra del tunnel in superficie sono invece presenti due corpi di fabbrica di un edificio residenziale/servizi di 2 piani. Oltre quindi al peso del terreno naturalmente presente sulla sezione di calcolo, è stato aggiunto il carico massimo dovuto al traffico su entrambe la carreggiate dell'autostrada, pari a 9 kPa, nonché il peso degli edifici pari a 50 kPa lungo le rispettive impronte di terreno.

7.6.3.1. Geometria

Il modello numerico di calcolo della sezione 3 è finalizzato all'analisi tenso-deformativa dello scavo delle gallerie nella porzione con copertura molto bassa e compresa tra 16 e 13 m rispettivamente per la canna sinistra e per la canna destra del tunnel, nonché per valutare gli effetti deformativi in superficie e l'interazione con gli edifici presenti e, marginalmente con l'infrastruttura autostradale.

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo triangolare con elementi a 6 nodi. L'infittimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi indotti dalla realizzazione delle opere. I bordi esterni del modello sono posti a distanza tale da non influenzare la soluzione nell'area di interesse del problema. Si sono poi vincolati gli spostamenti orizzontali lungo i bordi verticali esterni e gli spostamenti sia orizzontali sia verticali lungo il bordo inferiore del modello. Il bordo superiore del modello restituisce nella zona di interesse l'andamento di massima della superficie topografica (nota da rilievo) ed è rappresentato da un contorno libero nei movimenti sia orizzontali sia verticali.

Il modello così realizzato risulta avere le seguenti caratteristiche dimensionali riportate nella **Tabella 7.14**.

Tabella 7.14– Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico rappresentativo della sezione 3.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
3 – Pk 116+770.000	120x640	26295

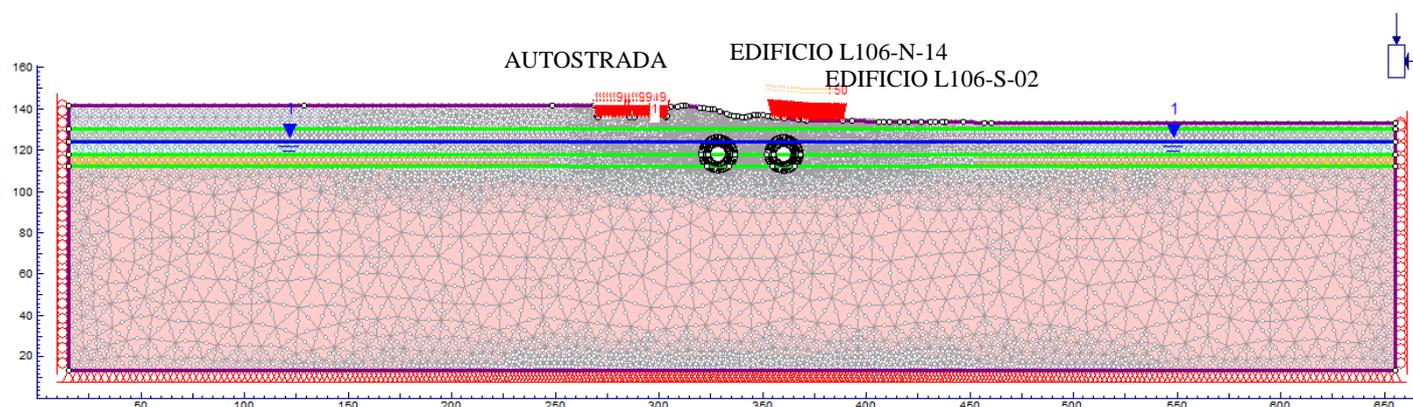


Figura 7.6– Modello numerico rappresentativo della sezione 3 Pk 116+770.000.

7.6.3.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 3 (Pk 116+770.000) utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella **Tabella 7.3**.

Tabella 7.15 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 3.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	6	A	19.0	40.0	6.7	0.62	80	0.3
6	12	B	19.0	41.0	6.8	0.54	150	0.3
12	18	C	19.0	40.0	6.7	0.51	130	0.3
18	24	D	19.0	38.5	6.4	0.53	180	0.3
>24		E	19.5	40.0	6.7	0.50	220	0.3

La falda freatica è stata considerata giacente ad una quota pari a 136.40 m s.l.m. ovvero ad una profondità di -12 m rispetto alla quota del piano campagna che a sua volta è collocato ad una quota di 148.40 m s.l.m

L'estradosso delle gallerie, situate ad una profondità pari a 15.78 m (canna sinistra) e 13.83 m (canna destra) interessano, similmente alla sezione 1, lo strato C nella zona della calotta mentre nella zona dei piedritti e lo strato D dell'arco rovescio. È stato pertanto adottato nel calcolo delle tensioni geostatiche il coefficiente di spinta a riposo K_0 pari a 0.52 per l'intero modello, corrispondente al valore medio di K_0 tra i due strati.

7.6.3.3. Fasi di calcolo adottate

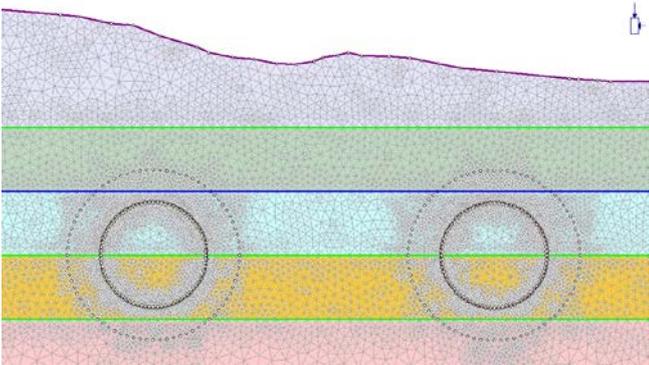
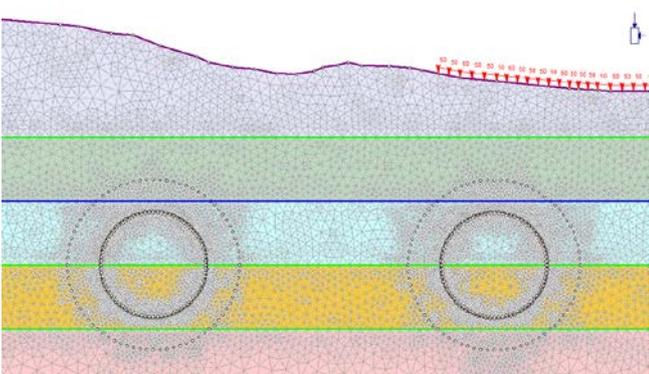
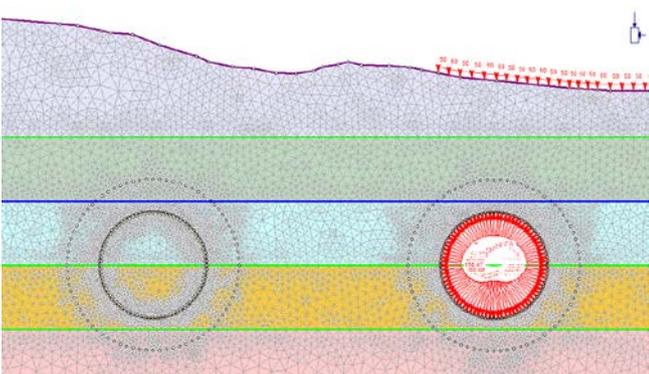
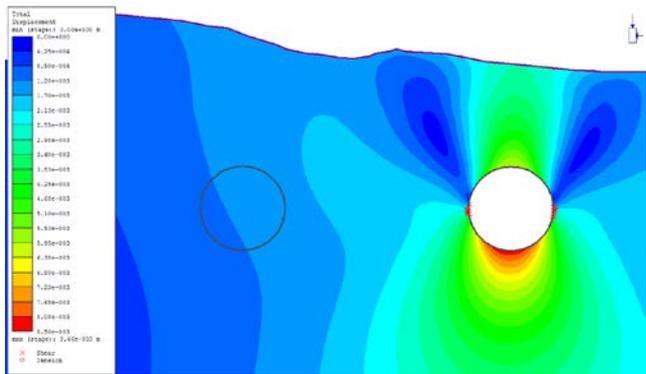
Le fasi di calcolo per la sezione 3 sono le medesime adottate per le sezioni precedenti.

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo si è riprodotto lo stato tensionale indotto dai carichi gravitazionali del terreno. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.
- **STAGE 2 – Realizzazione dell'autostrada.** In questo stage è stata riprodotta la realizzazione dello scavo per la trincea dell'autostrada A4 e sono stati applicati su entrambe le carreggiate i carichi generati dal traffico pari a 9 kPa. Unitamente allo scavo della trincea autostradale ed all'applicazione dei carichi generati dal traffico, sulla superficie topografica è stato applicato il peso dell'edificio di due piani (50 kPa) in corrispondenza delle relative impronta. In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa fase di calcolo.
- **STAGE 3 – Scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 4 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione nel tunnel di destra.** In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 5 – Completamento scavo galleria destra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 6 – Scavo del tunnel di sinistra.** In analogia a quanto previsto per lo stage 3, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 7 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra.** Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente ad un ulteriore rilascio pari a 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 8 – Fine scavo galleria sinistra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 9 – Condizione sismica.** In questa fase vengono applicate le sollecitazioni derivanti dal sisma, secondo l'approccio pseudostatico, così come descritto nel paragrafo 7.5.

7.6.3.4. Analisi dei risultati

Nella **Tabella 7.16** si riportano i risultati inerenti agli spostamenti e l'evoluzione delle zone plastiche nei successivi stage di calcolo.

Tabella 7.16– Risultati delle analisi.

Stage di calcolo	Spostamenti e zone plasticizzate
<p>Stage 1</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo sono finalizzati a riprodurre lo stato tensionale iniziale, gravato dalle sole condizioni geostatiche.</p>
<p>Stage 2</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo vengono annullati al termine di questa fase di calcolo, finalizzata a riprodurre lo stato tensionale dopo la realizzazione dello scavo della trincea autostradale, l'applicazione dei carichi generati dal traffico veicolare ed il peso dell'edificio</p>
<p>Stage 3</p> 	<p>Spostamento Massimo: 9 mm</p> 

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

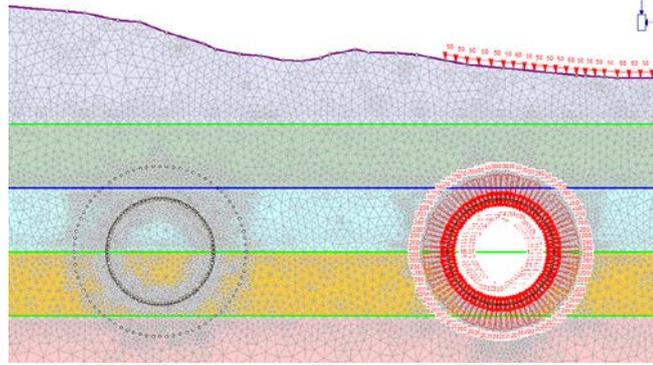
Rev.
A

Foglio
76 di 268

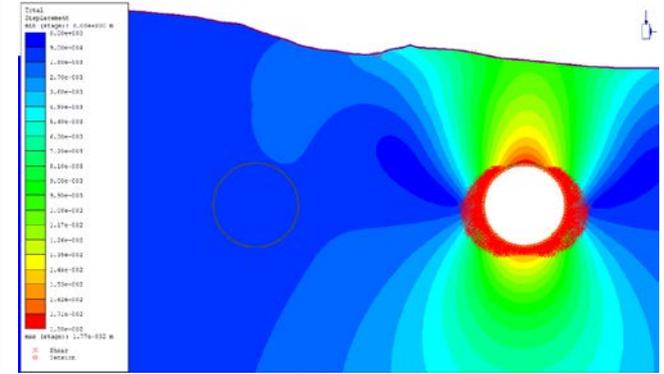
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

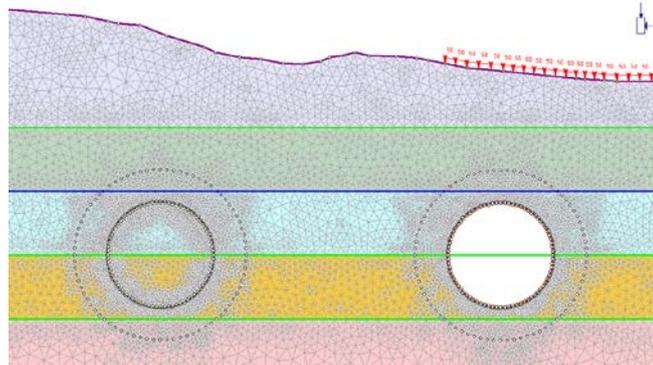
Stage 4



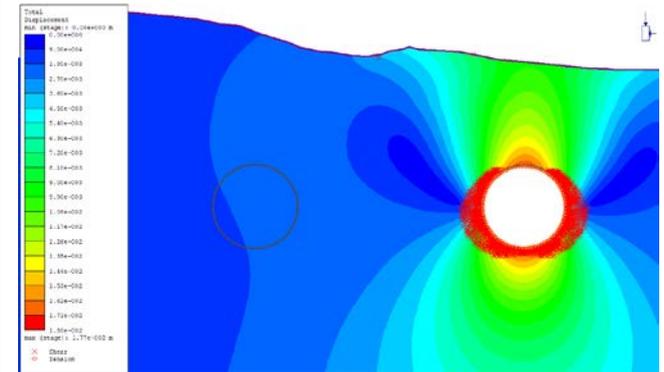
Spostamento Massimo: 18 mm



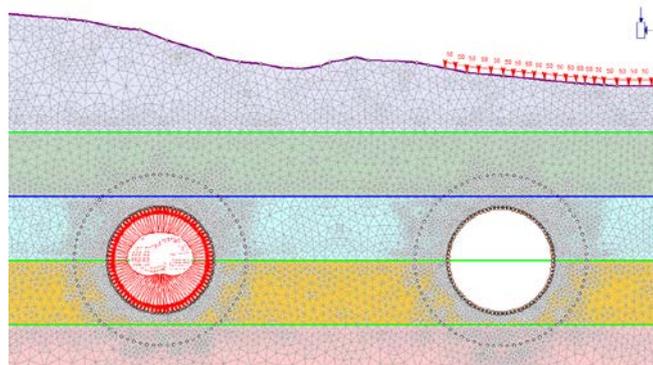
Stage 5



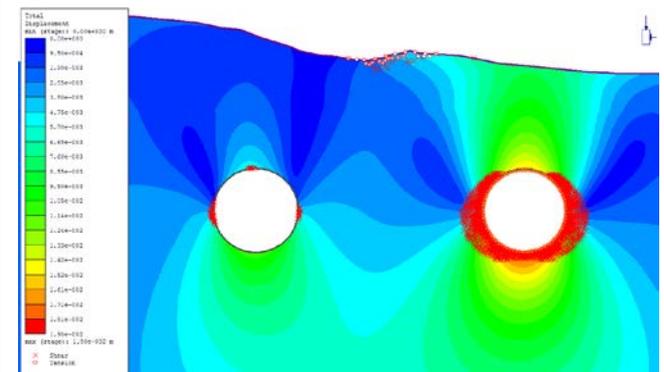
Spostamento Massimo: 18 mm



Stage 6



Spostamento Massimo: 19 mm



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

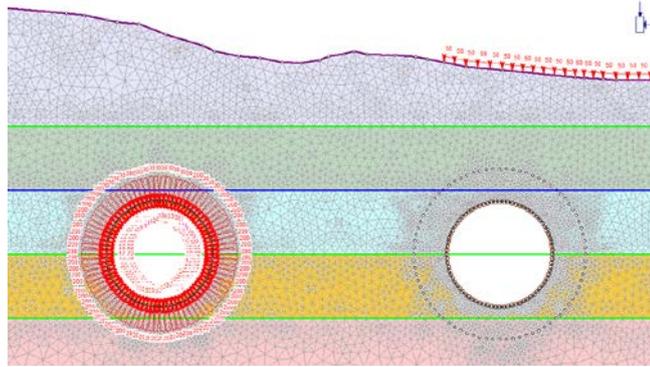
Rev.
A

Foglio
77 di 268

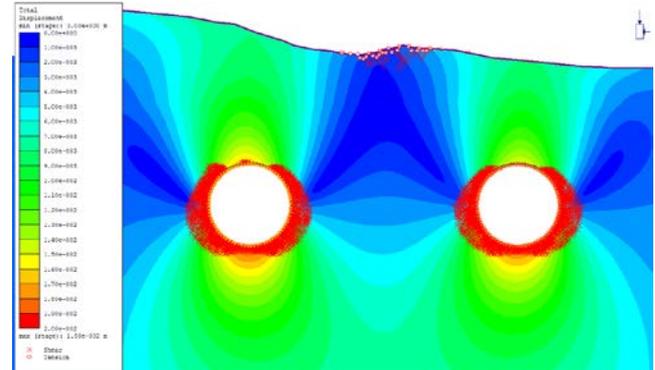
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

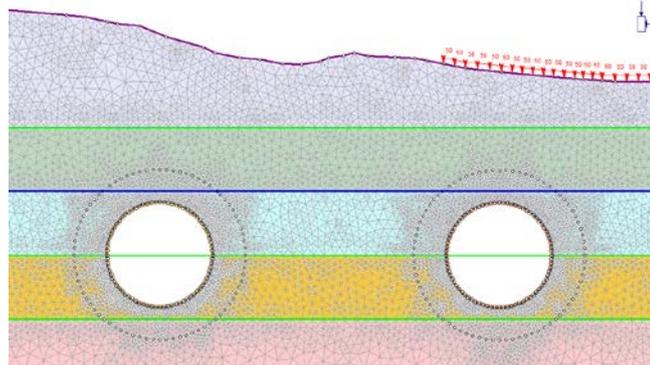
Stage 7



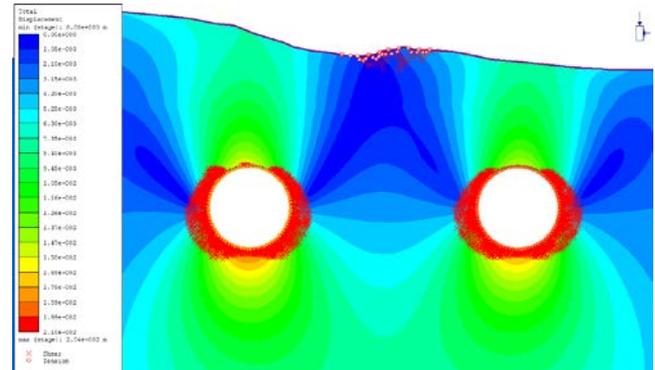
Spostamento Massimo: 20 mm



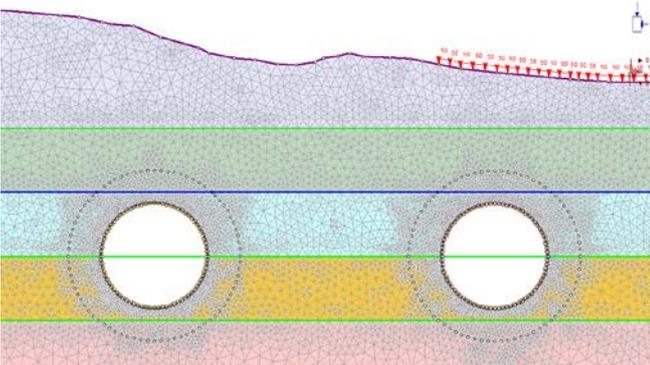
Stage 8



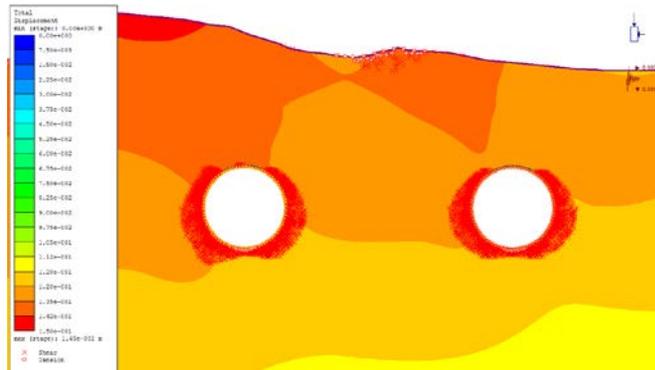
Spostamento Massimo: 20 mm



Stage 9



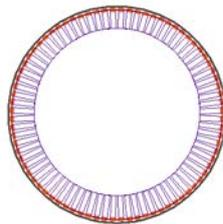
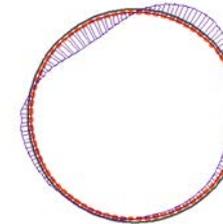
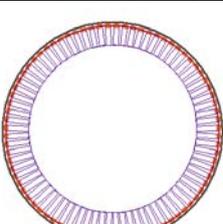
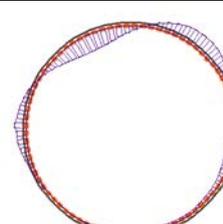
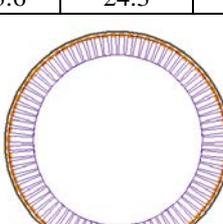
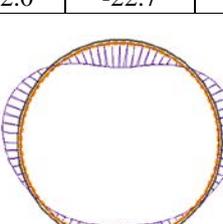
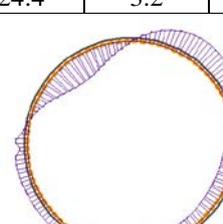
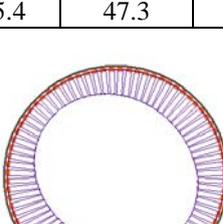
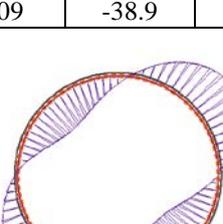
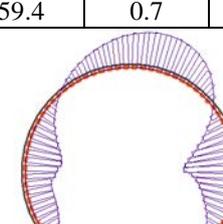
Spostamento Massimo: 145 mm



Azione sismica: $k_h=0.089$ $k_v=-0.045$

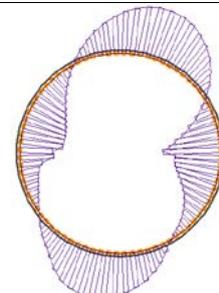
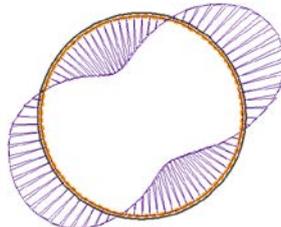
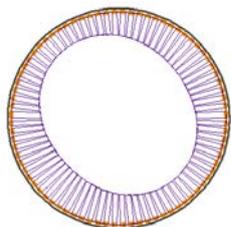
Durante lo scavo delle due canne della galleria Lonato si sviluppano zone plastiche all'intorno dello scavo. Gli elementi del terreno che giungono a plasticizzazione per taglio descrivono una corona circolare con la sola esclusione della zona di calotta e una riduzione della fascia plastica all'arco rovescio. La zona plastica si estende per una distanza massima dal contorno di scavo di circa 2.9 m. Gli spostamenti al contorno dello scavo risultano limitati, per un valore di convergenza massima pari a 20 mm circa, al termine della realizzazione dell'opera.

7.6.3.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento

Stage	Canna	Sforzo normale [kN]			Momento flettente [kNm]			Sforzo tagliante [kN]		
5	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		525.3	13.2	-1.8	406.6	34.4	2.0	422.5	7.9	16.1
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
406.6	34.4	2.0	473.4	-27.1	-0.9	431.8	2.9	-16.2		
8	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		550.8	8.1	-1.0	414.5	27.6	0.1	437.0	6.7	14.3
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
	413.6	24.3	-5.6	472.0	-22.7	-0.4	424.4	3.2	-13.1	
	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		546.1	8.8	-8.7	425.4	47.3	2.5	444.5	13.2	21.6
N_{min}		$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}	
425.4	47.3	2.5	509	-38.9	-2.0	459.4	0.7	-20.3		
9	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		810.9	-75.7	-6.0	544.1	77.6	0.4	574.3	0.5	43.8
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
436.8	68.5	3.9	661.6	-87.0	-0.2	727.9	-11.0	-37.5		

9

Sx



N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
807.5	-80.5	-11.9	426.3	94.9	1.5	624.8	-27.1	50.4
N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
415.5	91.6	12.9	714.0	-109.9	-2.8	636.3	-27.8	-44.9

7.6.3.6. Verifiche statiche

Si sono tenuti in considerazione i seguenti parametri relativi ai singoli conci prefabbricati di rivestimento:

- Classe di resistenza del calcestruzzo: C35/45;
- Acciaio di armatura: tipo B450C;
- Dimensioni concio: spessore 45.0 cm, lunghezza 200.0 cm;
- Copriferro armature longitudinali: 40 mm;
- Armatura: circonferenziale 16+16 Φ 16.

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale. Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello. Da queste considerazioni si sono ottenuti i domini di interazione Sforzo Normale-Momento flettente. La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso il confronto tra le sollecitazioni ottenute dal modello numerico, opportunamente incrementate secondo i valori di normativa ($\gamma = 1.3$), e le resistenze di progetto.

Tutte le coppie Momento-Sforzo Normale delle sollecitazioni agenti sul rivestimento risultano ampiamente incluse nel dominio di resistenza.

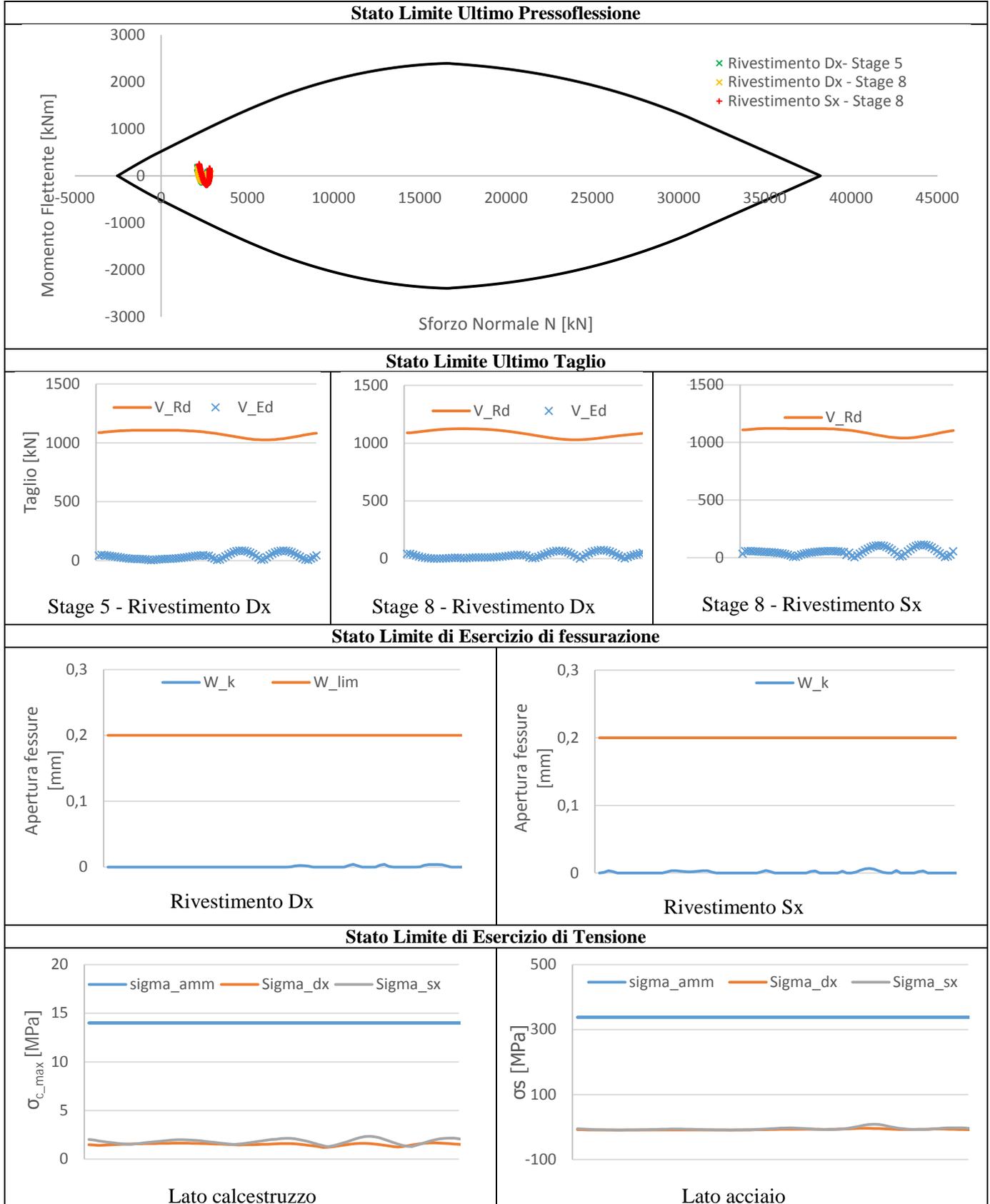
La verifica a taglio viene condotta, in prima analisi, trascurando la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti, in favore di sicurezza. La verifica a Stato Limite Ultimo per le sollecitazioni taglianti viene ampiamente soddisfatta anche in questo caso, come è possibile notare dai grafici riportati nella **Tabella 7.17**. Le verifiche sono state condotte per i rivestimenti di ambedue le gallerie. Nel caso della prima canna scavata si è ripetuta l'analisi anche nella condizione transitoria antecedente allo scavo della seconda canna.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio vengono condotte con riferimento alle sollecitazioni risultanti dalla modellazione numerica (che rappresentano in questo caso sia la combinazione caratteristica sia la combinazione quasi permanente di calcolo delle azioni), senza l'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio di fessurazione risultano soddisfatte in tutte le sezioni. La maggior parte delle sezioni risultano interamente reagenti e/o compresse. Le sezioni meno compresse presentano in ogni caso apertura delle fessure inferiori a 0.2 mm (limite di normativa per le armature poco sensibili anche in condizioni ambientali classificate come molto aggressive). Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato condotto con le formulazioni presenti nell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1).

Le verifiche di stato limite di esercizio di tensione risultano ovunque soddisfatte.

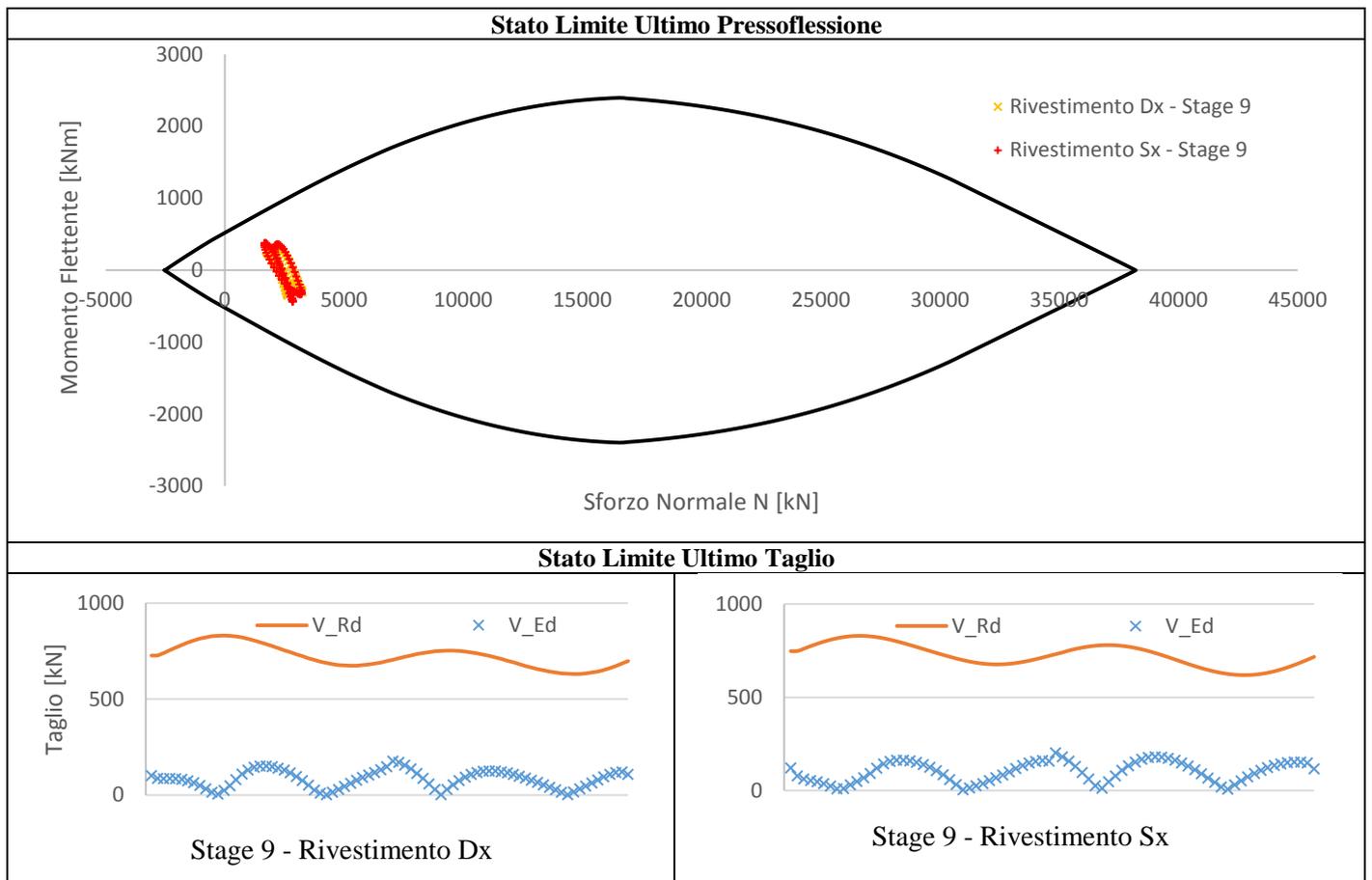
Tabella 7.17– Verifiche statiche.



7.6.3.7. Verifiche in condizioni sismiche

I risultati delle verifiche in condizioni sismiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.6**.

Tabella 7.18 – Verifiche in combinazione sismica.



7.6.3.8. Cedimenti al piano campagna

Per quanto riguarda gli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto, in relazione alla realizzazione della sezione 3 alla progressiva Pk 116+770.000 si notano valori di cedimento ridotti di valori subcentimetrici. I cedimenti indotti e le relative distorsioni sulla piattaforma stradale sono sostanzialmente nulle, data la distanza con gli assi di scavo. Le distorsioni indotte sugli edifici sono pari a 1/4350, ridotte a 1/6650 in previsione di interventi di consolidamento preventivo. Il valore massimo di cedimento verticale, secondo le previsioni di calcolo con il modello allo Stato Limite di Esercizio, risulta pari a circa 13 mm. Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato nella **Figura 7.7**, ove l'origine delle ascisse è stato convenzionalmente posto nel punto medio dell'interasse tra le due gallerie. L'impiego di interventi di consolidamento preventivo porta a una significativa riduzione (fino al 31%) dei cedimenti verticali e a una riduzione delle distorsioni globali sugli edifici.

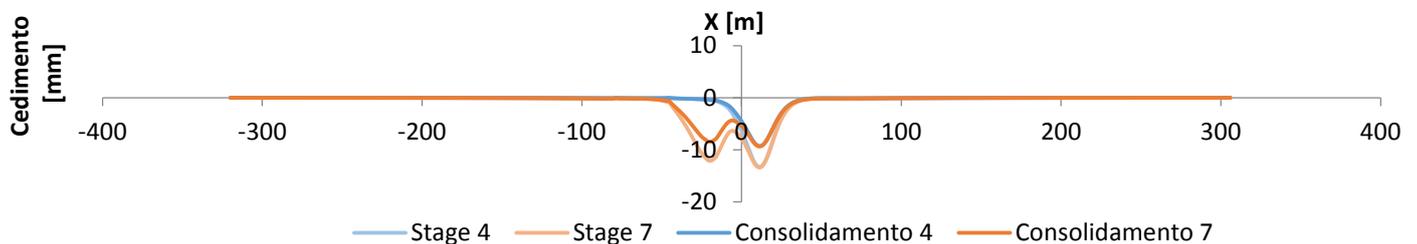


Figura 7.7- Andamento dei cedimenti verticali al piano campagna sulla sezione 3.

Tabella 7.19 - Tabella riassuntiva delle subsidenze indotte nella sezione 3.

	NON CONSOLIDATO		CONSOLIDATO	
	Cedimento massimo [mm]	Distorsione	Cedimento massimo [mm]	Distorsione
Carreggiata Direzione Torino	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0
Carreggiata direzione Trieste	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0
Edificio L106-N-14	13	1/4350	9	1/6650
Edificio L106-S-02	6	1/2900	5	1/4150

7.6.4. Sezione 4 – Progressiva Pk 116+950,000

La sezione 4, corrispondente alla progressiva 116+950.000, si discosta progressivamente dall'autostrada A4 che in questo tratto risulta essere ormai a circa 50 m più a nord rispetto alla canna sinistra del tunnel. In superficie sono presenti due corpi di fabbrica di un edificio industriale/artigianale a due piani posizionati rispettivamente circa sulla mezzeria della canna sinistra del tunnel e circa 20 m a nord di quest'ultima. Oltre ai carichi geostatici, è stato quindi considerato il peso dell'edificio, pari a 50 kPa sull'area di impronta.

7.6.4.1. Geometria

Il modello numerico di calcolo della sezione 4 è finalizzato all'analisi tenso-deformativa dello scavo delle gallerie nella porzione con copertura molto bassa e compresa tra 14 e 13 m rispettivamente per la canna sinistra e per la canna destra del tunnel, nonché per valutare gli effetti deformativi in superficie e l'interazione con gli edifici ivi presenti.

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo triangolare con elementi a 6 nodi. L'infittimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi indotti dalla realizzazione delle opere. I bordi esterni del modello sono posti a distanza tale da non influenzare la soluzione nell'area di interesse del problema. Si sono poi vincolati gli spostamenti orizzontali lungo i bordi verticali esterni e gli spostamenti sia orizzontali sia verticali lungo il bordo inferiore del modello. Il bordo superiore del modello restituisce nella zona di interesse l'andamento di massima della superficie topografica (nota da rilievo) ed è rappresentato da un contorno libero nei movimenti sia orizzontali sia verticali.

Il modello così realizzato risulta avere le seguenti caratteristiche dimensionali riportate nella **Tabella 7.20**

Tabella 7.20 – Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico rappresentativo della sezione 4.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
4 – Pk 116+950.000	122x640	36194

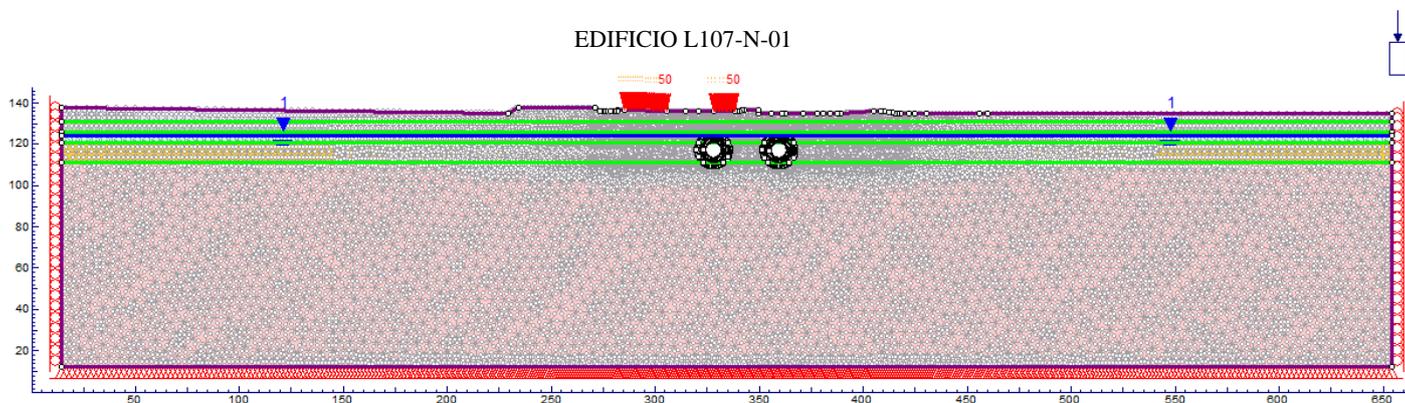


Figura 7.8 – Modello numerico rappresentativo della sezione 4 Pk 116+950.000.

7.6.4.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 4 (Pk 116+950.000) utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella **Tabella 7.21**.

Tabella 7.21– Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 4.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	5	A	19.5	42.0	7.0	0.57	80	0.3
5	10	B	19.5	41.5	6.9	0.53	110	0.3
10	15	C	19.5	40.5	6.8	0.50	140	0.3
15	25	D	19.5	40.0	6.7	0.51	180	0.3
>25		E	19.5	40.0	6.7	0.51	210	0.3

La falda freatica è stata considerata giacente ad una quota pari a 136.10 m s.l.m. ovvero ad una profondità di -12 m rispetto alla quota del piano campagna che a sua volta è collocato ad una quota media di 148.10 m s.l.m

La copertura delle gallerie è pari a 13.63 m (canna sinistra) e 12.64 m (canna destra). Esse sono realizzate solo per una porzione molto limitata in calotta nello strato C mentre per la restante parte nello strato D. Nel calcolo delle tensioni geostatiche per l'intero modello è stato adottato il coefficiente di spinta a riposo K_0 medio relativo agli strati di terreno C e D, pari in questo caso a 0.505.

7.6.4.3. Fasi di calcolo adottate

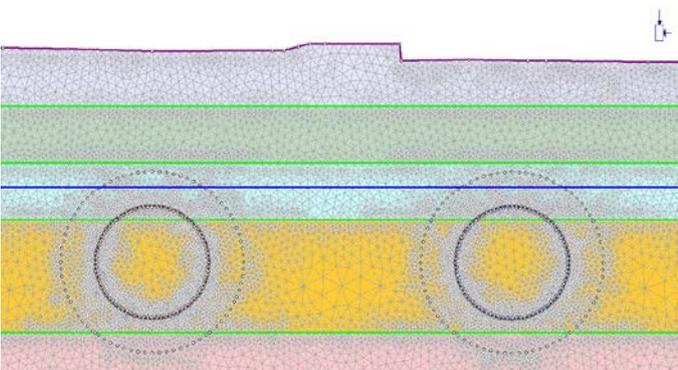
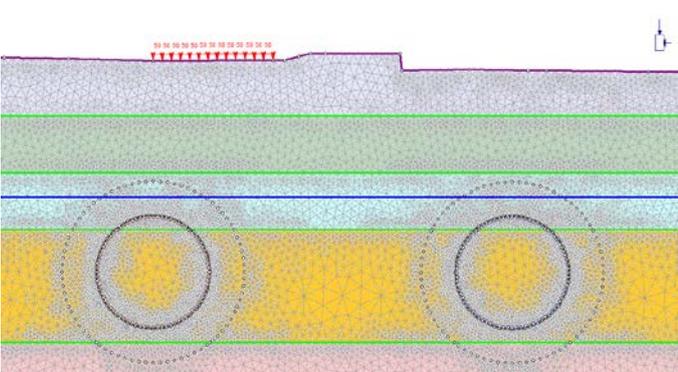
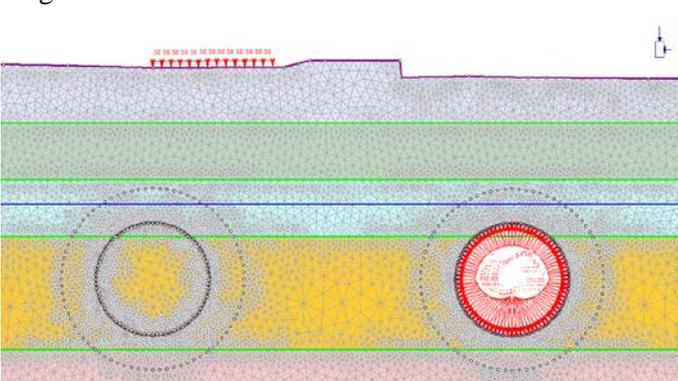
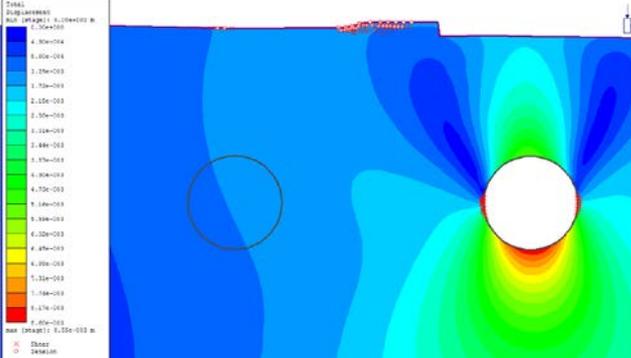
Le fasi di calcolo per la sezione 4 sono le medesime adottate per la sezione 3.

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo si è riprodotto lo stato tensionale indotto dai carichi gravitazionali del terreno. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.
- **STAGE 2 – Realizzazione degli edifici.** In questo stage si sono applicati i carichi corrispondenti agli edifici di due piani (50 kPa) in corrispondenza delle relative impronte. In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa fase di calcolo.
- **STAGE 3 – Scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 4 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione nel tunnel di destra.** In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5$ MPa) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 5 – Completamento scavo galleria destra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000$ MPa), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 6 – Scavo del tunnel di sinistra.** In analogia a quanto previsto per lo stage 3, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 7 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra.** Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente ad un ulteriore rilascio pari a 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5$ MPa) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 8 – Fine scavo galleria sinistra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000$ MPa), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 9 – Condizione sismica.** In questa fase vengono applicate le sollecitazioni derivanti dal sisma, secondo l'approccio pseudostatico, così come descritto nel paragrafo 7.5.

7.6.4.4. Analisi dei risultati

Nella **Tabella 7.22** si riportano i risultati inerenti agli spostamenti e l'evoluzione delle zone plastiche nei successivi stage di calcolo.

Tabella 7.22– Risultati delle analisi.

Stage di calcolo	Spostamenti e zone plasticizzate
<p>Stage 1</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo sono finalizzata a riprodurre lo stato tensionale iniziale, gravato dalle sole condizioni geostatiche.</p>
<p>Stage 2</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo vengono annullati al termine di questa fase di calcolo, finalizzata a riprodurre lo stato tensionale dopo la realizzazione dello scavo della trincea autostradale e l'applicazione dei carichi generati dal traffico veicolare.</p>
<p>Stage 3</p> 	<p>Spostamento Massimo: 9 mm</p> 

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

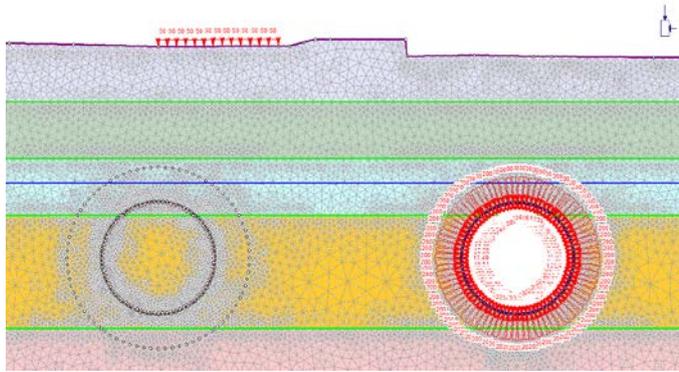
Rev.
A

Foglio
87 di 268

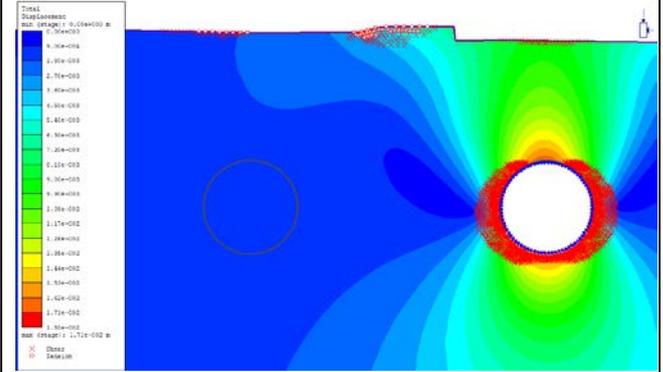
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

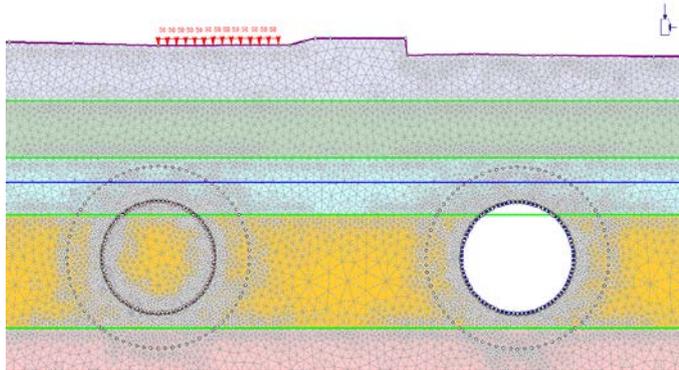
Stage 4



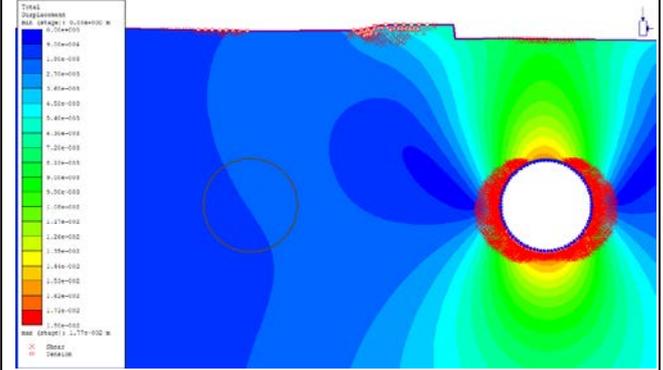
Spostamento Massimo: 17 mm



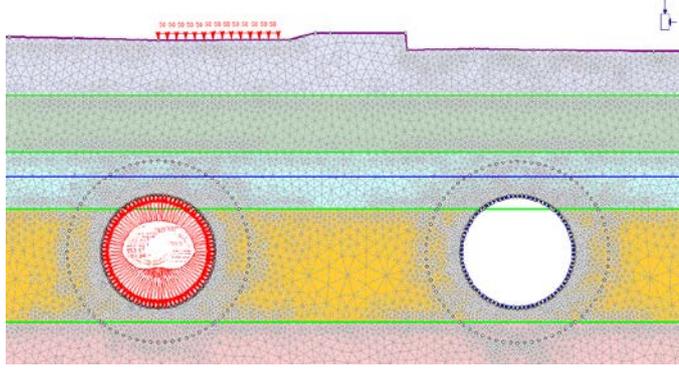
Stage 5



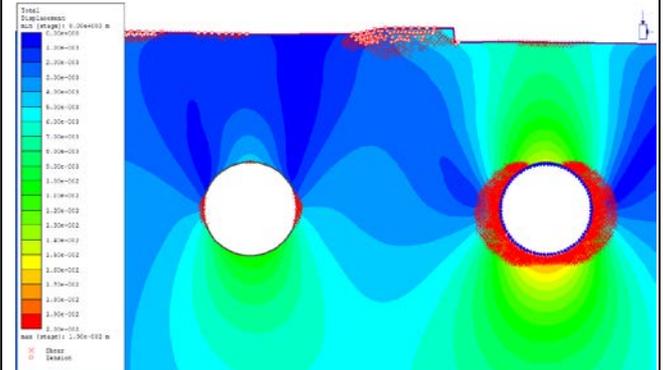
Spostamento Massimo: 18 mm



Stage 6



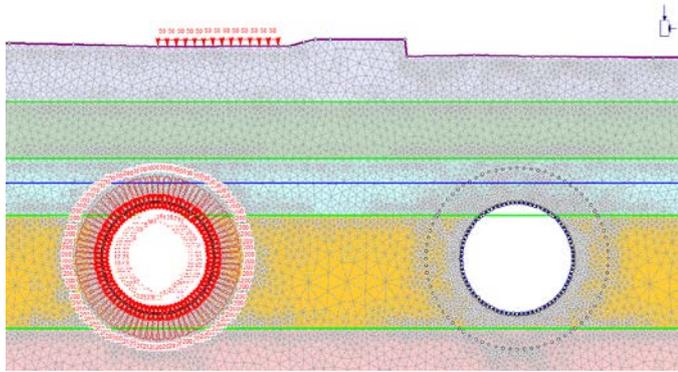
Spostamento Massimo: 19 mm



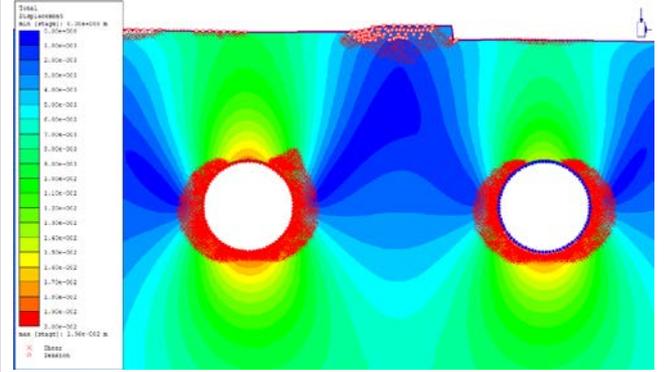
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

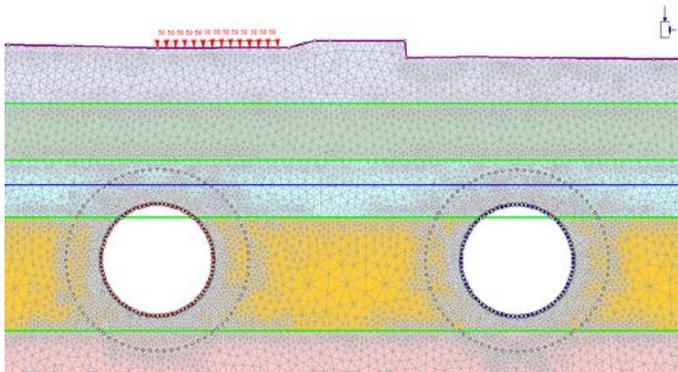
Stage 7



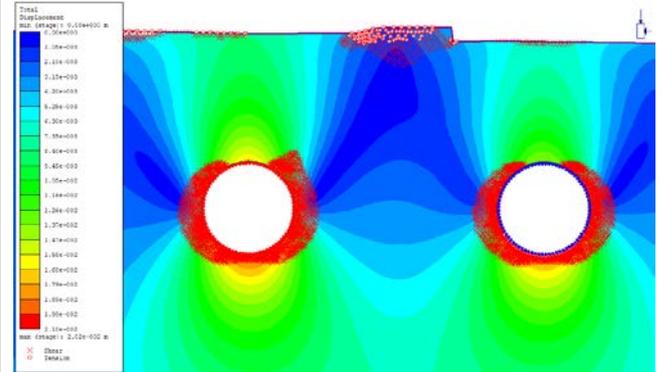
Spostamento Massimo: 20 mm



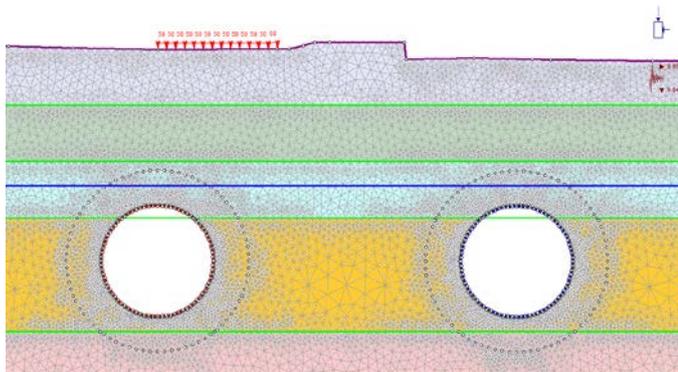
Stage 8



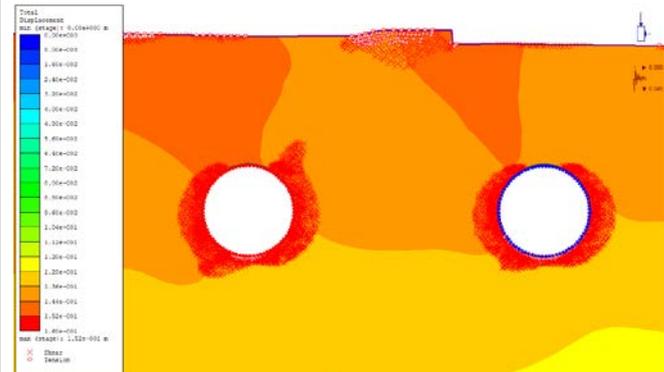
Spostamento Massimo: 20 mm



Stage 9



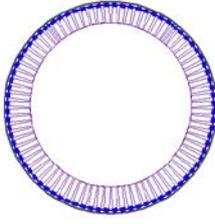
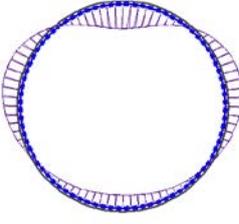
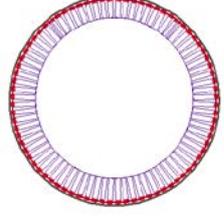
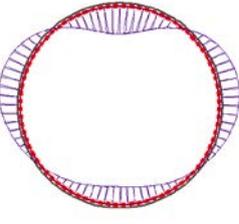
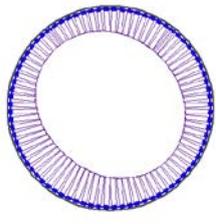
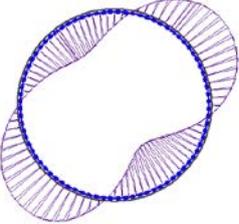
Spostamento Massimo: 150 mm

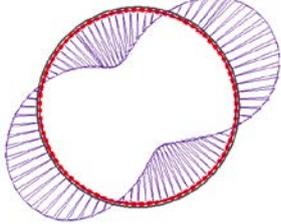
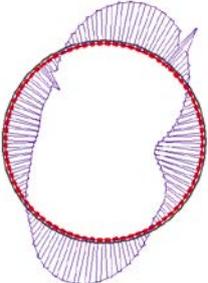


Azione sismica: $k_h=0.089$ $k_v=-0.045$

Durante lo scavo delle due canne della galleria Lonato si sviluppano zone plastiche all'intorno dello scavo. Gli elementi del terreno che giungono a plasticizzazione per taglio descrivono una corona circolare con la sola esclusione della zona di calotta e una riduzione della fascia plastica all'arco rovescio. La zona plastica si estende per una distanza massima dal contorno di scavo di circa 3 m. Gli spostamenti al contorno dello scavo risultano limitati, per un valore di convergenza massima pari a 20 mm circa, al termine della realizzazione dell'opera.

7.6.4.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento

Stage	Canna	Sforzo normale [kN]			Momento flettente [kNm]			Sforzo tagliante [kN]		
5	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		526.1	17.3	-3.5	403.3	40.2	2.0	430.0	1.0	25.3
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
403.3	40.2	2.0	482.5	-32.3	-2.0	437.7	-2.4	-25.7		
8	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		551.1	15.1	0	412.7	33.7	3.1	454.6	-10.0	21.3
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
410.6	32.2	-3.6	478.4	-26.7	-0.9	424.7	4.4	-23.1		
8	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		544.4	6.4	9.7	423.8	47.5	2.3	453.5	0.7	31.9
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
423.7	46.6	6.5	507.8	-37.8	-1.0	461.4	-2.3	-32.8		
9	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		803.2	-76.3	-8.9	550.1	79.8	4.4	550.7	5.4	34.9
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
40.8	61.2	7.1	802.9	-77.4	-2.8	734.8	-14.2	-40.8		

9	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		794.6	-81.5	-10.6	559.2	88.9	1.5	566.6	5.7	42.5
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
402.6	80.6	9.4	684.5	-95.1	-2.4	669.0	-78.2	-44.0		

7.6.4.6. Verifiche statiche

I risultati delle verifiche statiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.23**.

Si sono tenuti in considerazione i seguenti parametri relativi ai singoli conci prefabbricati di rivestimento:

- Classe di resistenza del calcestruzzo: C35/45;
- Acciaio di armatura: tipo B450C;
- Dimensioni conccio: spessore 45.0 cm, lunghezza 200.0 cm;
- Copriferro armature longitudinali: 40 mm;
- Armatura: circonferenziale 16+16 Φ 16.

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale. Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello. Da queste considerazioni si sono ottenuti i domini di interazione Sforzo Normale-Momento flettente. La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso il confronto tra le sollecitazioni ottenute dal modello numerico, opportunamente incrementate secondo i valori di normativa ($\gamma = 1.3$), e le resistenze di progetto.

Tutte le coppie Momento-Sforzo Normale delle sollecitazioni agenti sul rivestimento risultano ampiamente incluse nel dominio di resistenza.

La verifica a taglio viene condotta, in prima analisi, trascurando la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti, in favore di sicurezza. La verifica a Stato Limite Ultimo per le sollecitazioni taglianti viene ampiamente soddisfatta anche in questo caso, come è possibile notare dai grafici riportati nella **Tabella 7.23**. Le verifiche sono state condotte per i rivestimenti di ambedue le gallerie. Nel caso della prima canna scavata si è ripetuta l'analisi anche nella condizione transitoria antecedente allo scavo della seconda canna.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio vengono condotte con riferimento alle sollecitazioni risultanti dalla modellazione numerica (che rappresentano in questo caso sia la combinazione caratteristica sia la combinazione quasi permanente di calcolo delle azioni), senza l'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio di fessurazione risultano soddisfatte in tutte le sezioni. La maggior parte delle sezioni risultano interamente reagenti e/o compresse. Le sezioni meno compresse presentano in ogni caso apertura delle fessure inferiori a 0.2 mm (limite di normativa per le armature poco sensibili anche in condizioni ambientali classificate come molto aggressive). Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato condotto con le

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

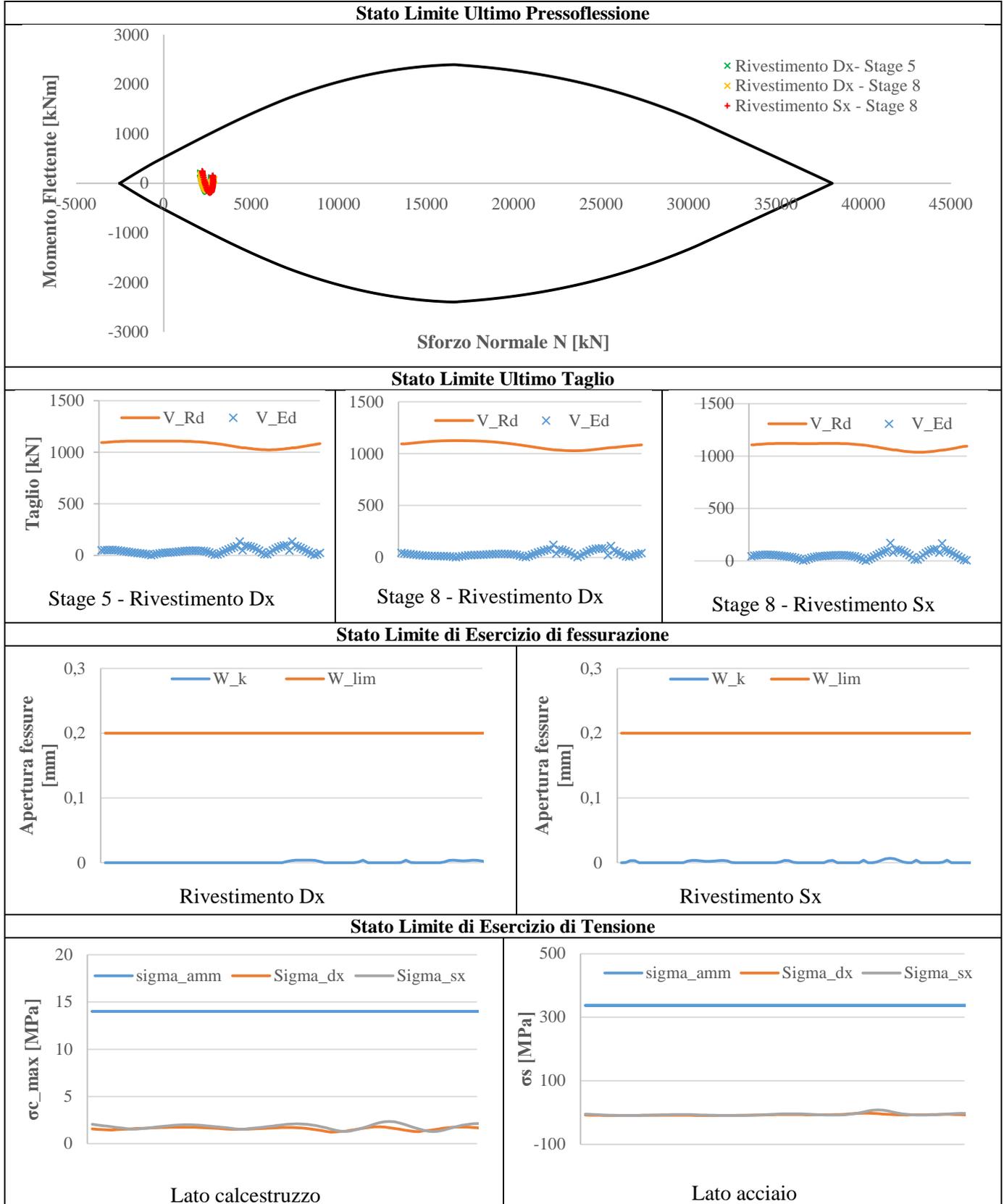
Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
91 di 268

formulazioni presenti nell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1).Le verifiche di stato limite di esercizio di tensione risultano ovunque soddisfatte.

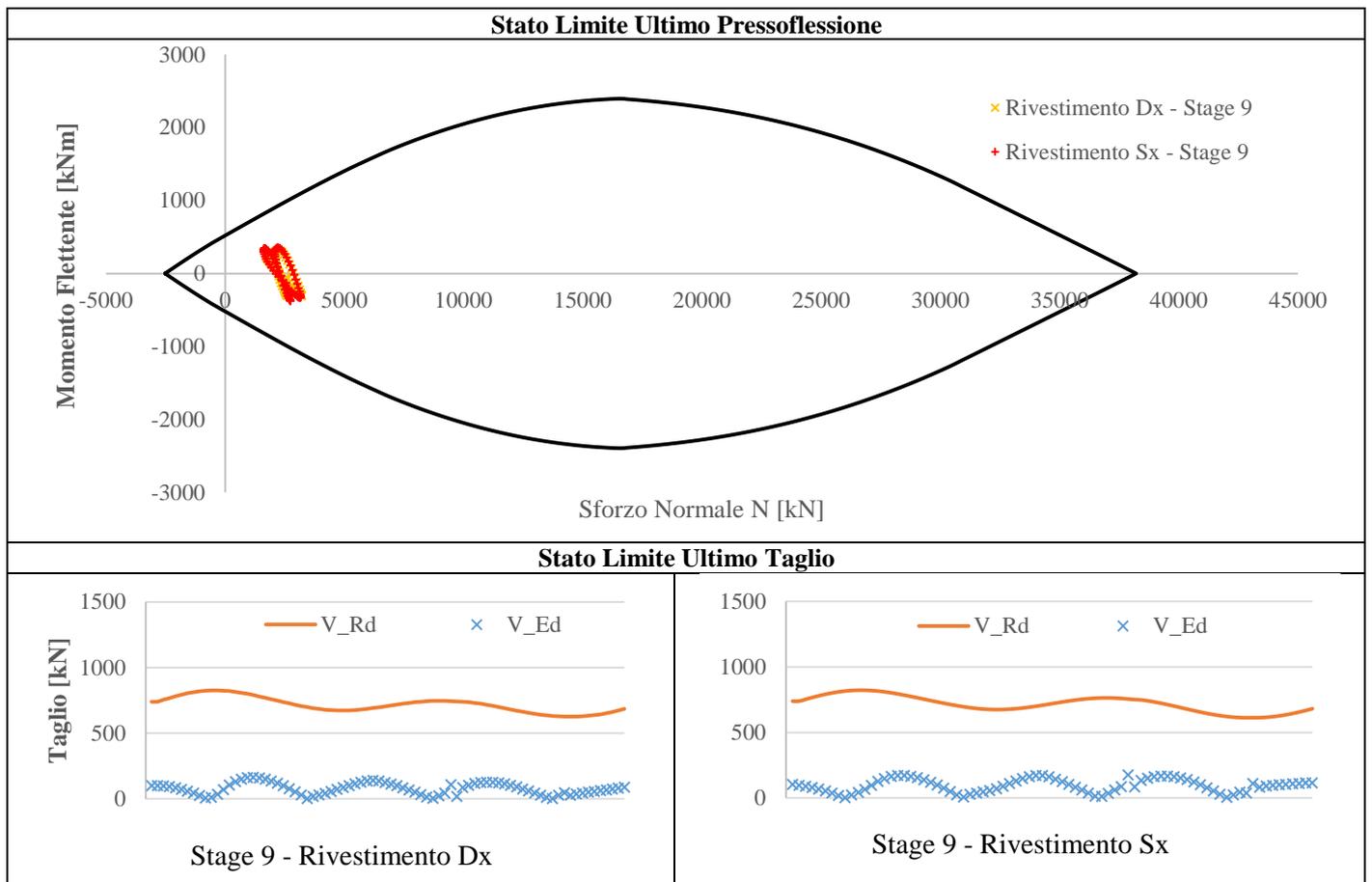
Tabella 7.23– Verifiche statiche.



7.6.4.7. Verifiche in condizioni sismiche

I risultati delle verifiche in condizioni sismiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.24**.

Tabella 7.24 – Verifiche in combinazione sismica.



7.6.4.8. Cedimenti al piano campagna

Per quanto riguarda gli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto, in relazione alla realizzazione della sezione 4 alla progressiva Pk 116+950.000, si notano valori di cedimento ridotti di valori superiori al centimetro. Tali valori si riducono in presenza del consolidamento della galleria di sinistra. Le distorsioni indotte sugli edifici presenti sono pari a 1/2250, ridotte a 1/3700 in previsione di interventi di consolidamento preventivo. Il valore massimo di cedimento verticale, secondo le previsioni di calcolo con il modello allo Stato Limite di Esercizio, risulta pari a circa 14 mm. Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato nella **Figura 7.9**, ove l'origine delle ascisse è stato convenzionalmente posto nel punto medio dell'interasse tra le due gallerie.

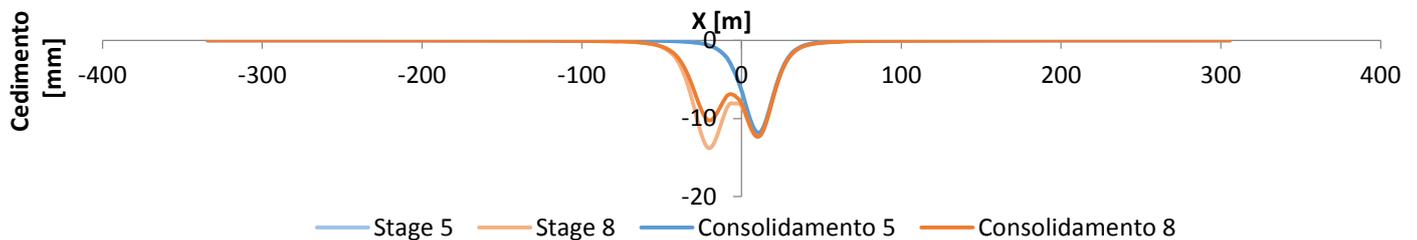


Figura 7.9- Andamento dei cedimenti verticali al piano campagna sulla sezione 4.

Tabella 7.25- - Tabella riassuntiva delle subsidenze indotte nella sezione 4.

	NON CONSOLIDATO		CONSOLIDATO	
	Cedimento massimo [mm]	Distorsione	Cedimento massimo [mm]	Distorsione
Edificio L107-N-01 Corpo fabbrica secondario	14	1/2250	10	1/3700
Edificio L107-N-01 Corpo fabbrica principale	2	1/13000	2	1/16400

7.6.5. Sezione 5 – Progressiva Pk 117+200,000

La sezione 5, corrispondente alla progressiva 117+200.000, si sviluppa su un'area a prevalente utilizzo industriale/artigianale posta circa 60 m a sud rispetto all'autostrada A4 che in questo tratto corre in rilevato. In superficie all'altezza della canna destra del tunnel e per tutto l'interasse tra le due canne è presente un edificio a 3 piani a destinazione industriale/artigianale. Oltre quindi ai carichi geostatici, è stato considerato il peso dell'edificio, rappresentato da una pressione pari a 70 kPa sulla superficie di impronta.

7.6.5.1. Geometria

Il modello numerico di calcolo della sezione 5 è finalizzato all'analisi tenso-deformativa dello scavo delle gallerie nella porzione ancora con basse coperture (circa 17 m per entrambe le canne del tunnel), nonché per valutare gli effetti deformativi in superficie e l'interazione con l'edificio industriale presente.

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo triangolare con elementi a 6 nodi. L'infittimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi indotti dalla realizzazione delle opere. I bordi esterni del modello sono posti a distanza tale da non influenzare la soluzione nell'area di interesse del problema. Si sono poi vincolati gli spostamenti orizzontali lungo i bordi verticali esterni e gli spostamenti sia orizzontali sia verticali lungo il bordo inferiore del modello. Il bordo superiore del modello restituisce nella zona di interesse l'andamento di massima della superficie topografica (nota da rilievo) ed è rappresentato da un contorno libero nei movimenti sia orizzontali sia verticali.

Il modello così realizzato risulta avere le seguenti caratteristiche dimensionali riportate nella **Tabella 7.26**.

Tabella 7.26– Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico rappresentativo della sezione 5.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
5 – Pk 117+200.000	124.5x670	48460

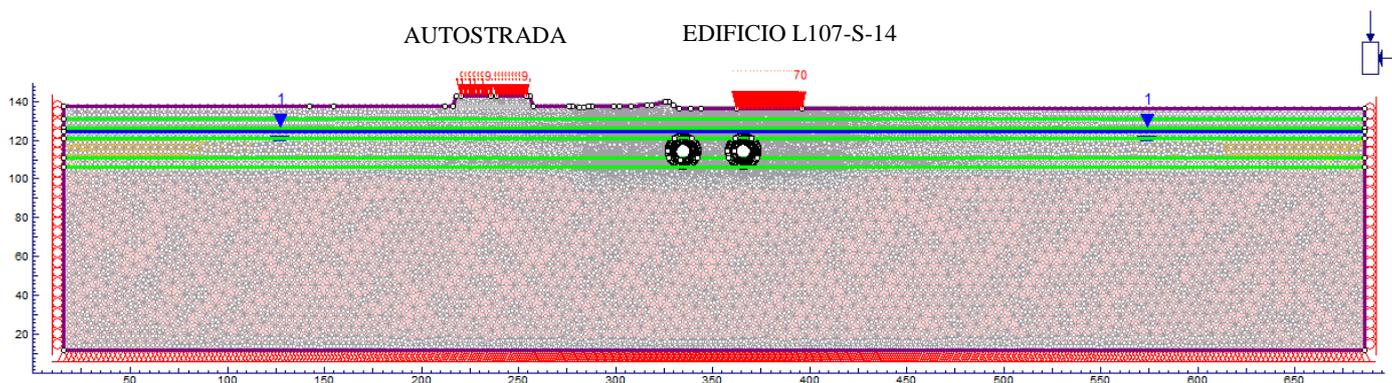


Figura 7.10 – Modello numerico rappresentativo della sezione 5 Pk 117+200.000.

7.6.5.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 5 (Pk 117+200.000) utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella **Tabella 7.27**

Tabella 7.27 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 5.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	5	A	19.5	41.0	6.8	0.60	80	0.3
5	10	B	19.5	40.0	6.7	0.56	110	0.3
10	15	C	19.5	40.5	6.8	0.55	140	0.3
15	25	D	19.5	40.0	6.7	0.51	180	0.3
25	30	E	19.5	40.0	6.7	0.51	210	0.3
>30		F	19.5	40.0	6.7	0.51	250	0.3

La falda freatica è stata considerata giacente ad una quota pari a 137.65 m s.l.m. ovvero ad una profondità di -12 m rispetto alla quota del piano campagna che a sua volta è collocato ad una quota media di 149.65 m s.l.m

L'estradosso delle gallerie, situate ad una profondità pari a 16.90 m (canna sinistra) e 16.95 m (canna destra) interessano pressoché interamente lo strato D. Solo nella zona dell'arco rovescio lambiscono i terreni dello strato E. Nel calcolo delle tensioni geostatiche per l'intero modello è stato adottato il coefficiente di spinta a riposo K_0 relativo allo strato D, pari a 0.51.

7.6.5.3. Fasi di calcolo adottate

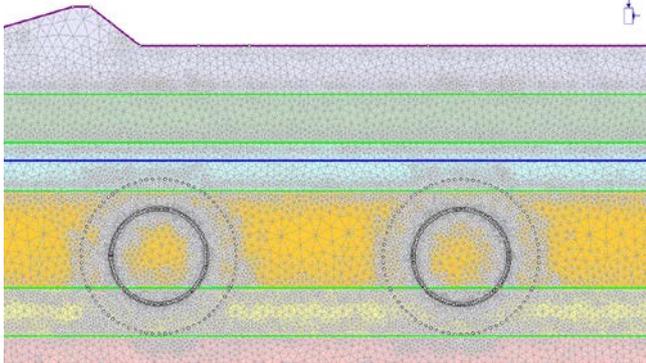
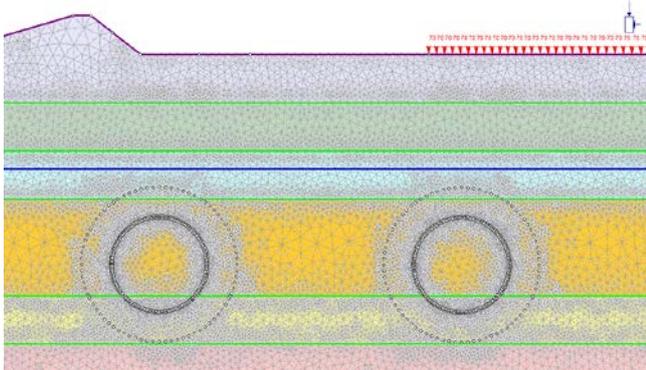
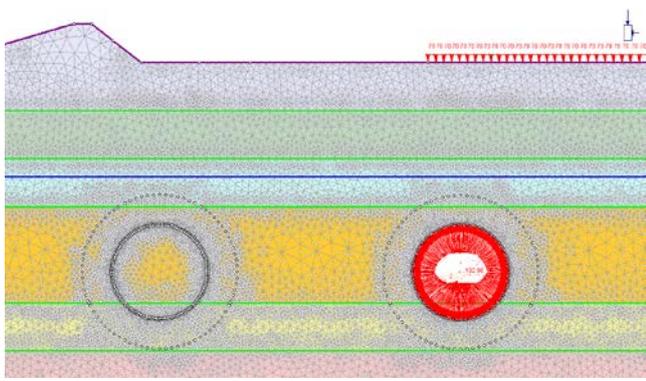
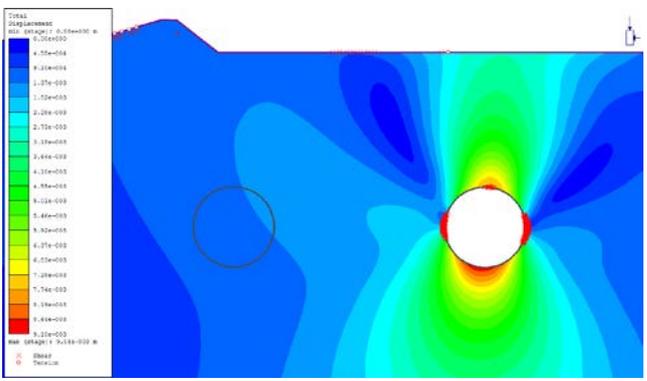
Le fasi di calcolo per la sezione 5 sono le medesime adottate per le precedenti sezioni 3 e 4.

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo si è riprodotto lo stato tensionale indotto dai carichi gravitazionali del terreno. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.
- **STAGE 2 – Realizzazione degli edifici e del rilevato stradale.** In questo stage si sono applicati i carichi corrispondenti agli edifici di due piani (50 kPa) in corrispondenza delle relative impronte. In questa fase di calcolo si è anche simulata la realizzazione del rilevato autostradale e l'applicazione dei relativi carichi da traffico (9 kPa in corrispondenza delle carreggiate). In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa fase di calcolo.
- **STAGE 3 – Scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 4 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione nel tunnel di destra.** In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5$ MPa) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 5 – Completamento scavo galleria destra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000$ MPa), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 6 – Scavo del tunnel di sinistra.** In analogia a quanto previsto per lo stage 3, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 7 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra.** Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente ad un ulteriore rilascio pari a 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5$ MPa) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 8 – Fine scavo galleria sinistra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000$ MPa), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 9 – Condizione sismica.** In questa fase vengono applicate le sollecitazioni derivanti dal sisma, secondo l'approccio pseudostatico, così come descritto nel paragrafo 7.5.

7.6.5.4. Analisi dei risultati

Nella **Tabella 7.28** si riportano i risultati inerenti agli spostamenti e l'evoluzione delle zone plastiche nei successivi stage di calcolo.

Tabella 7.28– Risultati delle analisi.

Stage di calcolo	Spostamenti e zone plasticizzate
<p>Stage 1</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo sono finalizzata a riprodurre lo stato tensionale iniziale, gravato dalle sole condizioni geostatiche.</p>
<p>Stage 2</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo vengono annullati al termine di questa fase di calcolo, finalizzata a riprodurre lo stato tensionale dopo la realizzazione dello scavo della trincea autostradale e l'applicazione dei carichi generati dal traffico veicolare.</p>
<p>Stage 3</p> 	<p>Spostamento Massimo: 9 mm</p> 

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

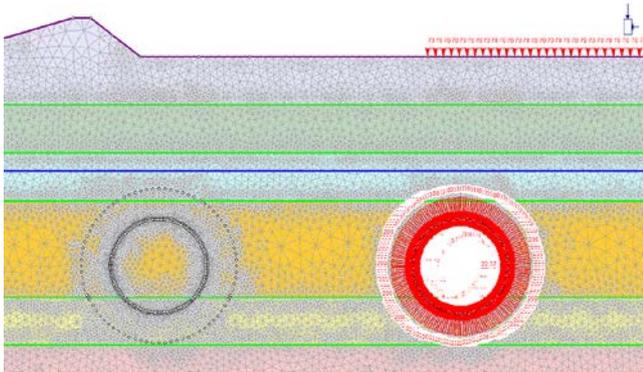
Rev.
A

Foglio
99 di 268

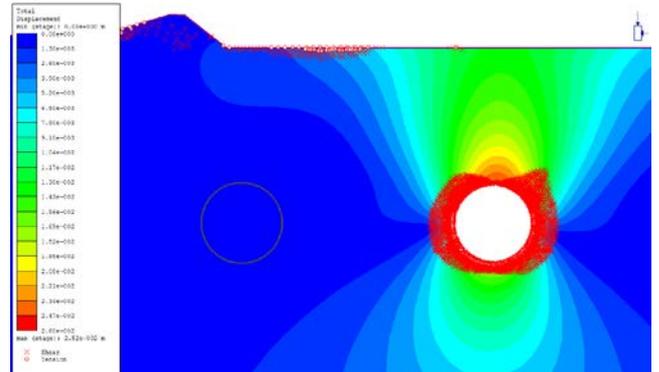
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

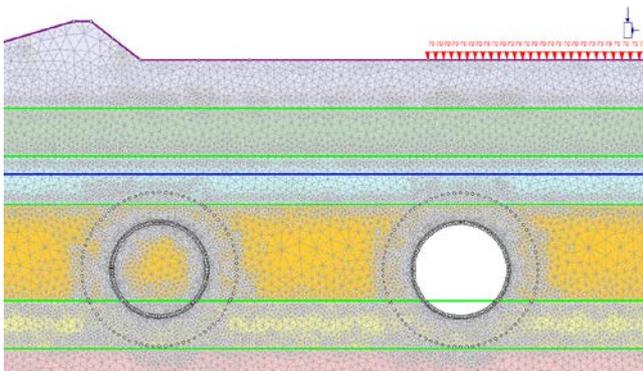
Stage 4



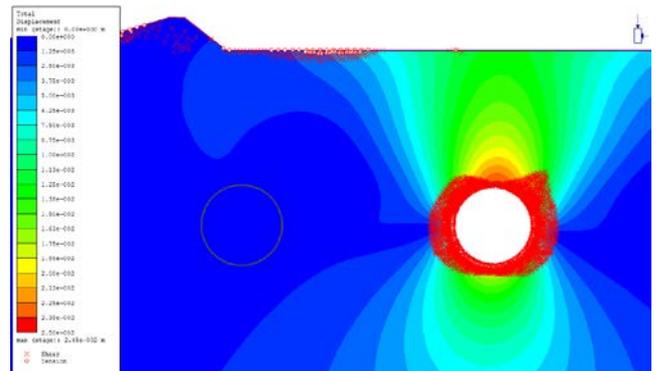
Spostamento Massimo: 25 mm



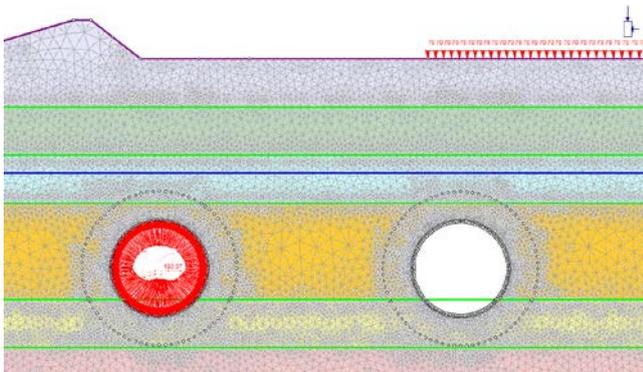
Stage 5



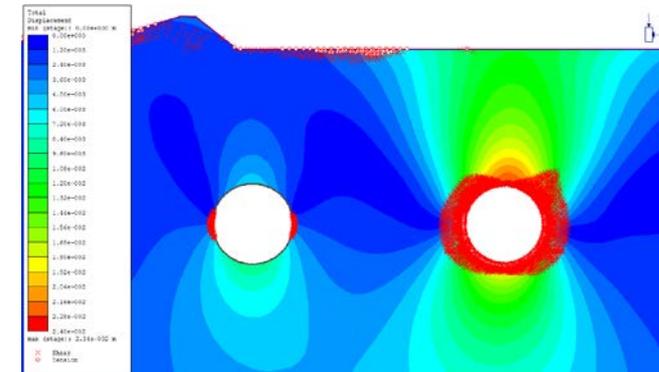
Spostamento Massimo: 25 mm



Stage 6



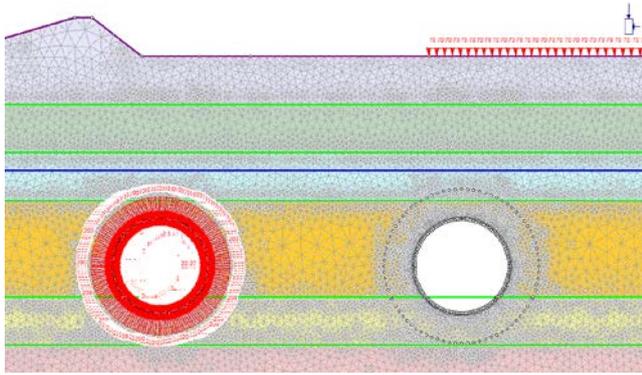
Spostamento Massimo: 23 mm



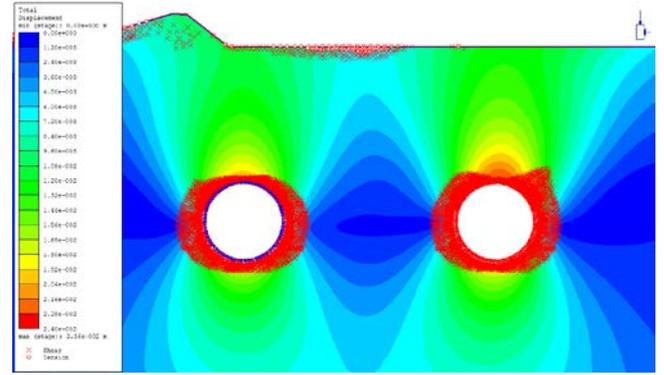
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

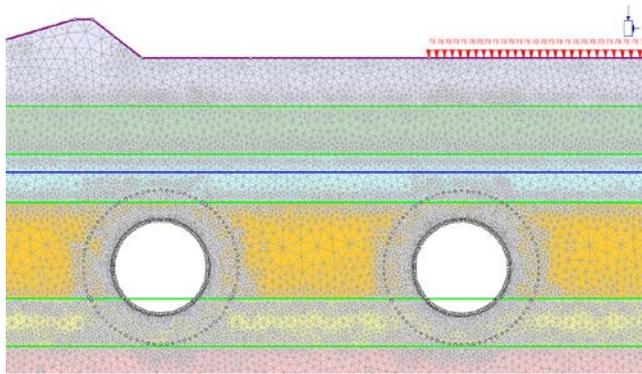
Stage 7



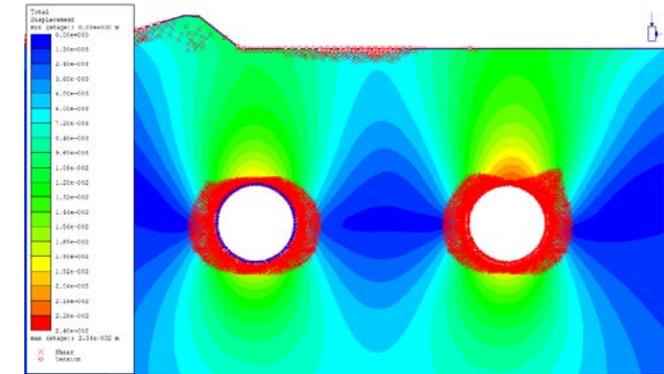
Spostamento Massimo: 24 mm



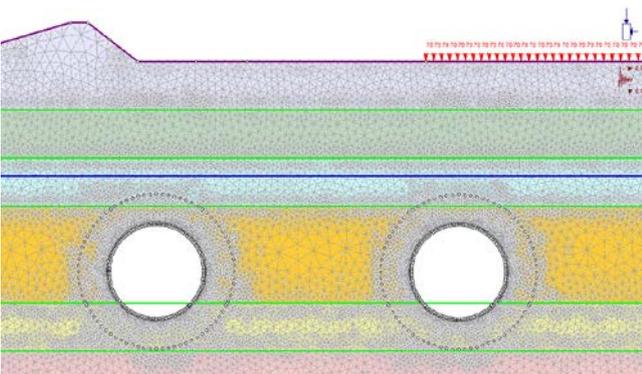
Stage 8



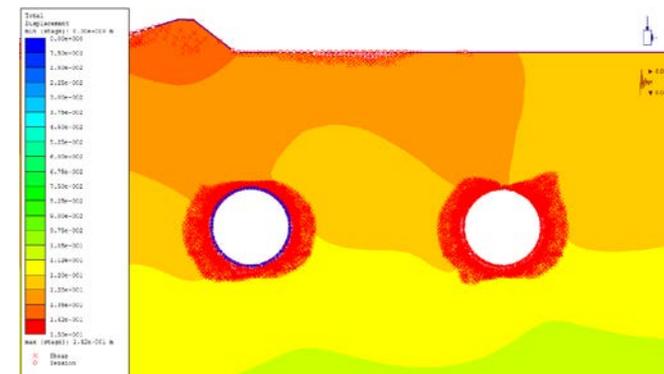
Spostamento Massimo: 23 mm



Stage 9



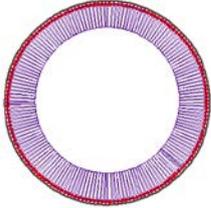
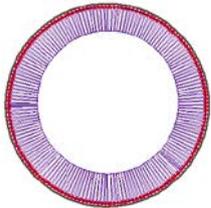
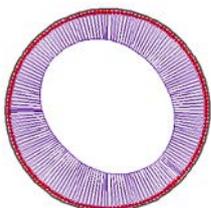
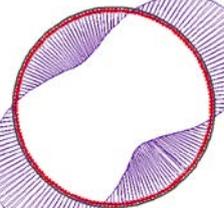
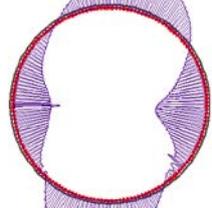
Spostamento Massimo: 142 mm



Azione sismica: $k_H=0.089$ $k_V=-0.045$

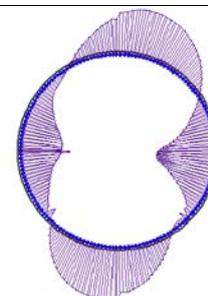
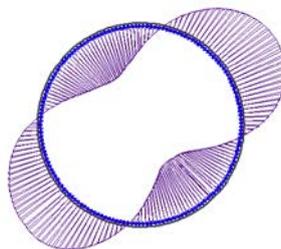
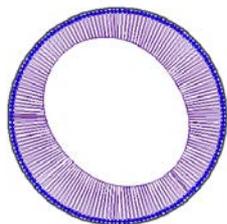
Durante lo scavo delle due canne della galleria Lonato si sviluppano zone plastiche all'intorno dello scavo. Gli elementi del terreno che giungono a plasticizzazione per taglio descrivono una corona circolare che si riduce di dimensione nella zona di calotta ed di arco rovescio. Le leggere differenze delle zone plastiche tra canna sinistra e canna destra sono da imputarsi alle lievi differenze della superficie topografica presenti, e quindi ad una leggera differenza nello stato tensionale del terreno. La zona plastica si estende per una distanza massima dal contorno di scavo di circa 3.3 m. Gli spostamenti al contorno dello scavo risultano limitati, per un valore di convergenza massima compresa tra 23 e 25 mm circa, al termine della realizzazione dell'opera.

7.6.5.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento

Stage	Canna	Sforzo normale [kN]			Momento flettente [kNm]			Sforzo tagliante [kN]		
5	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		682.2	12.3	3.4	556.8	37.6	2.7	577.2	10.4	16.7
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
556.8	37.6	2.7	638.0	-28.5	-1.0	585.0	2.6	-17.7		
8	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		720.5	7.3	-2.4	575.3	32.9	-0.5	604.4	8.9	15.6
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
	573.7	29.9	-6.5	637.4	-23.8	-0.8	585.9	5.8	-15.5	
	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		674.0	3.4	1.0	540.8	29.9	4.5	558.7	5.4	14.6
N_{min}		$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}	
540.8	29.9	4.5	615.9	-23.0	-0.4	565.9	3.3	-14.8		
9	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1001.4	-99.4	-2.2	706.5	98.6	2.1	751.1	-1.4	48.5
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
563.6	81.5	3.4	869.0	-101.6	-2.8	863.8	18.8	-49.6		

9

Sx



N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
946.0	-102.3	1.6	681.2	102.8	1.4	745.9	-2.4	55.4
N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
499.8	88.1	4.6	862.4	-112.5	-1.9	819.7	20.9	-50.4

7.6.5.6. Verifiche statiche

I risultati delle verifiche statiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.29**. Si sono tenuti in considerazione i seguenti parametri relativi ai singoli conci prefabbricati di rivestimento:

- Classe di resistenza del calcestruzzo: C35/45;
- Acciaio di armatura: tipo B450C;
- Dimensioni concio: spessore 45.0 cm, lunghezza 200.0 cm;
- Copriferro armature longitudinali: 40 mm;
- Armatura: circonferenziale 16+16 Φ 16.

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale. Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello. Da queste considerazioni si sono ottenuti i domini di interazione Sforzo Normale-Momento flettente. La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso il confronto tra le sollecitazioni ottenute dal modello numerico, opportunamente incrementate secondo i valori di normativa ($\gamma = 1.3$), e le resistenze di progetto.

Tutte le coppie Momento-Sforzo Normale delle sollecitazioni agenti sul rivestimento risultano ampiamente incluse nel dominio di resistenza.

La verifica a taglio viene condotta, in prima analisi, trascurando la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti, in favore di sicurezza. La verifica a Stato Limite Ultimo per le sollecitazioni taglianti viene ampiamente soddisfatta anche in questo caso, come è possibile notare dai grafici riportati nella **Tabella 7.29** **Tabella 7.5**. Le verifiche sono state condotte per i rivestimenti di ambedue le gallerie. Nel caso della prima canna scavata si è ripetuta l'analisi anche nella condizione transitoria antecedente allo scavo della seconda canna.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio vengono condotte con riferimento alle sollecitazioni risultanti dalla modellazione numerica (che rappresentano in questo caso sia la combinazione caratteristica sia la combinazione quasi permanente di calcolo delle azioni), senza l'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio di fessurazione risultano soddisfatte in tutte le sezioni. La maggior parte delle sezioni risultano interamente reagenti e/o compresse. Le sezioni meno compresse presentano in ogni caso apertura delle fessure inferiori a 0.2 mm (limite di normativa per le armature poco sensibili anche in condizioni ambientali classificate come molto aggressive). Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato condotto con le

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
103 di 268

formulazioni presenti nell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1). Le verifiche di stato limite di esercizio di tensione risultano ovunque soddisfatte.



Doc. N.

Progetto
INOR

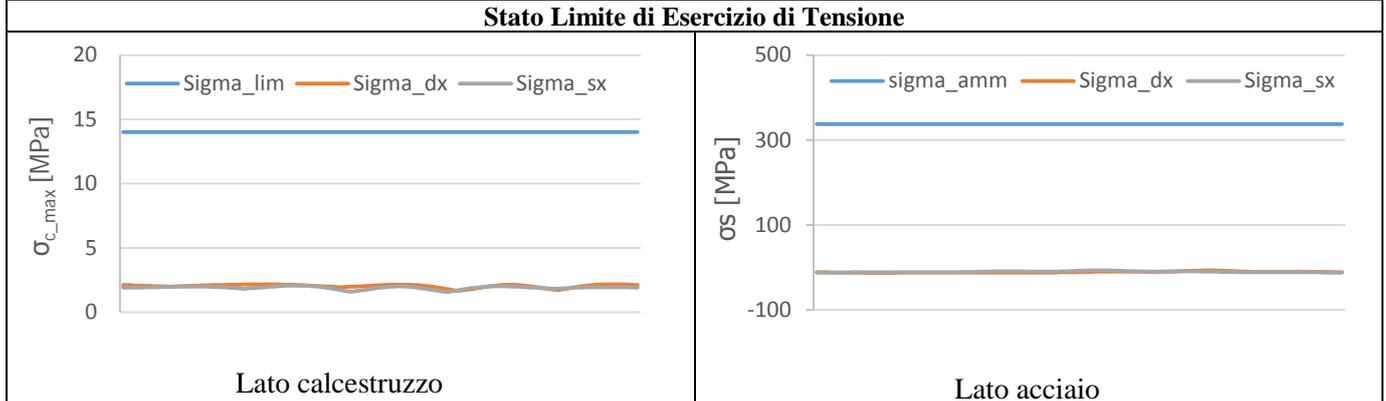
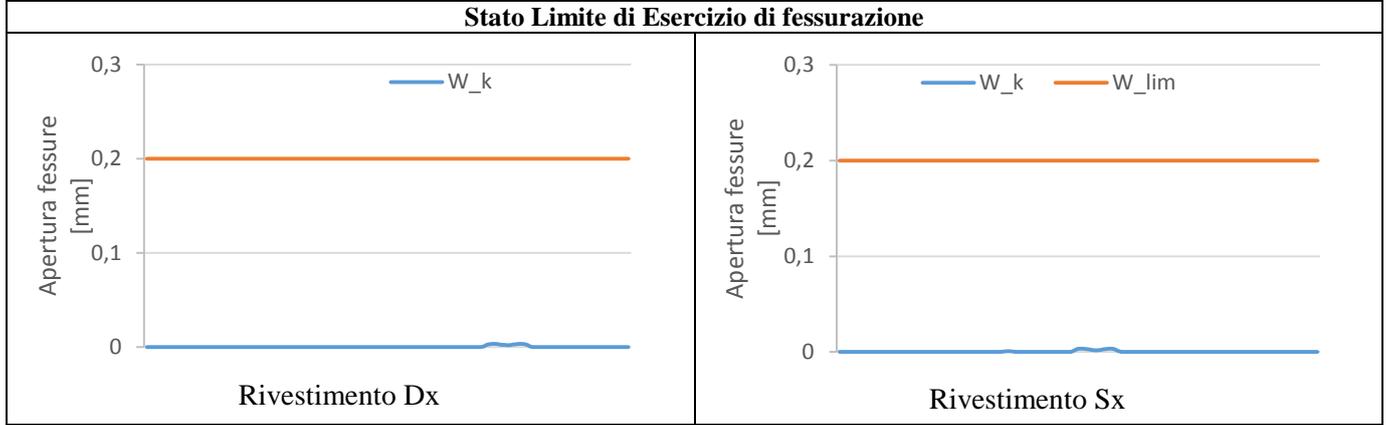
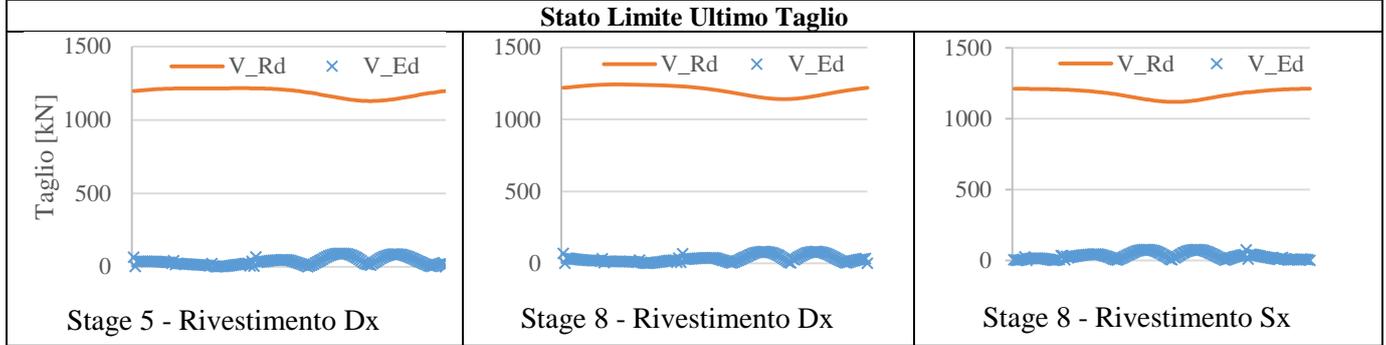
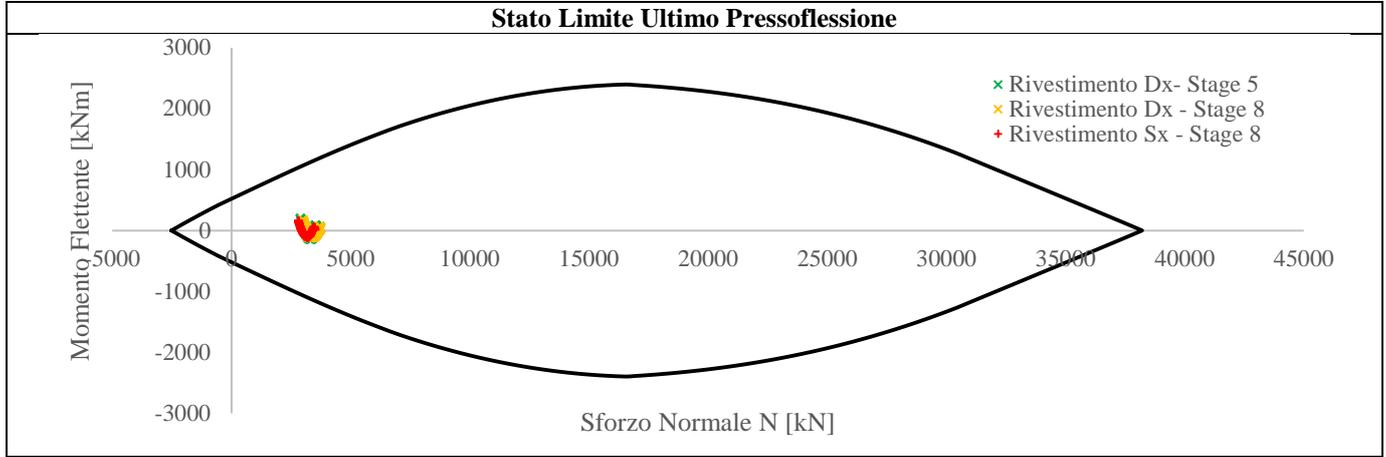
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
104 di 268

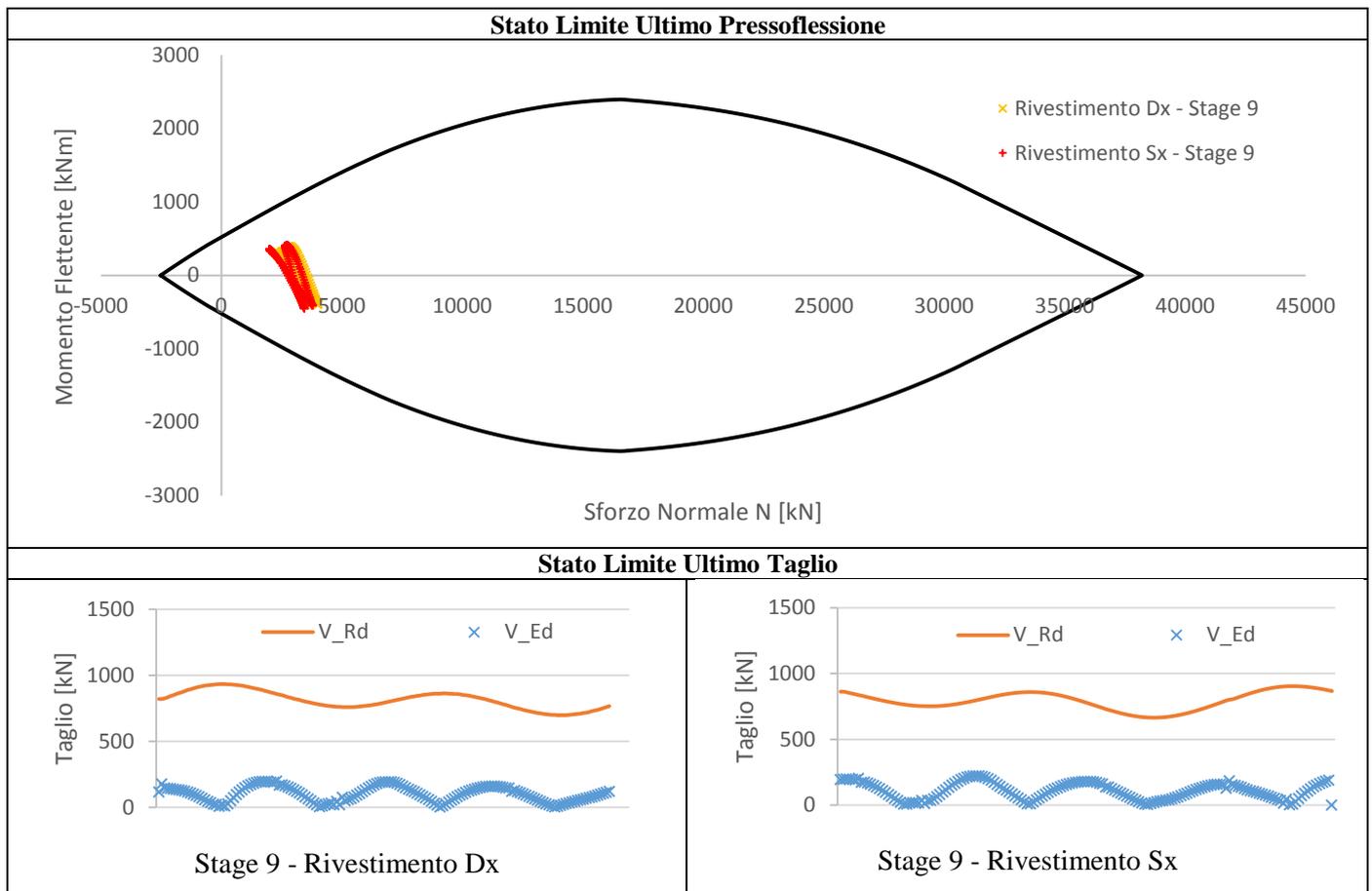
Tabella 7.29 – Verifiche statiche.



7.6.5.7. Verifiche in condizioni sismiche

I risultati delle verifiche in condizioni sismiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.30**

Tabella 7.30 – Verifiche in combinazione sismica.



7.6.5.8. Cedimenti al piano campagna

Per quanto riguarda gli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto, in relazione alla realizzazione della sezione 5 alla progressiva Pk 117+200.000, si notano valori di cedimento ridotti di valori vicini ai 2 centimetri. La piattaforma stradale dell'autostrada risulta sufficientemente lontana dagli scavi da non esserne influenzata. L'edificio posto in corrispondenza della sezione risulta invece incluso nel bacino di subsidenza. Le distorsioni indotte sono pari a 1/2200, ridotte a 1/2750 in previsione di interventi di consolidamento preventivo. Il valore massimo di cedimento verticale, secondo le previsioni di calcolo con il modello allo Stato Limite di Esercizio, risulta pari a circa 17 mm. Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato nella **Figura 7.11**, ove l'origine delle ascisse è stato convenzionalmente posto nel punto medio dell'interasse tra le due gallerie.

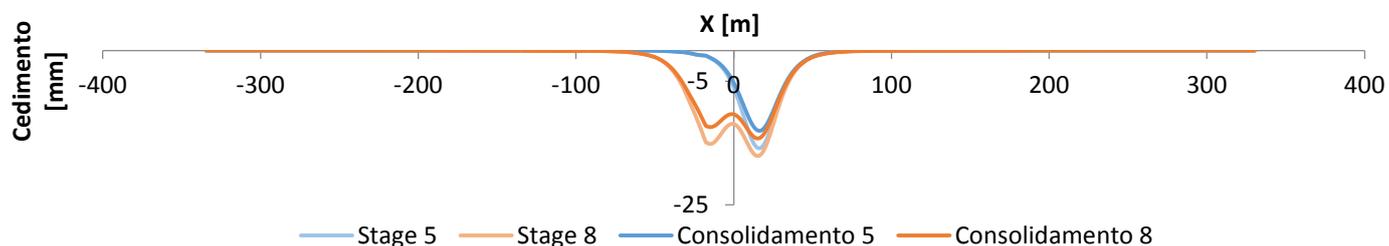


Figura 7.11- Andamento dei cedimenti verticali al piano campagna sulla sezione 5.

Tabella 7.31 - Tabella riassuntiva delle subsidenze indotte nella sezione 4.

	NON CONSOLIDATO		CONSOLIDATO	
	Cedimento massimo [mm]	Distorsione	Cedimento massimo [mm]	Distorsione
Autostrada Carreggiata Torino	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0
Autostrada carreggiata Trieste	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0
Edificio L107-S-14	17	1/2200	14	1/2750

7.6.6. Sezione 6 – Progressiva Pk 118+140,000

Nella sezione 6, corrispondente alla progressiva 118+140.000, non sono presenti altri carichi esterni oltre alle azioni esercitate dai materiali geologici presenti in sito. La copertura degli scavi è la più elevata di tutte le sezioni analizzate. Non si evidenziano insistenze di edifici o infrastrutture in superficie nelle zone interessate dal bacino di subsidenza.

7.6.6.1. Geometria

Il modello numerico di calcolo della sezione 6 è finalizzato all'analisi tenso-deformativa dello scavo delle gallerie nella sezione di copertura massima, pari a circa 60 m.

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo triangolare con elementi a 6 nodi. L'infittimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi indotti dalla realizzazione delle opere. 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.

Il modello così realizzato risulta avere le seguenti caratteristiche dimensionali riportate nella **Tabella 7.32**.

Tabella 7.32– Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico rappresentativo della sezione 6.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
6 – Pk 118+140.000	640.00 x 180.6	12902

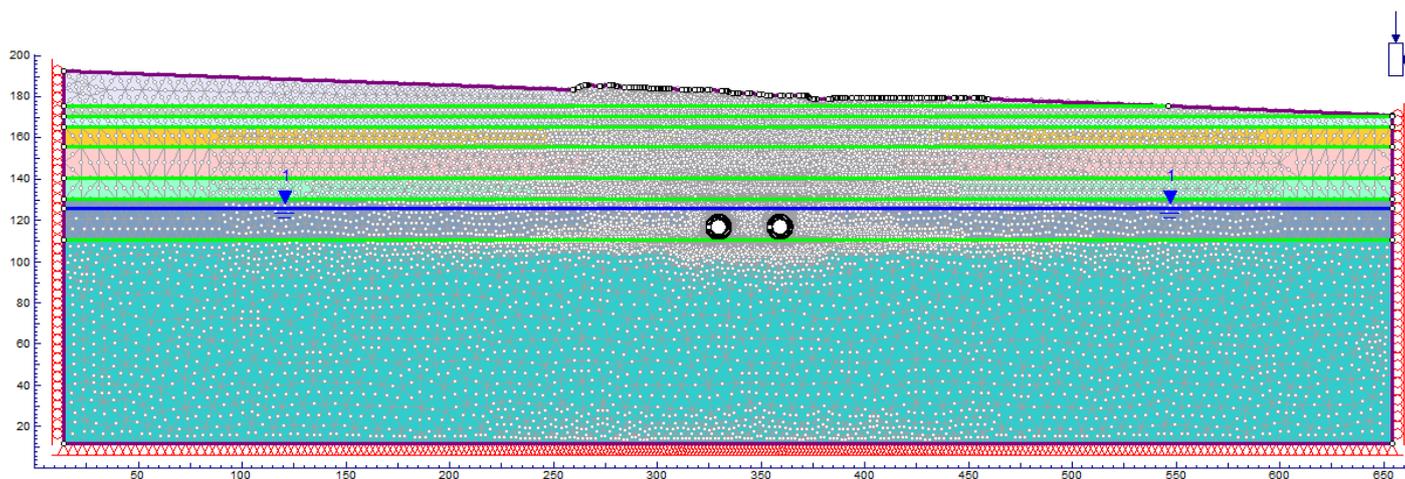


Figura 7.12– Modello numerico rappresentativo della sezione 6 Pk 118+140.000.

7.6.6.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 6 (Pk 118+140.000) utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella **Tabella 7.33**.

Tabella 7.33 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 6.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	5	A	19.5	43.0	7.2	0.6	50	0.3
5	10	B	19.5	43.0	7.2	0.5	60	0.3
10	15	C	19.5	42.0	7.0	0.5	70	0.3
15	25	D	19.5	42.0	7.0	0.5	80	0.3
25	40	E	19.5	40.0	6.7	0.5	100	0.3
40	50	F	19.5	39.0	6.5	0.5	120	0.3
50	70	G	19.5	38.0	6.3	0.5	140	0.3
>70		H	19.5	38.0	6.3	0.4	170	0.3

La falda freatica è stata considerata giacente ad una quota pari a 131.80 m s.l.m. ovvero ad una profondità di -55 m rispetto alla quota del piano campagna che a sua volta è collocato ad una quota di 186.80 m s.l.m

Le gallerie, con copertura pari a 61.23 m (canna sinistra) e 58.68 m (canna destra), interessano lo strato G. Per l'intero modello è stato pertanto adottato nel calcolo delle tensioni geostatiche il coefficiente di spinta a riposo K_0 pari a 0.47.

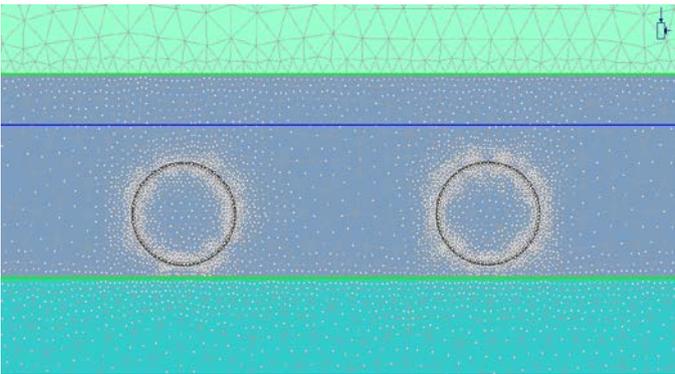
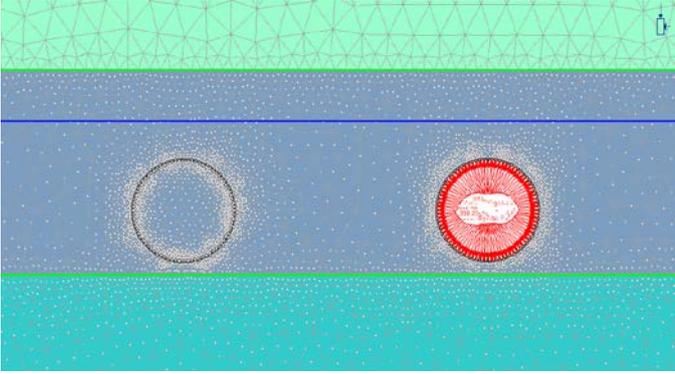
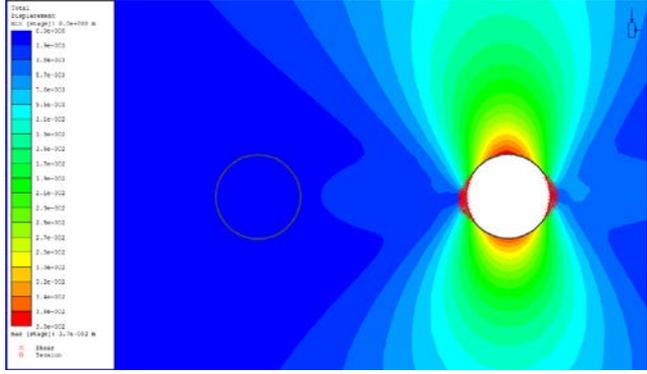
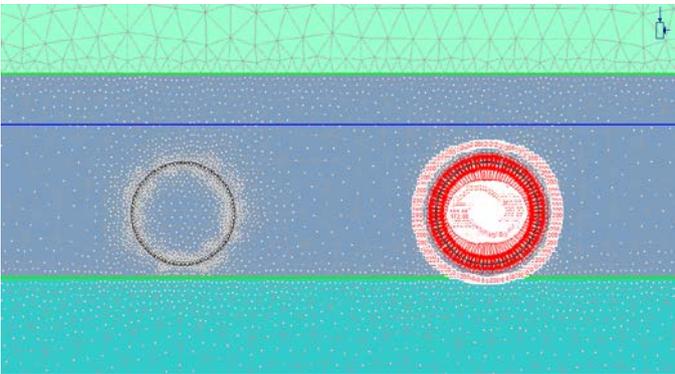
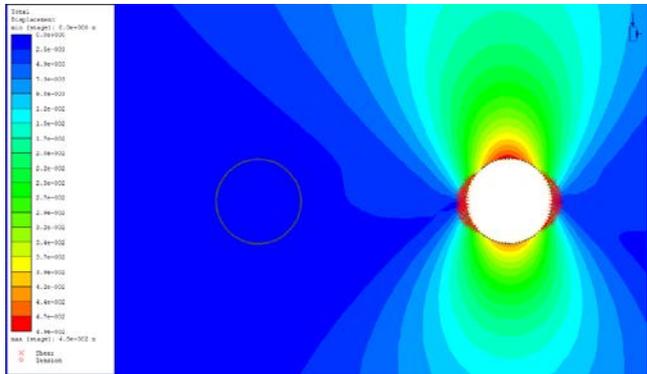
7.6.6.3. Fasi di calcolo adottate

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo si è riprodotto lo stato tensionale indotto dai carichi gravitazionali del terreno. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria. In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa prima fase di calcolo.
- **STAGE 2 – Scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria, per la condizione di spostamento radiale pari a quello che si realizza al fronte (coerentemente con quanto ottenuto dalle analisi assialsimmetriche). Tale valore risulta pari a un rilascio del 43%.
- **STAGE 3 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di destra.** In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di convergenza radiale (corrispondente alla somma di conicità dello scudo e sovrascavo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 71%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'anello di conci.
- **STAGE 4 – Completamento scavo galleria destra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 5 – Scavo del tunnel di sinistra.** In analogia a quanto previsto per lo stage 2, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria, per la condizione di spostamento radiale pari a quello che si realizza al fronte (coerentemente con quanto ottenuto dalle analisi assialsimmetriche). Tale valore risulta pari a un rilascio del 43%.
- **STAGE 6 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra.** Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di sinistra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di convergenza radiale (corrispondente alla somma di conicità dello scudo e sovrascavo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 71%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'anello di conci.
- **STAGE 7 – Fine scavo galleria sinistra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 8 – Condizione sismica.** In questa fase vengono applicate le sollecitazioni derivanti dal sisma, secondo l'approccio pseudostatico, così come enunciato nel paragrafo 7.5.

7.6.6.4. Analisi dei risultati

Nella **Tabella 7.34** si riportano i risultati inerenti agli spostamenti e l'evoluzione delle zone plastiche nei successivi stage di calcolo.

Tabella 7.34– Risultati delle analisi.

Stage di calcolo	Spostamenti e zone plasticizzate
<p>Stage 1</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo sono annullati in questa fase di calcolo, finalizzata a riprodurre lo stato tensionale iniziale, gravato dalle sole condizioni geostatiche.</p>
<p>Stage 2</p> 	<p>Spostamento Massimo: 37 mm</p> 
<p>Stage 3</p> 	<p>Spostamento Massimo: 48 mm</p> 

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

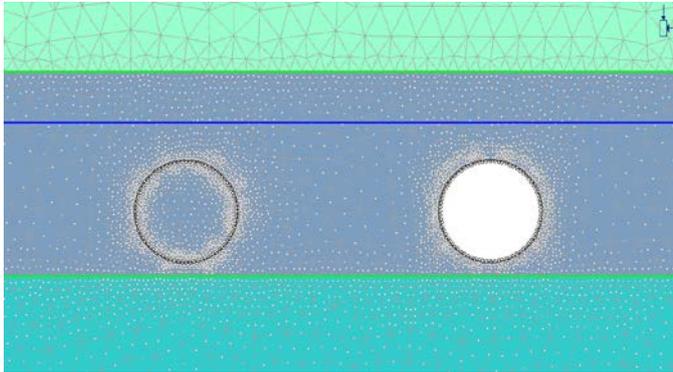
Rev.
A

Foglio
111 di 268

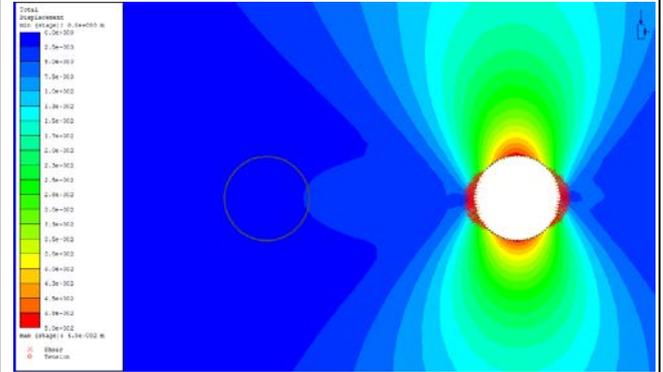
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

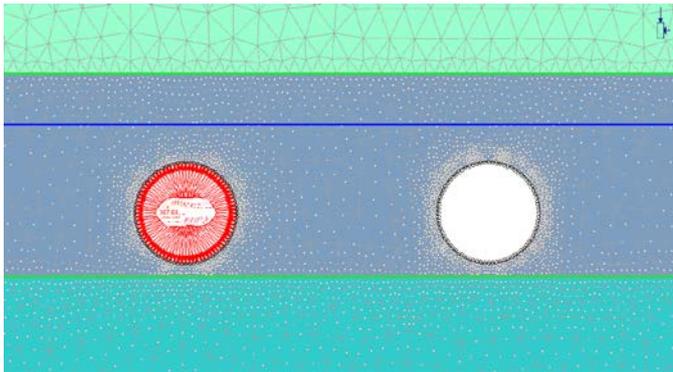
Stage 4



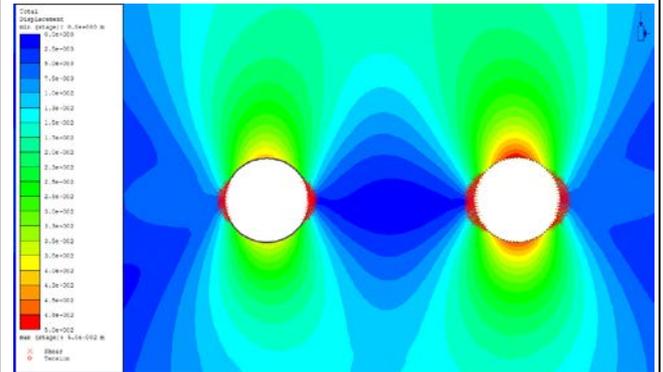
Spostamento Massimo: 49 mm



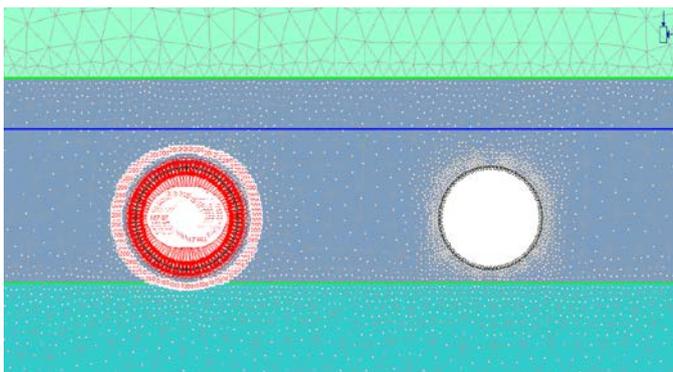
Stage 5



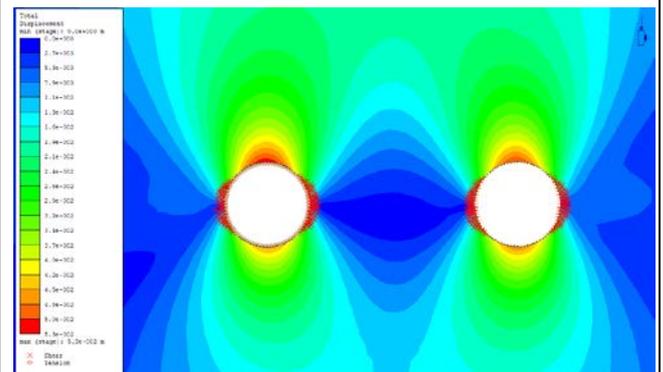
Spostamento Massimo: 50 mm



Stage 6



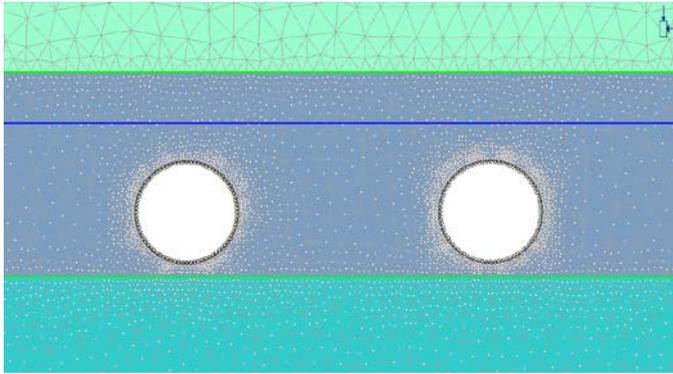
Spostamento Massimo: 53 mm



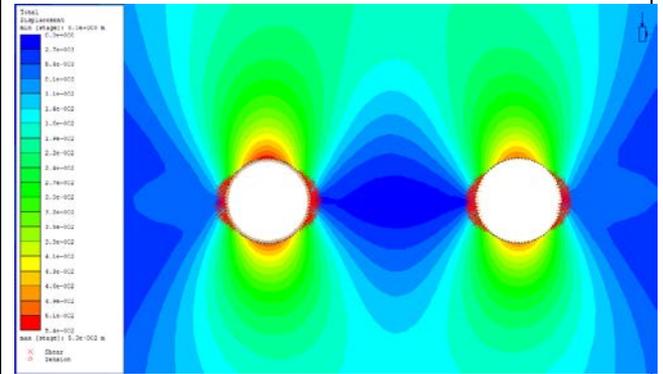
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

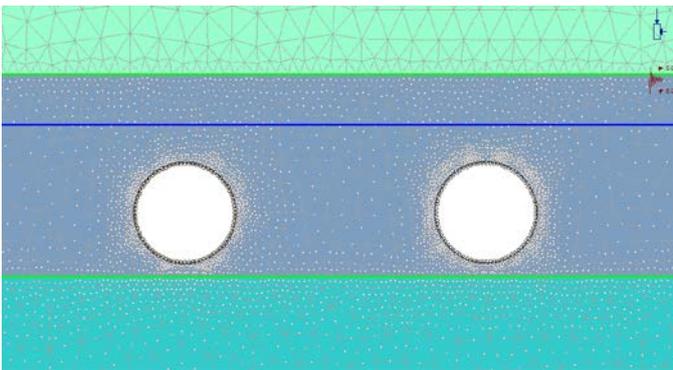
Stage 7



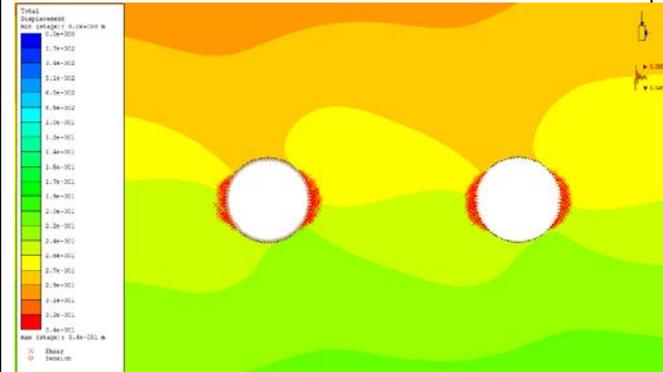
Spostamento Massimo: 53 mm



Stage 8

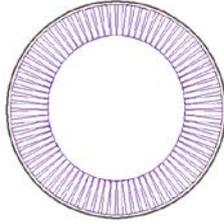
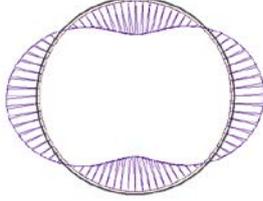
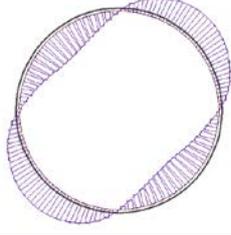
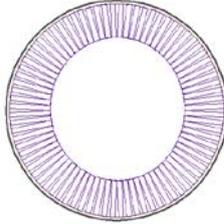
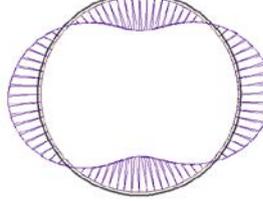
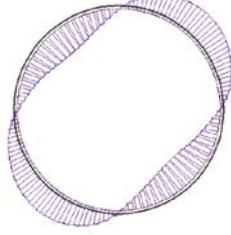
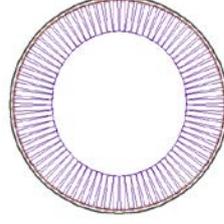
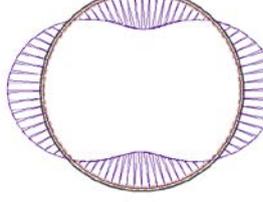
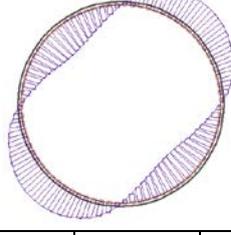
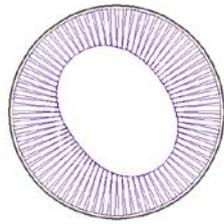
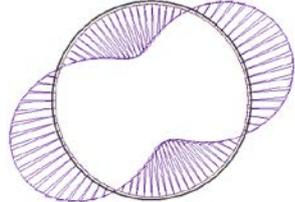
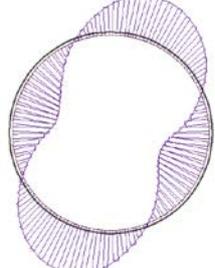


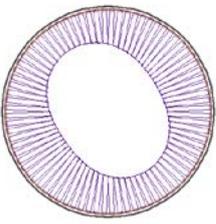
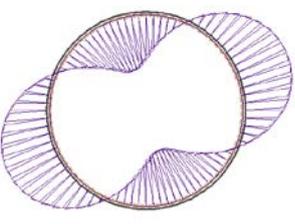
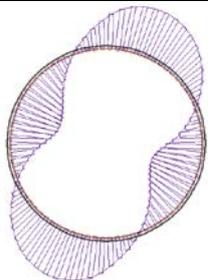
Spostamento Massimo: 340 mm

Azione sismica: $k_h=0.089$ $k_v=-0.045$

Durante lo scavo delle due canne della galleria Lonato si sviluppano zone plastiche all'intorno dello scavo. Gli elementi del terreno che giungono a plasticizzazione per taglio sono situati prevalentemente sui piedritti delle due gallerie. La zona plastica si estende per una distanza massima dal contorno di scavo di circa 1,3 m. Gli spostamenti al contorno dello scavo risultano limitati, per un valore di convergenza massima pari a 53 mm circa, al termine della realizzazione dell'opera.

7.6.6.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni

Stage	Canna	Sforzo normale [kN]			Momento flettente [kNm]			Sforzo tagliante [kN]		
4	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		2017.2	-235.6	42.9	1803.4	265.1	-12.8	1930.9	0.6	101.6
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
1659.3	+257.3	-12.5	2002.0	-252.8	1.0	1890.4	-27.7	-104.4		
7	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		2161.4	-233.9	-13.7	1919.3	265.0	-18.9	2011.4	6.7	103.0
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
	1783.0	250.9	-30.1	2096.4	-251.8	12.5	2036.2	51.2	-102.9	
	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		2083.6	-256.8	-11.9	1718.2	271.4	-10.9	1865.7	6.2	106.5
N_{min}		$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}	
1718.2	267.3	-31.4	2074.8	-261.7	10.6	1843.8	-35.6	-106.1		
8	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		2922.9	-378.3	-47.4	1903.4	399.9	-9.6	2207.0	-52.1	163.8
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
1805.3	362.3	31.2	2904.6	-404.1	6.4	2518.9	49.2	-179.9		

8	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		2807.0	-391.7	-38.9	1819.1	410.5	-2.6	2175.0	73.9	171.0
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
1664.9	400.4	24.0	2669.9	-415.3	8.4	2392.5	-79.6	-178.2		

7.6.6.6. Verifiche statiche

I risultati delle verifiche statiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.35**.

Si sono tenuti in considerazione i seguenti parametri relativi ai singoli conci prefabbricati di rivestimento:

- Classe di resistenza del calcestruzzo: C35/45;
- Acciaio di armatura: tipo B450C;
- Dimensioni concio: spessore 45.0 cm, lunghezza 200.0 cm;
- Copriferro armature longitudinali: 40 mm;
- Armatura: circonferenziale 16+16 Φ 16.

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale. Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello. Da queste considerazioni si sono ottenuti i domini di interazione Sforzo Normale-Momento flettente. La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso il confronto tra le sollecitazioni ottenute dal modello numerico, opportunamente incrementate secondo i valori di normativa ($\gamma = 1.3$), e le resistenze di progetto.

Tutte le coppie Momento-Sforzo Normale delle sollecitazioni agenti sul rivestimento risultano ampiamente incluse nel dominio di resistenza.

La verifica a taglio viene condotta, in prima analisi, trascurando la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti, in favore di sicurezza. La verifica a Stato Limite Ultimo per le sollecitazioni taglianti viene ampiamente soddisfatta anche in questo caso, come è possibile notare dai grafici riportati nella **Tabella 7.35**. Le verifiche sono state condotte per i rivestimenti di ambedue le gallerie. Nel caso della prima canna scavata si è ripetuta l'analisi anche nella condizione transitoria antecedente allo scavo della seconda canna.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio vengono condotte con riferimento alle sollecitazioni risultanti dalla modellazione numerica (che rappresentano in questo caso sia la combinazione caratteristica sia la combinazione quasi permanente di calcolo delle azioni), senza l'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio di fessurazione risultano soddisfatte in tutte le sezioni. La maggior parte delle sezioni risultano interamente reagenti e/o compresse. Le sezioni meno compresse presentano in ogni caso apertura delle fessure inferiori a 0.2 mm (limite di normativa per le armature poco sensibili anche in condizioni ambientali classificate come molto aggressive). Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato condotto con le

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
115 di 268

formulazioni presenti nell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1). Le verifiche di stato limite di esercizio di tensione risultano ovunque soddisfatte.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

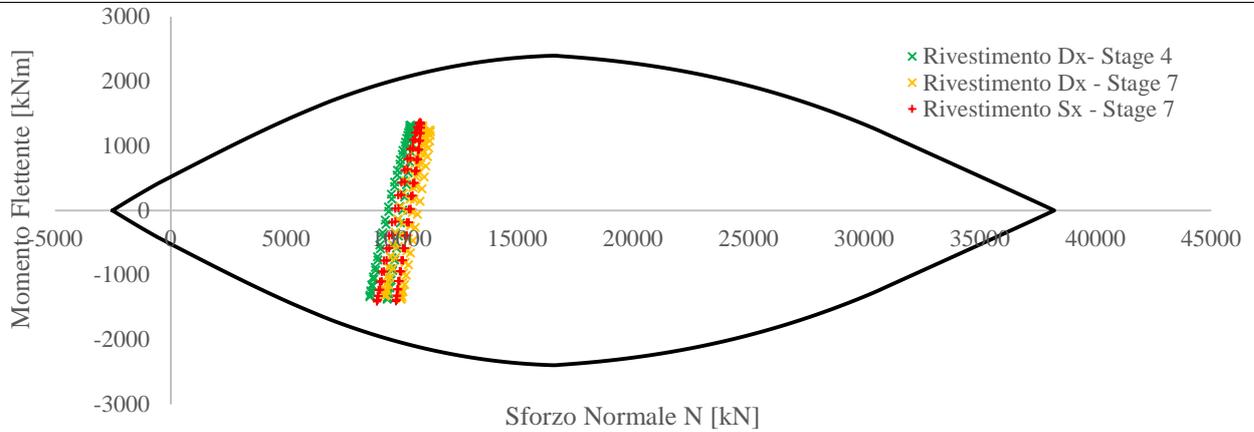
Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

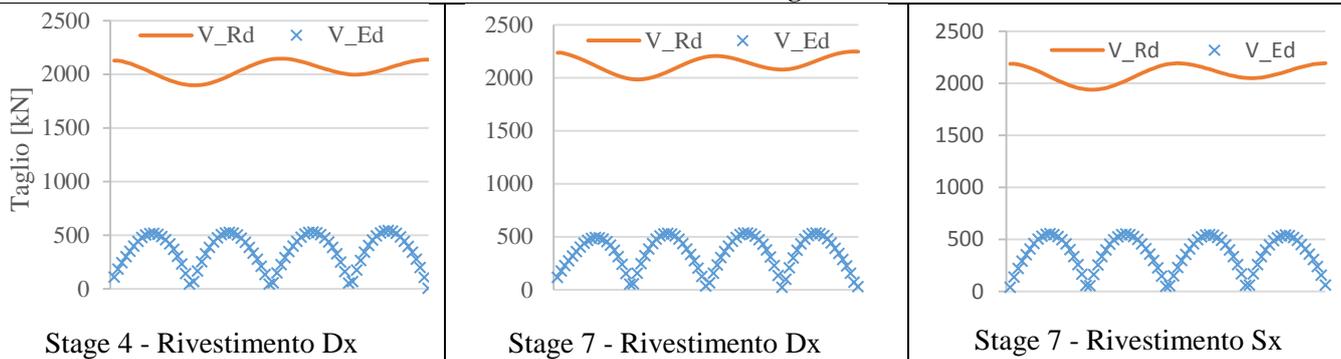
Foglio
116 di 268

Tabella 7.35– Verifiche statiche.

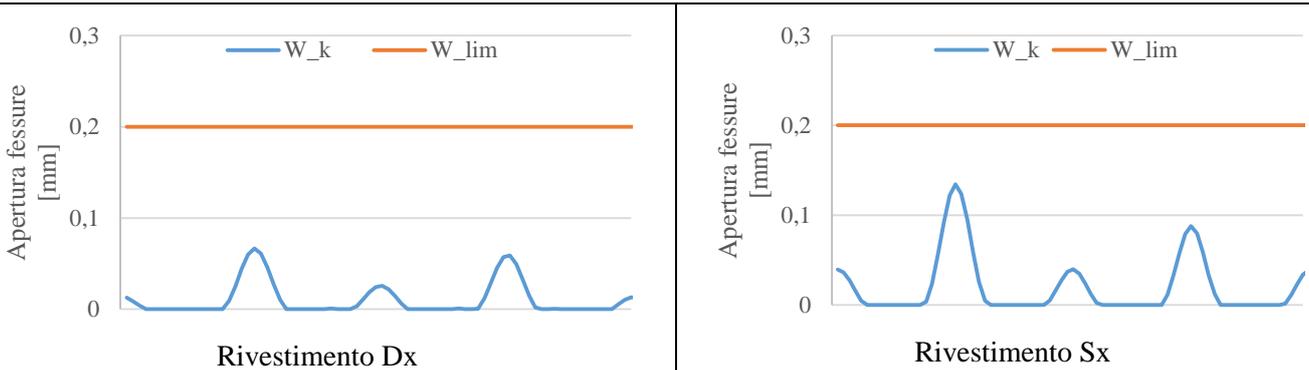
Stato Limite Ultimo Pressoflessione



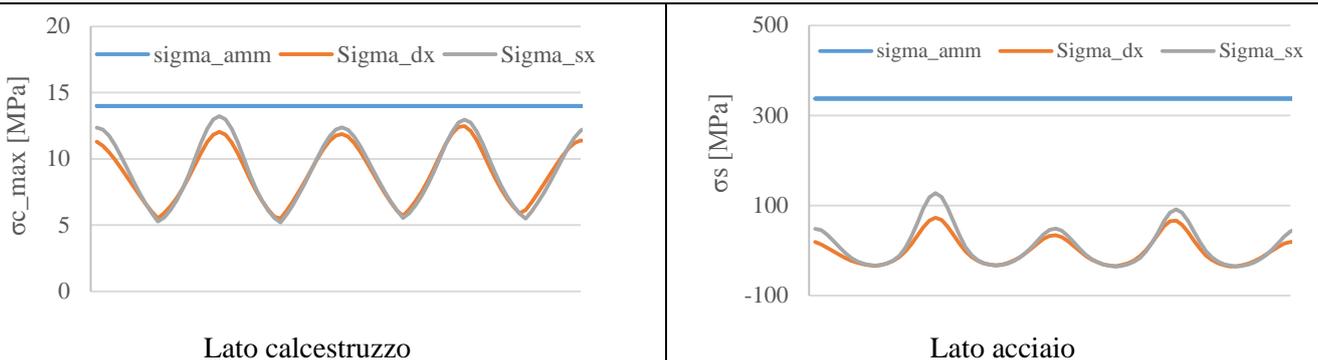
Stato Limite Ultimo Taglio



Stato Limite di Esercizio di fessurazione



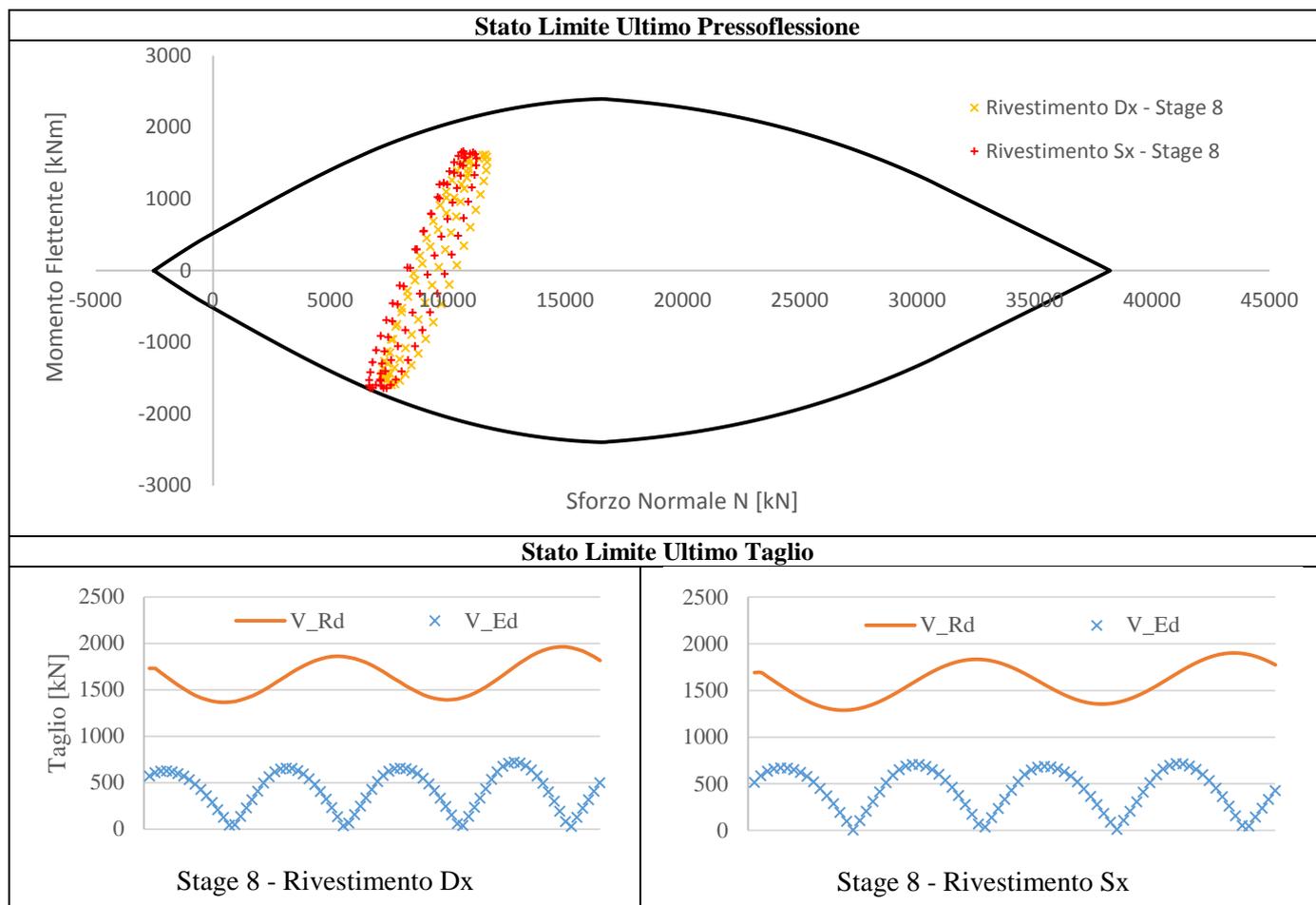
Stato Limite di Esercizio di Tensione



7.6.6.7. Verifiche in condizioni sismiche

I risultati delle verifiche in condizioni sismiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.36**.

Tabella 7.36 – Verifiche in combinazione sismica.



7.6.6.8. Cedimenti al piano campagna

Per quanto riguarda gli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto, in relazione alla realizzazione della sezione 6 alla progressiva Pk 118+140.000, i cedimenti attesi al piano campagna risultano limitati. Il valore massimo di cedimento verticale, secondo le previsioni di calcolo con il modello allo Stato Limite di Esercizio, risulta pari a circa 15 mm.

Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato nella **Figura 7.13**, ove l'origine delle ascisse è stata convenzionalmente posta nel punto medio dell'interasse tra le due gallerie.

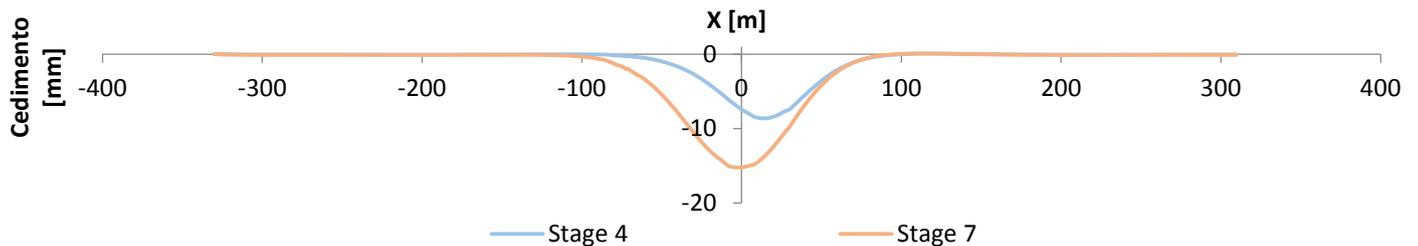


Figura 7.13- Andamento dei cedimenti verticali al piano campagna sulla sezione 6.

7.6.7. Sezione 7 – Progressiva Pk 118+400,000

Nella sezione 7, corrispondente alla progressiva 118+400.000, non sono presenti altri carichi esterni oltre alle azioni esercitate dai materiali geologici presenti in sito. La copertura degli scavi è elevata. Non si evidenziano insistenze di edifici o infrastrutture in superficie nelle zone interessate dal bacino di subsidenza ad eccezione di un fabbricato classificato come “baracca/magazzino” di dimensioni ridotte, situato tra gli assi delle gallerie a circa 20 m a ovest della sezione considerata.

7.6.7.1. Geometria

Il modello numerico di calcolo della sezione 7 è finalizzato all’analisi tenso-deformativa dello scavo delle gallerie nella sezione di copertura massima, pari a circa 60 m.

L’analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo triangolare con elementi a 6 nodi. L’infittimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi indotti dalla realizzazione delle opere. 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.

Il modello così realizzato risulta avere le seguenti caratteristiche dimensionali riportate nella **Figura 7.14**.

Tabella 7.37– Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico rappresentativo della sezione 7.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
7 – Pk 118+400.000	690.00 x 210.00	34752

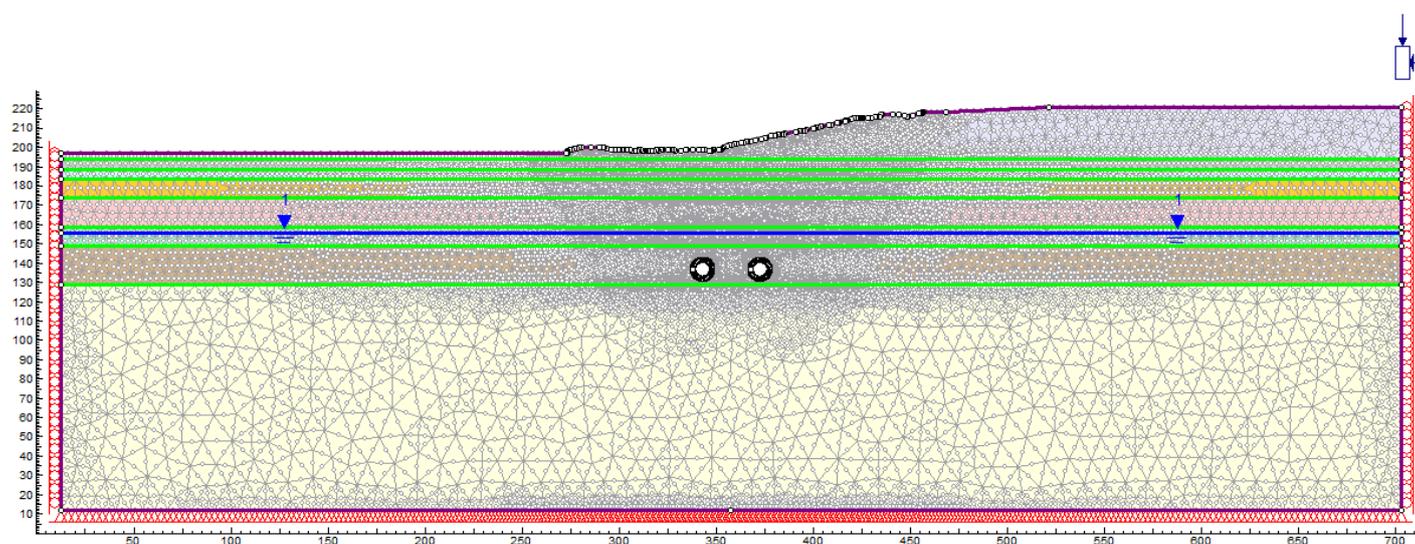


Figura 7.14– Modello numerico rappresentativo della sezione 7 Pk 118+400.000.

7.6.7.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 7 (Pk 118+400.000) utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella **Tabella 7.38**.

Tabella 7.38 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 7.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	5	A	19.5	41.0	6.8	0.6	70	0.3
5	10	B	19.5	41.0	6.8	0.5	80	0.3
10	15	C	19.5	40.0	6.7	0.6	90	0.3
15	25	D	19.5	40.0	6.7	0.5	100	0.3
25	40	E	19.5	39.0	6.5	0.5	180	0.3
40	50	F	19.5	39.0	6.5	0.5	220	0.3
50	70	G	19.5	38.0	6.3	0.5	250	0.3
>70		H	19.5	38.0	6.3	0.4	300	0.3

La falda freatica è stata considerata giacente ad una quota pari a 139.80 m s.l.m. ovvero ad una profondità di -43 m rispetto alla quota del piano campagna che a sua volta è collocato ad una quota di 182.80 m s.l.m

Le gallerie, con copertura pari a 56.92 m (canna sinistra) e 62.46 m (canna destra), interessano lo strato G. Per l'intero modello è stato pertanto adottato nel calcolo delle tensioni geostatiche il coefficiente di spinta a riposo K_0 pari a 0.47.

7.6.7.3. Fasi di calcolo adottate

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo si è riprodotto lo stato tensionale indotto dai carichi gravitazionali del terreno. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria. In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa prima fase di calcolo.
- **STAGE 2 – Scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria, per la condizione di spostamento radiale pari a quello che si realizza al fronte (coerentemente con quanto ottenuto dalle analisi assialsimmetriche). Tale valore risulta pari a un rilascio del 43%.
- **STAGE 3 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di destra.** In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di convergenza radiale (corrispondente alla somma di conicità dello scudo e sovrascavo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 71%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5$ MPa) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'anello di conci.
- **STAGE 4 – Completamento scavo galleria destra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000$ MPa), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 5 – Scavo del tunnel di sinistra.** In analogia a quanto previsto per lo stage 2, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria, per la condizione di spostamento radiale pari a quello che si realizza al fronte

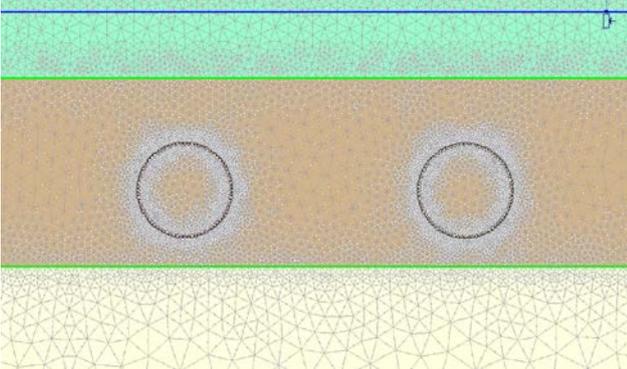
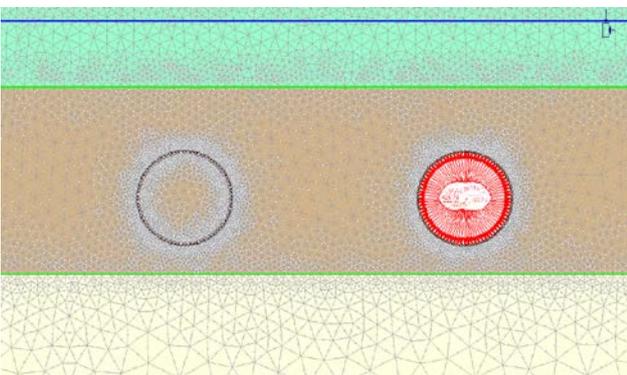
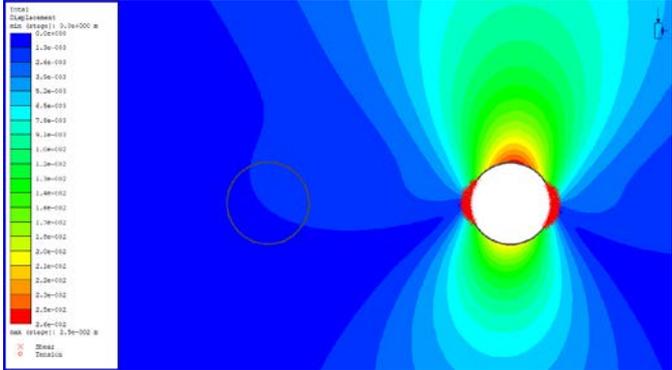
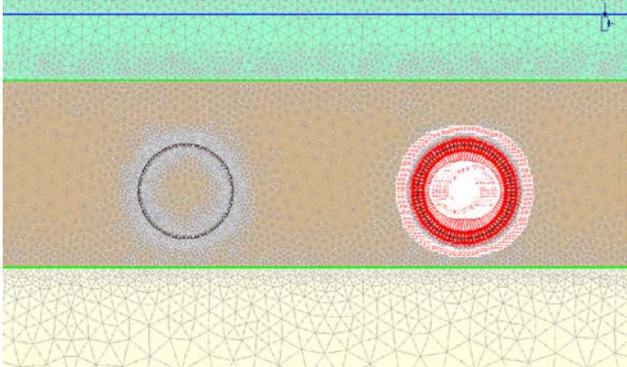
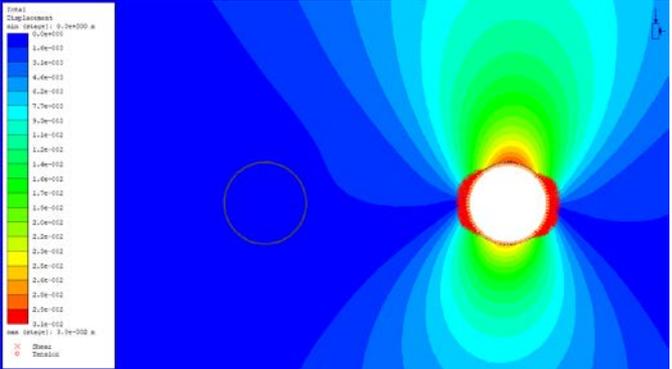
(coerentemente con quanto ottenuto dalle analisi assialsimmetriche). Tale valore risulta pari a un rilascio del 43%.

- **STAGE 6 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra.** Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di sinistra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di convergenza radiale (corrispondente alla somma di conicità dello scudo e sovrascavo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 71%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'anello di conci.
- **STAGE 7 – Completamento scavo galleria sinistra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 8 – Condizione sismica.** In questa fase vengono applicate le sollecitazioni derivanti dal sisma, secondo l'approccio pseudostatico, così come enunciato nel paragrafo 7.5.

7.6.7.4. Analisi dei risultati

Nella **Tabella 7.39** si riportano i risultati inerenti agli spostamenti e l'evoluzione delle zone plasticizzate nei successivi stage di calcolo.

Tabella 7.39 – Risultati delle analisi.

Stage di calcolo	Spostamenti e zone plasticizzate
<p>Stage 1</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo sono annullati in questa fase di calcolo, finalizzata a riprodurre lo stato tensionale iniziale, gravato dalle sole condizioni geostatiche.</p>
<p>Stage 2</p> 	<p>Spostamento Massimo: 25 mm</p> 
<p>Stage 3</p> 	<p>Spostamento Massimo: 30 mm</p> 

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

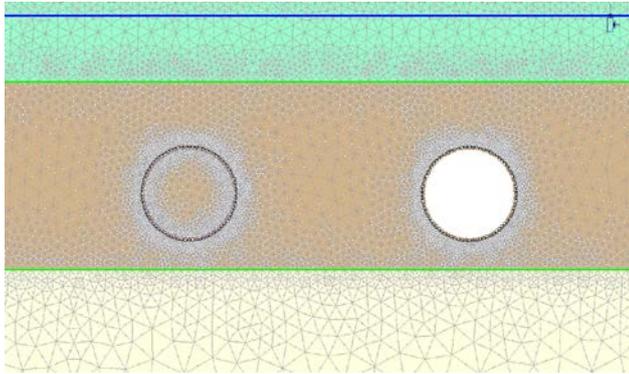
Rev.
A

Foglio
123 di 268

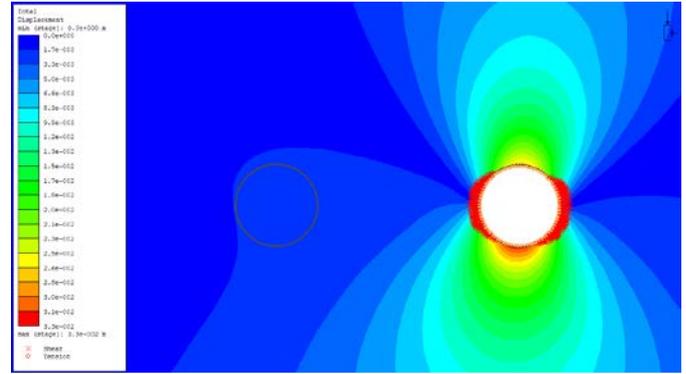
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

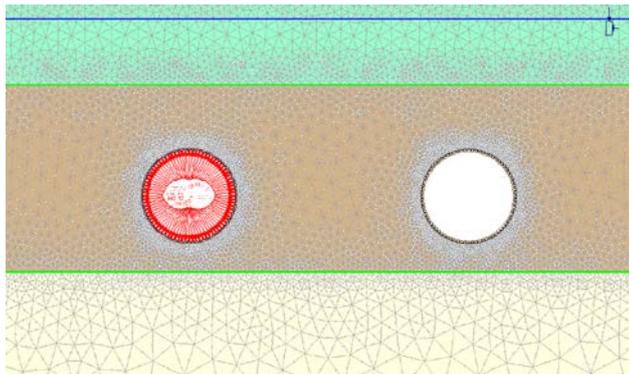
Stage 4



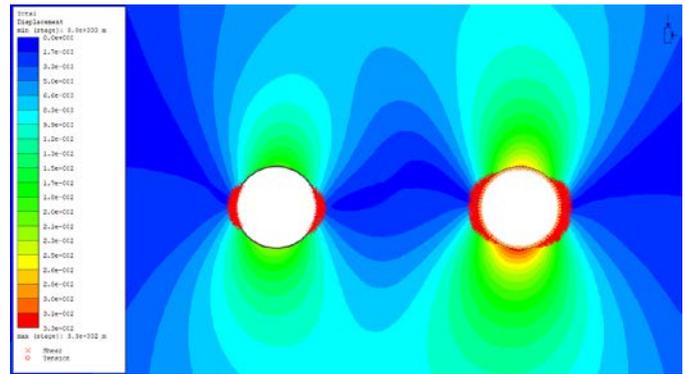
Spostamento Massimo: 33 mm



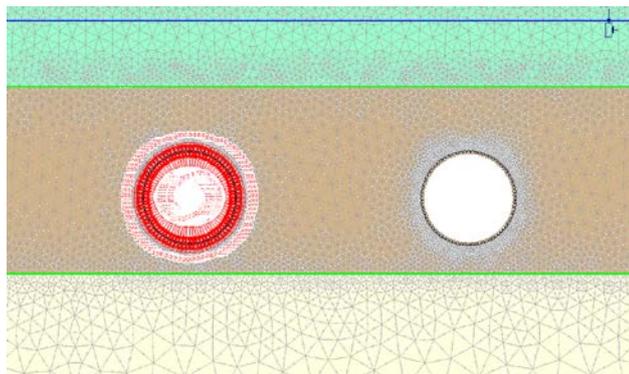
Stage 5



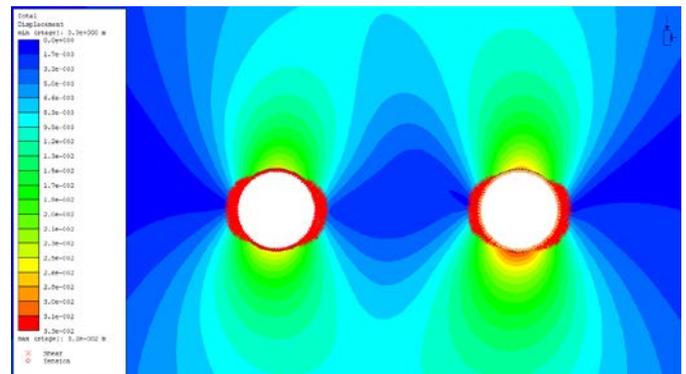
Spostamento Massimo: 33 mm



Stage 6



Spostamento Massimo: 33 mm



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

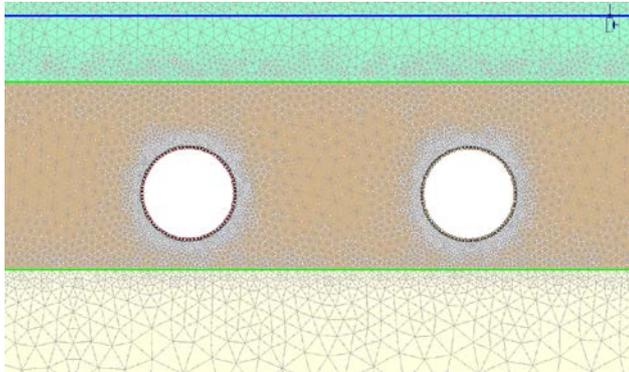
Rev.
A

Foglio
124 di 268

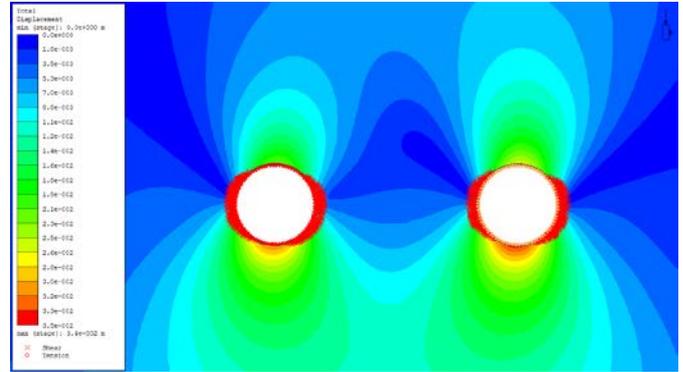
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

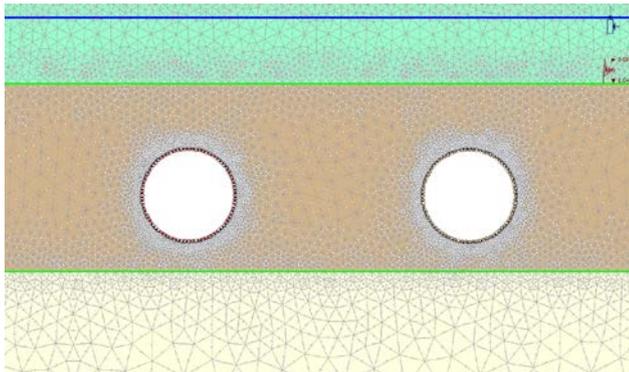
Stage 7



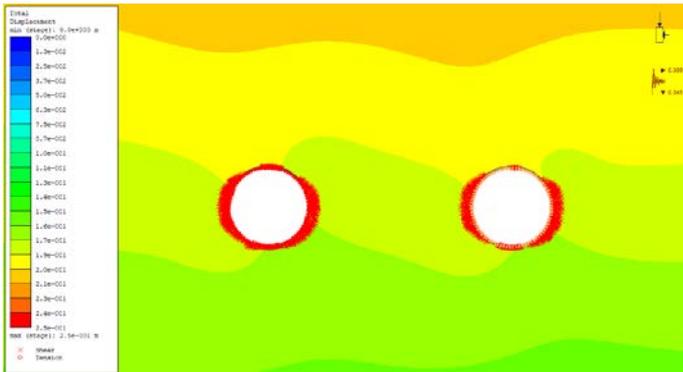
Spostamento Massimo: 34 mm



Stage 8



Spostamento Massimo: 250 mm



Azione sismica: $k_h=0.089$ $k_v=-0.045$

Durante lo scavo delle due canne della galleria Lonato si sviluppano zone plastiche all'intorno dello scavo. Gli elementi del terreno che giungono a plasticizzazione per taglio sono situati prevalentemente sui piedritti delle due gallerie. La zona plastica si estende per una distanza massima dal contorno di scavo di circa 1,1 m. Gli spostamenti al contorno dello scavo risultano limitati, per un valore di convergenza massima pari a 34 mm circa, al termine della realizzazione dell'opera.

Doc. N.

Progetto
INOR

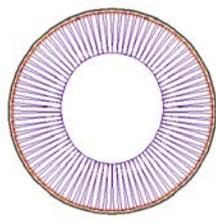
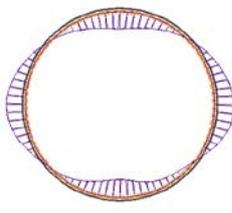
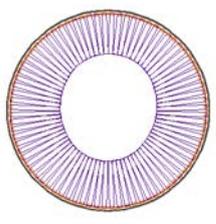
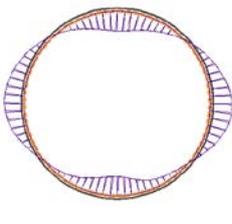
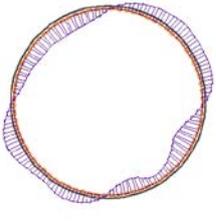
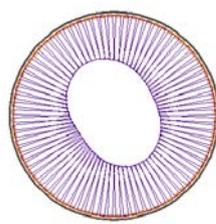
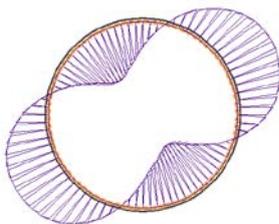
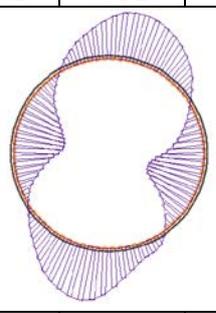
Lotto
11

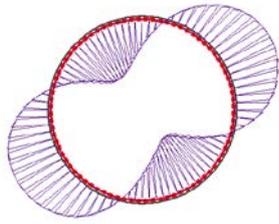
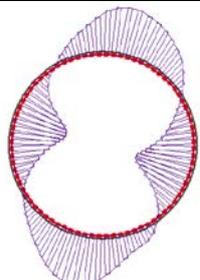
Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
125 di 268

7.6.7.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni

Stage	Canna	Sforzo normale [kN]			Momento flettente [kNm]			Sforzo tagliante [kN]		
4	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		3230.7	-22.1	28.5	3017.8	56.9	5.9	3230.7	-22.1	28.5
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
2602.0	54.4	2.8	3174.4	-61.6	-5.9	3190.5	-34.1	-23.7		
7	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		3312.7	-28.4	29.2	2657.2	62.3	5.4	3307.7	-17.2	29.4
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
	2657.2	62.3	5.4	3250.2	-67.2	-7.6	3304.7	-31.2	-25.8	
	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		3157.6	-20.8	26.4	2571.7	51.6	2.9	3153.4	-10.8	26.6
N_{min}		$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}	
2571.7	51.6	2.9	3104.6	-57.0	-4.9	3120.2	-31.2	-21.8		
8	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		3976.9	-161.5	-10.4	2982.8	171.0	5.2	3237.8	54.0	81.3
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
2609.6	162.9	4.2	3673.6	-167.1	-5.7	3523.5	-1.9	-80.9		

8	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		3753.8	-164.3	-13.0	2808.9	179.2	2.7	3062.1	59.2	88.1
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
2405.4	168.0	1.9	3517.6	-176.6	-7.1	3309.2	-4.9	-81.9		

7.6.7.6. Verifiche statiche

I risultati delle verifiche statiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.40**.

Si sono tenuti in considerazione i seguenti parametri relativi ai singoli conci prefabbricati di rivestimento:

- Classe di resistenza del calcestruzzo: C35/45;
- Acciaio di armatura: tipo B450C;
- Dimensioni coniglio: spessore 45.0 cm, lunghezza 200.0 cm;
- Copriferro armature longitudinali: 40 mm;
- Armatura: circonferenziale 16+16 Φ 16.

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale. Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello. Da queste considerazioni si sono ottenuti i domini di interazione Sforzo Normale-Momento flettente. La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso il confronto tra le sollecitazioni ottenute dal modello numerico, opportunamente incrementate secondo i valori di normativa ($\gamma = 1.3$), e le resistenze di progetto.

Tutte le coppie Momento-Sforzo Normale delle sollecitazioni agenti sul rivestimento risultano ampiamente incluse nel dominio di resistenza.

La verifica a taglio viene condotta, in prima analisi, trascurando la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti, in favore di sicurezza. La verifica a Stato Limite Ultimo per le sollecitazioni taglianti viene ampiamente soddisfatta anche in questo caso, come è possibile notare dai grafici riportati nella **Tabella 7.40**. Le verifiche sono state condotte per i rivestimenti di ambedue le gallerie. Nel caso della prima canna scavata si è ripetuta l'analisi anche nella condizione transitoria antecedente allo scavo della seconda canna.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio vengono condotte con riferimento alle sollecitazioni risultanti dalla modellazione numerica (che rappresentano in questo caso sia la combinazione caratteristica sia la combinazione quasi permanente di calcolo delle azioni), senza l'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio di fessurazione risultano soddisfatte in tutte le sezioni. La maggior parte delle sezioni risultano interamente reagenti e/o compresse. Le sezioni meno compresse presentano in ogni caso apertura delle fessure inferiori a 0.2 mm (limite di normativa per le armature poco sensibili anche in condizioni ambientali classificate come molto aggressive). Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato condotto con le

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

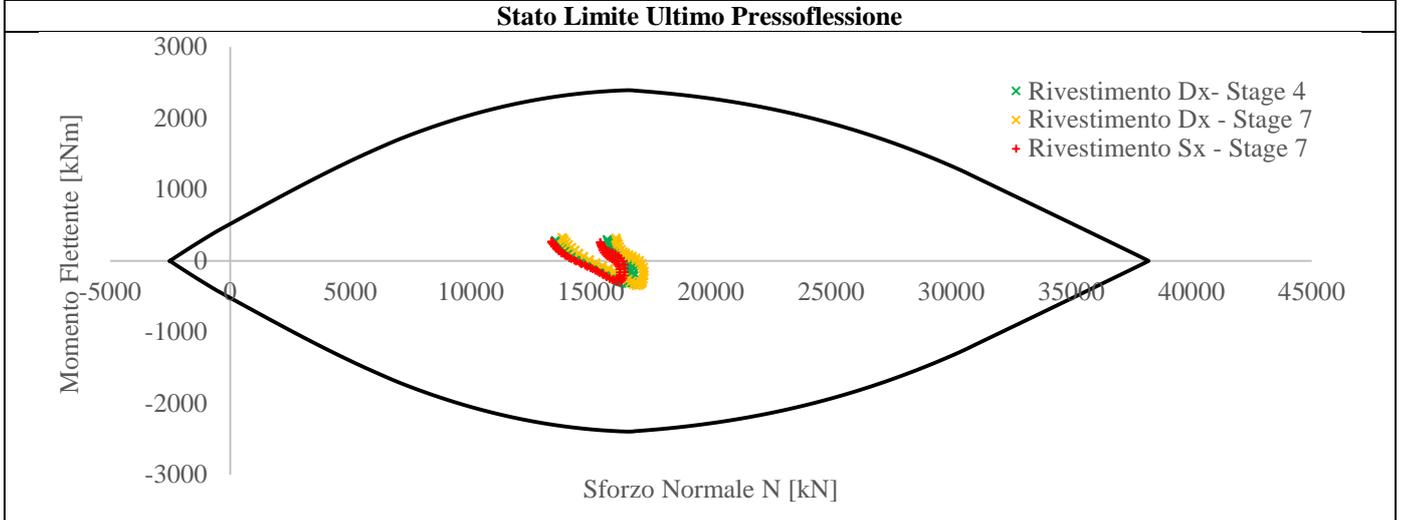
Foglio
127 di 268

formulazioni presenti nell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1).Le verifiche di stato limite di esercizio di tensione risultano ovunque soddisfatte.

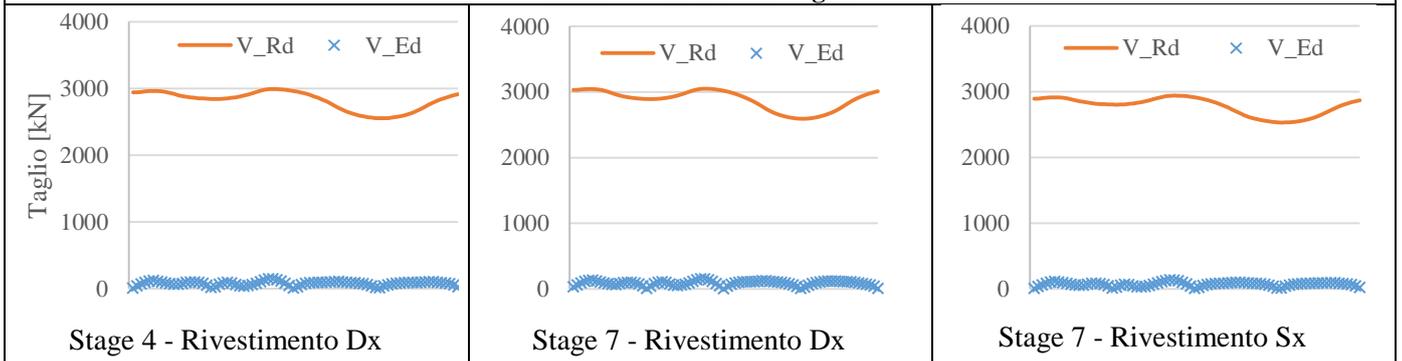


Tabella 7.40– Verifiche statiche.

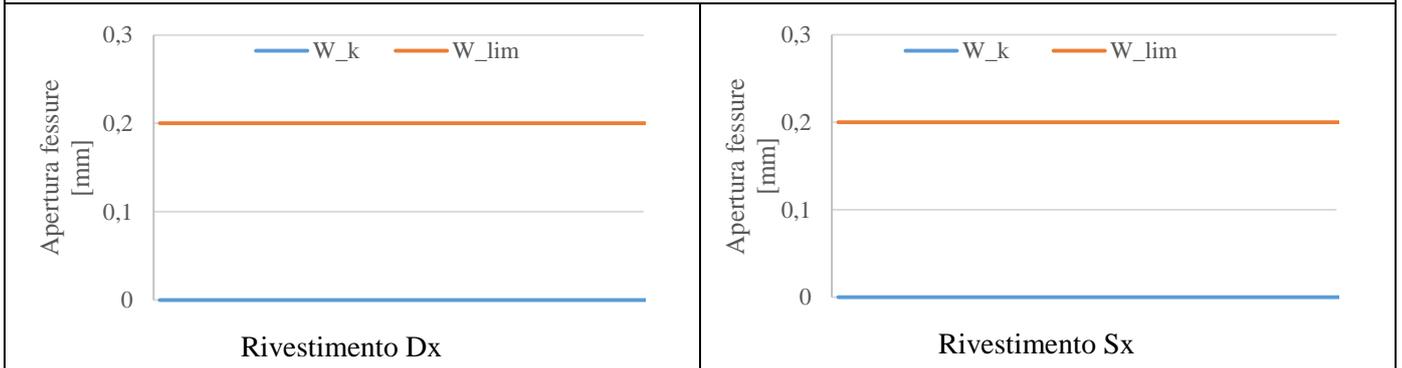
Stato Limite Ultimo Pressoflessione



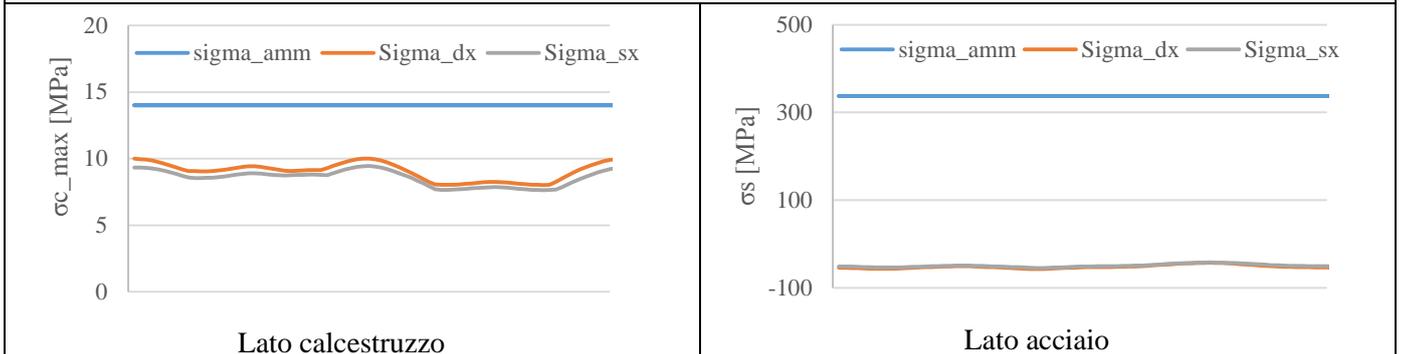
Stato Limite Ultimo Taglio



Stato Limite di Esercizio di fessurazione



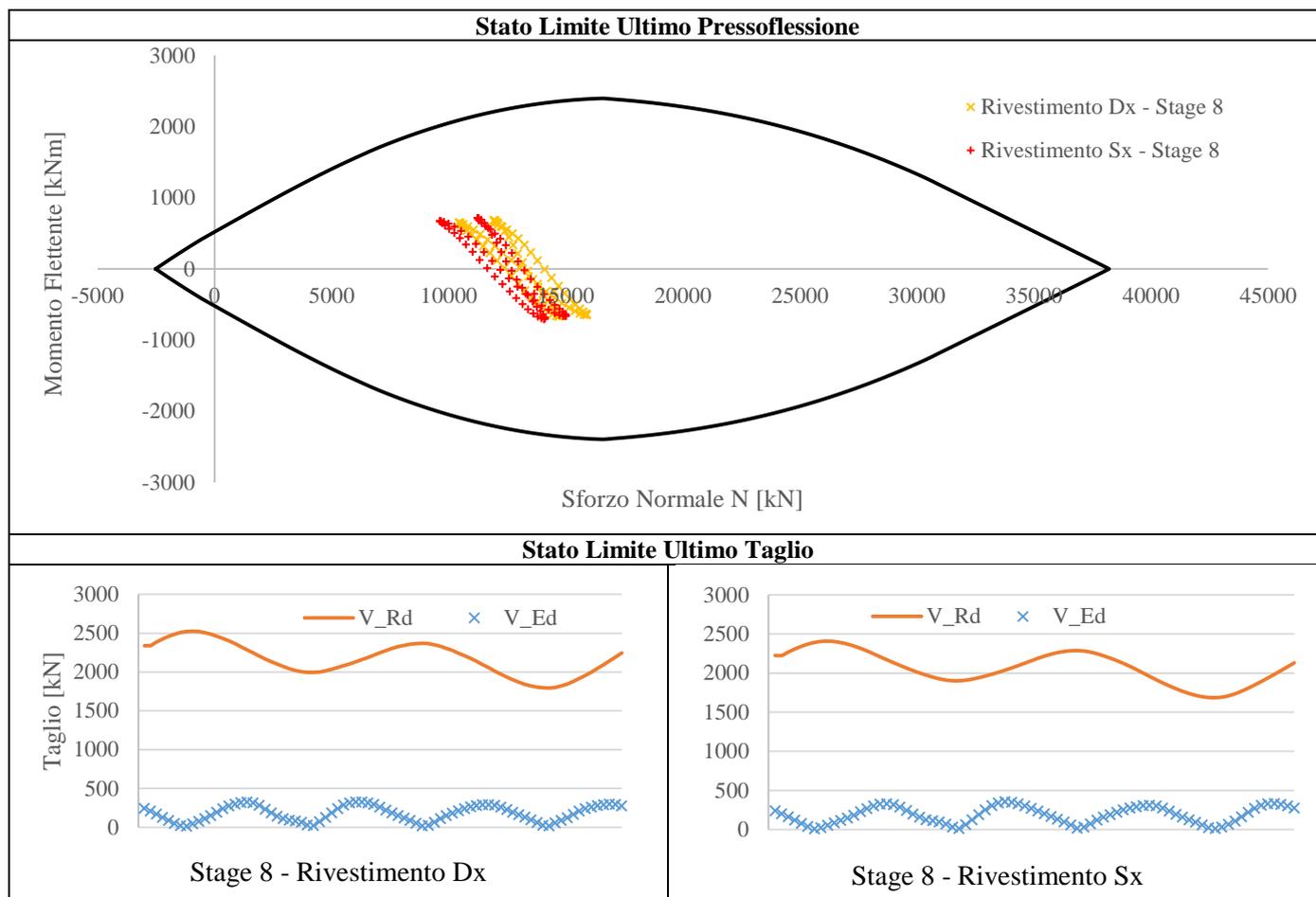
Stato Limite di Esercizio di Tensione



7.6.7.1. Verifiche in condizioni sismiche

I risultati delle verifiche in condizioni sismiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.41**.

Tabella 7.41 – Verifiche in combinazione sismica.



7.6.7.2. Cedimenti al piano campagna

Per quanto riguarda gli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto, in relazione alla realizzazione della sezione 7 alla progressiva Pk 118+400.000, i cedimenti attesi al piano campagna risultano limitati. Il valore massimo di cedimento verticale, secondo le previsioni di calcolo con il modello allo Stato Limite di Esercizio, risulta pari a circa 5 mm.

Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato nella **Figura 7.15**, ove l'origine delle ascisse è stato convenzionalmente posto nel punto medio dell'interasse tra le due gallerie.

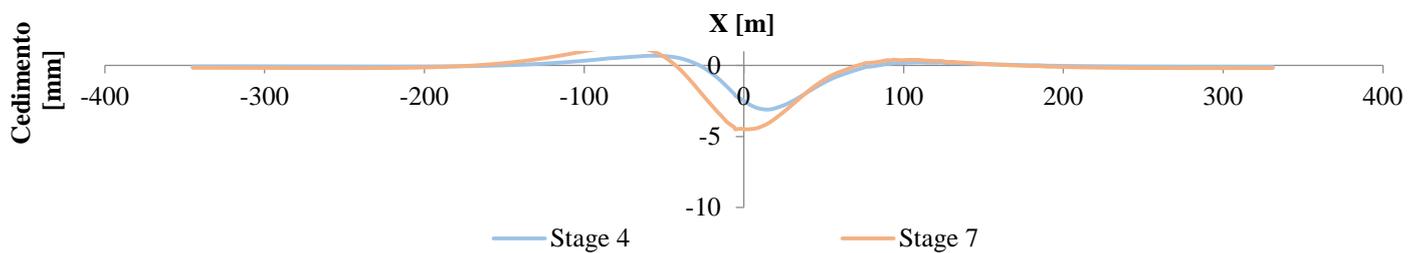


Figura 7.15 - Andamento dei cedimenti verticali al piano campagna sulla sezione 7.

7.6.8. Sezione 8 – Progressiva Pk 118+800,000

Nella sezione 8, corrispondente alla progressiva 118+800.000 e localizzata circa 70 m a S rispetto all'Autostrada A4, non sono presenti altri carichi esterni oltre alle azioni esercitate dai materiali geologici presenti in sito. La copertura del tunnel risulta essere tra le maggiori di tutte sezioni analizzate. Non si evidenziano insistenze di edifici di rilievo o infrastrutture in superficie nelle zone interessate dal bacino di subsidenza.

7.6.8.1. Geometria

Il modello numerico di calcolo della sezione 8 è finalizzato all'analisi tenso-deformativa dello scavo delle gallerie nella sezione con una copertura variabile tra 44 e 49 m.

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo triangolare con elementi a 6 nodi. L'infittimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi indotti dalla realizzazione delle opere. 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.

Il modello così realizzato risulta avere le seguenti caratteristiche dimensionali riportate nella **Tabella 7.42**.

Tabella 7.42 – Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico rappresentativo della sezione 8.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
8 – Pk 118+800.000	640.00 x 150.20	33444

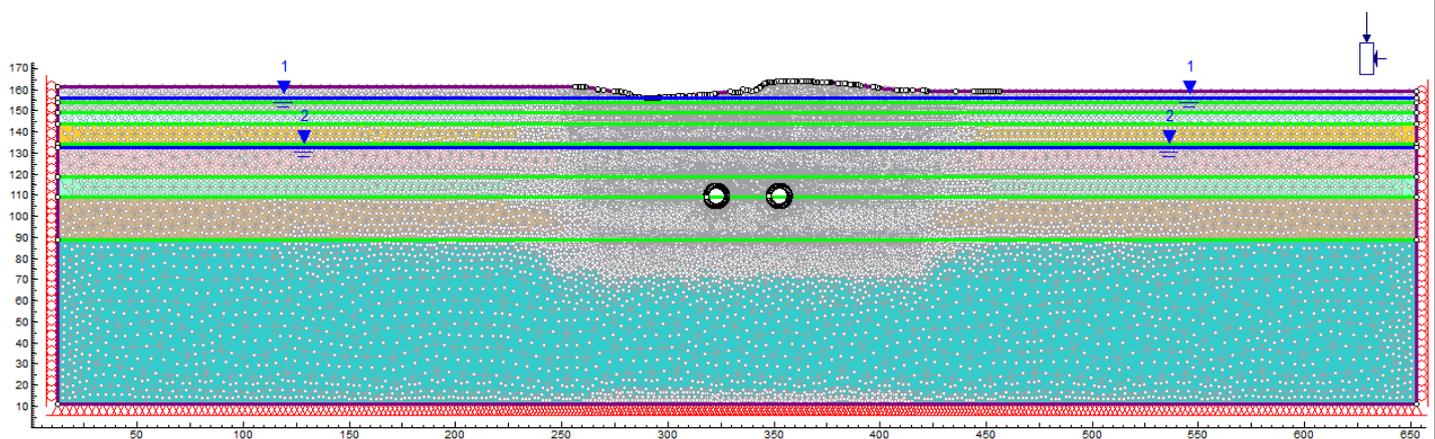


Figura 7.16– Modello numerico rappresentativo della sezione 8 Pk 118+800.000.

7.6.8.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 8 (Pk 118+800.000) utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella **Tabella 7.43**.

Tabella 7.43– Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 8.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	5	A	18.0	37.0	6.2	0.69	40	0.3
5	10	B	19.5	39.0	6.5	0.59	80	0.3
10	15	C	19.5	40.0	6.7	0.56	100	0.3
15	25	D	19.5	40.0	6.7	0.51	140	0.3
25	40	E	19.5	40.0	6.7	0.51	160	0.3
40	50	F	19.5	39.5	6.6	0.51	220	0.3
50	70	G	19.5	40.0	6.7	0.44	250	0.3
>70		H	19.5	41.0	6.8	0.42	300	0.3

Per quanto concerne la falda freatica, in corrispondenza della sezione sono state considerati due livelli di falda distinti, il primo relativo ad una falda sospesa più superficiale mentre il secondo relativo ad un livello di falda libera più in profondità. In particolare rispetto al piano campagna collocato ad una quota di 167.90 m s.l.m., la falda sospesa ha una soggiacenza di 3 m (quota falda pari a 164.90 m s.l.m.) ed interessa i terreni degli strati A e B fino ad una profondità di 10 m. La superficie della falda libera ha una soggiacenza pari a 26.40 m ed è quindi collocata alla quota di 141.50 m s.l.m. e satura i terreni degli strati E, F, G ed H.

Le gallerie, con copertura pari a 44.04 m (canna sinistra) e 49.63 m (canna destra), interessano lo strato F nella zona di calotta e dei piedritti mentre lo strato G nella zona dell'arco rovescio. Nel calcolo delle tensioni geostatiche per l'intero modello è stato pertanto adottato un valore del coefficiente di spinta a riposo K_0 pari a 0.48, corrispondente alla media tra i valori che caratterizzano gli strati F e G.

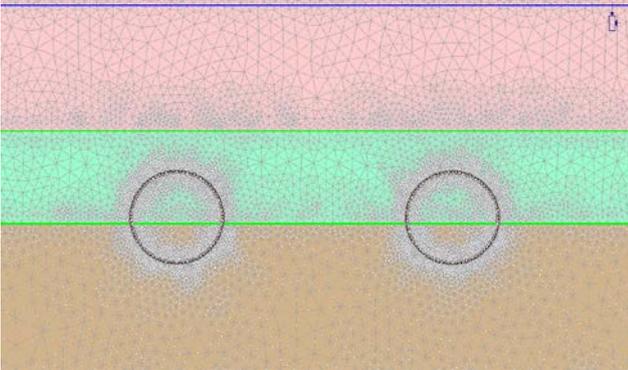
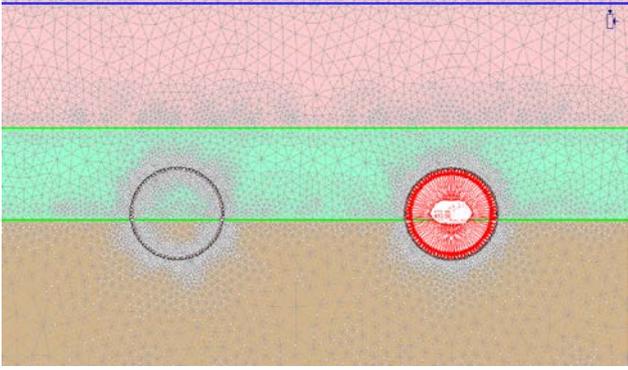
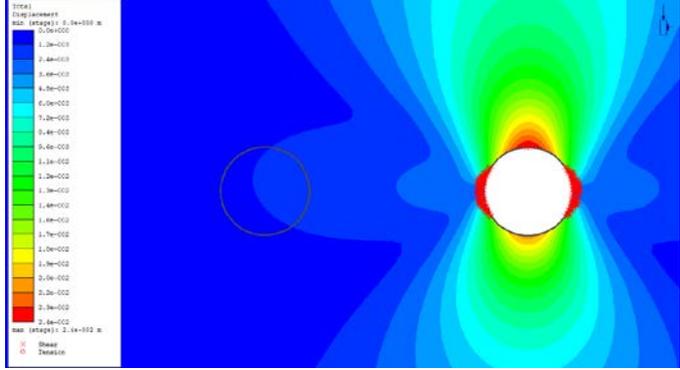
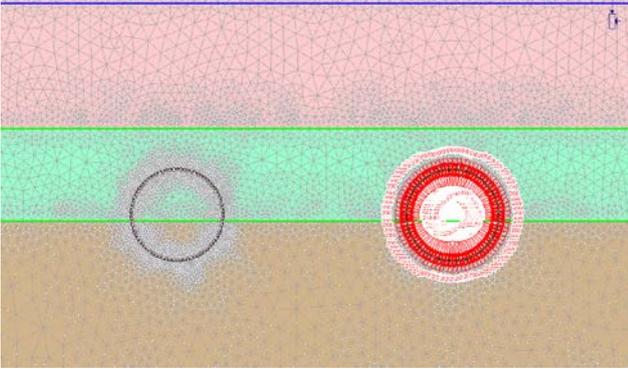
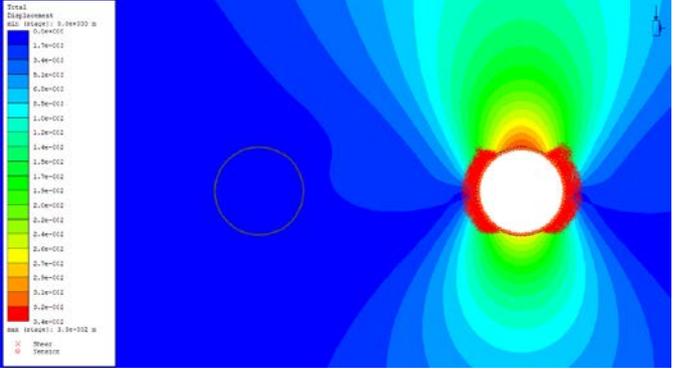
7.6.8.3. Fasi di calcolo adottate

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo si è riprodotto lo stato tensionale indotto dai carichi gravitazionali del terreno. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria. In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa prima fase di calcolo.
- **STAGE 2 – Scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria, per la condizione di spostamento radiale pari a quello che si realizza al fronte (coerentemente con quanto ottenuto dalle analisi assialsimmetriche). Tale valore risulta pari a un rilascio del 43%.
- **STAGE 3 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di destra.** In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di convergenza radiale (corrispondente alla somma di conicità dello scudo e sovrascavo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 71%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'anello di conci.
- **STAGE 4 – Completamento scavo galleria destra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 5 – Scavo del tunnel di sinistra.** In analogia a quanto previsto per lo stage 2, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria, per la condizione di spostamento radiale pari a quello che si realizza al fronte (coerentemente con quanto ottenuto dalle analisi assialsimmetriche). Tale valore risulta pari a un rilascio del 43%.
- **STAGE 6 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra.** Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di sinistra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di convergenza radiale (corrispondente alla somma di conicità dello scudo e sovrascavo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 71%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'anello di conci.
- **STAGE 7 – Completamento scavo galleria sinistra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 8 – Condizione sismica.** In questa fase vengono applicate le sollecitazioni derivanti dal sisma, secondo l'approccio pseudostatico, così come enunciato nel paragrafo 5.5.

7.6.8.4. Analisi dei risultati

Nella **Tabella 7.44** si riportano i risultati inerenti agli spostamenti e l'evoluzione delle zone plasticizzate nei successivi stage di calcolo.

Tabella 7.44 – Risultati delle analisi.

Stage di calcolo	Spostamenti e zone plasticizzate
<p>Stage 1</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo sono annullati in questa fase di calcolo, finalizzata a riprodurre lo stato tensionale iniziale, gravato dalle sole condizioni geostatiche.</p>
<p>Stage 2</p> 	<p>Spostamento Massimo: 24 mm</p> 
<p>Stage 3</p> 	<p>Spostamento Massimo: 33 mm</p> 

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

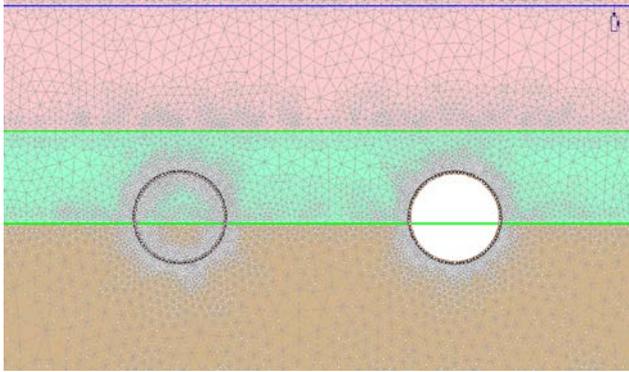
Rev.
A

Foglio
135 di 268

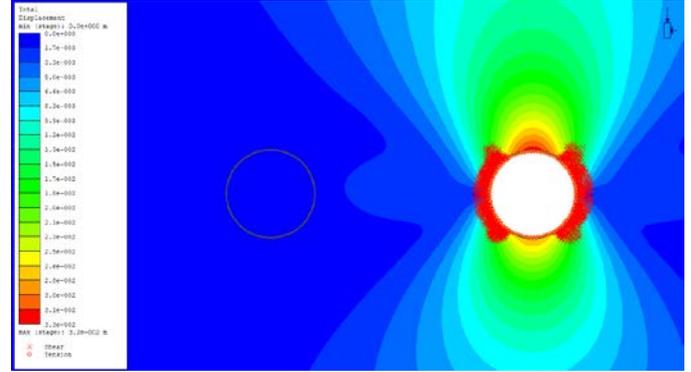
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

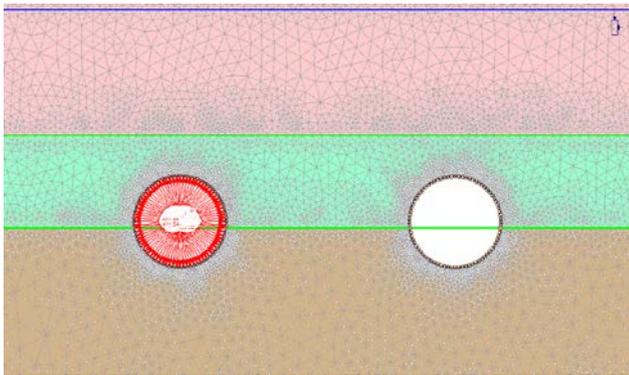
Stage 4



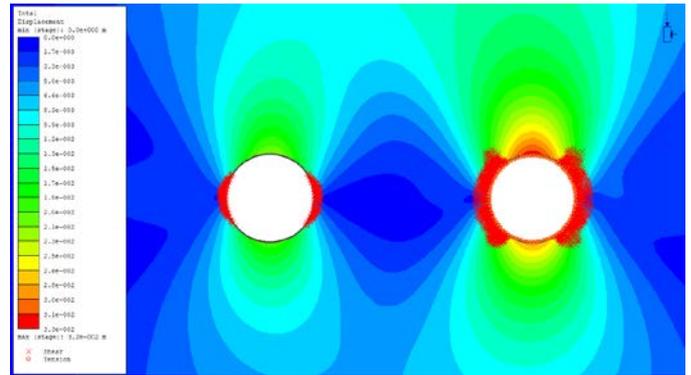
Spostamento Massimo: 33 mm



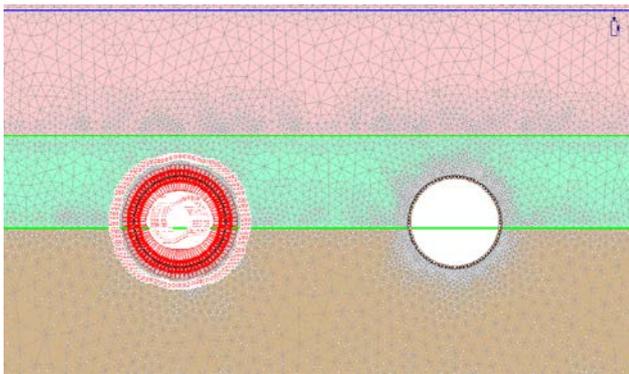
Stage 5



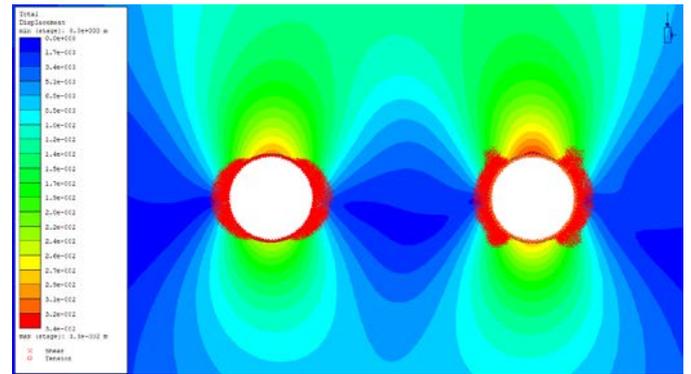
Spostamento Massimo: 33 mm



Stage 6



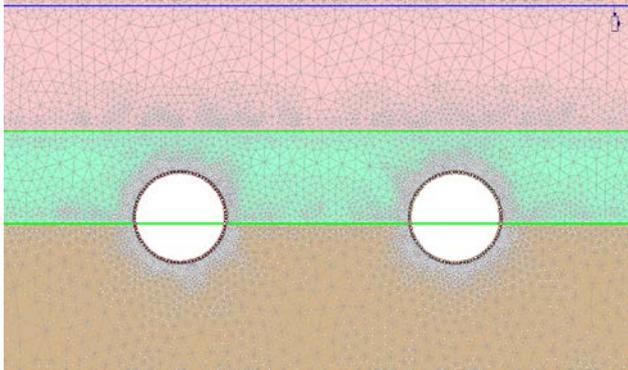
Spostamento Massimo: 33 mm



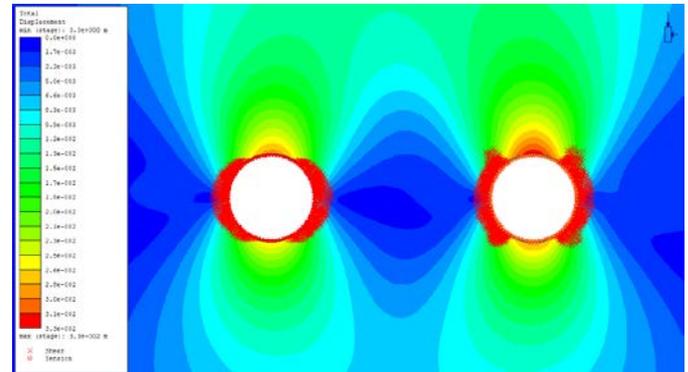
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

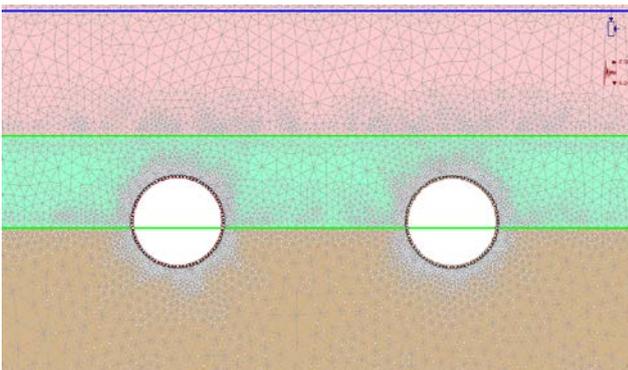
Stage 7



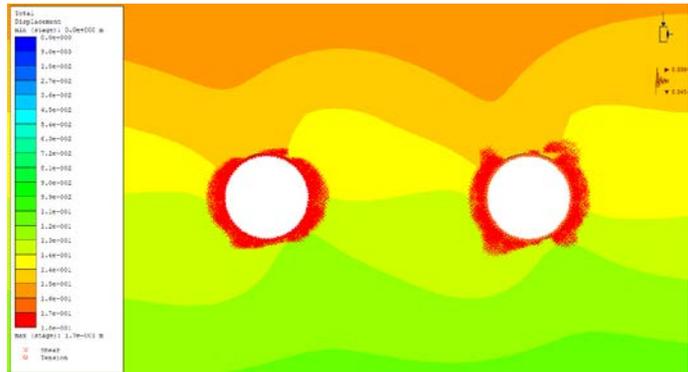
Spostamento Massimo: 33 mm



Stage 8

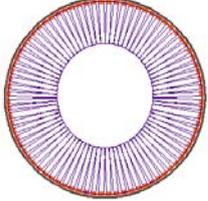
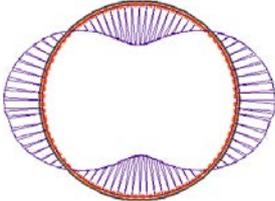
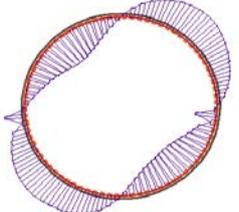
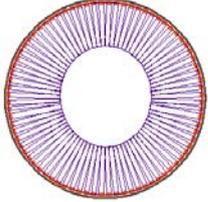
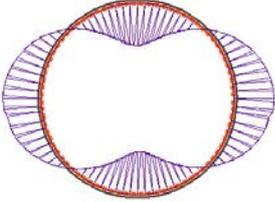
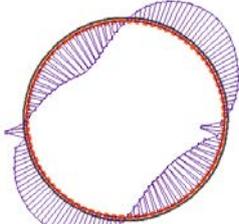
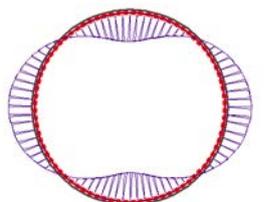
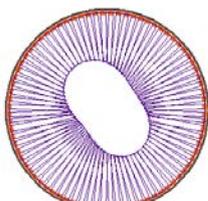
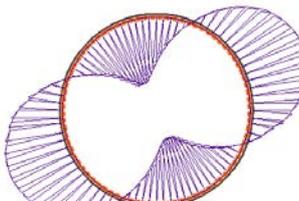
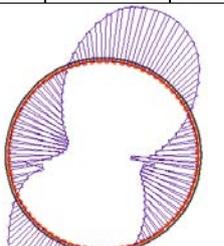


Spostamento Massimo: 170 mm

Azione sismica: $k_h=0.089$ $k_v=-0.045$

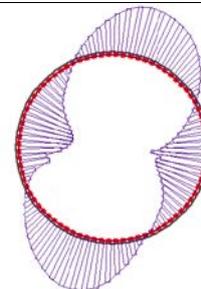
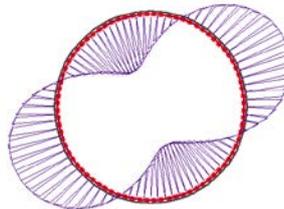
Durante lo scavo delle due canne della galleria Lonato si sviluppano zone plastiche all'intorno dello scavo. Gli elementi del terreno che giungono a plasticizzazione per taglio sono situati prevalentemente sui piedritti delle due gallerie. La zona plastica si estende per una distanza massima dal contorno di scavo di circa 2.6 m, delineando nel caso dello scavo di destra una forma debolmente a farfalla. Gli spostamenti al contorno dello scavo risultano limitati, per un valore di convergenza massima pari a 33 mm circa, al termine della realizzazione dell'opera.

7.6.8.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni

Stage	Canna	Sforzo normale [kN]			Momento flettente [kNm]			Sforzo tagliante [kN]		
4	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1822.7	-115.0	7.3	1725.4	143.4	6.6	1633.1	35.6	55.3
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
1568.4	138.8	16.7	1815.8	-131.5	-4.9	1683.3	-6.1	-55.7		
7	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1939.5	-108.5	-30.3	195.4	147.9	5.3	1723.7	35.1	57.7
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
	1632.8	146.9	6.4	1882.6	-136.8	-4.1	1747.6	-7.4	-58.5	
	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1716.6	-83.9	20.9	1650.5	113.8	5.5	1541.7	27.2	44.1
N_{min}		$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}	
1487.4	110.2	13.2	1704.9	-102.8	-4.2	1570.5	9.9	-44.5		
8	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		2539.5	-199.7	-55.8	1635.2	227.1	7.4	2019.5	-87.4	110.5
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
1596.5	203.6	45.2	2353.3	-233.2	-12.7	2296.0	27.3	-105.2		

8

Sx



N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
2303.9	-194.0	-44.2	1401.4	211.8	12.1	1832.4	-60.8	102.4
N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
1383.5	198.5	31.4	216.7	-222.1	-3.6	2153.1	-31.9	-101.2

7.6.8.6. Verifiche statiche

I risultati delle verifiche statiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.45**. Si sono tenuti in considerazione i seguenti parametri relativi ai singoli conci prefabbricati di rivestimento:

- Classe di resistenza del calcestruzzo: C35/45;
- Acciaio di armatura: tipo B450C;
- Dimensioni concio: spessore 45.0 cm, lunghezza 200.0 cm;
- Copriferro armature longitudinali: 40 mm;
- Armatura: circonferenziale 16+16 Φ 16.

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale. Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello. Da queste considerazioni si sono ottenuti i domini di interazione Sforzo Normale-Momento flettente. La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso il confronto tra le sollecitazioni ottenute dal modello numerico, opportunamente incrementate secondo i valori di normativa ($\gamma = 1.3$), e le resistenze di progetto.

Tutte le coppie Momento-Sforzo Normale delle sollecitazioni agenti sul rivestimento risultano ampiamente incluse nel dominio di resistenza.

La verifica a taglio viene condotta, in prima analisi, trascurando la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti, in favore di sicurezza. La verifica a Stato Limite Ultimo per le sollecitazioni taglianti viene ampiamente soddisfatta anche in questo caso, come è possibile notare dai grafici riportati nella **Tabella 7.45**. Le verifiche sono state condotte per i rivestimenti di ambedue le gallerie. Nel caso della prima canna scavata si è ripetuta l'analisi anche nella condizione transitoria antecedente allo scavo della seconda canna.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio vengono condotte con riferimento alle sollecitazioni risultanti dalla modellazione numerica (che rappresentano in questo caso sia la combinazione caratteristica sia la combinazione quasi permanente di calcolo delle azioni), senza l'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio di fessurazione risultano soddisfatte in tutte le sezioni. La maggior parte delle sezioni risultano interamente reagenti e/o compresse. Le sezioni meno compresse presentano in ogni caso apertura delle fessure inferiori a 0.2 mm (limite di normativa per le armature poco sensibili anche in condizioni ambientali classificate come molto aggressive). Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato condotto con le

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
139 di 268

formulazioni presenti nell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1).Le verifiche di stato limite di esercizio di tensione risultano ovunque soddisfatte.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

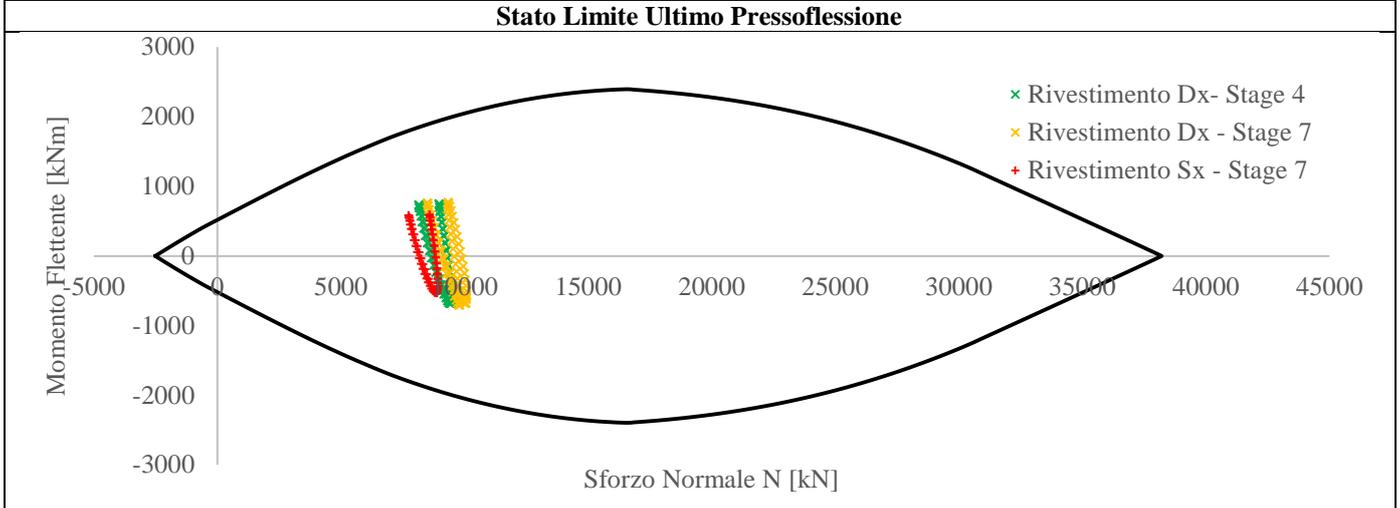
Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

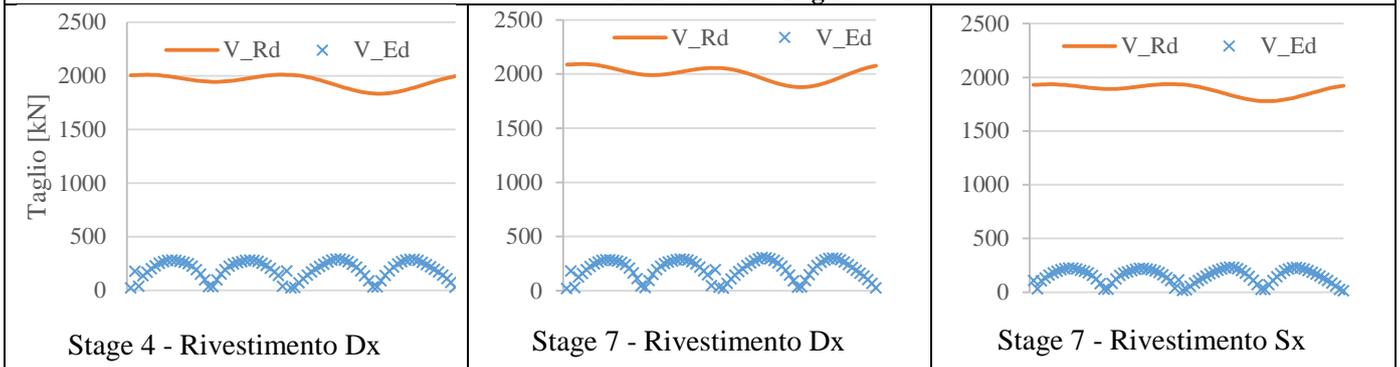
Foglio
140 di 268

Tabella 7.45 – Verifiche statiche.

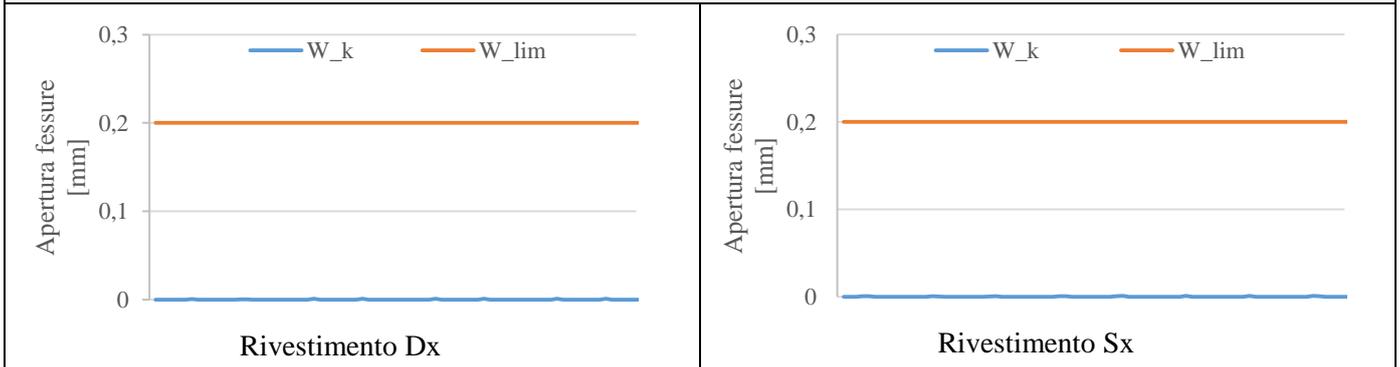
Stato Limite Ultimo Pressoflessione



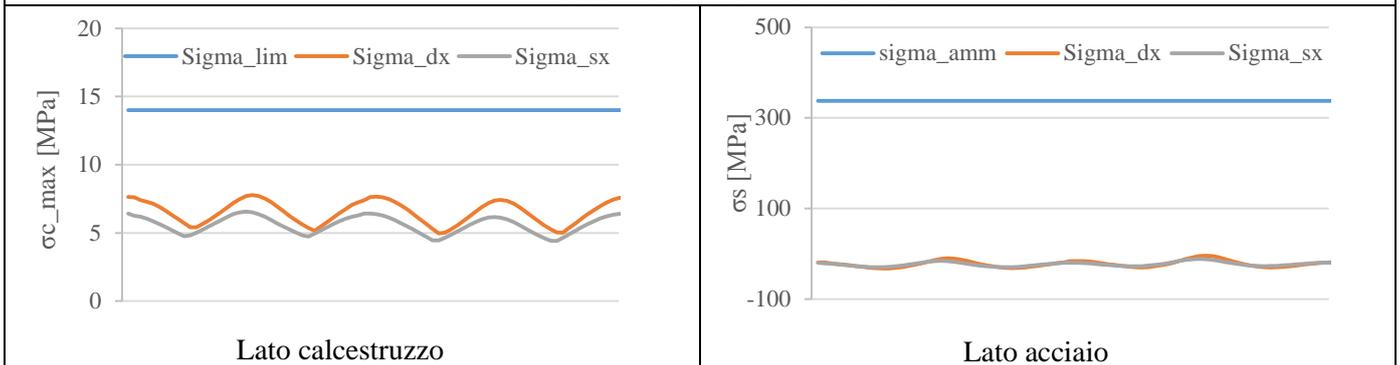
Stato Limite Ultimo Taglio



Stato Limite di Esercizio di fessurazione



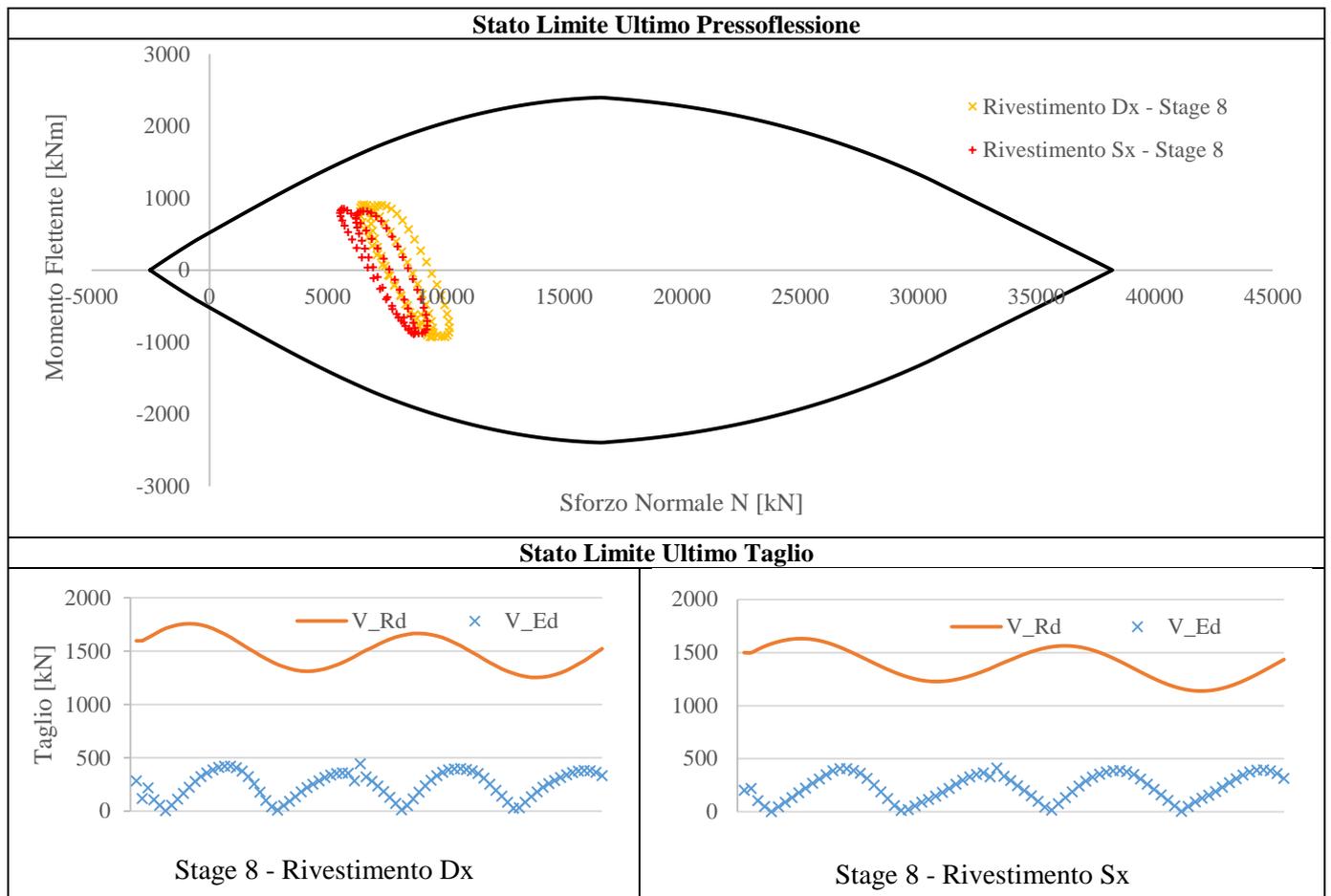
Stato Limite di Esercizio di Tensione



7.6.8.7. Verifiche in condizioni sismiche

I risultati delle verifiche in condizioni sismiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.46**.

Tabella 7.46 – Verifiche in combinazione sismica.



7.6.8.8. Cedimenti al piano campagna

Per quanto riguarda gli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto, in relazione alla realizzazione della sezione 8 alla progressiva Pk 118+800.000, i cedimenti attesi al piano campagna risultano limitati a valori pari circa al centimetro. Il valore massimo di cedimento verticale, secondo le previsioni di calcolo con il modello allo Stato Limite di Esercizio, risulta pari a circa 11 mm.

Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato nella **Figura 7.17**, ove l'origine delle ascisse è stato convenzionalmente posto nel punto medio dell'interasse tra le due gallerie.

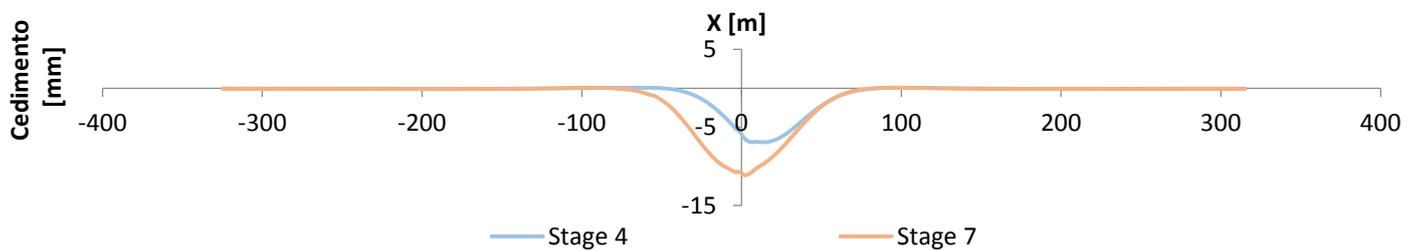


Figura 7.17- Andamento dei cedimenti verticali al piano campagna sulla sezione 8.

7.6.9. Sezione 9 – Progressiva Pk 119+290,000

La sezione 9, corrispondente alla progressiva 119+290.000, è localizzata in un'area lievemente ondulata posta circa 90 m a S rispetto all'Autostrada A4. Sulla superficie topografica è presente un edificio che di due piani ad uso residenziale/servizi che insiste sulla verticale della canna sinistra del tunnel estendendosi in direzione N per circa 30 m complessivi. In fase di calcolo è stato quindi considerato il peso dell'edificio pari a 50 kPa sulla relativa impronta in superficie. Nella sezione 9 la copertura del tunnel si riduce drasticamente rispetto alle sezioni 7 ed 8.

7.6.9.1. Geometria

Il modello numerico di calcolo della sezione 9 è finalizzato all'analisi tenso-deformativa dello scavo delle gallerie nella sezione con una copertura variabile tra 26 e 28 m e per valutare gli effetti deformativi in superficie e la possibile interazione con l'edificio ivi presente.

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo triangolare con elementi a 6 nodi. L'infittimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi indotti dalla realizzazione delle opere. 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.

Il modello così realizzato risulta avere le seguenti caratteristiche dimensionali riportate nella **Tabella 7.47**.

Tabella 7.47– Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico rappresentativo della sezione 9.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
9 – Pk 119+290.000	620.00 x 69.3	37169

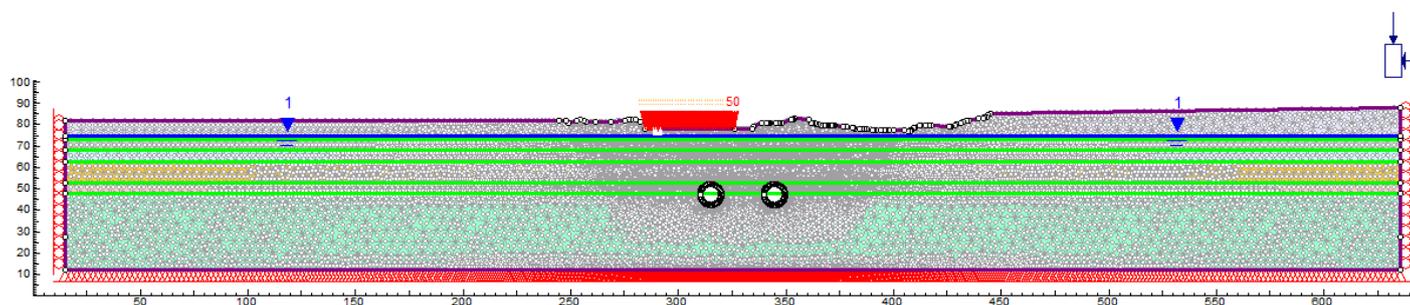


Figura 7.18– Modello numerico rappresentativo della sezione 9 Pk 119+290.000.

7.6.9.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 9 (Pk 119+290.000) utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella **Tabella 7.48**.

Tabella 7.48 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 9.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	5	A	19.0	39.0	6.5	0.64	50	0.3
5	10	B	19.0	40.0	6.7	0.56	70	0.3
10	15	C	19.0	38.0	6.3	0.61	120	0.3
15	25	D	19.0	40.0	6.7	0.51	130	0.3
25	30	E	19.0	40.0	6.7	0.51	150	0.3
>30		F	19.0	38.0	6.3	0.54	180	0.3

La falda freatica è posta ad una profondità di -3.5 m dal piano campagna, collocato ad una quota di 146.20 m s.l.m.

Le gallerie, rispettivamente con copertura pari a 25.63 m (canna sinistra) e 28.05 m (canna destra), interessano lo strato E nella zona di calotta mentre lo strato di terreno F nella zona dei piedritti e dell'arco rovescio. Nel calcolo delle tensioni geostatiche per l'intero modello è stato pertanto adottato un valore del coefficiente di spinta a riposo K_0 pari a 0.525, corrispondente alla media tra i valori che caratterizzano gli strati E ed F.

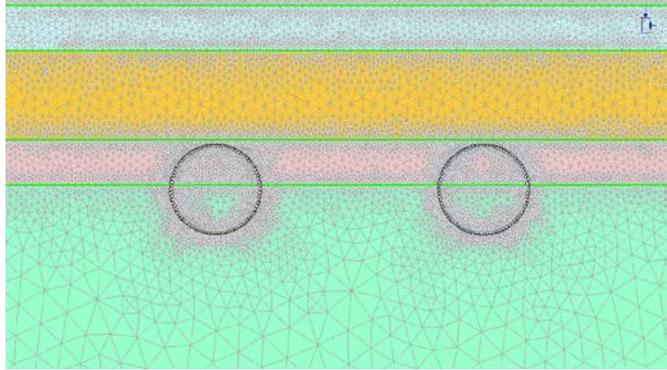
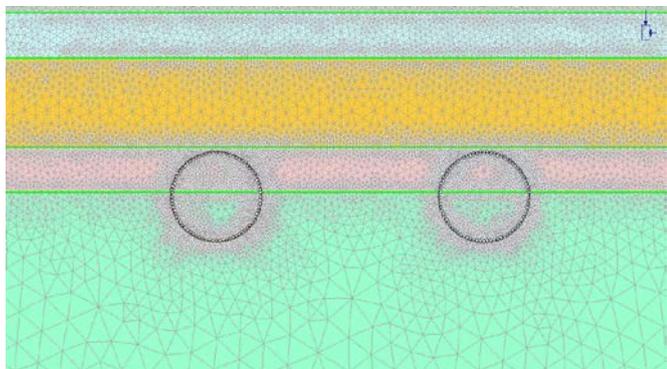
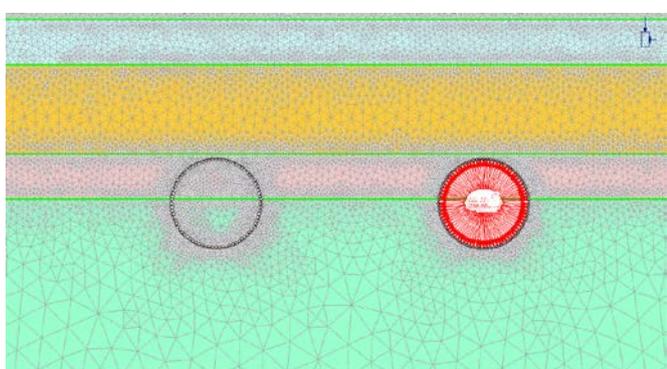
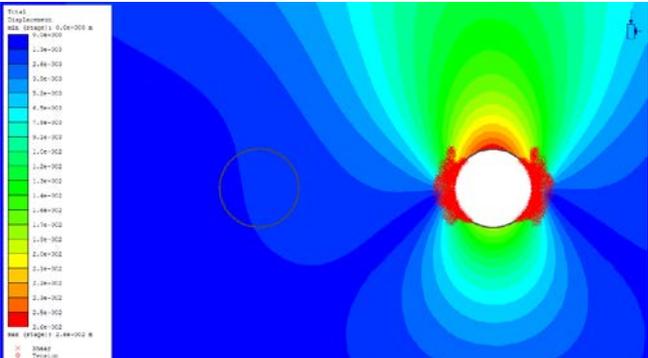
7.6.9.3. Fasi di calcolo adottate

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo si è riprodotto lo stato tensionale indotto dai carichi gravitazionali del terreno. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.
- **STAGE 2 – Realizzazione degli edifici.** In questo stage si sono applicati i carichi corrispondenti all'edificio di due piani (50 kPa) in corrispondenza della relativa impronta sul terreno. In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa fase di calcolo.
- **STAGE 3 – Scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria, per la condizione di spostamento radiale pari a quello che si realizza al fronte (coerentemente con quanto ottenuto dalle analisi assialsimmetriche). Tale valore risulta pari a un rilascio del 43%.
- **STAGE 4 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di destra.** In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di convergenza radiale (corrispondente alla somma di conicità dello scudo e sovrascavo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 71%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'anello di conci.
- **STAGE 5 – Completamento scavo galleria destra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 6 – Scavo del tunnel di sinistra.** In analogia a quanto previsto per lo stage 3, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria, per la condizione di spostamento radiale pari a quello che si realizza al fronte (coerentemente con quanto ottenuto dalle analisi assialsimmetriche). Tale valore risulta pari a un rilascio del 43%.
- **STAGE 7 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra.** Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di sinistra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di convergenza radiale (corrispondente alla somma di conicità dello scudo e sovrascavo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 71%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'anello di conci.
- **STAGE 8 – Completamento scavo galleria sinistra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 9 – Condizione sismica.** In questa fase vengono applicate le sollecitazioni derivanti dal sisma, secondo l'approccio pseudostatico, così come enunciato nel paragrafo 7.5.

7.6.9.4. Analisi dei risultati

Nella **Tabella 7.49** si riportano i risultati inerenti agli spostamenti e l'evoluzione delle zone plasticizzate nei successivi stage di calcolo.

Tabella 7.49 – Risultati delle analisi.

Stage di calcolo	Spostamenti e zone plasticizzate
<p>Stage 1</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo sono finalizzata a riprodurre lo stato tensionale iniziale, gravato dalle sole condizioni geostatiche.</p>
<p>Stage 2</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo vengono annullati al termine di questa fase di calcolo, finalizzata a riprodurre lo stato tensionale dopo la realizzazione dell'edificio di due piani.</p>
<p>Stage 3</p> 	<p>Spostamento Massimo: 26 mm</p> 

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

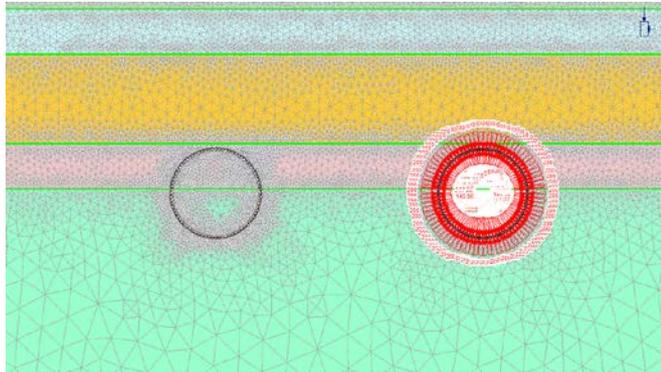
Rev.
A

Foglio
147 di 268

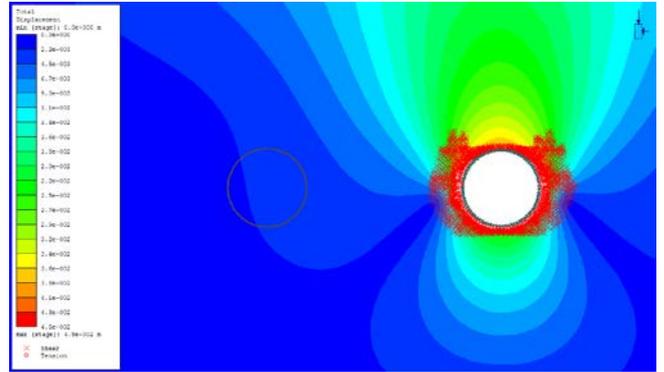
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

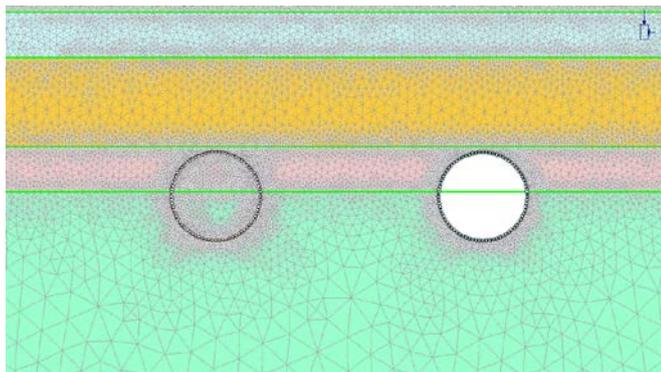
Stage 4



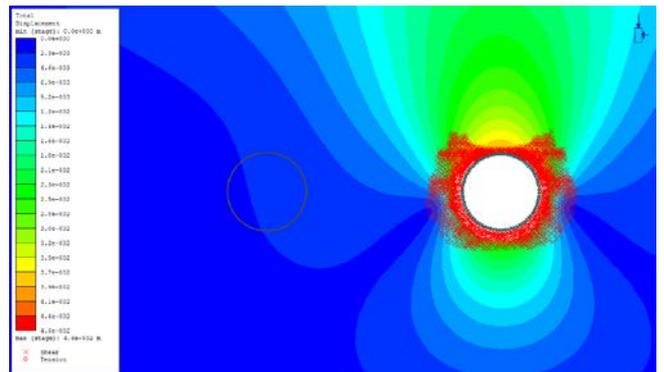
Spostamento Massimo: 45 mm



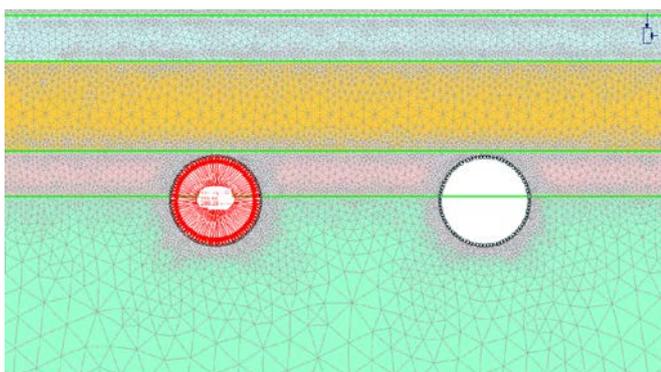
Stage 5



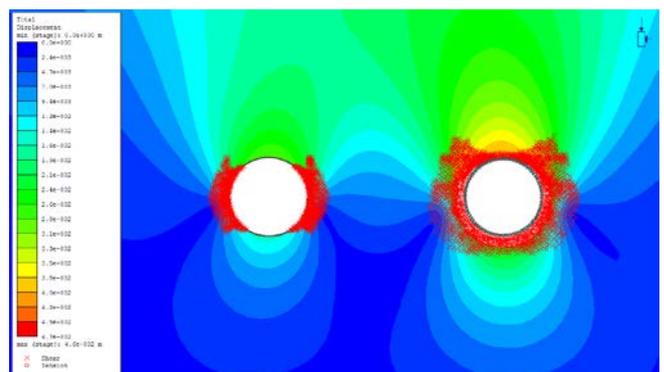
Spostamento Massimo: 46 mm



Stage 6



Spostamento Massimo: 46 mm



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

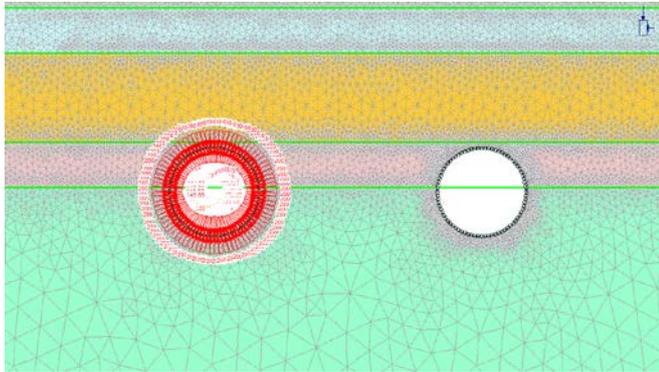
Rev.
A

Foglio
148 di 268

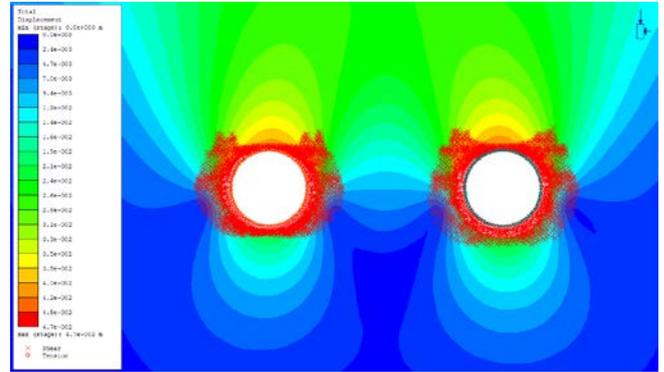
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

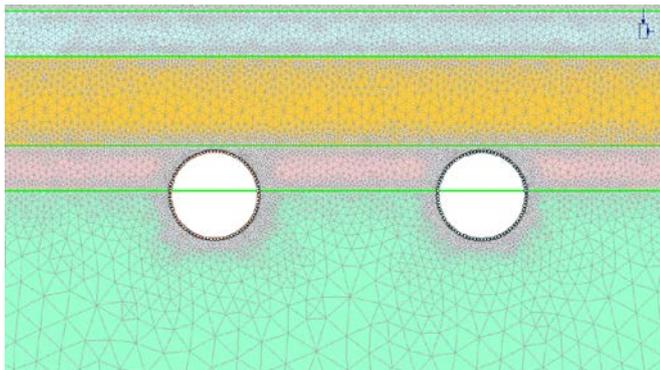
Stage 7



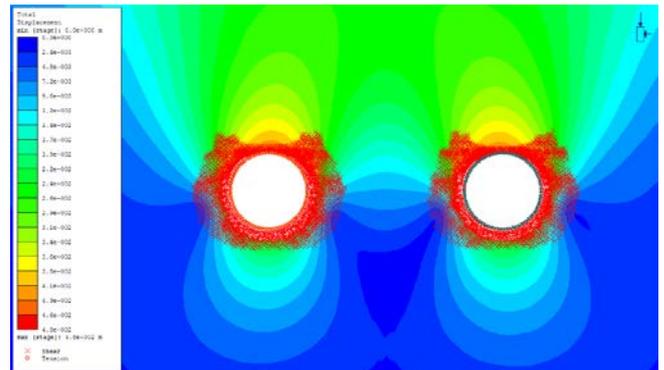
Spostamento Massimo: 47 mm



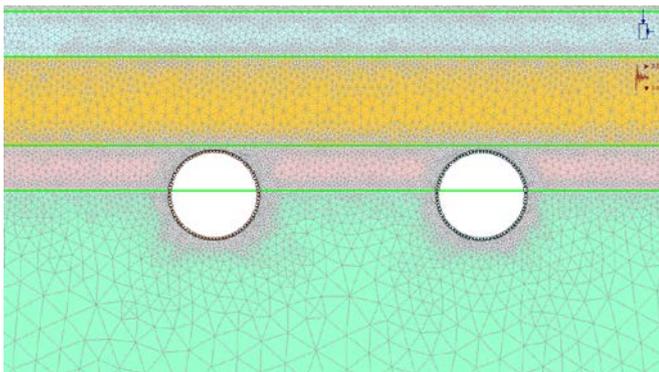
Stage 8



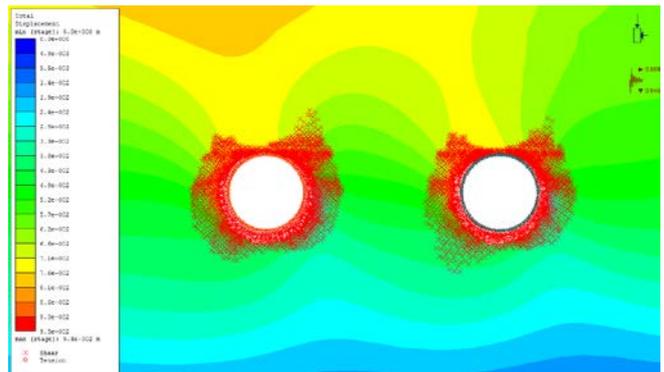
Spostamento Massimo: 48 mm



Stage 9



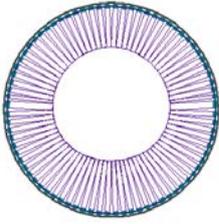
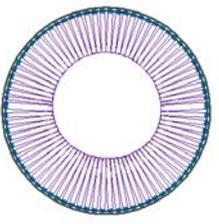
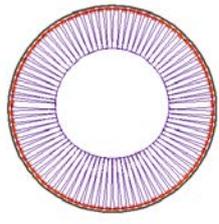
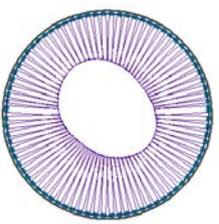
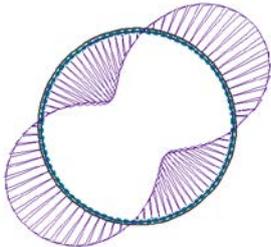
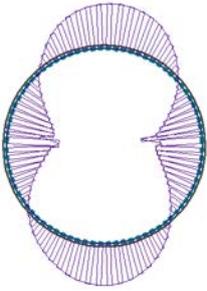
Spostamento Massimo: 94 mm



Azione sismica: $k_h=0.089$ $k_v=-0.045$

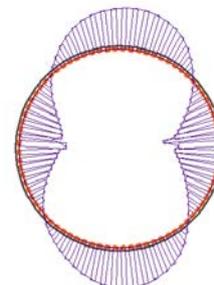
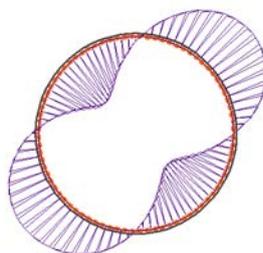
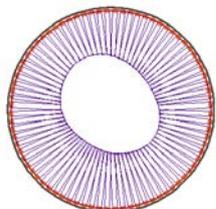
Durante lo scavo delle due canne della galleria Lonato si sviluppano zone plastiche all'interno dello scavo. Gli elementi del terreno che giungono a plasticizzazione per taglio sono situati prevalentemente sui piedritti delle due gallerie. La zona plastica si estende per una distanza massima dal contorno di scavo di circa 4.7 m. Gli spostamenti al contorno dello scavo risultano limitati, per un valore di convergenza massima pari a 43 mm circa, al termine della realizzazione dell'opera.

7.6.9.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni

Stage	Canna	Sforzo normale [kN]			Momento flettente [kNm]			Sforzo tagliante [kN]		
5	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1579.6	-22.9	-4.1	1421.6	17.7	1.1	1347.9	4.8	29.3
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
1216.2	1.4	0.3	1579.1	-23.0	-0.3	1335.5	-5.3	-28.4		
8	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1633.5	-16.0	-3.3	1484.7	28.6	1.7	1402.2	-3.4	35.6
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
	1269.4	8.2	-7.1	1375.9	-25.9	-0.9	1418.1	-4.5	-20.2	
	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1575.4	-27.6	-3.4	1419.3	19.1	1.0	1343.4	8.6	22.9
N_{min}		$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}	
1217.5	-8.9	-0.8	1575.4	-27.6	-3.4	1326.4	5.1	-22.9		
9	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1909.6	-145.9	-43.1	1312.7	195.2	2.6	1628.0	-49.4	105.3
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
1302.4	183.1	-22.0	1729.1	-197.4	-4.6	1518.5	-36.1	-78.5		

9

Sx



N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
1835.2	-137.7	-32.7	1280.3	175.6	0.1	1606.4	-35.6	94.8
N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
1270.6	163.1	-21.7	1685.5	-183.9	-1.7	1478.4	-37.0	-71.1

7.6.9.6. Verifiche statiche

I risultati delle verifiche statiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.50**. Si sono tenuti in considerazione i seguenti parametri relativi ai singoli conci prefabbricati di rivestimento:

- Classe di resistenza del calcestruzzo: C35/45;
- Acciaio di armatura: tipo B450C;
- Dimensioni concio: spessore 45.0 cm, lunghezza 200.0 cm;
- Copriferro armature longitudinali: 40 mm;
- Armatura: circonferenziale 16+16 Φ 16.

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale. Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello. Da queste considerazioni si sono ottenuti i domini di interazione Sforzo Normale-Momento flettente. La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso il confronto tra le sollecitazioni ottenute dal modello numerico, opportunamente incrementate secondo i valori di normativa ($\gamma = 1.3$), e le resistenze di progetto.

Tutte le coppie Momento-Sforzo Normale delle sollecitazioni agenti sul rivestimento risultano ampiamente incluse nel dominio di resistenza.

La verifica a taglio viene condotta, in prima analisi, trascurando la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti, in favore di sicurezza. La verifica a Stato Limite Ultimo per le sollecitazioni taglianti viene ampiamente soddisfatta anche in questo caso, come è possibile notare dai grafici riportati nella **Tabella 7.50**. Le verifiche sono state condotte per i rivestimenti di ambedue le gallerie. Nel caso della prima canna scavata si è ripetuta l'analisi anche nella condizione transitoria antecedente allo scavo della seconda canna.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio vengono condotte con riferimento alle sollecitazioni risultanti dalla modellazione numerica (che rappresentano in questo caso sia la combinazione caratteristica sia la combinazione quasi permanente di calcolo delle azioni), senza l'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio di fessurazione risultano soddisfatte in tutte le sezioni. La maggior parte delle sezioni risultano interamente reagenti e/o compresse. Le sezioni meno compresse presentano in ogni caso apertura delle fessure inferiori a 0.2 mm (limite di normativa per le armature poco sensibili anche in condizioni ambientali classificate come molto aggressive). Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato condotto con le

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
151 di 268

formulazioni presenti nell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1). Le verifiche di stato limite di esercizio di tensione risultano ovunque soddisfatte.

Doc. N.

Progetto
INOR

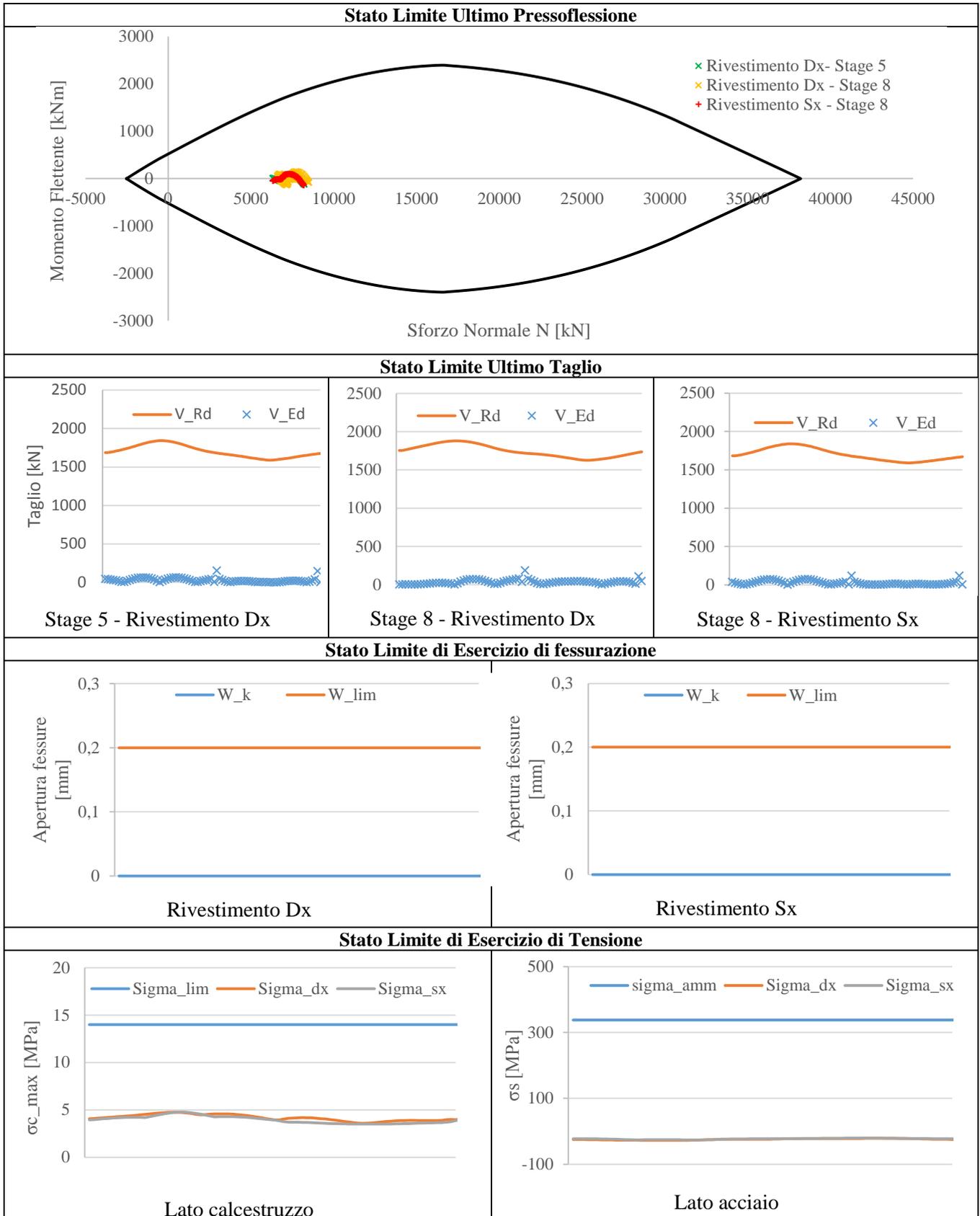
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
152 di 268

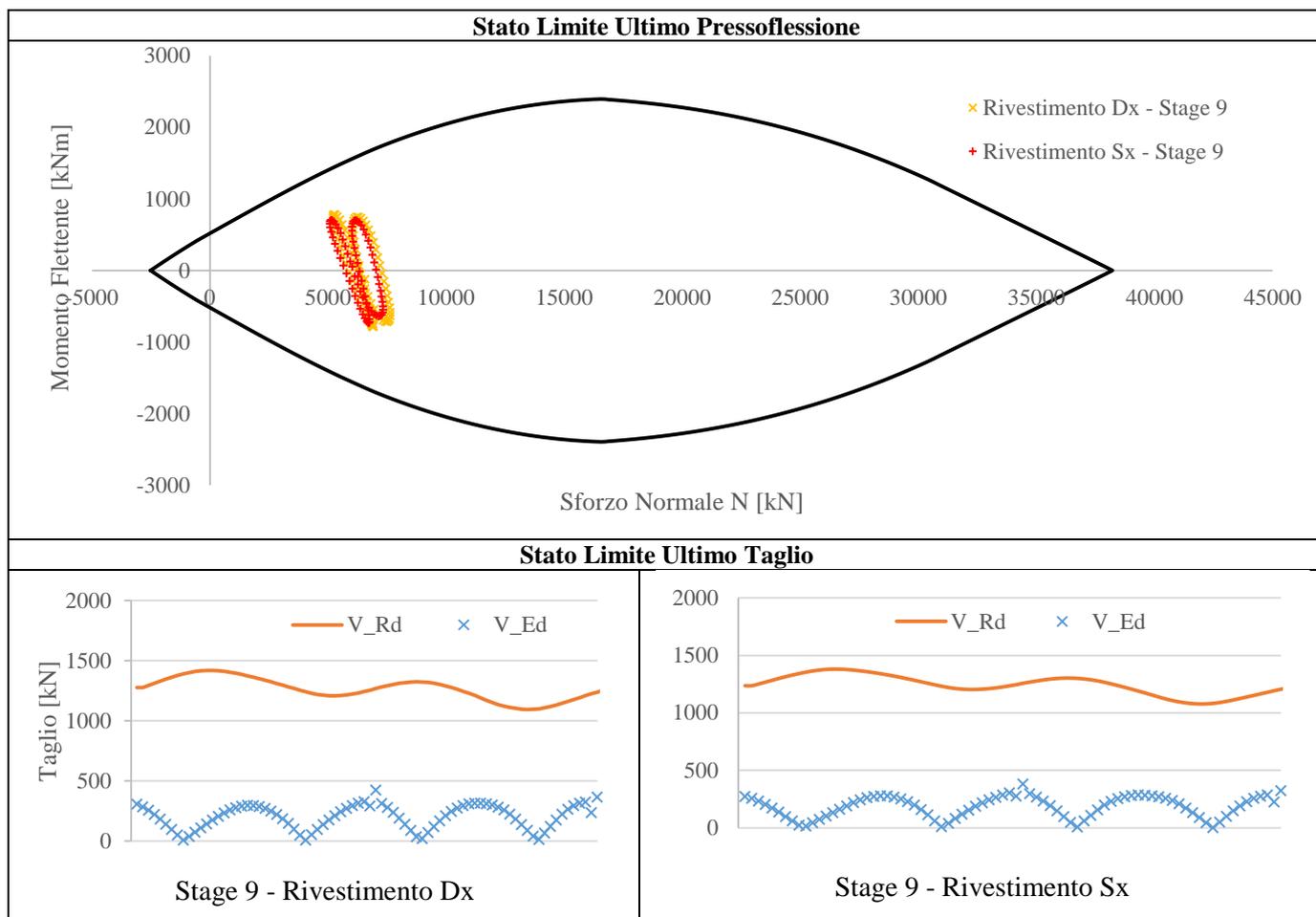
Tabella 7.50 – Verifiche statiche.



7.6.9.7. Verifiche in condizioni sismiche

I risultati delle verifiche in condizioni sismiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.51**.

Tabella 7.51 – Verifiche in combinazione sismica.



7.6.9.8. Cedimenti al piano campagna

Per quanto riguarda gli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto, in relazione alla realizzazione della sezione 9 alla progressiva Pk 119+290.000, si notano valori di cedimento ridotti di valore pluricentrico. Le distorsioni indotte nell'area di impronta degli edifici sono pari a 1/2000, ridotte a 1/3200 in previsione di interventi di consolidamento preventivo dello scavo della galleria sinistra. Il valore massimo di cedimento verticale, secondo le previsioni di calcolo con il modello allo Stato Limite di Esercizio, risulta pari a circa 26 mm. Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato nella **Figura 7.19** **Figura 7.5**, ove l'origine delle ascisse è stato convenzionalmente posto nel punto medio dell'interasse tra le due gallerie. Si riportano i profili di cedimento previsti in caso di scavo sia senza consolidamento, sia con consolidamento, in questa sezione previsto per la sola galleria sinistra. Si nota la diminuzione dei bacini di subsidenza nel secondo caso, come confermato anche dai cedimenti e dalle inflessioni massime riportate in Tabella 7.52. L'impiego di interventi di consolidamento preventivo porta a una significativa riduzione (fino al 40%) dei cedimenti verticali e a una riduzione delle distorsioni globali.

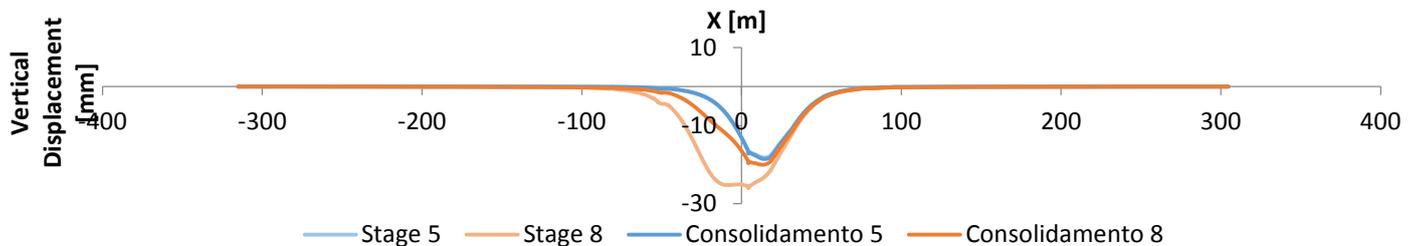


Figura 7.19- Andamento dei cedimenti verticali al piano campagna sulla sezione 9.

Tabella 7.52 Tabella riassuntiva delle subsidenze indotte nella sezione 9.

	NON CONSOLIDATO		CONSOLIDATO	
	Cedimento massimo [mm]	Distorsione	Cedimento massimo [mm]	Distorsione
Edificio L109-N-16	25	1/2000	15	1/3200

7.6.10. Sezione 10 – Progressiva Pk 119+460,000

La sezione 10, corrispondente alla progressiva 119+460.000, si sviluppa anch'essa su un'area a prevalente utilizzo industriale/artigianale posta circa 80 m a sud rispetto all'autostrada A4 che in questo tratto si sviluppa in un rilevato di altezza pari a circa 10 m. In superficie all'altezza della canna destra del tunnel e a S di questa si sviluppa un edificio a 3 piani con destinazione industriale/artigianale. Oltre quindi ai carichi geostatici, è stato considerato il peso dell'edificio stesso, rappresentato da una pressione pari a 70 kPa sulla superficie di impronta.

7.6.10.1. Geometria

Il modello numerico di calcolo della sezione 10 è finalizzato all'analisi tenso-deformativa dello scavo delle gallerie nella porzione ancora con basse coperture (tra 17.5 e 16.5 m rispettivamente per la canna sinistra e la canna destra del tunnel), nonché per valutare gli effetti deformativi in superficie e l'interazione con l'edificio industriale presente. Similmente alle sezioni precedenti 8 e 9 la soggiacenza della falda raggiunge inoltre il valore minimo (3.5 m) sulla tratta.

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo triangolare con elementi a 6 nodi. L'infittimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi indotti dalla realizzazione delle opere. I bordi esterni del modello sono posti a distanza tale da non influenzare la soluzione nell'area di interesse del problema. Si sono poi vincolati gli spostamenti orizzontali lungo i bordi verticali esterni e gli spostamenti sia orizzontali sia verticali lungo il bordo inferiore del modello. Il bordo superiore del modello restituisce nella zona di interesse l'andamento di massima della superficie topografica (nota da rilievo) ed è rappresentato da un contorno libero nei movimenti sia orizzontali sia verticali.

Il modello così realizzato risulta avere le seguenti caratteristiche dimensionali riportate nella **Tabella 7.53**.

Tabella 7.53– Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico rappresentativo della sezione 10.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
10 – Pk 119+460.000	133.1x640.0	27713

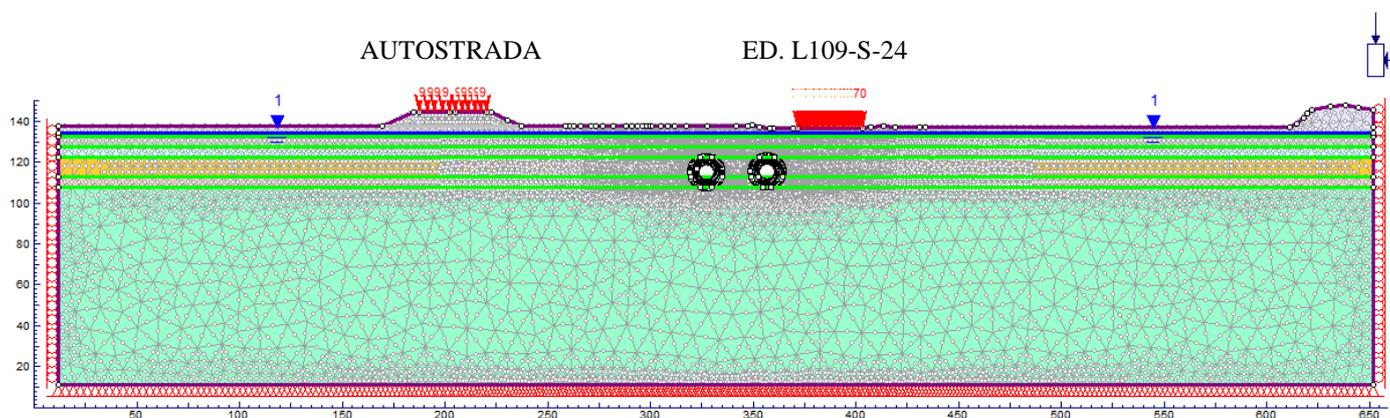


Figura 7.20– Modello numerico rappresentativo della sezione 10 Pk 119+460.000.

7.6.10.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 10 (Pk 119+460.000) utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella **Tabella 7.54**.

Tabella 7.54 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 10.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	5	A	19.0	40.0	6.7	0.62	60	0.3
5	10	B	19.0	39.5	6.6	0.58	80	0.3
10	15	C	19.0	39.0	6.5	0.59	120	0.3
15	25	D	19.0	39.0	6.5	0.52	130	0.3
25	30	E	19.0	40.0	6.7	0.51	150	0.3
>30		F	19.0	41.0	6.8	0.49	200	0.3

La falda freatica è stata considerata giacente ad una quota pari a 133.45 m s.l.m. ovvero ad una profondità di -3.5 m rispetto alla quota del piano campagna che a sua volta è collocato ad una quota media di 136.95 m s.l.m.

L'estradosso delle gallerie, situate ad una profondità pari a 17.54 m (canna sinistra) e 16.51 m (canna destra) interessano lo strato D nella zone di calotta e dei piedritti e lo strato E nella zona dell'arco rovescio. Nel calcolo delle tensioni geostatiche per l'intero modello è stato adottato il coefficiente di spinta a riposo K_0 derivante dalla media tra lo strato D e lo strato E, pari a 0.515.

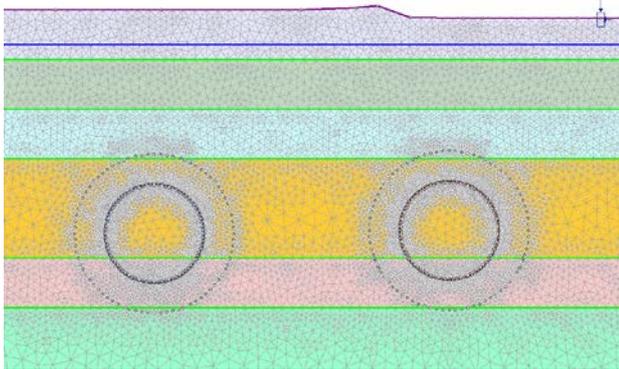
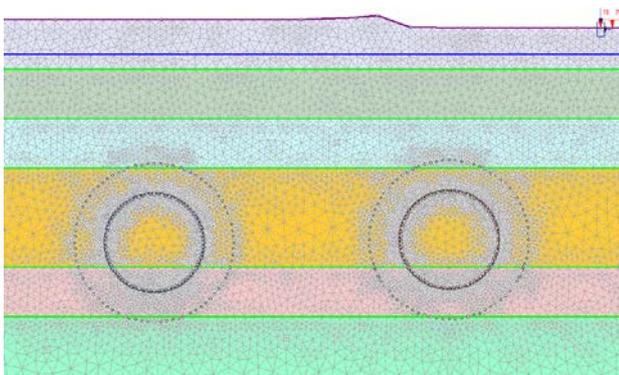
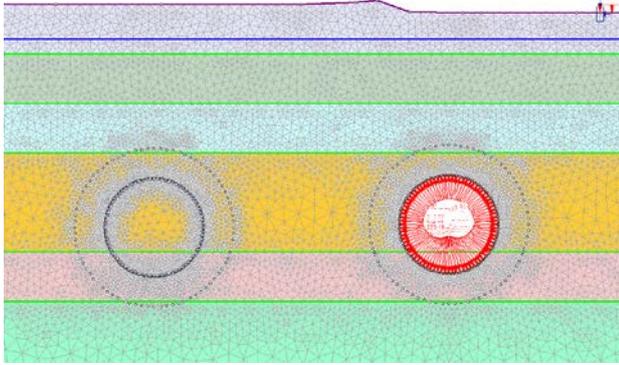
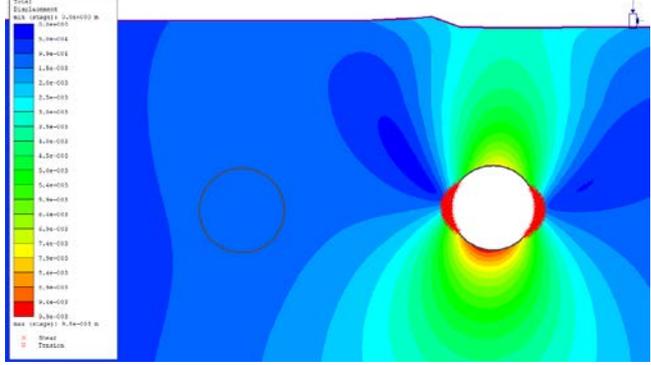
7.6.10.3. Fasi di calcolo adottate

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo si è riprodotto lo stato tensionale indotto dai carichi gravitazionali del terreno. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.
- **STAGE 2 – Realizzazione degli edifici e del rilevato autostradale.** In questo stage è stato applicato il carico corrispondente all'edificio di tre piani (70 kPa) in corrispondenza delle relativa impronta. In questa fase di calcolo si è anche simulata la realizzazione del rilevato autostradale e l'applicazione dei relativi carichi da traffico (9 kPa in corrispondenza delle carreggiate). In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa fase di calcolo.
- **STAGE 3 – Scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 4 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione nel tunnel di destra.** In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 5 – Completamento scavo galleria destra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 6 – Scavo del tunnel di sinistra.** In analogia a quanto previsto per lo stage 3, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 7 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra.** Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di sinistra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente ad un ulteriore rilascio pari a 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 8 – Fine scavo galleria sinistra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 9 – Condizione sismica.** In questa fase vengono applicate le sollecitazioni derivanti dal sisma, secondo l'approccio pseudostatico, così come descritto nel paragrafo 7.5.

7.6.10.4. Analisi dei risultati

Nella **Tabella 7.55** si riportano i risultati inerenti agli spostamenti e l'evoluzione delle zone plastiche nei successivi stage di calcolo.

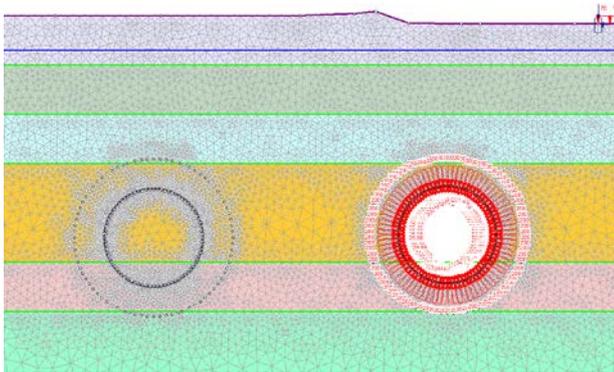
Tabella 7.55 – Risultati delle analisi.

Stage di calcolo	Spostamenti e zone plasticizzate
<p>Stage 1</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo sono finalizzata a riprodurre lo stato tensionale iniziale, gravato dalle sole condizioni geostatiche.</p>
<p>Stage 2</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo vengono annullati al termine di questa fase di calcolo, finalizzata a riprodurre lo stato tensionale dopo la realizzazione dello scavo della trincea autostradale e l'applicazione dei carichi generati dal traffico veicolare.</p>
<p>Stage 3</p> 	<p>Spostamento Massimo: 9 mm</p> 

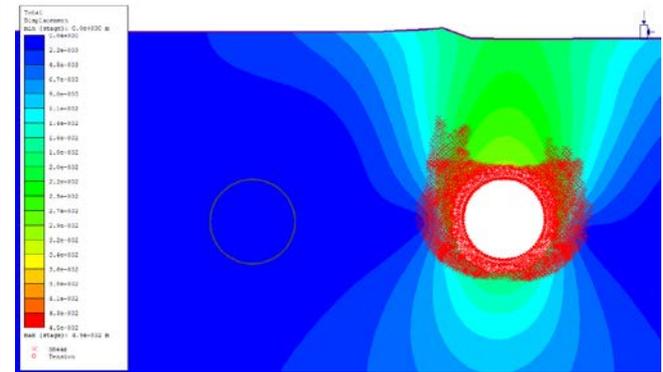
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

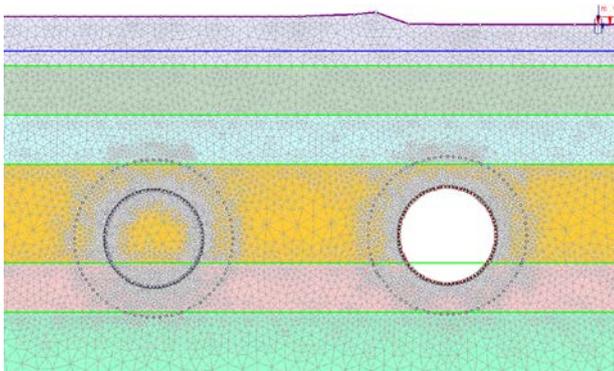
Stage 4



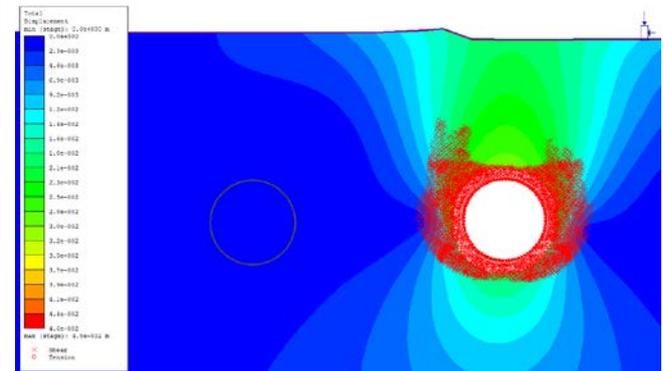
Spostamento Massimo: 45 mm



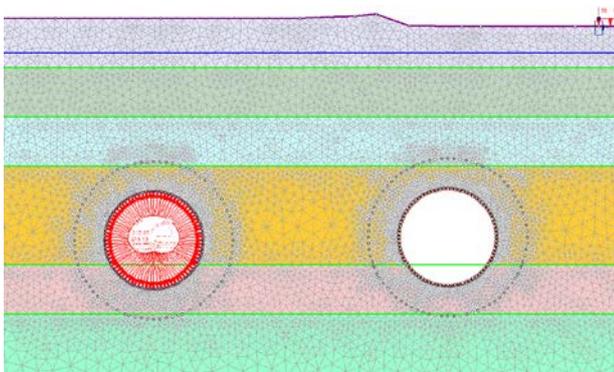
Stage 5



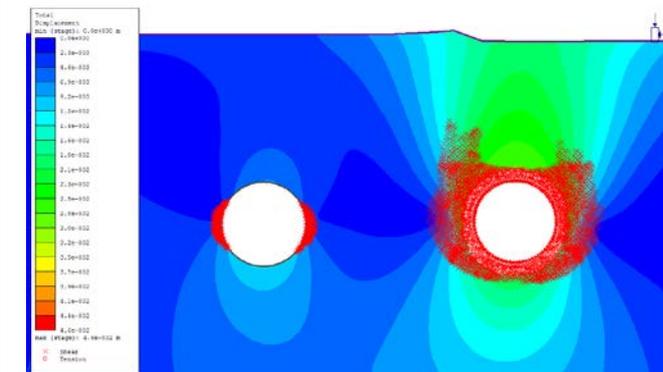
Spostamento Massimo: 45 mm



Stage 6



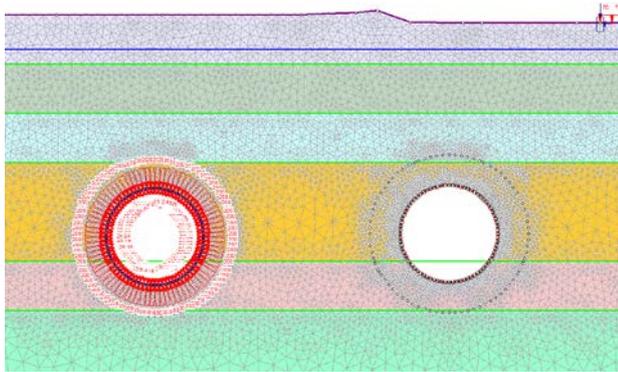
Spostamento Massimo: 46 mm



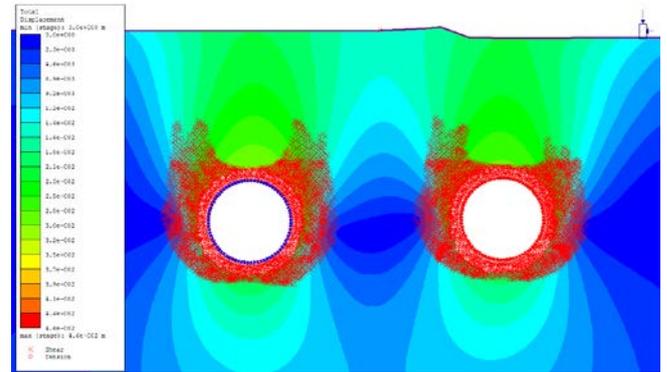
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

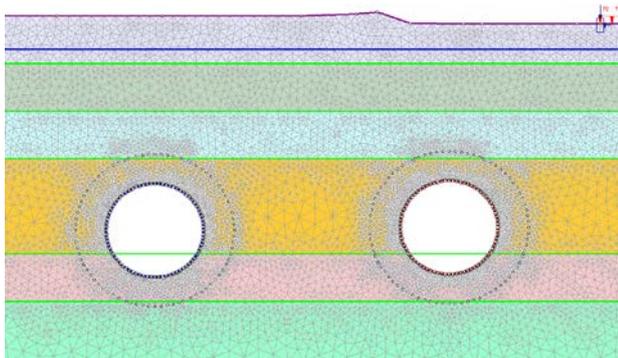
Stage 7



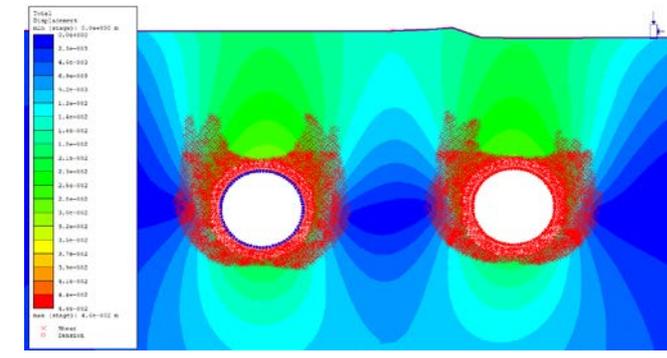
Spostamento Massimo: 46 mm



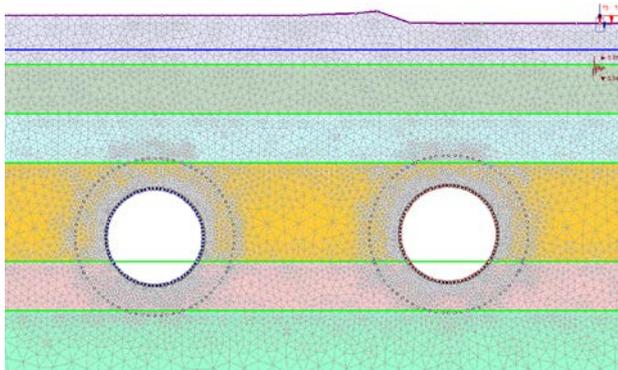
Stage 8



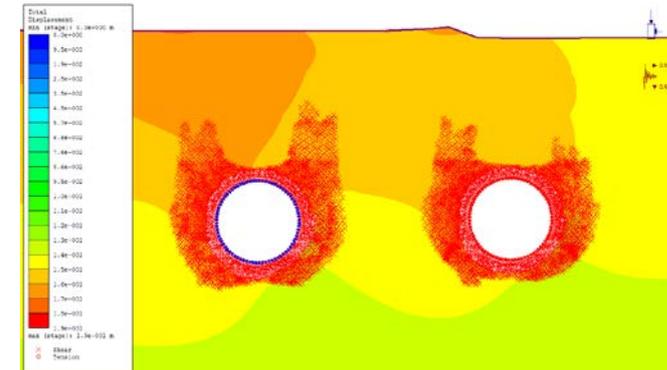
Spostamento Massimo: 46 mm



Stage 9



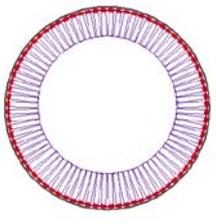
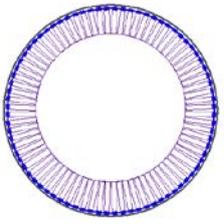
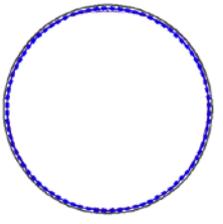
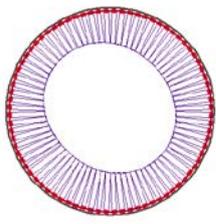
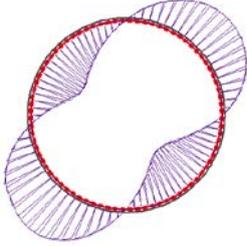
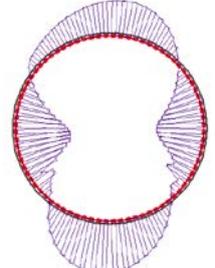
Spostamento Massimo: 190 mm



Azione sismica: $k_h=0.089$ $k_v=-0.045$

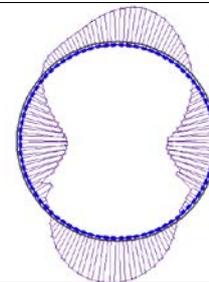
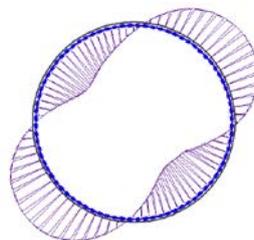
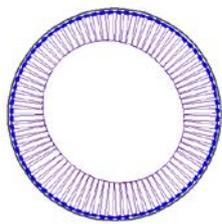
Durante la realizzazione delle due canne della galleria Lonato si sviluppano zone plastiche all'intorno dello scavo. Gli elementi del terreno che giungono a plasticizzazione sia per trazione che per taglio descrivono una corona circolare omogenea con spessore di circa 1.5 m. È altresì evidente una corona plastica con spessore massimo pari a circa 5.5 m nella zona dei piedritti nella quale gli elementi giungono a plasticizzazione per puro taglio. Tale zona si riduce di spessore fino a circa 1.0-1.5 m nella zona di arco rovescio, mentre allo stesso tempo si nota un'evoluzione delle plasticizzazioni verso la superficie lateralmente agli scavi. Gli spostamenti al contorno dello scavo al termine della realizzazione dell'opera risultano da lievi a moderati, con un valore di convergenza massima pari a circa 46 mm.

7.6.10.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento

Stage	Canna	Sforzo normale [kN]			Momento flettente [kNm]			Sforzo tagliante [kN]		
5	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1056.1	5.6	-0.2	845.0	13.5	1.3	1017.7	2.1	8.1
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
845.0	13.5	1.3	902.7	-10.7	-1.0	863.8	0.8	-8.5		
8	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1130.7	-3.5	-3.9	1024.8	12.1	1.0	1024.8	3.2	8.6
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
	884.0	3.4	-2.0	1119.4	-9.0	-0.9	1060.2	0.3	-8.6	
	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1068.9	1.6	0.2	863.4	8.5	1.0	1024.8	3.2	8.6
N_{min}		$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}	
83.4	8.1	2.7	913.5	-7.4	-0.9	1032.4	1.2	-9.2		
9	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1338.4	-141.0	-19.3	1086.6	127.2	5.8	1124.8	3.3	62.1
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
901.7	102.2	-16.8	1337.1	-142.9	-4.9	1258.4	-20.2	-61.4		

9

Sx



N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
1277.4	-124.0	-23.4	1083.1	123.4	5.4	1115.5	27.9	59.0
N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
879.2	101.9	-16.3	1270.1	-129.5	-2.0	1230.8	-28.8	-56.0

7.6.10.6. Verifiche statiche

I risultati delle verifiche statiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.56**.

Si sono tenuti in considerazione i seguenti parametri relativi ai singoli conci prefabbricati di rivestimento:

- Classe di resistenza del calcestruzzo: C35/45;
- Acciaio di armatura: tipo B450C;
- Dimensioni concio: spessore 45.0 cm, lunghezza 200.0 cm;
- Copriferro armature longitudinali: 40 mm;
- Armatura: circonferenziale 16+16 Φ 16.

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale. Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello. Da queste considerazioni si sono ottenuti i domini di interazione Sforzo Normale-Momento flettente. La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso il confronto tra le sollecitazioni ottenute dal modello numerico, opportunamente incrementate secondo i valori di normativa ($\gamma = 1.3$), e le resistenze di progetto.

Tutte le coppie Momento-Sforzo Normale delle sollecitazioni agenti sul rivestimento risultano ampiamente incluse nel dominio di resistenza.

La verifica a taglio viene condotta, in prima analisi, trascurando la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti, in favore di sicurezza. La verifica a Stato Limite Ultimo per le sollecitazioni taglianti viene ampiamente soddisfatta anche in questo caso, come è possibile notare dai grafici riportati nella **Tabella 7.56**

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
163 di 268

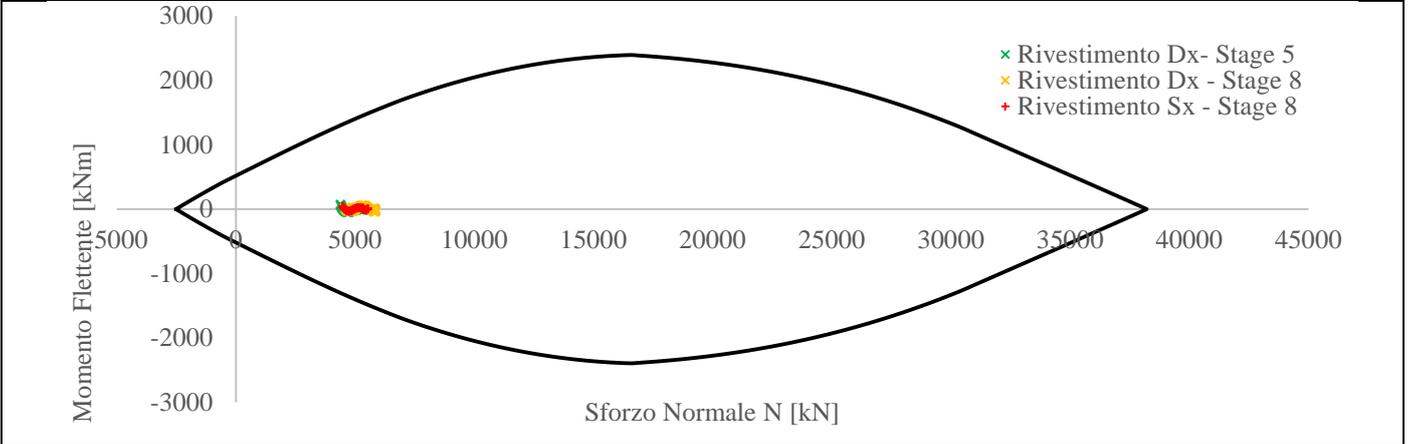
Le verifiche sono state condotte per i rivestimenti di ambedue le gallerie. Nel caso della prima canna scavata si è ripetuta l'analisi anche nella condizione transitoria antecedente allo scavo della seconda canna.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio vengono condotte con riferimento alle sollecitazioni risultanti dalla modellazione numerica (che rappresentano in questo caso sia la combinazione caratteristica sia la combinazione quasi permanente di calcolo delle azioni), senza l'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale.

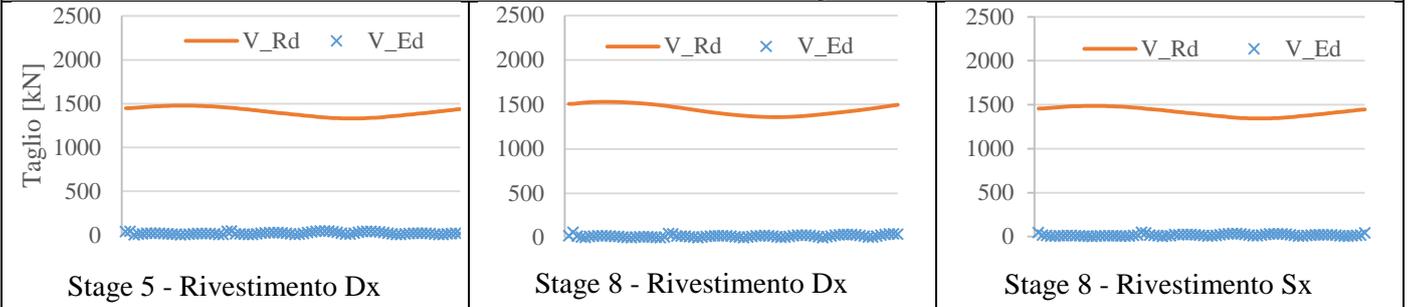
Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio di fessurazione risultano soddisfatte in tutte le sezioni. La maggior parte delle sezioni risultano interamente reagenti e/o compresse. Le sezioni meno compresse presentano in ogni caso apertura delle fessure inferiori a 0.2 mm (limite di normativa per le armature poco sensibili anche in condizioni ambientali classificate come molto aggressive). Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato condotto con le formulazioni presenti nell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1). Le verifiche di stato limite di esercizio di tensione risultano ovunque soddisfatte.

Tabella 7.56 – Verifiche statiche.

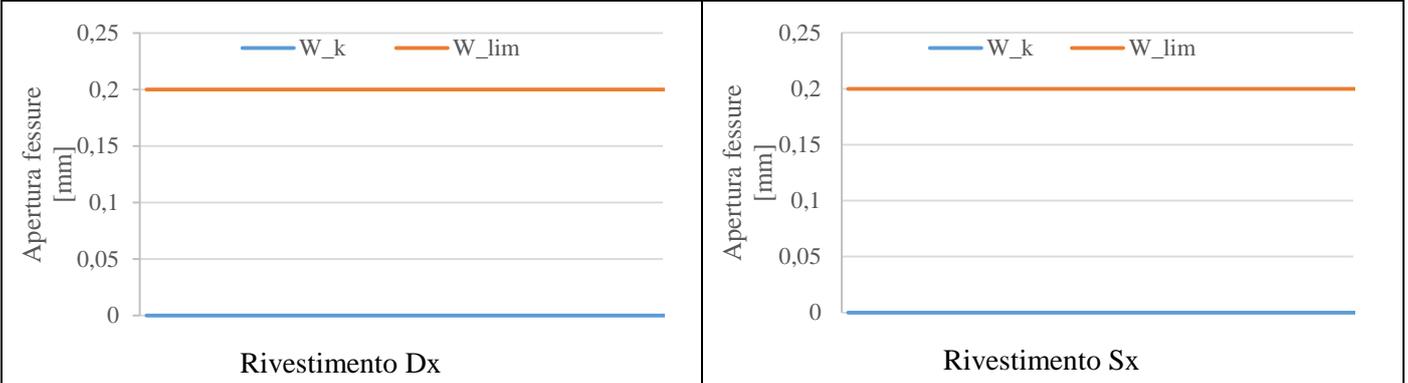
Stato Limite Ultimo Pressoflessione



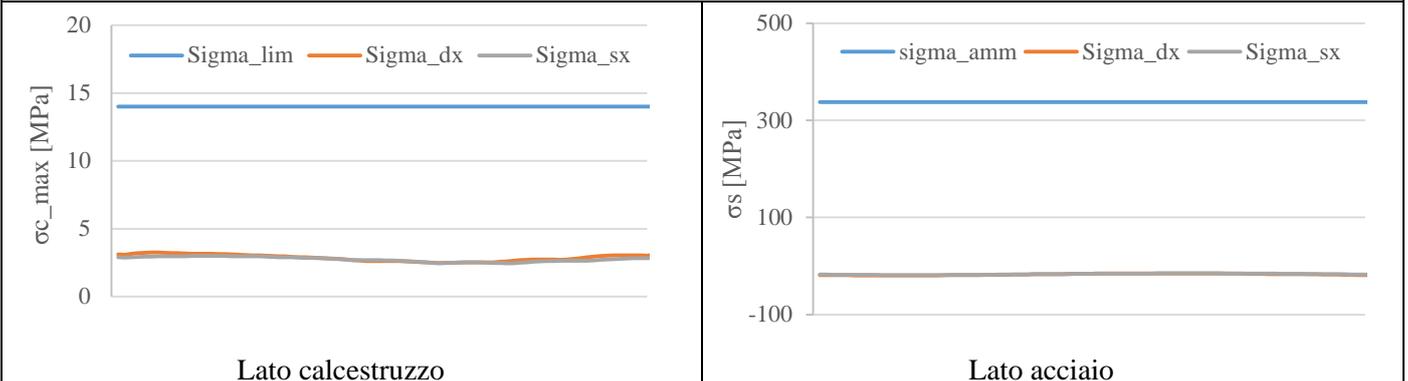
Stato Limite Ultimo Taglio



Stato Limite di Esercizio di fessurazione



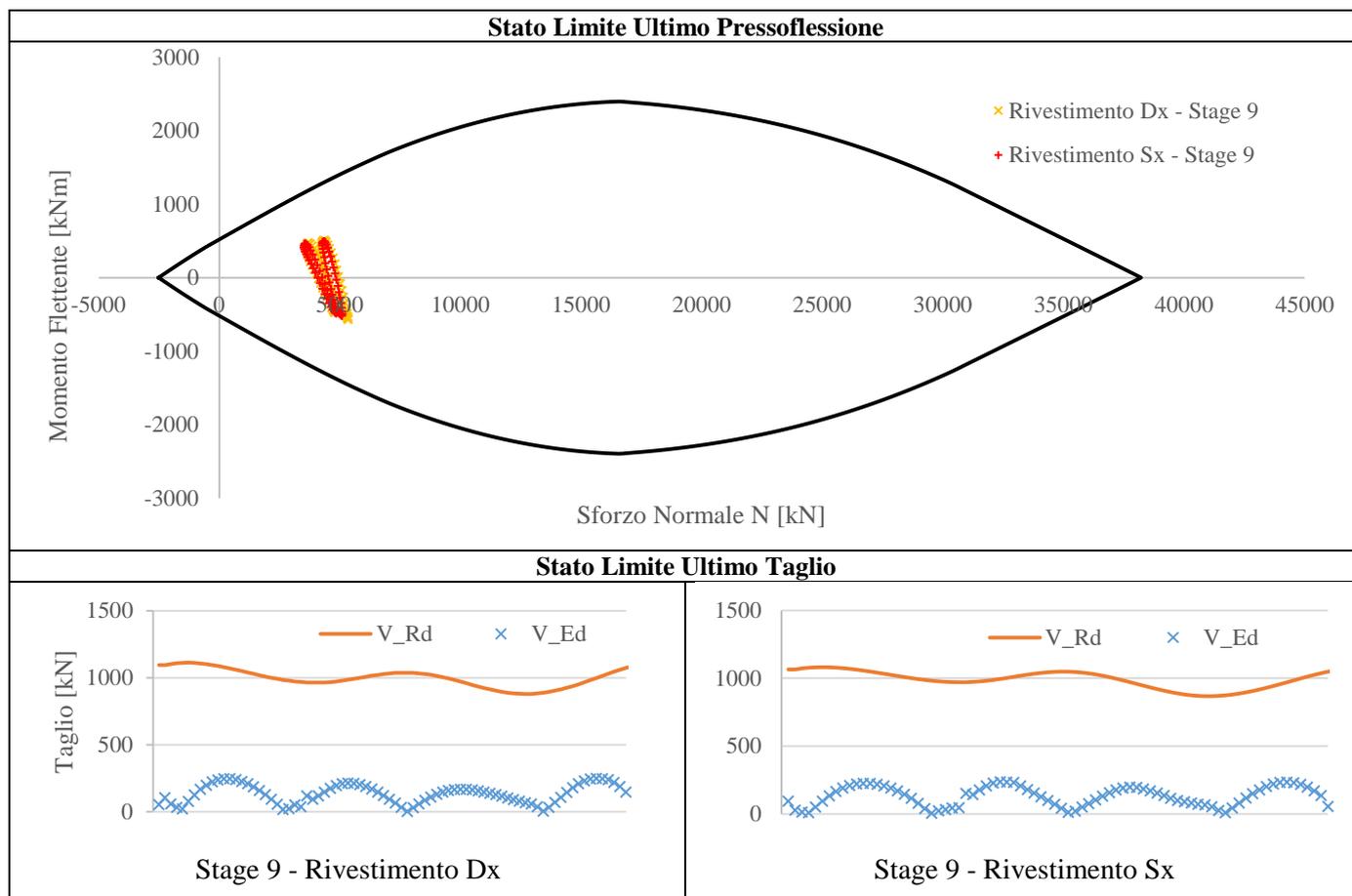
Stato Limite di Esercizio di Tensione



7.6.10.7. Verifiche in condizioni sismiche

I risultati delle verifiche in condizioni sismiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.57**.

Tabella 7.57 – Verifiche in combinazione sismica.



7.6.10.8. Cedimenti al piano campagna

Per quanto riguarda gli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto, in relazione alla realizzazione della sezione 10 alla progressiva Pk 119+460.000, si notano valori di cedimento ridotti di valore circa centimetrico. In virtù della notevole distanza, le distorsioni indotte sulla piattaforma stradale sono sostanzialmente nulle. Le distorsioni rilevate nell'area di impronta degli edifici raggiungono valori locali pari a 1/1100, ridotte a 1/1300 in previsione di interventi di consolidamento preventivo. Il valore massimo di cedimento verticale, secondo le previsioni di calcolo con il modello allo Stato Limite di Esercizio, risulta pari a circa 22 mm. Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato nella **Figura 7.21**, ove l'origine delle ascisse è stato convenzionalmente posto nel punto medio dell'interasse tra le due gallerie. Si riportano i profili di cedimento previsti in caso di scavo sia senza consolidamento, sia con consolidamento. Si nota la diminuzione dei bacini di subsidenza nel secondo caso, come confermato anche dai cedimenti e dalle inflessioni massime riportate in **Tabella 7.58**.

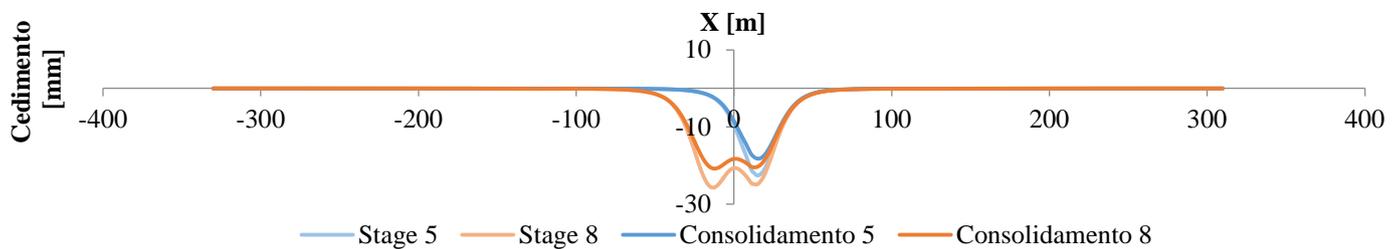


Figura 7.21- Andamento dei cedimenti verticali al piano campagna sulla sezione 10.

Tabella 7.58 - Tabella riassuntiva delle subsidenze indotte nella sezione 10.

	NON CONSOLIDATO		CONSOLIDATO	
	Cedimento massimo [mm]	Distorsione	Cedimento massimo [mm]	Distorsione
Carreggiata Direzione Torino	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0
Carreggiata direzione Trieste	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0
Edificio L109-S-24	11	1/3100	10	1/3400

7.6.11. Sezione 11 – Progressiva Pk 119+610,000

La sezione 11, corrispondente alla progressiva 119+610.000, si sviluppa anch'essa su un'area a prevalente utilizzo industriale/artigianale posta circa 100 m a sud rispetto all'autostrada A4 che in questo tratto si sviluppa su di un rilevato che si abbassa progressivamente procedendo verso lo svincolo autostradale di Desenzano. In superficie all'altezza di entrambe le canne del tunnel sono presenti due distinti edifici a 3 piani con destinazione industriale/artigianale. Oltre quindi ai carichi geostatici, sono stati considerato i pesi degli edifici stessi, pari a 70 kPa sulle rispettive superfici di impronta.

7.6.11.1. Geometria

Il modello numerico di calcolo della sezione 11 è finalizzato all'analisi tenso-deformativa dello scavo delle gallerie in una porzione ancora con basse coperture (circa 17.5 m per entrambe le canne del tunnel), nonché per valutare gli effetti deformativi in superficie e l'interazione con gli edifici industriali/commerciali presenti in superficie.

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo triangolare con elementi a 6 nodi. L'infittimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi indotti dalla realizzazione delle opere. I bordi esterni del modello sono posti a distanza tale da non influenzare la soluzione nell'area di interesse del problema. Si sono poi vincolati gli spostamenti orizzontali lungo i bordi verticali esterni e gli spostamenti sia orizzontali sia verticali lungo il bordo inferiore del modello. Il bordo superiore del modello restituisce nella zona di interesse l'andamento di massima della superficie topografica (nota da rilievo) ed è rappresentato da un contorno libero nei movimenti sia orizzontali sia verticali.

Il modello così realizzato risulta avere le seguenti caratteristiche dimensionali riportate nella **Tabella 7.59**.

Tabella 7.59 – Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico rappresentativo della sezione 11.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
11 – Pk 119+610.000	82.4x640.0	28513

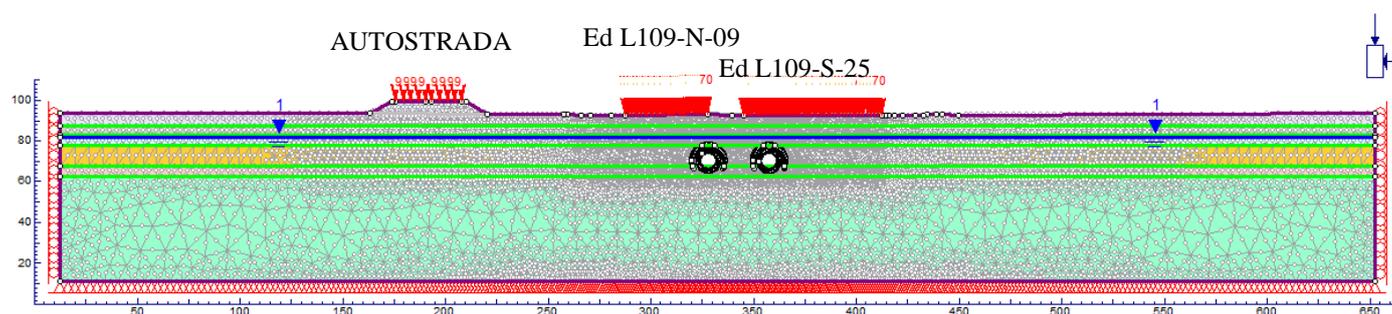


Figura 7.22– Modello numerico rappresentativo della sezione 11 Pk 119+610.000.

7.6.11.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 11 (Pk 119+610.000) utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella **Tabella 7.60**.

Tabella 7.60 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 11.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	5	A	19.0	39.0	6.5	0.64	60	0.3
5	10	B	19.0	38.0	6.3	0.61	110	0.3
10	15	C	19.0	38.0	6.3	0.61	140	0.3
15	25	D	19.0	37.0	6.2	0.56	160	0.3
25	30	E	19.0	38.0	6.3	0.54	200	0.3
>30		F	19.0	39.0	6.5	0.52	230	0.3

La falda freatica è stata considerata giacente ad una quota pari a 125.15 m s.l.m. ovvero ad una profondità di -11.0 m rispetto alla quota del piano campagna che a sua volta è collocato ad una quota media di 136.15 m s.l.m

L'estradosso delle gallerie, situate entrambe ad una profondità pari a 17.61 m dal piano campagna interessano lo strato D nella zone di calotta e dei piedritti e lo strato E nella zona dell'arco rovescio. Nel calcolo delle tensioni geostatiche per l'intero modello è stato adottato il coefficiente di spinta a riposo K_0 derivante dalla media tra lo strato D e lo strato E, pari a 0.55.

7.6.11.3. Fasi di calcolo adottate

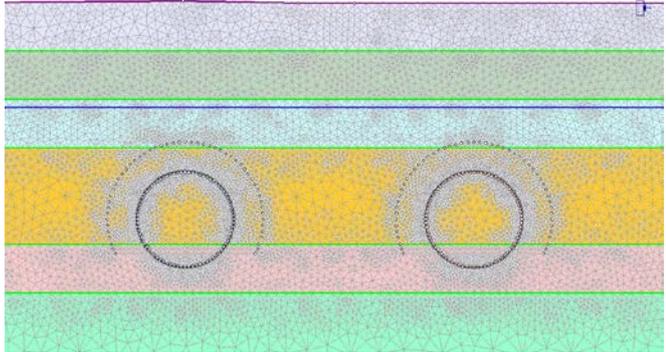
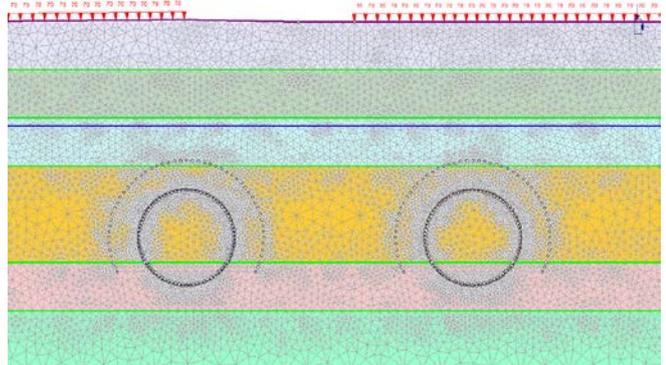
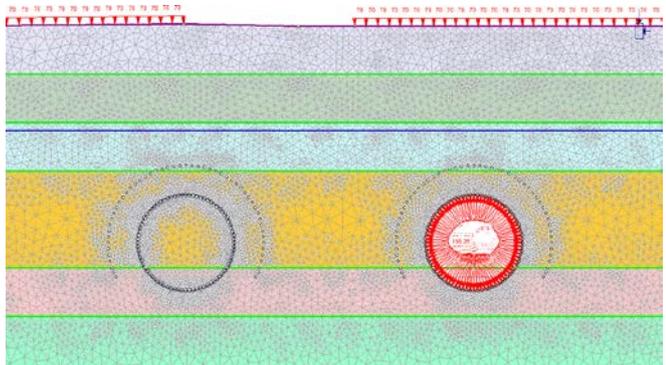
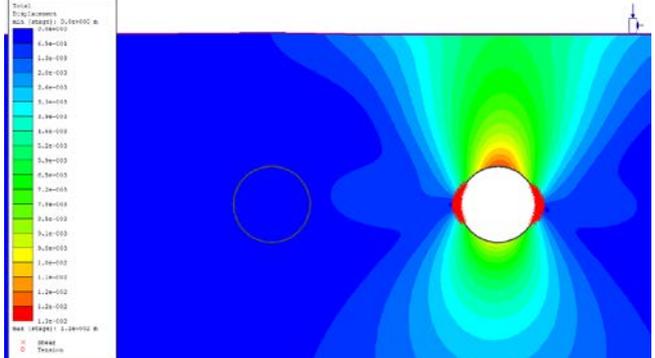
Le fasi di calcolo per la sezione 11 sono le medesime adottate per la precedente sezione 10.

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo si è riprodotto lo stato tensionale indotto dai carichi gravitazionali del terreno. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.
- **STAGE 2 – Realizzazione degli edifici e del rilevato autostradale.** In questo stage si sono applicati i carichi corrispondenti agli edifici a tre piani (70 kPa) in corrispondenza delle relative impronte. In questa fase di calcolo si è anche simulata la realizzazione del rilevato autostradale e l'applicazione dei relativi carichi da traffico (9 kPa in corrispondenza delle carreggiate). In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa fase di calcolo.
- **STAGE 3 – Scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 4 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione nel tunnel di destra.** In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 5 – Completamento scavo galleria destra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 6 – Scavo del tunnel di sinistra.** In analogia a quanto previsto per lo stage 3, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 7 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra.** Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente ad un ulteriore rilascio pari a 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 8 – Completamento scavo galleria sinistra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 9 – Condizione sismica.** In questa fase vengono applicate le sollecitazioni derivanti dal sisma, secondo l'approccio pseudostatico, così come descritto nel paragrafo 7.5.

7.6.11.4. Analisi dei risultati

Nella **Tabella 7.61** si riportano i risultati inerenti agli spostamenti e l'evoluzione delle zone plasticizzate nei successivi stage di calcolo.

Tabella 7.61 – Risultati delle analisi.

Stage di calcolo	Spostamenti e zone plasticizzate
<p>Stage 1</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo sono finalizzata a riprodurre lo stato tensionale iniziale, gravato dalle sole condizioni geostatiche.</p>
<p>Stage 2</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo vengono annullati al termine di questa fase di calcolo, finalizzata a riprodurre lo stato tensionale dopo la realizzazione dello scavo della trincea autostradale e l'applicazione dei carichi generati dal traffico veicolare.</p>
<p>Stage 3</p> 	<p>Spostamento Massimo: 12 mm</p> 

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

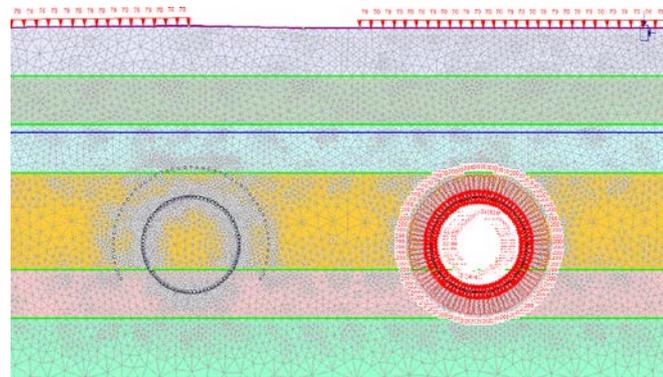
Rev.
A

Foglio
171 di 268

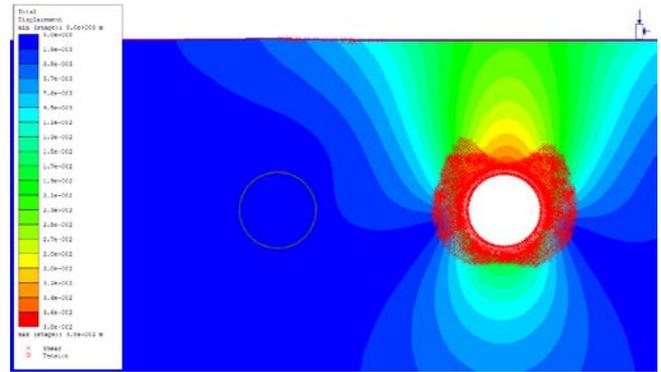
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

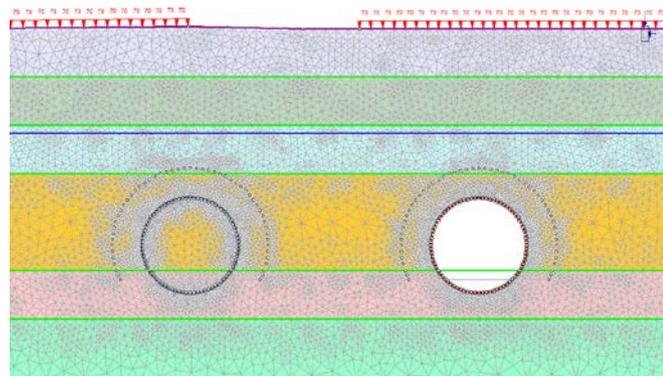
Stage 4



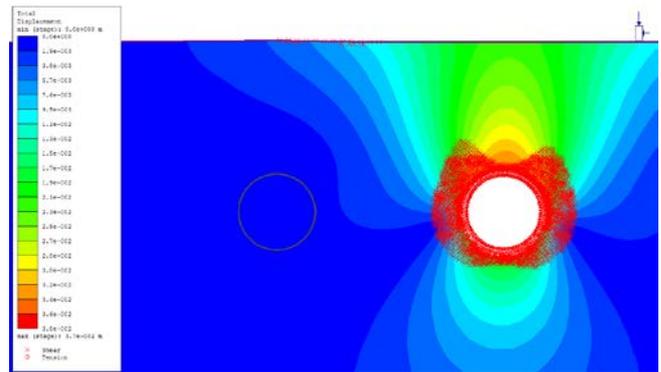
Spostamento Massimo: 38 mm



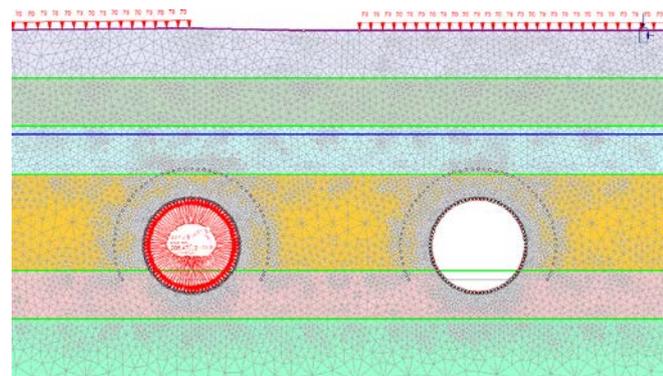
Stage 5



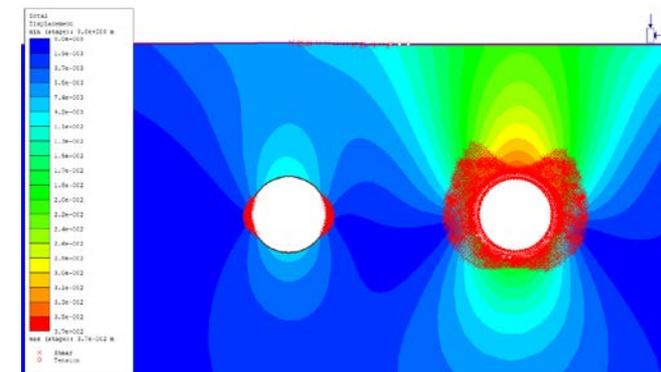
Spostamento Massimo: 38 mm



Stage 6



Spostamento Massimo: 38 mm



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

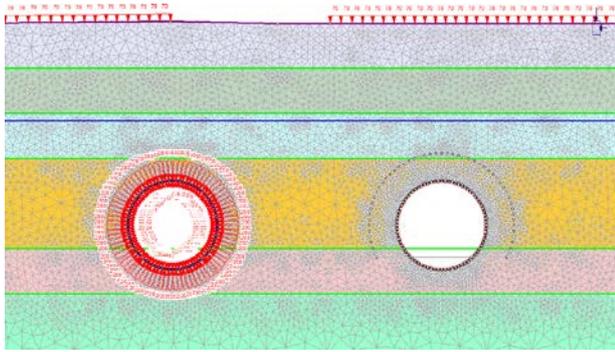
Rev.
A

Foglio
172 di 268

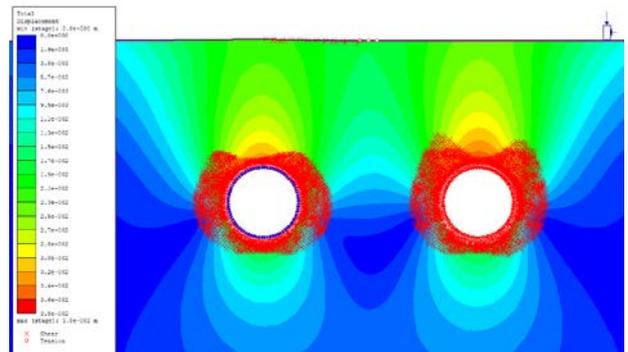
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

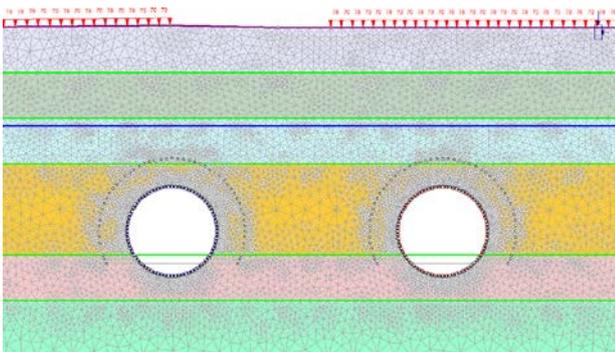
Stage 7



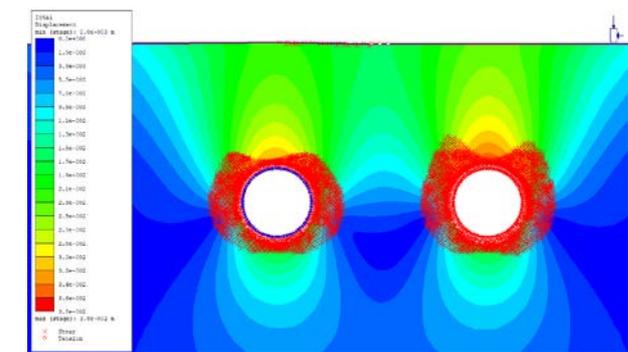
Spostamento Massimo: 38 mm



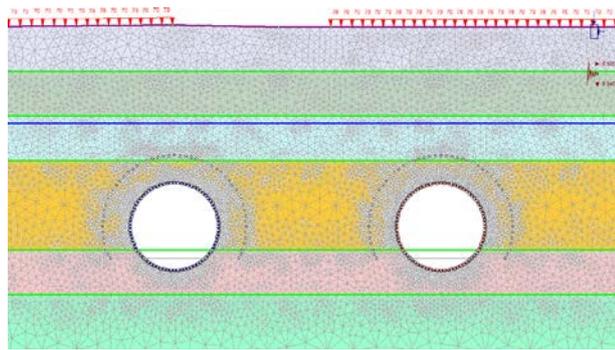
Stage 8



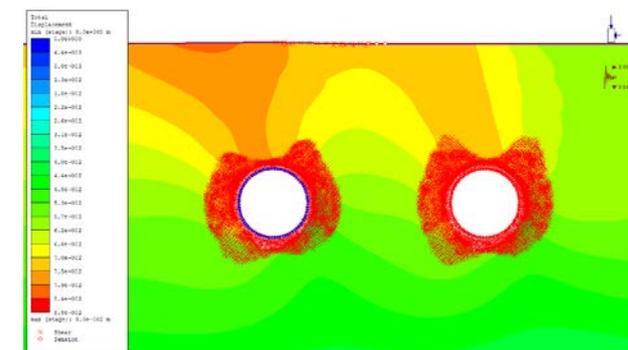
Spostamento Massimo: 38 mm



Stage 9



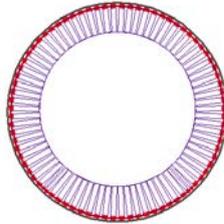
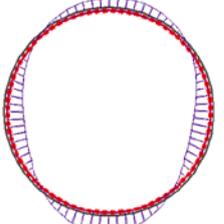
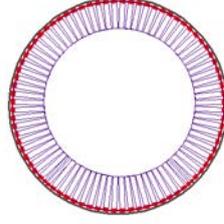
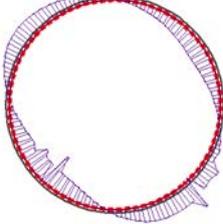
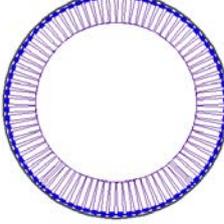
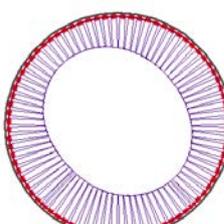
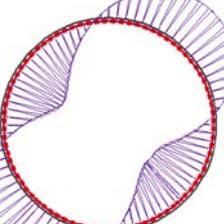
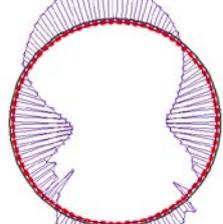
Spostamento Massimo: 88 mm

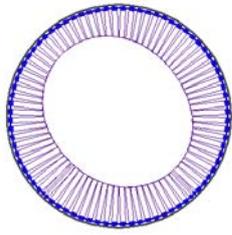
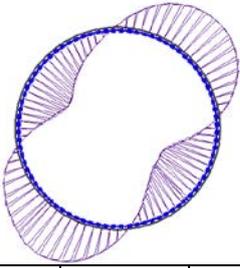
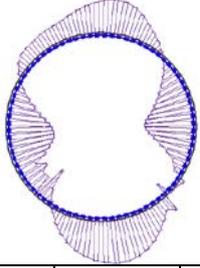


Azione sismica: $k_h=0.089$ $k_v=-0.045$

Durante lo scavo delle due canne della galleria Lonato si sviluppano zone plastiche all'intorno dello scavo. Oltre ad una zona direttamente a ridosso dello scavo e con spessore uniforme (inferiore a 0.5 m) dove gli elementi giungono a plasticizzazione sia per trazione che per taglio, gli elementi del terreno che giungono a plasticizzazione per puro taglio descrivono una corona quasi circolare che si riduce in estensione nella zona di calotta e di arco rovescio. Le leggere differenze delle zone plastiche tra canna sinistra e canna destra sono da imputarsi alla distribuzione dei carichi dovuti agli edifici presenti in superficie. La zona plastica si estende per una distanza massima dal contorno di scavo pari a circa 4.5 m. Gli spostamenti al contorno dello scavo al termine della realizzazione dell'opera risultano limitati con un valore di convergenza massima pari a circa 38 mm.

7.6.11.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento

Stage	Canna	Sforzo normale [kN]			Momento flettente [kNm]			Sforzo tagliante [kN]		
5	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		787.5	-42.2	-3.6	723.1	35.8	1.8	759.9	0.8	29.6
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
639.8	-26.0	-3.6	787.5	-42.2	-3.6	766.5	2.3	-28.4		
8	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		869.8	-36.5	11.5	774.6	43.1	0.4	860.3	-7.6	32.4
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
	684.4	-26.8	8.2	863.8	-46.1	-3.2	801.	5.3	-29.6	
	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		791.3	-52.0	-3.2	709.0	45.8	2.3	758.7	3.6	34.9
N_{min}		$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}	
631.0	-26.7	1.5	791.3	-52.0	-3.2	764.6	0.2	-32.9		
9	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1099.2	-112.2	37.2	689.6	109.5	8.7	933.6	17.8	55.8
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
632.6	87.8	-20.0	1097.0	-121.4	-2.8	950.9	-3.0	-51.9		

9	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1018.4	-107.1	3.1	769.1	105.7	7.9	854.6	23.7	51.3
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
590.7	81.2	-17.2	1014.9	-108.3	-7.4	908.5	-12.9	-48.9		

7.6.11.6. Verifiche statiche

I risultati delle verifiche statiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.62**. Si sono tenuti in considerazione i seguenti parametri relativi ai singoli conci prefabbricati di rivestimento:

- Classe di resistenza del calcestruzzo: C35/45;
- Acciaio di armatura: tipo B450C;
- Dimensioni concio: spessore 45.0 cm, lunghezza 200.0 cm;
- Copriferro armature longitudinali: 40 mm;
- Armatura: circonferenziale 16+16 Φ 16.

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale. Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello. Da queste considerazioni si sono ottenuti i domini di interazione Sforzo Normale-Momento flettente. La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso il confronto tra le sollecitazioni ottenute dal modello numerico, opportunamente incrementate secondo i valori di normativa ($\gamma = 1.3$), e le resistenze di progetto.

Tutte le coppie Momento-Sforzo Normale delle sollecitazioni agenti sul rivestimento risultano ampiamente incluse nel dominio di resistenza.

La verifica a taglio viene condotta, in prima analisi, trascurando la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti, in favore di sicurezza. La verifica a Stato Limite Ultimo per le sollecitazioni taglianti viene ampiamente soddisfatta anche in questo caso, come è possibile notare dai grafici riportati nella **Tabella 7.62**.

Le verifiche sono state condotte per i rivestimenti di ambedue le gallerie. Nel caso della prima canna scavata si è ripetuta l'analisi anche nella condizione transitoria antecedente allo scavo della seconda canna.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio vengono condotte con riferimento alle sollecitazioni risultanti dalla modellazione numerica (che rappresentano in questo caso sia la combinazione caratteristica sia la combinazione quasi permanente di calcolo delle azioni), senza l'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio di fessurazione risultano soddisfatte in tutte le sezioni. La maggior parte delle sezioni risultano interamente reagenti e/o compresse. Le sezioni meno compresse presentano in ogni caso apertura delle fessure inferiori a 0.2 mm (limite di normativa per le armature poco sensibili anche in condizioni ambientali classificate come molto aggressive). Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato condotto con le

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

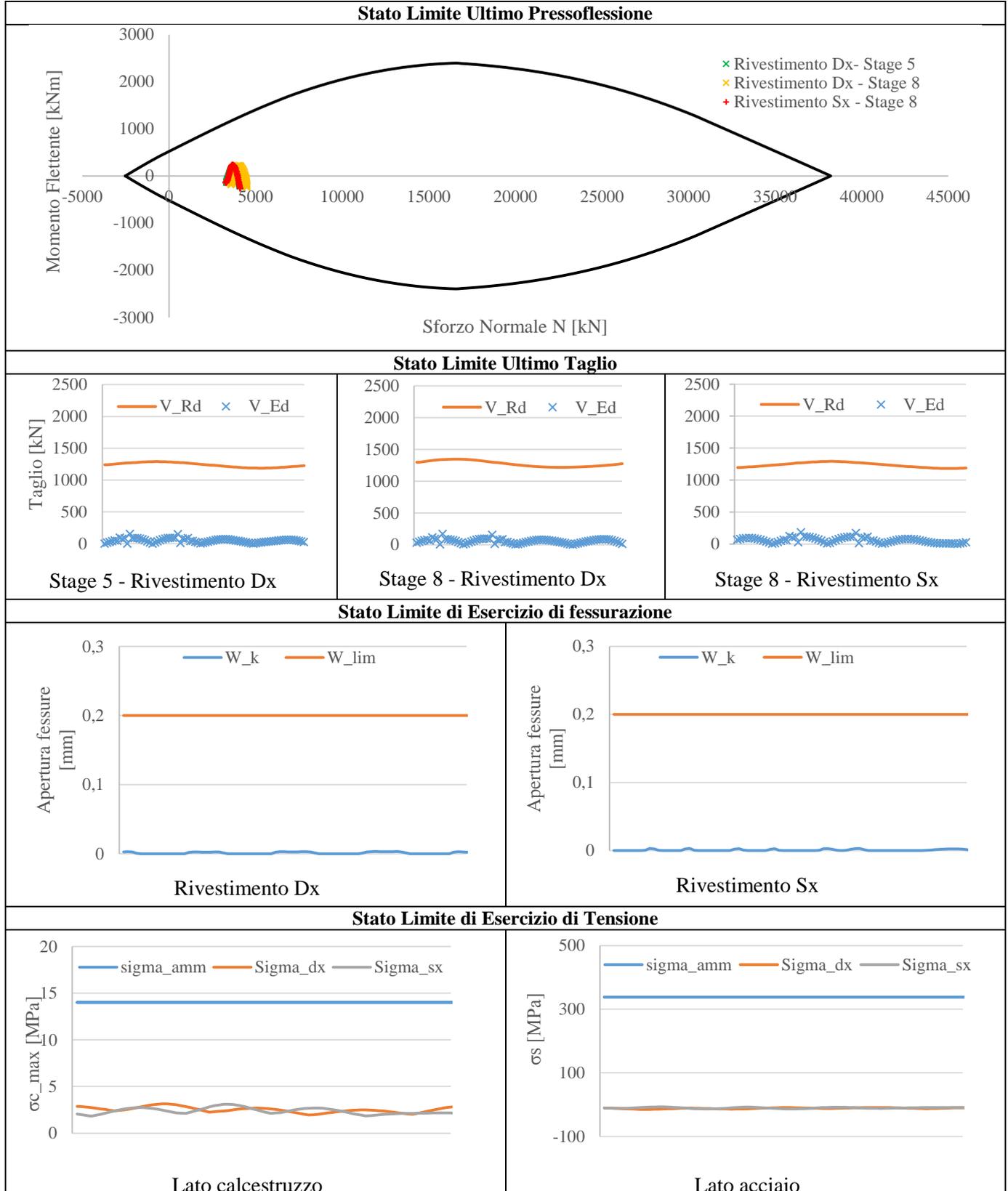
Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
175 di 268

formulazioni presenti nell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1).Le verifiche di stato limite di esercizio di tensione risultano ovunque soddisfatte.

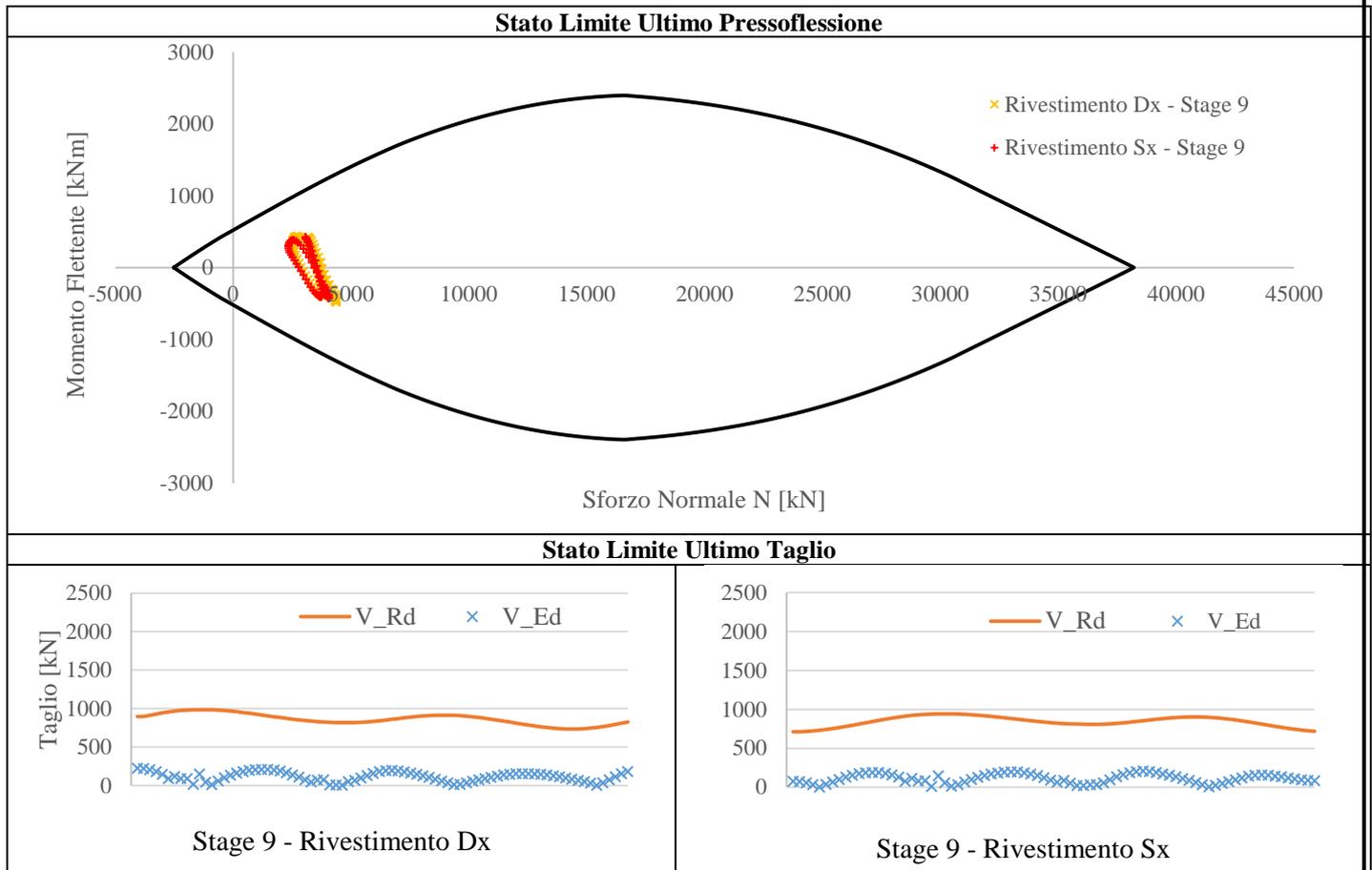
Tabella 7.62– Verifiche statiche.



7.6.11.7. Verifiche in condizioni sismiche

I risultati delle verifiche in condizioni sismiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.63**.

Tabella 7.63 – Verifiche in combinazione sismica.



7.6.11.8. Cedimenti al piano campagna

Per quanto riguarda gli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto, in relazione alla realizzazione della sezione 11 alla progressiva Pk 119+610.000, si notano valori di cedimento limitati. In virtù della notevole distanza, le distorsioni indotte sulla piattaforma stradale sono sostanzialmente nulle. Le distorsioni rilevate nell'area di impronta degli edifici raggiungono valori locali pari a 1/2250, ridotte a 1/2850 in previsione di interventi di consolidamento preventivo. Il valore massimo di cedimento verticale, secondo le previsioni di calcolo con il modello allo Stato Limite di Esercizio, risulta pari a circa 20 mm. Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato nella **Figura 7.23**, ove l'origine delle ascisse è stato convenzionalmente posto nel punto medio dell'interasse tra le due gallerie. Si riportano i profili di cedimento previsti in caso di scavo sia senza consolidamento, sia con consolidamento. Si nota la diminuzione dei bacini di subsidenza nel secondo caso, come confermato anche dai cedimenti e dalle inflessioni massime riportate in **Tabella 7.64**.

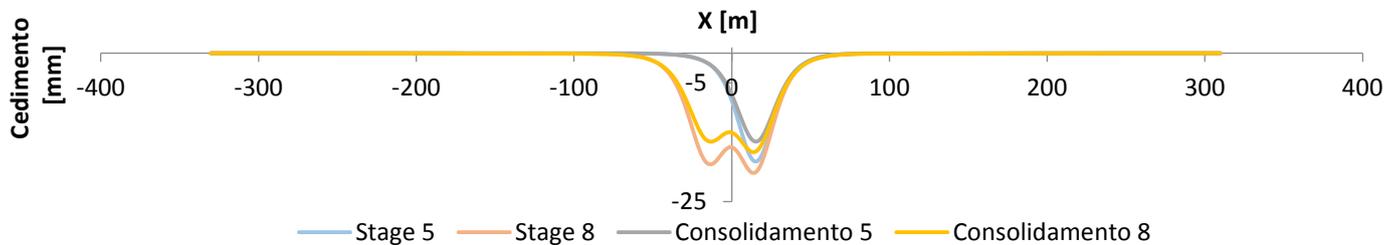


Figura 7.23- Andamento dei cedimenti verticali al piano campagna sulla sezione 11.

Tabella 7.64 Tabella riassuntiva delle subsidenze indotte nella sezione 11.

	NON CONSOLIDATO		CONSOLIDATO	
	Cedimento massimo [mm]	Distorsione	Cedimento massimo [mm]	Distorsione
Carreggiata Direzione Torino	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0
Carreggiata direzione Trieste	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0
Edificio L109-N-09	19	1/4200	15	1/5000
Edificio L109-S-25	20	1/2250	17	1/2850

7.6.12. Sezione 12 – Progressiva Pk 119+750,000

La sezione 12, corrispondente alla progressiva 119+750.000, si sviluppa anch'essa su un'area a prevalente utilizzo industriale/artigianale posta circa 110 m a sud rispetto alle rampe S dello svincolo autostradale di Desenzano dell'autostrada A4. In questo tratto le carreggiate dell'autostrada si presentano circa a piano campagna mentre le rampe di svincolo sono per alcuni tratti in rilevato e per altri in trincea. In superficie per l'intera estensione di entrambe le canne del tunnel è presente un edificio a 2 piani con destinazione industriale/artigianale che si estende poi ben oltre l'asse dei tunnel sia verso N che verso S. Oltre quindi ai carichi geostatici, è stato considerato il peso dell'edificio, pari a 50 kPa sulla rispettiva impronta.

7.6.12.1. Geometria

Il modello numerico di calcolo della sezione 12 è finalizzato all'analisi tenso-deformativa dello scavo delle gallerie in una porzione ancora con basse coperture (circa 18.0 m per entrambe le canne del tunnel), nonché per valutare gli effetti deformativi in superficie e l'interazione con l'edificio industriale/commerciale presente in superficie.

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo triangolare con elementi a 6 nodi. L'infittimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi indotti dalla realizzazione delle opere. I bordi esterni del modello sono posti a distanza tale da non influenzare la soluzione nell'area di interesse del problema. Si sono poi vincolati gli spostamenti orizzontali lungo i bordi verticali esterni e gli spostamenti sia orizzontali sia verticali lungo il bordo inferiore del modello. Il bordo superiore del modello restituisce nella zona di interesse l'andamento di massima della superficie topografica (nota da rilievo) ed è rappresentato da un contorno libero nei movimenti sia orizzontali sia verticali.

Il modello così realizzato risulta avere le seguenti caratteristiche dimensionali riportate nella **Tabella 7.65**.

Tabella 7.65– Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico rappresentativo della sezione 12.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
12 – Pk 119+750.000	145.4x640.0	27944

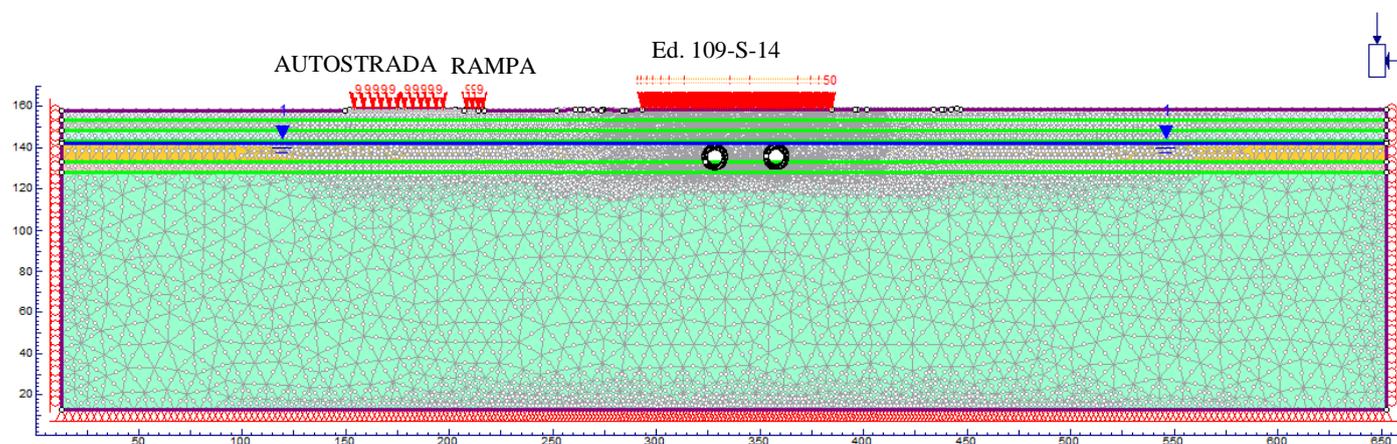


Figura 7.24– Modello numerico rappresentativo della sezione 12 Pk 119+750.000.

7.6.12.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 12 (Pk 119+750.000) utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella **Tabella 7.66**.

Tabella 7.66 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 12.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	5	A	19.0	42.0	7.0	0.57	80	0.3
5	10	B	19.0	40.0	6.7	0.56	120	0.3
10	15	C	19.0	39.0	6.5	0.59	150	0.3
15	25	D	19.0	39.0	6.5	0.52	175	0.3
25	30	E	19.0	39.0	6.5	0.52	190	0.3
>30		F	19.0	39.0	6.5	0.52	230	0.3

La falda freatica è stata considerata giacente ad una quota pari a 119.70 m s.l.m. ovvero ad una profondità di -16.0 m rispetto alla quota del piano campagna che a sua volta è collocato ad una quota media di 136.70 m s.l.m

L'estradosso delle gallerie, situate entrambe ad una profondità pari a 17.97 m dal piano campagna interessano lo strato D nella zone di calotta e dei piedritti e lo strato E nella zona dell'arco rovescio. Nel calcolo delle tensioni geostatiche per l'intero modello è stato adottato il coefficiente di spinta a riposo K_0 pari a 0.52 caratteristico dello strato D ed E.

7.6.12.3. Fasi di calcolo adottate

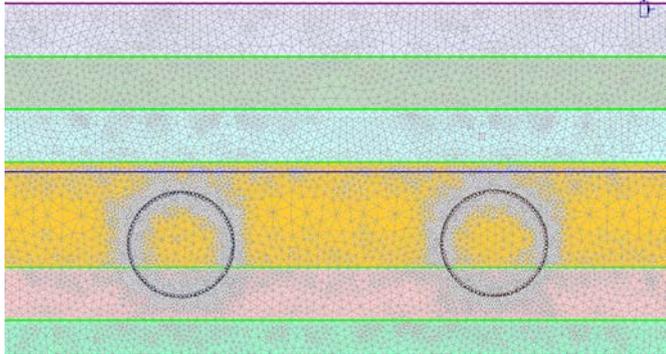
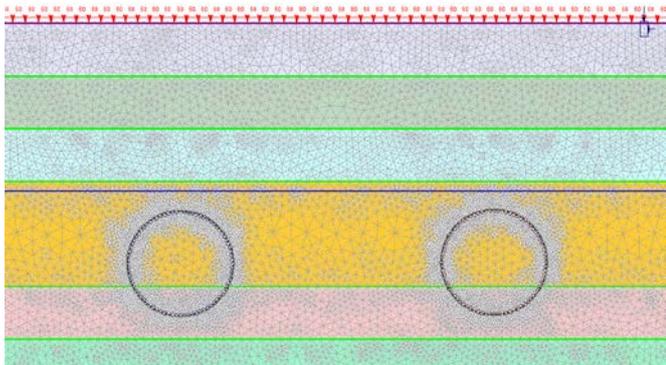
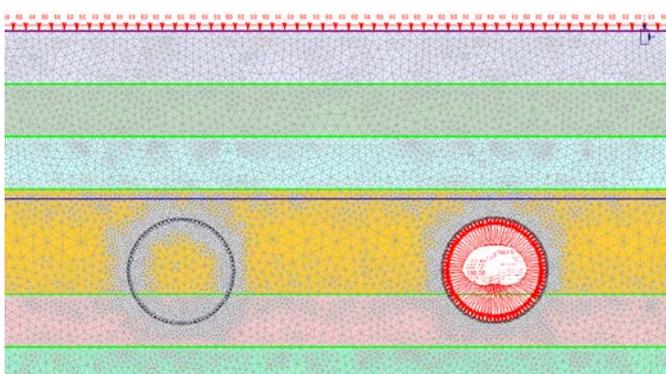
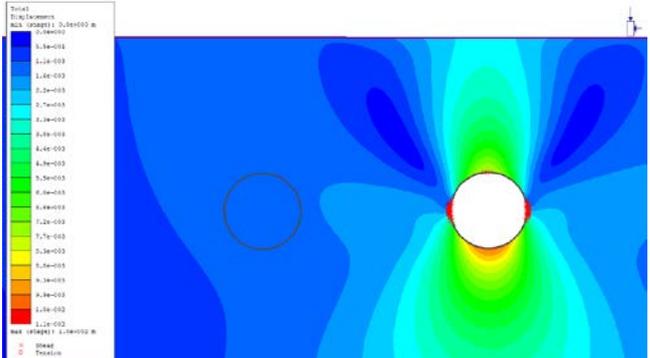
Le fasi di calcolo per la sezione 12 sono le medesime adottate per le precedenti sezioni 10 ed 11.

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo si è riprodotto lo stato tensionale indotto dai carichi gravitazionali del terreno. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.
- **STAGE 2 – Realizzazione degli edifici, dei rilevati e delle trincee autostradali.** In questo stage si sono applicati i carichi corrispondenti all'edificio di due piani (50 kPa) in corrispondenza della relativa impronta. In questa fase di calcolo si è anche simulata la realizzazione del rilevato autostradale e delle trincee e l'applicazione dei relativi carichi da traffico (9 kPa in corrispondenza delle carreggiate). In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa fase di calcolo.
- **STAGE 3 – Scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 4 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione nel tunnel di destra.** In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 5 – Completamento scavo galleria destra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 6 – Scavo del tunnel di sinistra.** In analogia a quanto previsto per lo stage 3, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 7 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra.** Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente ad un ulteriore rilascio pari a 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 8 – Fine scavo galleria sinistra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 9 – Condizione sismica.** In questa fase vengono applicate le sollecitazioni derivanti dal sisma, secondo l'approccio pseudostatico, così come descritto nel paragrafo 7.5.

7.6.12.4. Analisi dei risultati

Nella **Tabella 7.67** si riportano i risultati inerenti agli spostamenti e l'evoluzione delle zone plasticizzate nei successivi stage di calcolo.

Tabella 7.67 – Risultati delle analisi.

Stage di calcolo	Spostamenti e zone plasticizzate
<p>Stage 1</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo sono finalizzata a riprodurre lo stato tensionale iniziale, gravato dalle sole condizioni geostatiche.</p>
<p>Stage 2</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo vengono annullati al termine di questa fase di calcolo, finalizzata a riprodurre lo stato tensionale dopo la realizzazione dello scavo della trincea autostradale e l'applicazione dei carichi generati dal traffico veicolare.</p>
<p>Stage 3</p> 	<p>Spostamento Massimo: 10 mm</p> 

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

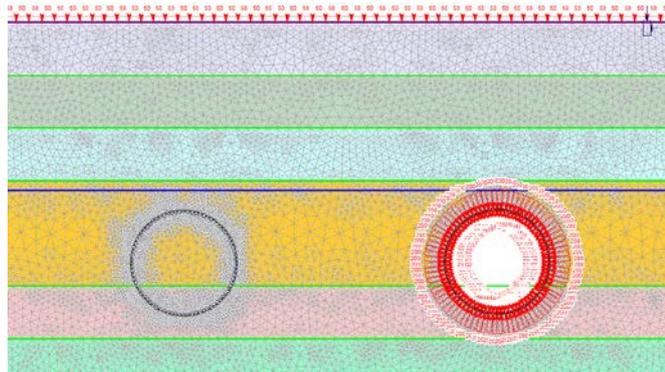
Rev.
A

Foglio
183 di 268

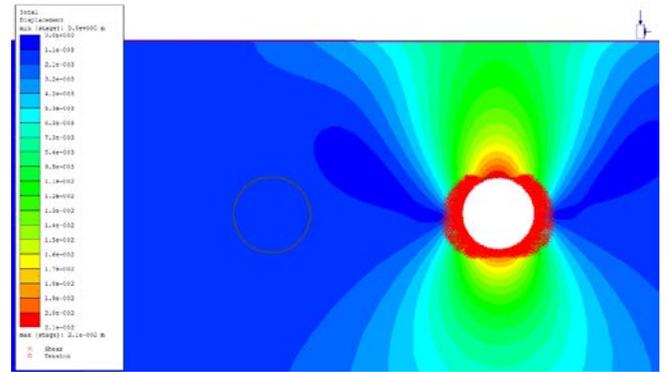
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

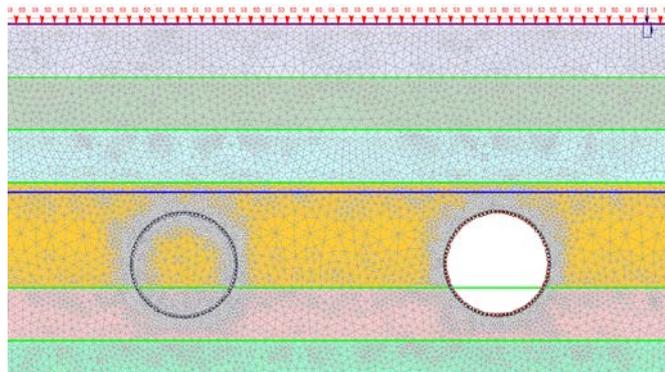
Stage 4



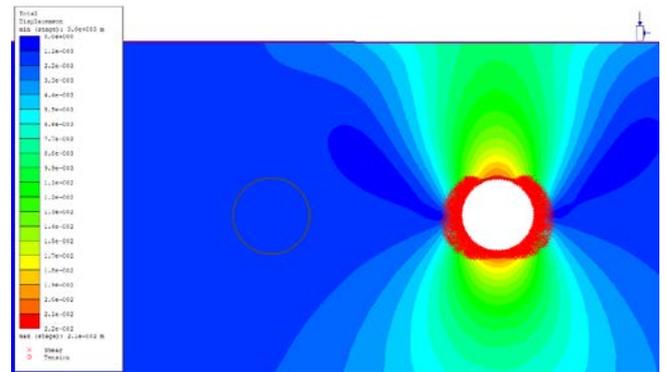
Spostamento Massimo: 21 mm



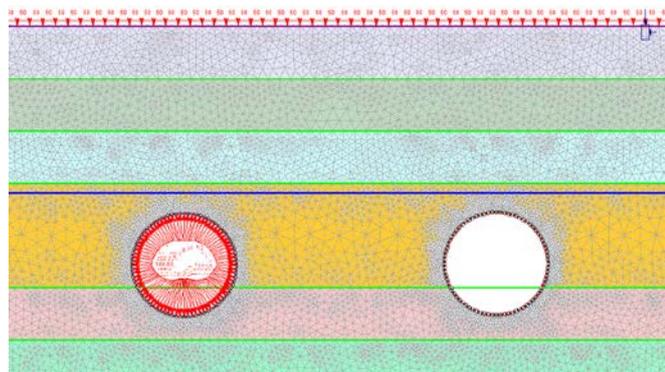
Stage 5



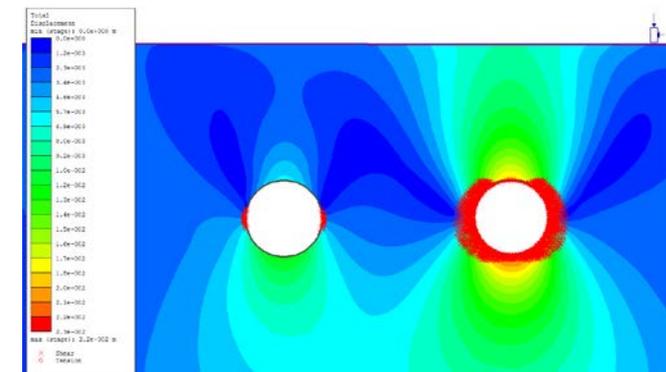
Spostamento Massimo: 21 mm



Stage 6



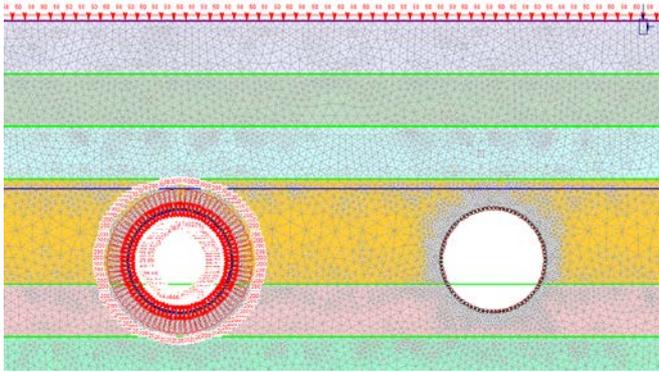
Spostamento Massimo: 22 mm



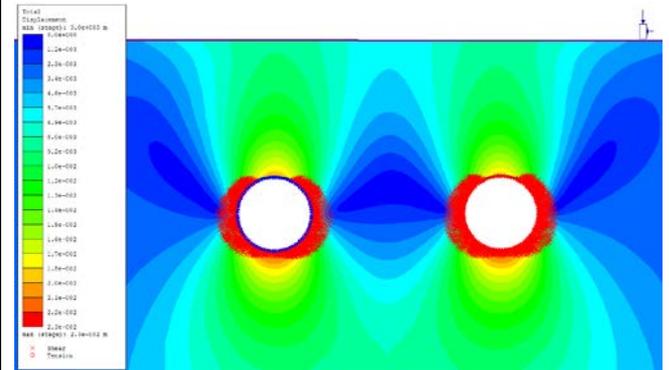
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

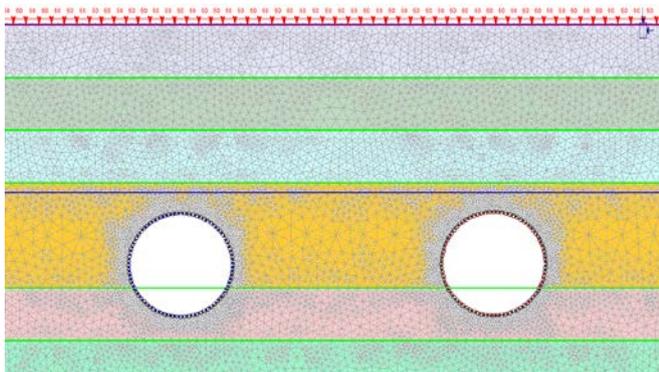
Stage 7



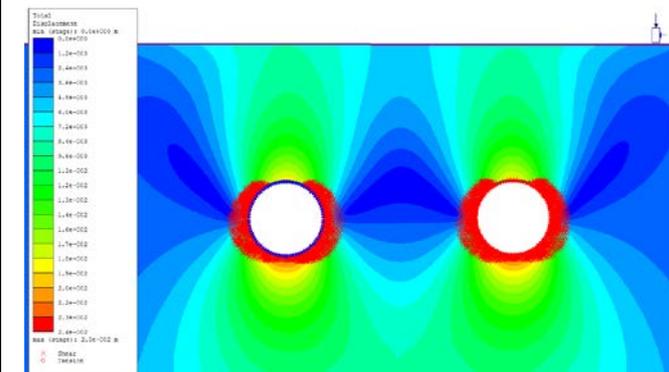
Spostamento Massimo: 23 mm



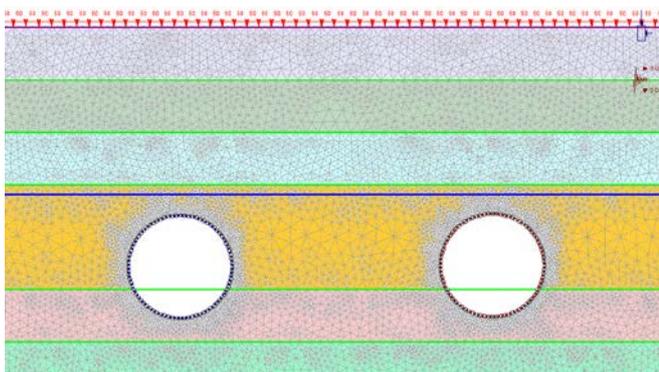
Stage 8



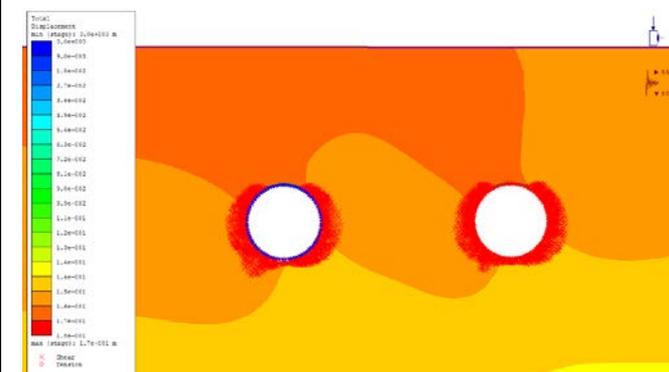
Spostamento Massimo: 23 mm



Stage 9



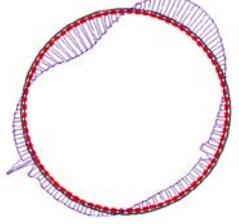
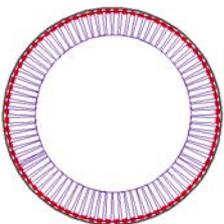
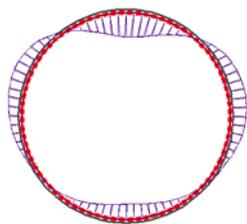
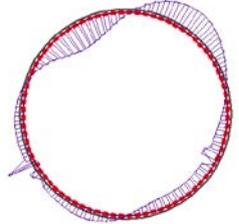
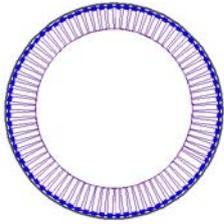
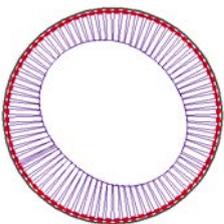
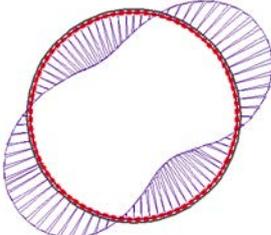
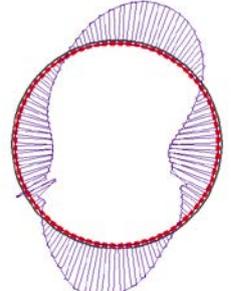
Spostamento Massimo: 170 mm

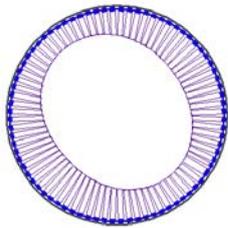
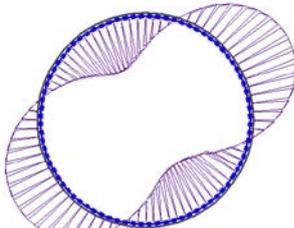
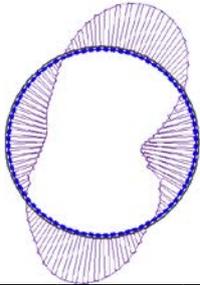


Azione sismica: $k_h=0.089$ $k_v=-0.045$

Durante lo scavo delle due canne della galleria Lonato si sviluppano limitate zone plastiche all'interno dello scavo. Gli elementi del terreno che giungono a plasticizzazione per taglio descrivono una corona pressoché circolare che si riduce di dimensione di arco rovescio e scompare del tutto nella zona di calotta. La zona plastica si estende per una distanza massima dal contorno di scavo di circa 2.5 m. Gli spostamenti al contorno dello scavo al termine della realizzazione dell'opera risultano limitati con un valore di convergenza massima pari a circa 23 mm.

7.6.12.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento

Stage	Canna	Sforzo normale [kN]			Momento flettente [kNm]			Sforzo tagliante [kN]		
5	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		622.6	4.6	-9.7	501.7	51.5	2.5	522.5	13.7	23.2
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
501.7	51.5	2.5	590.3	-38.8	-1.5	620.6	-12.1	-27.2		
8	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		681.8	4.7	-7.2	535.9	44.0	0.2	566.1	13.6	20.4
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
	534.7	39.3	-8.3	597.6	-31.7	-2.0	673.6	-8.3	-24.1	
	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		629.2	1.6	9.1	507.6	50.8	2.3	528.2	13.4	22.9
N_{min}		$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}	
507.6	49.9	7.1	602.0	-37.7	-0.3	541.8	3.7	-23.1		
9	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		982.8	-81.4	-12.1	649.5	85.4	0.9	679.1	2.5	40.0
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
567.5	70.1	9.0	817.6	-92.8	-6.1	881.4	-5.9	-43.0		

9	Sx									
		N_{max}	$M (N_{max})$	$T (N_{max})$	$N (M_{max})$	M_{max}	$T (M_{max})$	$N (T_{max})$	$M (T_{max})$	T_{max}
		905.8	-86.3	-12.8	611.0	92.6	1.0	674.2	-8.0	47.2
		N_{min}	$M (N_{min})$	$T (N_{min})$	$N (M_{min})$	M_{min}	$T (M_{min})$	$N (T_{min})$	$M (T_{min})$	T_{min}
484.9	84.4	14.7	806.6	-108.5	-4.0	719.4	-23.5	-45.7		

7.6.12.6. Verifiche statiche

I risultati delle verifiche statiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.68**. Si sono tenuti in considerazione i seguenti parametri relativi ai singoli conci prefabbricati di rivestimento:

- Classe di resistenza del calcestruzzo: C35/45;
- Acciaio di armatura: tipo B450C;
- Dimensioni concio: spessore 45.0 cm, lunghezza 200.0 cm;
- Copriferro armature longitudinali: 40 mm;
- Armatura: circonferenziale 16+16 Φ 16.

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale. Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello. Da queste considerazioni si sono ottenuti i domini di interazione Sforzo Normale-Momento flettente. La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso il confronto tra le sollecitazioni ottenute dal modello numerico, opportunamente incrementate secondo i valori di normativa ($\gamma = 1.3$), e le resistenze di progetto.

Tutte le coppie Momento-Sforzo Normale delle sollecitazioni agenti sul rivestimento risultano ampiamente incluse nel dominio di resistenza.

La verifica a taglio viene condotta, in prima analisi, trascurando la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti, in favore di sicurezza. La verifica a Stato Limite Ultimo per le sollecitazioni taglianti viene ampiamente soddisfatta anche in questo caso, come è possibile notare dai grafici riportati nella **Tabella 7.68**.

Le verifiche sono state condotte per i rivestimenti di ambedue le gallerie. Nel caso della prima canna scavata si è ripetuta l'analisi anche nella condizione transitoria antecedente allo scavo della seconda canna.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio vengono condotte con riferimento alle sollecitazioni risultanti dalla modellazione numerica (che rappresentano in questo caso sia la combinazione caratteristica sia la combinazione quasi permanente di calcolo delle azioni), senza l'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio di fessurazione risultano soddisfatte in tutte le sezioni. La maggior parte delle sezioni risultano interamente reagenti e/o compresse. Le sezioni meno compresse presentano in ogni caso apertura delle fessure inferiori a 0.2 mm (limite di normativa per le armature poco sensibili anche in condizioni ambientali classificate come molto aggressive). Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato condotto con le

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

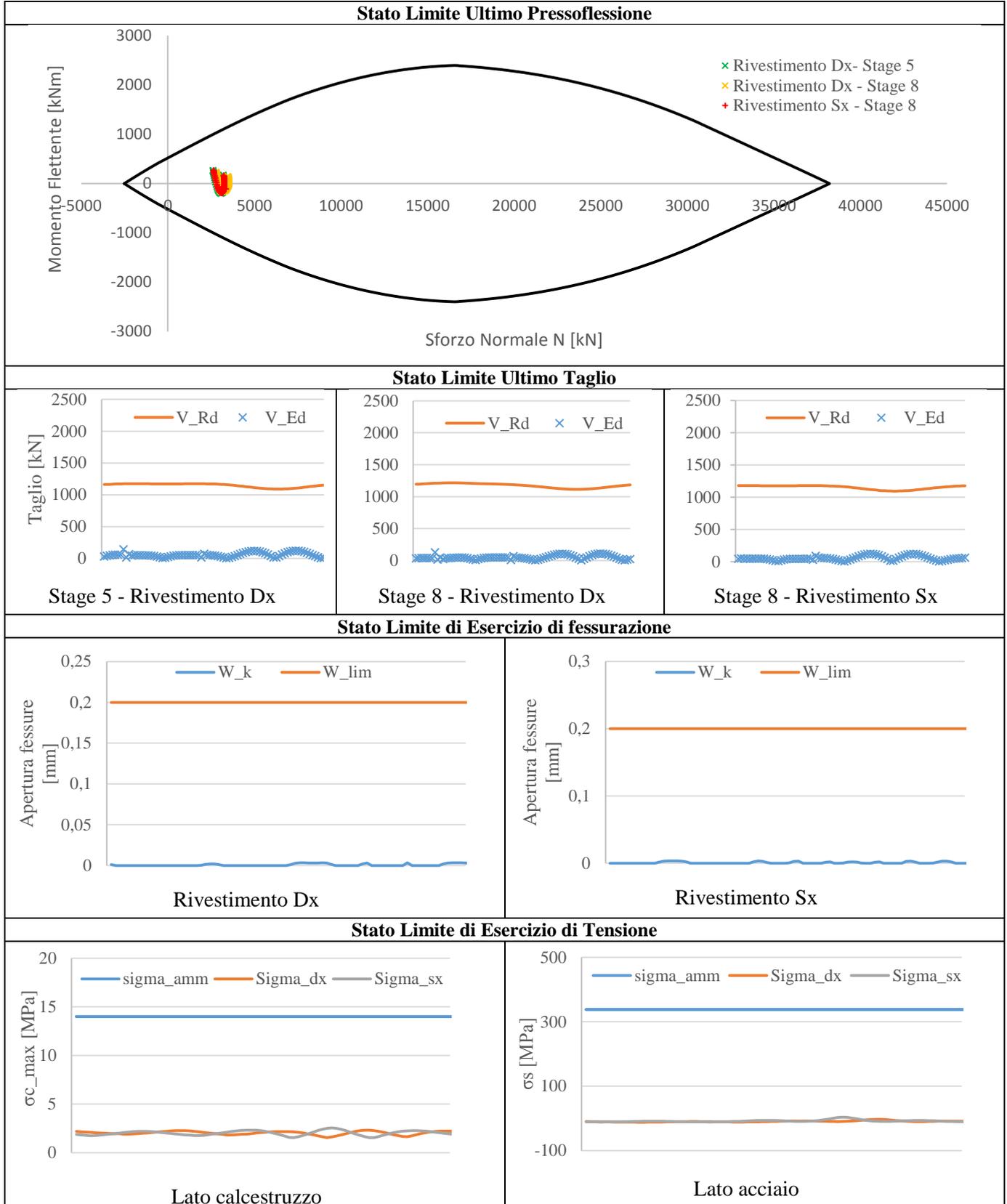
Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
187 di 268

formulazioni presenti nell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1).Le verifiche di stato limite di esercizio di tensione risultano ovunque soddisfatte.

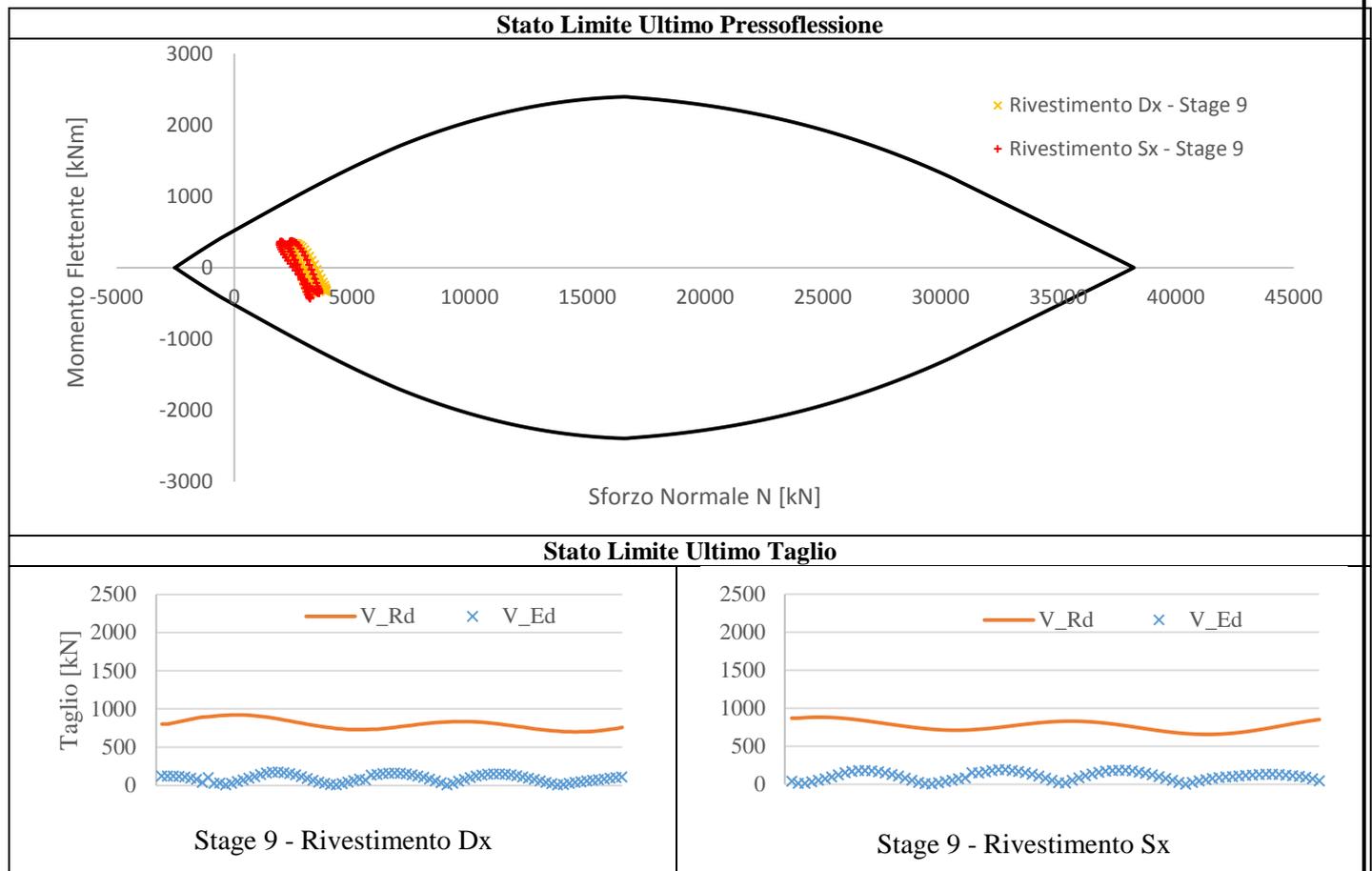
Tabella 7.68 – Verifiche statiche.



7.6.12.7. Verifiche in condizioni sismiche

I risultati delle verifiche in condizioni sismiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.69**.

Tabella 7.69 – Verifiche in combinazione sismica.



7.6.12.8. Cedimenti al piano campagna

Per quanto riguarda gli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto, in relazione alla realizzazione della sezione 12 alla progressiva Pk 119+750.000, si notano valori di cedimento limitati. In virtù della notevole distanza, le distorsioni indotte sulla piattaforma stradale sono sostanzialmente nulle. Le distorsioni rilevate nell'area di impronta degli edifici raggiungono valori locali pari a 1/1200, ridotte a 1/1700 in previsione di interventi di consolidamento preventivo. Il valore massimo di cedimento verticale, secondo le previsioni di calcolo con il modello allo Stato Limite di Esercizio, risulta pari a circa 15 mm. Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato nella **Figura 7.25**, ove l'origine delle ascisse è stato convenzionalmente posto nel punto medio dell'interasse tra le due gallerie. Si riportano i profili di cedimento previsti in caso di scavo sia senza consolidamento, sia con consolidamento. Si nota la diminuzione dei bacini di subsidenza nel secondo caso, come confermato anche dai cedimenti e dalle inflessioni massime riportate in **Tabella 7.70**.

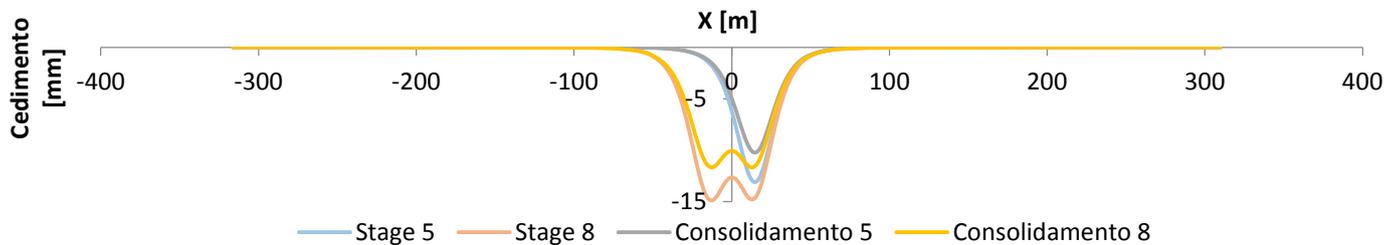


Figura 7.25- Andamento dei cedimenti verticali al piano campagna sulla sezione 12.

Tabella 7.70 Tabella riassuntiva delle subsidenze indotte nella sezione 12.

	NON CONSOLIDATO		CONSOLIDATO	
	Cedimento massimo [mm]	Distorsione	Cedimento massimo [mm]	Distorsione
Carreggiata Direzione Torino	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0
Carreggiata direzione Trieste	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0
Rampa autostrada	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0
Edificio L109-S-24	15	1/93500	12	1/114500

7.6.13. Sezione 13 – Progressiva Pk 120+180,000

La sezione 13, corrispondente alla progressiva 120+180.000, si sviluppa anch'essa su un'area a prevalente utilizzo industriale/commerciale posta circa 170 m a sud rispetto all'autostrada A4 poco a E rispetto allo svincolo di Desenzano. In questo tratto le carreggiate dell'autostrada si presentano in lieve trincea. In superficie, a partire circa dall'asse della canna destra del tunnel e proseguendo verso N fino quasi a ridosso dell'autostrada, si estende un ampio edificio a 3 piani con destinazione industriale/artigianale. Oltre quindi ai carichi geostatici, è stato considerato il peso dell'edificio, pari a 70 kPa, sulla rispettiva impronta.

7.6.13.1. Geometria

Il modello numerico di calcolo della sezione 13 è finalizzato all'analisi tenso-deformativa dello scavo delle gallerie in una porzione ancora con basse coperture (circa 20.0 m per entrambe le canne del tunnel), nonché per valutare gli effetti deformativi in superficie e l'interazione con l'edificio industriale/commerciale presente in superficie.

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo triangolare con elementi a 6 nodi. L'infittimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi indotti dalla realizzazione delle opere. I bordi esterni del modello sono posti a distanza tale da non influenzare la soluzione nell'area di interesse del problema. Si sono poi vincolati gli spostamenti orizzontali lungo i bordi verticali esterni e gli spostamenti sia orizzontali sia verticali lungo il bordo inferiore del modello. Il bordo superiore del modello restituisce nella zona di interesse l'andamento di massima della superficie topografica (nota da rilievo) ed è rappresentato da un contorno libero nei movimenti sia orizzontali sia verticali.

Il modello così realizzato risulta avere le seguenti caratteristiche dimensionali riportate nella **Tabella 7.71**.

Tabella 7.71– Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico rappresentativo della sezione 13.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
13 – Pk 120+180.000	137.8x640.0	25503

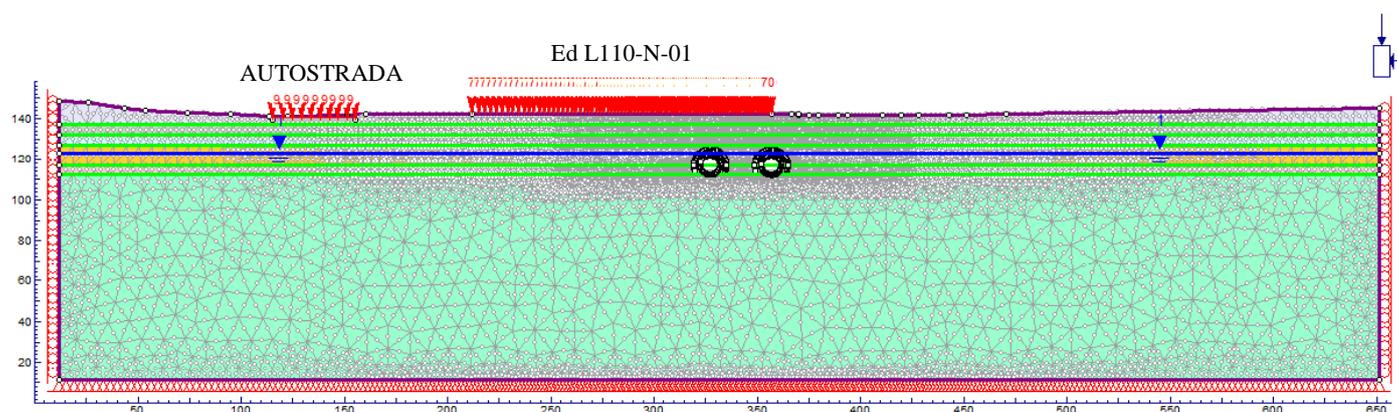


Figura 7.26 – Modello numerico rappresentativo della sezione 13 Pk 120+180.000.

7.6.13.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 13 (Pk 120+180.000) utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella **Tabella 7.72**.

Tabella 7.72 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 13.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	5	A	19.5	42.0	7.0	0.57	90	0.3
5	10	B	19.5	41.0	6.8	0.54	130	0.3
10	15	C	19.5	40.0	6.7	0.56	160	0.3
15	25	D	19.5	39.0	6.5	0.52	180	0.3
25	30	E	19.5	39.0	6.5	0.52	200	0.3
>30		F	19.5	39.0	6.5	0.45	250	0.3

La falda freatica è stata considerata, giacente ad una quota pari a 116.55 m s.l.m., ovvero ad una profondità di -19.0 m rispetto alla quota del piano campagna che a sua volta è collocato ad una quota media di 135.55 m s.l.m

L'estradosso delle gallerie, situate entrambe ad una profondità pari a 20.09 m dal piano campagna, interessano lo strato D nella zone di calotta e dei piedritti e lo strato E nella zona dell'arco rovescio, arrivando a lambire lo strato F. Nel calcolo delle tensioni geostatiche per l'intero modello è stato adottato il coefficiente di spinta a riposo K_0 pari a 0.52 caratteristico dello strato D ed E.

7.6.13.3. Fasi di calcolo adottate

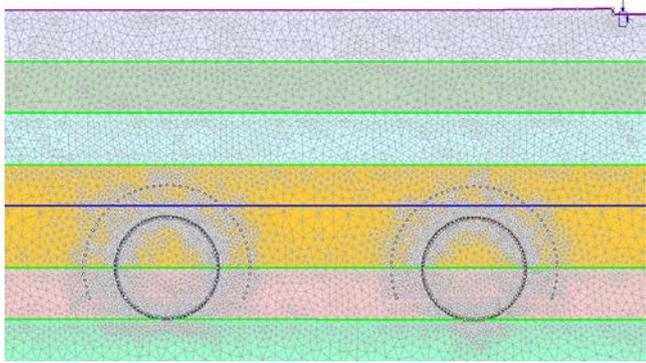
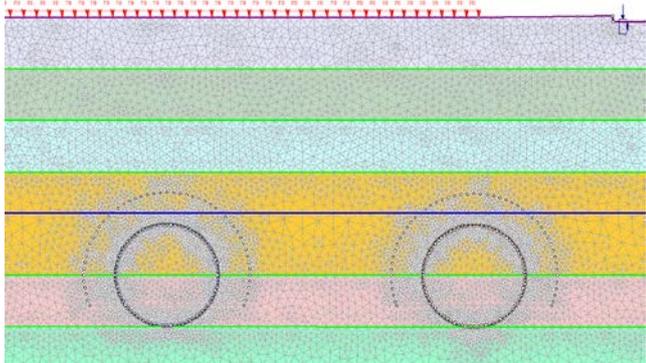
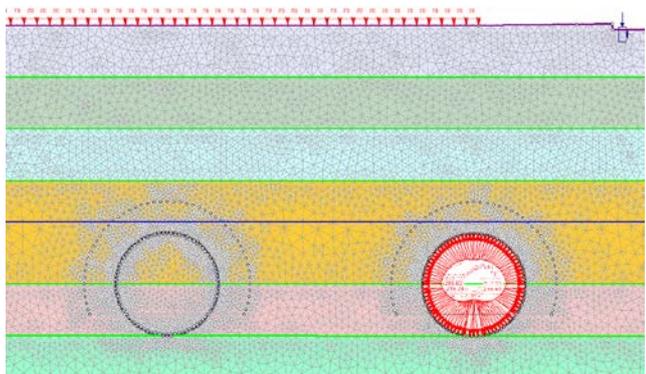
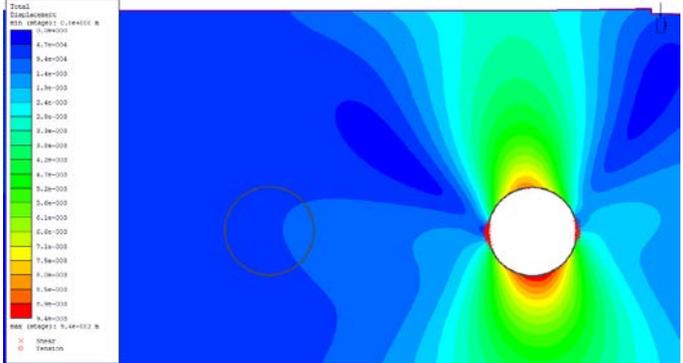
Le fasi di calcolo per la sezione 13 sono le medesime adottate per le precedenti sezioni 10, 11 e 12.

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo si è riprodotto lo stato tensionale indotto dai carichi gravitazionali del terreno. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.
- **STAGE 2 – Realizzazione degli edifici e della trincea autostradale.** In questo stage si sono applicati i carichi corrispondenti all'edificio di tre piani (70 kPa) in corrispondenza della relativa impronta. In questa fase di calcolo si è anche simulata la realizzazione della trincea autostradale e l'applicazione dei relativi carichi da traffico (9 kPa in corrispondenza delle carreggiate). In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa fase di calcolo.
- **STAGE 3 – Scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 4 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione nel tunnel di destra.** In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 5 – Completamento scavo galleria destra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 6 – Scavo del tunnel di sinistra.** In analogia a quanto previsto per lo stage 3, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria e dai risultati delle analisi assialsimmetriche, per la condizione di spostamento radiale che si ha sul fronte. Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- **STAGE 7 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra.** Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente ad un ulteriore rilascio pari a 25 mm di spostamento radiale (valore corrispondente alla somma tra sovrascavo e conicità dello scudo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'interfaccia strutturale che rappresenta l'anello di conci.
- **STAGE 8 – Fine scavo galleria sinistra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 9 – Condizione sismica.** In questa fase vengono applicate le sollecitazioni derivanti dal sisma, secondo l'approccio pseudostatico, così come descritto nel paragrafo 7.5.

7.6.13.4. Analisi dei risultati

Nella **Tabella 7.73** si riportano i risultati inerenti agli spostamenti e l'evoluzione delle zone plastiche nei successivi stage di calcolo.

Tabella 7.73 – Risultati delle analisi.

Stage di calcolo	Spostamenti e zone plasticizzate
<p>Stage 1</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo sono finalizzata a riprodurre lo stato tensionale iniziale, gravato dalle sole condizioni geostatiche.</p>
<p>Stage 2</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo vengono annullati al termine di questa fase di calcolo, finalizzata a riprodurre lo stato tensionale dopo la realizzazione dello scavo della trincea autostradale e l'applicazione dei carichi generati dal traffico veicolare.</p>
<p>Stage 3</p> 	<p>Spostamento Massimo: 9 mm</p> 

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

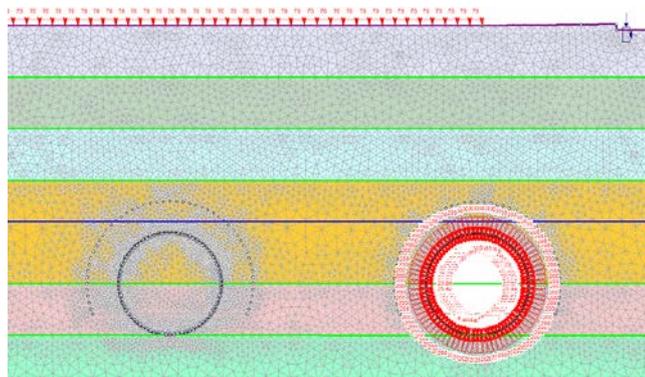
Rev.
A

Foglio
195 di 268

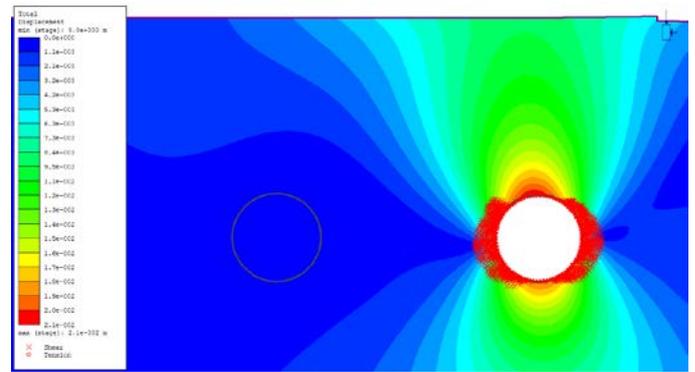
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

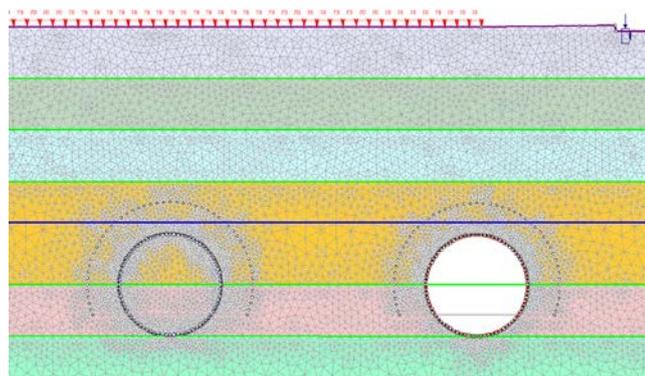
Stage 4



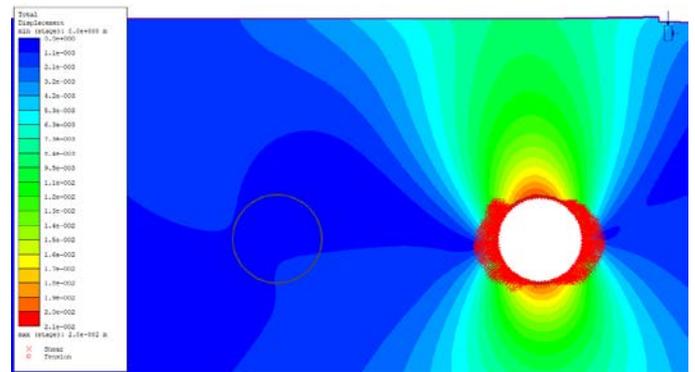
Spostamento Massimo: 21 mm



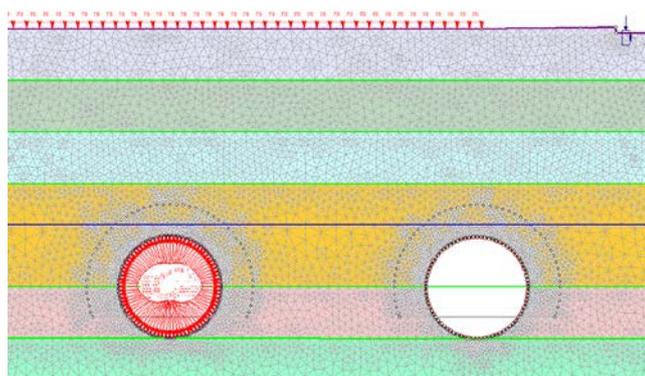
Stage 5



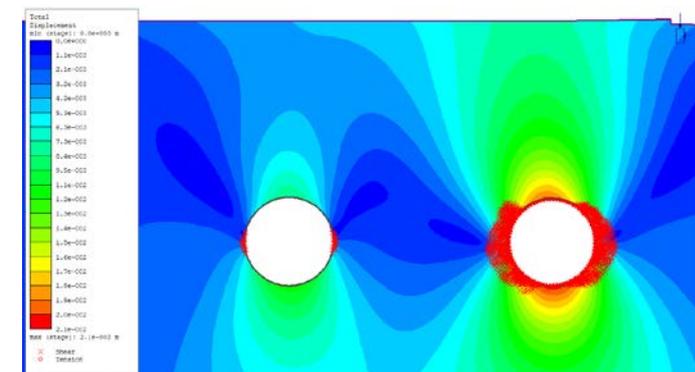
Spostamento Massimo: 21 mm



Stage 6



Spostamento Massimo: 21 mm



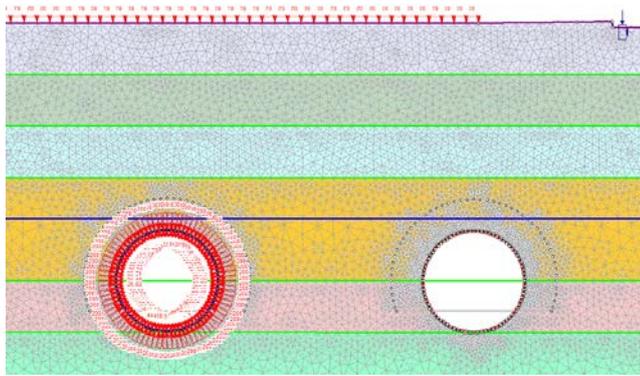
Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001Rev.
AFoglio
196 di 268

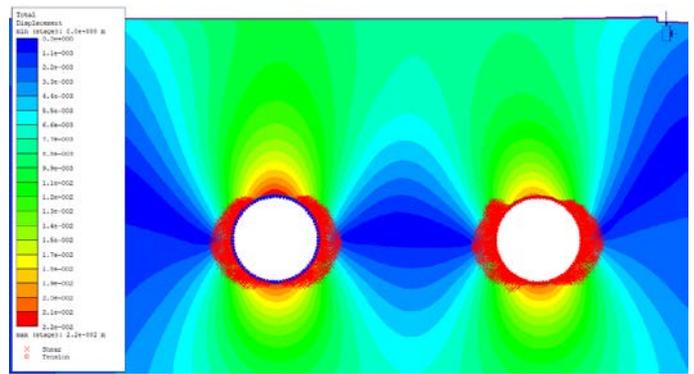
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

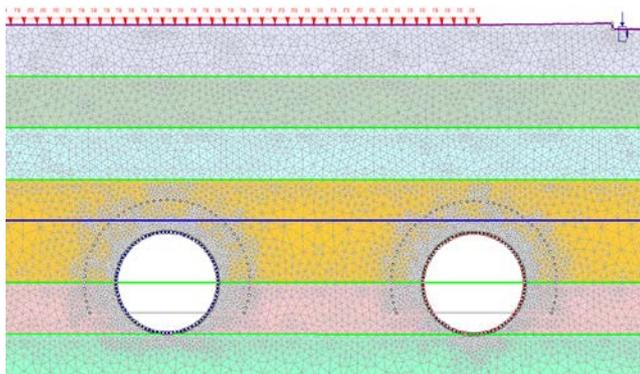
Stage 7



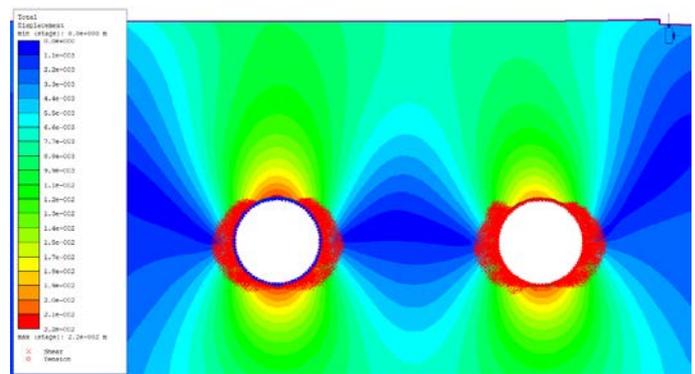
Spostamento Massimo: 22 mm



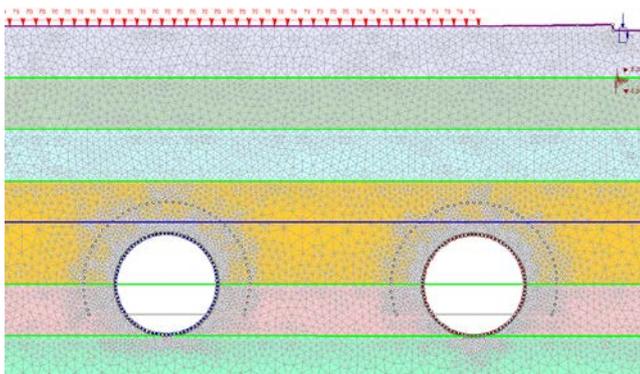
Stage 8



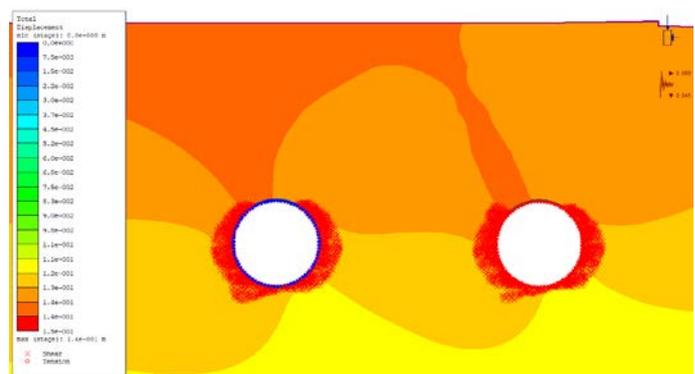
Spostamento Massimo: 22 mm



Stage 9

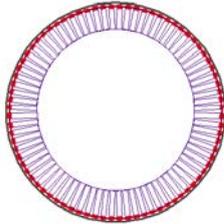
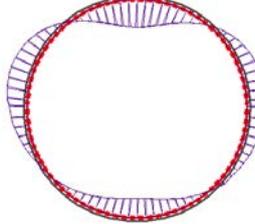
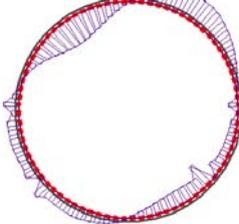
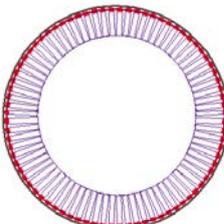
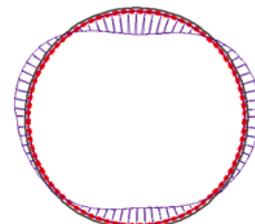
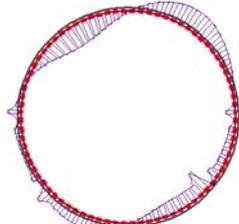
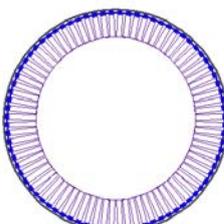
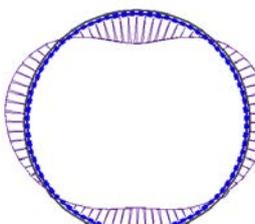
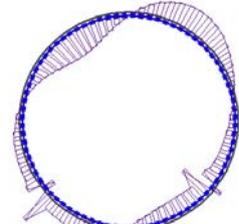
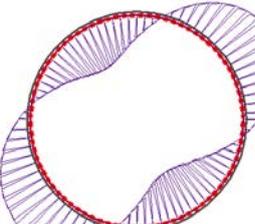
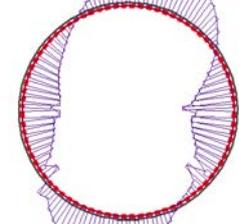


Spostamento Massimo: 140 mm

Azione sismica: $k_h=0.089$ $k_v=-0.045$

Durante lo scavo delle due canne della galleria Lonato si sviluppano limitate zone plastiche all'intorno dello scavo. Gli elementi del terreno che giungono a plasticizzazione per taglio descrivono una corona pressoché circolare che si riduce di dimensione di arco rovescio e scompare del tutto nella zona di calotta. Le leggere differenze delle zone plastiche tra canna sinistra e canna destra sono da imputarsi alla presenza del carico dovuto all'edificio che grava principalmente sulla canna sinistra del tunnel. La zona plastica si estende per una distanza massima dal contorno di scavo di circa 2.2 m nella zona dei piedritti. Gli spostamenti al contorno dello scavo al termine della realizzazione dell'opera risultano limitati con un valore di convergenza massima pari a circa 22 mm.

7.6.13.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento

Stage	Canna	Sforzo normale [kN]			Momento flettente [kNm]			Sforzo tagliante [kN]		
5	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		642.3	0.3	-16.3	522.1	53.3	3.2	543.3	12.5	25.2
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
522.1	53.3	3.2	606.0	-42.8	-0.9	555.5	8.4	-22.6		
8	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		725.4	-2.8	-8.7	577.1	44.4	3.5	667.8	-2.5	22.6
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
	575.4	42.1	-5.2	633.0	-31.4	-0.3	587.8	6.4	-19.7	
	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		662.4	-10.0	14.7	883.0	-105.0	-6.9	659.9	-1.8	30.6
N_{min}		$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}	
539.2	56.3	7.7	638.2	-43.6	-0.3	662.0	-8.3	-35.3		
9	Dx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1051.9	-96.5	-12.5	685.3	93.1	0.9	754.2	-31.0	48.9
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
572.7	83.5	13.1	883.0	-105.0	-6.9	942.6	-13.0	-49.6		

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
199 di 268

formulazioni presenti nell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1). Le verifiche di stato limite di esercizio di tensione risultano ovunque soddisfatte.



Doc. N.

Progetto
INOR

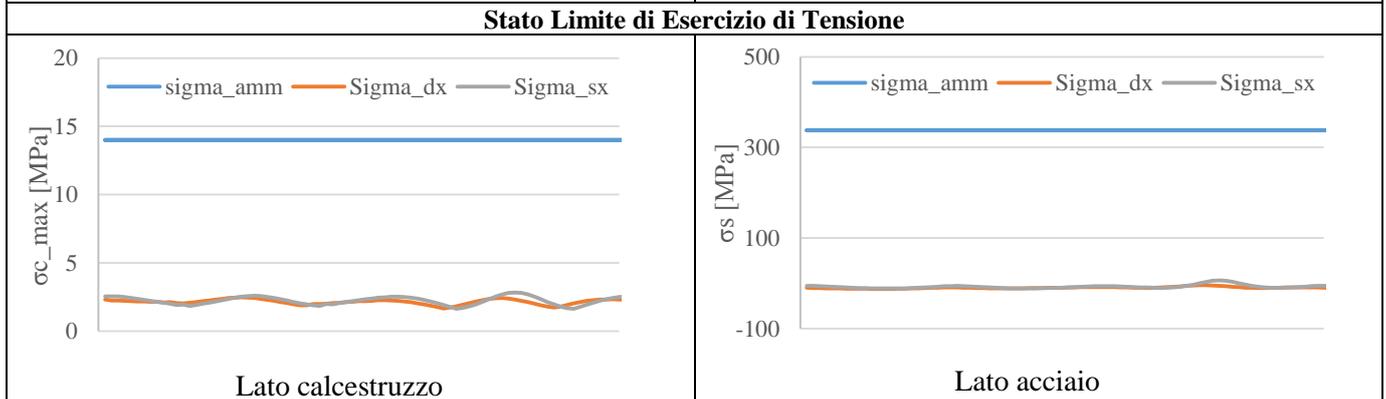
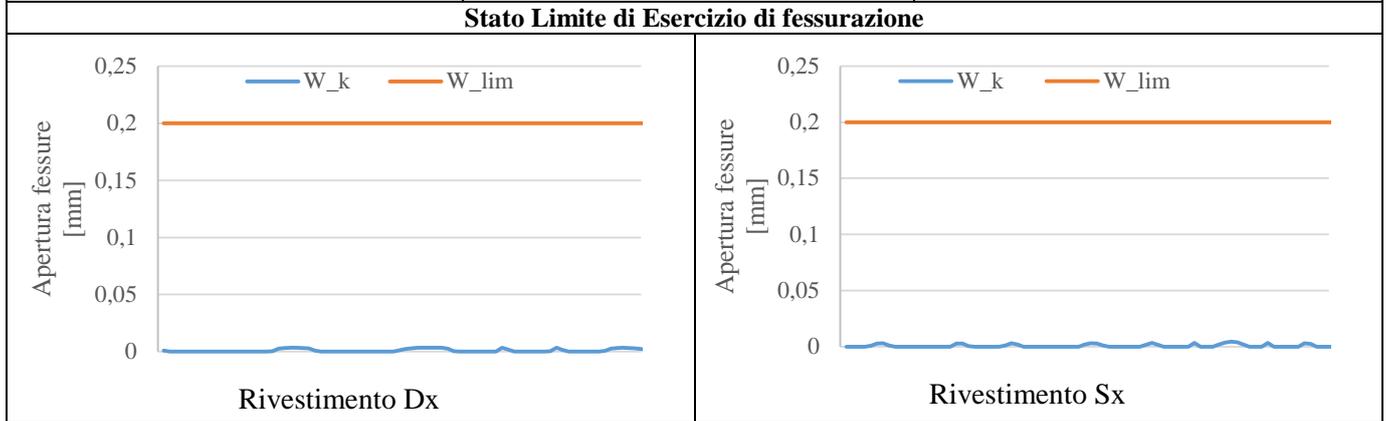
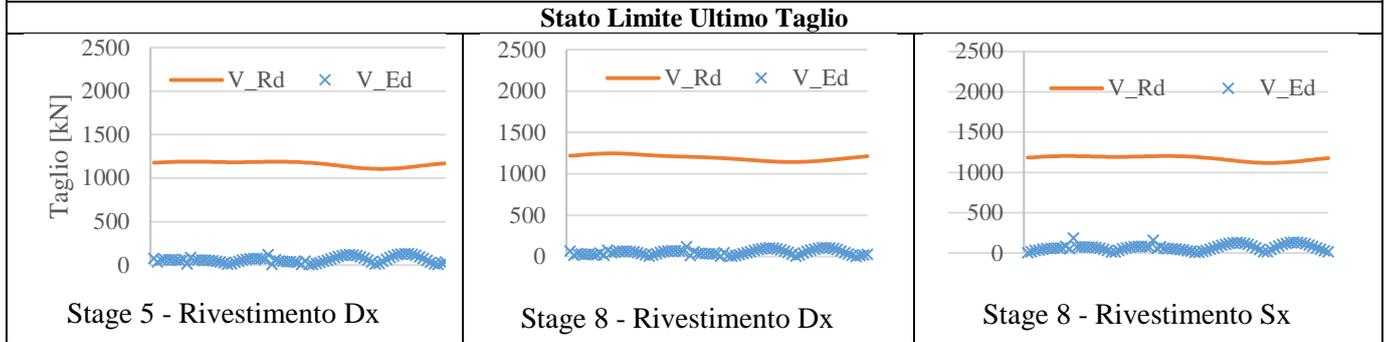
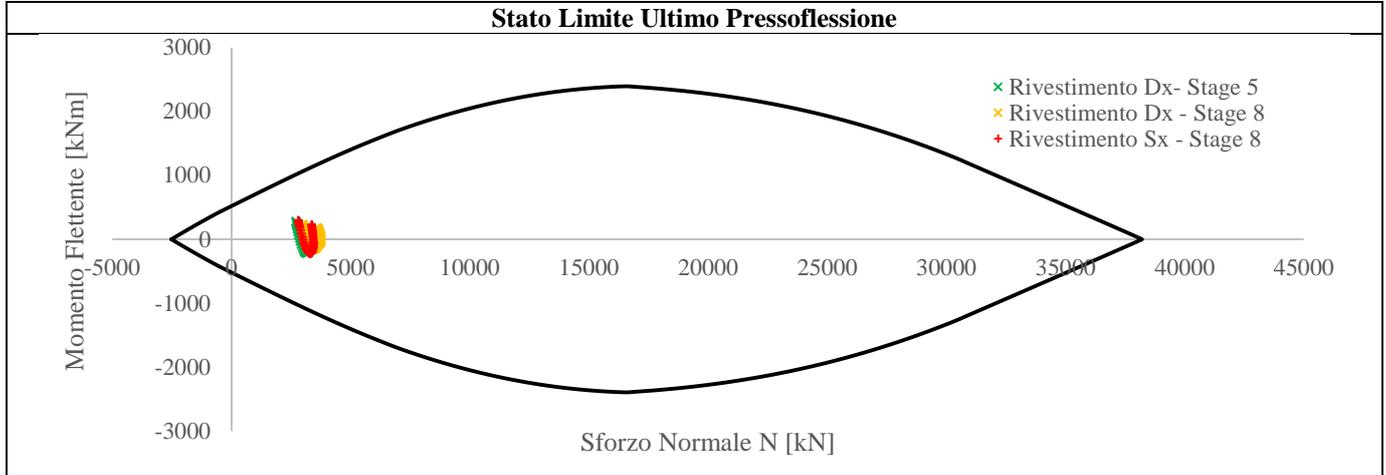
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
200 di 268

Tabella 7.74 – Verifiche statiche.

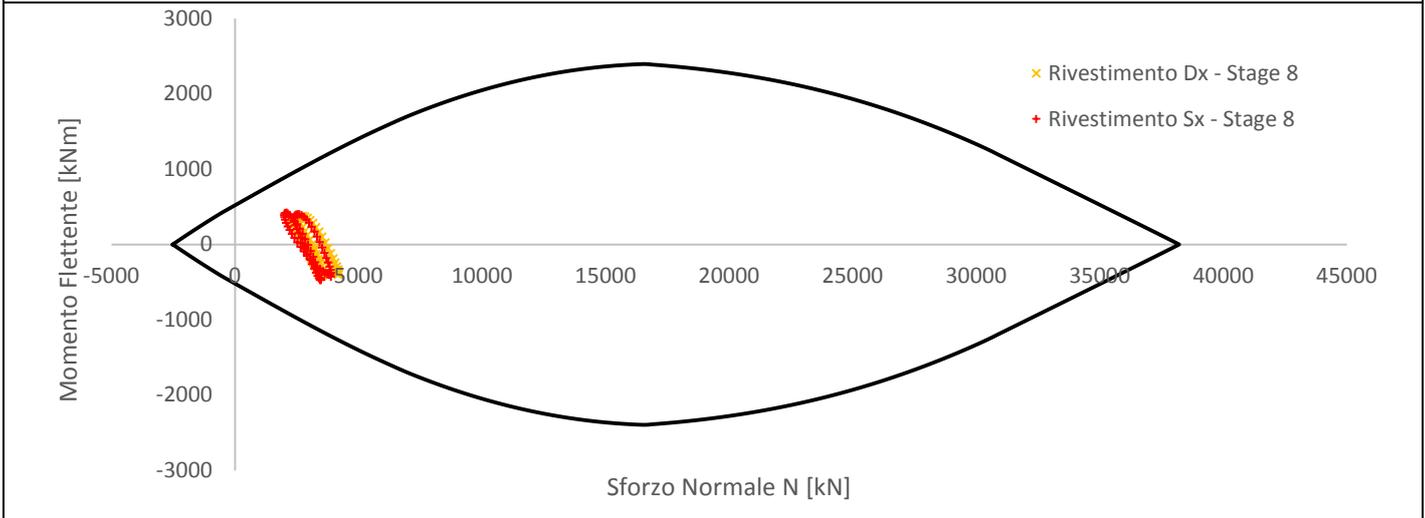


7.6.13.7. Verifiche in condizioni sismiche

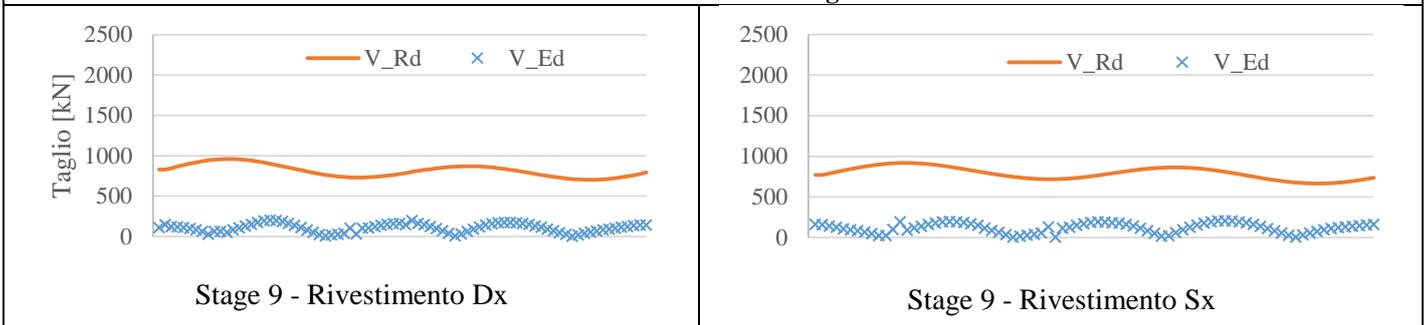
I risultati delle verifiche in condizioni sismiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.75**.

Tabella 7.75 – Verifiche in combinazione sismica.

Stato Limite Ultimo Pressoflessione



Stato Limite Ultimo Taglio



7.6.13.8. Cedimenti al piano campagna

Per quanto riguarda gli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto, in relazione alla realizzazione della sezione 13 alla progressiva Pk 120+180.000, si notano valori di cedimento ridotti di valore circa centimetrico. In virtù della notevole distanza, le distorsioni indotte sulla piattaforma stradale sono sostanzialmente nulle. Le distorsioni rilevate nell'area di impronta degli edifici raggiungono valori locali pari a 1/1600, ridotte a 1/2000 in previsione di interventi di consolidamento preventivo. Il valore massimo di cedimento verticale, secondo le previsioni di calcolo con il modello allo Stato Limite di Esercizio, risulta pari a circa 15 mm. Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato nella **Figura 7.27**, ove l'origine delle ascisse è stato convenzionalmente posto nel punto medio dell'interasse tra le due gallerie. Si riportano i profili di cedimento previsti in caso di scavo sia senza consolidamento, sia con consolidamento. Si nota la diminuzione dei bacini di subsidenza nel secondo caso, come confermato anche dai cedimenti e dalle inflessioni massime riportate in **Tabella 7.76**.

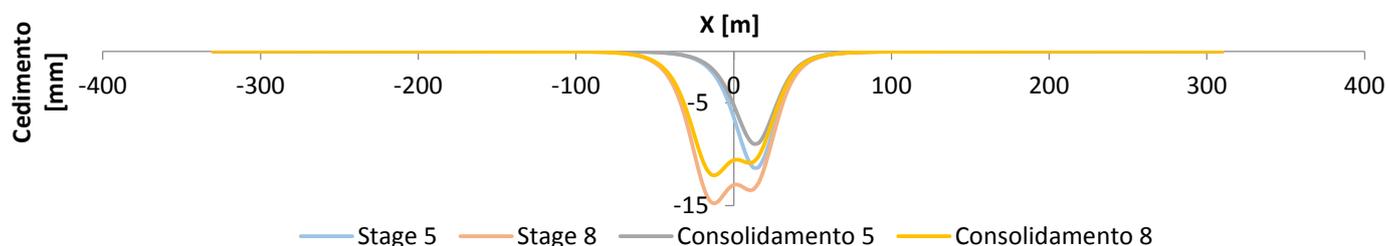


Figura 7.27- Andamento dei cedimenti verticali al piano campagna sulla sezione 13.

Tabella 7.76 Tabella riassuntiva delle subsidenze indotte nella sezione 13.

	NON CONSOLIDATO		CONSOLIDATO	
	Cedimento massimo [mm]	Distorsione	Cedimento massimo [mm]	Distorsione
Autostrada Torino-Trieste	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0
Edificio L110-N-01	15	1/11250	12	1/14150

7.6.14. Sezione 14 – Progressiva Pk 120+620,000

La sezione 14, corrispondente alla progressiva 120+620.000, è localizzata all'altezza di un rilievo collinare posto circa 80 m a S rispetto all'area di servizio di Monte Alto Sud dell'Autostrada A4. In superficie in corrispondenza della canna sinistra del tunnel è presente un edificio residenziale a 2 piani che occupa circa la sommità della collina e si estende per circa 20 m sia verso N che verso S rispetto alla mezzeria della canna del tunnel. Oltre quindi ai carichi geostatici, nelle analisi è stato considerato il peso dell'edificio, pari a 50 kPa agente sulla rispettiva impronta.

7.6.14.1. Geometria

Il modello numerico di calcolo della sezione 14 è finalizzato all'analisi tenso-deformativa dello scavo delle gallerie in una porzione collinare di territorio con medie coperture (circa 23.5 e 24.5 m rispettivamente per la canna destra e la canna sinistra del tunnel), nonché per valutare gli effetti deformativi in superficie e l'interazione con l'edificio residenziale presente sulla cima della collina.

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo triangolare con elementi a 6 nodi. L'infittimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi indotti dalla realizzazione delle opere. I bordi esterni del modello sono posti a distanza tale da non influenzare la soluzione nell'area di interesse del problema. Si sono poi vincolati gli spostamenti orizzontali lungo i bordi verticali esterni e gli spostamenti sia orizzontali sia verticali lungo il bordo inferiore del modello. Il bordo superiore del modello restituisce nella zona di interesse l'andamento di massima della superficie topografica (nota da rilievo) ed è rappresentato da un contorno libero nei movimenti sia orizzontali sia verticali.

Il modello così realizzato risulta avere le seguenti caratteristiche dimensionali riportate nella **Tabella 7.77**.

Tabella 7.77– Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico rappresentativo della sezione 14.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
14 – Pk 120+620.000	53.9 x 640.0	25235

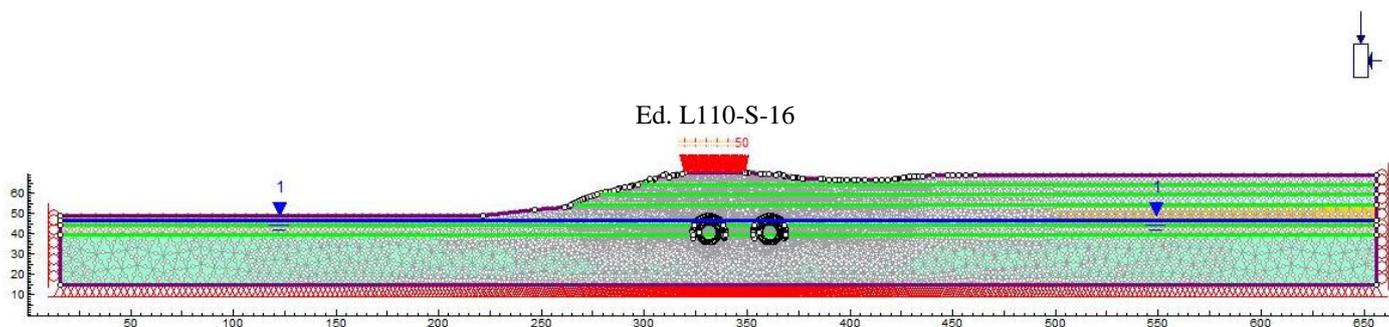


Figura 7.28– Modello numerico rappresentativo della sezione 14 Pk 120+620.000.

7.6.14.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 14 (Pk 120+620.000) utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella **Tabella 7.78**.

Tabella 7.78 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 14.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	5	A	19.5	41.0	6.8	0.60	90	0.3
5	10	B	19.5	40.0	6.7	0.56	140	0.3
10	15	C	19.5	42.0	7.0	0.52	170	0.3
15	25	D	19.5	41.0	6.8	0.49	190	0.3
25	30	E	19.5	40.0	6.7	0.51	210	0.3
>30		F	19.5	39.0	6.5	0.45	260	0.3

La falda freatica è stata considerata, giacente ad una quota pari a 113.50 m s.l.m., ovvero ad una profondità di -23.0 m rispetto alla quota del piano campagna che a sua volta è collocato ad una quota media di 136.50 m s.l.m

L'estradosso delle gallerie, situate ad una profondità pari a 24.57 m (canna sinistra) e 23.42 m (canna destra) dal piano campagna, interessano lo strato D nella zone di calotta, lo strato E in corrispondenza dei piedritti e lo strato F nella zona dell'arco rovescio. Nel calcolo delle tensioni geostatiche per l'intero modello è stato adottato il coefficiente di spinta a riposo K_0 pari a 0.48, media tra i valori dello strato E ed F dove insiste la quasi totalità della struttura.

7.6.14.3. Fasi di calcolo adottate

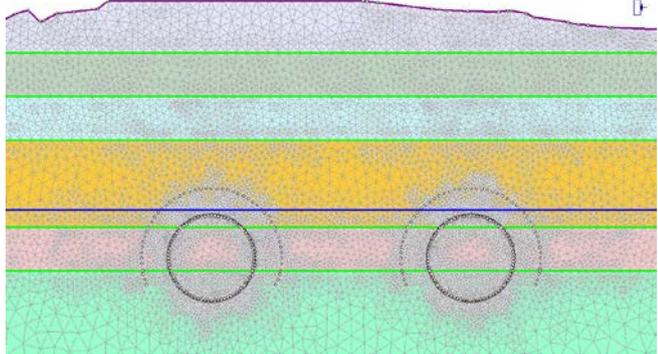
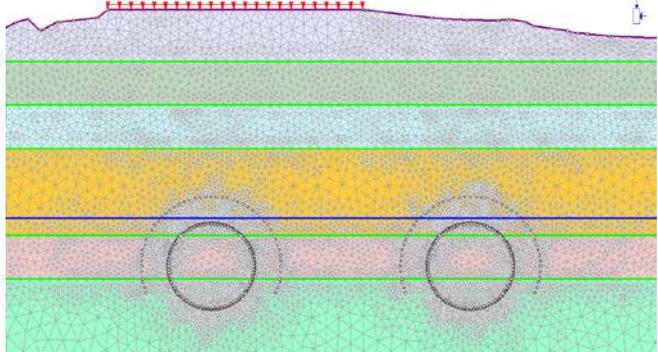
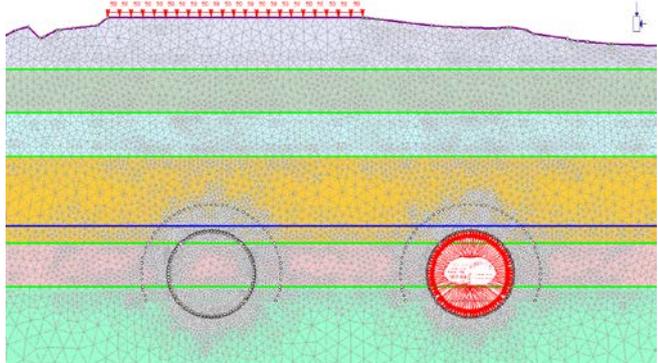
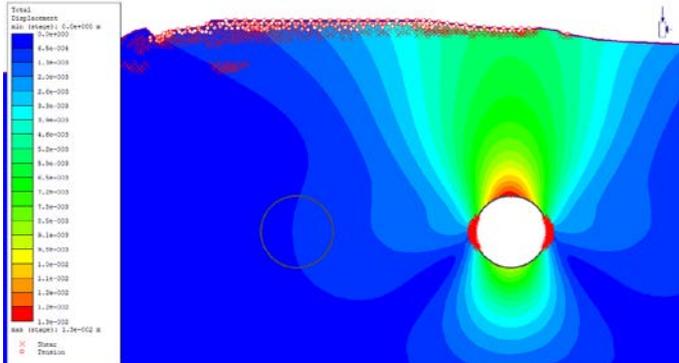
Le fasi di calcolo per la sezione 14 sono le seguenti:

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo si è riprodotto lo stato tensionale indotto dai carichi gravitazionali del terreno. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.
- **STAGE 2 – Realizzazione degli edifici.** In questo stage si sono applicati i carichi corrispondenti all'edificio di due piani (50 kPa) in corrispondenza della relativa impronta. In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa fase di calcolo.
- **STAGE 3 – Scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria, per la condizione di spostamento radiale pari a quello che si realizza al fronte (coerentemente con quanto ottenuto dalle analisi assialsimmetriche). Tale valore risulta pari a un rilascio del 43%.
- **STAGE 4 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione nel tunnel di destra.** In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di convergenza radiale (corrispondente alla somma di conicità dello scudo e sovrascavo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 71%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5$ MPa) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'anello di conci.
- **STAGE 5 – Completamento scavo galleria destra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000$ MPa), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 6 – Scavo del tunnel di sinistra.** In analogia a quanto previsto per lo stage 3, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria, per la condizione di spostamento radiale pari a quello che si realizza al fronte (coerentemente con quanto ottenuto dalle analisi assialsimmetriche). Tale valore risulta pari a un rilascio del 43%.
- **STAGE 7 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra.** Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di sinistra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di convergenza radiale (corrispondente alla somma di conicità dello scudo e sovrascavo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 71%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5$ MPa) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'anello di conci.
- **STAGE 8 – Fine scavo galleria sinistra.** Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000$ MPa), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- **STAGE 9 – Condizione sismica.** In questa fase vengono applicate le sollecitazioni derivanti dal sisma, secondo l'approccio pseudostatico, così come descritto nel paragrafo 7.5.

7.6.14.4. Analisi dei risultati

Nella **Tabella 7.79** si riportano i risultati inerenti agli spostamenti e l'evoluzione delle zone plastiche nei successivi stage di calcolo.

Tabella 7.79 – Risultati delle analisi.

Stage di calcolo	Spostamenti e zone plasticizzate
<p>Stage 1</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo sono finalizzata a riprodurre lo stato tensionale iniziale, gravato dalle sole condizioni geostatiche.</p>
<p>Stage 2</p> 	<p>Gli spostamenti di tutti i nodi del reticolo vengono annullati al termine di questa fase di calcolo, finalizzata a riprodurre lo stato tensionale dopo la realizzazione dell'edificio al culmine della collina.</p>
<p>Stage 3</p> 	<p>Spostamento Massimo: 13 mm</p> 

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

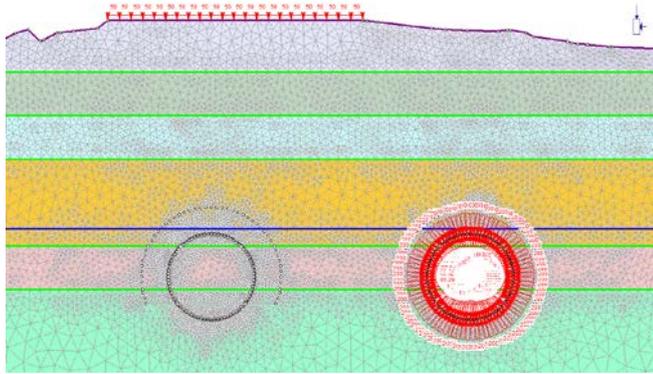
Rev.
A

Foglio
207 di 268

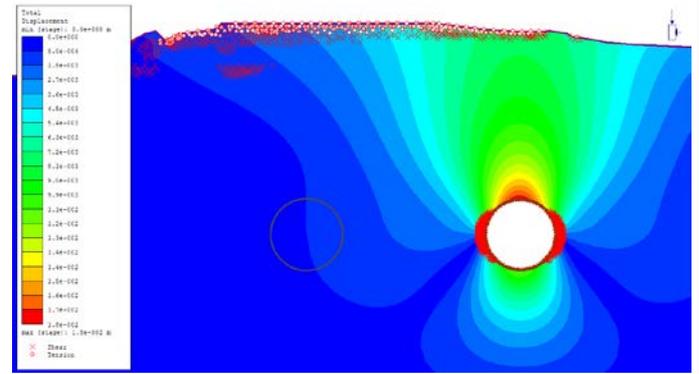
Stage di calcolo

Spostamenti e zone plasticizzate

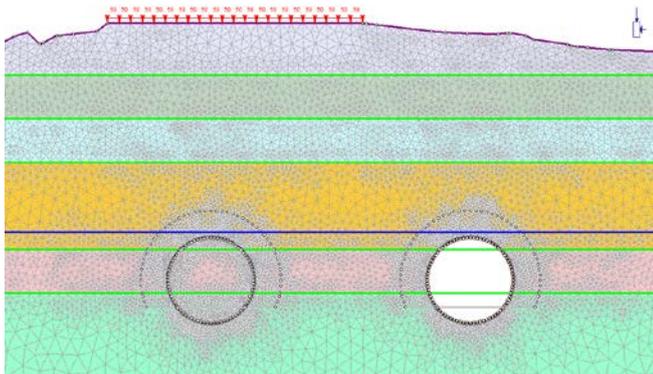
Stage 4



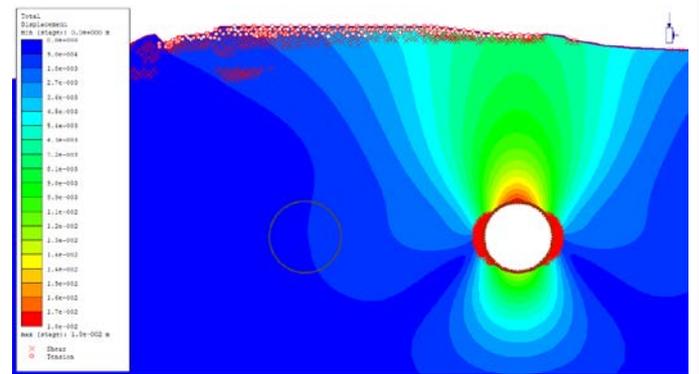
Spostamento Massimo: 18 mm



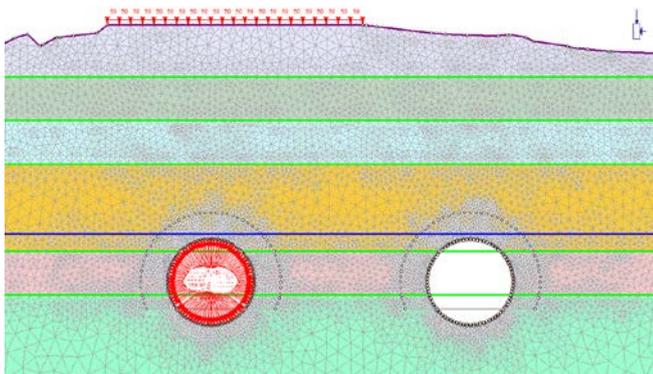
Stage 5



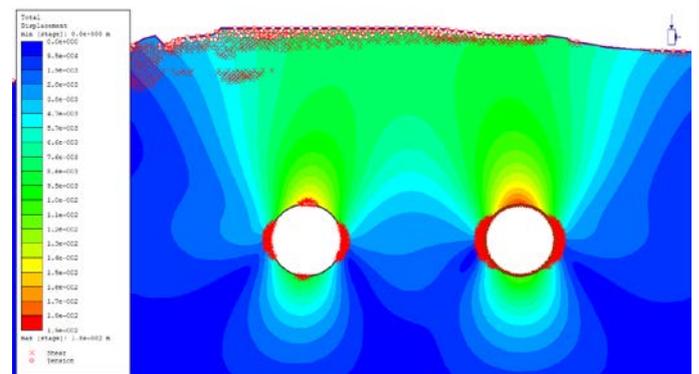
Spostamento Massimo: 18 mm



Stage 6



Spostamento Massimo: 18 mm

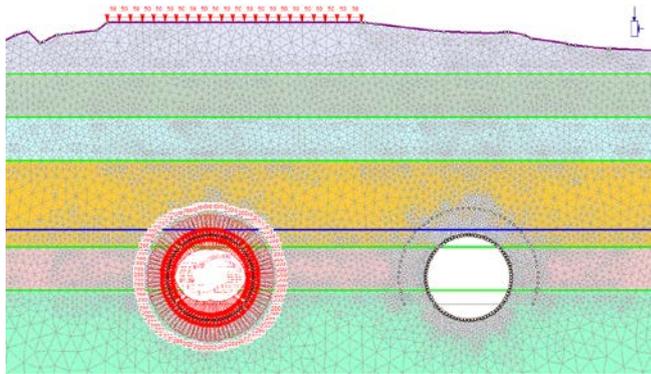


Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001Rev.
AFoglio
208 di 268

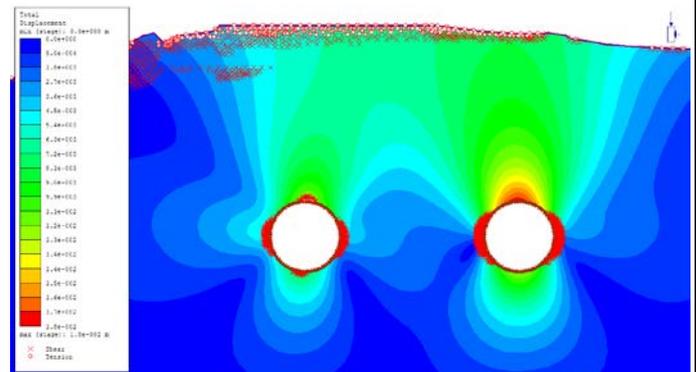
Stage di calcolo

Stage 7

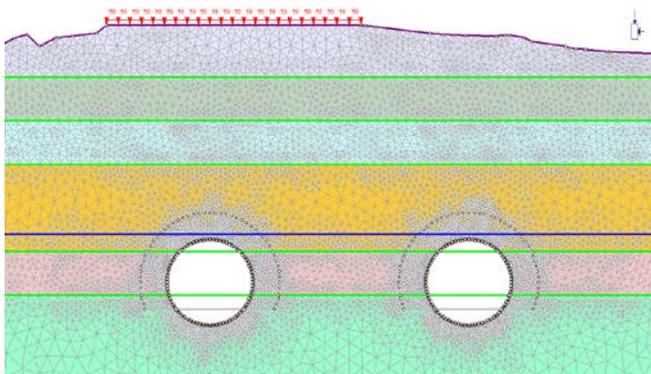


Spostamenti e zone plasticizzate

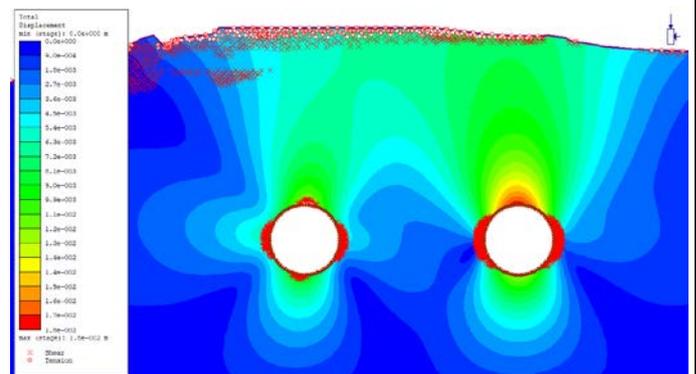
Spostamento Massimo: 18 mm



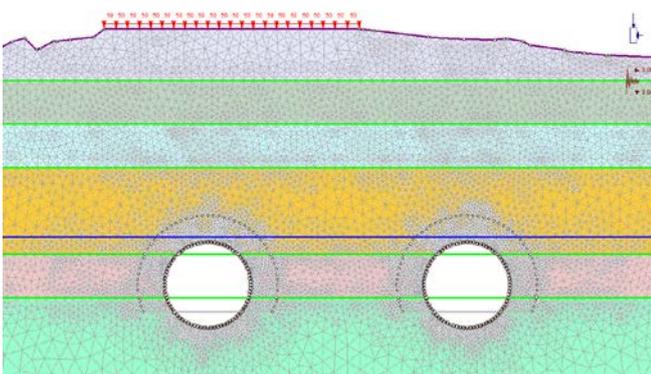
Stage 8



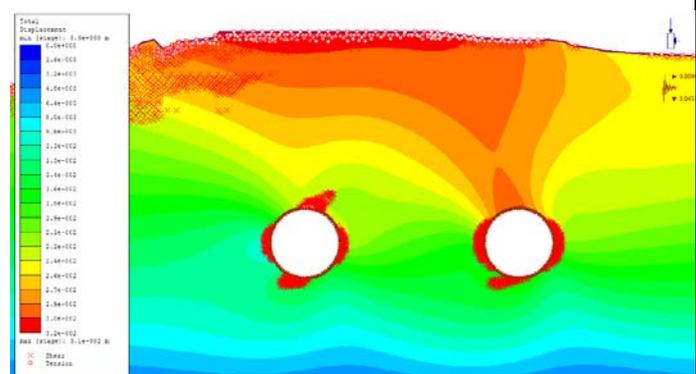
Spostamento Massimo: 18 mm



Stage 9

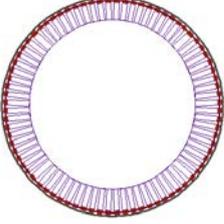
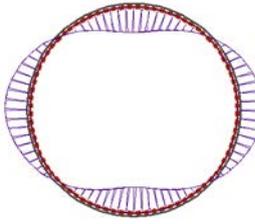
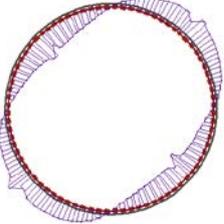
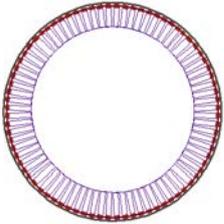
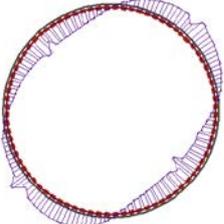
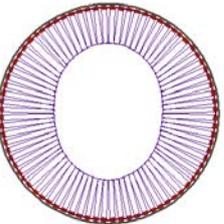
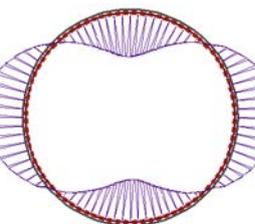
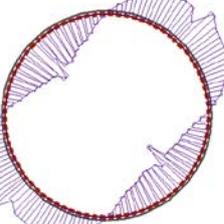
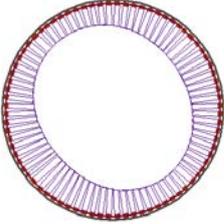
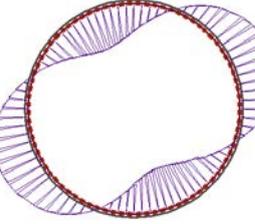
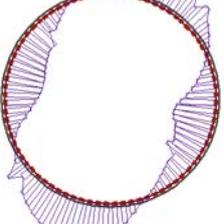


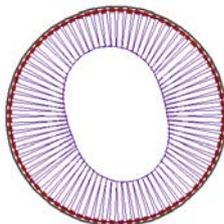
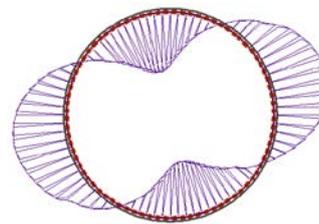
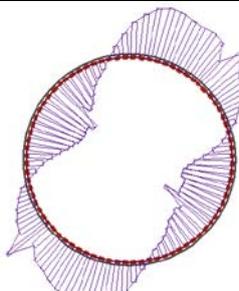
Spostamento Massimo: 31 mm

Azione sismica: $k_h=0.089$ $k_v=-0.045$

Durante lo scavo delle due canne della galleria si sviluppano zone plastiche di limitata entità all'intorno dello scavo. In particolare per la canna destra sono evidenti zone plastiche di spessore massimo pari ad 1 m soltanto nella zona dei piedritti, mentre per la canna sinistra, oltre alle zone plastiche lungo i piedritti si sviluppa due limitate zone di plasticizzazione anche in calotta ed arco rovescio. Le leggere differenze delle zone plastiche tra le due canne sono da imputarsi alla superficie topografica ed al carico dell'edificio che insiste in particolare sulla canna sinistra. Gli spostamenti al contorno dello scavo al termine della realizzazione dell'opera, risultano estremamente limitati con un valore di convergenza massima pari a 18 mm.

7.6.14.5. Risultati delle analisi in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento

Stage	Canna	Sforzo normale [kN]			Momento flettente [kNm]			Sforzo tagliante [kN]		
5	Dx									
		N_{max}	$M (N_{max})$	$T (N_{max})$	$N (M_{max})$	M_{max}	$T (M_{max})$	$N (T_{max})$	$M (T_{max})$	T_{max}
		897.7	-50.2	20.0	717.7	80.7	3.4	892.5	-12.6	38.0
		N_{min}	$M (N_{min})$	$T (N_{min})$	$N (M_{min})$	M_{min}	$T (M_{min})$	$N (T_{min})$	$M (T_{min})$	T_{min}
717.7	79.4	9.6	886.8	-77.2	-1.4	895.7	-23.5	-37.2		
8	Dx									
		N_{max}	$M (N_{max})$	$T (N_{max})$	$N (M_{max})$	M_{max}	$T (M_{max})$	$N (T_{max})$	$M (T_{max})$	T_{max}
		998.2	-15.1	-26.9	935.8	78.9	5.8	912.3	-3.5	38.7
		N_{min}	$M (N_{min})$	$T (N_{min})$	$N (M_{min})$	M_{min}	$T (M_{min})$	$N (T_{min})$	$M (T_{min})$	T_{min}
	779.3	73.6	7.1	908.6	-74.7	-4.5	852.3	-19.2	-34.7	
	Sx									
		N_{max}	$M (N_{max})$	$T (N_{max})$	$N (M_{max})$	M_{max}	$T (M_{max})$	$N (T_{max})$	$M (T_{max})$	T_{max}
		934.6	-72.8	18.3	742.9	93.1	3.9	923.7	-13.5	43.0
N_{min}		$M (N_{min})$	$T (N_{min})$	$N (M_{min})$	M_{min}	$T (M_{min})$	$N (T_{min})$	$M (T_{min})$	T_{min}	
742.8	91.7	10.9	924.6	-88.1	-4.9	926.8	-26.2	-45.5		
9	Dx									
		N_{max}	$M (N_{max})$	$T (N_{max})$	$N (M_{max})$	M_{max}	$T (M_{max})$	$N (T_{max})$	$M (T_{max})$	T_{max}
		1329.0	-104.8	-36.0	877.0	132.7	2.5	927.1	-26.8	58.3
		N_{min}	$M (N_{min})$	$T (N_{min})$	$N (M_{min})$	M_{min}	$T (M_{min})$	$N (T_{min})$	$M (T_{min})$	T_{min}
704.0	118.6	25.1	1141.0	-135.8	-1.2	1187.3	10.8	-63.9		

9	Sx									
		N_{max}	$M(N_{max})$	$T(N_{max})$	$N(M_{max})$	M_{max}	$T(M_{max})$	$N(T_{max})$	$M(T_{max})$	T_{max}
		1231.7	-116.2	-54.6	695.3	140.5	6.6	945.9	-43.7	59.2
		N_{min}	$M(N_{min})$	$T(N_{min})$	$N(M_{min})$	M_{min}	$T(M_{min})$	$N(T_{min})$	$M(T_{min})$	T_{min}
673.6	123.6	31.5	1136.1	-151.1	-4.7	1058.8	-50.6	-70.5		

7.6.14.6. Verifiche statiche

I risultati delle verifiche statiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.80**. Si sono tenuti in considerazione i seguenti parametri relativi ai singoli conci prefabbricati di rivestimento:

- Classe di resistenza del calcestruzzo: C35/45;
- Acciaio di armatura: tipo B450C;
- Dimensioni conico: spessore 45.0 cm, lunghezza 200.0 cm;
- Copriferro armature longitudinali: 40 mm;
- Armatura: circonferenziale 16+16 Φ 16.

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale. Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello. Da queste considerazioni si sono ottenuti i domini di interazione Sforzo Normale-Momento flettente. La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso il confronto tra le sollecitazioni ottenute dal modello numerico, opportunamente incrementate secondo i valori di normativa ($\gamma = 1.3$), e le resistenze di progetto.

Tutte le coppie Momento-Sforzo Normale delle sollecitazioni agenti sul rivestimento risultano ampiamente incluse nel dominio di resistenza.

La verifica a taglio viene condotta, in prima analisi, trascurando la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti, in favore di sicurezza. La verifica a Stato Limite Ultimo per le sollecitazioni taglianti viene ampiamente soddisfatta anche in questo caso, come è possibile notare dai grafici riportati nella **Tabella 7.80**.

Le verifiche sono state condotte per i rivestimenti di ambedue le gallerie. Nel caso della prima canna scavata si è ripetuta l'analisi anche nella condizione transitoria antecedente allo scavo della seconda canna.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio vengono condotte con riferimento alle sollecitazioni risultanti dalla modellazione numerica (che rappresentano in questo caso sia la combinazione caratteristica sia la combinazione quasi permanente di calcolo delle azioni), senza l'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio di fessurazione risultano soddisfatte in tutte le sezioni. La maggior parte delle sezioni risultano interamente reagenti e/o compresse. Le sezioni meno compresse presentano in ogni caso apertura delle fessure inferiori a 0.2 mm (limite di normativa per le armature poco sensibili anche in condizioni ambientali classificate come molto aggressive). Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato condotto con le

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

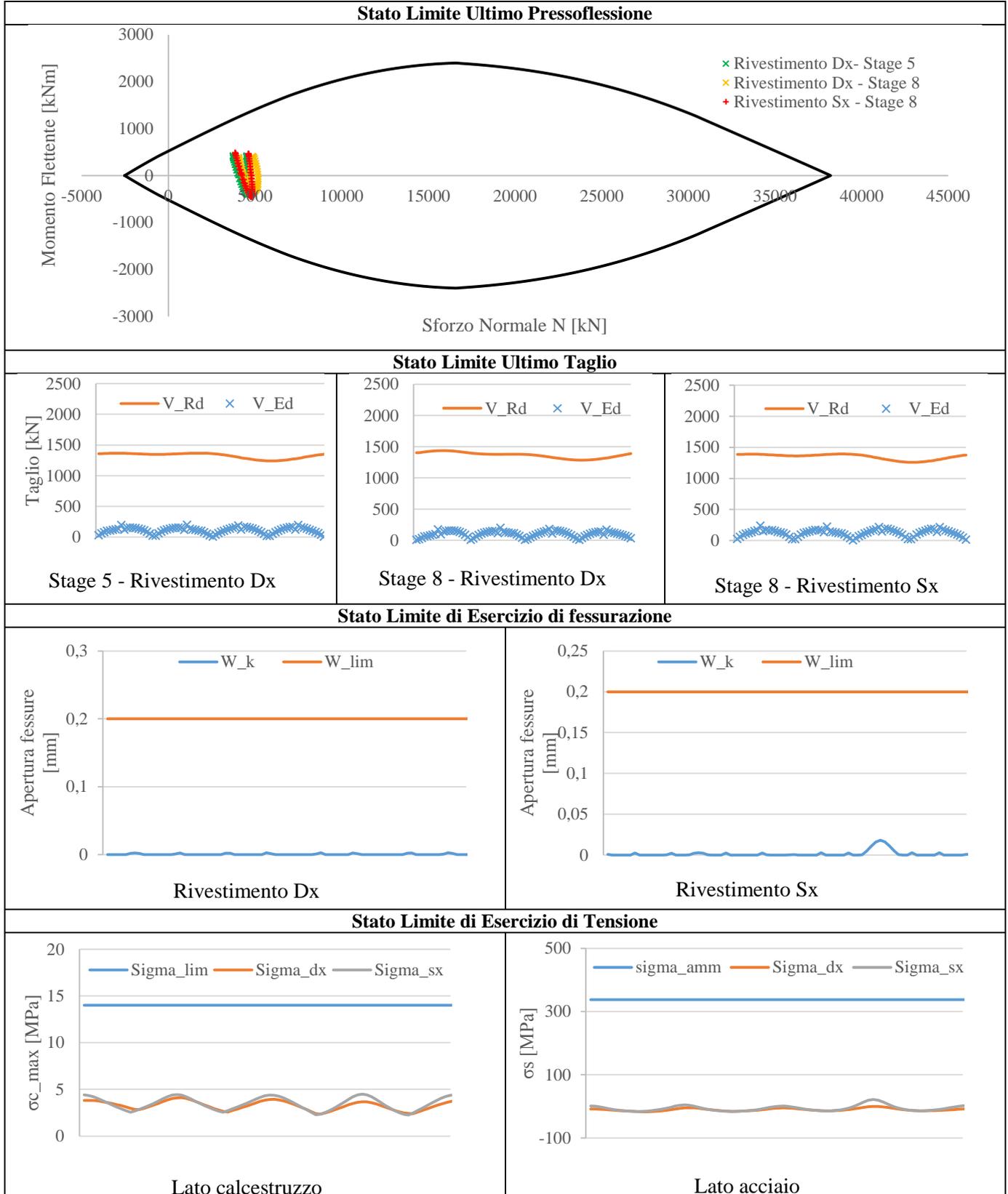
Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
211 di 268

formulazioni presenti nell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1).Le verifiche di stato limite di esercizio di tensione risultano ovunque soddisfatte.

Tabella 7.80 – Verifiche statiche.

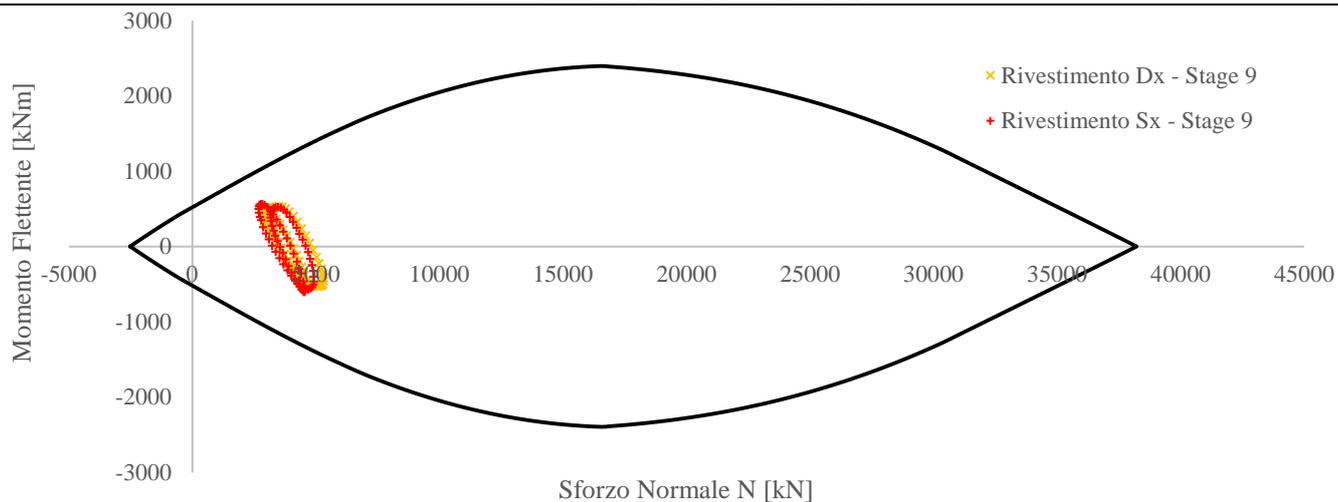


7.6.14.7. Verifiche in condizioni sismiche

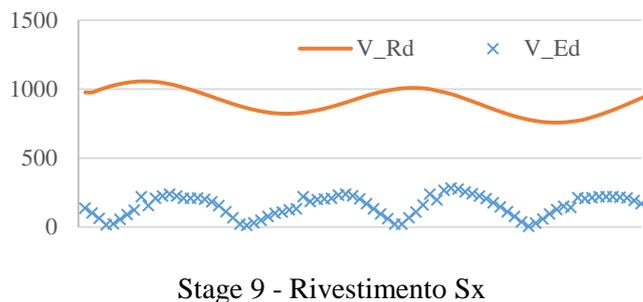
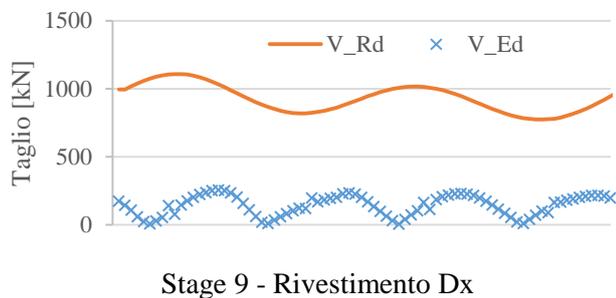
I risultati delle verifiche in condizioni sismiche sono sintetizzati nella **Tabella 7.81**.

Tabella 7.81 – Verifiche in combinazione sismica.

Stato Limite Ultimo Pressoflessione



Stato Limite Ultimo Taglio



7.6.14.8. Cedimenti al piano campagna

Per quanto riguarda gli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto, in relazione alla realizzazione della sezione 14 alla progressiva Pk 120+620.000, si notano valori di cedimento ridotti di valore circa centimetrico. In virtù della notevole distanza, le distorsioni indotte sulla piattaforma stradale sono sostanzialmente nulle. Le distorsioni rilevate nell'area di impronta degli edifici raggiungono valori locali pari a 1/1600, ridotte a 1/2000 in previsione di interventi di consolidamento preventivo. Il valore massimo di cedimento verticale, secondo le previsioni di calcolo con il modello allo Stato Limite di Esercizio, risulta pari a circa 15 mm. Le deformazioni della superficie si sviluppano come indicato nella **Figura 7.29**, ove l'origine delle ascisse è stato convenzionalmente posto nel punto medio dell'interasse tra le due gallerie. Si riportano i profili di cedimento previsti in caso di scavo sia senza consolidamento, sia con consolidamento. Si nota la diminuzione dei bacini di subsidenza nel secondo caso (20% circa), come confermato anche dai cedimenti e dalle inflessioni massime riportate in **Tabella 7.82**.

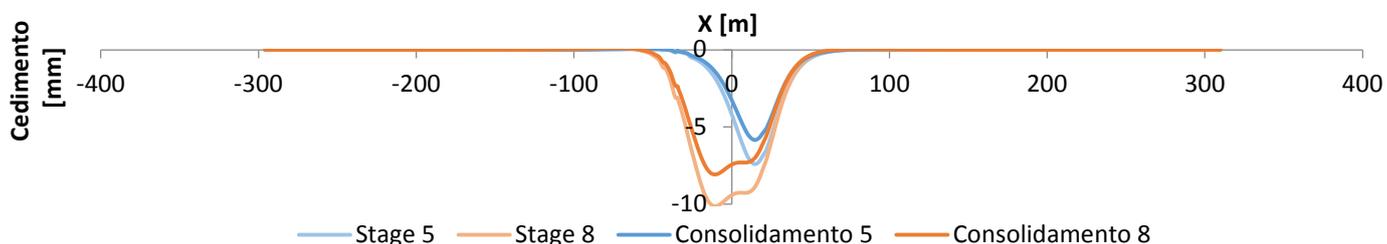


Figura 7.29- Andamento dei cedimenti verticali al piano campagna sulla sezione 14.

Tabella 7.82 Tabella riassuntiva delle subsidenze indotte nella sezione 14.

	NON CONSOLIDATO		CONSOLIDATO	
	Cedimento massimo [mm]	Distorsione	Cedimento massimo [mm]	Distorsione
Edificio L110-S-16	10	1/8900	8	1/11250

7.7. 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 sulle sezioni 6 e 11 e 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.

7.7.1. 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.

7.7.2. 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 in **Figura 7.30**, 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.

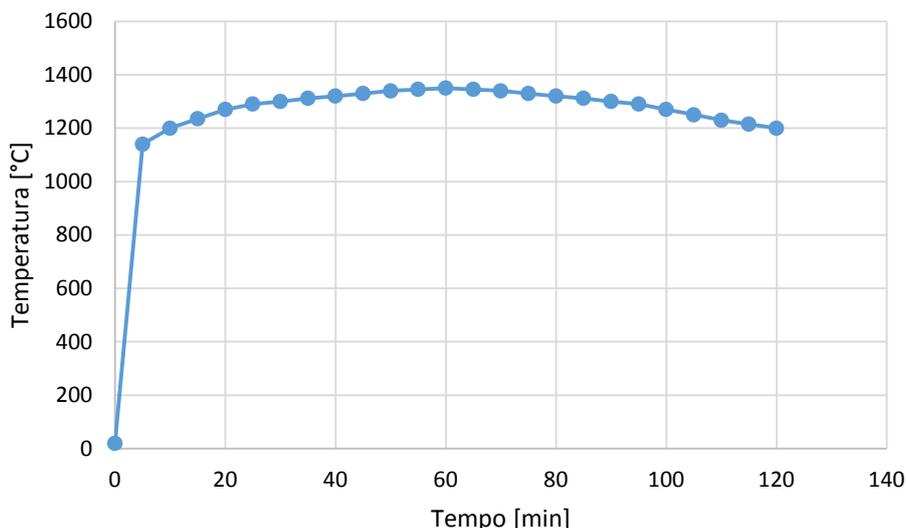


Figura 7.30 - Curva d'incendio normalizzata (UNI 11076).

7.7.3. 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 7.31**.

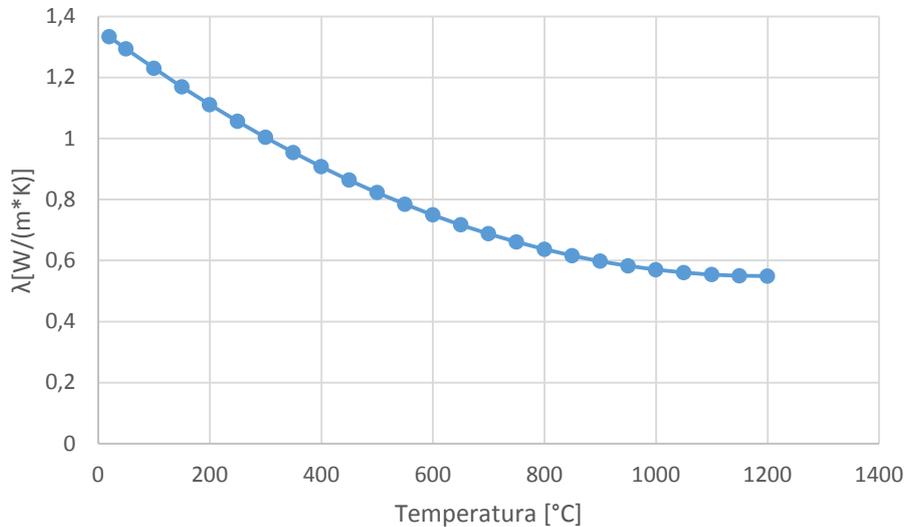


Figura 7.31 - Conduttività termica del calcestruzzo in funzione della temperatura.

Il calore specifico del calcestruzzo è un altro parametro che viene fatto variare in funzione della temperatura secondo quanto riportato in **Figura 7.32**.

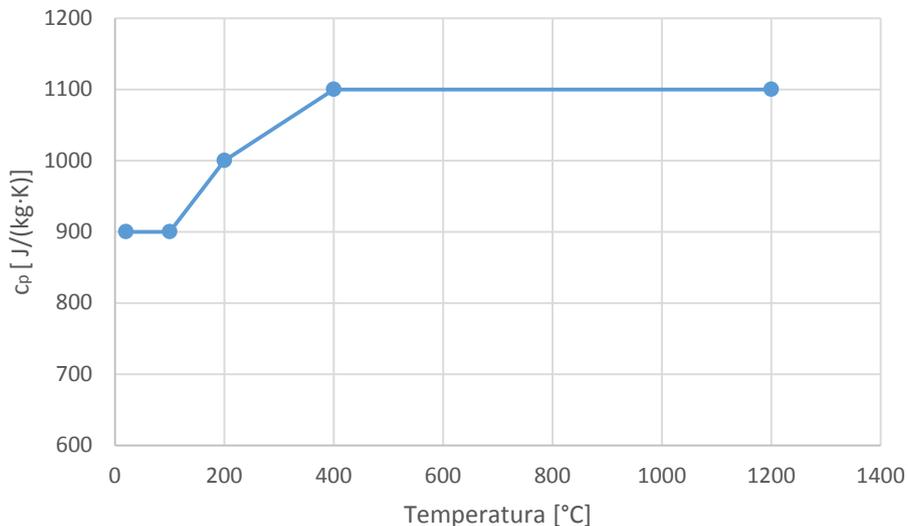


Figura 7.32 - Calore specifico in funzione della temperatura.

In **Figura 7.33** 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.

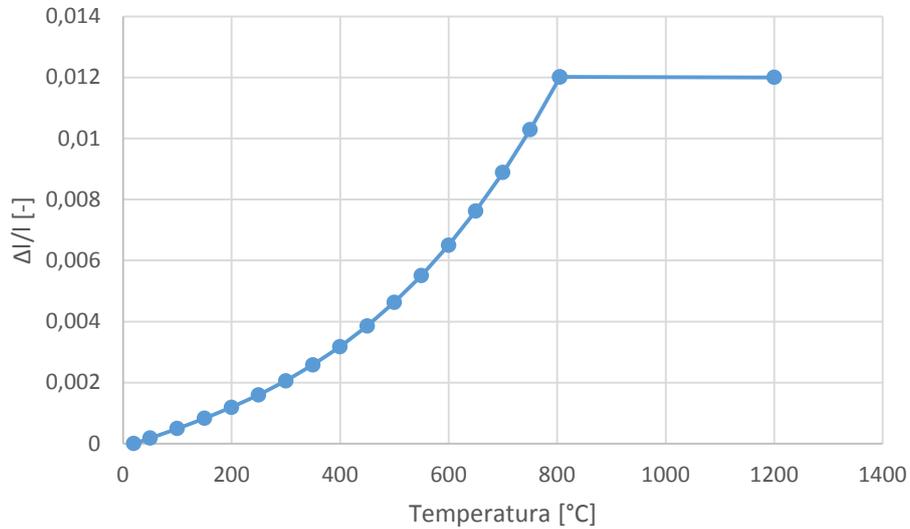
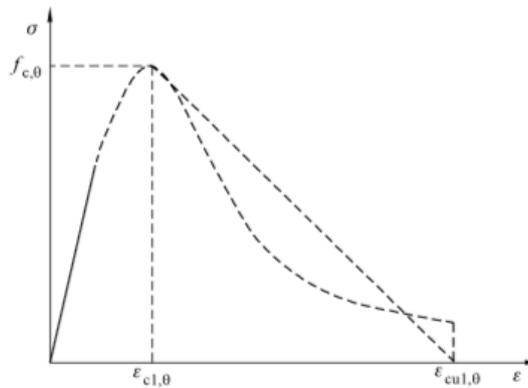


Figura 7.33 – Dilatazione termica totale del calcestruzzo in funzione della temperatura.

Le proprietà di resistenza e deformazione a compressione monoassiale del calcestruzzo a elevate temperature sono state estrapolate dalle relazioni sforzi-deformazioni riportate nella **Figura 7.34**.



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 7.34 - 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 7.35** si riporta la variazione del modulo elastico del calcestruzzo in funzione della temperatura.

7.7.4. Sezione 6 – Verifica al fuoco tramite modellazione numerica termo-meccanica

Il modello numerico di calcolo della sezione 6 è finalizzato all'analisi termo-meccanica in condizioni di incendio delle gallerie nella sezione di copertura massima, pari a circa 60 m.

7.7.4.1. Geometria

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo quadrangolare. L'infiltramento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi e termici indotti. 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 orizzontali e verticali.

Il modello così realizzato per la sezione 6 (**Figura 7.36**) risulta avere una larghezza di 640 m e un'altezza minima di 158,82 m.

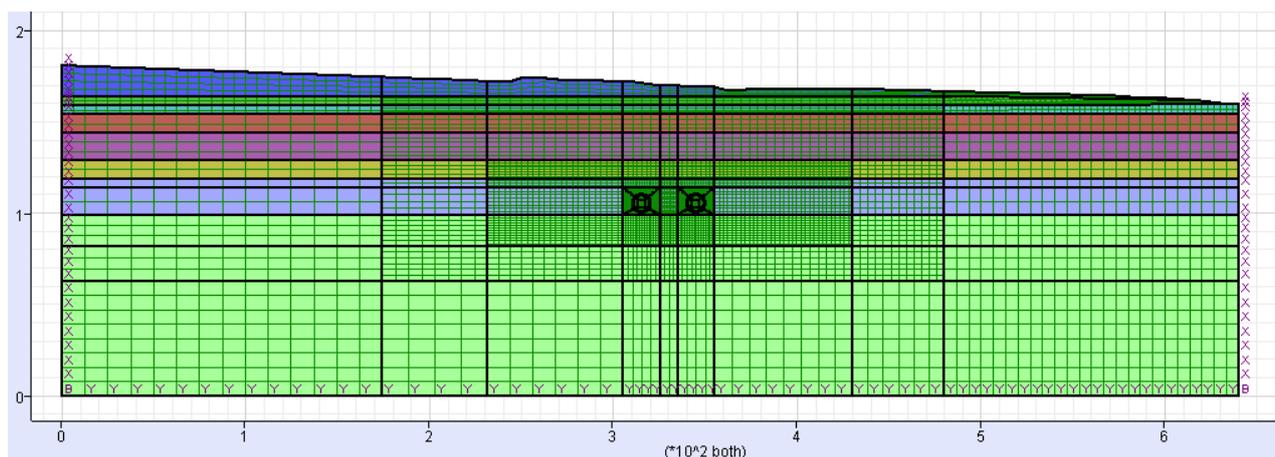


Figura 7.36 - Geometria del modello numerico rappresentativo della sezione 6 Pk 118+140.000.

7.7.4.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 6 utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella **Tabella 7.3**.

Tabella 7.84 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 6.

Strati	Profondità da p.c.		γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
	da [m]	a [m]						
A	0	5	19.5	43.0	7.2	0.6	50	0.3
B	5	10	19.5	43.0	7.2	0.5	60	0.3
C	10	15	19.5	42.0	7.0	0.5	70	0.3
D	15	25	19.5	42.0	7.0	0.5	80	0.3
E	25	40	19.5	40.0	6.7	0.5	100	0.3
F	40	50	19.5	39.0	6.5	0.5	120	0.3
G	50	70	19.5	38.0	6.3	0.5	140	0.3
H	70	-	19.5	38.0	6.3	0.4	170	0.3

La falda freatica è considerata, coerentemente con le analisi precedenti, ad una quota pari a 186,80 m s.l.m.

Le gallerie, situate ad una profondità pari a 61,23 m (canna sinistra) e 58,68 m (canna destra) ricadono all'interno dello strato G.

7.7.4.3. Stage di calcolo

Le condizioni tensionali iniziali prima dell'applicazione della temperatura di incendio all'interno della galleria sono quelle che si ottengono al completamento dello scavo delle due gallerie. Per riprodurre tale stato tensionale iniziale è stato necessario simulare tutte le fasi di costruzione dell'opera su FLAC. I risultati finali ottenuti in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento sono risultati coerenti con quelli ottenuti tramite l'analogo modello numerico sviluppato con RS2 (Paragrafo 7.6). A partire da questa condizione si procede con l'analisi termica, durante la quale si applica all'intradosso del rivestimento una storia di temperatura variabile per 120 minuti secondo la curva di incendio di progetto.

Fasi di scavo:

- STAGE 1 – Geostatico. Costruzione della geometria, applicazione della falda e inizializzazione tensioni geostatiche.
- STAGE 2 – Scavo del tunnel di destra. In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria, per la condizione di spostamento radiale pari a quello che si realizza al fronte (coerentemente con quanto ottenuto dalle analisi assialsimmetriche). Tale valore risulta pari a un rilascio del 43%.
- STAGE 3 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di destra. In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di convergenza radiale (corrispondente alla somma di conicità dello scudo e sovrascavo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 71%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'anello di conci.
- STAGE 4 – Completamento scavo galleria destra. Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- STAGE 5 – Scavo del tunnel di sinistra. In analogia a quanto previsto per lo stage 2, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria, per la condizione di spostamento radiale pari a quello che si realizza al fronte (coerentemente con quanto ottenuto dalle analisi assialsimmetriche). Tale valore risulta pari a un rilascio del 43%.
- STAGE 6 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra. Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di sinistra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di convergenza radiale (corrispondente alla somma di conicità dello scudo e sovrascavo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 71%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'anello di conci.
- STAGE 7 – Fine scavo galleria sinistra. Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.

Fasi di incendio:

- **STAGE 8 – Inizializzazione termica.** Si assegnano le proprietà termiche dei materiali ed una temperatura iniziale dell'intero modello pari a 20°C.
- **STAGE 9 – Applicazione carico termico.** Si impone come condizione al contorno termica a tutti i nodi posti ad intradosso della galleria di sinistra (con massima copertura) 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.

7.7.4.4. 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.

Di seguito (**Figura 7.37**, **Figura 7.38**, **Figura 7.39**, **Figura 7.40**) si riporta l'andamento della temperatura lungo il rivestimento dopo 30, 60, 90 e 120 minuti dall'inizio dell'incendio. Con tali mappature termiche è stato possibile ricavare l'isoterma 500 °C e la temperatura in corrispondenza delle armature per valutare la perdita di resistenza della sezione di rivestimento in funzione del tempo.

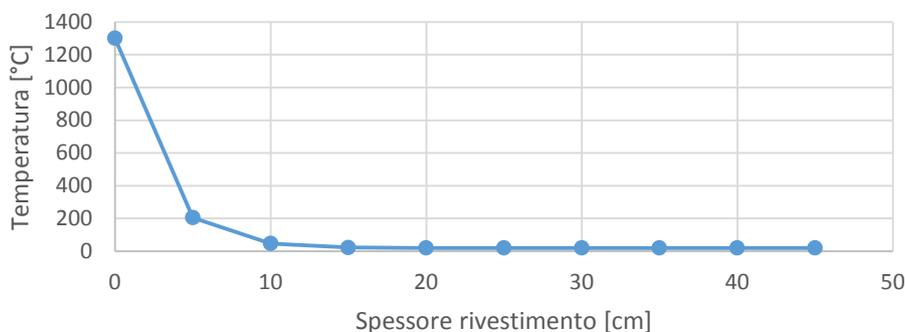


Figura 7.37 – Temperatura lungo lo spessore del rivestimento dopo 30 minuti dall'inizio dell'incendio.

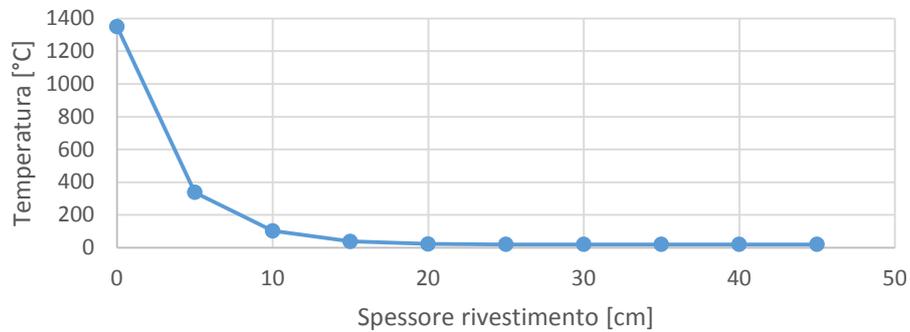


Figura 7.38 - Temperatura lungo lo spessore del rivestimento dopo 60 minuti dall'inizio dell'incendio.

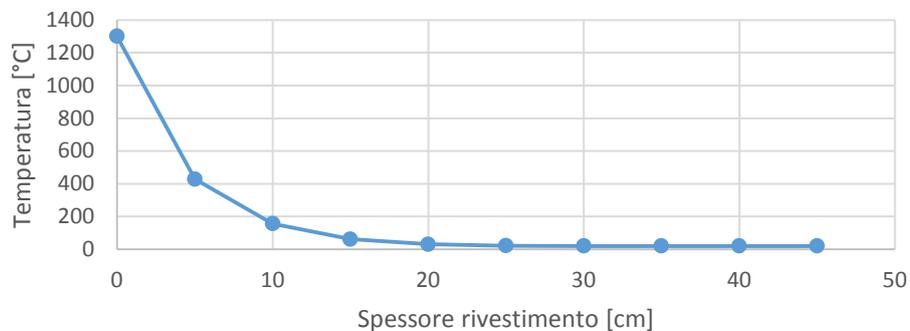


Figura 7.39 - Temperatura lungo lo spessore del rivestimento dopo 90 minuti dall'inizio dell'incendio.

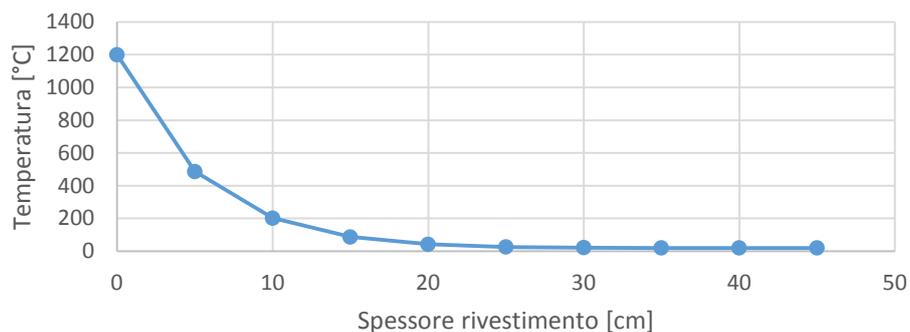


Figura 7.40 - Temperatura lungo lo spessore del rivestimento dopo 120 minuti dall'inizio dell'incendio.

Si riportano nella **Figura 7.41**, **Figura 7.42**, **Figura 7.43** e **Figura 7.44** 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 a piedritti, calotta ed arco rovescio in quanto, dall'analisi statica a freddo, risultano essere i punti rappresentativi delle condizioni meccaniche più gravose.

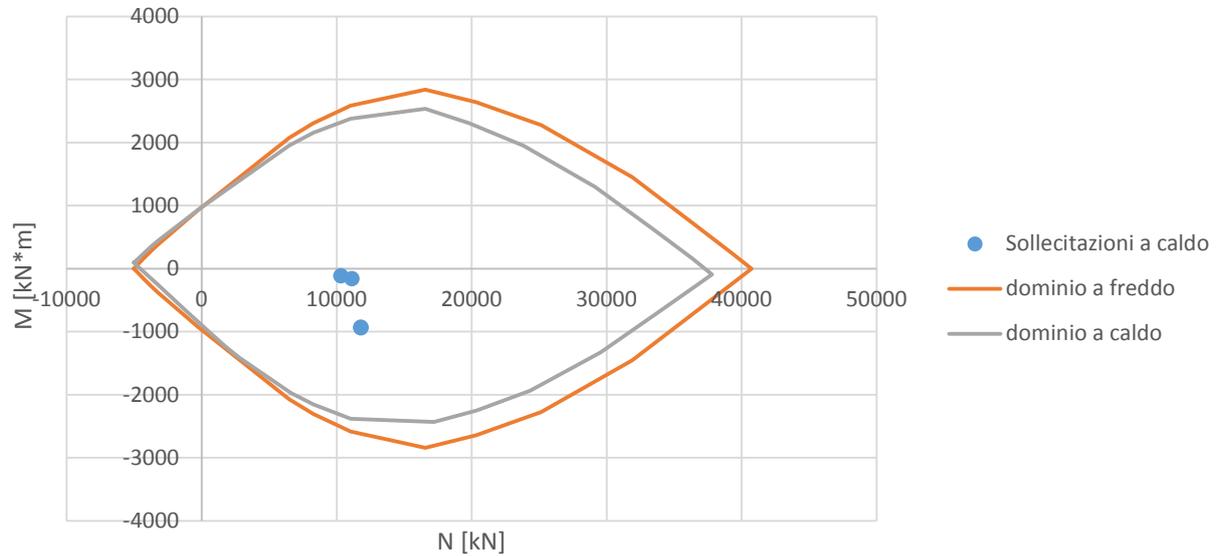


Figura 7.41 – Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo riferiti a due anelli di rivestimento (4 m di sviluppo longitudinale) dopo 30 minuti dall'inizio dell'incendio.

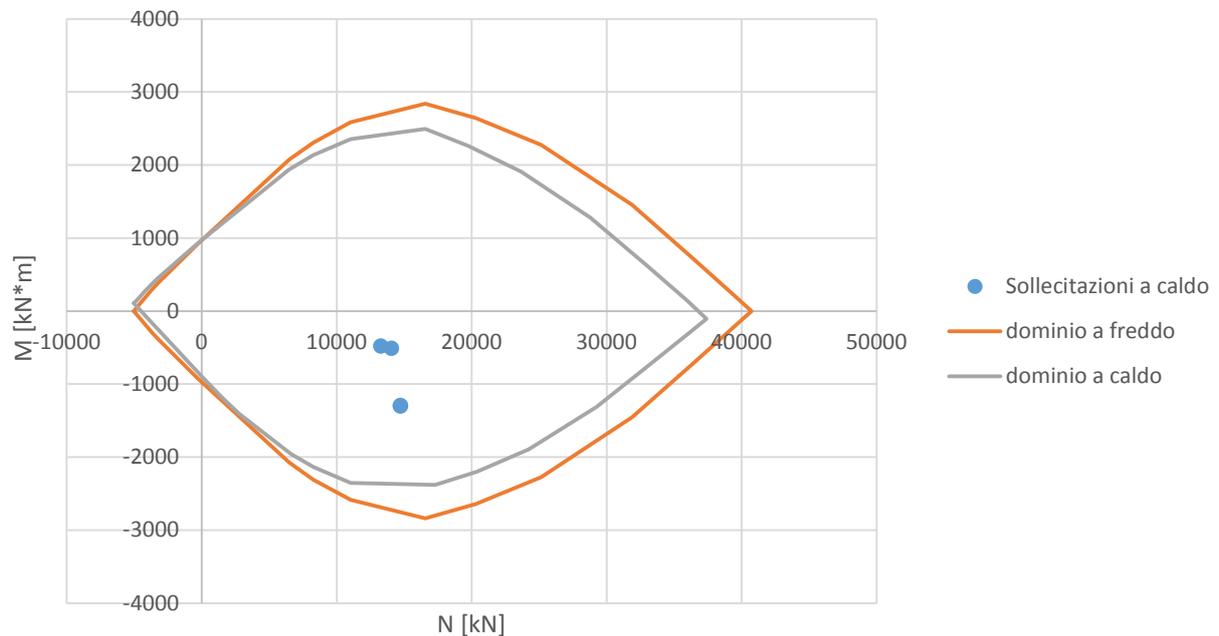


Figura 7.42 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo riferiti a due anelli di rivestimento (4 m di sviluppo longitudinale) dopo 60 minuti dall'inizio dell'incendio.

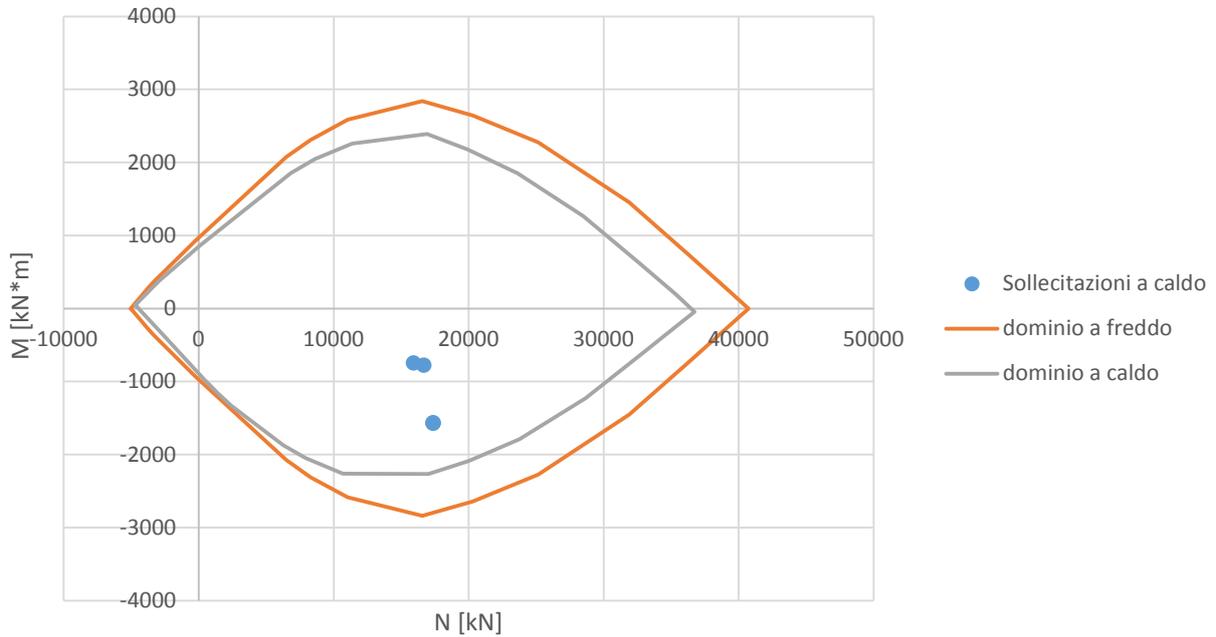


Figura 7.43 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo riferiti a due anelli di rivestimento (4 m di sviluppo longitudinale) dopo 90 minuti dall'inizio dell'incendio.

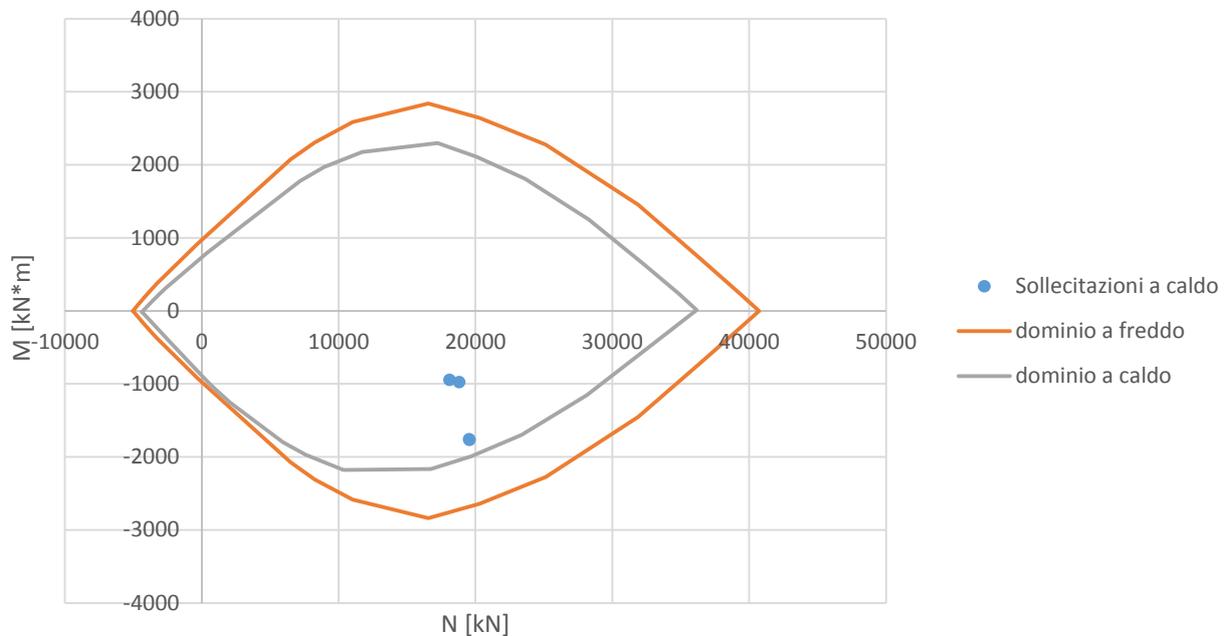


Figura 7.44 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo riferiti a due anelli di rivestimento (4 m di sviluppo longitudinale) dopo 120 minuti dall'inizio dell'incendio.

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.

7.7.4.5. 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).

Nel caso in esame tale riduzione di spessore vale 6,7 cm e si riporta in **Figura 7.45**, 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.

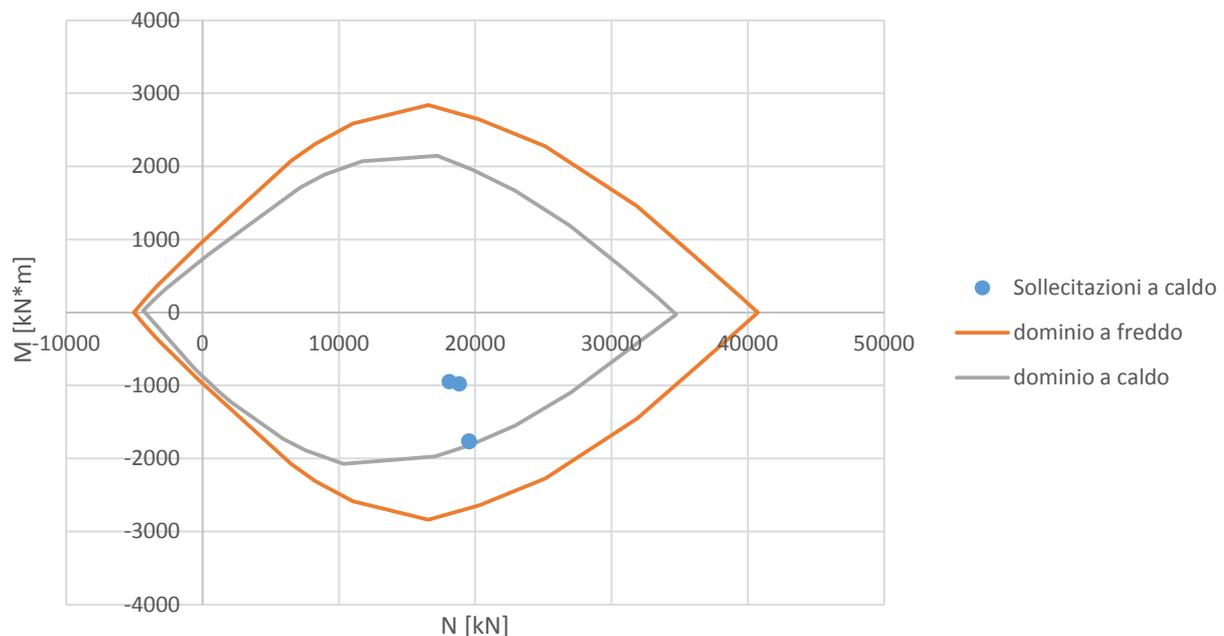


Figura 7.45 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo riferiti a due anelli di rivestimento (4 m di sviluppo longitudinale) dopo 120 minuti dall'inizio dell'incendio considerando il fenomeno di spalling.

7.7.5. *Sezione 11 – Verifica al fuoco tramite modellazione numerica termo-meccanica*

Il modello numerico di calcolo della sezione 11 è finalizzato all'analisi termo-meccanica in condizioni di incendio delle gallerie nella sezione con copertura minima (17,5 m circa).

7.7.5.1. Geometria

L'analisi numerica è stata condotta considerando una discretizzazione spaziale di tipo quadrangolare. L'infillimento della maglia di calcolo in prossimità dello scavo delle gallerie permette una soluzione numerica più accurata dei fenomeni tenso-deformativi e termici indotti. 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 orizzontali e verticali.

Il modello così realizzato per la sezione 6 (Figura 7.46) risulta avere una larghezza di 640 m e un'altezza minima di 82,4 m.

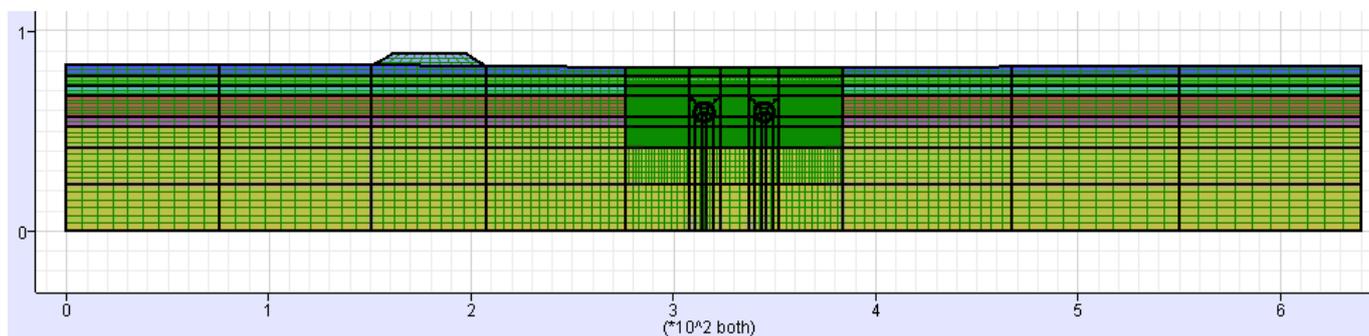


Figura 7.46 - Geometria del modello numerico rappresentativo della sezione 11 Pk 119+610.000.

7.7.5.2. Parametri geotecnici

Il modello numerico di calcolo della sezione 11 utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella **Tabella 7.85**.

Tabella 7.85 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo della sezione 11.

Profondità da p.c.		Strato	γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
da [m]	a [m]							
0	5	A	19.0	39.0	6.5	0.64	60	0.3
5	10	B	19.0	38.0	6.3	0.61	110	0.3
10	15	C	19.0	38.0	6.3	0.61	140	0.3
15	25	D	19.0	37.0	6.2	0.56	160	0.3
25	30	E	19.0	38.0	6.3	0.54	200	0.3
>30		F	19.0	39.0	6.5	0.52	230	0.3

La falda freatica è considerata, coerentemente con le analisi precedenti, ad una quota pari a 125,15 m s.l.m., ovvero ad una profondità di -11,0 m rispetto alla quota del piano campagna.

Le gallerie, situate entrambe ad una profondità pari a 17,61 m, ricadono all'interno dello strato D.

7.7.5.3. Stage di calcolo

Le condizioni tensionali iniziali prima dell'applicazione della temperatura di incendio all'interno della galleria sono quelle che si ottengono al completamento dello scavo delle due gallerie. Per riprodurre tale stato tensionale iniziale è stato necessario simulare tutte le fasi di costruzione dell'opera su FLAC. I risultati finali ottenuti in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento sono risultati coerenti con quelli ottenuti tramite l'analogo modello numerico sviluppato con RS2 (Paragrafo 7.6). A partire da questa condizione si procede con l'analisi termica, durante la quale si applica all'intradosso del rivestimento una storia di temperatura variabile per 120 minuti secondo la curva di incendio di progetto.

Fasi di scavo:

- STAGE 1 – Geostatico. Costruzione della geometria, applicazione della falda e inizializzazione tensioni geostatiche.
- STAGE 2 – Realizzazione degli edifici e del rilevato autostradale. In questo stage si sono applicati i carichi corrispondenti agli edifici a tre piani (70 kPa) in corrispondenza delle relative impronte. In questa fase di calcolo si è anche simulata la realizzazione del rilevato autostradale e l'applicazione dei relativi carichi da traffico (9 kPa in corrispondenza delle carreggiate).
- STAGE 3 – Scavo del tunnel di destra. In questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria, per la condizione di spostamento radiale pari a quello che si realizza al fronte (coerentemente con quanto ottenuto dalle analisi assialsimmetriche). Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- STAGE 4 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di destra. In questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di convergenza radiale (corrispondente alla somma di conicità dello scudo e sovrascavo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'anello di conci.
- STAGE 5 – Completamento scavo galleria destra. Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.
- STAGE 6 – Scavo del tunnel di sinistra. In analogia a quanto previsto per lo stage 2, in questa fase viene simulato lo scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso e la riduzione della pressione interna. La percentuale di rilascio dello stato tensionale preesistente è calcolata dalla linea caratteristica della galleria, per la condizione di spostamento radiale pari a quello che si realizza al fronte (coerentemente con quanto ottenuto dalle analisi assialsimmetriche). Tale valore risulta pari a un rilascio del 31%.
- STAGE 7 – Installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione tunnel di sinistra. Similmente al tunnel destro, in questa fase viene simulata l'installazione del rivestimento interno della galleria di sinistra e viene operato un ulteriore scarico delle pressioni interne fino ad un valore corrispondente a ulteriori 25 mm di convergenza radiale (corrispondente alla somma di conicità dello scudo e sovrascavo) secondo la curva caratteristica (fattore di rilassamento del 92%). In questa fase agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (Comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$) e la pressione di iniezione di 200 kPa è applicata direttamente sull'anello di conci.
- STAGE 8 – Fine scavo galleria sinistra. Le caratteristiche della malta di iniezione in questa fase raggiungono lo stato "indurito" (Comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$), si annullano le pressioni di iniezione e avviene il rilascio tensionale completo delle pressioni interne.

Fasi di incendio:

- STAGE 9 – Inizializzazione termica. Si assegnano le proprietà termiche dei materiali ed una temperatura iniziale dell'intero modello pari a 20°C.
- STAGE 10 – Applicazione carico termico. Si impone come condizione al contorno termica a tutti i nodi posti ad intradosso della galleria di sinistra (con massima copertura) 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.

7.7.5.4. 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.

Di seguito (Figura 7.47, Figura 7.48, Figura 7.49 e Figura 7.50) si riporta l'andamento della temperatura lungo il rivestimento dopo 30, 60, 90 e 120 minuti dall'inizio dell'incendio. Con tali mappature termiche è stato possibile ricavare l'isoterma 500 °C e la temperatura in corrispondenza delle armature per valutare la perdita di resistenza della sezione di rivestimento in funzione del tempo.

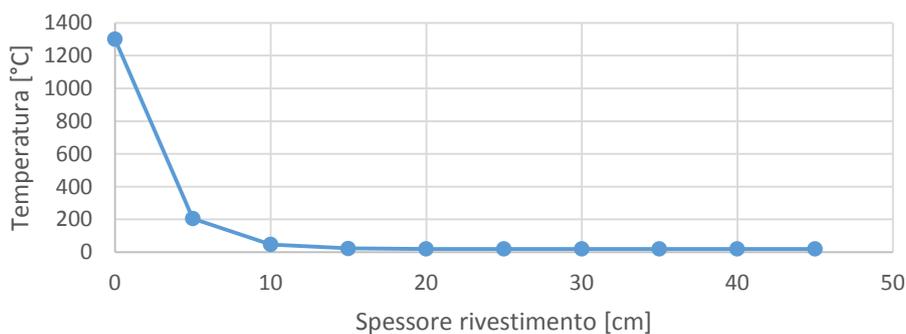


Figura 7.47 – Temperatura lungo lo spessore del rivestimento dopo 30 minuti dall'inizio dell'incendio.

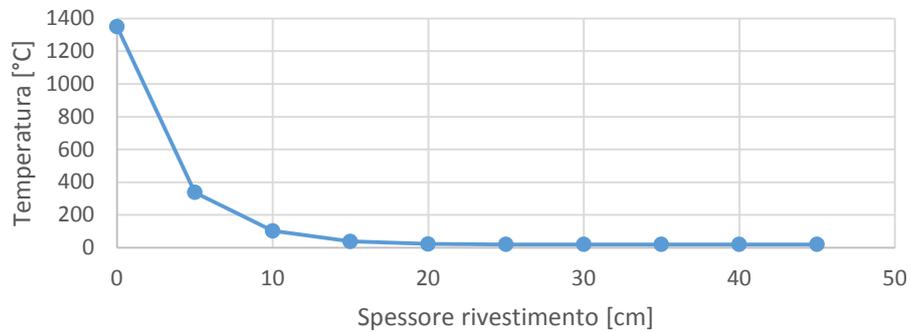


Figura 7.48 - Temperatura lungo lo spessore del rivestimento dopo 60 minuti dall'inizio dell'incendio.

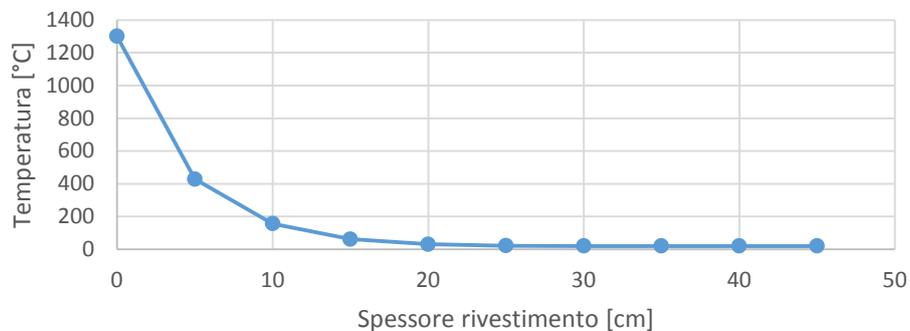


Figura 7.49 - Temperatura lungo lo spessore del rivestimento dopo 90 minuti dall'inizio dell'incendio.

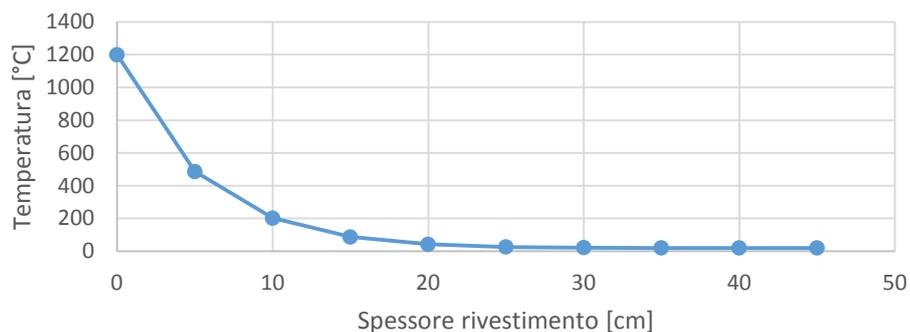


Figura 7.50 - Temperatura lungo lo spessore del rivestimento dopo 120 minuti dall'inizio dell'incendio.

Si riportano in **Figura 7.51**, **Figura 7.52**, **Figura 7.53** e **Figura 7.54** 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 a piedritti, calotta ed arco rovescio in quanto, dall'analisi statica a freddo, risultano essere i punti rappresentativi delle condizioni meccaniche più gravose.

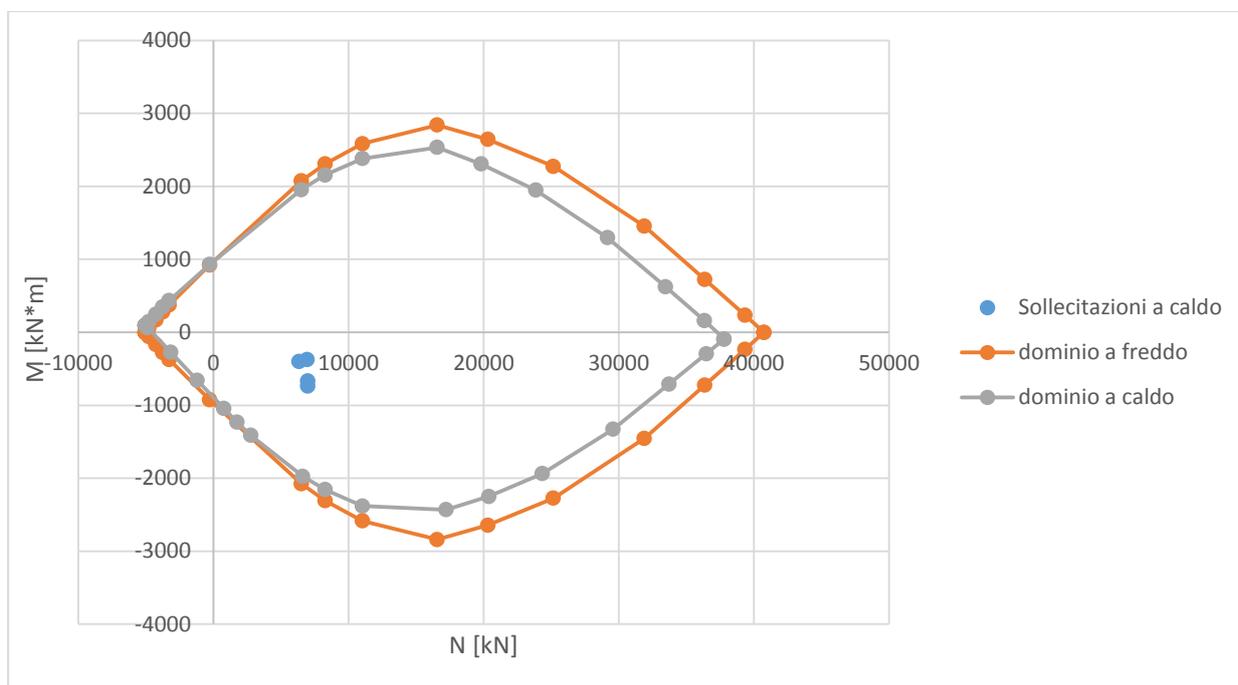


Figura 7.51 – Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo riferiti a due anelli di rivestimento (4 m di sviluppo longitudinale) dopo 30 minuti dall'inizio dell'incendio.

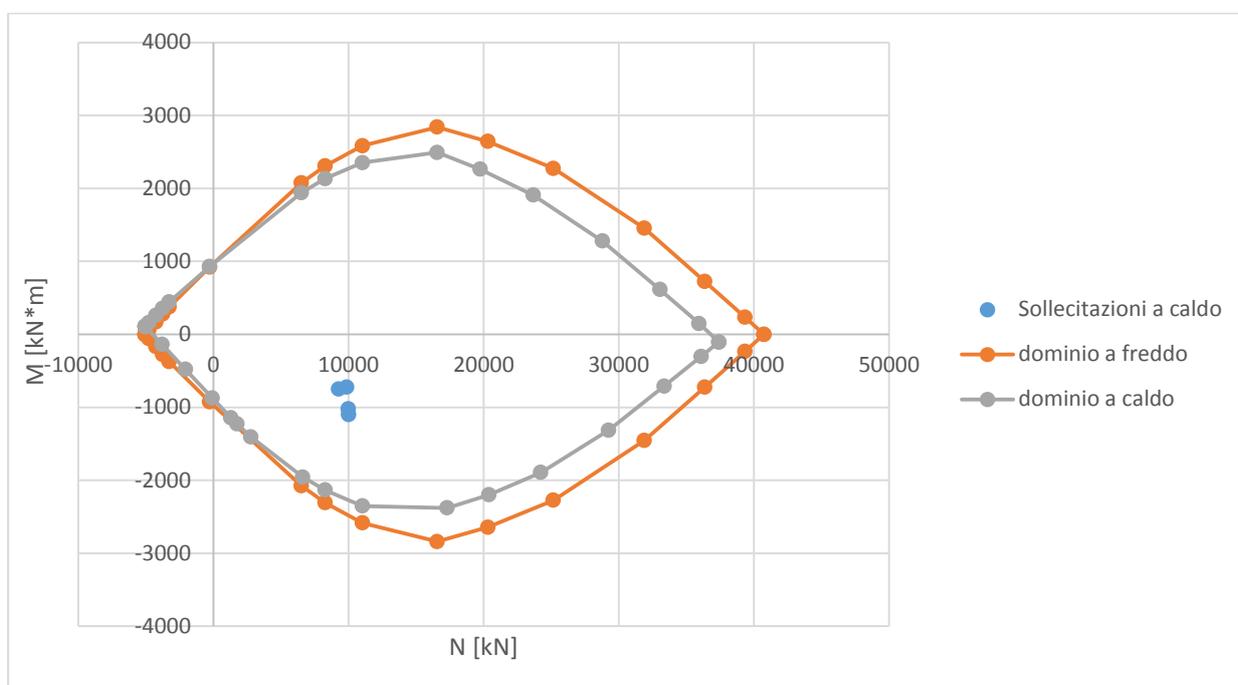


Figura 7.52 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo riferiti a due anelli di rivestimento (4 m di sviluppo longitudinale) dopo 60 minuti dall'inizio dell'incendio.

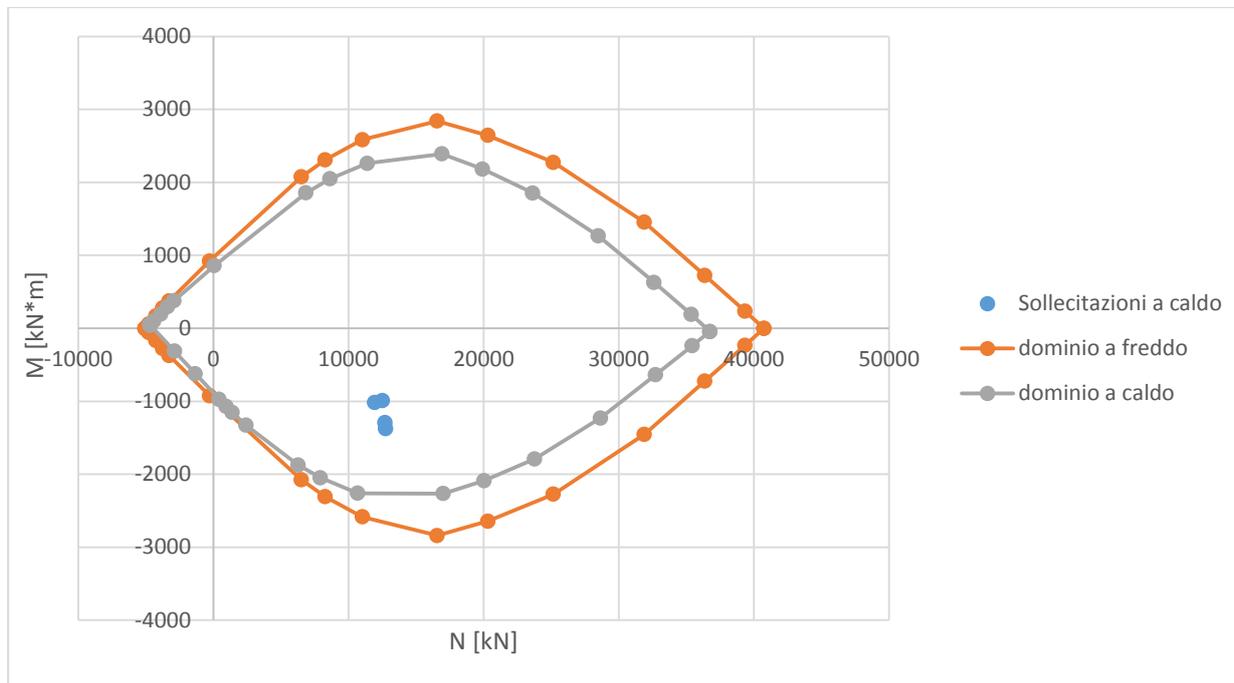


Figura 7.53 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo riferiti a due anelli di rivestimento (4 m di sviluppo longitudinale) dopo 90 minuti dall'inizio dell'incendio.

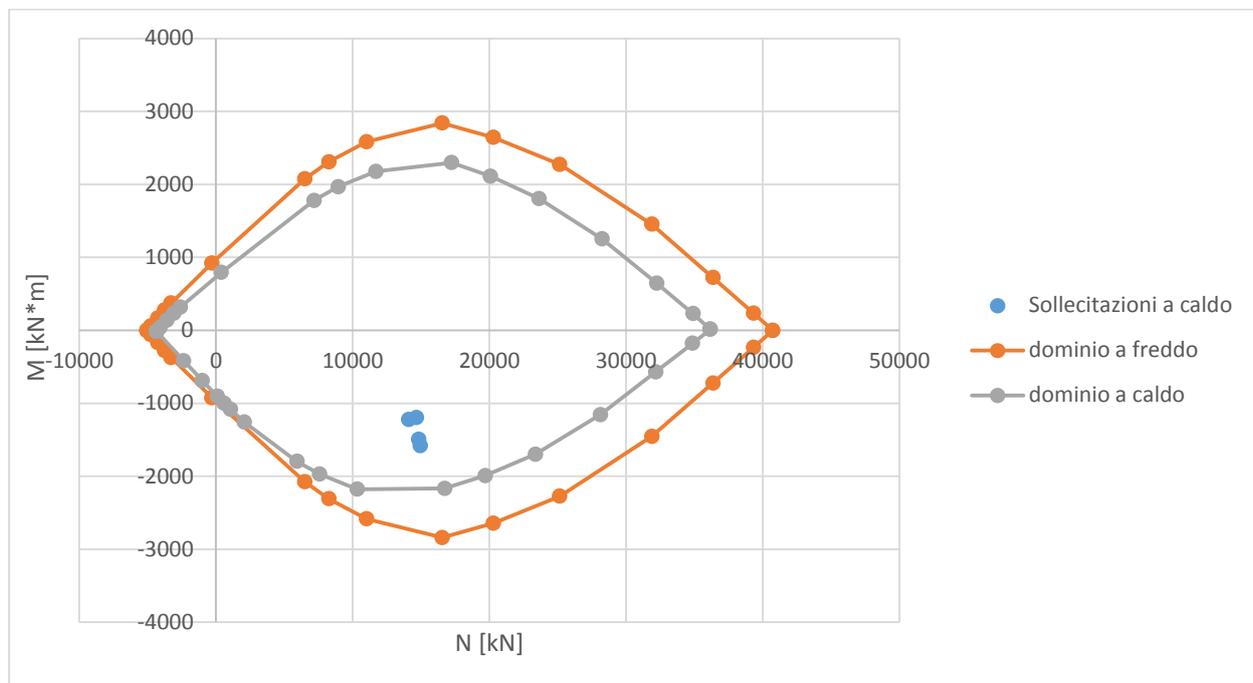


Figura 7.54 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo riferiti a due anelli di rivestimento (4 m di sviluppo longitudinale) dopo 120 minuti dall'inizio dell'incendio.

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.

7.7.5.5. 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).

Nel caso in esame tale riduzione di spessore vale 6,7 cm e si riporta in **Figura 7.55**, 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.

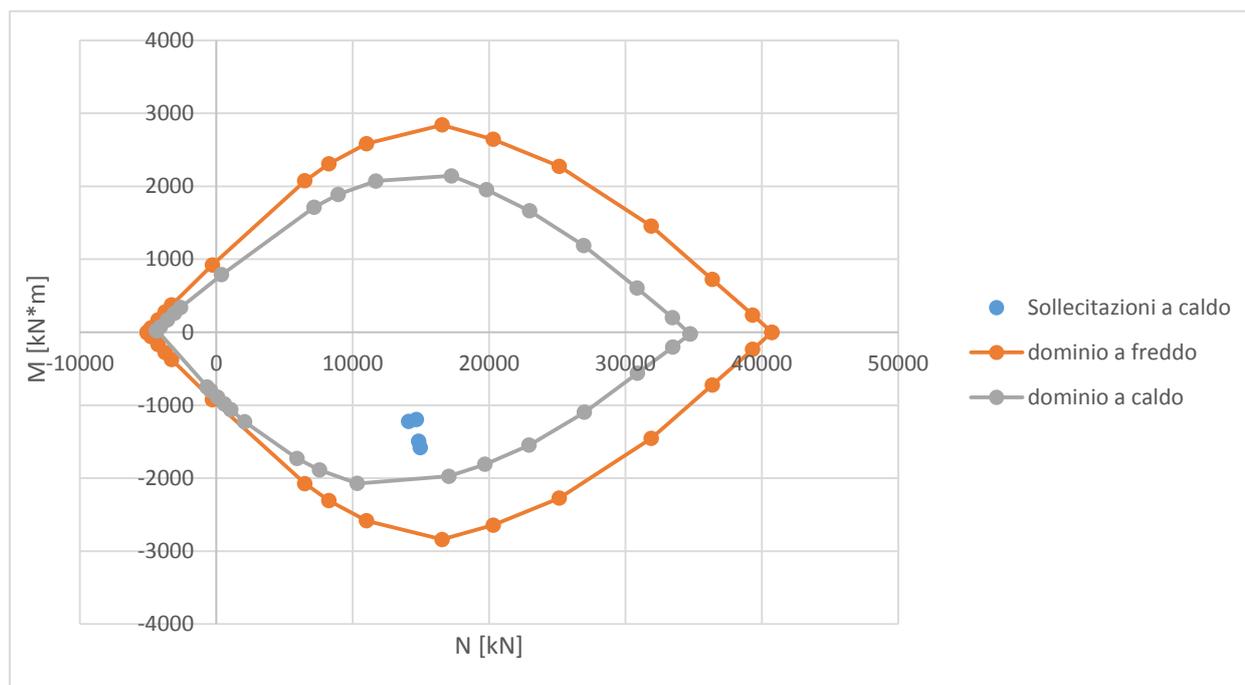


Figura 7.55 - Dominio di resistenza M-N a caldo e a freddo e sollecitazioni a caldo riferiti a due anelli di rivestimento (4 m di sviluppo longitudinale) dopo 120 minuti dall'inizio dell'incendio considerando il fenomeno di spalling.

8. MODELLAZIONE NUMERICA 3D NELLA TRATTA DI SOTTO ATTRAVERSAMENTO DELL'AUTOSTRADA A4

Il tracciato in progetto della galleria Lonato prevede il sotto-attraffersamento dell'autostrada A4 Torino-Trieste tra la PK 116+250 e la PK 116+650. L'attraversamento della galleria rispetto alla direzione dell'autostrada avviene con un angolo di circa 10° , estendendo di fatto l'area di intersezione tra le due infrastrutture per una lunghezza complessiva di circa 500 m. L'area dove è posizionato il sotto-attraffersamento tra le due infrastrutture è mostrata nella Figura 8.1.



Figura 8.1 – Fotografia aerea (sopra) e planimetria (sotto) dell'area di interferenza tra la galleria Lonato e l'Autostrada A4. Il rettangolo rosso rappresenta l'estensione in pianta del modello di calcolo tridimensionale.

Al fine di studiare in dettaglio l'interazione tra la galleria Lonato in progetto e l'autostrada A4 Torino-Trieste in termini di cedimenti in superficie, di bacino di subsidenza e di effetti indotti sulla piattaforma autostradale è stato

realizzato un modello di calcolo tridimensionale rappresentativo della zona di interferenza in esame. Vista la complessità del modello numerico e la numerosità delle fasi di calcolo richieste per la simulazione realistica dello scavo, è stato necessario ridurre al minimo la dimensione del modello (300 x 200 m) per contenere i tempi di calcolo.

Per realizzare il modello sono stati utilizzati i seguenti software di modellazione solida tridimensionale e di calcolo tridimensionale alle differenze finite:

- Rhino, versione 6, prodotto da Robert McNeel & Associates (USA).
- FLAC3D, versione 6.0, prodotto da Itasca (USA) e distribuito in Italia da Harpaceas.

I software di modellazione solida e di calcolo vengono descritti in dettaglio al capitolo successivo.

Come ricordato sopra, la finalità della modellazione numerica tridimensionale è quella di analizzare nella maniera più approfondita possibile i cedimenti indotti in superficie in corrispondenza del sotto-atteveramento dell'Autostrada A4. Di conseguenza per quanto concerne la risposta tenso-deformativa del terreno al contorno dello scavo e degli elementi strutturali del rivestimento, ci si è limitati in questa sede alla sola verifica della congruenza dei risultati con quanto ottenuto dalle analisi bidimensionali di verifica descritte nel Capitolo 7.

8.1. Programmi di calcolo utilizzati

8.1.1. Rhino 6

Rhinoceros (più comunemente conosciuto come Rhino o Rhino3D), è un pacchetto software di modellazione 3D CAD che consente di modellare con precisione le superfici NURBS (Non Uniform Rational B-Spline) in forma libera. Le NURBS sono essenzialmente uno strumento matematico attraverso cui memorizzare linee, superfici curve e solidi di differente complessità. Rhinoceros consente inoltre di realizzare mesh di oggetti e superfici tridimensionali sfruttando un'ampia serie di algoritmi di tassellatura o triangolazione (meshing) piuttosto differenti tra loro ottenendo così rappresentazioni degli oggetti reali in forma di mesh poligonali.

Il software dispone di un'interfaccia grafica da cui è direttamente possibile creare, modificare, salvare ed esportare quanto viene creato dall'utente oppure è possibile utilizzare una riga di comando per impartire al programma le istruzioni desiderate.

Il software, oltre alla creazione ed alla gestione di qualsiasi tipologia di NURBS, può importare o esportare una ampia gamma di tipologie di file differenti, rendendolo di fatto compatibile con una grande quantità di software di terze parti utilizzati in molti ambiti applicativi differenti (ingegneria, architettura, design, ecc.). In generale, al fine di favorire l'esportazione e la riutilizzo dei risultati ottenuti con Rhino in altri software, i file sono relativamente piccoli e maneggevoli. Gli strumenti di importazione/esportazione e creazione/editing delle mesh risultano quindi di fondamentale importanza per ciascuna fase di un generica progettazione tra cui in particolare:

- trasferimento in Rhino dei dati 3D acquisiti dalle digitalizzazioni e dalle scansioni come modelli mesh;
- scambio di dati mesh con molte applicazioni;
- esportazione delle mesh per l'analisi ed il rendering;
- esportazione di mesh per la prototipazione e la fabbricazione;
- conversione delle NURBS in mesh per la visualizzazione ed il rendering;
- esportazione per la stereolitografia per la prototipazione rapida.

Oltre al software vero e proprio sono disponibili specifici plugin, come ad esempio Grasshopper, che fungono da editor grafici di algoritmi strettamente integrati con gli strumenti di modellazione 3D di Rhino. Utilizzando questi plugin è possibile creare generatori di forme dalle più semplici alle più complesse.

Rhino 6 è stato utilizzato per importare in FLAC3D la superficie topografica dell'area di studio.

8.1.2. *FLAC3D*

Il software di calcolo FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) è prodotto dalla società Itasca, con sede a Minneapolis, negli U.S.A. È un software di modellazione numerica per l'analisi geotecnica di terreno, roccia, falda, strutture e supporti nel campo del continuo. Utilizzando le interfacce, FLAC3D è anche in grado di simulare discontinuità come faglie e giunti.

FLAC3D utilizza una formulazione esplicita alle differenze finite (FDM) tramite la quale è possibile studiare numericamente il comportamento meccanico di un mezzo tridimensionale continuo man mano che esso raggiunge l'equilibrio o un flusso plastico. La meccanica del mezzo deriva da principi generali (definizione della deformazione, leggi del moto) e dall'uso di equazioni costitutive che definiscono il materiale idealizzato. L'espressione matematica che ne risulta è un set di equazioni differenziali alle derivate parziali che correlano le variabili meccaniche (tensioni) e cinematiche (velocità di deformazione, velocità), che devono essere risolte per particolari geometrie e proprietà, fermo restando le specifiche condizioni al contorno ed iniziali assegnate.

La descrizione di qualsiasi modello in FLAC3D è contenuta in un file di dati, ossia un documento di testo standard contenente comandi che definiscono completamente il modello stesso, dalla sua creazione alle operazioni addizionali sequenziali richieste per svolgere simulazioni fisiche. Per creare e modificare i file di dati in maniera più agevole, FLAC3D contiene al suo interno un editor di testo che riconosce la sintassi semplificando l'individuazione di eventuali errori. Questa forma di descrizione del modello, definita command-driven interface, rende FLAC3D un potente strumento di modellazione.

Oltre al linguaggio base, che serve per impartire i comandi necessari all'impostazione delle analisi e il relativo studio, FLAC contiene FISH, un linguaggio di programmazione che fornisce all'utente il controllo praticamente su ogni aspetto, fornendogli la possibilità di definire nuove variabili e nuove funzioni. L'utente può così adattare l'analisi alle proprie esigenze. FISH può essere utilizzato per parametrizzare i file di dati, in modo da costruire più casistiche nello stesso modello di partenza, creare nuovi modelli costitutivi per i materiali oltre a quelli già presenti di default o semplicemente creare delle funzioni che, attraverso l'utilizzo di variabili, permettono il calcolo di parametri o l'applicazione di azioni in modo personalizzato oppure ancora specificare delle condizioni al contorno inusuali e variabili sia nel tempo che nello spazio.

FLAC3D contiene numerosi strumenti grafici ed opzioni interattive per la visualizzazione del modello per generare immagini e rendering tridimensionali di qualsiasi variabile del problema.

Quattro modalità di analisi addizionali opzionali sono disponibili come moduli aggiuntivi: analisi dinamica, analisi termica, modellazione del comportamento di creep del materiale e plugin C++ per l'aggiunta di nuovi modelli costitutivi. La modalità di calcolo presente di base in FLAC3D è l'analisi meccanica statica. In alternativa, un'analisi di flusso idraulico o di diffusione del calore può essere eseguita indipendentemente dal calcolo meccanico. In entrambi i casi, l'analisi può essere accoppiata al calcolo meccanico oppure si può realizzare un'analisi accoppiata termo-idraulica. Dal momento che vengono utilizzate le equazioni complete del moto, il meccanismo di accoppiamento vale sia per le analisi statiche sia per quelle dinamiche.

Si è adoperato il software FLAC3D per la costruzione del modello numerico tridimensionale finalizzato a studiare i cedimenti indotti in superficie dallo scavo delle due canne del tunnel Lonato e l'interazione con l'infrastruttura autostradale.

8.2. Descrizione del modello tridimensionale

Le principali caratteristiche geometriche del reticolo del modello tridimensionale adottato nel calcolo sono riassunte nella Tabella 8.1.

Tabella 8.1 – Caratteristiche del reticolo di calcolo del modello numerico tridimensionale.

Pk tunnel inferiore	Pk tunnel superiore	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
116+258.000	116+558.000	300x200x43	285120

Come risulta evidente, le dimensioni della griglia e la sua discretizzazione in zone sono state limitate ad un'area tale da rappresentare un compromesso accettabile tra tempi di calcolo e risultati desiderati in termini di cedimenti indotti e di bacino di subsidenza. L'estensione in planimetria del modello tridimensionale di calcolo, corrispondente al rettangolo rosso indicato nella Figura 8.1, mostra come esso sia in grado di catturare sufficientemente bene il sottoattraversamento dell'Autostrada A4 da parte della galleria Lonato.

Nel seguito verranno descritte in dettaglio la costruzione della geometria del modello, la discretizzazione utilizzata, le condizioni al contorno, nonché le proprietà geotecniche dei materiali e la sequenza degli stage di calcolo implementata.

8.2.1. Geometria, mesh di calcolo e condizioni al contorno

Precedentemente alla realizzazione del modello solido vero e proprio in FLAC3D, a partire dalle informazioni disponibili, è stata realizzata una mesh ad elementi triangolari della superficie topografica nell'area di interesse utilizzando il software Rhino 6 (Figura 8.2), la quale è stata poi importata nel software di calcolo alle differenze finite in formato .stl (*Stereo Lithography interface format* o acronimo di "Standard Triangulation Language").

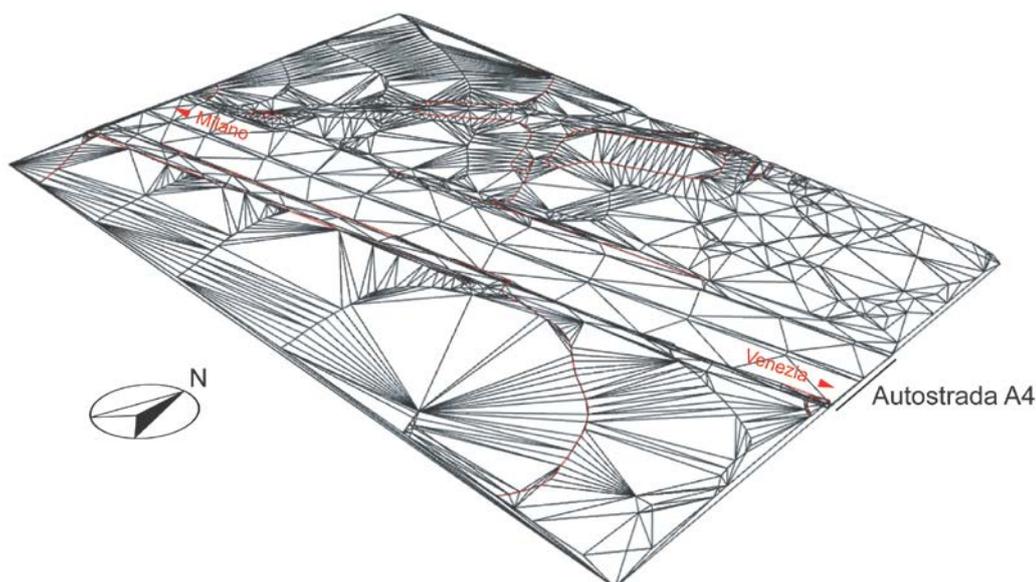


Figura 8.2 – Mesh della superficie topografica dell'area di interferenza tra la galleria Lonato e l'Autostrada A4 ottenuta attraverso il software Rhino 6.

La superficie topografica così importata ha consentito la definizione del limite superiore del dominio da rappresentare ai fini del calcolo meccanico. Si è quindi proceduto a costruire la geometria del modello mediante estrusione della sezione bidimensionale compresa tra le quote $z = 109.2$ m e $z = 145.2$ m. La maglia di discretizzazione nella direzione di estrusione è caratterizzata da un passo di 5 m. Tale discretizzazione, oltre a consentire una notevole riduzione del

tempo di calcolo, è funzionale alla simulazione dello scavo: sono infatti stati utilizzati avanzamenti pari a 5 m (Figura 8.3). A tale blocco solido è poi stato sovrapposto un ulteriore blocco caratterizzato da una quota compresa tra $z = 145.2$ m e z definita dalla superficie topografica e da una discretizzazione in 8 zone lungo l'asse z e coincidente con quella del blocco inferiore sul piano xy . La geometria solida del modello è mostrata nella Figura 8.3, dove è chiaramente visibile l'impronta dell'Autostrada A4. L'analisi numerica è stata condotta considerando una suddivisione spaziale in zone a 8 nodi, ciascuna discretizzata internamente con due sovrapposizioni di 5 tetraedri.

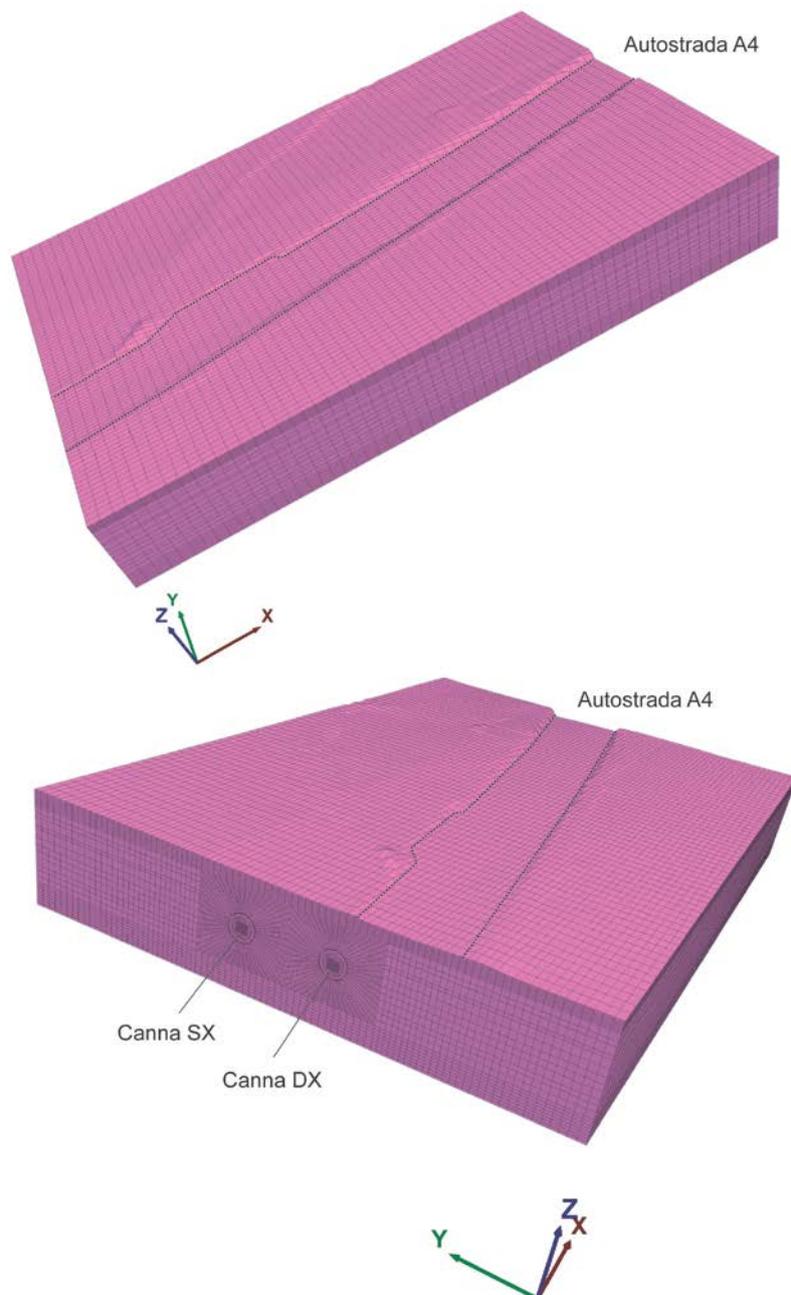


Figura 8.3 – Viste della geometria solida di input utilizzata in FLAC3D.

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 verticali lungo

il bordo inferiore. Il bordo superiore del modello è rappresentato da un contorno libero nei movimenti orizzontali e verticali.

Sulla superficie topografica così ottenuta, il peso degli edifici è stato simulato, similmente alla modellazione numerica bidimensionale sulle sezioni di interesse descritte nel capitolo 7, con l'applicazione di pressioni (50 kPa, trattandosi principalmente di edifici a due piani) sulle rispettive impronte. Anche il traffico veicolare sulla piattaforma autostradale è stato simulato mediante l'applicazione di una pressione pari a 9 kPa sulle rispettive carreggiate. Il dettaglio delle condizioni al contorno sopra descritte è mostrato nella Figura 8.4.

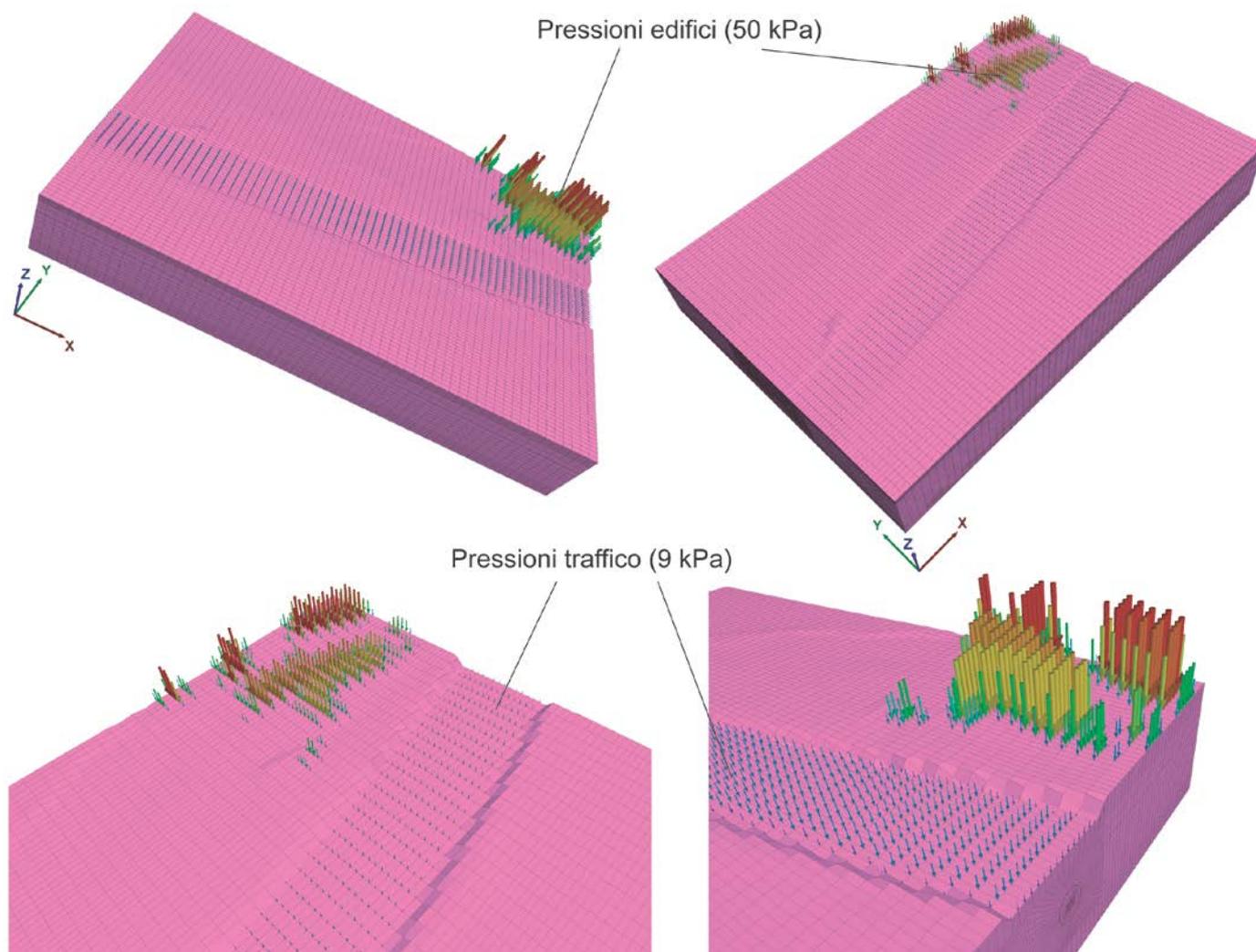


Figura 8.4 – Dettaglio delle condizioni al contorno (vettori forza) utilizzate per simulare la presenza degli edifici e del carico dovuto al traffico sull'infrastruttura autostradale. Il colore dei vettori è proporzionale all'intensità della forza applicata.

8.2.2. Proprietà geotecniche dei materiali e falda

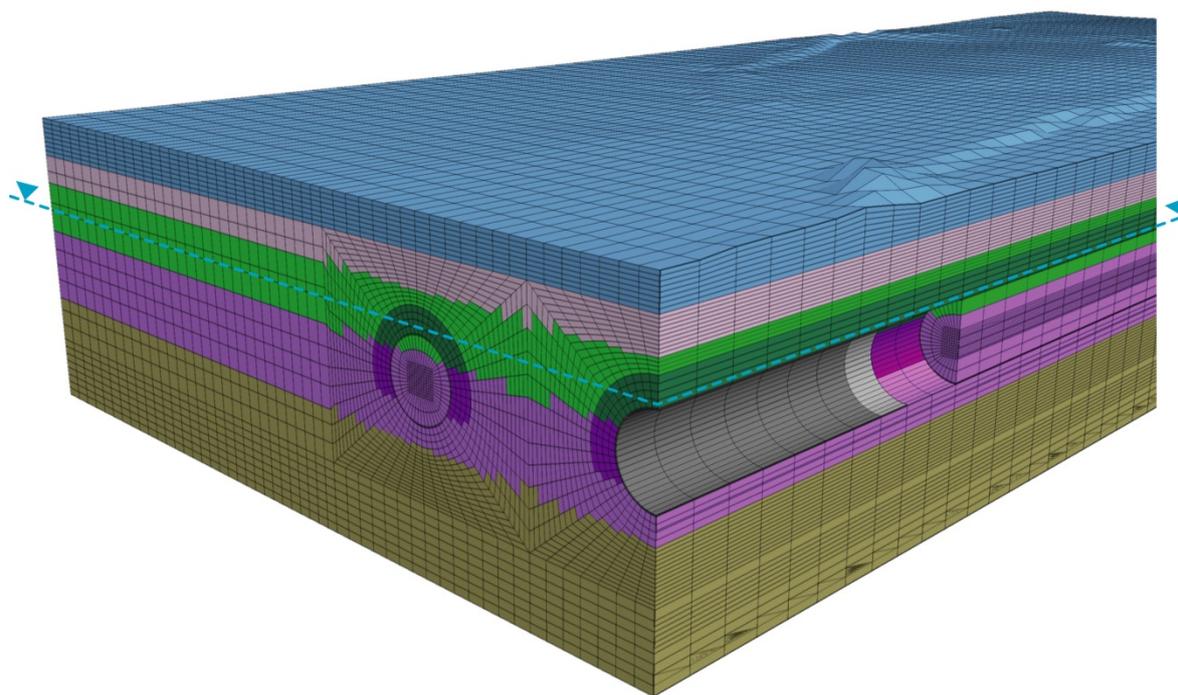
Il modello numerico di calcolo utilizza i parametri geomeccanici degli strati presenti nella sezione 1, in accordo con quanto evidenziato nella relazione geotecnica e riportato nei relativi elaborati progettuali grafici.

La stratigrafia adottata prevede i parametri geotecnici caratteristici riportati nella Tabella 8.2.

Uno spaccato del modello numerico tridimensionale che illustra la stratigrafia è mostrato nella Figura 8.5.

Tabella 8.2 – Parametri geotecnici caratteristici impiegati nel modello numerico di calcolo. Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. Tabella 7.3

Strati	Profondità da p.c.		γ [kN/m ³]	Φ'_k [°]	Ψ_k [°]	K_0 [-]	$E_{k,op}$ [MPa]	ν [-]
	da [m]	a [m]						
A	0	4	19.5	42.0	7.0	0.57	70	0.3
B	4	8	19.5	41.0	6.8	0.54	80	0.3
C	8	15	19.5	40.5	6.8	0.50	150	0.3
D	15	25	19.5	40.0	6.7	0.51	180	0.3
E	>25		19.5	39.5	6.6	0.45	230	0.3



	Strato A (0-4 m)		Strato D (15-25 m)		Malta indurita
	Strato B (4-8 m)		Strato D consolidato		
	Strato C (8-15 m)		Strato E (>25 m)		
	Strato C consolidato		Malta fresca		

Figura 8.5 – Spaccato del modello numerico tridimensionale.

La falda freatica è stata considerata, in coerenza con quanto riportato nel Progetto Esecutivo, giacente ad una quota pari a 137.20 m s.l.m., corrispondente ad una soggiacenza di 12 m. L'analisi è stata effettuata in termini di tensioni efficaci, pertanto al di sotto della falda (cioè a partire da una profondità di 12 m dal piano campagna) è stata assegnata una densità di 22.0 kN/m³, pari alla densità satura del materiale.

Le gallerie, il cui asse è situato ad una profondità pari a 17,68 m (canna sinistra) e 17,36 m (canna destra) ricadono all'interno dello strato C nella zona della calotta e all'interno dello strato D nella zona dei piedritti e dell'arco rovescio. Per l'intero modello è stato pertanto adottato nel calcolo delle tensioni geostatiche il coefficiente di spinta a riposo K_0 pari a 0.51, corrispondente al valore di K_0 dello strato D.

L'analisi condotta ha tenuto conto della realizzazione di un intervento di consolidamento nell'intorno di entrambe le gallerie, il quale è stato modellato mediante un miglioramento delle proprietà geotecniche dei materiali situati in un anello caratterizzato da uno spessore di 3 m a partire dall'estradosso dello scavo e da una quota superiore al piano del ferro. In particolare in questa regione è stata assegnata una coesione di 50 kPa, mentre il modulo di Young è stato incrementato del 50% rispetto ai valori indicati in Tabella 8.2.

8.2.3. Stage di calcolo

Sono stati utilizzati 62 stage di calcolo atti a simulare tutte le fasi di costruzione dell'opera in FLAC3D.

- **STAGE 1 – Geostatico.** Nel primo stage di calcolo è stata costruita la geometria, sono state assegnate le proprietà geotecniche ed è stata applicata la falda. Sono state inizializzate le tensioni geostatiche e sono stati applicati i sovraccarichi dovuti al traffico sulla piattaforma autostradale e agli edifici esistenti. In questo modo è possibile individuare la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.
- **STAGE 2 – Consolidamento.** In questa fase vengono modificate le caratteristiche geotecniche intorno al cavo delle due canne per tener conto della realizzazione dell'intervento di consolidamento. In virtù dell'interesse per il quadro deformativo indotto dagli scavi, gli spostamenti analizzati negli stage successivi sono da considerarsi al netto di quelli ottenuti in questa fase di calcolo.
- **STAGE 3 – Primo avanzamento di scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulata la prima fase di avanzamento dello scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso. È stata applicata una pressione normale al fronte e alle pareti del cavo pari a 150 kPa, come ottenuto dalle analisi assialsimmetriche (Capitolo 5).
- **STAGE 4 – Secondo avanzamento di scavo del tunnel di destra.** In questa fase viene simulato l'avanzamento dello scavo nel tratto successivo. Nel tratto appena scavato è stata applicata una pressione normale al fronte e alle pareti del cavo pari a 150 kPa, mentre nel tratto precedente la pressione viene ridotta ad un valore che consente di limitare lo spostamento radiale a 25 mm per simulare la presenza dello scudo.
- **STAGE 5 – Terzo avanzamento di scavo del tunnel di destra, installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione.** Lo scavo avanza di un ulteriore tratto, in cui si ripete quanto già detto per lo stage 4. Inoltre, a distanza di 10 m dal fronte, cioè a partire dalla zona retrostante lo scudo, si annullano le pressioni sul cavo ed avvengono l'installazione del rivestimento interno della galleria di destra (tramite elemento strutturale shell presente in FLAC3D) e l'iniezione della malta (mediante riattivazione degli elementi della discretizzazione). Agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (comportamento elastico, $E = 5$ MPa). È bene sottolineare che nell'analisi non è stata considerata la pressione di iniezione di 200 kPa.
- **STAGE 6 – Quarto avanzamento di scavo del tunnel di destra, installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione.** In questa fase, oltre a ripetersi la sequenza già enunciata nello stage 5, le caratteristiche della malta di iniezione raggiungono lo stato "indurito" (comportamento elastico, $E = 5000$ MPa) a distanza di 5 m dallo scudo.

Negli stage 7-12 si ripete quanto detto per lo stage 6. La galleria di destra viene scavata fino al raggiungimento della progressiva Pk 116+558.000, cioè per tutta l'estensione del modello. Parallelamente allo scavo della canna destra, si inizia lo scavo della canna sinistra a distanza di 50 m (5 volte il diametro) dalla prima. Tale distanza è tale da ridurre l'interferenza tra le due, così da riprodurre la realizzazione in tempi successivi delle due canne. Inoltre lo scavo in parallelo, sebbene differito, delle due canne presenta il vantaggio di minimizzare il numero di stage necessari al completamento del calcolo numerico.

- **STAGE 13 – Primo avanzamento di scavo del tunnel di sinistra.** In questa fase viene simulata la prima fase di avanzamento dello scavo con la rimozione degli elementi del modello inclusi all'interno dello stesso. È stata applicata una pressione normale al fronte e alle pareti del cavo pari a 150 kPa, come ottenuto dalle analisi assialsimmetriche (Capitolo 5). Prosegue l'avanzamento della canna destra.
- **STAGE 14 – Secondo avanzamento di scavo del tunnel di sinistra.** In questa fase viene simulato l'avanzamento dello scavo nel tratto successivo. Nel tratto appena scavato è stata applicata una pressione normale al fronte e alle pareti del cavo pari a 150 kPa, mentre nel tratto precedente la pressione viene ridotta a 70 kPa, come nel caso della canna destra. Prosegue l'avanzamento della canna destra.
- **STAGE 15 – Terzo avanzamento di scavo del tunnel di sinistra, installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione.** Lo scavo avanza di un ulteriore tratto, in cui si ripete quanto già detto per lo stage 14. Inoltre, a distanza di 10 m dal fronte, cioè a partire dalla zona retrostante lo scudo, si annullano le pressioni sul cavo ed avvengono l'installazione del rivestimento interno della galleria di sinistra (tramite elemento strutturale shell presente in FLAC3D) e l'iniezione della malta (mediante riattivazione degli elementi della discretizzazione). Agli elementi della malta sono assegnate le caratteristiche dello stato "fresco" (comportamento elastico, $E = 5 \text{ MPa}$). È bene sottolineare che nell'analisi non è stata considerata la pressione di iniezione di 200 kPa. Prosegue l'avanzamento della canna destra.
- **STAGE 16 – Quarto avanzamento di scavo del tunnel di sinistra, installazione dei conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione.** In questa fase, oltre a ripetersi la sequenza già descritta nello stage 15, le caratteristiche della malta di iniezione raggiungono lo stato "indurito" (comportamento elastico, $E = 5000 \text{ MPa}$) a distanza di 5 m dallo scudo. Prosegue l'avanzamento della canna destra.

Negli stage 17-62 si ripete quanto detto per lo stage 16. La galleria di sinistra viene scavata fino al raggiungimento della progressiva Pk 116+508.000.

In Tabella 8.3 si riporta la sequenza degli stage con i rispettivi avanzamenti del fronte relativi a ciascuna delle due canne.

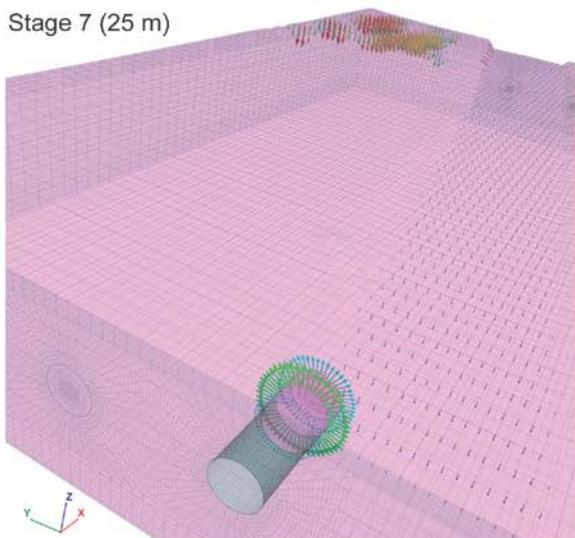
Il dettaglio relativo agli stage di calcolo adottati per simulare lo scavo delle due canne della galleria Lonato è mostrato nella Figura 8.6, dove a titolo esemplificativo vengono riportati gli avanzamenti e le pressioni applicate (esprese come vettori forza) agli stage 7, 12, 17, 22, 27 e 32.

La sequenza di scavo completa viene mostrata nella Figura 8.7.

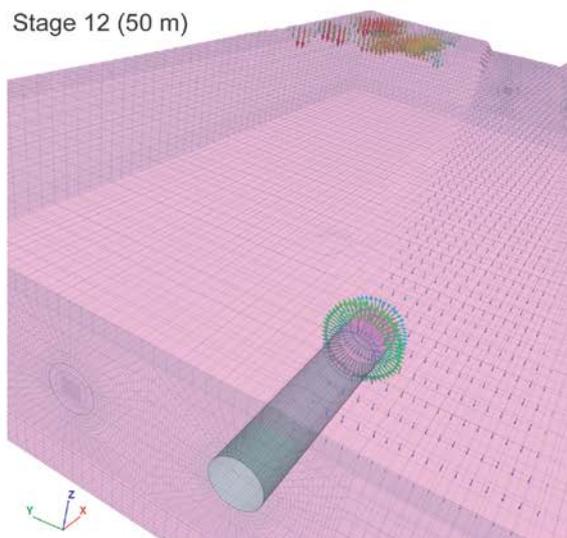
Tabella 8.3 – Stage di calcolo e relativo avanzamento del fronte delle due canne.

Stage	Fronte canna dx	Fronte canna sx	Stage	Fronte canna dx	Fronte canna sx
	[m]	[m]		[m]	[m]
1	-	-	32	150	100
2	-	-	33	155	105
3	5	0	34	160	110
4	10	0	35	165	115
5	15	0	36	170	120
6	20	0	37	175	125
7	25	0	38	180	130
8	30	0	39	185	135
9	35	0	40	190	140
10	40	0	41	195	145
11	45	0	42	200	150
12	50	0	43	205	155
13	55	5	44	210	160
14	60	10	45	215	165
15	65	15	46	220	170
16	70	20	47	225	175
17	75	25	48	230	180
18	80	30	49	235	185
19	85	35	50	240	190
20	90	40	51	245	195
21	95	45	52	250	200
22	100	50	53	255	205
23	105	55	54	260	210
24	110	60	55	265	215
25	115	65	56	270	220
26	120	70	57	275	225
27	125	75	58	280	230
28	130	80	59	285	235
29	135	85	60	290	240
30	140	90	61	295	245
31	145	95	62	300	250

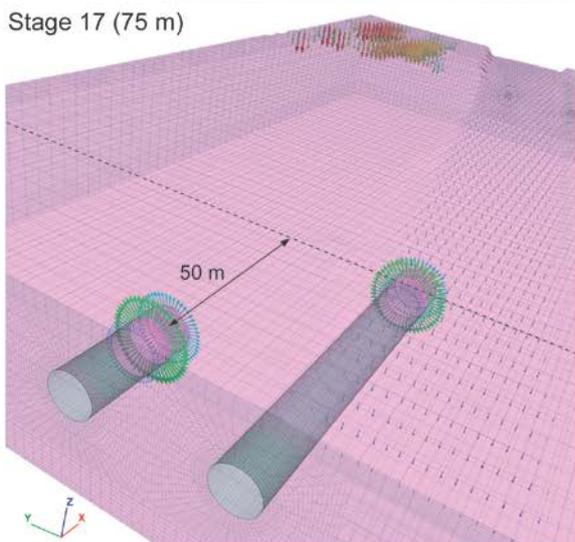
Stage 7 (25 m)



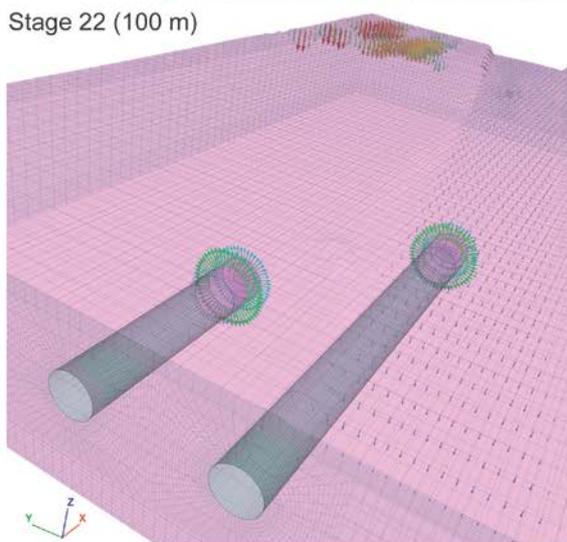
Stage 12 (50 m)



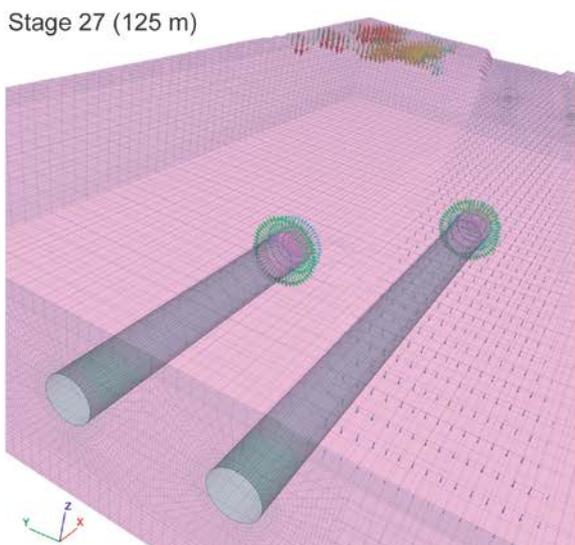
Stage 17 (75 m)



Stage 22 (100 m)



Stage 27 (125 m)



Stage 32 (150 m)

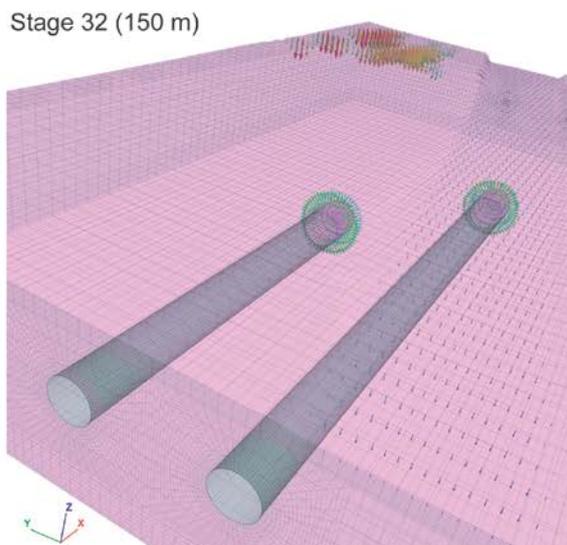


Figura 8.6 – Dettaglio degli stage di calcolo adottati per simulare la sequenza di scavo del tunnel Lonato. Gli avanzamenti si riferiscono alla canna dx del tunnel.

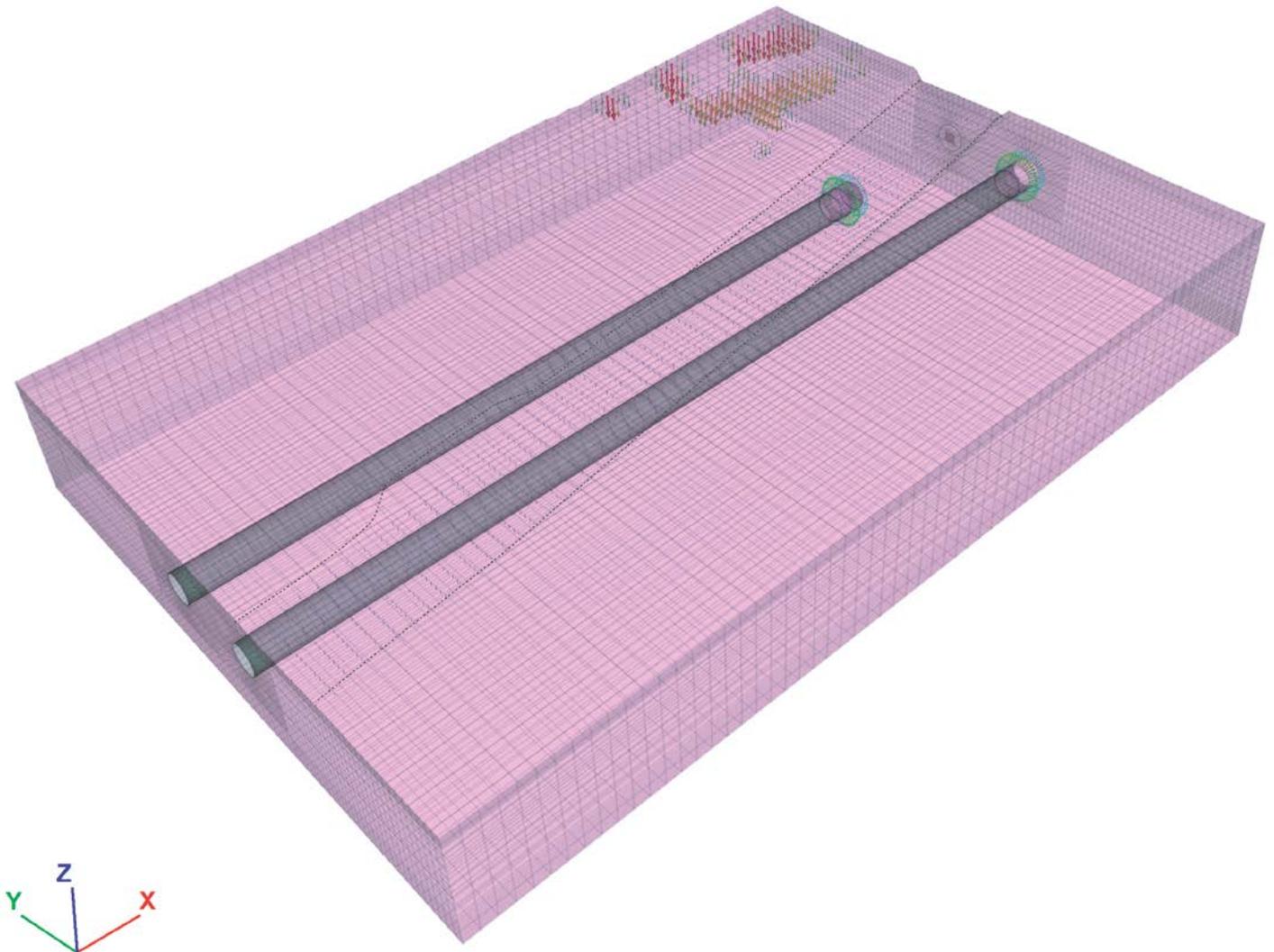


Figura 8.7 – Sequenza di scavo completa delle due canne del tunnel Lonato.

8.3. Risultati della modellazione

Al termine della simulazione dello scavo delle due canne del tunnel nella zona che sotto-attraversa l'Autostrada A4 è stata dapprima analizzata la risposta tensionale del terreno e le zone plastiche al contorno dello scavo. Questo al fine di confrontare l'output del modello tridimensionale con quanto ottenuto con i modelli bidimensionali di verifica sulla sezione 1, sezione posta circa in corrispondenza del centro del modello tridimensionale. I risultati finali ottenuti in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento e di cedimenti indotti in superficie si sono dimostrati coerenti con quelli derivati dalle analoghe analisi numeriche sviluppate con RS2 (Paragrafo 7.6.1).

Nella Figura 8.8 sono mostrate le zone che durante la fase di scavo raggiungono la plasticizzazione per taglio (*shear*) e/o per trazione (*tension*). Gli indici *-p* ed *-n* indicano rispettivamente plasticizzazione avvenuta negli stage di calcolo precedenti a quello rappresentato (*past*) o plasticizzazione nello stage corrente (*now*). Poiché ogni elemento del modello è a sua volta discretizzato con due layer di tetraedri sovrapposti, lo stato di ogni elemento (plasticizzazione o campo elastico) dipende dalla media dello stato di tutti i tetraedri presenti nell'elemento stesso.

Trascurando le plasticizzazioni in superficie di origine numerica, è evidente una zona plasticizzata per trazione e taglio di spessore uniforme compreso tra 2.0 e 2.5 m nella zona dell'arco rovescio di entrambe le canne del tunnel

dove non è presente il consolidamento. La zona plasticizzata si riduce progressivamente lungo i piedritti fino a scomparire del tutto in calotta. Sul fronte di scavo e nel nucleo di avanzamento del tunnel la plasticizzazione è del tutto assente. Si nota inoltre come, a seguito dell'installazione del rivestimento definitivo con l'avanzare dello scavo, la plasticizzazione del terreno non si estenda ulteriormente. È altresì evidente come lo scavo delle singole canne del tunnel non generi disturbi sulla canna adiacente.

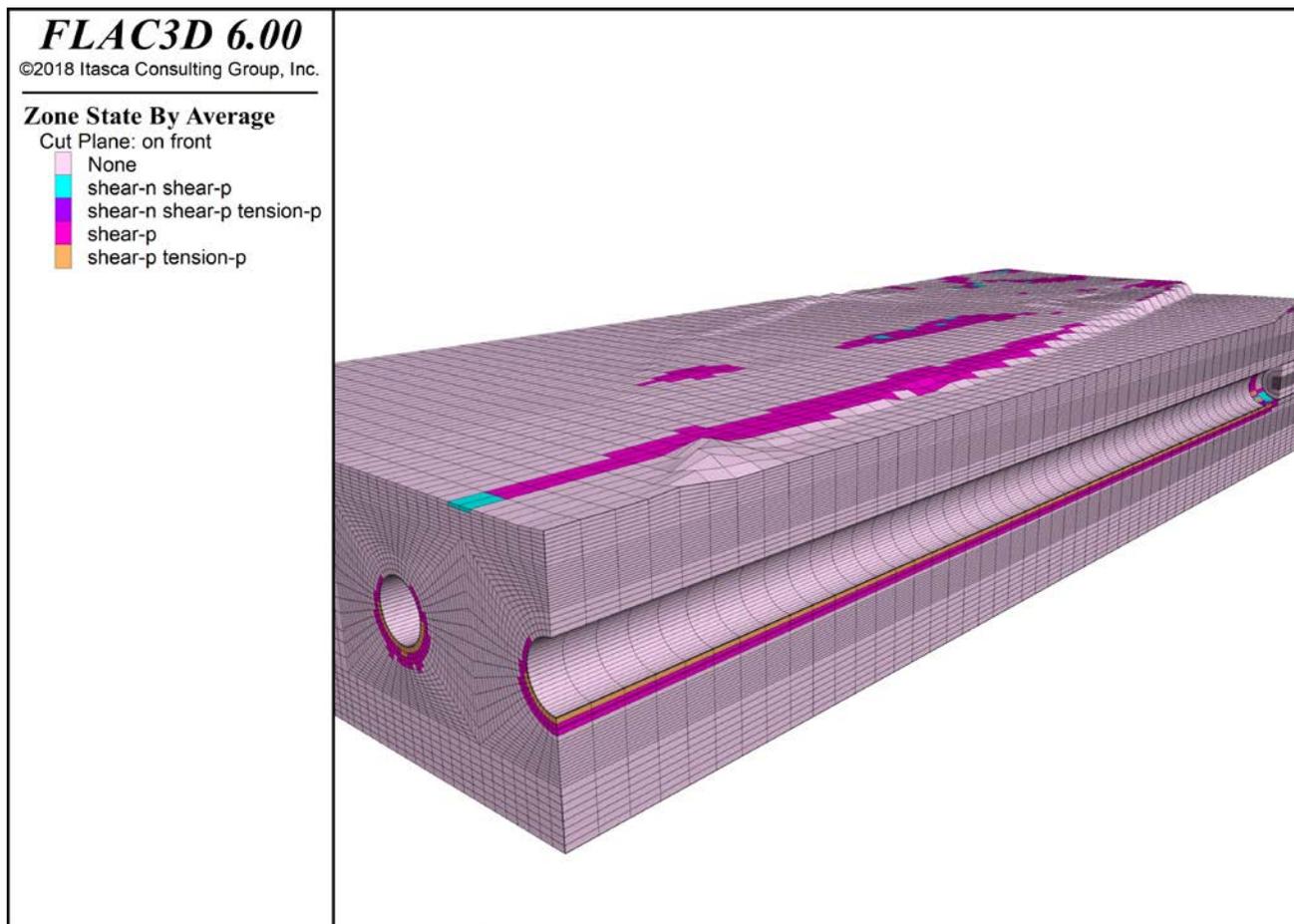


Figura 8.8 – Spaccato del modello (stage 52) mostrante le zone plastiche al completamento dello scavo.

8.3.1. Cedimenti in superficie e bacino di subsidenza

Nella Figura 8.9 viene mostrata l'evoluzione dei cedimenti in superficie, ovvero degli spostamenti verticali (positivi verso l'alto e negativi verso il basso) lungo la superficie topografica all'avanzare dello scavo. Tali cedimenti, compresi tra -2.0 e -8.0 mm, risultano distribuiti in maniera leggermente asimmetrica, con un massimo in corrispondenza della canna sinistra intorno ad un avanzamento pari ad $x = 155$ m. Con l'avanzare dello scavo non si notano inoltre significative variazioni nel pattern dei cedimenti che si mantengono sempre localizzati sulla verticale di ciascuna canna.

Nella Figura 8.10 è possibile osservare il bacino di subsidenza al completamento dello scavo per diverse sezioni trasversali. Il massimo spostamento è localizzato in arco rovescio e pari a 25.0 mm (sollevamento), dove non è presente il consolidamento. In calotta si individua il massimo cedimento che raggiunge -12.9 mm.

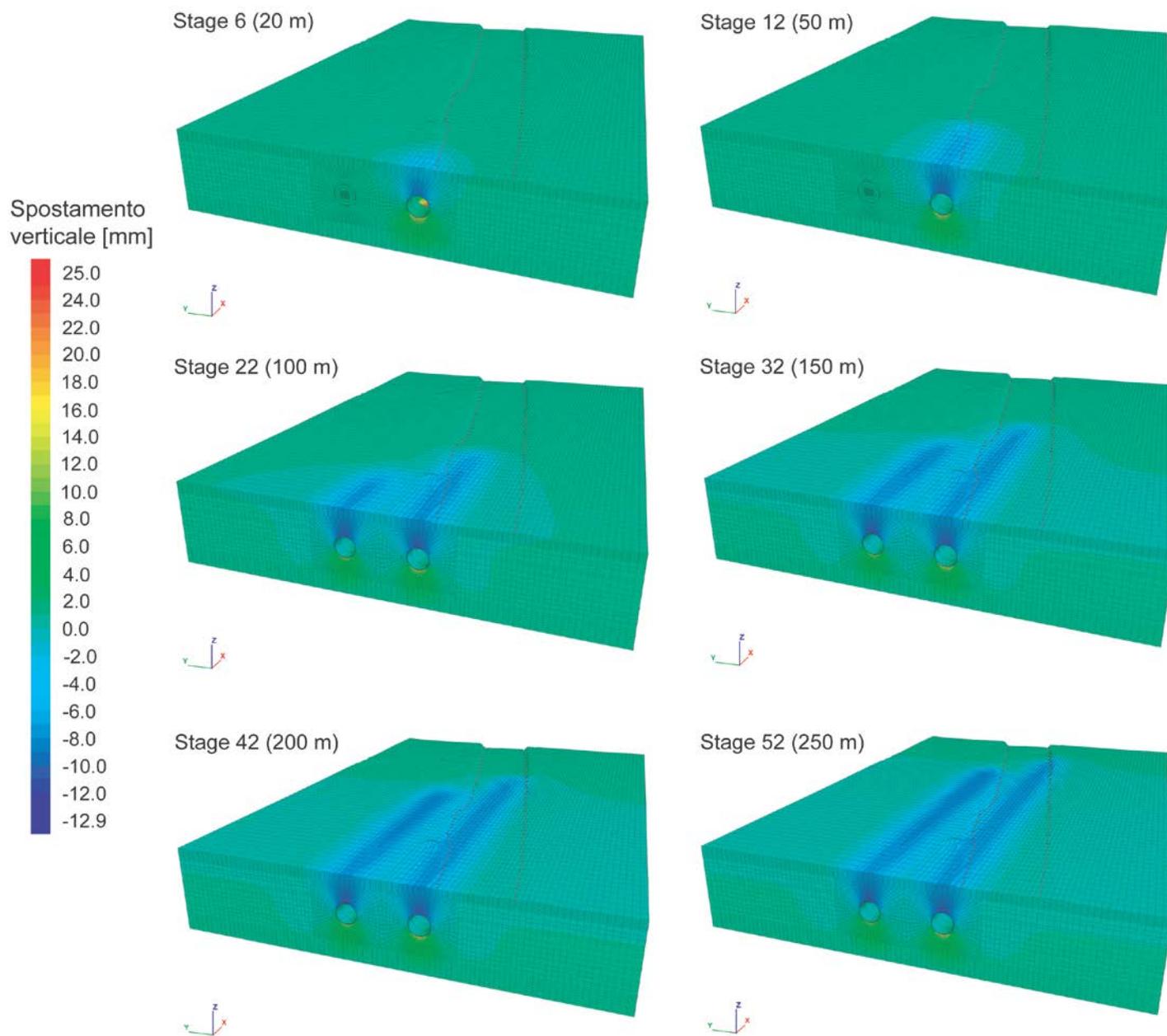


Figura 8.9 – Evoluzione dei cedimenti in superficie all'avanzare dello scavo. Gli avanzamenti si riferiscono alla canna dx del tunnel.

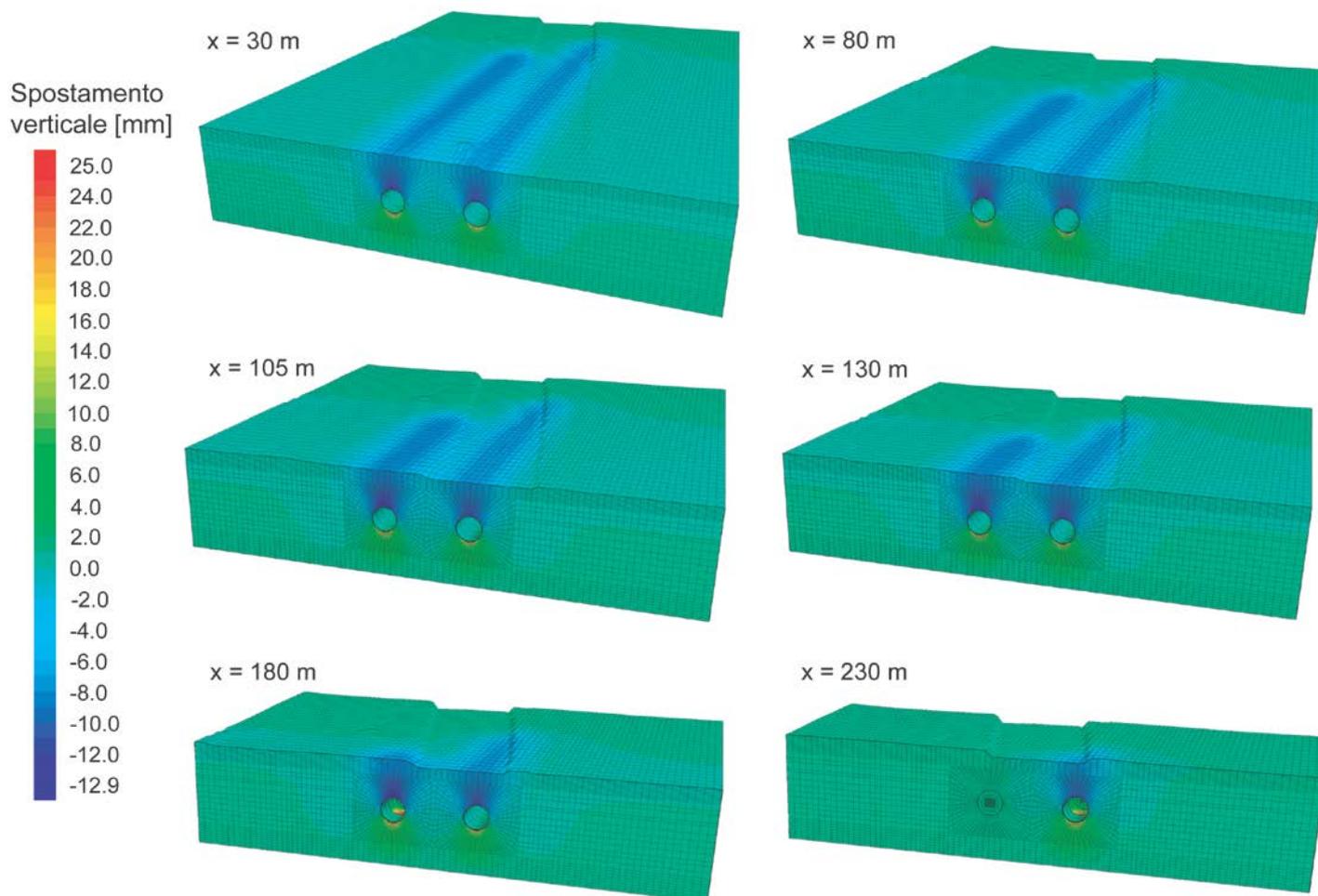


Figura 8.10 – Bacino di subsidenza al completamento dello scavo (Stage 52) per differenti sezioni trasversali.

8.3.2. Effetti indotti dallo scavo sull'infrastruttura autostradale

Per rendere più chiaro in termini quantitativi l'effetto indotto in superficie e sull'infrastruttura autostradale dallo scavo delle due canne del tunnel Lonato, la Figura 8.11 illustra il profilo trasversale dei cedimenti superficiali al termine dello scavo in nove sezioni comprese tra $x=30$ m e $x=230$ m e distanziate di 25 m l'una dall'altra. Per verifica e confronto si riporta nella stessa figura con linea tratteggiata anche il profilo dei cedimenti ottenuto dall'analisi bidimensionale per la sezione 1. La sovrapposizione con i risultati del modello tridimensionale si dimostra soddisfacente. È bene notare che il modello tridimensionale denota dei cedimenti al di sopra dell'asse della canna sinistra di quasi 1 mm superiori rispetto a quelli al di sopra dell'asse della canna destra (si osservi a tal fine il Profilo 6).

La Figura 8.12 infine indica il valore dei cedimenti al termine dello scavo in corrispondenza dell'asse delle due carreggiate dell'autostrada in 41 punti compresi tra $x=30$ m e $x=230$ m e distanziati di 5 m l'uno dall'altro. Il massimo cedimento in carreggiata sud (direzione Venezia) si verifica in $x=180$ m ed è pari a -7.0 mm. In carreggiata nord (direzione Milano) il cedimento massimo è lievemente inferiore (-6.9 mm) ed è localizzato in $x=90$ m.

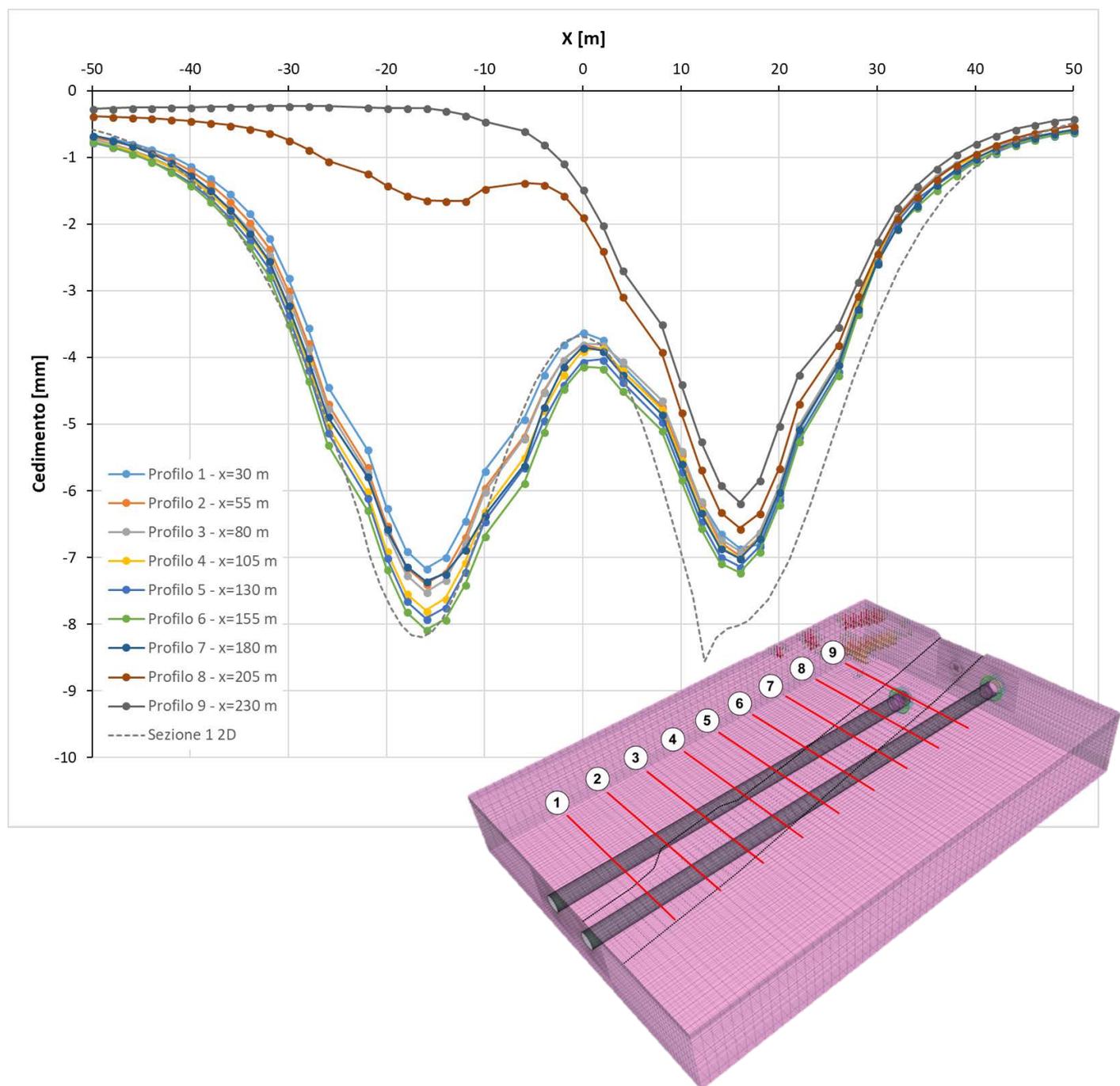


Figura 8.11 – Profili trasversali dei cedimenti al termine dello scavo (Stage 52) in corrispondenza dell’intersezione tra la galleria Lonato e autostrada.

9. VERIFICHE STATICHE IN FASE PROVVISORIA DEI CONCI E DEI LORO COLLEGAMENTI

9.1. Verifiche statiche in fase provvisoria

Nel corso del presente paragrafo saranno presentate le verifiche eseguite sui conci in merito alle fasi transitorie di costruzione, di trasporto e di montaggio in cantiere.

Saranno in particolare verificati i conci nelle seguenti condizioni:

1. Rimozione dei casseri in stabilimento
2. Prima movimentazione in stabilimento
3. Stoccaggio in stabilimento dopo la scasseratura e fino a completa maturazione del calcestruzzo
4. Stoccaggio in cantiere a completa maturazione del calcestruzzo
5. Fase di montaggio: sollevamento del concio da parte dell'erettore
6. Fase di spinta dei martinetti della TBM: verifica della pressione di contatto sotto le scarpe dei martinetti; verifica delle trazioni indotte nel calcestruzzo per effetto della pressione esercitata dai martinetti di spinta.

I conci, realizzati in stabilimento, sono estratti dai casseri, sollevati e trasportati fino all'area di stoccaggio.

Si ipotizza che queste operazioni avvengano quando il calcestruzzo ha raggiunto una resistenza caratteristica $R_{ck} \geq 15\text{MPa}$ (C12/15).

Al termine del periodo di stoccaggio si procede al trasporto dei conci in cantiere: si assume che queste operazioni avvengano quando il calcestruzzo ha raggiunto una resistenza caratteristica $R_{ck} \geq 45\text{MPa}$ (C35/45).

Il montaggio dei conci avviene mediante apposito meccanismo erettore, ubicato immediatamente a tergo del dispositivo di scavo.

Tutte le verifiche sono state eseguite nelle condizioni più gravose per ogni singola fase trattata.

Le caratteristiche dei conci sono le seguenti:

Dimensioni dei conci (anello composto da n. 6 conci)

- Lunghezza, $L = 2.00\text{ m}$
- Spessore, $h = 0.45\text{ m}$
- Sviluppo del concio pari a $B = 4.84\text{ m}$ nella sezione di mezzeria
- Raggio interno = 4.40 m , Raggio esterno = 4.85 m

Dettagli armature (Figura 9.1)

- Copriferro, $c = 40\text{ mm}$ all'estradosso e all'intradosso dell'armatura longitudinale
- Armatura longitudinale n.40 $\varnothing 10$
- Armatura circonferenziale n.16 $\varnothing 16$ (intradosso) + n.16 $\varnothing 16$ (estradosso)
- Armatura perimetrale n.2 $\varnothing 8$
- Armatura di rinforzo per la spinta dei martinetti n.1+1 $\varnothing 10@15\text{cm}$ (minimo)

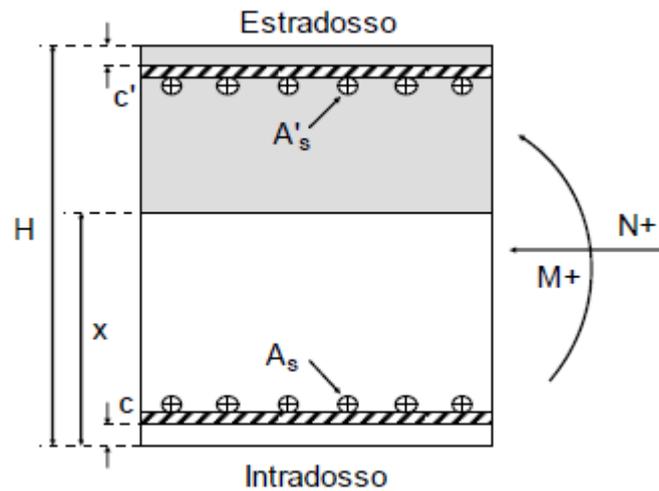


Figura 9.1 – Armatura longitudinale e circonferenziale

9.1.1. Verifica in fase di rimozione dei casseri

La verifica nella fase di scasseratura viene eseguita ipotizzando cautelativamente che il conccio venga sollevato ai suoi estremi. Viene pertanto utilizzato un modello di trave su due appoggi.

Si ipotizza che oltre al peso proprio, maggiorato per tenere conto dei carichi dinamici, agisca anche una forza di adesione al cassero pari a 2.00 kPa.

In questa fase il calcestruzzo non ha ancora raggiunto la maturazione completa, pertanto si assume $R_{ck} \geq 15$ MPa.

Le verifiche sono riportate nel seguente prospetto e risultano soddisfatte.

RIMOZIONE DEI CASSERI			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DI RESISTENZA			
Lunghezza media concio	Bm	4,84	m
Spessore concio	s	0,45	m
Altezza concio	L	2,00	m
Resistenza a compressione CLS	Rck	15,00	MPa
Resistenza caratteristica CLS ($f_{ck} = 0,83 \cdot f_{cd}$)	fck	12,45	MPa
Coefficiente parziale sicurezza CLS	γ_c	1,50	-
Coefficiente riduttivo lunga durata	acc	1,00	-
Resistenza di calcolo a compressione ($f_{cd} = acc \cdot f_{ck} / \gamma_c$)	fcd	8,30	MPa
Resistenza media a trazione semplice ($f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$)	fctm	1,61	MPa
Resistenza a trazione caratteristica ($f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$)	fctk	1,13	MPa
Resistenza di calcolo a trazione ($f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$)	fctd	0,75	MPa
CARICHI AGENTI SUL CONCIO			
Peso proprio ($W = 25 \cdot s \cdot L$)	W	22,50	KN/m
Incremento vibrazionale ($V = 0,60 \cdot W$)	V	13,50	KN/m
Adesione cassero ($A = 2 \text{ kPa} \cdot L$)	A	2,00	kN/m
Ptot = Carico sollecitante =	PTOT	38,00	KN/m
Momento massimo ($M_{max} = PTOT \cdot Bm^2 / 8$)	Mmax	111,27	KN.m/m
Taglio massimo ($V_{max} = PTOT \cdot Bm / 2$)	Vmax	91,96	KN
Momento di progetto ($M_{sd} = 1,5 \cdot M_{max}$)	Msd	166,91	KN.m/m
Taglio di progetto ($V_{sd} = 1,5 \cdot V_{max}$)	Vsd	137,94	KN
VERIFICHE SUL CONCIO			
Verifica a flessione			
Momento resistente di progetto ($R_{ck} = 15 \text{ MPa}$)	Mrd	458,50	kN.m/m
Momento sollecitante di progetto	Med	166,91	kN.m/m
Verifica	Mrd/Med	2,75	OK
Verifica taglio			
Taglio resistente sezione priva di armatura a taglio	Vrd	177,40	kN.m/m
Taglio sollecitante di progetto	Ved	137,94	kN.m/m
Verifica	Vrd/Ved	1,29	OK

9.1.2. Verifica in fase di prima movimentazione

La verifica nella fase di prima movimentazione del concio viene eseguita ipotizzando cautelativamente che il concio venga sollevato ai suoi estremi. Viene pertanto utilizzato un modello di trave su due appoggi.

L'unico carico agente in questa fase è il peso proprio, maggiorato per tenere conto degli effetti dinamici.

In questa fase il calcestruzzo non ha ancora raggiunto la maturazione completa, pertanto si assume $R_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$.

Le verifiche sono riportate nel seguente prospetto e risultano soddisfatte.

PRIMA MOVIMENTAZIONE			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DI RESISTENZA			
Lunghezza media concio	Bm	4,84	m
Spessore concio	s	0,45	m
Altezza concio	L	2,00	m
Resistenza a compressione CLS	Rck	15,00	MPa
Resistenza caratteristica CLS ($f_{ck} = 0,83 \cdot f_{cd}$)	fck	12,45	MPa
Coefficiente parziale sicurezza CLS	γ_c	1,50	-
Coefficiente riduttivo lunga durata	acc	1,00	-
Resistenza di calcolo a compressione ($f_{cd} = acc \cdot f_{ck} / \gamma_c$)	fcd	8,30	MPa
Resistenza media a trazione semplice ($f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$)	fctm	1,61	MPa
Resistenza a trazione caratteristica ($f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$)	fctk	1,13	MPa
Resistenza di calcolo a trazione ($f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$)	fctd	0,75	MPa
CARICHI AGENTI SUL CONCIO			
Peso proprio ($W = 25 \cdot s \cdot L$)	W	22,50	KN/m
Incremento vibrazionale ($V = 0,60 \cdot W$)	V	13,50	KN/m
Ptot = Carico sollecitante =	PTOT	36,00	KN/m
Momento massimo ($M_{max} = PTOT \cdot Bm^2 / 8$)	Mmax	105,42	KN.m/m
Taglio massimo ($V_{max} = PTOT \cdot Bm / 2$)	Vmax	87,12	KN
Momento di progetto ($M_{sd} = 1,5 \cdot M_{max}$)	Msd	158,12	KN.m/m
Taglio di progetto ($V_{sd} = 1,5 \cdot V_{max}$)	Vsd	130,68	KN
VERIFICHE SUL CONCIO			
Verifica a flessione			
Momento resistente di progetto (Rck=15MPa)	Mrd	458,50	kN.m/m
Momento sollecitante di progetto	Med	158,12	kN.m/m
Verifica	Mrd/Med	2,90	OK
Verifica taglio			
Taglio resistente sezione priva di armatura a taglio	Vrd	177,40	kN.m/m
Taglio sollecitante di progetto	Ved	130,68	kN.m/m
Verifica	Vrd/Ved	1,36	OK

9.1.3. Verifica in fase di stoccaggio dei conci in stabilimento

Dopo la scasseratura, i conci vengono stoccati in stabilimento prima di essere spostati in cantiere, formando cataste di 4 elementi al massimo. La catasta viene sostenuta da due travetti in legno a sezione rettangolare (12x10cm) posti ad una distanza di 120cm tra loro; tra ogni concio vengono posizionati altri due travetti identici, posti ad una distanza di 100cm tra loro.

La verifica viene pertanto eseguita nelle condizioni più gravose, analizzando il concio posto alla base della catasta.

Il carico agente in questa fase è il peso proprio dei singoli conci; viene applicato un coefficiente moltiplicativo pari a 1.50 al peso dell'ultimo concio, per tenere conto degli effetti dinamici.

In questa fase il calcestruzzo non ha ancora raggiunto la maturazione completa, pertanto si assume $R_{ck} \geq 15$ MPa.

Data la configurazione dei carichi, si assume un modello di trave sollecitata dalla reazione dei travetti posti sopra e sotto il concio, oltre che dal peso proprio (Figura 9.2).

Le verifiche sono riportate nel seguente prospetto e risultano soddisfatte.

STOCCAGGIO CONCI IN STABILIMENTO			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DI RESISTENZA			
Lunghezza media concio	Bm	4,84	m
Spessore concio	s	0,45	m
Altezza concio	L	2,00	m
Resistenza a compressione CLS	Rck	15,00	MPa
Resistenza caratteristica CLS ($f_{ck} = 0,83 \cdot f_{cd}$)	fck	12,45	MPa
Coefficiente parziale sicurezza CLS	γ_c	1,50	-
Coefficiente riduttivo lunga durata	α_{cc}	1,00	-
Resistenza di calcolo a compressione ($f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$)	fcd	8,30	MPa
Resistenza media a trazione semplice ($f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$)	fctm	1,61	MPa
Resistenza a trazione caratteristica ($f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$)	fctk	1,13	MPa
Resistenza di calcolo a trazione ($f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$)	fctd	0,75	MPa
CARICHI AGENTI SUL CONCIO			
Numero di conci accatastati	n	4,00	-
Spaziatura travetti superiori	dN	1,00	m
Spaziatura travetti inferiori	dR	1,20	m
Peso proprio ($W = 25 \cdot s \cdot L$)	W	22,50	KN/m
Azione appoggio superiore ($N = Bm \cdot ((n-2) \cdot W + 1 \cdot 1,50 \cdot W) / 2$)	N	190,58	KN/m
Reazione appoggio inferiore ($R = N + Bm \cdot W / 2$)	R	245,03	KN/m
Azioni in corrispondenza dell'appoggio inferiore			
Momento sollecitante ($MR = W \cdot (Bm - dR) / 2 \cdot (Bm - dR) / 2$)	MR	37,26	KN.m/m
Taglio sollecitante ($VR = W \cdot (Bm - dR) / 2 - R$)	VR	-204,08	KN
Momento di progetto ($Msd = 1,5 \cdot Mmax$)	Msd	55,90	KN.m/m
Taglio di progetto ($Vsd = 1,5 \cdot Vmax$)	Vsd	-306,11	KN
Azioni in corrispondenza dell'appoggio superiore			
Momento sollecitante ($MN = W \cdot (Bm - dN)^2 / 8 - R \cdot (dR - dN) / 2$)	MN	16,97	KN.m/m
Taglio sollecitante ($VN = W \cdot (Bm - dN) / 2 + N - R$)	VN	-11,25	KN
Momento di progetto ($Msd = 1,5 \cdot Mmax$)	Msd	25,45	KN.m/m
Taglio di progetto ($Vsd = 1,5 \cdot Vmax$)	Vsd	-16,88	KN
Azioni in mezzeria			
Momento sollecitante ($MS = W \cdot Bm^2 / 8 - R \cdot (dR - dN) / 2$)	MR	14,16	KN.m/m
Taglio sollecitante ($VS = W \cdot Bm / 2 + N - R$)	VN	0,00	KN
Momento di progetto ($Msd = 1,5 \cdot Mmax$)	Msd	21,24	KN.m/m
Taglio di progetto ($Vsd = 1,5 \cdot Vmax$)	Vsd	0,00	KN
VERIFICHE SUL CONCIO			
Verifica a flessione			
Momento resistente di progetto ($Rck = 15 \text{ MPa}$)	Mrd	458,50	kN.m/m
Momento sollecitante di progetto	Med	55,90	kN.m/m
Verifica	Mrd/Med	8,20	OK
Verifica taglio			
Taglio resistente sezione priva di armatura a taglio	Vrd	177,40	kN.m/m
Taglio sollecitante di progetto	Ved	306,11	kN.m/m
Verifica	Vrd/Ved	0,58	NO
Taglio resistente sezione con armatura a taglio	Vrd	561,09	kN.m/m
	Vrd/Ved	1,83	OK

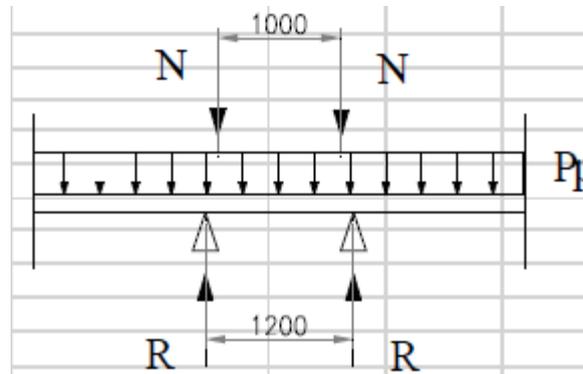


Figura 9.2 – Modello di calcolo adottato per la verifica in fase di stoccaggio

9.1.4. Verifica in fase di stoccaggio dei conci in stabilimento

Dopo l'avvenuta maturazione del calcestruzzo, i conci vengono trasferiti in cantiere formando cataste di 7 elementi al massimo. La catasta viene sostenuta da due travetti in legno a sezione rettangolare (12x10cm) posti ad una distanza di 120cm tra loro; tra ogni concio vengono posizionati altri due travetti identici, posti ad una distanza di 100cm tra loro.

La verifica viene pertanto eseguita nelle condizioni più gravose, analizzando il concio posto alla base della catasta.

Il carico agente in questa fase è il peso proprio dei singoli conci; viene applicato un coefficiente moltiplicativo pari a 1.50 al peso dell'ultimo concio, per tenere conto degli effetti dinamici.

In questa fase il calcestruzzo ha ancora raggiunto la maturazione completa, pertanto si assume $R_{ck} \geq 45$ MPa.

Data la configurazione dei carichi, si assume un modello di trave sollecitata dalla reazione dei travetti posti sopra e sotto il concio, oltre che dal peso proprio (Figura 9.2).

Le verifiche sono riportate nel seguente prospetto e risultano soddisfatte.

STOCCAGGIO CONCI IN CANTIERE**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DI RESISTENZA**

Lunghezza media concio	Bm	4,84	m
Spessore concio	s	0,45	m
Altezza concio	L	2,00	m
Resistenza a compressione CLS	Rck	45,00	MPa
Resistenza caratteristica CLS ($f_{ck} = 0,83 \cdot f_{cd}$)	fck	37,35	MPa
Coefficiente parziale sicurezza CLS	γ_c	1,50	-
Coefficiente riduttivo lunga durata	acc	1,00	-
Resistenza di calcolo a compressione ($f_{cd} = acc \cdot f_{ck} / \gamma_c$)	fcd	24,90	MPa
Resistenza media a trazione semplice ($f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$)	fctm	3,35	MPa
Resistenza a trazione caratteristica ($f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$)	fctk	2,35	MPa
Resistenza di calcolo a trazione ($f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$)	fctd	1,56	MPa

CARICHI AGENTI SUL CONCIO

Numero di conci accatastati	n	7,00	-
Spaziatura travetti superiori	dN	1,00	m
Spaziatura travetti inferiori	dR	1,20	m
Peso proprio ($W = 25 \cdot s \cdot L$)	W	22,50	KN/m
Azione appoggio superiore ($N = Bm \cdot ((n-2) \cdot W + 1 \cdot 1,50 \cdot W) / 2$)	N	353,93	KN/m
Reazione appoggio inferiore ($R = N + Bm \cdot W / 2$)	R	408,38	KN/m

Azioni in corrispondenza dell'appoggio inferiore

Momento sollecitante ($MR = W \cdot (Bm - dR) / 2 \cdot (Bm - dR) / 2$)	MR	37,26	KN.m/m
Taglio sollecitante ($VR = W \cdot (Bm - dR) / 2 - R$)	VR	-367,43	KN
Momento di progetto ($Msd = 1,5 \cdot Mmax$)	Msd	55,90	KN.m/m
Taglio di progetto ($Vsd = 1,5 \cdot Vmax$)	Vsd	-551,14	KN

Azioni in corrispondenza dell'appoggio superiore

Momento sollecitante ($MN = W \cdot (Bm - dN)^2 / 8 - R \cdot (dR - dN) / 2$)	MN	0,63	KN.m/m
Taglio sollecitante ($VN = W \cdot (Bm - dN) / 2 + N - R$)	VN	-11,25	KN
Momento di progetto ($Msd = 1,5 \cdot Mmax$)	Msd	0,95	KN.m/m
Taglio di progetto ($Vsd = 1,5 \cdot Vmax$)	Vsd	-16,88	KN

Azioni in mezzzeria

Momento sollecitante ($MS = W \cdot Bm^2 / 8 - R \cdot (dR - dN) / 2$)	MR	-2,18	KN.m/m
Taglio sollecitante ($VS = W \cdot Bm / 2 + N - R$)	VN	0,00	KN
Momento di progetto ($Msd = 1,5 \cdot Mmax$)	Msd	-3,27	KN.m/m
Taglio di progetto ($Vsd = 1,5 \cdot Vmax$)	Vsd	0,00	KN

VERIFICHE SUL CONCIO**Verifica a flessione**

Momento resistente di progetto ($Rck = 15MPa$)	Mrd	476,10	kN.m/m
Momento sollecitante di progetto	Med	55,90	kN.m/m
Verifica	Mrd/Med	8,52	OK

Verifica taglio

Taglio resistente sezione priva di armatura a taglio	Vrd	255,90	kN.m/m
Taglio sollecitante di progetto	Ved	551,14	kN.m/m
Verifica	Vrd/Ved	0,46	NO
Taglio resistente sezione con armatura a taglio	Vrd	561,09	kN.m/m
	Vrd/Ved	1,02	OK

9.1.5. Verifica in fase di montaggio dei concii

Nel corso della fase di montaggio, il concio viene sollevato dalla pinze del meccanismo erettore e messo in posizione.

Si assume pertanto un modello di trave su un unico appoggio. Le verifiche sono riportate nel seguente prospetto e risultano soddisfatte.

FASE DI MONTAGGIO			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DI RESISTENZA			
Lunghezza media concio	Bm	4,84	m
Spessore concio	s	0,45	m
Altezza concio	L	2,00	m
Resistenza a compressione CLS	Rck	45,00	MPa
Resistenza caratteristica CLS ($f_{ck} = 0,83 \cdot f_{cd}$)	fck	37,35	MPa
Coefficiente parziale sicurezza CLS	yc	1,50	-
Coefficiente riduttivo lunga durata	acc	1,00	-
Resistenza di calcolo a compressione ($f_{cd} = acc \cdot f_{ck} / \gamma_c$)	fcd	24,90	MPa
Resistenza media a trazione semplice ($f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$)	fctm	3,35	MPa
Resistenza a trazione caratteristica ($f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$)	fctk	2,35	MPa
Resistenza di calcolo a trazione ($f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$)	fctd	1,56	MPa
CARICHI AGENTI SUL CONCIO			
Peso proprio ($W = 25 \cdot s \cdot L$)	W	22,50	KN/m
Incremento vibrazionale ($V = 0,60 \cdot W$)	V	13,50	KN/m
Ptot = Carico sollecitante =	PTOT	36,00	KN/m
Momento massimo ($M_{max} = PTOT \cdot Bm^2 / 8$)	Mmax	105,42	KN.m/m
Taglio massimo ($V_{max} = PTOT \cdot Bm / 2$)	Vmax	87,12	KN
Momento di progetto ($M_{sd} = 1,5 \cdot M_{max}$)	Msd	158,12	KN.m/m
Taglio di progetto ($V_{sd} = 1,5 \cdot V_{max}$)	Vsd	130,68	KN
VERIFICHE SUL CONCIO			
Verifica a flessione			
Momento resistente di progetto ($R_{ck} = 15 \text{ MPa}$)	Mrd	458,50	kN.m/m
Momento sollecitante di progetto	Med	158,12	kN.m/m
Verifica	Mrd/Med	2,90	OK
Verifica taglio			
Taglio resistente sezione priva di armatura a taglio	Vrd	255,90	kN.m/m
Taglio sollecitante di progetto	Ved	130,68	kN.m/m
Verifica	Vrd/Ved	1,96	OK

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GN 020 0 001

Rev.
A

Foglio
258 di 268

9.1.6. Verifica in fase di spinta dei martinetti

9.1.6.1. Condizioni di spinta sul concio

La TBM esercita un spinta sui conci mediante 36 martinetti, raggruppati a coppie per un totale di 18 gruppi di spinta; la piastra di ripartizione, per le presenti verifiche, ha dimensioni 100 x 40 cm.

La massima forza prevista per la spinta delle scudo in condizioni ordinarie è pari a 107500 kN; in condizioni eccezionali può essere raggiunto per periodi di tempo molto brevi il valore di 135000 kN.

Viene eseguita la verifica del comportamento lungo la direzione dell'asse della galleria ipotizzando una possibile eccentricità del carico pari a 5 cm. Le verifiche sono riportate nel seguente prospetto e risultano soddisfatte.

VERIFICA DELLE CONDIZIONI DI SPINTA SUL CONCIO**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DI RESISTENZA**

Lunghezza media concio	Bm	4.84	m
Spessore concio	s	0.45	m
Altezza concio	L	2.00	m
Resistenza a compressione CLS	Rck	45.00	MPa
Resistenza caratteristica CLS ($f_{ck} = 0,83 \cdot f_{cd}$)	fck	37.35	MPa
Coefficiente parziale sicurezza CLS	γ_c	1.50	-
Coefficiente riduttivo lunga durata	acc	1.00	-
Resistenza di calcolo a compressione ($f_{cd} = acc \cdot f_{ck} / \gamma_c$)	fcd	24.90	MPa
Resistenza media a trazione semplice ($f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$)	fctm	3.35	MPa
Resistenza a trazione caratteristica ($f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$)	fctk	2.35	MPa
Resistenza di calcolo a trazione ($f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$)	fctd	1.56	MPa

CARICHI AGENTI SUL CONCIO

Massima spinta scudo TBM (valore standard)	Nmax	107500.00	kN
Massima spinta scudo TBM (valore eccezionale)	Nmax,exc	135000.00	kN
Numero totale martinetti	n	36.00	-
Numero martinetti per gruppo	n1	2.00	-
Eccentricità geometrica	eG	0.00	m
Eccentricità del carico	EN	0.05	m
Eccentricità totale	e	0.05	m

Condizioni normali

Spinta sul concio più sollecitato	N	11944.44	kN
Momento sul concio più sollecitato	M	597.22	kN.m
Coefficiente parziale sulle azioni (NTC Tab.2.6.I)	γ_Q	1.50	-
Azione assiale di progetto	Nd	17916.67	kN
Momento flettente di progetto	Md	895.83	kN.m
Azione assiale di progetto riferita ad 1m di concio	Nsd	3701.79	kN
Momento flettente di progetto riferita ad 1m di concio	Msd	185.09	kN.m

Condizioni eccezionali

Spinta sul concio più sollecitato	N	15000.00	kN
Momento sul concio più sollecitato	M	750.00	kN.m
Coefficiente parziale sulle azioni (NTC Tab.2.6.I)	γ_Q	1.00	-
Azione assiale di progetto	Nd	15000.00	kN
Momento flettente di progetto	Md	750.00	kN.m
Azione assiale di progetto riferita ad 1m di concio	Nsd	3099.17	kN
Momento flettente di progetto riferita ad 1m di concio	Msd	154.96	kN.m

VERIFICHE SUL CONCIO**Verifica a presso flessione in condizioni normali**

Momento resistente di progetto (Rck=45MPa)	Mrd	654.56	kN.m/m
Momento sollecitante di progetto	Med	185.09	kN.m/m
Verifica	Mrd/Med	3.54	OK

Verifica a presso flessione in condizioni eccezionali

Momento resistente di progetto (Rck=45MPa)	Mrd	647.18	kN.m/m
Momento sollecitante di progetto	Med	154.96	kN.m/m
Verifica	Mrd/Med	4.18	OK

9.1.6.2. Verifica delle pressioni di contatto

La spinta applicata dai martinetti si scarica sui concii applicando una pressione sull'area di contatto. Vengono eseguite le seguenti verifiche, ipotizzando che il calcestruzzo sia completamente maturo e che sia pertanto caratterizzato da un $R_{ck} \geq 45$ MPa:

- verifica delle pressioni di contatto,
- verifica alla diffusione del carico per aree parzialmente caricate (Figura 9.3).

Le verifiche sono riportate nel seguente prospetto e risultano soddisfatte.

VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI LOCALI			
<i>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DI RESISTENZA</i>			
Lunghezza media concio	Bm	5.08	m
Spessore concio	s	0.45	m
Altezza concio	L	2.00	m
Resistenza a compressione CLS	Rck	45.00	MPa
Resistenza caratteristica CLS ($f_{ck} = 0,83 \cdot f_{cd}$)	fck	37.35	MPa
Coefficiente parziale sicurezza CLS	γ_c	1.50	-
Coefficiente riduttivo lunga durata	α_{cc}	1.00	-
Resistenza di calcolo a compressione ($f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$)	fcd	24.90	MPa
Resistenza media a trazione semplice ($f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$)	fctm	3.35	MPa
Resistenza a trazione caratteristica ($f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$)	fctk	2.35	MPa
Resistenza di calcolo a trazione ($f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$)	fctd	1.56	MPa
Larghezza della piastra di ripartizione dei martinetti	b	1.00	m
Lunghezza della piastra di ripartizione dei martinetti	l	0.40	m
Impronta di carico	Ac	0.40	m ²
<i>VERIFICHE LOCALI SULLA SINGOLA PIASTRA</i>			
Verifica in condizioni normali			
Spinta sulla piastra di ripartizione	N	5972.22	m ²
Coefficiente parziale sulle azioni (NTC Tab.2.6.I)	γ_Q	1.50	-
Azione di progetto	Nd	8958.33	kN
Pressione di contatto	σ	22.40	MPa
Pressione limite	σ_{LIM}	24.90	MPa
Verifica	σ_{LIM} / σ	1.11	OK
Verifica in condizioni eccezionali			
Spinta sulla piastra di ripartizione	N	7500.00	m ²
Coefficiente parziale sulle azioni (NTC Tab.2.6.I)	γ_Q	1.00	-
Azione di progetto	Nd	7500.00	kN
Pressione di contatto	σ	18.75	MPa
Pressione limite	σ_{LIM}	24.90	MPa
Verifica	σ_{LIM} / σ	1.33	OK

VERIFICHE ALLA DIFFUSIONE DEL CARICO

Altezza area caricata	b1	0.40	m
Larghezza area caricata	d1	1.00	m
Altezza massima area di carico (min tra 3b1 e 45cm)	b2	0.45	m
Larghezza massima area di carico (min tra 3d1 e 484cm)	d2	3.00	m
Massima profondità diffusione carico (min tra d1/4+d2/2 e 2m)	h	1.75	
Superficie di applicazione del carico	Ac0	0.40	m2
Superficie di diffusione del carico	Ac1	1.35	m2
Azione resistente (EC2 §.6.7)	Frdu	18297.69	kN
Massima forza resistente	Fmax	29880.00	kN
Verifica in condizioni normali			
Spinta sulla piastra di ripartizione	N	5972.22	m2
Coefficiente parziale sulle azioni (NTC Tab.2.6.I)	γ_Q	1.50	-
Azione di progetto	Nd	8958.33	kN
Verifica 1	Nd < Frdu		OK
Verifica 2	Frdu < Fmax		OK
Verifica in condizioni eccezionali			
Spinta sulla piastra di ripartizione	N	7500.00	m2
Coefficiente parziale sulle azioni (NTC Tab.2.6.I)	γ_Q	1.00	-
Azione di progetto	Nd	7500.00	kN
Verifica 1	Nd < Frdu		OK
Verifica 2	Frdu < Fmax		OK

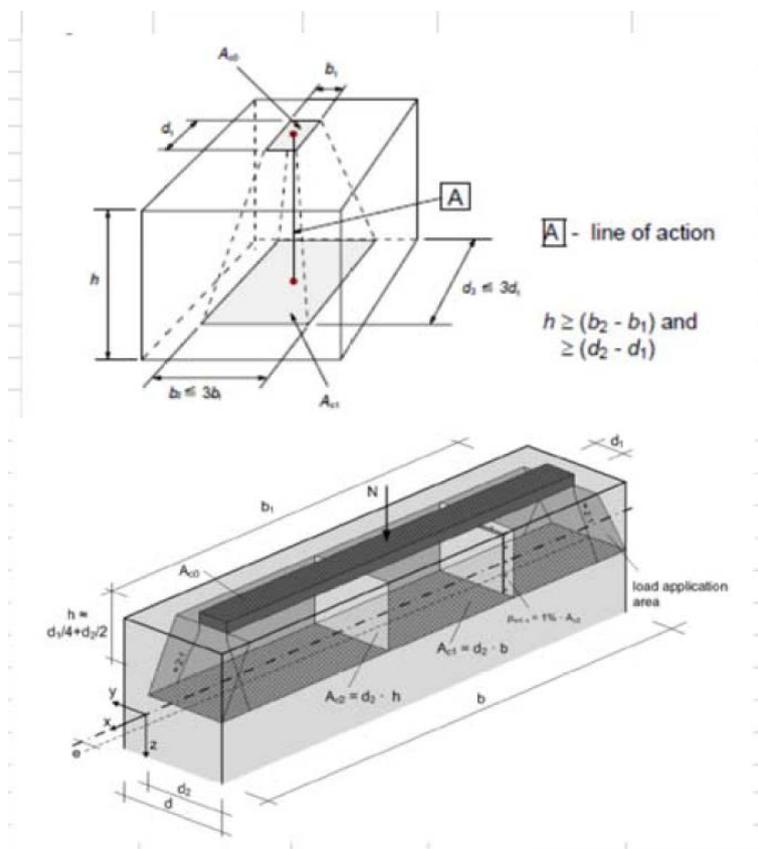


Figura 9.3 – Schema di calcolo per aree parzialmente caricate secondo EC2 §.6.7

9.1.6.3. Verifica delle trazioni in direzione radiale e longitudinale

La spinta applicata dai martinetti causa l'insorgere di sforzi di trazione nel calcestruzzo, che possono essere valutate con formulazioni proposte in letteratura secondo gli abachi mostrati in Figura 9.4.

Le verifiche sono riportate nel seguenti prospetti e risultano soddisfatte.

<i>VERIFICA DELLE TRAZIONI INDOTTE IN DIREZIONE RADIALE</i>			
Larghezza area di applicazione del carico (a = b1)	a	0.40	m
Massima larghezza dell'area diffusa (d = b2)	d	0.45	m
Altezza del volume di diffusione (h)	h	1.75	m
Verifica di applicabilità del metodo di calcolo	h > 2d		OK
Rapporto d/a	d/a	1.13	m
Posizione di inizio sforzi di trazione (abaco: x/d=0.24)	x1	0.11	m
Posizione del massimo sforzo di trazione (abaco: x/d=0.47)	x2	0.21	m
	C. norm.	C. eccez.	
Massima spinta (valore di design) Nu (kN)	8958.33	7500.00	
Trazione risultante Z (kN)	298.61	250.00	
σ steel (MPa)	450.00	450.00	
Area armatura: 2x \varnothing 10@15cm (mm ² /m)	1047.20	1047.20	
Area armatura minima (As=0.1 Ned/fyd)	66.36	55.56	
Resistenza a trazione Zres (kN)	471.24	471.24	
Fattore di sicurezza	1.58	1.88	
Verifica	OK	OK	
<i>VERIFICA DELLE TRAZIONI INDOTTE IN DIREZIONE LONGITUDINALE</i>			
Larghezza area di applicazione del carico (a = D1)	a	0.85	m
Massima larghezza dell'area diffusa (d = d2)	d	3.00	m
Altezza del volume di diffusione (h)	h	1.75	m
Rapporto d/a	d/a	3.53	m
Posizione di inizio sforzi di trazione (abaco: x/d=0.17)	x1	0.51	m
Posizione del massimo sforzo di trazione (abaco: x/d=0.38)	x2	1.14	m
Trazione massima condizioni normali (abaco: $\sigma_y/\sigma=0,30$)	Znorm	6.72	MPa
Trazione massima condizioni eccezionali (abaco: $\sigma_y/\sigma=0,30$)	Zexc	5.63	MPa
	C. norm.	C. eccez.	
Massima spinta (valore di design) Nu (kN)	8958.33	7500.00	
Trazione risultante Z (kN)	1605.03	1343.75	
σ steel (MPa)	450.00	450.00	
Estensione zona tesa (L=d-x1)	2.49	2.49	
Area armatura in zona tesa: 2x \varnothing 16@6,25cm (mm ² /m)	6433.98	6433.98	
Area armatura minima (As=0.1 Ned/fyd)	356.67	298.61	
Resistenza a trazione Zres (kN)	2895.29	2895.29	
Fattore di sicurezza	1.80	2.15	
Verifica	OK	OK	

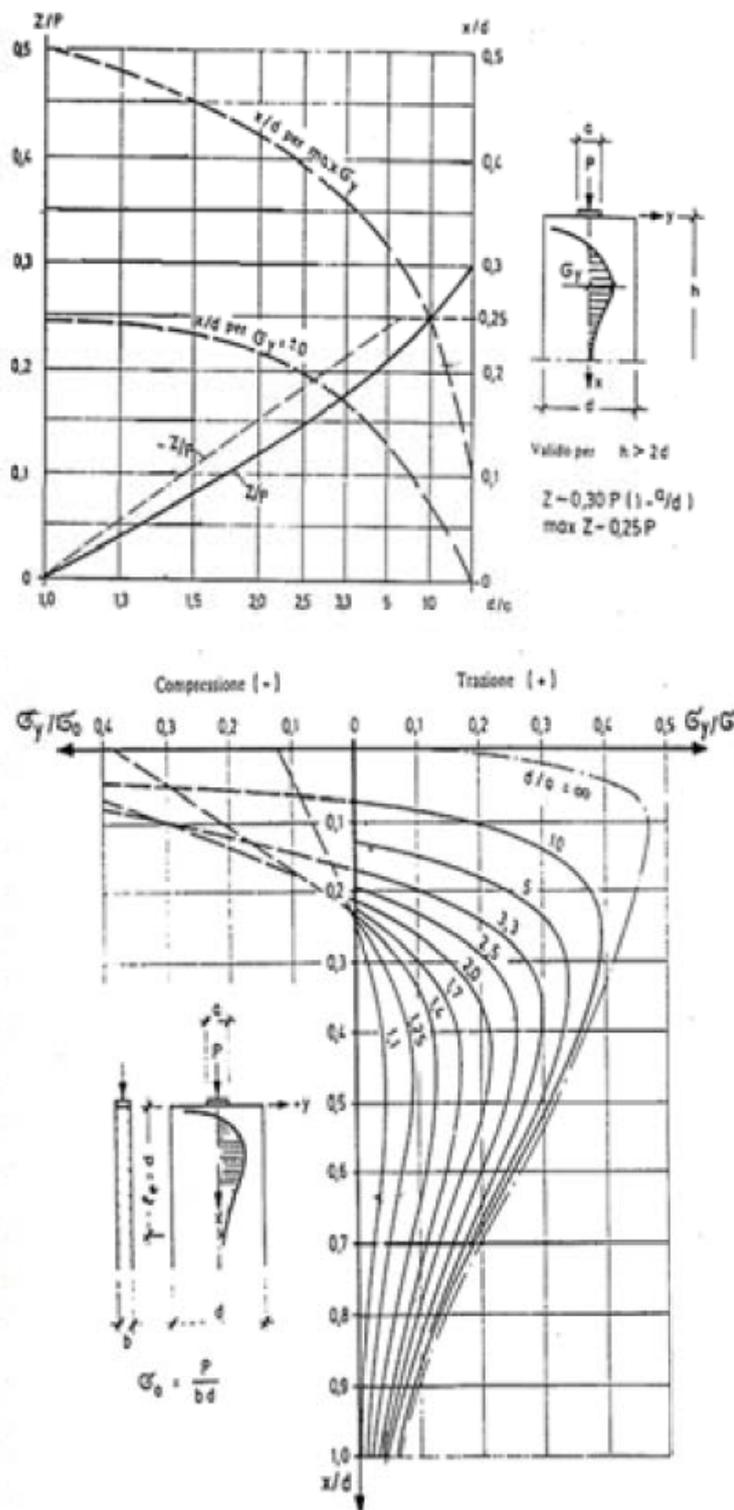


Figura 9.4 – Formulazioni di letteratura per il calcolo delle trazioni indotte dalla spinta dei martinetti (Leonhardt)

9.2. Verifiche degli elementi accessori del rivestimento

Il sistema di collegamento tra i diversi conci dello stesso anello sarà realizzato mediante bulloni tipo C45, diametro M27. I bulloni saranno montati durante la fase di posizionamento del concio, e dovranno garantire un'adeguata continuità tra gli anelli del rivestimento in fase di costruzione, in particolare contrastando la reazione causata dallo schiacciamento delle guarnizioni, che dovranno garantire l'impermeabilità con un carico idraulico di 5 bar.

Le principali caratteristiche dei bulloni sono le seguenti:

- Diametro nominale: M27 mm
- Area resistente: 459 mm²
- Limite elastico: 335 MPa.

Le principali caratteristiche del sistema di centraggio sono le seguenti:

- Resistenza all'estrazione ≥ 200 kN
- Resistenza al taglio ≥ 130 kN

Nel presente paragrafo sono analizzate le seguenti condizioni di carico:

- Concio montato e sostenuto solamente dai bulloni (errata manovra dei martinetti);
- Anello completo sospeso all'anello adiacente (iniezione non perfettamente eseguita);
- Sollecitazioni causate dallo schiacciamento delle guarnizioni.

9.2.1. Verifica in fase di installazione del concio

In questo paragrafo viene analizzata la condizione in cui un concio montato possa risultare temporaneamente sospeso a carico dei soli bulloni. Tale condizione non è in realtà prevista nelle normali procedure di montaggio, tuttavia viene presa in considerazione a favore di sicurezza, al fine di evitare che un concio che si trovi sospeso possa accidentalmente cadere a terra.

Le verifiche sono riportate nel seguenti prospetti e risultano soddisfatte.

VERIFICA INSTALLAZIONE DEL CONCIO

<i>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</i>			
Lunghezza media concio	Bm	4,84	m
Spessore concio	s	0,45	m
Altezza concio	L	2,00	m
Numero di connettori	n	3,00	-
Peso proprio del concio	W	108,90	kN
<i>AZIONI SOLLECITANTI</i>			
Taglio sul singolo connettore ($T = W/n$)	T	36,30	kN.m
Momento flettente ($M = W*L/2$)	M	108,90	kN.m
Braccio minimo (dwg)	bmin	0,44	m
Trazione sul singolo connettore ($N = M/bmin/n$)	N	82,50	kN
Coefficiente parziale sulle azioni (NTC Tab.2.6.I)	γ_Q	1,50	-
Trazione di progetto	Nd	123,75	m
Taglio di progetto	Td	54,45	kN
<i>VERIFICHE SUL CONNETTORE</i>			
Tipologia bullone		C45/M27	
Tensione a snervamento	f_y	335,00	MPa
Tensione a snervamento	f_{dN}	335,00	MPa
Tensione a snervamento	f_{dy}	236,88	MPa
Sezione resistente	Ares	459,00	mm
Verifica $(\tau/f_{dv})^2 + (\sigma/f_{dN})^2 \leq 1,00$	f	0,90	OK

9.2.2. Anello completo sospeso a quello adiacente

In questo paragrafo vengono analizzate le sollecitazioni a carico dei connettori nel caso in cui un anello completo appena installato si trovi sospeso a quello precedente, nell'ipotesi che l'iniezione a tergo dei conci non sia stata eseguita correttamente. Le verifiche sono riportate nel seguente prospetto e risultano soddisfatte.

VERIFICA ANELLO COMPLETO SOSPESO ALL'ANELLO ADIACENTE			
<i>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</i>			
Raggio esterno anello	Re	4,85	m
Raggio interno anello	Ri	4,40	m
Altezza concio	L	1,60	m
Numero di connettori	n	18,00	-
Inclinazione connettori	β	0,00	rad
<i>AZIONI SOLLECITANTI</i>			
Peso proprio anello	WTOT	523,08	kN
Momento flettente ($M = WTOT \cdot L/2$)	M	418,46	kN
Massima azione assiale	Nmax	10,05	kN
Massima azione tagliante	Tmax	29,06	kN
Coefficiente parziale sulle azioni (NTC Tab.2.6.l)	γ_Q	1,50	-
<i>VERIFICHE SUL CONNETTORE</i>			
Trazione di progetto	Nd	15,08	kN
Resistenza a trazione di progetto	Nrd	153,77	kN
Verifica	Nrd \geq Ned		OK
Taglio di progetto	Td	43,59	kN
Resistenza a taglio di progetto	Trd	108,73	kN
Verifica	Trd \geq Ted		OK

9.2.3. Verifica del comportamento delle guarnizioni

In questo paragrafo viene analizzato il comportamento delle guarnizioni, in particolare in merito a:

- Verifica della tenuta idraulica delle guarnizioni
- Verifica delle sollecitazioni causate dallo schiacciamento delle guarnizioni

Per quanto concerne la tenuta idraulica, si fa riferimento al grafico mostrato in Figura 9.5, che mostra come in corrispondenza di un offset di 15 mm e di un gap di 5 mm la tenuta idraulica risulti pari a circa 10 bar, superiore al valore richiesto per soddisfare la verifica, riportata nel seguente prospetto.

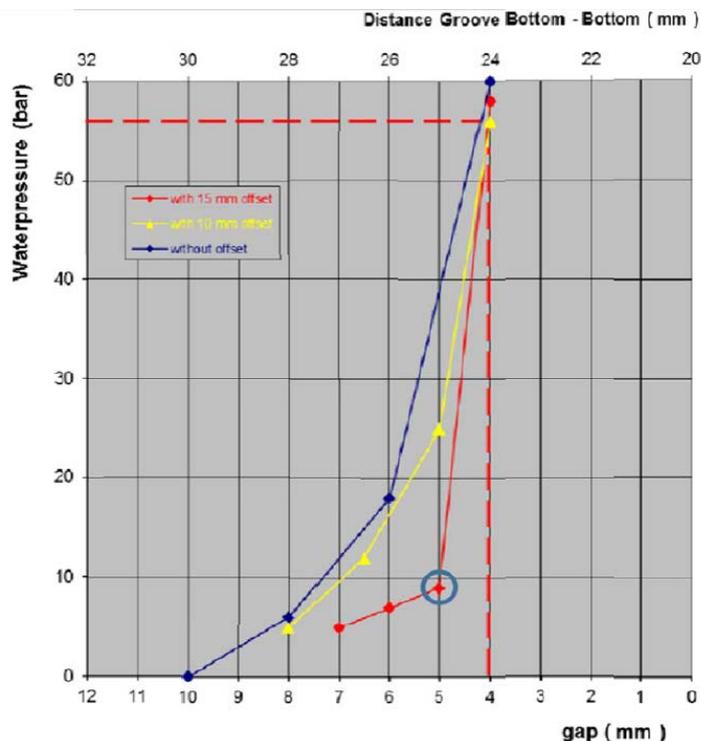


Figura 9.5 – Tenuta idraulica delle guarnizioni.

VERIFICA SULLE GUARNIZIONI

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DI RESISTENZA			
Lunghezza media concio	Bm	4.84	m
Spessore concio	s	0.45	m
Altezza concio	L	2.00	m
Resistenza a compressione CLS	Rck	45.00	MPa
Resistenza caratteristica CLS ($f_{ck} = 0,83 \cdot f_{cd}$)	fck	37.35	MPa
Coefficiente parziale sicurezza CLS	γ_c	1.50	-
Coefficiente riduttivo lunga durata	acc	1.00	-
Resistenza di calcolo a compressione ($f_{cd} = acc \cdot f_{ck} / \gamma_c$)	fcd	24.90	MPa
Resistenza media a trazione semplice ($f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$)	fctm	3.35	MPa
Resistenza a trazione caratteristica ($f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$)	fctk	2.35	MPa
Resistenza di calcolo a trazione ($f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$)	fctd	1.56	MPa
AZIONI SOLLECITANTI			
Carico idraulico	Hw	50.00	m
Pressione dell'acqua	Uw	490.50	kPa
Sovrapressione grouting	pgROUT	25.00	kPa
Coefficiente parziale sulle azioni (NTC Tab.2.6.I) - permanenti	γ_Q	1.30	-
Coefficiente parziale sulle azioni (NTC Tab.2.6.I) - variabili	γ_Q	1.50	-
Pressione totale di progetto	pd	675.15	kPa
Capacità della guarnizione (offset = 15 mm, gap = 5 mm)	pmax	7.00	bar
Verifica guarnizione	pmax \geq pd		OK

Per quanto concerne infine le azioni indotte dallo schiacciamento delle guarnizioni, si fa riferimento al grafico mostrato in Figura 9.6, che mostra come il massimo carico causato dallo schiacciamento sia pari a 47kN/m. La verifica è riportata nel seguente prospetto e risulta soddisfatta.

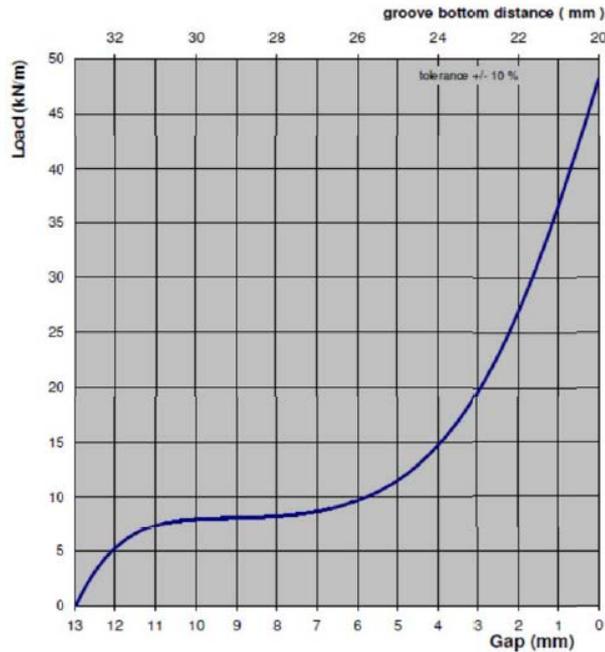


Figura 9.6 – Sollecitazioni indotte dallo schiacciamento delle guarnizioni.

SOLLECITAZIONI CAUSATE DALLO SCHIACCIAMENTO			
Massima azione esercitata dalla guarnizione (abaco)	Nmax	47,00	kN/m
Angolo di apertura	α	115,00	°
Profondità immersa	L	7,00	mm
Coefficiente parziale- guarnizione	ygsk	1,50	-
Taglio sulla guarnizione	Vgsk	29,80	kN/m
Lunghezza di taglio	s	0,05	m
Resistenza di calcolo	fcdv	1498,00	kPa
Taglio resistente	Vrd	74,15	kN/m
Verifica a taglio	Vgsk ≤ Vrd		OK