

S.S. 67 "Tosco Romagnola"
Lavori di adeguamento della S.S. 67 nel tratto tra la
località S.Francesco in Comune di Pelago e l'abitato di
Dicomano.
Variante di Rufina (FI) – LOTTI 2A e 2B

PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI462

PROGETTAZIONE:
RAGGRUPPAMENTO
TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA:



MANDANTI:



sinergo



IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE:

*Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045*

IL GEOLOGO:

*Geol. Massimo Mezzanica – Società Pro Iter Srl
Ordine Geologi della Lombardia n. 762*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

*Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Vi.A Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502*

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Francesco Pisani



PROTOCOLLO:

DATA:

14 - GALLERIE

14.01 - Galleria Montebello

Opere in Sotterraneo

Relazione tecnica e di calcolo galleria

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	P01-GN01-OST-RE01-A.pdf			
ACNO01113	D 20	CODICE ELAB.	P01GN01OSTRE01	A	R
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	02/2024	PARISI	RIVOLTINI	FORMICHI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	2 di 220
			Data 06/10/2023	

INDICE

1	PREMESSA	4
2	MATERIALI	8
2.1	Calcestruzzo per rivestimenti definitivi in calotta	8
2.2	Calcestruzzo per rivestimenti definitivi in arco rovescio.....	8
2.3	Calcestruzzo strutture interne	9
2.4	Betoncino proiettato fibrorinforzato	9
2.5	Miscela cementizia per cementazioni/iniezioni di infilaggi e ancoraggi.....	10
2.6	Acciaio per cemento armato tipo B450C.....	10
2.7	Acciaio per centine S275JR.....	10
2.8	Acciaio per infilaggi metallici S355.....	10
2.9	Elementi tubolari in vetroresina.....	11
2.10	Chiodi tipo Super Swellex PM24	11
2.11	Autoperforanti R38N	11
2.12	Autoperforanti R51N	11
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	12
3.1	Normativa	12
3.2	Bibliografia.....	12
3.3	Elaborati di riferimento.....	13
4	FASE CONOSCITIVA: RIEPILOGO DEL QUADRO GEOLOGICO E GEOMECCANICO.....	15
5	FASI DI DIAGNOSI: ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO	17
5.1	Categorie di comportamento del fronte di scavo	17
5.2	Metodi per la determinazione delle categorie di comportamento.....	18
5.3	Determinazione delle categorie di comportamento	27
5.4	Situazioni di rischio potenziale	36
6	FASE DI TERAPIA	40
6.1	Definizione delle Sezioni Tipo	40
7	VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO	61
7.1	Riassunto delle caratteristiche dei consolidamenti al fronte	61
7.2	Dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivi	61
8	COMPORTAMENTO IN FASE SISMICA.....	72
8.1	Parametri Sismici.....	73
8.2	Sollecitazioni in direzione trasversale	73
8.3	Sollecitazioni in direzione longitudinale.....	78
9	STRUTTURE INTERNE	79
9.1	Ipotesi di carico.....	80
9.2	Modello di calcolo	81
9.3	Verifiche statiche della soletta in c.a.	82

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	3 di 220
			Data 06/10/2023	

9.4	Verifiche statiche dei setti in c.a.....	90
10	APPENDICE 1 – LINEE CARATTERISTICHE.....	93
11	APPENDICE 2 – RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE.....	100
11.1	Sezione GN-A2.....	100
11.3	Sezione GN-B1.....	122
11.4	Sezione GN-B2.....	144
11.5	Sezione GN-C1-IMB.....	160
11.6	Sezione PS-A2.....	176
11.7	Sezione PS-B1.....	198

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 4 di 220
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA ETA S.p.A. s.r.l. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	sinergo D_VA <small>DVisionArchitecture</small>	
			Data 06/10/2023	

1 PREMESSA

Nell'ambito del Progetto Definitivo della "S.S.67 Tosco-Romagnola - Lavori di adeguamento della S.S.67 nel tratto tra la località S. Francesco in Comune di Pelago e l'abitato di Dicomano - Variante di Rufina (FI) - Lotto 2A e 2B" per conto di ANAS S.p.A. è prevista la realizzazione della galleria naturale Montebonello.

La Figura 1 mostra la collocazione della Galleria Montebonello all'interno della planimetria di progetto su ortofoto.



Figura 1 – Planimetria di progetto su ortofoto

La galleria Montebonello è costituita da un unico fornice in cui alloggia una piattaforma stradale bidirezionale tipo C1 con singola carreggiata di larghezza 10.5 m costituita da due corsie (una per ciascun senso di marcia) da 3.75 m e due banchine da 1.50 m. Risulta situata fra le progressive di progetto km 2+019.50 (imbocco Sud) e 2+986.80 (imbocco Nord) e presenta una lunghezza complessiva di 967.3 m.

L'imbocco Sud è costituito da un tratto in artificiale, di lunghezza 46 m, compreso tra le progressive km 2+019.50 e km 2+066.00; il primo tratto, di lunghezza 10.95 m, prevede una struttura a becco di flauto seguito da 4.55 m di galleria a portale (sezione circolare), da 27 m di galleria artificiale (sezione a piedritti verticali) e

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 5 di 220
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA S.p.A. INGEGNERIA, VALUTA, AMBIENTE	sinergo D-VA D\VisionArchitecture	
			Data 06/10/2023	

da 4 m di concio d'attacco in corrispondenza della dima d'imbocco (pk km 2+066) per lo scavo della galleria in naturale. Il tratto in artificiale dell'imbocco Nord ha invece una lunghezza limitata di 4.80m, dettata dalla conformazione del pendio e degli scavi per la trincea d'approccio all'attacco della galleria naturale; la parete di attacco è ubicata alla progressiva km 2+982.00 da cui parte, estendendosi fino al km 2+986.80, il concio d'attacco, in corrispondenza della dima d'imbocco di lunghezza 4 m; a seguire, una parete di chiusura in c.a. rivestita con pietra naturale, dello spessore massimo di 80 cm.

Il tracciato della galleria si presenta in curva destra con raggio di curvatura pari a 1100 m fra l'imbocco sud (pk 2+019.50) e la progressiva km 2+649.33; segue un tratto in clotoide fino alla pk 2+794.78 e poi un rettilineo nella rimanente tratta fino all'imbocco nord (pk 2+986.80).

Dal punto di vista altimetrico il tracciato presenta un'unica pendenza longitudinale costante del 1%, in salita dall'imbocco Sud verso l'imbocco Nord.

La pendenza trasversale della piattaforma stradale raggiunge il valore massimo del 3.88% nel tratto in curva.

La copertura massima è pari a circa 100 m.

In Figura 2 è riportato il tracciato della galleria Montebonello.

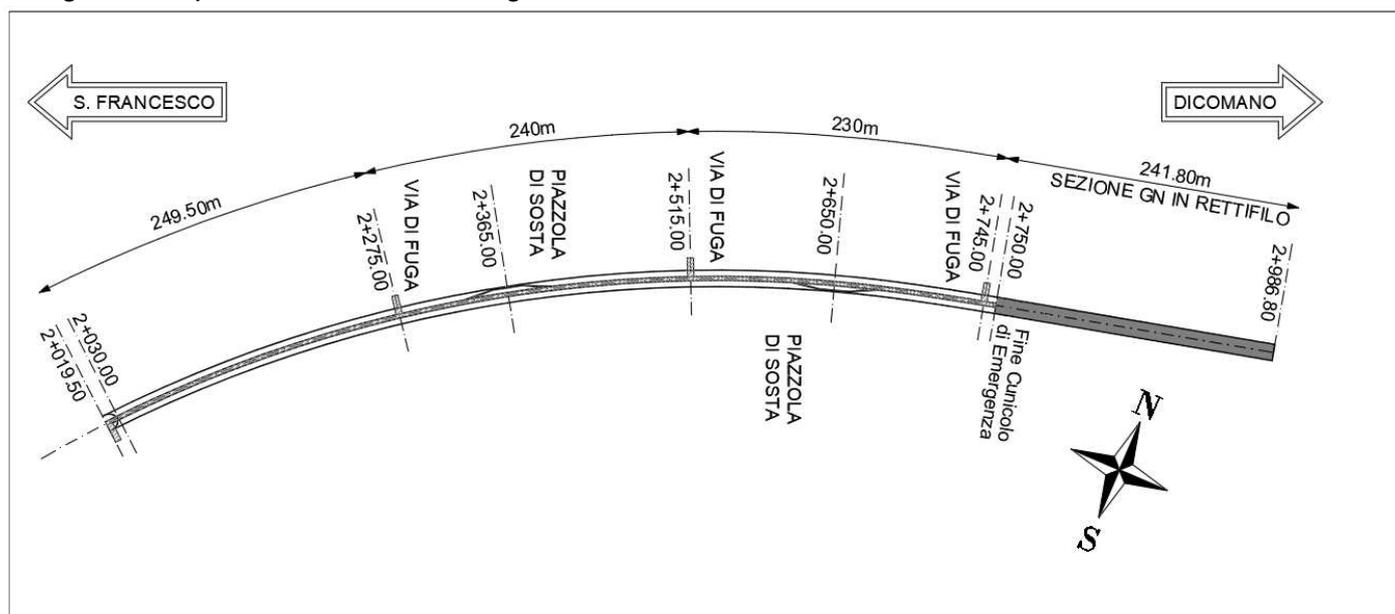


Figura 2 – Tracciato della galleria Montebonello

In ragione della lunghezza dell'opera (superiore a 500 m), è previsto un cunicolo pedonale di fuga finalizzato all'evacuazione in sicurezza degli utenti in caso di emergenza ubicato al di sotto della piattaforma stradale, avente dimensioni di 3.0 m di larghezza e 2.3 m di altezza. Tale cunicolo di emergenza si sviluppa a partire dall'imbocco Sud fino al km 2+750.00 ed è collegato al piano viabile mediante tre passaggi pedonali situati in corrispondenza di altrettante nicchie laterali appositamente realizzate e disposte lungo la galleria stessa alle progressive km 2+275, km 2+515.00 e km 2+745.00. Ne consegue che l'ultimo tratto in galleria in cui la piattaforma presenta una configurazione a schiena d'asino (tratto in parte in clotoide e in rettilineo) risulta privo del cunicolo di emergenza e la piattaforma stradale fonda su materiale di riempimento dell'arco rovescio.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 6 di 220
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

La predisposizione delle vie di fuga come sopra descritta soddisfa il requisito di sicurezza in esercizio che richiede la presenza delle stesse collocate a distanze relative non superiori a 300 m.

Il cunicolo di emergenza, centrale rispetto all'asse della galleria, risulta affiancato da cunicoli laterali aventi funzione di cunicoli di servizio ed utilizzati per disposizioni impiantistiche.

Il sistema di ventilazione nel cunicolo di fuga e nelle nicchie laterali consente di evitare il pericolo di penetrazione, all'interno degli stessi, dei fumi prodotti dalla combustione della viabilità in esercizio.

La galleria, inoltre, ospita due piazzole di sosta situate rispettivamente alle progressive km 2+365 e km 2+650, la prima in interno curva e la seconda in esterno curva; nonostante la lunghezza della galleria, inferiore ai 1000m, non richieda la realizzazione delle due piazzole di sosta, le stesse si sono rese necessarie a causa della mancanza di spazi sufficienti nella tratta all'aperto per la loro realizzazione.

La Tabella 1 illustra le sezioni tipologiche previste in progetto: due sezioni correnti (GN rettilineo e GN in curva) con una larghezza della piattaforma di 10.50 m e due sezioni tipo delle piazzole di sosta (PS esterno curva e PS interno curva) con una larghezza della piattaforma di 14.00 m. Si evidenzia che, nonostante il tracciato sia in curva, la visibilità è sempre garantita senza dover ricorrere a un allargamento delle corsie. Nella stessa tabella è indicata, per ciascuna sezione tipo, la presenza o meno del cunicolo di emergenza, le progressive e la lunghezza delle tratte di applicazione.

Denominazione sezione tipo	Geometria piattaforma stradale	Presenza Cunicolo di emergenza	Tratta di applicazione da km a km	Lunghezza di applicazione
GN rettilineo	(1.50+3.75 x 2+1.50)	no	2+750.00 – 2+986.80	241.80 m
GN in curva	(1.50+3.75 x 2+1.50)	sì	2+019.50 – 2+341.50 (*) 2+388.50 – 2+626.50 (*) 2+673.50 – 2+750.00 (*)	322.00 m 238.00 m 76.50 m
PS esterno curva	(1.5+3.75 x 2+1.50+3.00+0.50)	sì	2+341.50 – 2+388.50	47.00 m
PS interno curva	(0.50+3.00+1.5+3.75 x 2+1.50)	sì	2+626.50 – 2+673.50	47.00 m

(*) All'interno della tratta è presente una nicchia laterale.

Tabella 1 – Sezioni tipo previste in progetto

Lo scopo della presente relazione è di fornire un dimensionamento delle opere di sostegno provvisorie e definitive per lo scavo della galleria naturale Montebonello mediante l'utilizzo sia di metodi di calcolo analitico-empirici che di modello numerici. All'interno dell'elaborato sono affrontati i seguenti temi:

- Un riepilogo delle formazioni incontrate durante la realizzazione della galleria e dei relativi parametri geomeccanici (Capitolo 4).
- Le descrizioni dei metodi analitici utilizzati per lo studio della stabilità del fronte di scavo e del contorno della cavità nonché i relativi risultati (Capitolo 5).
- La descrizione delle sezioni tipologiche di scavo adottate in progetto (Capitolo 6).
- La descrizione delle analisi numeriche eseguite al fine di valutare il comportamento tenso-deformativo dell'ammasso durante lo scavo e di determinare il corrispondente stato di sollecitazione nei rivestimenti. A seguire vengono effettuate le verifiche agli Stati Limite delle sezioni strutturali in esame (Capitolo 7).
- La valutazione degli incrementi di sollecitazione agenti sui rivestimenti definitivi a causa dell'azione sismica di progetto (Capitolo 8).

<p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>P 01 -GN 01-OST -RE 01</p>	<p>PROGETTAZIONE</p> <p>MANDATARIA</p>  <p>MANDANTI</p>   	<p>REV.</p> <p>A</p>	<p>FOGLIO</p> <p>7 di 220</p> <p>Data</p> <p>06/10/2023</p>
---	---	----------------------	---

- La verifica delle strutture interne costituenti il cunicolo d'emergenza e i cunicoli di servizio (Capitolo 9).

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	8 di 220
			Data 06/10/2023	

2 MATERIALI

2.1 Calcestruzzo per rivestimenti definitivi in calotta

Classe di resistenza	C28/35	-	
Rapporto massimo acqua / cemento	0.60	-	
Slump	S4	-	
Contenuto minimo di cemento	300	kg/m ³	
Diametro massimo inerte	32	mm	
Classe di esposizione	XC2	-	
Copriferro minimo	5.0	cm	
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	35.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	29.05	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 37.05	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 32588.1	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 2.83	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	= 1.98	N/mm ²
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50	-
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	-
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	= 16.46	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.32	N/mm ²
Stato Limite di Esercizio			
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	= 17.4	N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	= 13.1	N/mm ²

2.2 Calcestruzzo per rivestimenti definitivi in arco rovescio

Classe di resistenza	C28/35	-	
Rapporto massimo acqua / cemento	0.60	-	
Slump	S4	-	
Contenuto minimo di cemento	300	kg/m ³	
Diametro massimo inerte	32	mm	
Classe di esposizione	XC2	-	
Copriferro minimo	5.0	cm	
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	35.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	29.05	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 37.05	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 32588.1	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 2.83	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	= 1.98	N/mm ²
Stato Limite Ultimo			

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 9 di 220
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50	-
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	-
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	= 16.46	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.32	N/mm ²
Stato Limite di Esercizio			
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	= 17.4	N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	= 13.1	N/mm ²

2.3 Calcestruzzo strutture interne

Classe di resistenza	C28/35	-	
Rapporto massimo acqua / cemento	0.60	-	
Slump	S4	-	
Contenuto minimo di cemento	300	kg/m ³	
Diametro massimo inerte	25	mm	
Classe di esposizione	XC2	-	
Copriferro minimo	5.0	cm	
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	35.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	29.05	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 37.05	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm} / 10)^{0.3}$	= 32588.1	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 2.83	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	= 1.98	N/mm ²
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50	-
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	-
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	= 16.46	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.32	N/mm ²
Stato Limite di Esercizio			
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	= 17.4	N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	= 13.1	N/mm ²

2.4 Betoncino proiettato fibrorinforzato

Classe di resistenza	C28/35	
a 24h	>10MPa	
a 48h	>15MPa	
a 28gg	>35MPa	
Dosaggio in fibre	≥30kg/m ³	
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	35 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	= 29.05 N/mm ²

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	10 di 220
			Data 06/10/2023	

Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	37.05	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	32588.11	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	=	2.83	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	=	1.98	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$		1.5	--
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$		0.85	--
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	=	16.46	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	=	1.32	N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	=	17.43	N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	=	13.07	N/mm ²

2.5 Miscela cementizia per cementazioni/iniezioni di infilaggi e ancoraggi

Resistenza caratteristica a compressione cubica (28gg)	$R_{ck} =$	25.00	N/mm ²
Resistenza media a compressione cubica (24h)	$R_{cm} =$	10.00	N/mm ²

2.6 Acciaio per cemento armato tipo B450C

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f_{tk} =$	540.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} =$	450.00	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1.15	-	
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	=	391.30	N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di trazione	$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$	=	360.00	N/mm ²
--------------------------	---------------------------------	---	--------	-------------------

2.7 Acciaio per centine S275JR

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	430.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	275.00	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1.05	-	
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	=	261.9	N/mm ²

2.8 Acciaio per infilaggi metallici S355

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	510.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	355.00	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1.05	--	
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	=	308.7	N/mm ²

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	11 di 220
			Data 06/10/2023	

2.9 Elementi tubolari in vetroresina

Modulo elastico medio	E =	30000.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura per taglio	f _{tk} =	140.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura per trazione	f _{trk} =	600.00	N/mm ²
Contenuto in vetro	≥	55.0	%
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ _S =	1.5	--
Resistenza a taglio di calcolo	f _{td} =	f _{tk} /γ _S = 93.33	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	f _{trd} =	f _{trk} /γ _S = 400.00	N/mm ²

2.10 Chiodi tipo Super Swellex PM24

Carico a rottura	N _{tk} >	240.00	kN
Carico a snervamento	N _{yk} >	200.00	kN

2.11 Autoperforanti R38N

Carico a rottura	N _{tk} >	500.00	kN
Carico a snervamento	N _{yk} >	400.00	kN

2.12 Autoperforanti R51N

Carico a rottura	N _{tk} >	800.00	kN
Carico a snervamento	N _{yk} >	630.00	kN

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	12 di 220
			Data 06/10/2023	

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa

- [1] Ministero dei LL.PP. - D.M. del 17.01.2018: Aggiornamento delle "Norme tecniche per le Costruzioni".
- [2] Ministero dei LL.PP. - Circ. n.7 del 21.01.2019: Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- [3] C.N.R. 10011: “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”;
- [4] C.N.R. 10012: “Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”;
- [5] C.N.R. 10024: “Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”;
- [6] Tutte le Norme UNI richiamate nei D.M., Istruzioni, Circolari di cui si fa menzione.
- [7] Linee Guida per la progettazione della sicurezza nelle Gallerie Stradali secondo la normativa vigente – ANAS – seconda edizione 2009.

3.2 Bibliografia

- [8] R. RIBACCHI, R. RICCIONI: “Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare” Gallerie e grandi opere sotterranee (1977)
- [9] E. HOEK, C. CARRANZA TORRES, B. CORKUM: “Hoek-Brown failure criterion” (2002)
- [10] J. J. CROWDER, W. F. BAWDEN: “Review of Post-Peak Parameters and Behaviour of Rock Masses: Current Trends and Research”, Lassonde Institute, University of Toronto (2004)
- [11] M. CAI, P.K. KAISER, Y. TASAKA, M. MINAMI – Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 44 pagg. 247 – 256 (2007).
- [12] M. PANET, A. GUENOT: “Analysis of Convergence behind the face of a tunnel” Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris France
- [13] R. BHASIN “Criteri rapidi ed economici per la previsione dei problemi di stabilità nelle gallerie costruite in argilla, roccia tenera e roccia dura” Gallerie e grandi opere in sotterraneo n°42 (marzo 1994)
- [14] E. HOEK, P. MARINOS: “Predicting squeeze” Tunnels & Tunnelling International (November December 2000)
- [15] JEHTWA J.L., SINGH B. – 1984 - Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions - A new approach. Proceedings of the ISRM Symposium on Design and Performance of Underground Excavations, Cambridge, U.K.
- [16] S. FUOCO, A. LUCARELLI, E. PASQUALINI: “Contribution to the definition of tunnel face stability of deep tunnel in continuous media” (1997)
- [17] ELLSTEIN, Heading failure of lined tunnels in soft soils, Tunnels & Tunneling, June, 1986
- [18] TAMEZ, Estabilidad de tuneles excavados en suelos, 1984
- [19] TERZAGHI K., PROCTOR R.V., WHITE T.L. – 1946 - Rock tunneling with steel supports with an introduction to Tunnel Geology, Youngstown
- [20] No, W. G. (1996). AFTES recommendations on fibre-reinforced sprayed concrete technology and practice. Tunnelling and Underground Space Technology, 11(2), 205-214

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	13 di 220
			Data 06/10/2023	

3.3 Elaborati di riferimento

- [21] P01-GN01-GEN-RE01 - Relazione tecnica generale galleria
- [22] P01-GN01-GEN-DI21 - Planimetria generale e profilo con ubicazione uscite di sicurezza e piazzole di sosta
- [23] P01-GN01-GEN-RE03 - Monitoraggio - Relazione tecnica
- [24] P01-GN01-GEN-PE04 - Monitoraggio - Sezioni tipologiche in galleria
- [25] P01-GN01-GEN-PE05 - Monitoraggio - Planimetria e sezioni imbocco sud
- [26] P01-GN01-GEN-PE06 - Monitoraggio - Planimetria e sezioni imbocco nord
- [27] P01-GN01-GEN-EC36 - Tabella incidenze armature
- [28] P01-GN01-GEN-DC23 - Tabella materiali
- [29] P01-GN01-OST-RE22 - Relazione geomeccanica opere in sotterraneo
- [30] P01-GN01-OST-FG21 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione della galleria
- [31] P01-GN01-OST-DC21 - Linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo
- [32] P01-GN01-OST-DT01 - Sezione tipo GN in rettilo e curva - Architettonico
- [33] P01-GN01-OST-DT03 - Sezione tipo PS esterno curva - Architettonico
- [34] P01-GN01-OST-DT04 - Sezione tipo PS interno curva - Architettonico
- [35] P01-GN01-OST-DT05 - Schema planimetrico e sezione tipo accesso al cunicolo di emergenza - Architettonico
- [36] P01-GN01-OST-DT06 - Sezione tipo GN-A1 - Scavo e consolidamenti e Carpenteria
- [37] P01-GN01-OST-DT07 - Sezione tipo GN-A2 - Scavo e consolidamenti e Carpenteria
- [38] P01-GN01-OST-DT08 - Sezione tipo GN-A2 - Carpenteria centine e particolari costruttivi
- [39] P01-GN01-OST-DT09 - Sezione tipo PS-A2 - Scavo e consolidamenti e Carpenteria
- [40] P01-GN01-OST-DT10 - Sezione tipo PS-A2 - Carpenteria centine e particolari costruttivi
- [41] P01-GN01-OST-DT11 - Sezione tipo GN-B1 - Scavo e consolidamenti e Carpenteria
- [42] P01-GN01-OST-DT12 - Sezione tipo GN-B1 - Carpenteria centine e particolari costruttivi
- [43] P01-GN01-OST-DT13 - Sezione tipo PS-B1 - Scavo e consolidamenti e Carpenteria
- [44] P01-GN01-OST-DT14 - Sezione tipo PS-B1 - Carpenteria centine e particolari costruttivi
- [45] P01-GN01-OST-DT15 - Sezione tipo PS-B2 - Scavo e consolidamenti e Carpenteria
- [46] P01-GN01-OST-DT16 - Sezione tipo PS-B2 - Carpenteria centine e particolari costruttivi
- [47] P01-GN01-OST-DT17 - Sezione tipo GN-C1-1 - Scavo e consolidamenti e Carpenteria
- [48] P01-GN01-OST-DT18 - Sezione tipo GN-C1-2 - Scavo e consolidamenti e Carpenteria
- [49] P01-GN01-OST-DT19 - Sezione tipo GN-C1-1 e GN-C1-2 - Carpenteria centine e particolari costruttivi
- [50] P01-GN01-OST-DT20 - Sezione tipo GN-C1-IMB - Scavo e consolidamenti e Carpenteria

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 14 di 220
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	 sinergo	
			Data 06/10/2023	

- [51] P01-GN01-OST-DT21 - Sezione tipo GN-C1-IMB - Carpenteria centine e particolari costruttivi
- [52] P01-GN01-OST-DT22 - Sezione tipo N-CE-A2 - Scavo e consolidamenti
- [53] P01-GN01-OST-DT23 - Sezione tipo N-CE-B1 - Scavo e consolidamenti
- [54] P01-GN01-OST-DT24 - Sezione tipo N-CE-B2 - Scavo e consolidamenti
- [55] P01-GN01-OST-DT25 - Sezione tipo N-CE-A2-B1-B2 - Carpenteria centine e particolari costruttivi
- [56] P01-GN01-OST-DT26 - Strutture interne Cunicolo di emergenza - Carpenteria
- [57] P01-GN01-OST-DT27 - Cunicolo di emergenza e accesso - Carpenteria
- [58] P01-GN01-OST-DT28 - Uscita Cunicolo di emergenza – Carpenteria
- [59] T00-GE01-GEO-RE01 - Relazione geologica

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	15 di 220
			Data 06/10/2023	

4 FASE CONOSCITIVA: RIEPILOGO DEL QUADRO GEOLOGICO E GEOMECCANICO

Lo scavo della Galleria naturale Montebonello interessa esclusivamente ammassi rocciosi ascrivibili alle Siltiti di Poggiolo Salaiole (PLO) caratterizzati da alternanze di siltiti marnose e marne e distinti nelle seguenti formazioni:

- Formazione PLO 1 - alternanze di siltiti e siltiti marnose calcaree
- Formazione PLO 2 - marne siltose / calcare marnoso
- Formazione PLO/faglia – ammasso alterato in faglia

Nella seguente tabella sono riportati i parametri geomeccanici della formazione PLO con riferimento all'ammasso roccioso intatto. Per ciascuna formazione sono specificate le seguenti grandezze:

- γ_N = Peso di volume naturale della roccia intatta;
- σ_{ci} = Resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
- m_i = Parametro dell'involuppo di rottura di Hoek e Brown;
- E_i = Modulo di deformazione della roccia intatta;
- ν = coefficiente di Poisson della roccia intatta;
- D = Fattore di disturbo.

Formazione	GSI	γ_N	σ_{ci}	m_i	E_i	ν
	[-]	[kN/m ³]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
PLO 1	40	26	46.5	7	8150	0.3
PLO 2	50	26	46.5	7	8150	0.3
PLO/faglia	25	26	46.5	7	8150	0.3

Tabella 2 – Parametri geomeccanici della roccia intatta

In Tabella 3 sono riportati i parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso ricavati a partire dai parametri della roccia intatta di Tabella 2. In particolare, i valori di coesione c e angolo di resistenza al taglio ϕ di picco, relativi al criterio di rottura di Mohr-Coulomb, sono stati ottenuti mediante linearizzazione dell'involuppo di rottura così come proposto da Hoek-Brown [9]; i medesimi parametri in condizioni residue (post picco) sono stati calcolati secondo le indicazioni di letteratura fornite in [10] e [11].

Si precisa che il fattore di disturbo è stato assunto cautelativamente pari a 0.5 per tenere conto di una possibile alterazione dell'ammasso nelle fasi di scavo con mezzi meccanici.

In aggiunta a quanto sopra, in Tabella 3, sono riportati anche i valori dell'angolo di dilatanza ψ e del modulo di deformazione d'ammasso E_m .

I vari parametri sopra elencati dipendono dalla profondità della galleria e, pertanto, sono riportati in Tabella 3 in funzione delle coperture ritenute significative per il successivo svolgimento delle analisi.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 16 di 220
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

Formazione	γ_N	GSI	Profondità asse galleria Z	R _{scavo}	ϕ_{picco}	ϕ_{res}	C _{picco}	C _{res}	E _{rm} (GSI picco)	ψ
	[kN/m ³]	[-]	[m]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[°]
PLO 1	25.0	40	30	7	45.6	37.4	179	92	627	5.7
	25.0	40	40	7	43.6	35.3	203	109	627	5.5
	25.0	40	50	7	42.0	33.6	226	125	627	5.2
	25.0	40	60	7	40.6	32.3	247	140	627	5.1
	25.0	40	70	7	39.5	31.2	268	153	627	4.9
	25.0	40	20	7.5	48.4	40.3	153	73	627	6.0
	25.0	40	70	8	39.5	31.2	268	153	627	4.9
PLO 2	25.0	50	70	7	43.3	32.4	384	166	1198	5.4
	25.0	50	80	7	42.4	31.4	406	180	1198	5.3
	25.0	50	90	7	41.5	30.6	427	194	1198	5.2
	25.0	50	100	7	40.7	29.8	448	207	1198	5.1
	25.0	50	110	7	40.0	29.1	468	219	1198	5.0
	25.0	50	20	7.5	51.3	41.7	261	81	1198	6.4
	25.0	50	100	8	40.7	29.8	448	207	1198	5.1
PLO/faglia	25.0	25	20	7.5	41.3	36.4	79	56	289	0.0

Tabella 3 – Parametri geomeccanici dell'ammasso

La formazione Siltiti di Poggiolo Salaiole è caratterizzata sia da una bassa permeabilità primaria che da una bassa permeabilità secondaria (legata alla fratturazione) tale da impedire la formazione di una pressione idrostatica. Poichè è previsto che in fase di scavo l'eventuale acqua presente nelle fessure sia allontanata dai drenaggi è ragionevole non considerare il carico di falda nelle analisi.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	17 di 220
			Data 06/10/2023	

5 FASI DI DIAGNOSI: ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO

Sulla base degli elementi geologici e geomeccanici sopra riepilogati, si è proceduto a suddividere il tracciato in tratte a comportamento deformativo omogeneo, nell'ambito delle tre categorie di comportamento del "Metodo per l'Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli (ADECO-RS)" descritte nel seguito.

Le previsioni di comportamento lungo il tracciato della galleria sono illustrate in forma sintetica nel Profilo geomeccanico e progettuale di previsione della galleria [30].

5.1 Categorie di comportamento del fronte di scavo

La valutazione dell'evoluzione dello stato tensionale nel terreno a seguito della realizzazione di una galleria viene condotta mediante l'analisi dei fenomeni deformativi del mezzo attraversato, che forniscono informazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve e a lungo termine.

Il comportamento del cavo e del fronte è infatti funzione, oltre che delle caratteristiche geometriche della cavità stessa e dei carichi litostatici cui è soggetta, delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità del nucleo d'avanzamento, inteso come il prisma di terreno individuato a monte del fronte dallo stesso profilo di scavo per una profondità di circa un diametro.

Se il nucleo non è costituito da materiale sufficientemente rigido e resistente da mantenere in campo elastico il proprio comportamento tensio-deformativo, sul fronte si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti, cui conseguono il detensionamento e il decadimento delle caratteristiche meccaniche del terreno al contorno del cavo.

Se, viceversa, il comportamento del nucleo d'avanzamento rimane in campo elastico, esso svolge un'azione di precontenimento del cavo, che si mantiene a sua volta in condizioni elastiche, conservando le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato.

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente ricondotto alle seguenti tre categorie di comportamento.

5.1.1 Categoria A: galleria a fronte stabile

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

5.1.2 Categoria B: galleria a fronte stabile a breve termine

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera la resistenza geomeccanica del materiale al fronte, che si allontana progressivamente da un comportamento di tipo elastico, per passare ad un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con la redistribuzione delle tensioni risultano più accentuati che nel caso precedente, e producono nell'ammasso al fronte una riduzione delle caratteristiche di resistenza con decadimento verso i parametri plastici post-picco. La decompressione indotta dallo scavo può essere opportunamente controllata e regimata con adeguati

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	18 di 220
			Data 06/10/2023	

interventi di preconsolidamento del fronte e/o di consolidamento al contorno del cavo. In tal modo si fornisce l'opportuno contenimento all'ammasso, che manterrà un comportamento stabile. Nel caso non si prevedano opportuni interventi, lo stato tensio-deformativo potrà evolvere verso situazioni di instabilità del cavo in via di realizzazione. Il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

5.1.3 Categoria C: galleria a fronte instabile

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile a un'accentuazione dei fenomeni deformativi in campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti, manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Tali deformazioni producono un incremento dell'estensione della zona dell'ammasso decompressa in corrispondenza del fronte, dove si sviluppa un progressivo e rapido decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del materiale. L'espansione della fascia di materiale decompresso al contorno del cavo deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo, e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento, che consentano di creare artificialmente l'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile.

5.2 Metodi per la determinazione delle categorie di comportamento

Per definire il tipo di comportamento del fronte di scavo e la risposta complessiva della galleria durante l'avanzamento, si è proceduto all'analisi di alcune grandezze "indice", che consentono una valutazione immediata della categoria di riferimento, mediante alcuni metodi i cui principi sono brevemente richiamati nei paragrafi successivi.

5.2.1 Il metodo delle Linee Caratteristiche (Curve convergenza-confinamento)

Attraverso le Linee Caratteristiche è possibile studiare il comportamento globale allo scavo e la stabilità del fronte, nel caso di scavo di gallerie con coperture non troppo ridotte.

Nelle Linee Caratteristiche viene definito il legame reciproco tra pressione radiale sul contorno del cavo P_i e spostamento radiale u_r (detto nel seguito convergenza) sul contorno stesso.

Tali curve sono state tracciate assumendo un modello costitutivo elasto-plastico con softening, una legge di flusso non associata e un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb, secondo la formulazione proposta da Ribacchi [8]. I parametri di input coesione c' e angolo di resistenza al taglio φ' di picco sono stati assunti variabili in funzione della profondità secondo il criterio di linearizzazione dell'involuppo di rottura della roccia proposto in [9], mentre i valori degli stessi parametri in condizioni post-picco sono stati stimati seguendo le indicazioni contenute in [10].

Le curve analizzate per la determinazione del comportamento dell'ammasso roccioso allo scavo sono:

- "Pressione Radiale – Convergenza";
- "Convergenza – Distanza dal Fronte";
- "Distanza dal Fronte – Forze Fittizie di Scavo";
- "Pressione Radiale – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo";
- "Distanza dal fronte – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo".

Le forze fittizie di scavo (FFS) sono le pressioni radiali (espresse in percentuale sulla pressione litostatica originaria) che, applicate alle pareti di una cavità cilindrica di lunghezza infinita, consentono di ottenere le stesse convergenze radiali u_r che si hanno nella cavità reale a una determinata distanza dal fronte.

La curva "Convergenza – Distanza dal fronte" è stata ricavata attraverso un procedimento analitico semplificato che sfrutta le seguenti relazioni:

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VisionArchitecture	A	19 di 220
			Data 06/10/2023	

$$u_f = 0.3u_{inf} \quad (\text{derivata da Nguyen, Minh et Alii}),$$

$$\frac{C(x)}{C_{inf}} = 1 - \left[\frac{1}{(1+x/0.84R_{inf})} \right]^2 \quad (\text{Panet e Guenet}),$$

con:

- u_f = convergenza al fronte
- u_{inf} = convergenza assoluta all'infinito
- $C(x) = C_r$ = convergenza relativa (convergenza totale – u_f)
- C_{inf} = convergenza relativa all'infinito
- x = distanza dal fronte
- R_{inf} = raggio plastico totale (all'infinito)

Per quanto riguarda le curve “Distanza dal fronte – Forze Fittizie di Scavo” e “Distanza dal fronte - Fascia Plastica”, esse sono derivate dalle altre tre per estrapolazione.

L'attribuzione delle Categorie di Comportamento può essere effettuata secondo i criteri espressi nella Tabella 4, che riporta gli indicatori utilizzabili in prima istanza per la valutazione della stabilità del fronte di scavo e cioè:

- se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è minore di 1 e l'estensione della fascia plastica al fronte è molto minore del raggio equivalente, il comportamento è di tipo A;
- se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è compreso tra 1 e 2 e il rapporto tra l'estensione della fascia plastica al fronte e il raggio equivalente è superiore o prossimo all'unità, il comportamento è di tipo B;
- se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è maggiore di 3 e il rapporto tra l'estensione della fascia plastica al fronte e il raggio equivalente è molto superiore a 1, il comportamento è di tipo C.

Fronte stabile	Fronte stabile a breve termine	Tendenza all'instabilità del fronte	Fronte instabile
$C_f < 1\% R_{scavo}$	$1\% R_{scavo} < C_f < 2\% R_{scavo}$	$2\% R_{scavo} < C_f < 3\% R_{scavo}$	$C_f > 3\% R_{scavo}$
$F_{pf} \ll R_{scavo}$	$F_{pf} < R_{scavo}$	$F_{pf} \geq R_{scavo}$	$F_{pf} \gg R_{scavo}$

Tabella 4 - C_f = convergenza al fronte; F_{pf} = estensione della fascia plastica al fronte; $R_{scavo} = R_{eq}$ = raggio equivalente = raggio di una cavità circolare avente la medesima area della sezione di scavo analizzata.

Le Linee Caratteristiche sopra descritte approssimano bene il comportamento della galleria in condizioni di simmetria assiale e di stato di deformazione piana. Attraverso le curve correlate è possibile determinare la convergenza al fronte di scavo e quindi definire le Categorie di Comportamento mediante i criteri sopra riportati. Tuttavia, le condizioni tensio-deformative in prossimità del fronte di scavo sono spiccatamente tridimensionali. È quindi possibile (e utile quando sia necessario dimensionare gli interventi di confinamento del fronte di scavo) analizzarle anche attraverso il procedimento proposto da Amberg-Lombardi che consiste nel tracciare la linea caratteristica della cavità in prossimità del fronte, traslata rispetto a quella della cavità verso l'asse delle convergenze e passante per il punto avente coordinate “convergenza al fronte (u_f)” e “resistenza del nucleo”.

La resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte ($R_{1/2nucleo}$) è assunta convenzionalmente pari a metà della resistenza d'ammasso, definita a partire dal valore di coesione (c) del terreno e dal suo angolo di resistenza al taglio (ϕ) secondo le seguenti relazioni:

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA DVisionArchitecture	A	20 di 220
			Data 06/10/2023	

$$R_{1/2nucleo} = c \cdot k_p^{0.5}$$

$$k_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

5.2.2 Il Metodo di Panet

Il metodo proposto da Panet [12] analizza il comportamento globale allo scavo e la stabilità del fronte, nel caso di gallerie ad alte coperture, sulla base della resistenza degli ammassi rocciosi.

Lo scavo della galleria causa la convergenza della cavità e la riduzione dello stato tensionale intorno al cavo; quest'ultima può essere espressa tramite il fattore di rilascio tensionale λ .

La stabilità del fronte può essere valutata come funzione del valore critico del fattore di rilascio tensionale λ_e , in corrispondenza del quale iniziano le deformazioni plastiche, che può essere valutato, ad esempio, attraverso il criterio di Mohr-Coulomb o il criterio di Hoek-Brown, in funzione del fattore di stabilità N_t , definito come il rapporto tra la tensione tangenziale $\sigma_\theta = 2\sigma_0$ (nel caso di stato di sollecitazione con simmetria assiale) e la resistenza a compressione monoassiale σ_{cm} dell'ammasso roccioso.

Se $N_t < 1$, la resistenza dell'ammasso roccioso non viene mai raggiunta dalla pressione che agisce intorno al cavo e si ricade nel caso di condizioni elastiche. Se, invece, avvengono delle deformazioni plastiche ($N_t > 1$), sono possibili tre condizioni:

- $1 < N_t < 2$ il fronte di scavo è stabile e le deformazioni intorno al fronte restano in campo elastico; le deformazioni plastiche avvengono a tergo del fronte;
- $2 < N_t < 5$ parte del fronte di scavo mostra delle deformazioni plastiche mentre la zona a tergo del fronte è completamente plasticizzata;
- $N_t > 5$ il fronte di scavo è instabile e la plasticizzazione si estende oltre il fronte di scavo.

Quando il limite plastico viene raggiunto, l'Autore suggerisce i seguenti valori limite del tasso di deconfinamento critico λ_e , ai quali corrispondono determinate condizioni di stabilità del fronte [12]:

- $0.6 < \lambda_e < 1$ fronte di scavo stabile, le pressioni raggiungono il valore massimo di resistenza dell'ammasso a tergo del fronte;
- $0.3 < \lambda_e < 0.6$ fronte di scavo stabile a breve termine, al fronte di scavo le pressioni raggiungono il valore di resistenza massima prima in vicinanza del bordo della cavità e successivamente verso il nucleo;
- $\lambda_e < 0.3$ fronte di scavo instabile, il fronte di scavo è in condizioni di instabilità per cui necessita di interventi preventivi di consolidamento.

5.2.3 Il Metodo di Bhasin

Il metodo proposto da Bhasin [13] analizza il comportamento globale allo scavo e la stabilità del fronte, nel caso di gallerie ad alte coperture, sulla base della resistenza degli ammassi rocciosi.

Anche il criterio proposto da Bhasin analizza il comportamento deformativo degli ammassi in funzione del fattore di stabilità N_t precedentemente descritto, ovvero:

$$N_t = \frac{2\sigma_0}{\sigma_{cm}}$$

Dall'analisi di casi reali, l'Autore introduce i seguenti valori limite del fattore di stabilità:

- $N_t < 1$ Nessuna plasticizzazione
- $1 < N_t < 5$ Plasticizzazione da leggera a modesta
- $N_t > 5$ Elevata plasticizzazione e instabilità del cavo

Con approccio alternativo, considerando l'abaco della Figura 3 di seguito riportata, si possono individuare i diversi comportamenti in funzione della resistenza d'ammasso di ogni materiale e in relazione alla copertura: il fattore di stabilità N_t è rappresentato sull'asse y e la resistenza dell'ammasso roccioso σ_{cm} è rappresentata sull'asse x; nello stesso grafico è rappresentata la curva limite per identificare la stabilità dello scavo. Questa curva è stata determinata sulla base di casi reali e rappresenta la progressiva diminuzione del valore critico del fattore N_t all'aumentare della resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso σ_{cm} .

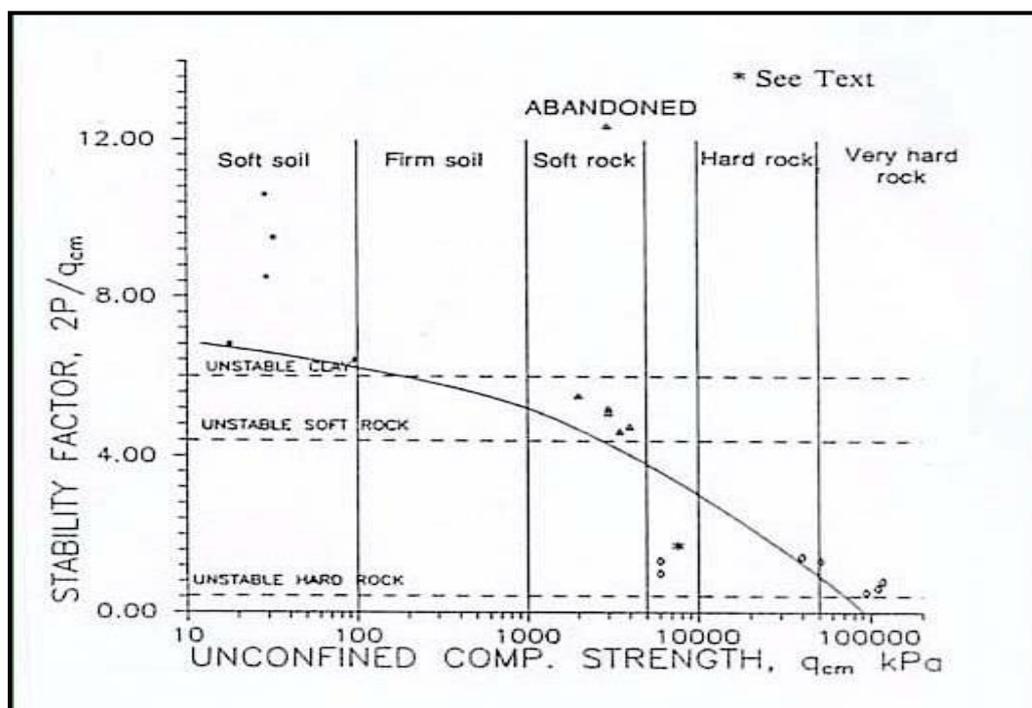


Figura 3 - Condizioni di stabilità in funzione del rapporto tra l'indice di mobilitazione N_t e la resistenza a compressione dell'ammasso roccioso [13].

5.2.4 Il Metodo di Hoek & Marinos

Il metodo proposto da Hoek & Marinos [14] analizza il comportamento globale allo scavo e la stabilità del fronte, nel caso di gallerie ad alte coperture, sulla base della resistenza degli ammassi rocciosi.

Gli autori hanno dimostrato che è possibile stimare il rischio di instabilità della galleria mettendo in relazione la deformazione del cavo e il rapporto tra la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso σ_{cm} e la pressione litostatica σ_0 :

$$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_0}$$

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture	REV. A	FOGLIO 22 di 220
					Data 06/10/2023	

In questo contesto, la deformazione è definita come il rapporto percentuale tra la deformazione del cavo e il raggio di scavo.

La Figura 4 mostra che la deformazione aumenta asintoticamente quando il rapporto tra la resistenza dell'ammasso roccioso e le tensioni in situ scende al di sotto dello 0.2; ciò rivela l'insorgenza di un severo fenomeno di instabilità e, in tali condizioni, senza un adeguato supporto, sia il fronte di scavo che il cavo collasserebbero.

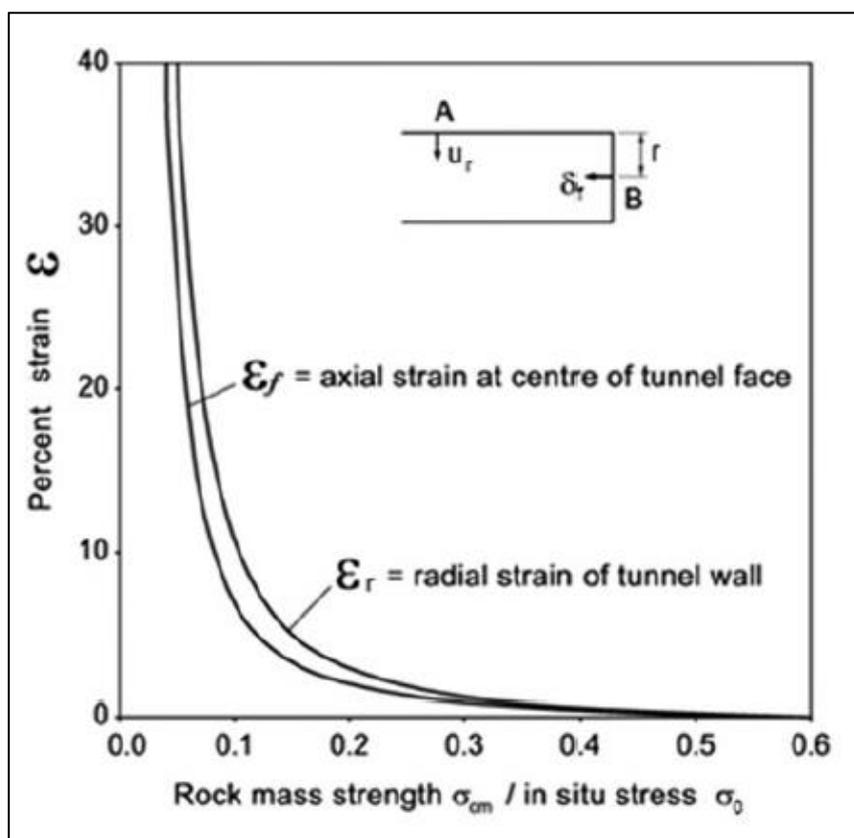


Figura 4 – Relazione tra il rapporto σ_{cm}/σ_0 e la deformazione percentuale per il cavo non sostenuto (la deformazione ε_t è definita come un rapporto percentuale tra lo spostamento radiale del cavo u_r e il raggio di scavo r , mentre la deformazione ε_f è definita come un rapporto percentuale tra lo spostamento del fronte di scavo δ_f e il raggio di scavo r ; si noti che questa analisi è applicabile ad uno scavo circolare soggetto a tensioni litostatiche verticali e orizzontali uguali)

Gli Autori suggeriscono delle relazioni tra il rapporto N_c e la deformazione del tunnel ε_t e quella del fronte ε_f . Poiché questi livelli di deformazione sono associati a intervalli specifici del rapporto tra la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso e la sollecitazione in situ, la seguente Figura 5 può essere utilizzata per fornire una prima stima dei problemi di instabilità. Per ammassi rocciosi con valori del rapporto resistenza d'ammasso/tensione geostatica minori di 0.36 si hanno deformazioni del cavo maggiori dell'1% del raggio di scavo (valore al quale gli Autori associano l'inizio dei problemi di stabilità al fronte).

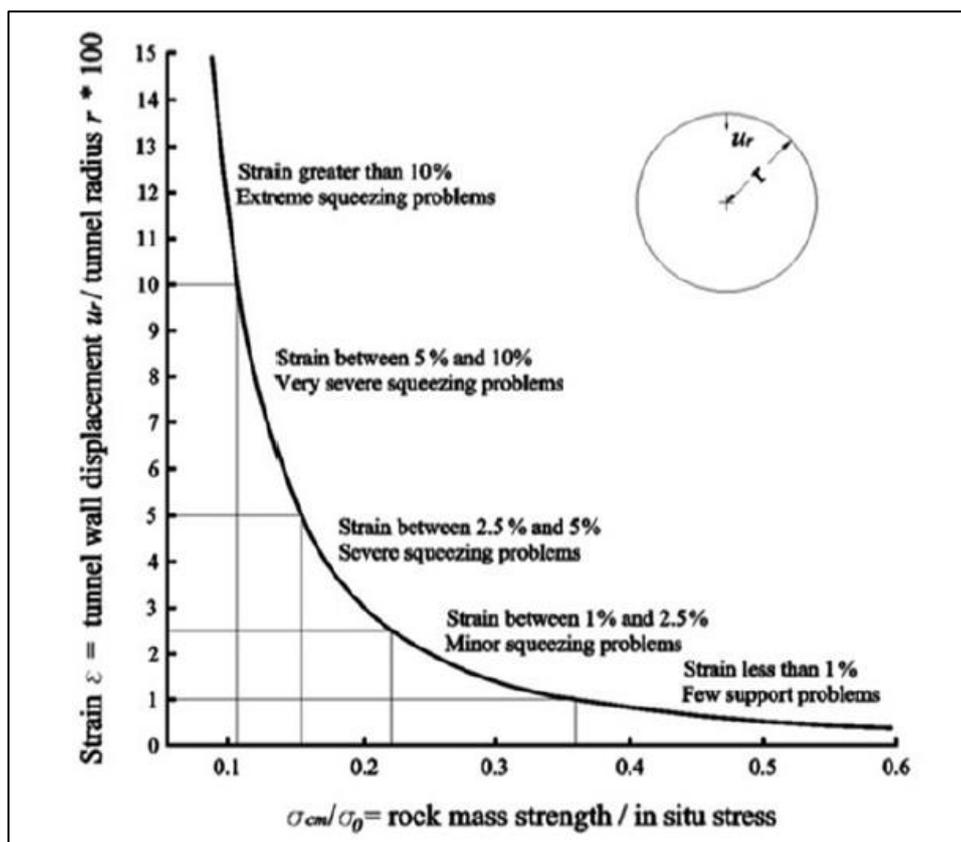


Figura 5 – Livello di rischio di squeezing associato ai differenti livelli di deformazione (Hoek e Marinos).

5.2.5 Il Metodo di Jehtwa

Il metodo proposto da Jehtwa [15] analizza il comportamento globale allo scavo, nel caso di gallerie ad alte coperture, sulla base della resistenza degli ammassi rocciosi.

Anche tale criterio propone di valutare il comportamento dell'ammasso sulla base del rapporto tra la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso σ_{cm} e la pressione litostatica σ_0 :

$$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_0}$$

Gli Autori definiscono i seguenti intervalli di comportamento dell'ammasso atteso:

- $N_c < 0.4$ Altamente spingente
- $0.4 < N_t < 0.8$ Moderatamente spingente
- $0.8 < N_t < 2.0$ Leggermente spingente
- $N_t > 5$ Non spingente

5.2.6 Il Metodo di Fuoco, Lucarelli e Pasqualini

Il metodo proposto da Fuoco, Lucarelli e Pasqualini [16] analizza il comportamento globale allo scavo, nel caso di gallerie ad alte coperture, sulla base della resistenza e della deformabilità degli ammassi rocciosi.

Il criterio proposto dagli Autori analizza il problema della stabilità di gallerie profonde scavate in roccia tenendo conto, oltre che delle caratteristiche di resistenza, anche di quelle di deformabilità degli ammassi rocciosi.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VA D_VisionArchitecture	A	24 di 220
			Data 06/10/2023	

In particolare, il “metodo indiretto” proposto dagli autori individua la massima deformazione del fronte di scavo che non può essere superata senza creare problemi di instabilità del cavo.

Le condizioni di stabilità del cavo sono espresse in funzione di un confronto tra i valori dei due parametri CL - Limite Critico, che rappresenta il limite accettabile sulla base della resistenza e della deformabilità del mezzo, e A - Indice di Stabilità, così definiti:

$$CL = \frac{E}{\sigma_{cm}} \cdot \frac{1}{N_t^n}$$

$$A = z \cdot \sigma_0^k$$

con:

$$n = c \cdot \sigma_{cm}^t$$

E è il modulo di deformazione d'ammasso

σ_{cm} è la resistenza a compressione d'ammasso

$N_t = 2 \cdot \sigma_0 / \sigma_{cm}$, con σ_0 pressione litostatica

z , k , c e t sono funzioni lineari dell'angolo di attrito φ

Gli autori definiscono le seguenti condizioni di stabilità della galleria:

$CL < A$ - situazione critica;

$CL = A$ - situazione limite;

$CL > A$ - situazione accettabile.

5.2.7 Il Metodo di Ellstein

Il metodo proposto da Ellstein [17] analizza il comportamento del fronte di scavo, nel caso di gallerie ad alte coperture, sulla base della resistenza a taglio dell'ammasso roccioso.

L'autore esprime il fattore di sicurezza nei confronti dell'instabilità del fronte di scavo come:

$$FS = N_c \cdot \frac{c}{\gamma \cdot H}$$

dove:

c è la coesione;

γ è il peso di volume del terreno;

H è la profondità della calotta della galleria;

N_c è funzione della geometria di scavo, della profondità della calotta, della posizione della falda e delle caratteristiche di resistenza dell'ammasso.

Il fronte è considerato stabile quando $FS > 1.3$.

5.2.8 Il Metodo di Tamez

Il metodo proposto da Tamez [18] analizza il comportamento del fronte di scavo, sia per le gallerie a basse coperture che per quelle ad alte coperture.

Tale metodo ipotizza che esistano dei prismi di terreno in distacco secondo sezioni longitudinali (Figura 6).

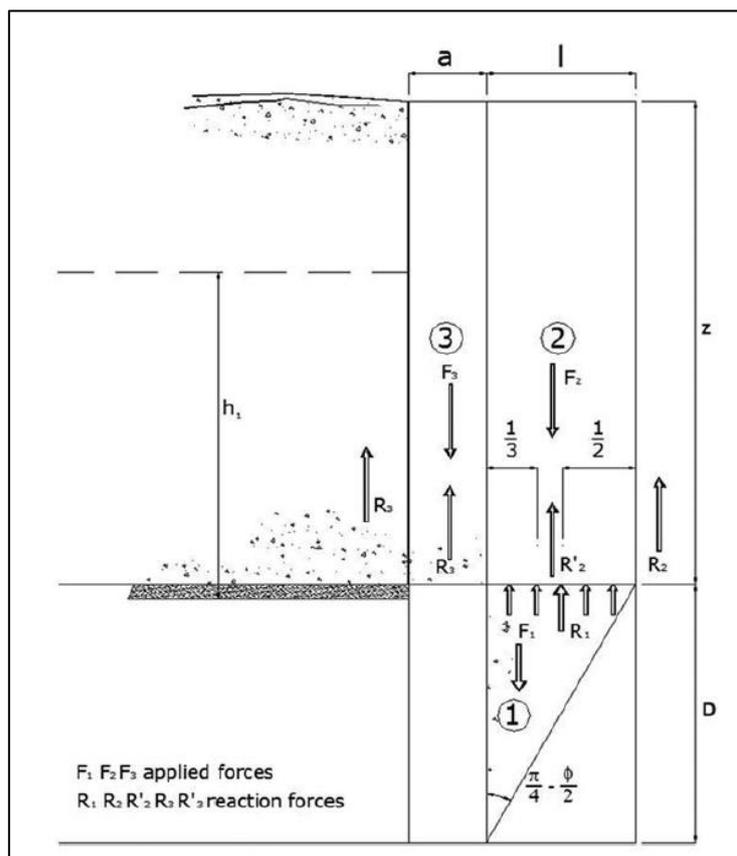


Figura 6 – Meccanismo di rottura secondo Tamez

Valutando il rapporto tra le forze stabilizzanti e quelle instabilizzanti si definisce un coefficiente di sicurezza FSF (Face Safety Factor) nei confronti della stabilità del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[2 \cdot \frac{\tau_{m2} - \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} + 2 \cdot \tau_{m3} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{k_a}} \cdot \frac{h_1}{D} + \frac{3.4 \cdot c_1 - 2 \cdot u_m \cdot \text{tg} \phi}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2 \cdot \sqrt{k_a}}}{\left[1 + \frac{2D}{3z \cdot \left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right] \cdot (\gamma \cdot z)}$$

Vengono di seguito riportate le formule e i parametri utilizzati per il calcolo.

Caratteristiche della galleria

- \$a\$: lunghezza della tratta in cui il rivestimento non è ancora stato installato;
- \$l = D \cdot \text{tg}(45^\circ - \phi/2)\$;
- \$b\$: larghezza della galleria;

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	26 di 220
			Data 06/10/2023	

- D : altezza dello scavo della galleria;
- z : profondità della calotta della galleria;
- h_1 : altezza del cuneo lungo la quale si sviluppa il contributo resistente:

$$h_1 = \begin{cases} z; & \text{per } z < 1.7b \\ 1.7b; & \text{per } z \geq 1.7b \end{cases}$$

Caratteristiche del terreno e della falda

- φ : angolo d'attrito del terreno;
- c_1 : coesione del terreno del concio (1) (fronte);
- c_2 : coesione del terreno dei conci (2) e (3);
- γ : peso di volume del terreno;
- γ_w : peso di volume dell'acqua;
- $k_0 = \sigma_h/\sigma_v$: coefficiente di spinta a riposo;
- k_a : coefficiente di spinta attiva;
- w : profondità della falda rispetto alla superficie del suolo;
- u_m : pressione dell'acqua sotto l'ipotesi di distribuzione idrostatica in corrispondenza della mezzeria della sezione ($D/2$).
- τ_{m2} e τ_{m3} : valori di resistenza al taglio del terreno sulle facce dei conci (2) e (3) che si differenziano a seconda che il valore di z sia minore o maggiore a $1.7b$.

In Tabella 5 sono riportate le categorie di comportamento in base al valore FSF secondo Tamez.

FSF (Face Security Factor)	Comportamento fronte di scavo
$FSF > 2.0$	Comportamento elastico se $c_2 > 0.3 \cdot (\gamma \cdot z)$
$1.5 < FSF < 2.0$	Comportamento elasto-plastico: cedimenti normalmente ammissibili
$1.3 < FSF < 1.5$	Comportamento elasto-plastico: cedimenti importanti
$1.0 < FSF < 1.3$	Incipiente rottura
$FSF < 1.0$	Rottura

Tabella 5 – Categorie di comportamento del fronte secondo Tamez

Il fattore di sicurezza del prisma corrispondente alla tratta in cui il rivestimento non è ancora stato installato (prisma 3) è dato da:

$$FS_3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - \sigma_3} \cdot \frac{h_1}{b} \cdot \left[1 + \frac{b}{a} \right]$$

In conclusione, si assume:

$$FS = \text{MIN}(FSF; FS_3)$$

Al fine di garantire la stabilità deve risultare $FS > 1.5$.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	27 di 220
			Data 06/10/2023	

5.3 Determinazione delle categorie di comportamento

Nel seguito sono riportati i risultati forniti dai metodi empirico-analitici sopra descritti considerando il fronte di scavo privo di interventi di consolidamento. I differenti casi di studio considerati nelle analisi sono specificati in Tabella 6.

Si precisa che, per ciascun caso di studio, oltre alla tipologia della formazione geomeccanica e al valore della copertura, è identificata anche la sezione tipo di scavo prevista in progetto. Tale dato, che chiaramente è ottenuto come output delle analisi di seguito presentate, deve essere specificato, in quanto, alcuni dei metodi utilizzati, per poter essere applicati, richiedono in input la definizione della geometria delle sezioni di scavo nonché la lunghezza della porzione di cavità non sostenuta (si vedano ad esempio il metodo delle Linee Caratteristiche che necessita del raggio equivalente di scavo R_{eq} o il metodo di Taméz che richiede la larghezza e l'altezza della sezione di scavo).

Tenuto conto del fatto che alcuni dei metodi discussi al Paragrafo 5.2 non si applicano nei casi di coperture ridotte, è stata effettuata una distinzione delle casistiche di studio, suddividendo le analisi in base alle definizioni di “gallerie superficiali” e “gallerie profonde” come segue:

gallerie superficiali per $H < 2.5D_{eq}$

gallerie profonde per $H \geq 2.5D_{eq}$

essendo:

H la copertura sopra calotta;

D_{eq} il diametro equivalente di scavo.

Formazione	GSI	Rscavo	Profondità asse galleria Z [m]	Copertura sopra calotta Z [m]	Galleria superficiale/profonda
PLO 1	50	7.0	70	60.0	galleria profonda
	50	7.0	80	70.0	galleria profonda
	50	7.0	90	80.0	galleria profonda
	50	7.0	100	90.0	galleria profonda
	50	7.0	110	100.0	galleria profonda
	50	7.5	20	10.0	galleria superficiale
	50	8.0	100	90.0	galleria profonda
PLO 2	40	7.0	30	20.0	galleria superficiale
	40	7.0	40	30.0	galleria superficiale
	40	7.0	50	40.0	galleria profonda
	40	7.0	60	50.0	galleria profonda
	40	7.0	70	60.0	galleria profonda
	40	7.5	20	10.0	galleria superficiale
	40	8.0	70	60.0	galleria profonda
PLO/faglia	25	7.5	20	10.0	galleria superficiale

Tabella 6 – Identificazione delle casistiche di studio

Le dimensioni geometriche delle varie sezioni tipo sono riassunte in Tabella 7.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	28 di 220
			Data 06/10/2023	

R_{scavo}	b larghezza di scavo	h altezza di scavo	A_{eq} area equivalente al fronte
[m]	[m]	[m]	[m ²]
7.0	14.9	11.4	158
7.5	16.0	12.0	177
8	18.5	12.2	211

Tabella 7 – Geometria Sezioni di scavo

5.3.1 Risultati del metodo delle Linee Caratteristiche

Le analisi sono state condotte per tratte omogenee dal punto di vista geomeccanico, così come definite in Tabella 6, assumendo nell'ambito delle tratte medesime i diversi valori di Z (intesa come profondità del centro della cavità) e le diverse geometrie di scavo (per mezzo dei differenti valori di raggio equivalente R_{eq}).

Nel seguito si riassumono i principali risultati delle analisi con le Linee Caratteristiche, svolte per i casi considerati rappresentativi del comportamento del cavo lungo lo sviluppo della galleria.

Come riportato al Paragrafo 5.2.1, le Linee Caratteristiche ben approssimano il comportamento della galleria in condizioni di simmetria assiale e di stato di deformazione piana. Inoltre, come ipotesi del metodo, si considera uno stato di sforzo al contorno della cavità di tipo isotropo, condizione che può essere considerata soddisfatta nei casi in cui si abbia una sufficiente copertura sopra calotta; per tale motivo nel seguito vengono riportate solo le analisi per cui tale requisito è soddisfatto.

In Tabella 8 vengono indicate le grandezze significative per la valutazione del comportamento allo scavo della cavità naturale (priva di sostegni di prima fase); più in dettaglio sono riportati i valori di convergenza al fronte (C_f), estensione della fascia plastica al fronte (F_{pf}), convergenza al fronte rispetto al raggio di scavo (C_f/R), convergenza assoluta (C_a) e riferita al raggio di scavo (C_a/R), estensione fascia plastica assoluta (F_{pla}), convergenza relativa ($C_a - C_f = C_r$) e convergenza relativa riferita al raggio di scavo (C_r/R).

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 29 di 220
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   	Data 06/10/2023	

Analisi	R	C _f	C _a	C _r	F _{plf}	F _{pla}	c _f /R	c _a /R	c _r /R	F _{plf} /R	F _{pla} /R
[-]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=30_R=7	7.00	0.46	1.54	1.08	0.00	1.37	0.07%	0.22%	0.15%	0.00	0.20
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=40_R=7	7.00	0.73	2.42	1.69	0.00	2.11	0.10%	0.35%	0.24%	0.00	0.30
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=50_R=7	7.00	1.05	3.48	2.44	0.00	2.81	0.15%	0.50%	0.35%	0.00	0.40
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=60_R=7	7.00	1.42	4.75	3.32	0.00	3.47	0.20%	0.68%	0.47%	0.00	0.50
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=7	7.00	1.86	6.21	4.35	0.00	4.12	0.27%	0.89%	0.62%	0.00	0.59
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=20_R=7.5	7.50	0.27	0.89	0.62	0.00	0.53	0.04%	0.12%	0.08%	0.00	0.07
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=8	8.00	2.13	7.10	4.97	0.00	4.71	0.27%	0.89%	0.62%	0.00	0.59
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=70_R=7	7.00	0.76	2.52	1.76	0.00	2.51	0.11%	0.36%	0.25%	0.00	0.36
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=80_R=7	7.00	0.96	3.21	2.24	0.00	3.03	0.14%	0.46%	0.32%	0.00	0.43
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=90_R=7	7.00	1.19	3.98	2.79	0.00	3.55	0.17%	0.57%	0.40%	0.00	0.51
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=7	7.00	1.45	4.85	3.39	0.00	4.05	0.21%	0.69%	0.48%	0.00	0.58
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=110_R=7	7.00	1.74	5.81	4.07	0.21	4.54	0.25%	0.83%	0.58%	0.03	0.65
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=20_R=7.5	7.50	0.07	0.22	0.16	0.00	-1.51	0.01%	0.03%	0.02%	-0.06	-0.20
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=8	8.00	1.66	5.54	3.88	0.00	4.63	0.21%	0.69%	0.48%	0.00	0.58
PLO/faglia_GSI=25_D=0.5_H=20_R=7.5	7.50	0.82	2.72	1.91	0.00	2.69	0.11%	0.36%	0.25%	0.00	0.36

Tabella 8 - Risultati ottenuti dalle analisi con le Linee Caratteristiche.

Per le sezioni scavate nelle formazioni di Siltite, definite come PLO 1, PLO 2 e PLO/faglia, l'esame dei risultati delle analisi condotte con le Linee Caratteristiche (comportamento globale della cavità non rivestita, a prescindere dalle condizioni geomeccaniche puntuali) conduce alla definizione di un quadro di sostanziale stabilità del fronte di scavo e della cavità; sia la convergenza al fronte che la convergenza assoluta sul contorno del cavo risultano modeste (con $C_f < 1\%R_{scavo}$).

Si tenga tuttavia presente che la schematizzazione analitica utilizzata non esclude che nella realtà si possano verificare condizioni più gravose, per effetto delle sfavorevoli condizioni geostrutturali locali, che possono dar luogo a episodi puntuali di instabilità dovuti al rilascio di lastre, blocchi o volumi rocciosi sia dal fronte sia dalle pareti di scavo, anche in corrispondenza di coperture inferiori a quelle indagate nelle analisi. Anche di questo aspetto si terrà in debito conto nella fase di definizione delle sezioni tipo da adottare nelle diverse tratte di riferimento.

5.3.2 Risultati del Metodo di Panet

Con riferimento a quanto riportato al Paragrafo 5.2.2, si riportano in Tabella 9 i risultati relativi alla stabilità del fronte ottenuti per mezzo del metodo di Panet, espressi sia in funzione del fattore di stabilità N_t che in funzione del tasso di deconfinamento critico λ_e . Si riportano nel seguito i risultati ottenuti per le sole "gallerie profonde".

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 30 di 220
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA S.p.A. INGEGNERIA VANILTA' AMBIENTE	sinergo D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	
			Data 06/10/2023	

Analisi	resistenza d'ammasso σ_{cm} (GSI picco)	tensione geostatica σ_0	N_t	condizioni di stabilità del fronte in funzione di N_t	λ_e critico	condizioni di stabilità del fronte in funzione di λ_e
	[MPa]	[MPa]	[-]		[-]	
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=30_R=7	3.74	0.68	0.361	fronte stabile e campo elastico	0.52	fronte stabile a breve termine
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=40_R=7	3.74	0.93	0.494	fronte stabile e campo elastico	0.47	fronte stabile a breve termine
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=50_R=7	3.74	1.18	0.628	fronte stabile e campo elastico	0.43	fronte stabile a breve termine
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=60_R=7	3.74	1.43	0.761	fronte stabile e campo elastico	0.40	fronte stabile a breve termine
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=7	3.74	1.68	0.895	fronte stabile e campo elastico	0.38	fronte stabile a breve termine
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=20_R=7.5	3.74	0.44	0.234	fronte stabile e campo elastico	0.60	fronte stabile a breve termine
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=8	3.74	1.70	0.908	fronte stabile e campo elastico	0.37	fronte stabile a breve termine
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=70_R=7	4.99	1.68	0.672	fronte stabile e campo elastico	0.50	fronte stabile a breve termine
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=80_R=7	4.99	1.93	0.772	fronte stabile e campo elastico	0.47	fronte stabile a breve termine
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=90_R=7	4.99	2.18	0.872	fronte stabile e campo elastico	0.45	fronte stabile a breve termine
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=7	4.99	2.43	0.973	fronte stabile e campo elastico	0.44	fronte stabile a breve termine
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=110_R=7	4.99	2.68	1.073	fronte stabile	0.42	fronte stabile a breve termine
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=20_R=7.5	4.99	0.44	0.176	fronte stabile e campo elastico	0.73	fronte stabile
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=8	4.99	2.45	0.983	fronte stabile e campo elastico	0.43	fronte stabile a breve termine
PLO/faglia_GSI=25_D=0.5_H=20_R=7.5	2.28	0.44	0.384	fronte stabile e campo elastico	0.39	fronte stabile a breve termine

Tabella 9 - Risultati ottenuti dalle analisi con il metodo di Panet

I risultati mostrano un comportamento stabile/stabile a breve termine con un valore di λ_e compreso tra 0.37 e 0.73. Il tasso di deconfinamento critico λ_e decresce all'aumentare del raggio di scavo e della copertura e al diminuire del GSI.

5.3.3 Risultati del Metodo di Bhasin

Con riferimento a quanto presente al Paragrafo 5.2.3, si riportano in Tabella 10 i risultati relativi al comportamento globale allo scavo e alla stabilità del fronte ottenuti per mezzo del metodo di Bhasin, espressi in funzione del fattore di stabilità N_t . Si riportano nel seguito i risultati ottenuti per le sole "gallerie profonde".

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 31 di 220
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

Analisi	resistenza d'ammasso σ_{cm} (GSI picco)	tensione geostatica σ_0	N_t	condizioni di stabilità del fronte in funzione di N_t
	[MPa]	[MPa]	[-]	
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=30_R=7	46.5	0.68	0.36	nessuna plasticizzazione
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=40_R=7	46.5	0.93	0.49	nessuna plasticizzazione
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=50_R=7	46.5	1.18	0.63	nessuna plasticizzazione
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=60_R=7	46.5	1.43	0.76	nessuna plasticizzazione
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=7	46.5	1.68	0.90	nessuna plasticizzazione
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=20_R=7.5	46.5	0.44	0.23	nessuna plasticizzazione
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=8	46.5	1.70	0.91	nessuna plasticizzazione
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=70_R=7	46.5	1.68	0.67	nessuna plasticizzazione
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=80_R=7	46.5	1.93	0.77	nessuna plasticizzazione
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=90_R=7	46.5	2.18	0.87	nessuna plasticizzazione
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=7	46.5	2.43	0.97	nessuna plasticizzazione
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=110_R=7	46.5	2.68	1.07	da leggera a modesta plasticizzazione
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=20_R=7.5	46.5	0.44	0.18	nessuna plasticizzazione
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=8	46.5	2.45	0.98	nessuna plasticizzazione
PLO/faglia_GSI=25_D=0.5_H=20_R=7.5	46.5	0.44	0.38	nessuna plasticizzazione

Tabella 10 - Risultati ottenuti dalle analisi con il metodo di Bhasin

Anche in questo caso, i risultati mostrano un comportamento stabile/stabile a breve termine per gli scavi con un peggioramento delle condizioni all'aumentare della copertura.

5.3.4 Risultati del Metodo di Hoek & Marinos

Con riferimento a quanto riportato al Paragrafo 5.2.4, si riportano in Tabella 11 i risultati relativi al comportamento globale allo scavo e alla stabilità del fronte ottenuti per mezzo del metodo di Hoek & Marinos, espressi in funzione del rapporto tra la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso e la pressione litostatica N_c e della deformazione del cavo ε_t . Si riportano nel seguito i risultati ottenuti per le sole "gallerie profonde".

Analisi	resistenza d'ammasso σ_{cm} (GSI picco)	tensione geostatica σ_0	σ_{cm}/σ_0	ϵ_t %	Condizioni di stabilità
	[MPa]	[MPa]	[-]	[%]	
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=30_R=7	3.74	0.68	5.54	0.006	Condizioni stabili
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=40_R=7	3.74	0.93	4.05	0.011	Condizioni stabili
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=50_R=7	3.74	1.18	3.19	0.018	Condizioni stabili
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=60_R=7	3.74	1.43	2.63	0.025	Condizioni stabili
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=7	3.74	1.68	2.23	0.034	Condizioni stabili
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=20_R=7.5	3.74	0.44	8.55	0.003	Condizioni stabili
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=8	3.74	1.70	2.20	0.035	Condizioni stabili
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=70_R=7	4.99	1.68	2.98	0.020	Condizioni stabili
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=80_R=7	4.99	1.93	2.59	0.026	Condizioni stabili
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=90_R=7	4.99	2.18	2.29	0.032	Condizioni stabili
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=7	4.99	2.43	2.06	0.039	Condizioni stabili
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=110_R=7	4.99	2.68	1.86	0.047	Condizioni stabili
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=20_R=7.5	4.99	0.44	11.40	0.002	Condizioni stabili
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=8	4.99	2.45	2.03	0.040	Condizioni stabili
PLO/faglia_GSI=25_D=0.5_H=20_R=7.5	2.28	0.44	5.21	0.007	Condizioni stabili

Tabella 11 - Risultati ottenuti dalle analisi con il metodo di Hoek & Marinos

Secondo l'approccio di Hoek & Marinos, per ammassi rocciosi con valori del rapporto fra la resistenza d'ammasso e la tensione geostatica minori di 0.36 si hanno deformazioni maggiori dell'1% del raggio di scavo (valore al quale gli Autori cominciano ad associare i primi problemi di stabilità del fronte e plasticizzazione dei materiali); nei casi in oggetto tale condizione non è mai raggiunta.

5.3.5 Risultati del Metodo di Jehtwa

Con riferimento a quanto riportato al Paragrafo 5.2.5 si riportano in Tabella 12 i risultati relativi al comportamento globale allo scavo ottenuti per mezzo del metodo di Jehtwa, espressi in funzione del rapporto tra la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso e la pressione litostatica N_c . Si riportano nel seguito i risultati ottenuti per le sole "gallerie profonde".

Analisi	resistenza d'ammasso σ_{cm} (GSI picco)	tensione geostatica σ_0	σ_{cm}/σ_0	Comportamento atteso
	[MPa]	[MPa]	[-]	
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=30_R=7	3.74	0.68	5.54	non spingente
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=40_R=7	3.74	0.93	4.05	non spingente
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=50_R=7	3.74	1.18	3.19	non spingente
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=60_R=7	3.74	1.43	2.63	non spingente
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=7	3.74	1.68	2.23	non spingente
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=20_R=7.5	3.74	0.44	8.55	non spingente
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=8	3.74	1.70	2.20	non spingente
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=70_R=7	4.99	1.68	2.98	non spingente
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=80_R=7	4.99	1.93	2.59	non spingente

Analisi	resistenza d'ammasso σ_{cm} (GSI piccolo)	tensione geostatica σ_0	σ_{cm}/σ_0	Comportamento atteso
	[MPa]	[MPa]	[-]	
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=90_R=7	4.99	2.18	2.29	non spingente
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=7	4.99	2.43	2.06	non spingente
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=110_R=7	4.99	2.68	1.86	leggermente spingente
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=20_R=7.5	4.99	0.44	11.40	non spingente
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=8	4.99	2.45	2.03	non spingente
PLO/faglia_GSI=25_D=0.5_H=20_R=7.5	2.28	0.44	5.21	non spingente

Tabella 12 - Risultati ottenuti dalle analisi con il metodo di Jehtwa

I risultati mostrano un comportamento da non spingente a leggermente spingente per gli scavi con un peggioramento delle condizioni all'aumentare della copertura.

5.3.6 Risultati del Metodo di Fuoco, Lucarelli e Pasqualini

Con riferimento a quanto riportato al Paragrafo 5.2.4 si riportano in Tabella 13 i risultati relativi al comportamento globale allo scavo ottenuti per mezzo del metodo di Fuoco, Lucarelli e Pasqualini, espressi in funzione confronto tra i valori dei due parametri CL - Limite Critico e A - Indice di Stabilità. Si riportano nel seguito i risultati ottenuti per le sole "gallerie profonde".

Analisi	CL	A	Condizione di stabilità
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=30_R=7	662.9	2.5	fronte stabile
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=40_R=7	460.3	3.0	fronte stabile
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=50_R=7	337.1	3.5	fronte stabile
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=60_R=7	256.2	3.9	fronte stabile
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=7	200.2	4.3	fronte stabile
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=20_R=7.5	1007.9	2.0	fronte stabile
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=8	195.4	4.3	fronte stabile
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=70_R=7	424.9	1.4	fronte stabile
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=80_R=7	351.7	1.5	fronte stabile
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=90_R=7	295.2	1.7	fronte stabile
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=7	250.7	1.8	fronte stabile
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=110_R=7	215.0	2.0	fronte stabile
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=20_R=7.5	1634.8	0.6	fronte stabile
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=8	246.7	1.8	fronte stabile
PLO/faglia_GSI=25_D=0.5_H=20_R=7.5	559.2	13.5	fronte stabile

Tabella 13 - Risultati ottenuti dalle analisi con il metodo di Jehtwa

Anche in questo caso, i risultati mostrano un comportamento stabile ($CL > A$) per gli scavi realizzati all'interno delle formazioni della Siltite.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 34 di 220
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

5.3.7 Risultati del Metodo di Ellstein

Con riferimento a quanto riportato al Paragrafo 5.2.7 si riportano in Tabella 14 i risultati relativi al comportamento del fronte di scavo ottenuti per mezzo del metodo di Ellstein. Si riportano nel seguito i risultati ottenuti per le sole “gallerie profonde”.

Analisi	Nc	Fs	Condizione di stabilità
	[-]	[-]	[-]
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=30_R=7	6.62	2.37	Fronte stabile
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=40_R=7	7.96	2.15	Fronte stabile
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=50_R=7	8.72	1.97	Fronte stabile
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=60_R=7	9.15	1.81	Fronte stabile
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=7	9.40	1.68	Fronte stabile
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=8	9.13	1.63	Fronte stabile
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=70_R=7	10.44	2.67	Fronte stabile
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=80_R=7	10.64	2.47	Fronte stabile
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=90_R=7	10.75	2.30	Fronte stabile
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=7	10.80	2.15	Fronte stabile
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=110_R=7	10.81	2.03	Fronte stabile
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=8	10.59	2.11	Fronte stabile
PLO/faglia_GSI=25_D=0.5_H=20_R=7.5	3.76	1.18	Fronte instabile

Tabella 14 - Risultati ottenuti dalle analisi con il metodo di Ellstein

I risultati mostrano un comportamento del fronte stabile per i casi in cui l'ammasso ha GSI > 40, mentre vengono evidenziate condizioni di instabilità nel caso di GSI pari a 25, corrispondente alla zona di faglia.

5.3.8 Risultati del Metodo di Tamez

Con riferimento al Paragrafo 5.2.8, si riportano nel seguito i risultati del calcolo della stabilità del fronte effettuato con il metodo di Tamez (Tabella 15).

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 35 di 220
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

Analisi	a	h1	FSF	FS_3	FS_MIN	Condizione di stabilità
	[m]	[m]				
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=30_R=7	3	20	3.79	5.73	3.79	Cedimenti trascurabili
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=40_R=7	3	25.33	3.83	6.24	3.83	Cedimenti trascurabili
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=50_R=7	3	25.33	3.67	6.25	3.67	Cedimenti trascurabili
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=60_R=7	3	25.33	3.51	6.16	3.51	Cedimenti trascurabili
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=7	3	25.33	3.37	6.03	3.37	Cedimenti trascurabili
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=20_R=7.5	3	10	3.63	4.83	3.63	Cedimenti trascurabili
PLO-1_GSI=40_D=0.5_H=70_R=8	3	31.45	3.50	6.74	3.50	Cedimenti trascurabili
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=70_R=7	3	25.33	4.70	7.95	4.70	Cedimenti trascurabili
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=80_R=7	3	25.33	4.45	7.66	4.45	Cedimenti trascurabili
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=90_R=7	3	25.33	4.24	7.40	4.24	Cedimenti trascurabili
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=7	3	25.33	4.07	7.18	4.07	Cedimenti trascurabili
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=110_R=7	3	25.33	3.92	6.98	3.92	Cedimenti trascurabili
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=20_R=7.5	3	10	6.45	8.27	6.45	Cedimenti trascurabili
PLO-2_GSI=50_D=0.5_H=100_R=8	3	31.45	4.34	8.27	4.34	Cedimenti trascurabili
PLO/faglia_GSI=25_D=0.5_H=20_R=7.5	3	10	1.75	2.52	1.75	Cedimenti ammissibili

Tabella 15. Risultati ottenuti dalle analisi con il metodo di Tamez in assenza di pressione di stabilizzazione.

Perché sia garantita la stabilità, $FS = \min(FSF; FS_3)$ deve risultare superiore a 1.5. La condizione risulta sempre soddisfatta.

5.3.9 Riepilogo risultati ottenuti

Sulla base dei metodi analitico-empirici applicati e unitamente all'analisi critica dei risultati ottenuti rispetto all'affidabilità dei dati di ingresso in termini di parametri di ammasso (rigidezza e resistenza), in relazione a eventuali variabilità attese lungo il tracciato della galleria e alle possibili conseguenze per comportamenti imprevisti, è possibile trarre cautelativamente alcune conclusioni comuni sulla base delle quali è stata definita la categoria di comportamento del fronte di scavo. I risultati sono riassunti nella Tabella 16.

Ammasso	Coperture	Stabilità del fronte	Classe di comportamento
PLO 1	10m<H<40m	Rare manifestazioni di instabilità a breve termine del fronte di scavo	A / (B)
	40m<H<60m	Possibili manifestazioni di instabilità a breve termine del fronte di scavo	(A) / B
PLO 2	5m<H<20m	Probabili manifestazioni di instabilità del fronte di scavo	(B) / C
	20m<H<60m	Rare manifestazioni di instabilità a breve termine del fronte di scavo	A / (B)

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 36 di 220
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

Ammasso	Coperture	Stabilità del fronte	Classe di comportamento
	60m<H<90m	Rare manifestazioni di instabilità a breve termine del fronte di scavo	A / (B)
	90m<H<100m	Fronte stabile a breve termine	B
PLO/faglia	-	Probabili manifestazioni di instabilità del fronte di scavo	(B) / C

Tabella 16 - Riassunto stabilità del fronte

Le previsioni di comportamento lungo il tracciato delle gallerie sono illustrate in forma sintetica nell' elaborato di progetto Profilo geomeccanico e progettuale di previsione della galleria [30].

5.4 Situazioni di rischio potenziale

Si riporta nel seguito la definizione delle possibili Situazioni di Rischio Potenziale (SRP), riferite ai materiali riscontrati lungo il tracciato della galleria naturale e significative ai fini progettuali per la definizione delle tratte di applicazione delle diverse sezioni tipo.

Nel seguito, una breve descrizione delle Situazioni di Rischio Potenziale individuate lungo il tracciato della galleria.

A seguire, una tabella riassuntiva (Tabella 17) in cui, per ogni SRP individuata, viene definita la tipologia di intervento da applicare, la formazione litologica di potenziale rinvenimento di tale condizione e le sezioni di progetto conseguentemente previste.

Per l'individuazione delle tratte soggette alle SRP di seguito descritte, si rimanda al Profilo geomeccanico e progettuale di previsione della galleria [30].

S1 - Instabilità del fronte: meccanismo potenzialmente manifestabile per:

- collasso del nucleo per motivi di decompressione dovuti allo scavo. I fenomeni di rifluimento idrico causati da infiltrazione d'acqua e l'incremento del carico litostatico favoriscono tale situazione;
- attraversamenti di faglie o ammassi intensamente fratturati;
- orientamento sfavorevole delle superfici di discontinuità aventi inclinazione superiore all'angolo di resistenza al taglio delle superfici stesse.

È necessario prevedere il consolidamento del fronte e del contorno della cavità attraverso messa in opera di adeguati interventi di sostegno e il tamponamento del fronte tramite adeguati spessori di betoncino proiettato.

S2 - Instabilità della cavità (grandi deformazioni): lo scavo di opere in sotterraneo a grandi profondità può generare deformazioni importanti lungo la galleria, dal fronte fino alla struttura di sostegno; nel caso estremo, queste deformazioni possono portare al crollo parziale o totale del sostegno stesso. Il fenomeno può svilupparsi anche in caso di fronte stabile a causa di una trasformazione dello stato tensionale da tridimensionale in prossimità del fronte a bidimensionale a una distanza da esso generalmente superiore a 3 diametri. Le condizioni per cui può verificarsi questa condizione di rischio potenziale sono: bassa resistenza della roccia in relazione allo stato tensionale naturale, deformabilità elevata dell'ammasso, sostegno insufficiente o caratterizzato da deformabilità troppo elevata. Devono essere quindi valutate differenze

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	37 di 220
			Data 06/10/2023	

sequenze sostegno/convergenza per ottimizzare lo stato di equilibrio e per valutare la sensibilità dello scavo alla libertà di convergenza ammessa. In generale il sostegno di prima fase, completo dell'arco rovescio, dovrà essere applicato quanto più vicino possibile al fronte con la chiusura dell'anello a distanza non superiore a 1.5 diametri.

S4 - Formazione di camini: situazione verificabile in condizioni di basse coperture anche in presenza di un contatto tra due litologie differenti a pochi metri al di sopra della calotta della galleria. Tali fenomeni sono in generale direttamente legati alla stabilità del fronte. Il collasso di questo può portare al franamento all'interno della cavità dei terreni di copertura per decine di metri fino al raggiungimento del piano campagna. Il consolidamento in avanzamento dei terreni costituenti il fronte e il contorno della cavità deve evitare l'insacco di instabilità a breve termine, ossia precedenti alla messa in opera del rivestimento di prima fase.

S5 – Disturbo tettonico, faglie e sovrascorrimenti: attraverso il massiccio frequentemente si identificano lineamenti disgiuntivi di vario genere comunemente noti come faglie o pieghe in cui i problemi potenzialmente verificabili sono dovuti a:

- elevato grado di fratturazione dell'ammasso roccioso;
- crollo di volumi di roccia sia al fronte che lungo il profilo di scavo;
- presenza di importanti venute d'acqua.

È necessario che la sequenza di scavo in prossimità di faglie riconosciute come critiche sia preceduta da perforazioni di prospezione in avanzamento per determinare l'esatta ubicazione del punto sfavorevole alla quota del progetto.

L'attraversamento deve essere generalmente preceduto da un efficace drenaggio del corpo della faglia e della roccia al contorno. Il consolidamento del materiale di riempimento deve essere commisurato alla sua consistenza e all'estensione della faglia. Le tecnologie usuali di consolidamento (infilaggi metallici o tubi VTR iniettati, iniezioni, ecc.) devono essere valutate in conseguenza della loro applicabilità in funzione della natura del materiale da consolidare.

S6 – Infiltrazioni e pressione interstiziale: L'attraversamento di formazioni eterogenee a basse coperture o di zone di faglia aumenta il rischio di presenza di venute d'acqua consistenti con eventuale possibilità di trascinamento di materiale che possono portare all'instabilità del fronte.

È necessario prevedere perforazioni di prospezione e drenaggio in avanzamento, da eseguire in prossimità delle zone sfavorevoli.

S7 - Interferenze: situazioni di incremento locale delle tensioni prodotte dallo scavo e di conseguente peggioramento delle SRP precedentemente descritte potranno manifestarsi in corrispondenza della realizzazione di aperture trasversali alla galleria. Il rinforzo degli interventi di sostegno (riduzione del passo delle centine e delle chiodature o getto del rivestimento definitivo della galleria a cavallo dell'apertura) contribuisce a contrastare l'aumento delle tensioni sul contorno nelle zone di cambio sezione.

S8 - Splaccaggio e sgretolamento: lungo la tratta di attraversamento del substrato roccioso, il reticolo fessurativo e l'orientamento della scistosità dell'ammasso possono isolare corpi di roccia al momento dell'apertura dello scavo. In caso di piani di scistosità subparalleli alle superfici di scavo possono innescarsi fenomeni legati all'instabilità per flessione e imbozzamento degli strati. In funzione dell'intensità delle superfici disgiuntive questi fenomeni possono evolversi fino allo sgretolamento di porzioni di roccia importanti sul contorno. Il corretto dimensionamento della chiodatura radiale e del preanello di rivestimento con eventuali centine contrastano tale tipo d'instabilità.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l. MANDANTI    <small>RECUPERO VALUTA AMBIENTE</small> <small>DVisionArchitecture</small>	REV. A	FOGLIO 38 di 220 Data 06/10/2023
--	--	-----------	---

S9 – Stato deformativo dissimmetrico (parietalità): situazioni di incremento delle tensioni dovute a forti disimmetrie di carico che si verificano, per esempio, in gallerie parietali. Il rischio che il paramento di valle non sia in grado di equilibrare il nuovo stato tensionale dell’ammasso generato dallo scavo della galleria dipende dalle caratteristiche geomeccaniche del materiale attraversato e dalla geometria del problema. Laddove possibile, il consolidamento preventivo delle tratte con copertura molto ridotta è la soluzione migliore. Infatti, l’immissione di una coesione artificiale aumenta sensibilmente la capacità portante del materiale attorno alle gallerie. In ogni caso le opere di sostegno degli scavi devono garantire la necessaria rigidità presso-flessionale allo scopo di evitare grandi deformazioni o collassi. Ciò può ottenersi tramite l’esecuzione di un sostegno fortemente armato immediatamente dopo lo scavo.

S10 – Cedimenti superficiali: lo scavo di opere in sotterraneo provoca delle deformazioni dell’ammasso roccioso nell’intorno dell’area di scavo che, a basse coperture, possono innescare cedimenti e affondamenti pericolose per le strutture di superficie. Le conseguenze e i danni dipendono dall’intensità del fenomeno e dalla vulnerabilità degli elementi in superficie. In generale, l’estensione e l’entità dei cedimenti dipende dalla tecnica di scavo, dalla dimensione e dalla geometria dello scavo e dal tipo di materiale scavato. In caso di fenomeni di subsidenza, la deformazione può essere ritardata rispetto alla fase di scavo e può coinvolgere ampie aree.

SRP	Descrizione	Tipologia di intervento	Formazione litologica	Sezioni tipo
1	Instabilità del fronte	<ul style="list-style-type: none"> consolidamento sul fronte betoncino proiettato sul fronte in caso di fermo lavori 	PLO 1 PLO 2 PLO/faglia	Sez. GN-C1-IMB Sez. GN-C1-1 Sez. GN-C1-2 Sez. GN-B1 Sez. GN-B2 Sez. PS-B1 Sez. N-CE-B1
2	Instabilità della cavità (grandi deformazioni)	<ul style="list-style-type: none"> interventi in avanzamento sul contorno e sul fronte passaggio a una sezione di scavo più pesante sostegno di prima fase completo di arco rovescio il più vicino possibile dal fronte 	PLO 2	Sez. GN-B1 Sez. N-CE-B1
4	Formazione di camini	<ul style="list-style-type: none"> interventi in avanzamento sul contorno e sul fronte sostegno di prima fase completo di arco rovescio il più vicino possibile dal fronte 	PLO 1 PLO/faglia	Sez. GN-C1-IMB Sez. GN-B2
5	Disturbo tettonico, faglie e sovrascorrimenti	<ul style="list-style-type: none"> perforazioni di prospezione e drenaggio in avanzamento interventi in avanzamento sul contorno e sul fronte 	PLO/faglia	Sez. GN-B2
6	Infiltrazioni e pressione interstiziale	<ul style="list-style-type: none"> perforazioni di prospezione e drenaggio in avanzamento 	PLO/faglia	Sez. GN-B2
7	Interferenze	<ul style="list-style-type: none"> getto del rivestimento definitivo della galleria prima dell'apertura della cavità 	PLO 1 PLO 2	Sez. N-CE-A2 Sez. N-CE-B1
8	Splaccaggio e sgretolamento	<ul style="list-style-type: none"> chiodature betoncino proiettato centine 	PLO 1 PLO 2	Sez. GN-A2 Sez. GN-B1 Sez. GN-C1-IMB Sez. GN-C1-1
9	Stato deformativo fortemente disimmetrico	<ul style="list-style-type: none"> riduzione passo centine rinforzo della sezione resistente 	PLO 1	Sez. GN-B1
10	Cedimenti superficiali	<ul style="list-style-type: none"> interventi in avanzamento sul contorno e sul fronte 	PLO 1 PLO/faglia	Sez. GN-C1-IMB Sez. GN-C1-2 Sez. GN-B2

Tabella 17 – Situazioni di Rischio Potenziale individuate

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	40 di 220
			Data 06/10/2023	

6 FASE DI TERAPIA

Nel presente paragrafo vengono descritte le sezioni tipologiche adottate nel presente progetto, definite sulla base dei risultati di calcolo forniti dai metodi analitico-empirici di cui al Capitolo 5.

I modelli di comportamento dell'ammasso roccioso considerati, necessariamente semplificati, sono di tipo omogeneo e isotropo. Nella realtà fisica, l'ammasso è caratterizzato da disomogeneità e anisotropia: pertanto è plausibile la manifestazione di condizioni tensio-deformative non simmetriche, ancor più evidenti in condizioni di basse coperture. Ben coscienti delle semplificazioni adottate, si è comunque tenuto conto, individuando opportuni interventi di confinamento per le varie sezioni tipo, di un comportamento dell'ammasso anche potenzialmente difforme da quanto evidenziato dai risultati delle analisi. Inoltre, si è tenuto conto di problematiche particolari (basse coperture, intensa fatturazione) difficilmente modellabili, predisponendo opportune sezioni tipo e specifici interventi di consolidamento. Le sezioni tipo adottate prevedono pertanto gli interventi di seguito descritti.

Nell'ambito della progettazione della galleria, per le sezioni tipologiche precedentemente menzionante, sono state individuate sette tipologie di sezioni di scavo definite in relazione alla classificazione dell'ammasso secondo Bieniawski (RMR '89).

Nel seguito sono riportate le descrizioni delle sezioni di scavo adottate con l'indicazione dei relativi interventi, della tratta di applicazione e delle fasi esecutive.

6.1 Definizione delle Sezioni Tipo

6.1.1 Sezione tipo GN-A1

6.1.1.1 *Campo di applicazione*

Nella formazione PLO 2 (GSI=50) in ammassi di classe III con coperture < 70 m.

6.1.1.2 *Tratta di applicazione*

La sezione tipo GN-A1 si applica tra le progressive km 2+295 e km 2+341 per circa il 30% della tratta.

6.1.1.3 *Fasi operative*

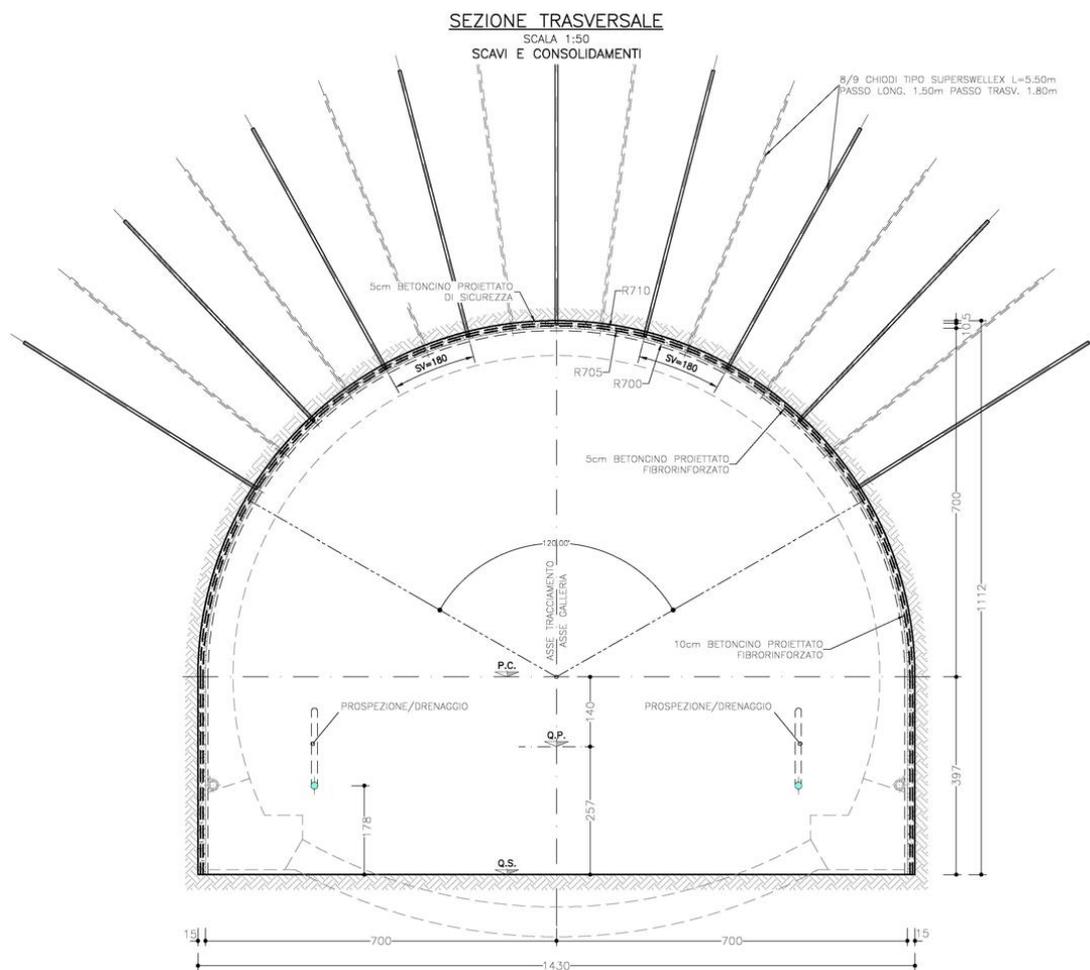
Lo scavo è previsto a piena sezione, indicativamente mediante esplosivo, con sfondi di lunghezza massima pari a 3.0m. La sezione prevede i seguenti interventi:

- N° 1+1 perforazioni di prospezione e drenaggio, L=36m, sovrapposizione 6m
- Rivestimento di prima fase composto da uno strato di 20 cm di betoncino (5+10 cm di betoncino fibrorinforzato mediante fibre metalliche 30kg/m³ e 5 cm di betoncino non fibrorinforzato di regolarizzazione) e chiodi radiali tipo SuperSwellex Pm24 L=5.5m, passo 1.5x1.8m.
- Strato di betoncino proiettato fibrorinforzato sul fronte di scavo, spessore 5cm ogni sfondo.
- Impermeabilizzazione costituita da manto in PVC protetto con uno strato di tessuto non tessuto.
- Rivestimento definitivo in arco rovescio (calcestruzzo armato - spessore 60cm) e sulle murette, gettato ad una distanza dal fronte non vincolata.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture	REV. A	FOGLIO 41 di 220
					Data 06/10/2023	

- Rivestimento definitivo in calotta (calcestruzzo non armato - spessore 50cm), gettato ad una distanza massima dal fronte non vincolata.

Si riportano nelle immagini seguenti la sezione di scavo e la carpenteria della Sezione tipo GN-A1



CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 43 di 220
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA S.p.A. s.r.l. RICERCA VALUTA AMBIENTE	sinergo D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	
			Data 06/10/2023	

- Rivestimento definitivo in calotta (calcestruzzo non armato - spessore 60cm), gettato ad una distanza massima dal fronte non vincolata.

Si riportano nelle immagini seguenti la sezione di scavo e la carpenteria della Sezione tipo GN-A2.

SEZIONE TRASVERSALE
 SCALA 1:50
 SCAVI E CONSOLIDAMENTI

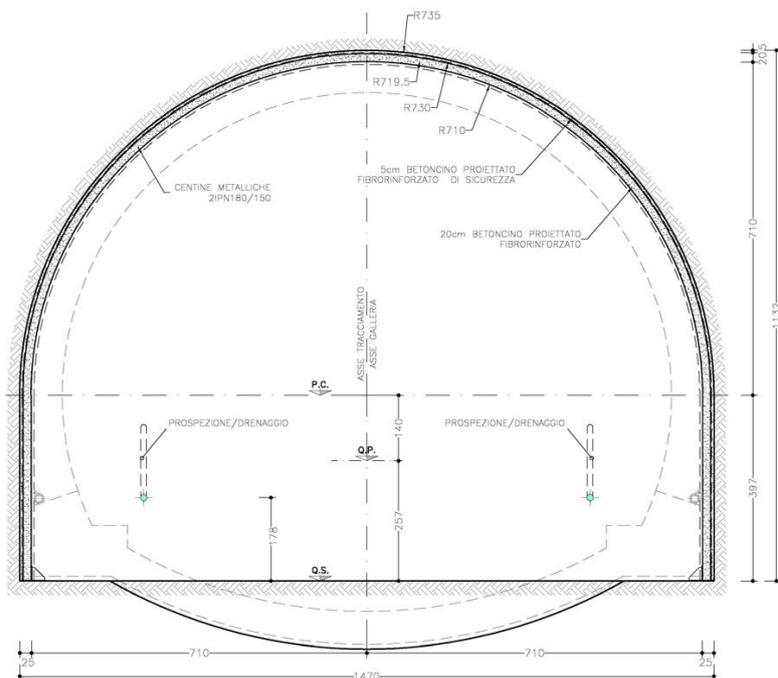


Figura 9 – Sezione GN-A2 – Sezione di scavo.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI ETA S.p.A. ENERGENA S.p.A.	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture	REV. A	FOGLIO 44 di 220
							Data 06/10/2023

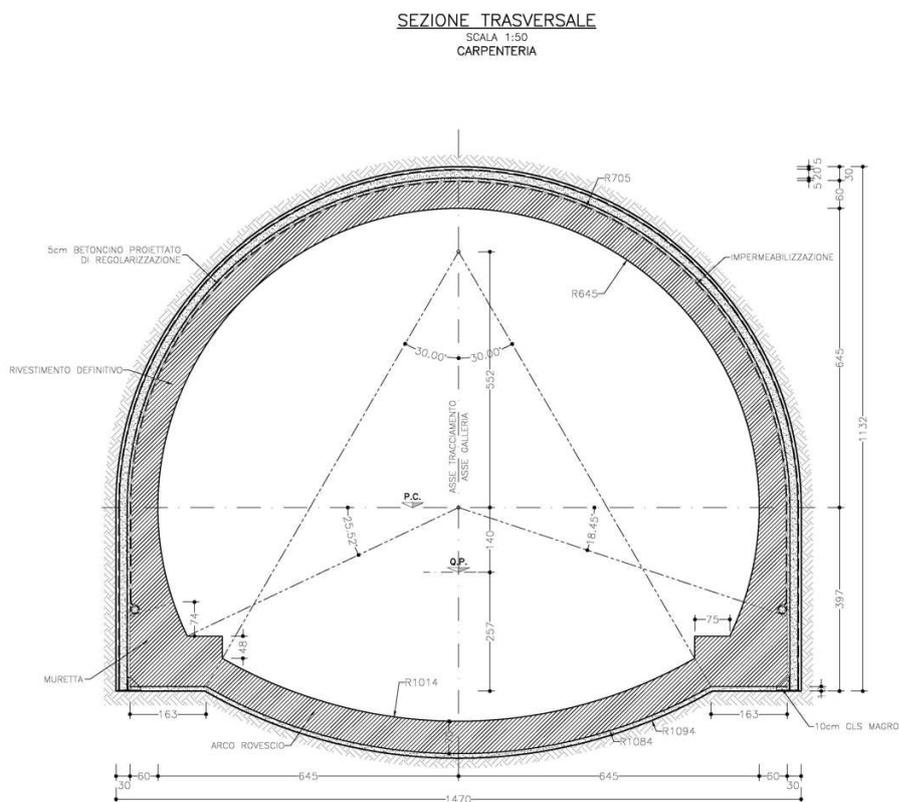


Figura 10 – Sezione GN-A2 – Carpenteria.

6.1.3 Sezione tipo GN-B1

6.1.3.1 Campo di applicazione

Nella formazione PLO 1 (GSI=40) in ammassi di classe IV con coperture $40\text{ m} < H < 60\text{ m}$.
 Nella formazione PLO 2 (GSI=50) in ammassi di classe III con coperture $90\text{ m} < H < 100\text{ m}$.

6.1.3.2 Tratta di applicazione

La sezione tipo GN-B1 si applica:

- tra le progressive km 2+117 e km 2+295 per circa il 30% della tratta;
- tra le progressive km 2+390 e km 2+626 per circa il 40% della tratta;
- tra le progressive km 2+675 e km 2+699 per il 100% della tratta;
- tra le progressive km 2+735 e km 2+964 per circa il 20% della tratta.

6.1.3.3 Fasi operative

Lo scavo è previsto a piena sezione, indicativamente mediante mezzi meccanici, con sfondi di lunghezza 1.2m. La sezione prevede i seguenti interventi:

- N° 1+1 perforazioni di prospezione e drenaggio, L=36m, sovrapposizione 6m.
- Preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 60 ancoraggi autoperforanti R51N, L=18m, sovrapposizione 6m.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA S.p.A. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture
				Data 06/10/2023

- Rivestimento di prima fase composto da uno strato di 30cm di betoncino (5+25 cm di betoncino fibrorinforzato mediante fibre metalliche 30kg/m3 e 5 cm di betoncino non fibrorinforzato di regolarizzazione) e doppie centine IPN180 a passo 1.2m.
- Strato di betoncino proiettato fibrorinforzato sul fronte di scavo, spessore 5cm ogni sfondo, 10 cm a fine campo.
- Impermeabilizzazione costituita da manto in PVC protetto con uno strato di tessuto non tessuto.
- Rivestimento definitivo in arco rovescio (calcestruzzo armato - spessore 80cm) e sulle murette, gettato a una distanza massima dal fronte compresa tra $1.5 \varnothing$ e $3.0 \varnothing$.
- Rivestimento definitivo in calotta (calcestruzzo non armato - spessore 70cm), gettato ad una distanza massima dal fronte non vincolata.

Si riportano nelle immagini seguenti la sezione di scavo e la carpenteria della Sezione tipo GN-B1.

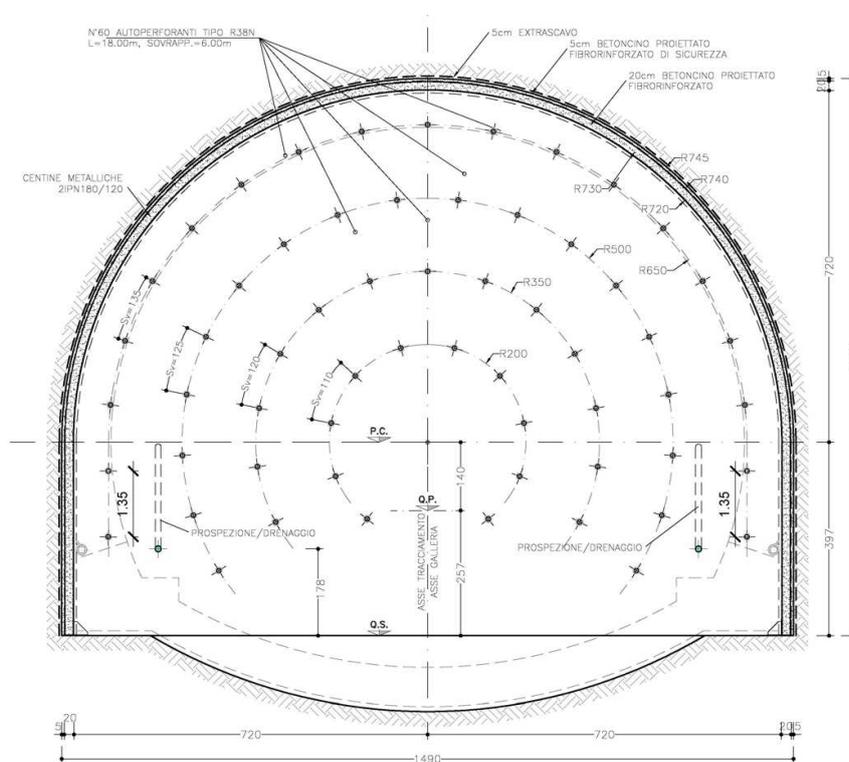


Figura 11 – Sezione GN-B1 – Sezione di scavo.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETAZMA s.r.l. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture	REV. A	FOGLIO 46 di 220
					Data 06/10/2023	

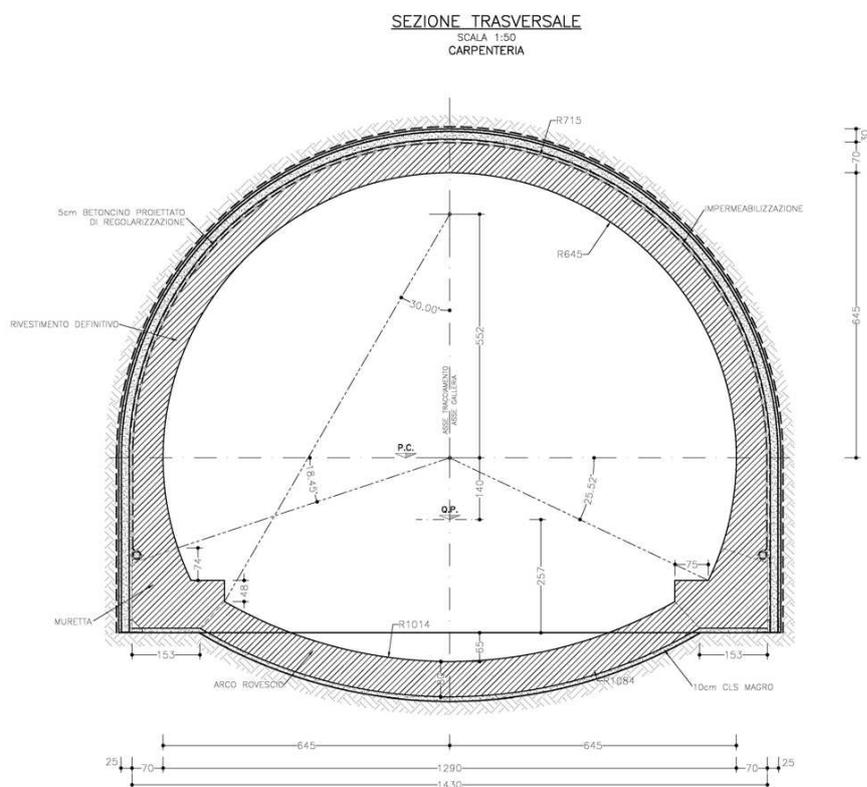


Figura 12 – Sezione GN-B1 – Carpenteria.

6.1.4 Sezione tipo GN-B2

6.1.4.1 *Campo di applicazione*

In corrispondenza della faglia.

6.1.4.2 *Tratta di applicazione*

La sezione tipo GN-B2 si applica in corrispondenza della faglia tra le progressive km 2+699 e km 2+735.

6.1.4.3 *Fasi operative*

Lo scavo è previsto a piena sezione, indicativamente mediante mezzi meccanici, con sfondi di lunghezza 1.0m. La sezione prevede i seguenti interventi:

- Preconsolidamento del contorno di scavo mediante n. 27 ancoraggi autoperforanti R51N, L=9m, passo longitudinale 2 m, trasversale 0.6 m
- N° 2+2 perforazioni di prospezione e drenaggio, L=36m, sovrapposizione 6m, attrezzate con tubazioni in PVC fessurate e rivestite con calza in TNT.
- Preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 66 ancoraggi autoperforanti R51N, L=18m, sovrapposizione 9m.
- Rivestimento di prima fase composto da uno strato di 30cm di betoncino (5+25 cm di betoncino fibrorinforzato mediante fibre metalliche 30kg/m³ e 5 cm di betoncino non fibrorinforzato di regolarizzazione) e doppie centine IPN180 a passo 1.0m.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA S.p.A. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture
				Data 06/10/2023

- Strato di betoncino proiettato fibrorinforzato sul fronte di scavo, spessore 5cm ogni sfondo, 10 cm a fine campo.
- Impermeabilizzazione costituita da manto in PVC protetto con uno strato di tessuto non tessuto.
- Rivestimento definitivo in arco rovescio (calcestruzzo armato - spessore 90cm) e sulle murette, gettato a una distanza massima dal fronte compresa tra 1.5 ϕ e 3.0 ϕ .
- Rivestimento definitivo in calotta (calcestruzzo non armato - spessore 80cm), gettato ad una distanza massima dal fronte non vincolata.

Si riportano nelle immagini seguenti la sezione di scavo e la carpenteria della Sezione tipo GN-B2.

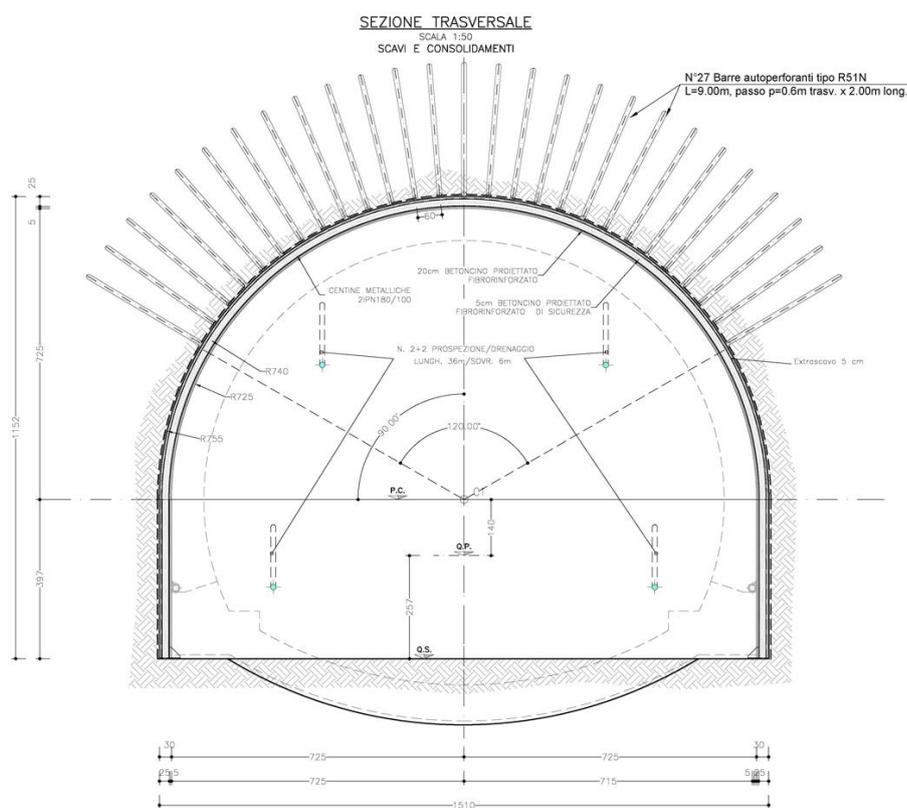


Figura 13 – Sezione GN-B2 – Sezione di scavo.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI CITIZIA s.r.l. INGEGNERIA VANILTA' AMBIENTE	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture	REV. A	FOGLIO 48 di 220
					Data 06/10/2023	

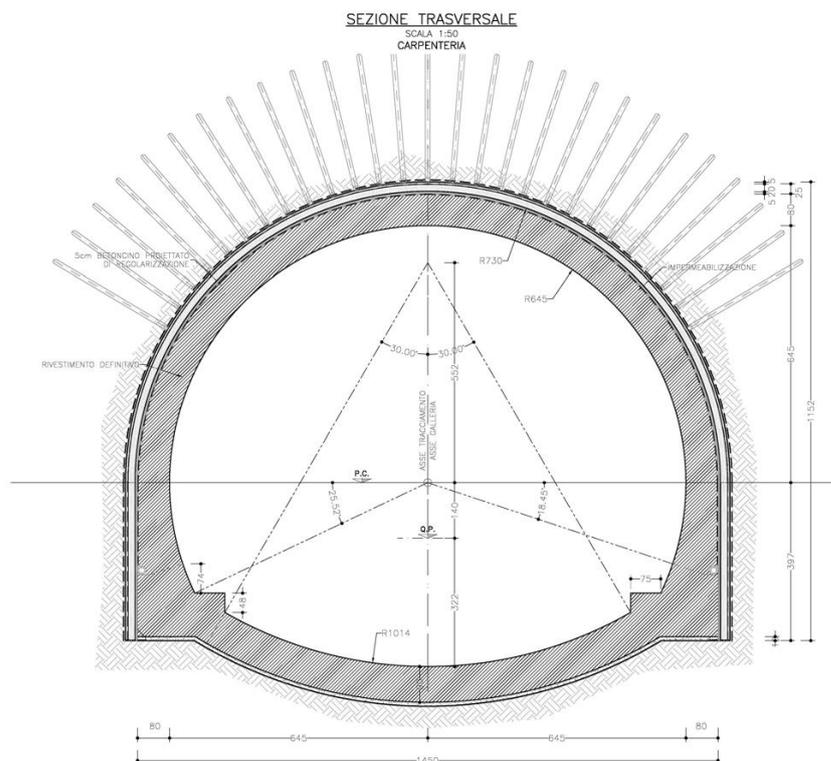


Figura 14 – Sezione GN-B2 – Carpenteria.

6.1.5 Sezione tipo GN-C1-1

6.1.5.1 *Campo di applicazione*

All'imbocco nord della galleria naturale, dopo la sezione IMB, nella formazione PLO 2 in basse coperture.

6.1.5.2 *Tratta di applicazione*

La sezione tipo GN-C1-1 si applica all'imbocco nord tra le progressive km 2+964 e km 2+976.

6.1.5.3 *Fasi operative*

Lo scavo è previsto a piena sezione, indicativamente mediante mezzi meccanici, con sfondi di lunghezza 1.0 m e campi di lunghezza 12.0 m e un extrascavo pari a 10 cm. La sezione prevede i seguenti interventi:

- N° 1+1 perforazioni di prospezione e drenaggio, L=36m, sovrapposizione 9 m.
- Protezione del contorno dello scavo mediante n. 39 infilaggi metallici, Ø=127.9 mm s=10mm L=15 m, sovrapposizione minima 3.0m, cementati con malta cementizia.
- Preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 66 tubi in VTR, Ø60/40 L=18 m, sovrapposizione minima 6 m, cementati con malta cementizia.
- Rivestimento di prima fase composto da uno strato di 30 cm di betoncino proiettato di cui 25 cm fibrorinforzato e 5 cm non fibrorinforzato (betoncino di regolarizzazione) e doppie centine IPN180 a passo 1.0 m.
- Strato di betoncino proiettato fibrorinforzato sul fronte di scavo, spessore 5cm ogni sfondo e 10cm ogni campo.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI sinergo D_VA D\VisionArchitecture	REV. A	FOGLIO 49 di 220
			Data 06/10/2023	

- Impermeabilizzazione costituita da manto in PVC protetto con uno strato di tessuto non tessuto.
- Rivestimento definitivo in arco rovescio (calcestruzzo armato - spessore 90 cm) e sulle murette (calcestruzzo armato), gettato a una distanza dal fronte vincolata tra 0.5D e 1.5D.
- Rivestimento definitivo in calotta (calcestruzzo armato - spessore variabile da 50 a 125 cm), gettato a una distanza massima dal fronte non vincolato.

Si riportano nelle immagini seguenti la sezione di scavo e la carpenteria della Sezione tipo GN-C1-1.

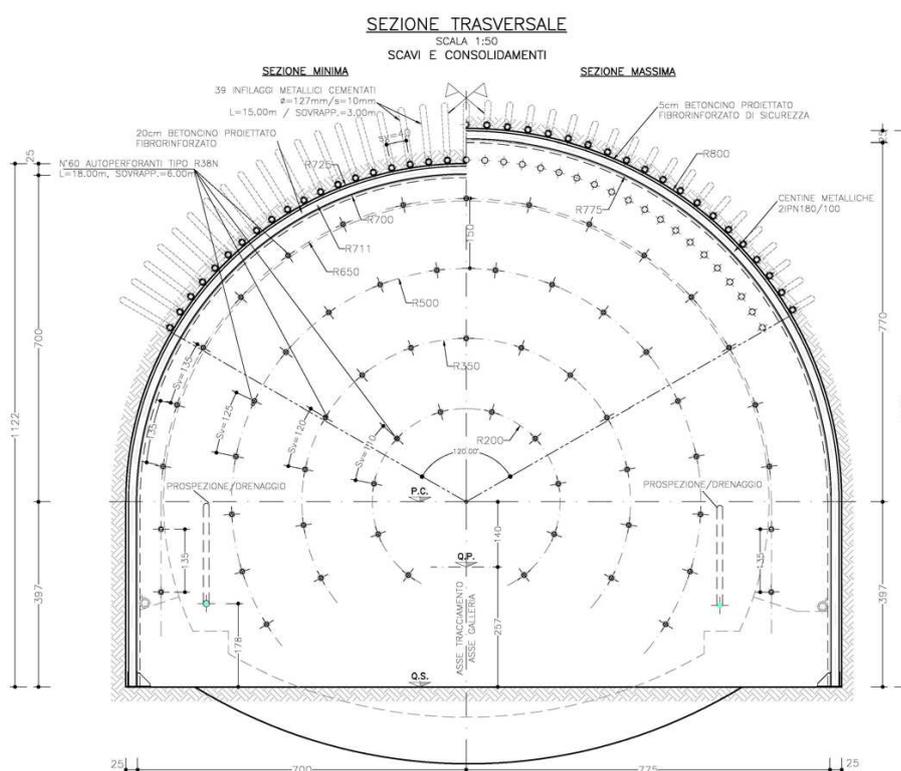


Figura 15 – Sezione GN-C1-1 – Sezione di scavo.

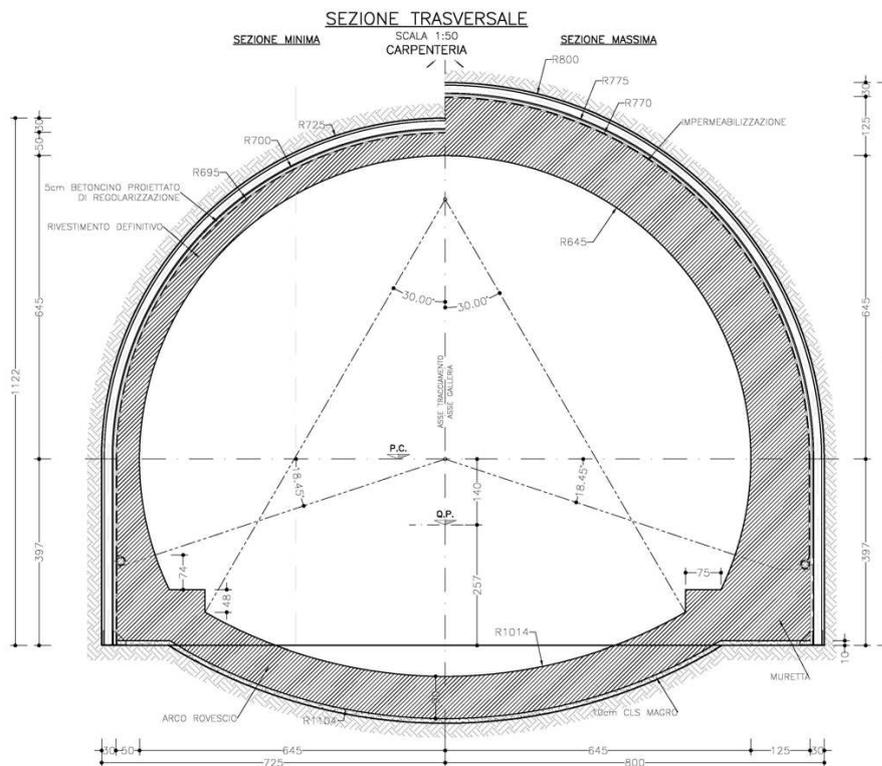


Figura 16 – Sezione GN-C1-1 – Carpenteria.

6.1.6 Sezione tipo GN-C1-2

6.1.6.1 Campo di applicazione

All'imbocco sud della galleria naturale, dopo la sezione IMB, nella formazione PLO 1 in basse coperture.

6.1.6.2 Tratta di applicazione

La sezione tipo GN-C1-2 si applica all'imbocco sud tra le progressive km 2+072 e km 2+117.

6.1.6.3 Fasi operative

Lo scavo è previsto a piena sezione, indicativamente mediante mezzi meccanici, con sfondi di lunghezza 1.0m e campi di lunghezza 9.0m. La sezione prevede i seguenti interventi:

- N° 1+1 perforazioni di prospezione e drenaggio, L=36m, sovrapposizione 6m.
- Protezione del contorno dello scavo mediante n. 39 infalaggi metallici, $\varnothing=127.9\text{mm}$ s=10mm L=15m, sovrapposizione minima 6.0m, cementati con malta cementizia.
- Preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 60 autoporforanti R51N, L=18m, sovrapposizione 9m.
- Rivestimento di prima fase composto da uno strato di 30cm di betoncino (5+20 cm di betoncino fibrorinforzato mediante fibre metalliche 30kg/m³ e 5 cm di betoncino non fibrorinforzato di regolarizzazione) e doppie centine IPN180 a passo 1.0m.
- Strato di betoncino proiettato fibrorinforzato sul fronte di scavo, spessore 5cm ogni sfondo, 10 cm a fine campo.
- Impermeabilizzazione costituita da manto in PVC protetto con uno strato di tessuto non tessuto.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI ETAZMA s.r.l. INGENGERIA VANILTA AMBIENTE	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture	REV. A	FOGLIO 51 di 220
							Data 06/10/2023

- Rivestimento definitivo in arco rovescio (calcestruzzo armato - spessore 90cm) e sulle murette, gettato a una distanza massima dal fronte compresa tra $0.5 \varnothing$ e $1.5 \varnothing$.
- Rivestimento definitivo in calotta (calcestruzzo armato - spessore variabile da 50 a 125cm), gettato ad una distanza massima dal fronte non vincolato.

Si riportano nelle immagini seguenti la sezione di scavo e la carpenteria della Sezione tipo GN-C1-2.

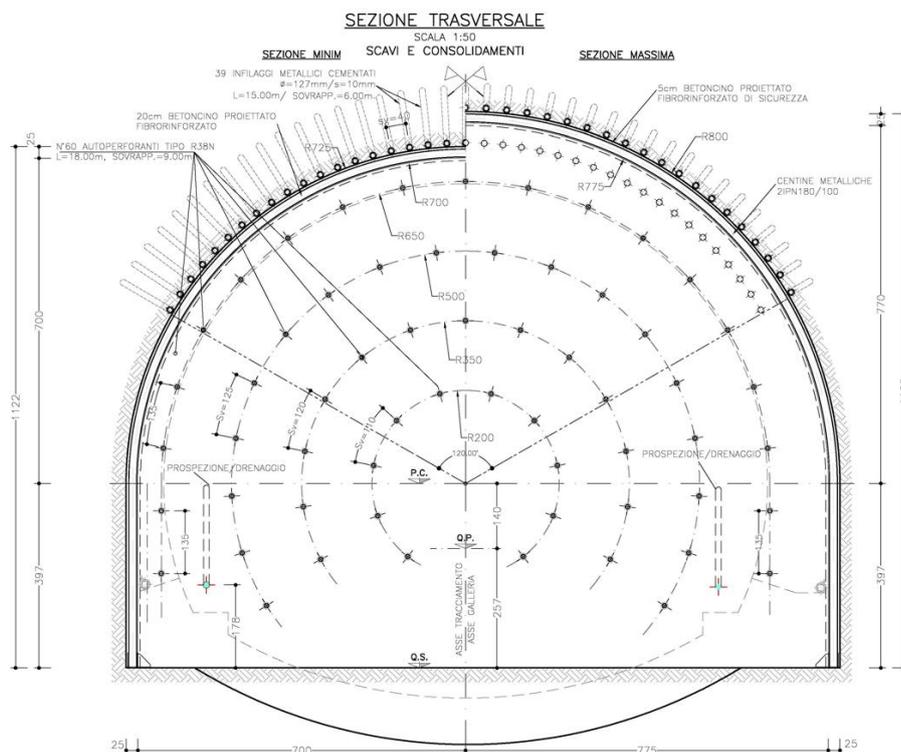


Figura 17 – Sezione GN-C1-2 – Sezione di scavo.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ENTAVIA INGEGNERIA VANILTA ARGENTIS	REV.	FOGLIO
			A	52 di 220
			Data 06/10/2023	

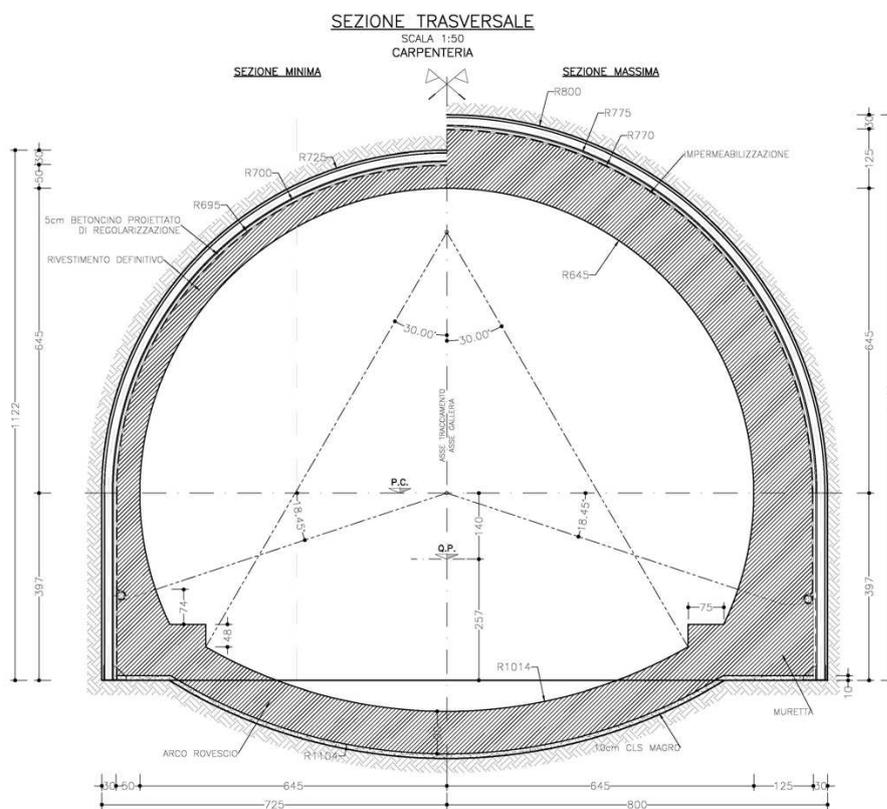


Figura 18 – Sezione GN-C1-2 – Carpenteria.

6.1.7 Sezione tipo GN-C1-IMB

6.1.7.1 *Campo di applicazione*

All'imbocco sud della galleria naturale, nella formazione PLO 1 in basse coperture, e all'imbocco nord della galleria naturale, nella formazione PLO 2 in basse coperture.

6.1.7.2 *Tratta di applicazione*

La sezione tipo GN-C1-IMB si applica ai due imbocchi tra le progressive km 2+066 e km 2+072 e tra le progressive km 2+976 e km 2+982.

6.1.7.3 *Fasi operative*

Lo scavo è previsto a piena sezione, indicativamente mediante mezzi meccanici, con sfondi di lunghezza 1.0m e campi di lunghezza 5.75 m. La sezione prevede i seguenti interventi:

- N° 1+1 perforazioni di prospezione e drenaggio, L=36m, sovrapposizione 6m.
- Protezione del contorno dello scavo mediante n. 43 infilaggi metallici, $\varnothing=127.9\text{mm}$ s=10mm L=11+1m, cementati (imbocco nord) / iniettati (imbocco sud) con malta cementizia.
- Preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 60 autoperforanti R51N, L=12m, sovrapposizione 6m.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 53 di 220
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETAZMA s.r.l. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	sinergo D_VA DVisionArchitecture	
			Data 06/10/2023	

- Rivestimento di prima fase composto da uno strato di 30cm di betoncino (25 cm di betoncino fibrorinforzato mediante fibre metalliche 30kg/m³ e 5cm di betoncino non fibrorinforzato di regolarizzazione) e doppie centine IPN180 a passo 1.0m.
- Strato di betoncino proiettato fibrorinforzato sul fronte di scavo, spessore 5cm ogni sfondo, 10 cm a fine campo.
- Impermeabilizzazione costituita da manto in PVC protetto con uno strato di tessuto non tessuto.
- Rivestimento definitivo in arco rovescio (calcestruzzo armato - spessore 100cm) e sulle murette, gettato a una distanza massima dal fronte compresa tra 0.5 \emptyset e 1.5 \emptyset .
- Rivestimento definitivo in calotta (calcestruzzo armato - spessore variabile da 90 a 125cm), gettato ad una distanza massima dal fronte non vincolato.

Si riportano nelle immagini seguenti la sezione di scavo e la carpenteria della Sezione tipo GN-C1-IMB.

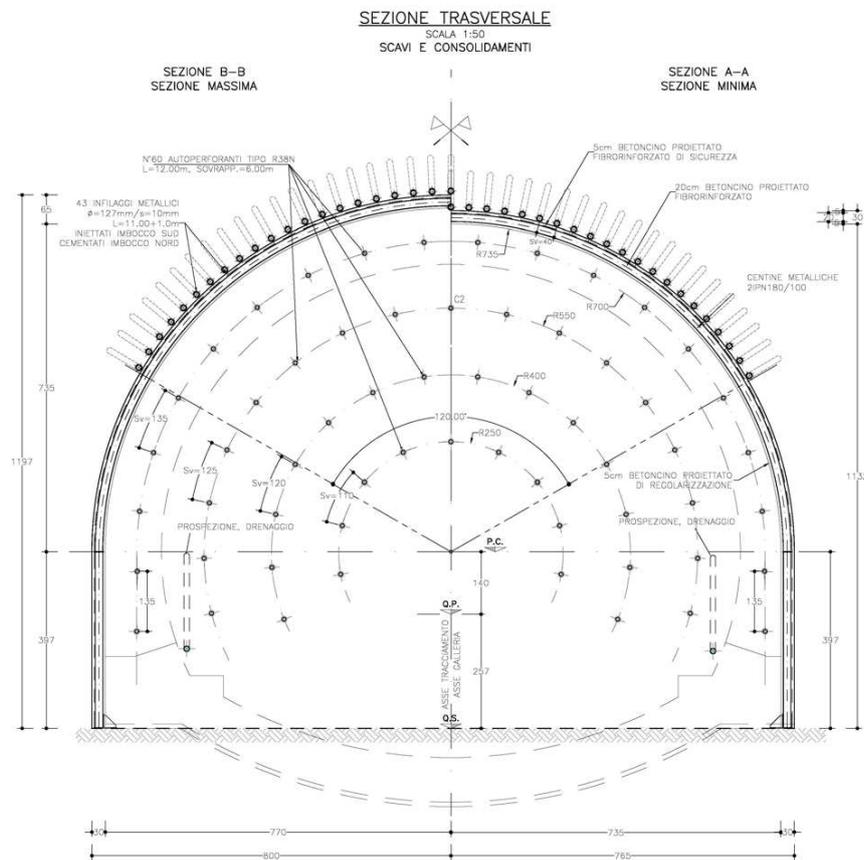


Figura 19 – Sezione GN-C1-IMB – Sezione di scavo.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI CITAZIA s.r.l. INGEGNERIA VANILITA AMBIENTE	sinergo D_VA D_VisionArchitecture	REV. A	FOGLIO 54 di 220
				Data 06/10/2023	

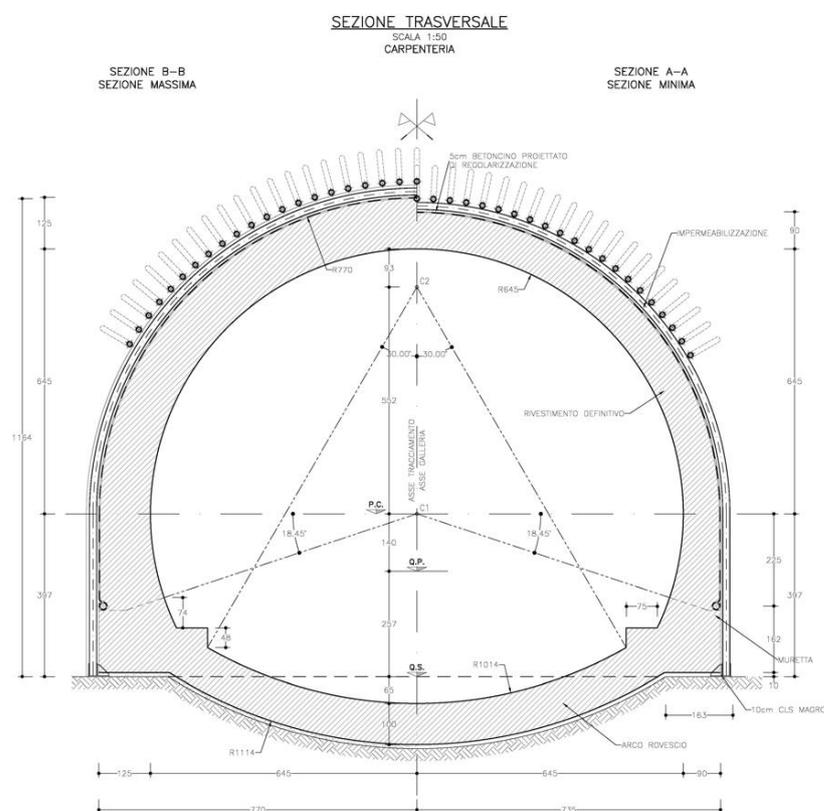


Figura 20 – Sezione GN-C1-IMB – Carpenteria.

6.1.8 Sezione tipo PS-A2

6.1.8.1 Campo di applicazione

In corrispondenza delle piazzole, nella formazione PLO 2 (GSI=50) in ammassi di classe III con coperture $70 \text{ m} < H < 90 \text{ m}$.

6.1.8.2 Tratta di applicazione

La sezione tipo PS-A2 si applica nella piazzola tra le progressive km 2+341 e km 2+390

6.1.8.3 Fasi operative

Lo scavo è previsto a piena sezione, indicativamente mediante mezzi meccanici (eventualmente esplosivo), con sfondi di lunghezza massima pari a 1.5m. La sezione prevede i seguenti interventi:

- N° 1+1 perforazioni di prospezione e drenaggio, L=36m, sovrapposizione 6m
- Rivestimento di prima fase composto da uno strato di 35 cm di betoncino (5+25 cm di betoncino fibrorinforzato mediante fibre metalliche 30kg/m³ e 5 cm di betoncino non fibrorinforzato di regolarizzazione) e doppie centine IPN220 passo 1.5 m.
- Strato di betoncino proiettato fibrorinforzato sul fronte di scavo, spessore 5cm ogni sfondo.
- Impermeabilizzazione costituita da manto in PVC protetto con uno strato di tessuto non tessuto.
- Rivestimento definitivo in arco rovescio (calcestruzzo armato - spessore 80cm) e sulle murette, gettato ad una distanza dal fronte non vincolata.
- Rivestimento definitivo in calotta (calcestruzzo non armato - spessore 70cm), gettato ad una distanza massima dal fronte non vincolata.

Si riportano nelle immagini seguenti la sezione di scavo e la carpenteria della Sezione tipo PS-A2.

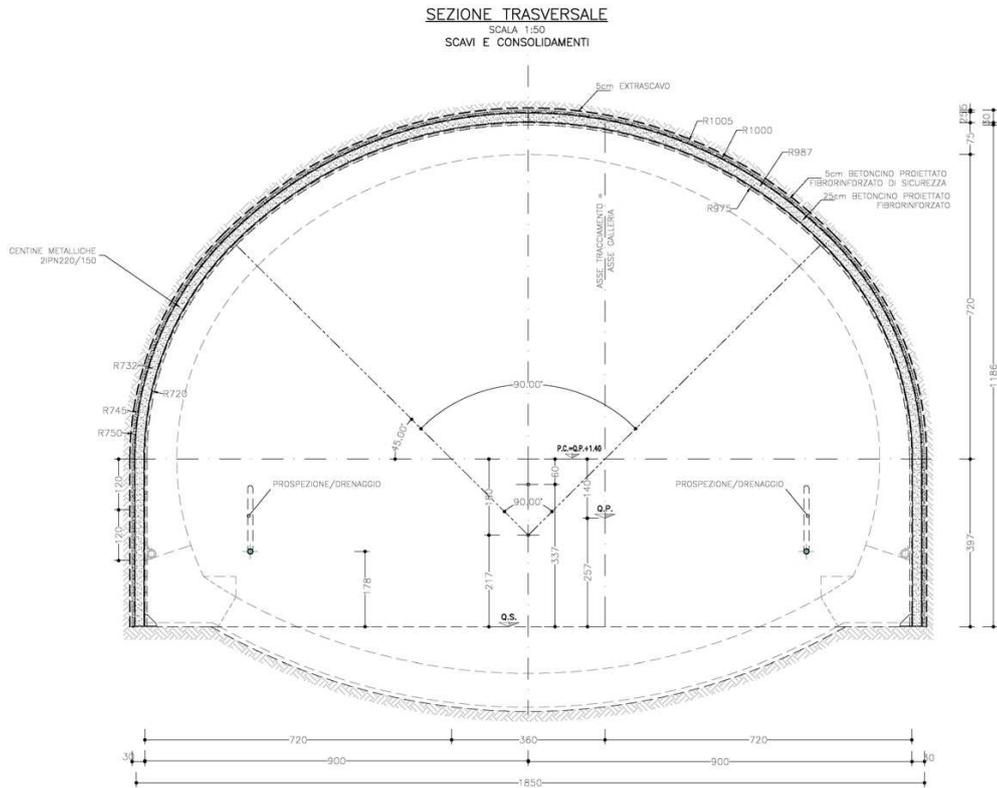


Figura 21 – Sezione PS-A2 – Sezione di scavo.

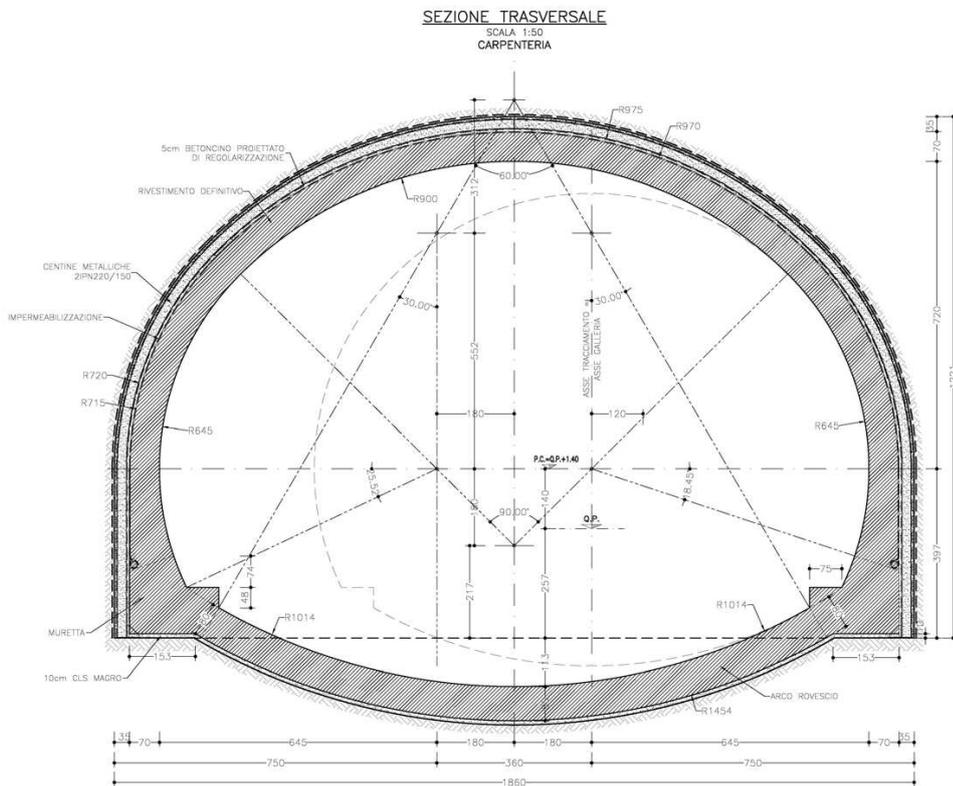


Figura 22 – Sezione PS-A2 – Carpenteria.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	56 di 220
			Data 06/10/2023	

6.1.9 Sezione tipo PS-B1

6.1.9.1 *Campo di applicazione*

In corrispondenza delle piazzole:

- nella formazione PLO 1 (GSI=40) in ammassi di classe III con coperture $40\text{ m} < H < 70\text{ m}$;
- nella formazione PLO 2 (GSI=50) in ammassi di classe III con coperture $H > 90\text{ m}$.

6.1.9.2 *Tratta di applicazione*

La sezione tipo PS-B1 si applica nella piazzola tra le progressive km 2+626 e km 2+675.

6.1.9.3 *Fasi operative*

Lo scavo è previsto a piena sezione, indicativamente mediante mezzi meccanici, con sfondi di lunghezza 1.2m. La sezione prevede i seguenti interventi:

- N° 1+1 perforazioni di prospezione e drenaggio, L=36m, sovrapposizione 6m.
- Preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 85 ancoraggi autoperforanti R38N, L=18m, sovrapposizione 6m.
- Rivestimento di prima fase composto da uno strato di 35 cm di betoncino (5+25 cm di betoncino fibrorinforzato mediante fibre metalliche 30kg/m³ e 5 cm di betoncino non fibrorinforzato di regolarizzazione) e doppie centine IPN220 passo 1.2 m.
- Strato di betoncino proiettato fibrorinforzato sul fronte di scavo, spessore 5cm ogni sfondo, 10 cm a fine campo.
- Impermeabilizzazione costituita da manto in PVC protetto con uno strato di tessuto non tessuto.
- Rivestimento definitivo in arco rovescio (calcestruzzo armato - spessore 90cm) e sulle murette, gettato a una distanza massima dal fronte compresa tra 1.5 \varnothing e 3.0 \varnothing .
- Rivestimento definitivo in calotta (calcestruzzo non armato - spessore 80cm), gettato ad una distanza massima dal fronte non vincolata.

Si riportano nelle immagini seguenti la sezione di scavo e la carpenteria della Sezione tipo PS-B1.

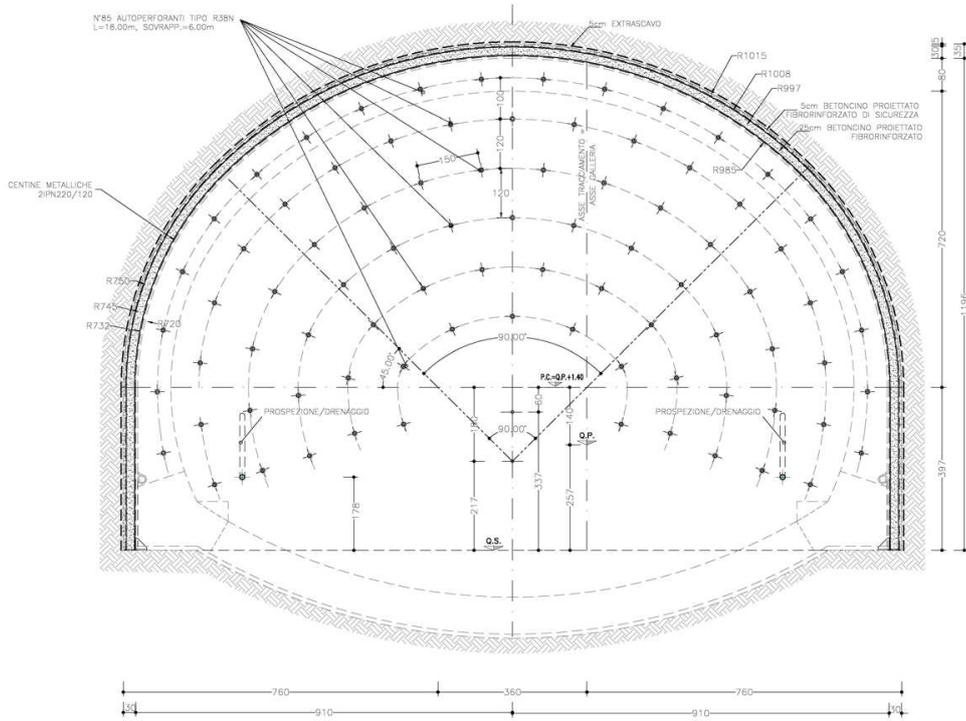


Figura 23 – Sezione PS-B1 – Sezione di scavo.

SEZIONE TRASVERSALE
SCALA 1:50
CARPENTERIA

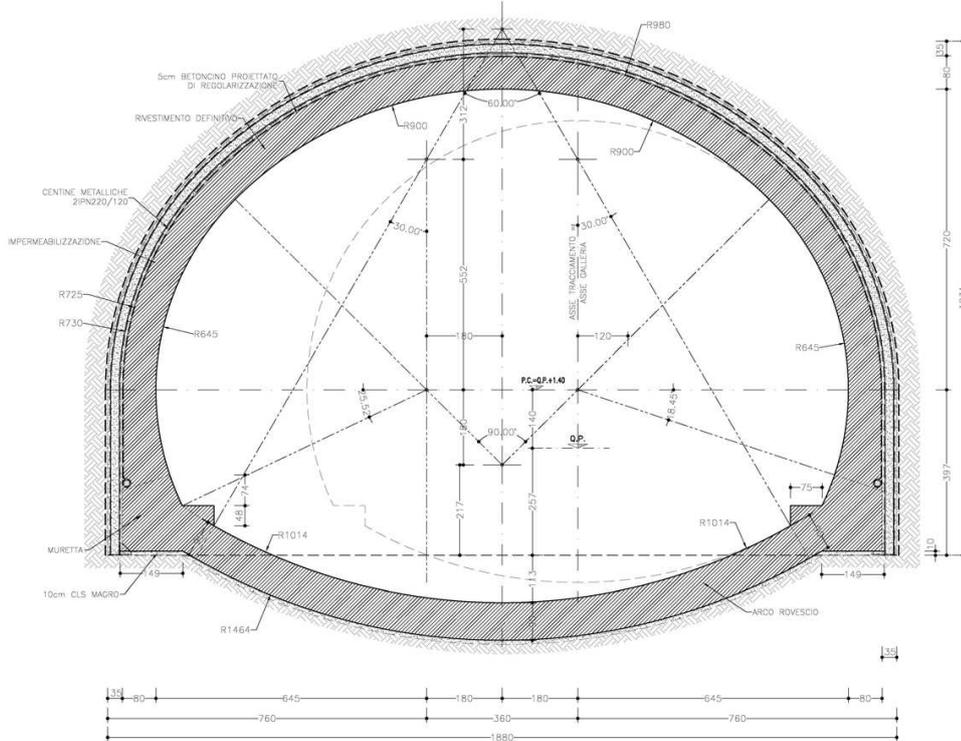


Figura 24 – Sezione PS-B1 – Carpenteria.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	58 di 220
			Data 06/10/2023	

6.1.10 Sezione tipo N-CE-A2

6.1.10.1 *Campo di applicazione*

Nelle nicchie nella formazione PLO 1.

6.1.10.2 *Tratta di applicazione*

La sezione tipo N-CE-A2 si applica per la nicchia a progressiva km 2+745

6.1.10.3 *Fasi operative*

Lo scavo è previsto a piena sezione, indicativamente mediante mezzi meccanici, con sfondi di lunghezza 1.5m. In fase preliminare devono essere eseguite queste due operazioni:

- Esecuzione del getto del rivestimento definitivo in c.a. della galleria corrente, lasciando il risparmio per la successiva esecuzione della nicchia di collegamento e le riprese dei ferri opportunamente piegate e protette.
- Taglio delle centine della galleria corrente interferenti con il profilo di scavo della nicchia di collegamento.

In seguito, la sezione prevede i seguenti interventi:

- N° 1+1 perforazioni di prospezione e drenaggio, L=18m.
- Rivestimento di prima fase composto da uno strato di 25 cm di betoncino (5+16 cm di betoncino fibrorinforzato mediante fibre metalliche 30kg/m3 e 4 cm di betoncino non fibrorinforzato di regolarizzazione) e centine HEB160 a passo 1.5m.
- Strato di betoncino proiettato fibrorinforzato sul fronte di scavo, spessore 5cm ogni sfondo, 10 cm a fine nicchia.
- Impermeabilizzazione costituita da manto in PVC protetto con uno strato di tessuto non tessuto.
- Rivestimento definitivo in arco rovescio (calcestruzzo armato - spessore 70cm) e sulle murette, gettato ad una distanza dal fronte non vincolata.
- Rivestimento definitivo in calotta (calcestruzzo non armato - spessore 45cm), gettato ad una distanza massima dal fronte non vincolata.

Si riportano nelle immagini seguenti la sezione di scavo e la carpenteria della Sezione tipo N-CE-A2.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI ETA S.p.A. INGENGERIA VANILITA' AMBIENTE	REV. A	FOGLIO 59 di 220
	sinergo			D_VA D_VisionArchitecture	
					Data 06/10/2023

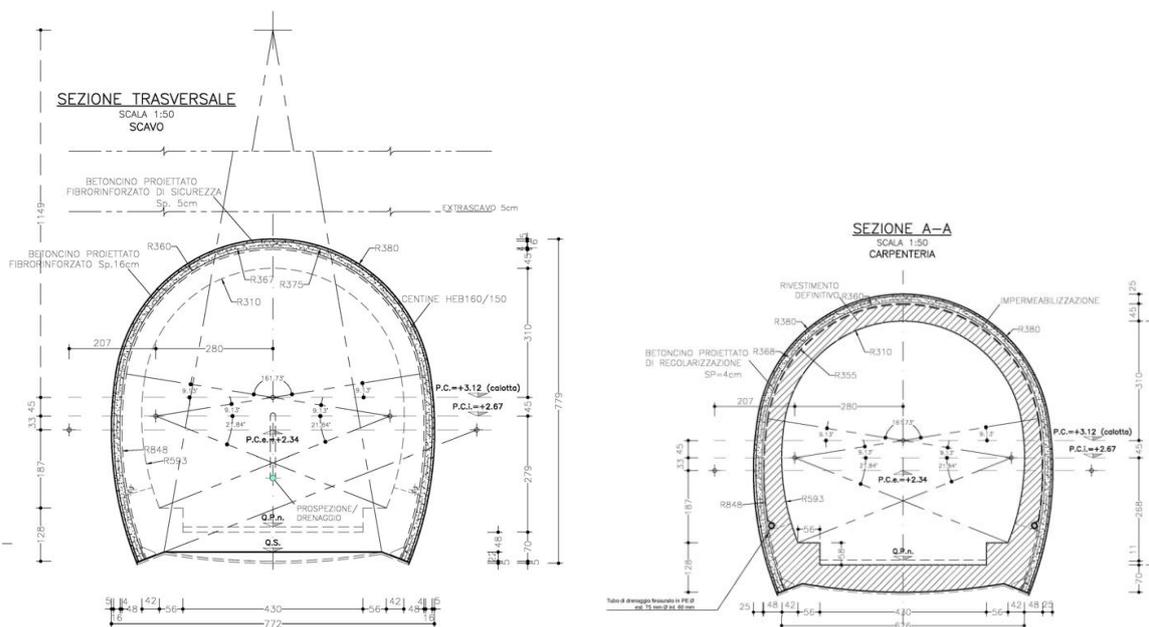


Figura 25 – Sezione N-CE-A2 – Sezione di scavo (a sx) e Carpenteria (a dx).

6.1.11 Sezione tipo N-CE-B1

6.1.11.1 Campo di applicazione

Nelle nicchie nella formazione PLO 2 (GSI=50) e nella formazione PLO 1 (GSI=40) con coperture 40 m < H < 60 m.

6.1.11.2 Tratta di applicazione

La sezione tipo N-CE-B1 si applica per le nicchie a progressiva km 2+275 e km 2+515.

6.1.11.3 Fasi operative

Lo scavo è previsto a piena sezione, indicativamente mediante mezzi meccanici, con sfondi di lunghezza 1.5m. In fase preliminare devono essere eseguite queste due operazioni:

- Esecuzione del getto del rivestimento definitivo in c.a. della galleria corrente, lasciando il risparmio per la successiva esecuzione della nicchia di collegamento e le riprese dei ferri opportunamente piegate e protette.
- Taglio delle centine della galleria corrente interferenti con il profilo di scavo della nicchia di collegamento.

In seguito, la sezione prevede i seguenti interventi:

- N° 1+1 perforazioni di prospezione e drenaggio, L=18m.
- Preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 26 autoproferanti R38N, L=18m.
- Rivestimento di prima fase composto da uno strato di 25 cm di betoncino (5+16 cm di betoncino fibrorinforzato mediante fibre metalliche 30kg/m3 e 4 cm di betoncino non fibrorinforzato di regolarizzazione) e centine HEB160 a passo 1.5m.
- Strato di betoncino proiettato fibrorinforzato sul fronte di scavo, spessore 5cm ogni sfondo, 10 cm a fine nicchia.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI ETA S.p.A. INGENGERIA VANILTA AMBIENTE	REV. A	FOGLIO 60 di 220
				Date 06/10/2023	

- Impermeabilizzazione costituita da manto in PVC protetto con uno strato di tessuto non tessuto.
- Rivestimento definitivo in arco rovescio (calcestruzzo armato - spessore 70cm) e sulle murette, gettato ad una distanza dal fronte non vincolata.
- Rivestimento definitivo in calotta (calcestruzzo non armato - spessore 45cm), gettato ad una distanza massima dal fronte non vincolata.

Si riportano nelle immagini seguenti la sezione di scavo e la carpenteria della Sezione tipo N-CE-B1.

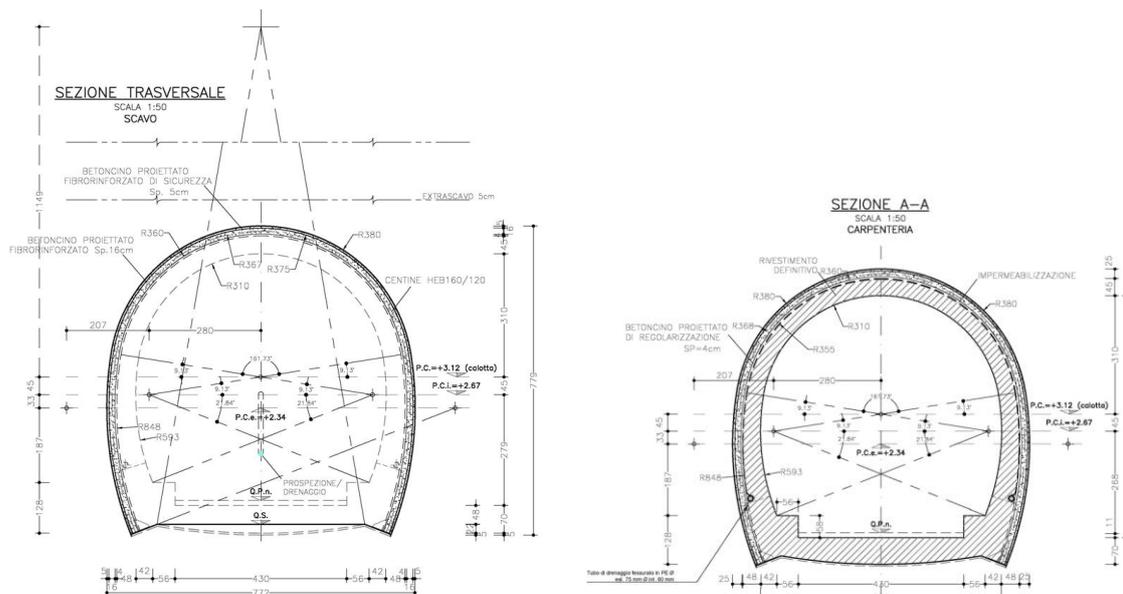


Figura 26 – Sezione N-CE-B1 – Sezione di scavo (a sx) e Carpenteria (a dx).

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	61 di 220
			Data 06/10/2023	

7 VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO

Nel presente capitolo vengono effettuati i dimensionamenti degli interventi di sostegno previsti per le sezioni tipo descritte nel capitolo precedente.

Le analisi sono state condotte mediante modelli numerici alle differenze finite al fine di valutare il comportamento tenso-deformativo dell'ammasso durante lo scavo e di determinare il corrispondente stato di sollecitazione nei rivestimenti. Le analisi vengono svolte per le situazioni più significative con riferimento alle sezioni tipo di scavo e consolidamento adottate. A seguire vengono effettuate le verifiche agli Stati Limite delle sezioni strutturali in esame.

7.1 Riassunto delle caratteristiche dei consolidamenti al fronte

Nel seguito sono riassunte le informazioni inerenti ai consolidamenti del fronte di scavo (se presenti) per le sezioni tipologiche previste in progetto (di cui al Paragrafo 6.1) necessarie per lo svolgimento delle verifiche.

Sezione tipo	Dati di input del consolidamento al fronte					
	Req [m]	A fronte [m ²]	L campo [m]	N. VTR al fronte [-]	L elem. VTR [m]	L sovrapposizione [m]
GN-A1	7.1	158.4	-	-	-	-
GN-A2	7.1	158.4	-	-	-	-
GN-B1	7.1	158.4	12	60	18	6
GN-B2	7.1	158.4	9	66	18	9
GN-C1-IMB	7.5	176.7	6	60	12	6
GN-C1-1	7.5	176.7	12	66	18	6
GN-C1-2	7.5	176.7	9	60	18	9
PS-A2	8.2	211.2	-	-	-	-
PS-B1	8.2	211.2	12	85	18	6
N-CE-A2	4	50.3	-	-	-	-
N-CE-B1	4	50.3	-	26	18	-

Tabella 18 – Caratteristiche dei consolidamenti al fronte

7.2 Dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivi

Nel presente capitolo vengono presentate, per ogni sezione ritenuta significativa ai fini del dimensionamento, le analisi numeriche alle differenze finite condotte per la valutazione del comportamento tenso-deformativo durante lo scavo, e la determinazione del corrispondente stato di sollecitazione dei rivestimenti nelle diverse fasi di lavoro. Vengono poi presentati i risultati delle verifiche agli Stati Limite delle sezioni strutturali.

In Tabella 21 sono riportate le analisi numeriche effettuate e ritenute rappresentative dell'intero tracciato. Ogni analisi numerica condotta risulta rappresentativa di tutte le sezioni tipologiche caratterizzate da:

- stessi interventi (rivestimenti di prima fase e definitivi);
- coperture uguali o minori;
- area di scavo uguale o minore.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  sinergo  D_VA D_VisionArchitecture	A	62 di 220
			Data 06/10/2023	

Sezione analizzata	GSI	Profondità dell'asse della galleria H	Riferimento Sezioni
GN-A2	50	100 m	GN-A2
GN-B1	50	110 m	GN-B1
GN-B2	25	20 m	GN-B2
PS-A2	50	100 m	PS-A2
PS-B1	40	70 m	PS-B1
GN-C1-IMB	40	20 m	GN-C1-IMB GN-C1-1 GN-C1-2

Tabella 19 - Analisi numeriche

La scelta di effettuare il dimensionamento delle sezioni GN-A2 e GN-B1 con la formazione PLO 2 (GSI=50 e coperture rispettivamente pari a 100 m e 110 m) piuttosto che con la formazione PLO 1 (GSI=40 e coperture rispettivamente pari a 60 m e 70 m) è motivata dal fatto che a parità di convergenze e deformazioni al fronte (vedi Tabella 8 e Tabella 15) è stato stimato, tramite linee caratteristiche, un carico d'ammasso maggiore sui rivestimenti a parità di distanza di installazione.

7.2.1 Caratteristiche generali del codice di calcolo alle differenze finite utilizzato

Le analisi tenso-deformative sono state condotte impiegando il codice di calcolo FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) nelle versioni FLAC3D 7.0 e FLAC2D 9.0, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale e tridimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento, di tipo elastico o plastico, e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo delle differenze finite.

Tale metodo si basa sulla discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame (equazioni derivanti dal teorema della divergenza di Gauss), attraverso la sostituzione delle derivate con quozienti di differenze finite. In questo modo, le equazioni differenziali vengono trasformate in equazioni algebriche, da risolversi in successivi passi di calcolo. L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano denominato "esplicito per integrazione diretta nel tempo" (explicit time marking), il quale è in grado di lavorare agevolmente e molto velocemente per sistemi con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità (la possibilità di giungere al collasso non è infatti limitata da problemi di stabilità numerica, quale l'invertibilità di matrici). L'adattamento del metodo alle differenze finite a casi di griglia di forma qualunque segue l'approccio di Wilkins M.L.

La discretizzazione viene operata sovrapponendo alla porzione di continuo considerata un reticolo di maglie quadrilatere in corrispondenza dei cui nodi (gridpoints) sono definite le grandezze in gioco. E' allora possibile approssimare la derivata prima di una funzione rispetto a una variabile indipendente, con il rapporto tra la variazione subita dalla funzione stessa nel passare da un nodo ad uno contiguo, e la corrispondente variazione della variabile indipendente.

La legge costitutiva del materiale viene espressa nella seguente forma:

$$\sigma = E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \Rightarrow \sigma_{i,j}^t = E \cdot \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x}$$

- Il codice di calcolo FLAC usa uno schema di soluzione "esplicito condizionatamente stabile", la cui sequenza di calcolo iterativo comprende i seguenti passi:

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 63 di 220
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

- per ogni nodo della griglia si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni ...), la risultante delle forze interne F_i , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, così che è possibile determinare la forza squilibrata agente sul nodo F_u (unbalanced force $F_u = F_e - F_i$); affinché il sistema sia in equilibrio, tale forza deve essere nulla;
- per ogni nodo si scrive l'equazione di Newton $F_u = m \cdot a$, tramite la quale è possibile determinare l'accelerazione del nodo in esame; integrando due volte l'accelerazione si ottiene la velocità e lo spostamento incrementale di ogni nodo;
- dal campo di spostamenti incrementali, è possibile risalire al campo di deformazioni incrementali e quindi, attraverso il legame costitutivo dei materiali, al campo di variazioni degli sforzi nel reticolo;
- la variazione degli sforzi comporta la modifica, per ogni nodo della griglia, della risultante delle forze interne e conseguentemente la necessità di rideterminare la F_u , dando inizio ad un nuovo passo di calcolo. Il processo iterativo ha termine qualora si ottenga una forza squilibrata che abbia un valore minore di una tolleranza prestabilita. In generale, l'analisi può essere terminata quando la "unbalanced force" è pari allo 0.1% o all'1% della forza iniziale agente sul nodo.

Nell'analisi condotta per l'ammasso si è assunto modello di comportamento elasto-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb, definito dalle seguenti espressioni:

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) - 2c [(1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)]^{0.5}$$

$$F = \sigma_{traz} - \sigma_3$$

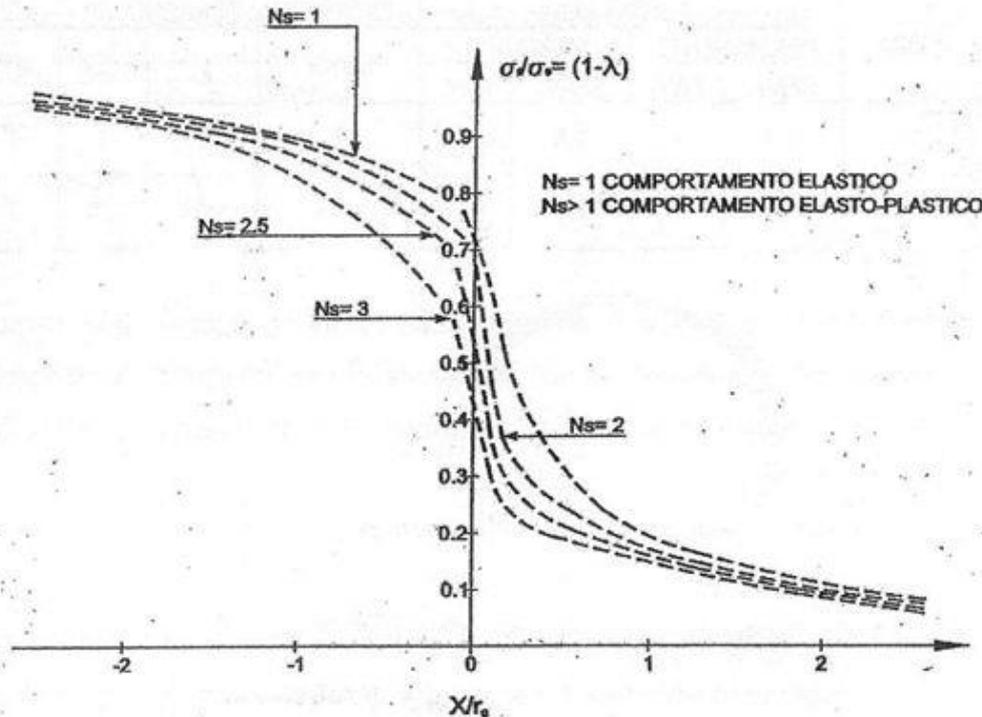
Secondo tali ipotesi il comportamento del materiale è elastico per sforzi tali da risultare $F < 0$, oppure plastico per sforzi con $F > 0$.

Nel criterio di Mohr-Coulomb i parametri di resistenza sono coesione e angolo di attrito (c, φ) integrati dal valore di trazione ammissibile nel materiale (σ_{traz}).

Gli elementi rappresentativi dei rivestimenti sono attivati "free stress" (senza sforzi inerziali) e sono soggetti al peso proprio e agli spostamenti indotti dalle variazioni di rigidità e di sollecitazione che intervengono nello stesso step di calcolo e nei successivi.

Le analisi sono state condotte in condizioni di deformazione piane (PLANE STRAIN), implementate nel FLAC3D mediante la modellazione di una fetta di sezione di spessore pari a 1 m in direzione parallela allo sviluppo della galleria. Le modalità con cui è stato affrontato il progressivo passaggio dal problema tridimensionale, vicino al fronte, a quello piano, lontano dal fronte, sono descritte nei paragrafi successivi.

Il comportamento tridimensionale legato all'allontanamento del fronte di scavo è stato simulato mediante il differimento in step successivi delle forze di scavo, cioè delle azioni esercitate al contorno della parte in scavo al tempo $t=0$. La percentuale di rilascio delle forze di scavo λ è stata determinata in accordo alla curva proposta da Panet [14], per comportamento elastico (curva $N_s=1$ del diagramma seguente), funzione di X/r_0 , essendo X la distanza del fronte di scavo dal punto considerato e r_0 il raggio dello scavo.



7.2.2 Geometria del modello e stato tensionale iniziale

Il modello di calcolo utilizzato si estende in larghezza per 200 m; al di sotto del piano dei centri è stata modellata una porzione di ammasso di 100m, mentre al di sopra di quest'ultimo si è riprodotta l'effettiva copertura in sito. Tali limiti sono sufficienti per ritenere trascurabili gli effetti di bordo. L'ammasso è stato discretizzato mediante un processo di meshing automatico impostando una dimensione minima degli elementi di circa 40x40cm in prossimità della cavità ed elementi di circa 400x400 cm sul bordo.

Le condizioni di vincolo al contorno del modello prevedono spostamenti impediti in entrambe le direzioni lungo il boundary inferiore e spostamenti impediti in direzione orizzontale lungo i boundaries verticali. Al modello simil-bidimensionale sviluppato in FLAC3D è stato applicato un ulteriore vincolo agli spostamenti in direzione ortogonale al piano.

Nelle analisi si sono considerate larghezza e altezza massima di scavo di ogni sezione, mentre per le sezioni troncoconiche si è considerata la dimensione media.

Lo stato di sforzo in sito è stato valutato secondo le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \gamma N \cdot z$$

$$\sigma_x = \sigma_y = k_0 \cdot \sigma_z$$

dove:

- z = distanza del generico elemento dal piano campagna;
- k_0 = coefficiente di spinta orizzontale.

Il coefficiente di spinta orizzontale dell'ammasso roccioso è stato considerato pari a 0.5, coerentemente con le caratteristiche dell'ammasso roccioso e le coperture con cui sono effettuate le analisi. Per il materiale sciolto all'imbocco Sud si è scelto di adottare la formula di Jaky (1948) per cui $k_0=1-\text{sen}\varphi$

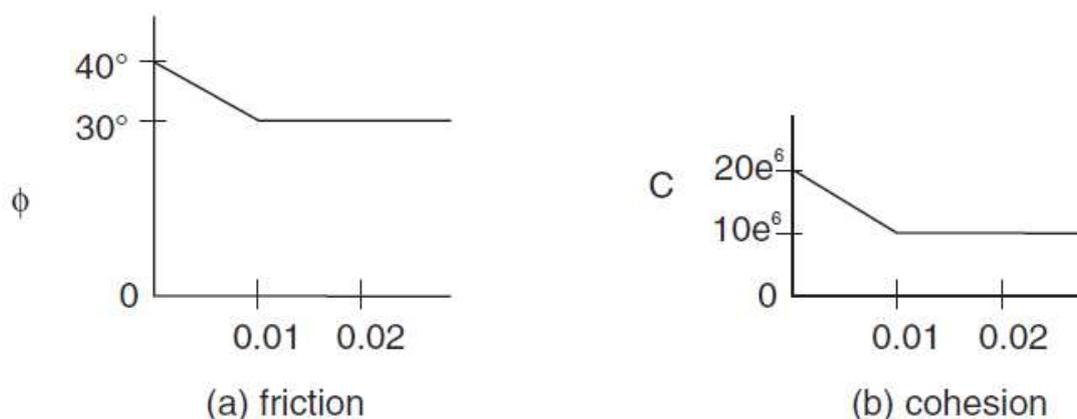
7.2.3 Modello costitutivo dell'ammasso

Le unità rocciose sono state modellato come un mezzo continuo elasto-plastico avente criterio di resistenza di tipo Mohr-Coulomb con softening e legge di flusso non associata. In particolare, sono state assegnate le caratteristiche elastiche (modulo di deformazione e coefficiente di Poisson), elasto-plastiche (angolo di resistenza al taglio e coesione, di picco e residui) e fisiche (densità) proprie delle rocce interessate dallo scavo (Tabella 20). Al materiale sciolto è stato assegnato un modello costitutivo di tipo Mohr Coulomb elasto-perfettamente plastico.

Sezione	Unità	H	γ_N	ϕ_{picco}	$\phi_{\text{post-picco}}$	C_{picco}	$C_{\text{post-picco}}$	ψ	E_{rm}
		[m]	[kN/m ³]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[°]	[MPa]
GN-A2	PLO 2	100	25	40.7	29.8	0.448	0.207	5.1	1198
GN-B1	PLO 2	110	25	40.0	29.1	0.468	0.219	5.0	1198
GN-B2	PLO/faglia	20	25	41.3	36.3	0.078	0.056	0	288
PS-A2	PLO 2	100	25	40.7	29.8	0.448	0.207	1198	1198
PS-B1	PLO 1	70	25	39.5	31.2	0.268	0.153	4.9	627
GN-C1-IMB	Materiale sciolto	20 (15m materiale sciolto + 5m roccia)	19	20.0	20.0	0.014	0.014	0.00	15
	PLO 1		25	48.4	40.3	0.153	0.073	6	627

Tabella 20. Parametri di resistenza e di deformabilità d'ammasso utilizzati per il dimensionamento delle Sezioni di Scavo.

La coesione, l'angolo di resistenza a taglio e la dilatanza sono stati definiti come funzioni lineari a tratti del parametro di softening che misura la deformazione plastica a taglio e^{ps} , come rappresentato schematicamente nella figura seguente.



CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	66 di 220
			Data 06/10/2023	

Per ogni Sezione di calcolo, la “linea caratteristica” (ovvero la curva “convergenza-pressione interna”) e la curva “convergenza-distanza dal fronte di scavo” sono state ottenute attraverso due analisi numeriche assialsimmetriche (2D-GRC and 2D-LDP) e imponendo un parametro di softening pari a 0.003.

Correlando queste due curve è stata ottenuta la legge di deconfinamento, ovvero la curva “distanza dal fronte di scavo-pressione interna” e le relative Forze Fittizie di Scavo (FFS).

Sulla base della legge di deconfinamento, l’analisi numerica alle deformazioni piane è stata condotta considerando la reale geometria di scavo e le caratteristiche dei rivestimenti provvisori e definitivi, installati imponendo le FFS corrispondenti alla distanza dal fronte di installazione.

7.2.4 Caratteristiche dei rivestimenti

Nelle analisi si sono considerati i rivestimenti descritti nel Capitolo 6, adottando le caratteristiche dei materiali strutturali da Capitolo 3. Per le sezioni troncoconiche (sezioni tipo GN-C1-1/GN-C1-2/GN-C1-IMB) è stato riprodotto lo spessore medio del rivestimento definitivo di calotta.

7.2.5 Verifiche dei rivestimenti di prima fase allo Stato Limite Ultimo

Le verifiche allo Stato Limite Ultimo del rivestimento di prima fase sono state effettuate considerando l’azione di progetto Ed (NTC2018 Par. 6.2.4.1), calcolata a partire dalle sollecitazioni agenti sui rivestimenti del modello numerico. Dal momento che le azioni prese in conto (peso proprio struttura, sovrastruttura, forze indotte dalla pressione del terreno o dell’acqua) risultano classificate come permanenti (G), le sollecitazioni sono amplificate mediante il coefficiente parziale $\gamma_G=1.30$ (relativo ai carichi permanenti sfavorevoli) nella combinazione di carico A1

Il diagramma di interazione M-N viene costruito considerando una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton (esclusi i 5 cm di betoncino di regolarizzazione) e un’armatura pari all’area delle ali delle centine [20].

Le verifiche a taglio sono effettuate considerando cautelativamente la resistenza della sola centina metallica.

7.2.6 Verifiche dei rivestimenti definitivi allo Stato Limite Ultimo

In conformità alle NTC 2018 [1] [2] le azioni ricavate dal modello FDM sul rivestimento definitivo sono aumentate di $\gamma_G=1.30$ e le resistenze della sezione strutturale sono ridotte di $\gamma_c=1.50$ (calcestruzzo) e $\gamma_s=1.15$ (acciaio).

Le verifiche risultano soddisfatte se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

- Rd = Valore di progetto della resistenza.
- Ed = Valore di progetto dell’effetto delle azioni.

7.2.6.1 *Verifica a pressoflessione*

Per il calcestruzzo armato il calcolo segue le indicazioni delle NTC2018, par. 4.1.2.3.4.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	67 di 220
			Data 06/10/2023	

7.2.6.2 Verifica a taglio

Per il calcestruzzo armato il calcolo segue le indicazioni delle NTC2018, par. 4.1.2.3.5.

Per il calcestruzzo non armato si seguono le indicazioni al par. 4.1.11.1 delle NTC 2018, verificando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} \cdot \frac{b \cdot x}{1.5}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_c \cdot f_{ctd}} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{c\text{lim}}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_c \cdot f_{ctd} - \delta^2/4} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{c\text{lim}}$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{c\text{lim}}$$

$$\sigma_{c\text{lim}} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + f_{cd} \cdot f_{ctd}}$$

Nelle sezioni prevalentemente compresse, lo sforzo medio di compressione σ_c è calcolato come media delle compressioni nella porzione di sezione reagente 'x':

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{x} = \frac{N_{Ed}}{h - 2 \cdot e}$$

7.2.7 Verifiche dei rivestimenti allo Stato Limite di Esercizio

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio di limitazione delle tensioni e di apertura delle fessure del rivestimento definitivo sono state svolte con riferimento ai seguenti valori limite di tensione e apertura delle fessure:

$$\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 15.75 \text{ MPa (Combinazione quasi permanente)}$$

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

$$w_k < w_{\text{lim}2} = 0.30 \text{ mm (Condizioni ambientali ordinarie – armatura poco sensibile)}$$

Per le sezioni non armate la verifica viene eseguita solamente sul calcestruzzo con il seguente approccio: qualora l'intero elemento in calcestruzzo sia sottoposto a compressione il calcolo della sollecitazione massima viene effettuato in riferimento all'intera sezione del rivestimento, mentre nel caso in cui una porzione dell'elemento sia sottoposto a trazione si fa riferimento alla sezione parzializzata. In questo secondo caso il calcolo della sollecitazione massima avviene come segue

$$\sigma_{c,max} = \frac{2N}{3 \cdot u \cdot b}$$

Dove $u = h/2 - e$ corrisponde alla lunghezza del nocciolo centrale d'inerzia della sezione parzializzata mentre b allo spessore della sezione (1 m).

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    DivisionArchitecture	A	68 di 220
			Data 06/10/2023	

7.2.8 Sezione tipo GN-A2

7.2.8.1 *Fasi di calcolo*

Dopo una prima fase di inizializzazione del modello, necessaria per calcolare l'equilibrio iniziale, lo scavo della galleria viene simulato mediante l'utilizzo delle Forze Fittizie di Scavo (FFS). La percentuale di tali forze al fronte (38.6%) e prima dell'installazione del rivestimento di prima fase (6.3%) è definita, come illustrato al Paragrafo 7.2.3, sulla base dei risultati delle Linee Caratteristiche ottenute mediante analisi numerica (Appendice 2 – Par.11.1.3). Di seguito solo riassunti gli step di calcolo:

- 1) Condizione geostatica iniziale con definizione della geometria, delle condizioni al contorno, della stratigrafia e delle tensioni geostatiche iniziali.
- 2) Annullamento delle zone all'interno dello scavo di calotta e riduzione delle forze FFS, fino al valore che assumono al fronte (FFS=38.6%).
- 3) Riduzione delle FFS fino al valore che assumono nel momento dell'installazione del rivestimento di I fase (1.5m dal fronte) (FFS=6.3%).
- 4) Introduzione nel modello numerico dei sostegni di I fase e annullamento delle FFS (FFS=0%).
- 5) Annullamento delle zone all'interno dell'arco rovescio.
- 6) Rimozione del rivestimento di prima fase e simulazione della configurazione a lungo termine con l'installazione del rivestimento definitivo in calotta e in arco rovescio.

7.2.8.2 *Risultati*

Le curve di pressione - convergenza e di distanza dal fronte – convergenza ottenute dalle analisi numeriche, riportate in dettaglio nell'Appendice 2, confermano sostanzialmente i risultati delle Linee Caratteristiche esposti nel Capitolo 5.3. Le convergenze al fronte e assoluta sono pari rispettivamente a 1.2 cm e 4.4 cm, di conseguenza la convergenza relativa in calotta si attesta su circa 3.2 cm.

7.2.8.3 *Verifica dei rivestimenti*

Le verifiche svolte, riportate compiutamente nell'Appendice 2, risultano soddisfatte sia per il rivestimento di prima fase sia per quello definitivo, non armato in calotta e armato in arco rovescio con ferri longitudinali simmetrici Ø18/20cm.

7.2.9 Sezione tipo GN-B1

7.2.9.1 *Fasi di calcolo*

Dopo una prima fase di inizializzazione del modello, necessaria per calcolare l'equilibrio iniziale, lo scavo della galleria viene simulato mediante l'utilizzo delle Forze Fittizie di Scavo (FFS). La percentuale di tali forze al fronte (62.1%) e prima dell'installazione del rivestimento di prima fase (7.4%) è definita, come illustrato al Paragrafo 7.2.3, sulla base dei risultati delle Linee Caratteristiche ottenute mediante analisi numerica, tenendo conto dell'effetto di presostegno fornito dagli autoperforanti R38N (Appendice 2 – Par.11.3.3). Di seguito solo riassunti gli step di calcolo:

- 1) Condizione geostatica iniziale con definizione della geometria, delle condizioni al contorno, della stratigrafia e delle tensioni geostatiche iniziali.
- 2) Annullamento delle zone all'interno dello scavo di calotta e riduzione delle forze FFS, fino al valore che assumono al fronte (FFS=62.1%).
- 3) Riduzione delle FFS fino al valore che assumono nel momento dell'installazione del rivestimento di I fase (1.2m dal fronte) (FFS=7.4%).

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA S.p.A. s.r.l. SICILIA - VALUTA - AMBIENTE	 sinergo	A
			Data 06/10/2023	

- 4) Introduzione nel modello numerico dei sostegni di I fase e annullamento delle FFS (FFS=0%).
- 5) Annullamento delle zone all'interno dell'arco rovescio.
- 6) Rimozione del rivestimento di prima fase e simulazione della configurazione a lungo termine con l'installazione del rivestimento definitivo in calotta e in arco rovescio.

7.2.9.2 Risultati

Le curve di pressione - convergenza e di distanza dal fronte – convergenza ottenute dalle analisi numeriche, riportate in dettaglio nell'Appendice 2, confermano sostanzialmente i risultati delle Linee Caratteristiche esposti nel Capitolo 5.3. Le convergenze al fronte e assoluta per la cavità non sostenuta sono pari rispettivamente a 1.4 cm e 5.4 cm, di conseguenza la convergenza relativa in calotta si attesta su circa 4 cm. Nel caso si consideri il contributo offerto dagli autoperforanti in avanzamento le convergenze al fronte e assoluta sono pari rispettivamente a 0.9 cm e 5.4 cm, con conseguente convergenza relativa di circa 4.5 cm.

7.2.9.3 Verifica dei rivestimenti

Le verifiche svolte, riportate compiutamente nell'Appendice 2, risultano soddisfatte sia per il rivestimento di prima fase sia per quello definitivo, armato in calotta e in arco rovescio con ferri longitudinali simmetrici Ø18/20cm.

7.2.10 Sezione tipo GN-B2

7.2.10.1 Fasi di calcolo

Dopo una prima fase di inizializzazione del modello, necessaria per calcolare l'equilibrio iniziale, lo scavo della galleria viene simulato mediante l'utilizzo delle Forze Fittizie di Scavo (FFS). In questo caso, la percentuale di FFS al fronte e prima dell'installazione del rivestimento di prima fase è stata considerata pari al 100% per rappresentare il carico gravante pari all'intera copertura (situazione più gravosa per i rivestimenti di prima fase e definitivo). Di seguito sono riassunti gli step di calcolo:

- 1) Condizione geostatica iniziale con definizione della geometria, delle condizioni al contorno, della stratigrafia e delle tensioni geostatiche iniziali.
- 2) Annullamento delle zone all'interno dello scavo, installazione del rivestimento di prima fase e annullamento delle FFS (FFS=0%).
- 3) Annullamento delle zone all'interno dell'arco rovescio.
- 4) Rimozione del rivestimento di prima fase e simulazione della configurazione a lungo termine con l'installazione del rivestimento definitivo in calotta e in arco rovescio.

7.2.10.2 Risultati

La convergenza assoluta in calotta si attesta su 1.1 cm.

7.2.10.3 Verifica dei rivestimenti

Le verifiche svolte, riportate compiutamente nell'Appendice 2, risultano soddisfatte sia per il rivestimento di prima fase sia per quello definitivo, armato in calotta con ferri longitudinali simmetrici Ø18/20cm e in arco rovescio con ferri longitudinali simmetrici Ø20/20cm.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	70 di 220
			Data 06/10/2023	

7.2.11 Sezione tipo GN-C1-IMB

7.2.11.1 *Fasi di calcolo*

Dopo una prima fase di inizializzazione del modello, necessaria per calcolare l'equilibrio iniziale, lo scavo della galleria viene simulato mediante l'utilizzo delle Forze Fittizie di Scavo (FFS). In questo caso, la percentuale di FFS al fronte e prima dell'installazione del rivestimento di prima fase è stata considerata pari al 100% per rappresentare il carico gravante pari all'intera copertura (situazione più gravosa per i rivestimenti di prima fase e definitivo). Di seguito sono riassunti gli step di calcolo:

- 1) Condizione geostatica iniziale con definizione della geometria, delle condizioni al contorno, della stratigrafia e delle tensioni geostatiche iniziali.
- 2) Annullamento delle zone all'interno dello scavo, installazione del rivestimento di prima fase e annullamento delle FFS (FFS=0%).
- 3) Annullamento delle zone all'interno dell'arco rovescio.
- 4) Rimozione del rivestimento di prima fase e simulazione della configurazione a lungo termine con l'installazione del rivestimento definitivo in calotta e in arco rovescio.

7.2.11.2 *Risultati*

La convergenza assoluta in calotta si attesta su 1.1 cm.

7.2.11.3 *Verifica dei rivestimenti*

Le verifiche svolte, riportate compiutamente nell'Appendice 2, risultano soddisfatte sia per il rivestimento di prima fase sia per quello definitivo, armato in calotta con ferri longitudinali simmetrici Ø18/20cm e in arco rovescio con ferri longitudinali simmetrici Ø20/20cm.

7.2.12 Sezione tipo PS-A2

7.2.12.1 *Fasi di calcolo*

Dopo una prima fase di inizializzazione del modello, necessaria per calcolare l'equilibrio iniziale, lo scavo della galleria viene simulato mediante l'utilizzo delle Forze Fittizie di Scavo (FFS). La percentuale di tali forze al fronte (38.6%) e prima dell'installazione del rivestimento di prima fase (6.9%) è definita, come illustrato al Paragrafo 7.2.3, sulla base dei risultati delle Linee Caratteristiche ottenute mediante analisi numerica (Appendice 2 – Par. 11.6.3). Di seguito solo riassunti gli step di calcolo:

- 1) Condizione geostatica iniziale con definizione della geometria, delle condizioni al contorno, della stratigrafia e delle tensioni geostatiche iniziali.
- 2) Annullamento delle zone all'interno dello scavo di calotta e riduzione delle forze FFS, fino al valore che assumono al fronte (FFS=38.6%).
- 3) Riduzione delle FFS fino al valore che assumono nel momento dell'installazione del rivestimento di I fase (1.5m dal fronte) (FFS=6.9%).
- 4) Introduzione nel modello numerico dei sostegni di I fase e annullamento delle FFS (FFS=0%).
- 5) Annullamento delle zone all'interno dell'arco rovescio.
- 6) Rimozione del rivestimento di prima fase e simulazione della configurazione a lungo termine con l'installazione del rivestimento definitivo in calotta e in arco rovescio.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	71 di 220
			Data 06/10/2023	

7.2.12.2 Risultati

Le curve di pressione - convergenza e di distanza dal fronte – convergenza ottenute dalle analisi numeriche, riportate in dettaglio nell'Appendice 2, confermano sostanzialmente i risultati delle Linee Caratteristiche esposti nel Capitolo 5.3. Le convergenze al fronte e assoluta sono pari rispettivamente a 1.3 cm e 5 cm, di conseguenza la convergenza relativa in calotta si attesta su circa 3.7 cm.

7.2.12.3 Verifica dei rivestimenti

Le verifiche svolte, riportate compiutamente nell'Appendice 2, risultano soddisfatte sia per il rivestimento di prima fase sia per quello definitivo, non armato in calotta e armato in arco rovescio con ferri longitudinali simmetrici Ø18/20cm.

7.2.13 Sezione tipo PS-B1

7.2.13.1 Fasi di calcolo

Dopo una prima fase di inizializzazione del modello, necessaria per calcolare l'equilibrio iniziale, lo scavo della galleria viene simulato mediante l'utilizzo delle Forze Fittizie di Scavo (FFS). La percentuale di tali forze al fronte (68.3%) e prima dell'installazione del rivestimento di prima fase (11.4%) è definita, come illustrato al Paragrafo 7.2.3, sulla base dei risultati delle Linee Caratteristiche ottenute mediante analisi numerica, tenendo conto dell'effetto di presostegno fornito dagli autoperforanti R38N (Appendice 2 – Par. 11.7.3). Di seguito solo riassunti gli step di calcolo:

- 1) Condizione geostatica iniziale con definizione della geometria, delle condizioni al contorno, della stratigrafia e delle tensioni geostatiche iniziali.
- 2) Annullamento delle zone all'interno dello scavo di calotta e riduzione delle forze FFS, fino al valore che assumono al fronte (FFS=68.3%).
- 3) Riduzione delle FFS fino al valore che assumono nel momento dell'installazione del rivestimento di I fase (1.2m dal fronte) (FFS=11.4%).
- 4) Introduzione nel modello numerico dei sostegni di I fase e annullamento delle FFS (FFS=0%).
- 5) Annullamento delle zone all'interno dell'arco rovescio.
- 6) Rimozione del rivestimento di prima fase e simulazione della configurazione a lungo termine con l'installazione del rivestimento definitivo in calotta e in arco rovescio.

7.2.13.2 Risultati

Le curve di pressione - convergenza e di distanza dal fronte – convergenza ottenute dalle analisi numeriche, riportate in dettaglio nell'Appendice 2, confermano sostanzialmente i risultati delle Linee Caratteristiche esposti nel Capitolo 5.3. Le convergenze al fronte e assoluta per la cavità non sostenuta sono pari rispettivamente a 1.7 cm e 6.9 cm, di conseguenza la convergenza relativa in calotta si attesta su circa 5.2 cm. Nel caso si consideri il contributo offerto dagli autoperforanti in avanzamento le convergenze al fronte e assoluta sono pari rispettivamente a 1 cm e 6.9 cm, con conseguente convergenza relativa di circa 5.9 cm.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI sinergo D_VA D_VisionArchitecture	A	72 di 220
			Data 06/10/2023	

8 COMPORTAMENTO IN FASE SISMICA

Il comportamento di una galleria soggetta ad azioni sismiche dipende, al contrario delle opere in elevazione, non tanto dalle caratteristiche inerziali della struttura, quanto dalla risposta deformativa del terreno al passaggio delle onde sismiche e dall'interazione del rivestimento con il terreno circostante. Gli stati deformativi che una galleria può subire in seguito alle vibrazioni indotte nel terreno dal passaggio delle onde sismiche, possono essere sintetizzati secondo gli schemi riportati in Figura 27 (Owen and Scholl, 1981), dove si assimila la struttura in sotterraneo ad una trave elastica sottoposta alle deformazioni imposte dal terreno circostante.

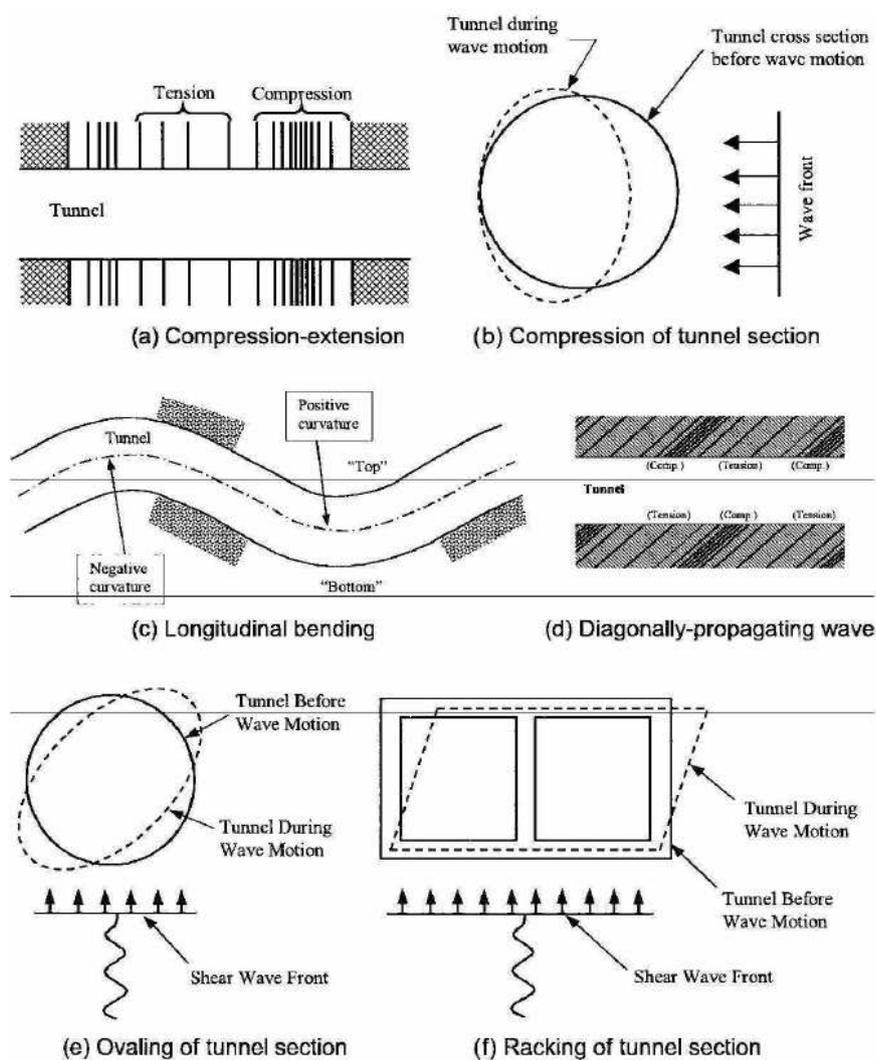


Figura 27. - Tipi di deformazione della galleria dovuti ad onde sismiche (Owen e Scholl, 1981)

Con riferimento all'asse della galleria risulta quindi necessario analizzare il comportamento dell'opera secondo due direzioni:

- 1) direzione trasversale: la galleria è sollecitata nel piano trasversale dall'azione di onde di taglio con direzione di propagazione pressoché perpendicolare al suo asse che portano all'ovalizzazione della sezione strutturale (Wang, 1993).
- 2) direzione longitudinale: la galleria è sollecitata secondo la sua direzione longitudinale dalle deformazioni di compressione ed estensione che si sviluppano secondo il suo asse e dalle

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	73 di 220
			Data 06/10/2023	

deformazioni flessionali che si originano dalle vibrazioni delle particelle di terreno in direzione perpendicolare al suo asse.

8.1 Parametri Sismici

In funzione delle caratteristiche simiche della zona in cui verrà realizzata la galleria in progetto, l'azione sismica di progetto è stata definita utilizzando le seguenti formule:

$$VR = VN \cdot cU$$

$$TR = - VR / \ln (1 - PVR)$$

dove:

VR = periodo di riferimento per l'opera [anni]

VN = vita nominale dell'opera [anni]

cU = coefficiente d'uso dell'opera [-]

TR = tempo di ritorno per la definizione dell'azione sismica [anni]

PVR = probabilità di superamento dell'azione sismica

Nel caso in esame vengono considerati i seguenti parametri:

$$VN \geq 100 \text{ anni}$$

$$cU = 2$$

$$VR = 200 \text{ anni}$$

La verifica allo stato limite ultimo (SLU) è riferita allo stato limite di vita (SLV):

$$P_{VR} = 10 \%$$

$$T_R = 949$$

$$a_g = 0.226g$$

8.2 Sollecitazioni in direzione trasversale

Un terremoto causa l'ovalizzazione della sezione trasversale della galleria, introducendo delle azioni interne nel rivestimento. Nella letteratura si trovano diverse formulazioni che permettono di calcolare le sollecitazioni dovute all'ovalizzazione della sezione. Il parametro di input è la velocità di picco del terreno (PGV, peak ground velocity), per una determinata accelerazione di picco (PGA). Il rapporto tra PGV e PGA può essere definito in funzione della magnitudo, della tipologia di terreno e della distanza dalla sorgente (Power et al. Figura 28).

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 74 di 220
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

Moment magnitude (M_w)	Ratio of peak ground velocity (cm/s) to peak ground acceleration (g)		
	Source-to-site distance (km)		
	0-20	20-50	50-100
<i>Rock^a</i>			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
<i>Stiff soil^a</i>			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
<i>Soft soil^a</i>			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

^aIn this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges: rock ≥ 750 m/s; stiff soil is 200-750 m/s; and soft soil < 200 m/s. The relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.

Figura 28 - Rapporto fra PGV e PGA per "roccia" e "faglia"

Per strutture poste ad una profondità maggiore di 30 m dalla superficie è ammissibile ridurre la velocità di picco (Figura 29).

Tunnel depth (m)	Ratio of ground motion at tunnel depth to motion at ground surface
≤ 6	1.0
6-15	0.9
15-30	0.8
> 30	0.7

Figura 29 - Coefficiente di riduzione in funzione della profondità

Lungo la **Galleria Naturale** l'accelerazione di picco del terreno (PGA) allo SLV è pari a:

$$a_{g,SLV} = 0.226g$$

$$a_{MAX,SLV} = S_S * S_T * a_{g,SLV} = 1 * 1 * 0.226g = 0.226g$$

Per una magnitudo di 6.5 e una distanza dal sito tra i 0 e i 20m si ottengono le seguenti velocità di picco (PGV):

$$PGV/PGA = 66$$

$$R_a = 0.7 \text{ coefficiente di riduzione per profondità } > 30 \text{ m}$$

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	75 di 220
			Data 06/10/2023	

$$PGV = a_{MAX,SLV} \cdot R_a \cdot 0.86 = 0.103 \text{ m/s SLV (SLU)}$$

Nota la velocità di picco, la massima distorsione del terreno, generata dalle onde di taglio, e pari a:

$$\gamma_{smax} = PGV / (G_G / \rho_G)^{1/2} = 0.0129\%$$

All'Imbocco Nord, caratterizzato da basse coperture di materiale roccioso si ottiene una accelerazione di picco del terreno (PGA) allo SLV è pari a:

$$a_{g,SLV} = 0.226g$$

$$a_{MAX,SLV} = S_S \cdot S_T \cdot a_{g,SLV} = 1 \cdot 1.2 \cdot 0.226g = \mathbf{0.271g}$$

Per una magnitudo di 6.5 e una distanza dal sito tra gli 0 e i 20m si ottengono le seguenti velocità di picco (PGV):

$$PGV/PGA = 66$$

$R_a = 1$ coefficiente di riduzione assunto cautelativamente per profondità < 6 m

$$PGV = a_{MAX,SLV} \cdot R_a \cdot 0.86 = 0.177 \text{ m/s SLV (SLU)}$$

Nota la velocità di picco, la massima distorsione del terreno, generata dalle onde di taglio, e pari a:

$$\gamma_{smax} = PGV / (G_G / \rho_G)^{1/2} = \mathbf{0.022\%}$$

All'Imbocco Sud, caratterizzato da materiale roccioso con basse coperture di materiale detritico si ottiene una accelerazione di picco del terreno (PGA) allo SLV è pari a:

$$a_{g,SLV} = 0.226g$$

$$a_{MAX,SLV} = S_S \cdot S_T \cdot a_{g,SLV} = 1 \cdot 1 \cdot 0.226g = 0.226g$$

Per una magnitudo di 6.5 e una distanza dal sito tra gli 0 e i 20m si ottengono le seguenti velocità di picco (PGV):

$$PGV/PGA = 66$$

$R_a = 1$ coefficiente di riduzione assunto cautelativamente per profondità < 6 m

$$PGV = a_{MAX,SLV} \cdot R_a \cdot 0.86 = 0.149 \text{ m/s SLV (SLU)}$$

Nota la velocità di picco, la massima distorsione del terreno, generata dalle onde di taglio, e pari a:

$$\gamma_{smax} = PGV / (G_G / \rho_G)^{1/2} = \mathbf{0.0186\%}$$

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI sinergo D_VA D_VisionArchitecture	A	76 di 220
			Data 06/10/2023	

Per il calcolo delle sollecitazioni nel rivestimento è stata utilizzata la formulazione di Penzien & Wu (1998):

$$N(\theta) = \frac{24E_t I_t \Delta(\theta)}{d^3 (1 - \nu_t^2)}$$

$$T(\theta) = \frac{24E_t I_t \Delta(\theta)}{d^3 (1 - \nu_t^2)} \tan 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

$$M(\theta) = \frac{6E_t I_t \Delta(\theta)}{d^2 (1 - \nu_t^2)}$$

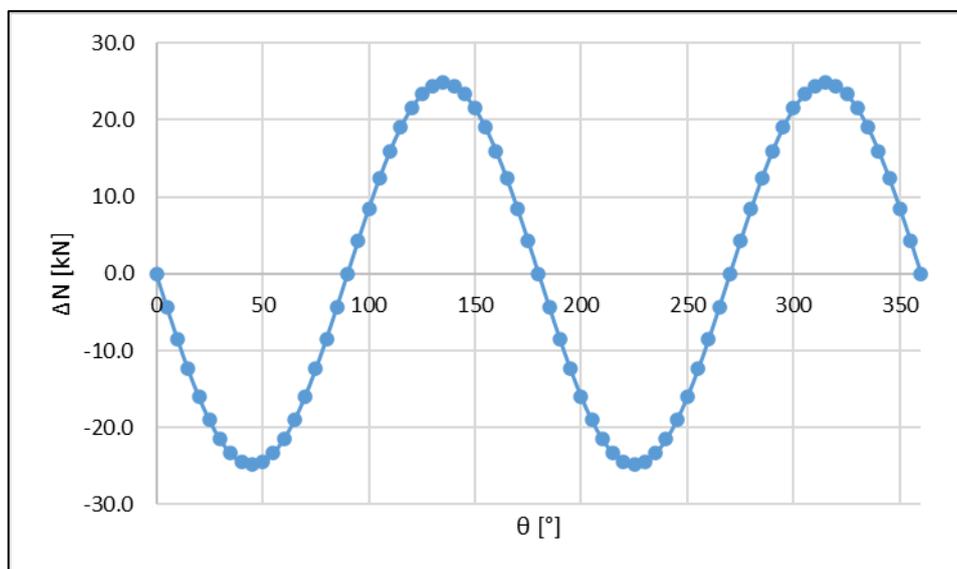
in cui la distorsione Δ è definita come segue:

$$\Delta(\theta) = \frac{2d\gamma_m(1 - \nu_t)}{1 + \alpha_{st}} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

$$\alpha_{st} = \frac{48E_t I_t (1 + \nu)(3 - 4\nu)}{d^3 E (1 - \nu_t)}$$

Dove il pedice "t" indica le caratteristiche del tunnel.

Nelle seguenti figure è riportato a titolo esemplificativo l'andamento dell'incremento delle sollecitazioni al variare dell'angolo θ in calotta della sezione tipo GN-A2.



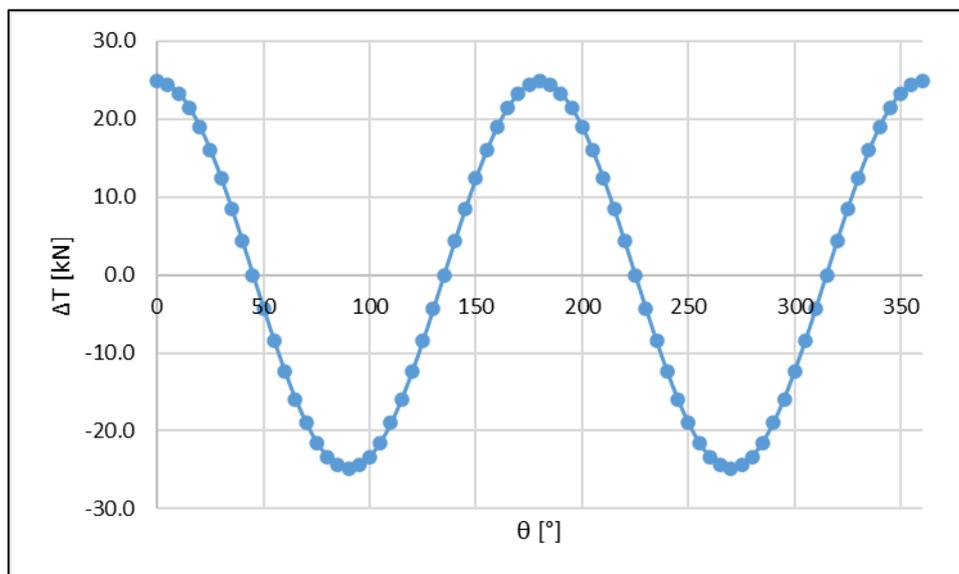
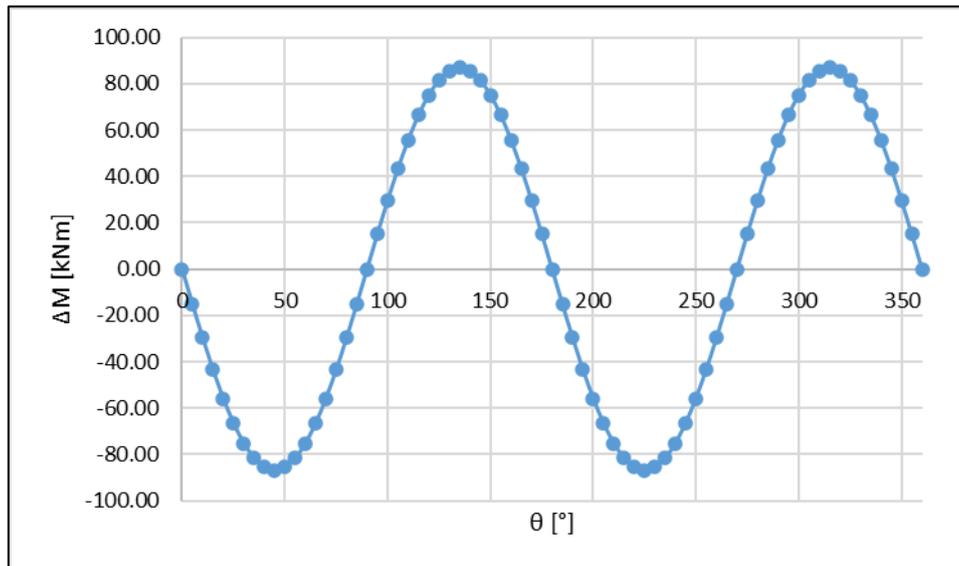


Figura 30 - Incremento di sollecitazioni nella sezione GN-A2 per effetto delle onde sismiche

Sezione	ΔN_{max}	ΔM_{max}	ΔT_{max}
	[kN]	[kNm]	[kN]
GN-A2	24.8	24.8	86.8
GN-B1	36.0	36.0	126.0
GN-B2	39.8	39.8	139.4
GN-C1_IMB nord	109.9	109.9	412.1
GN-C1_IMB sud	92.4	92.4	346.5
PS-A2	27.1	27.1	108.5
PS-B1	37.5	37.5	149.8

Figura 31 - Incremento massimo delle sollecitazioni nelle diverse sezioni tipo

Tutti i rivestimenti definitivi risultano verificati anche in condizioni sismiche, aggiungendo al carico d'ammasso il delta sismico (considerato con il segno più gravoso).

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 78 di 220
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

8.3 Sollecitazioni in direzione longitudinale

Le deformazioni assiali e le flessioni si sviluppano nei tunnel lineari (come la maggior parte delle gallerie) quando le onde sismiche si propagano in direzione parallela o perpendicolare al tunnel. Il comportamento dei tunnel in queste condizioni è assimilabile a quello di una trave su suolo elastico soggetta a delle deformazioni o a degli sforzi imposti dal movimento del terreno circostante. La deformazione assiale e la curvatura della galleria può essere valutata mediante la formulazione di Newmark in funzione dell'angolo di incidenza tra la direzione delle onde sismiche e l'asse della galleria.

	Longitudinal Strain (Axial, ϵ)	Curvature (χ)
General Form	$PGV/C_s \sin q \cdot \cos q$	$A_g / C_s^2 \cos^3 q$
Maximum Value	$PGV / 2 \cdot C_s$ for $q = 45$	A_g / C_s^2 for $q = 0$

Tabella 21 - Formulazione di Newmark per deformazioni in campo libero

Dove:

q = Angolo di incidenza rispetto all'asse della galleria

PGV = Velocità di picco dell'onda sismica

C_s = Velocità di propagazione delle onde sismiche

A_g = Accelerazione sismica di picco

Nel caso in oggetto:

$PGV = 0.103$ m/s

$C_s = 800$ m/s

$A_g = 0.226g$

Applicando le formule riportate in Tabella 21 per il caso più gravoso ovvero quello corrispondente alla sezione con diametro D maggiore, si ottengono i seguenti valori:

ξ	6.53E-05	-
χ	3.46E-06	1/m
D	16.00	m
ξ_χ	2.77E-05	-

ξ_{med}	0.0065%	
$\Delta\sigma$	2215	kPa
ξ_{max}	0.0093%	
$\Delta\sigma$	3155	kPa

Tabella 22. Risultati deformazioni longitudinale.

Tali deformazioni inducono degli sforzi di compressione nel calcestruzzo assolutamente compatibili con le resistenze di progetto ($3.2\text{MPa} < f_{cd}$). Gli sforzi di trazione comportano una deformazione massima pari a 0.0093% che, considerando campi di getto da 12m, comporta un'apertura in corrispondenza della ripresa di getto tra due campi contigui di 1.12 mm, compatibile con la funzionalità dell'opera in progetto.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  CITIZIA s.r.l. INDIRIZZA VANILTA' AMBIENTE		REV. A	FOGLIO 79 di 220
					Data 06/10/2023	

9 STRUTTURE INTERNE

Oggetto del presente capitolo sono le verifiche statiche delle strutture interne presenti lungo il tracciato della Galleria Montebello.

All'interno della galleria, a partire dalla progressiva 2+019.50, corrispondente al becco di flauto della galleria artificiale lato sud, fino alla progressiva 2+750.00, sono previsti un cunicolo di emergenza con funzione di via di fuga e dei cunicoli di servizio (in numero variabile da 2 a 3 in corrispondenza della piazzola di sosta), ubicati tra il piano viabile e l'arco rovescio e collegati, mediante passaggi pedonali, alle piazzole di sosta. Il cunicolo di fuga ha larghezza netta pari a 3.00 m e altezza netta pari a 2.30 m, i cunicoli di servizio hanno larghezza netta variabile tra 2.36 m e 3.20 m e altezza variabile tra 1.51 m e 2.25 m.

In particolare, al di sotto della piattaforma stradale della sezione corrente si sviluppano il cunicolo di emergenza di larghezza netta pari a 3.00 m e due cunicoli di servizio di larghezza netta pari a 2.36 m (Figura 32).

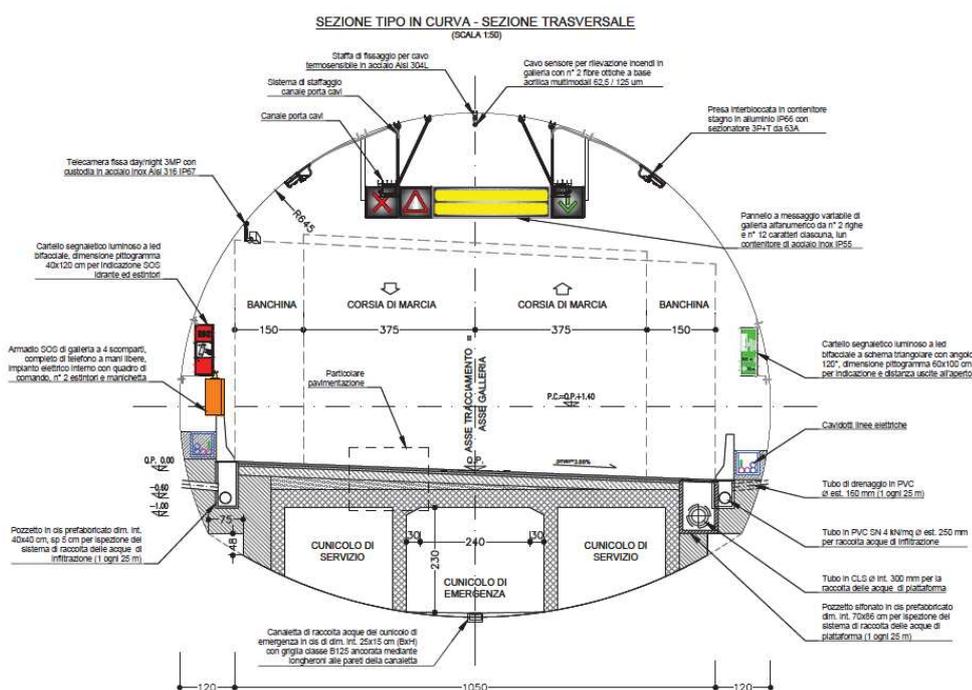


Figura 32 – Sezione tipo GN – Architettonico

Al di sotto della piattaforma stradale in corrispondenza della piazzola di sosta si sviluppano il cunicolo di emergenza di larghezza netta pari a 3.00 m, due cunicoli di servizio di larghezza netta pari a 2.36 m e uno di larghezza pari a 3.20 m (Figura 33).

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI sinergo	D_VA DVisionArchitecture	REV. A	FOGLIO 80 di 220
				Data 06/10/2023	

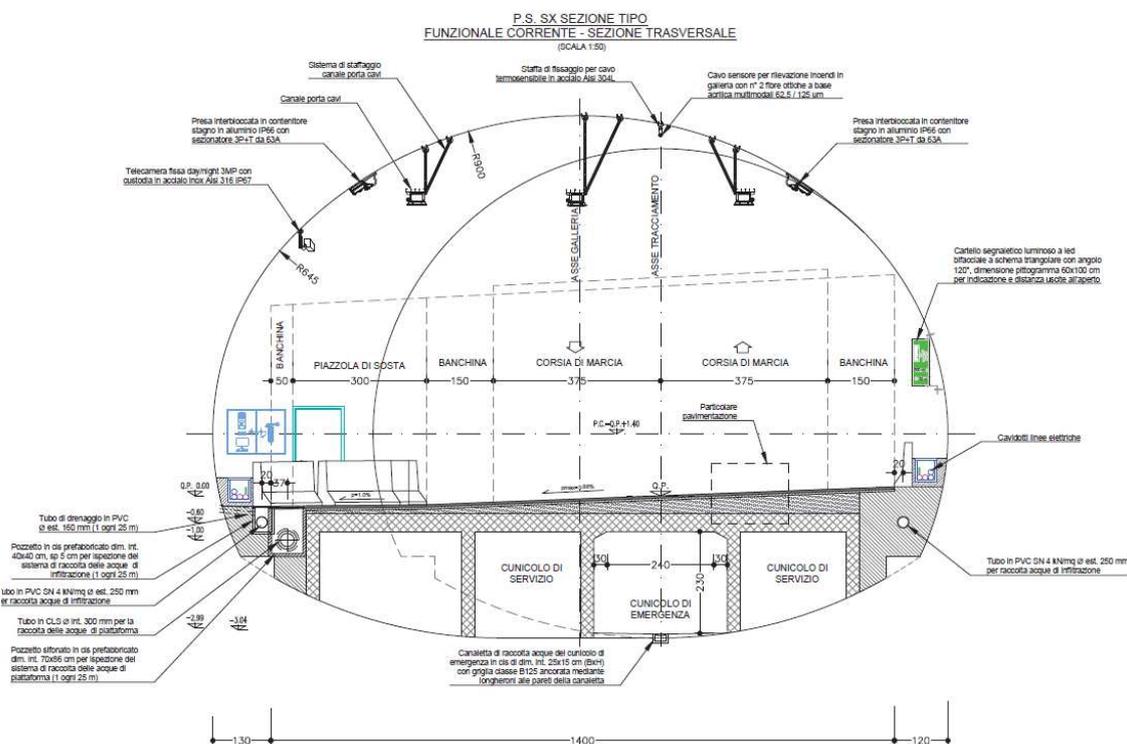


Figura 33 – Sezione tipo PS – Architettonico

Le strutture interne sono costituite da:

- solette in c.a. di spessore pari a 40 cm, a sostegno della banchina stradale;
- setti in c.a. di spessore pari a 30 cm e altezza variabile, costituenti le pareti del cunicolo di fuga e dei cunicoli di servizio aventi la funzione di sostegno centrale della soletta sovrastante;

9.1 Ipotesi di carico

Il dimensionamento delle strutture interne è stato effettuato considerando i seguenti carichi:

- Carichi permanenti → peso proprio delle strutture g_1 e del pacchetto stradale g_2 .
- Carichi accidentali → transito mezzi e di folla compatta.

Convenzionalmente, a favore di sicurezza, per tener conto dei carichi accidentali è stato considerato un carico accidentale caratteristico uniformemente distribuito e pari a 20 kPa.

Il calcolo ed il dimensionamento delle strutture interne in c.a. sono stati effettuati riconducendo il comportamento dei singoli elementi componenti a quello di schemi statici notevoli.

Le solette orizzontali sono calcolate come travi semplicemente appoggiate. I setti sono invece calcolati come elementi verticali ad incastro - appoggio. Le sollecitazioni sui setti dovute alle solette sono applicate alle corrispondenti quote. Le sollecitazioni di calcolo sui setti e sulle solette e le corrispondenti resistenze di progetto sono ottenute per metro lineare.

Per il dimensionamento delle strutture interne è stata studiato il caso di sezione tipo GN in curva (carreggiata in curva con pendenza trasversale massima e pari a 4%).

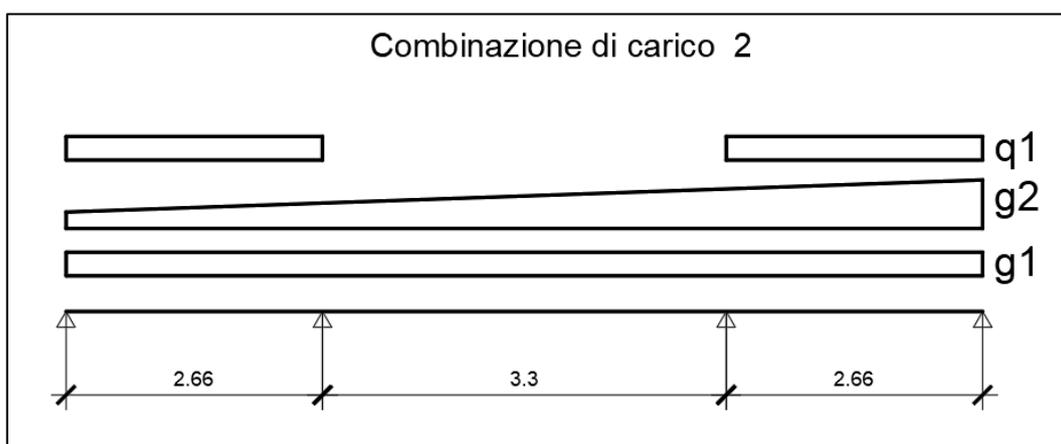
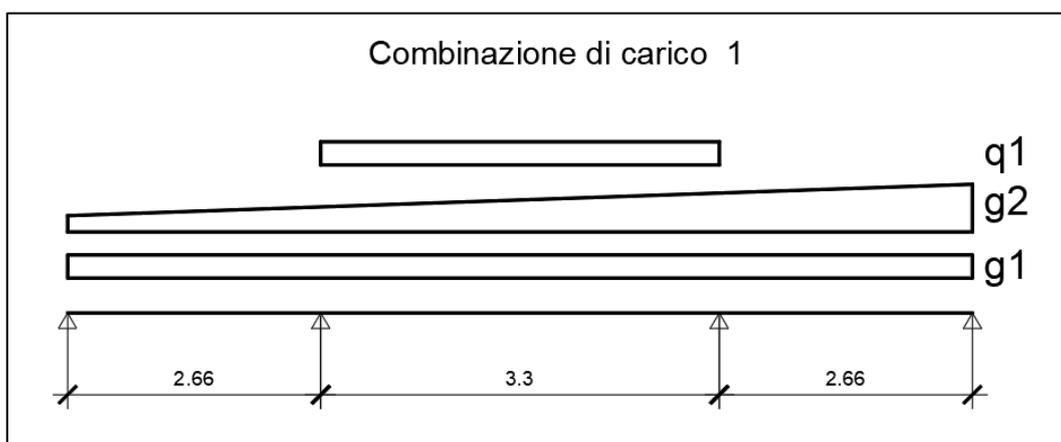
CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 81 di 220
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETAZMA s.r.l. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	sinergo D_VA <small>DVisionArchitecture</small>	
				Data 06/10/2023

9.2 Modello di calcolo

Per il calcolo delle azioni interne della soletta in c.a. è stato considerato lo schema statico della trave continua su più appoggi.

Il massimo momento flettente positivo in campata è stato ottenuto caricando “a scacchiera”, ovvero considerando il carico accidentale agente su campate alterne. Il massimo momento flettente negativo su ogni appoggio è stato ottenuto caricando “a doppia scacchiera”, ovvero considerando il carico accidentale agente sulle due campate adiacente ad ogni appoggio e le altre alterne. Infine, è stato considerato il carico accidentale come agente su tutte le campate.

Le seguenti immagini riportano schematicamente gli schemi di carico adottati.



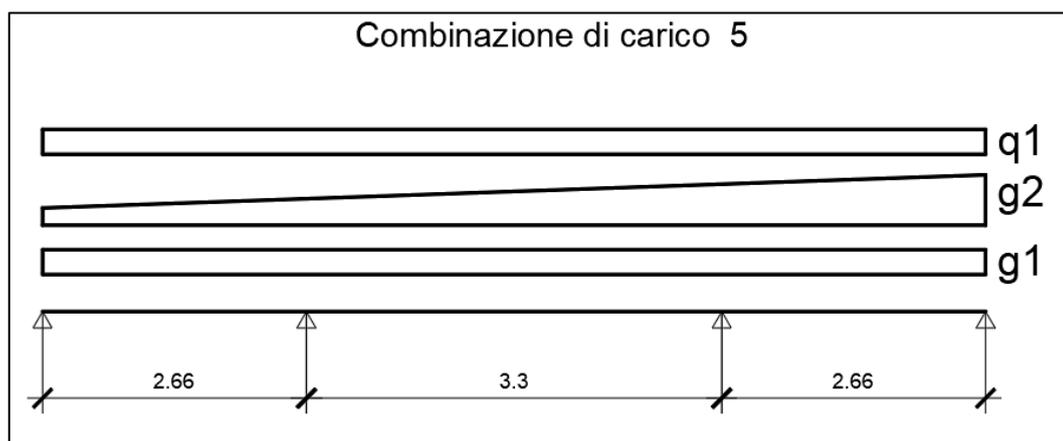
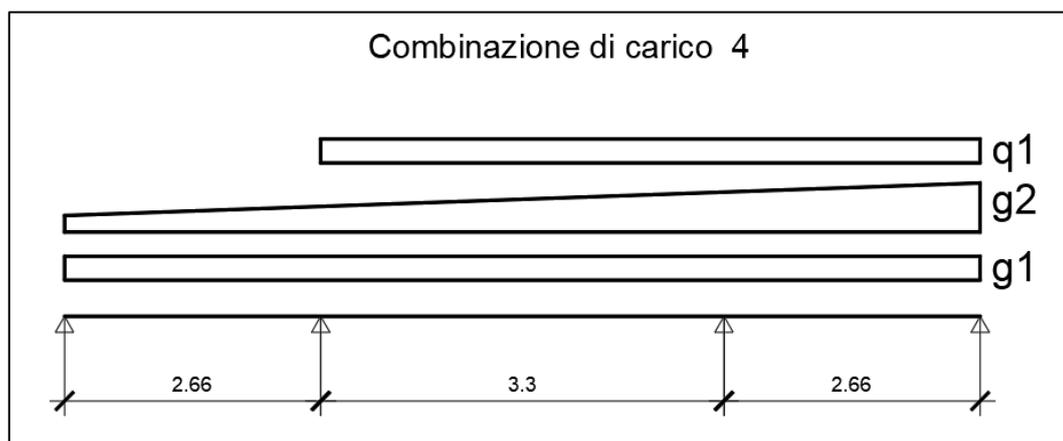
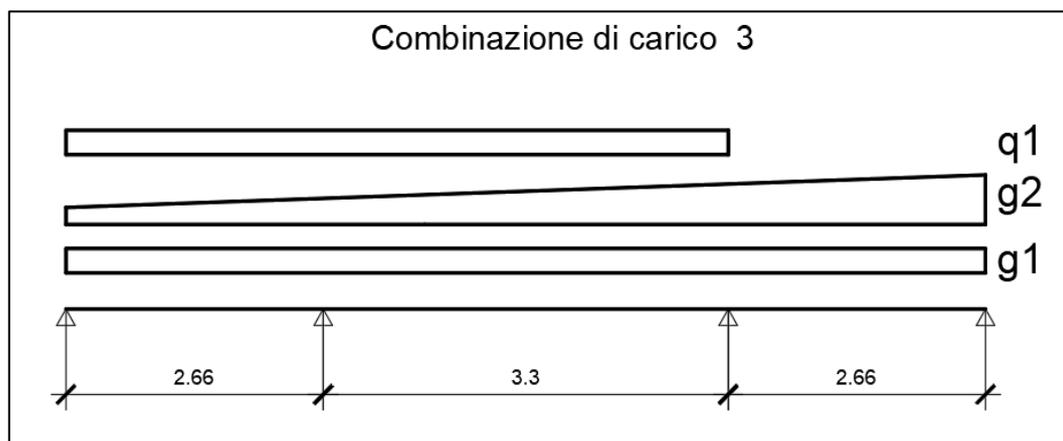


Figura 34 - Combinazioni di carico

I setti in c.a. sono stati modellati come elementi verticali vincolati alla base con un incastro e in sommità con un appoggio e caricati assialmente. Il carico assiale è stato posto pari alla massima reazione vincolare sugli appoggi della trave continua derivante dallo studio della soletta.

9.3 Verifiche statiche della soletta in c.a.

Nel seguente paragrafo vengono riportate le verifiche statiche della soletta in c.a. effettuate nei confronti dei valori massimi delle azioni interne ottenute considerando le diverse condizioni di carico precedentemente descritte.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI sinergo	A	83 di 220
			Data 06/10/2023	

In Appendice 3 sono riportati i risultati ottenuti per tutte le condizioni di carico.

9.3.1 Verifica allo SLU di pressoflessione

Nella figura seguente è riportato il diagramma del momento flettente ottenuto per la combinazione di carico 5 per la quale si ottengono i valori più alti delle sollecitazioni.

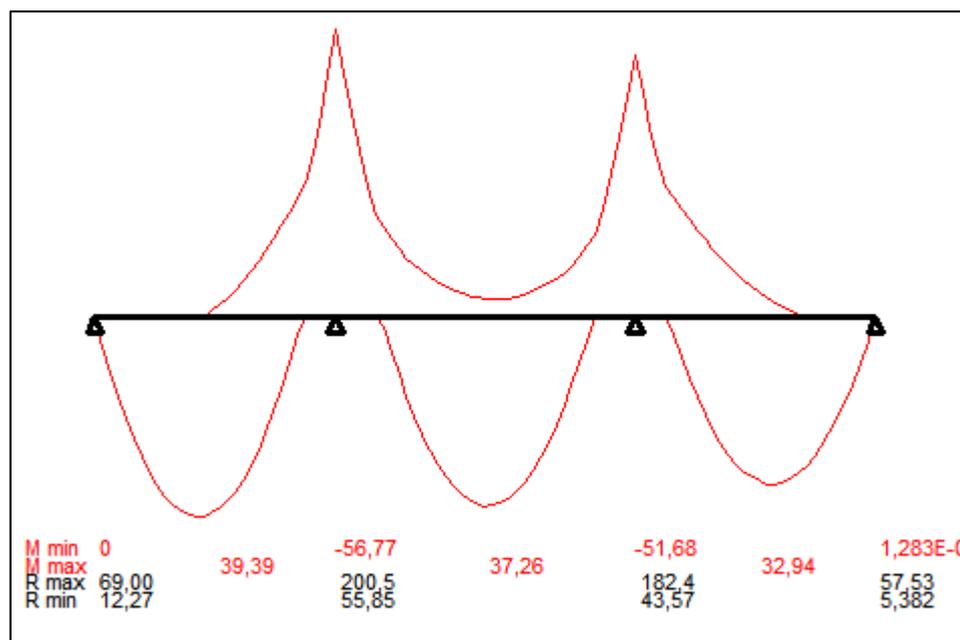


Figura 35 - Combinazione di carico 5 – SLU - Momento flettente

Per quanto riguarda le sollecitazioni massime in corrispondenza degli appoggi, la sezione a filo del setto (h=40cm) è stata verificata considerando la sollecitazione massima agente in corrispondenza dell'appoggio e pari a -56.8 kNm.

Per quanto riguarda le sollecitazioni massime in corrispondenza delle campate, la sezione è stata verificata considerando la sollecitazione massima in campata pari a 39.4 kNm.

Si riportano nel seguito le verifiche a pressoflessione effettuate attraverso il programma Gelfi per le configurazioni dimensionanti, ovvero la sezione massima in corrispondenza dell'appoggio e la sezione minima in corrispondenza della mezzera della campata. Le verifiche sono state condotte considerando per tutte le sezioni un'armatura doppia continua costituita da $\varnothing 14/15$ cm. Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,27	5,7
2	10,27	34,3

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma:

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} <input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M_{xEd} <input type="text" value="-56,8"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M_{yEd} <input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C28/35

ϵ_{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3,5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="15,87"/>
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="11"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0,6667"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1,971"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

Precompresso

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,27	5,7
2	10,27	34,3

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Calcoli
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n
 Retta Deviata
N° rett.

L₀ cm
 Precompresso

Figura 36 - Combinazione di carico 5 – Verifica a flessione

9.3.2 Verifica allo SLU di taglio

Nella figura seguente è riportato il diagramma del taglio ottenuto per la combinazione di carico 5 per la quale si ottengono i valori più alti delle sollecitazioni.

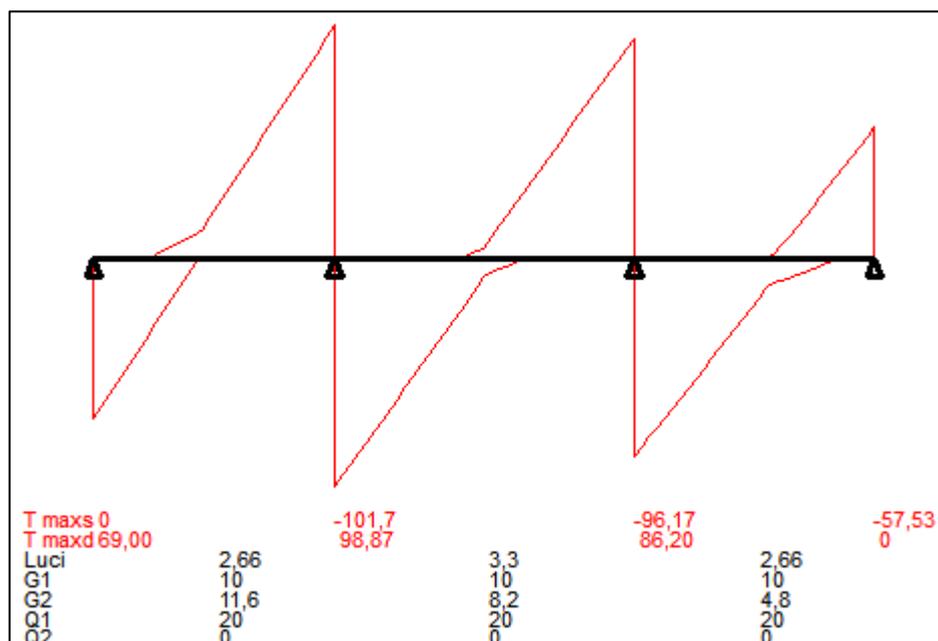


Figura 37. - Combinazione di carico 5 – SLU - Taglio

Per quanto riguarda le sollecitazioni massime in corrispondenza degli appoggi, la sezione a filo del setto (h=40cm) è stata verificata considerando la sollecitazione massima agente in corrispondenza dell'appoggio e pari a -101.7 kN.

Si riportano nel seguito le verifiche a taglio effettuate per le due sezioni precedentemente identificate. Le verifiche sono state condotte per sezioni in calcestruzzo armato senza armatura a taglio considerando un'armatura principale doppia continua costituita da $\varnothing 14/15$ cm. Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.4)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	-101.70	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	-58.80	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	343	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	14	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.67	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1027	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0030	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.76	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.44	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	151.54	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	151.54	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Figura - 38. Combinazione di carico 5 – Verifica a taglio

9.3.3 Verifica allo SLE di limitazione delle tensioni

Nella figura seguente sono riportati i diagrammi del momento flettente ottenuti per la combinazione di carico 5 per le combinazioni allo SLE Rara, Frequente e Quasi Permanente.

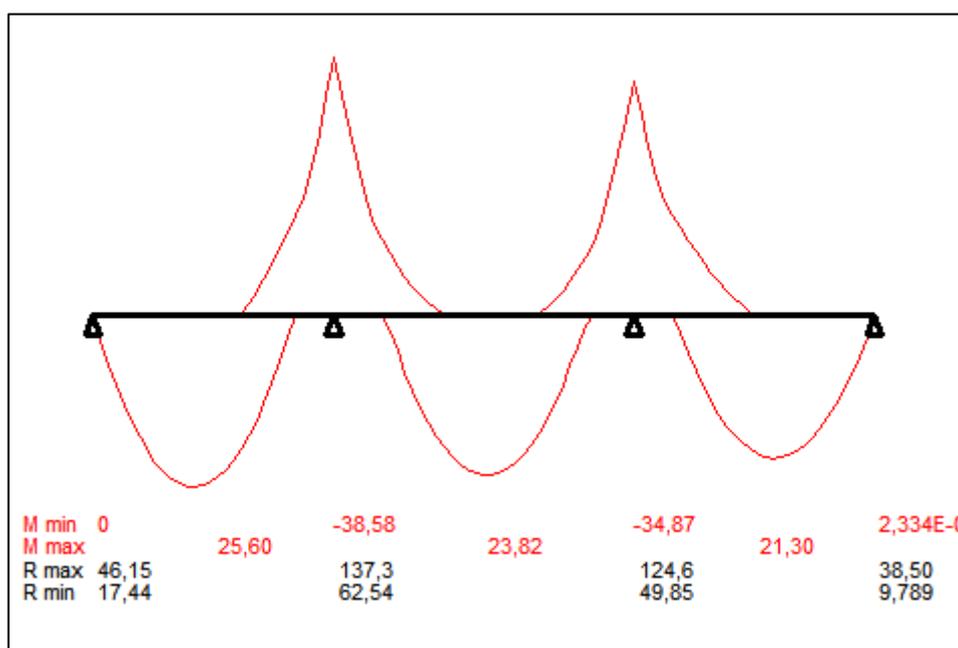


Figura 39 - Combinazione di carico 5 – SLE Rara - Momento flettente

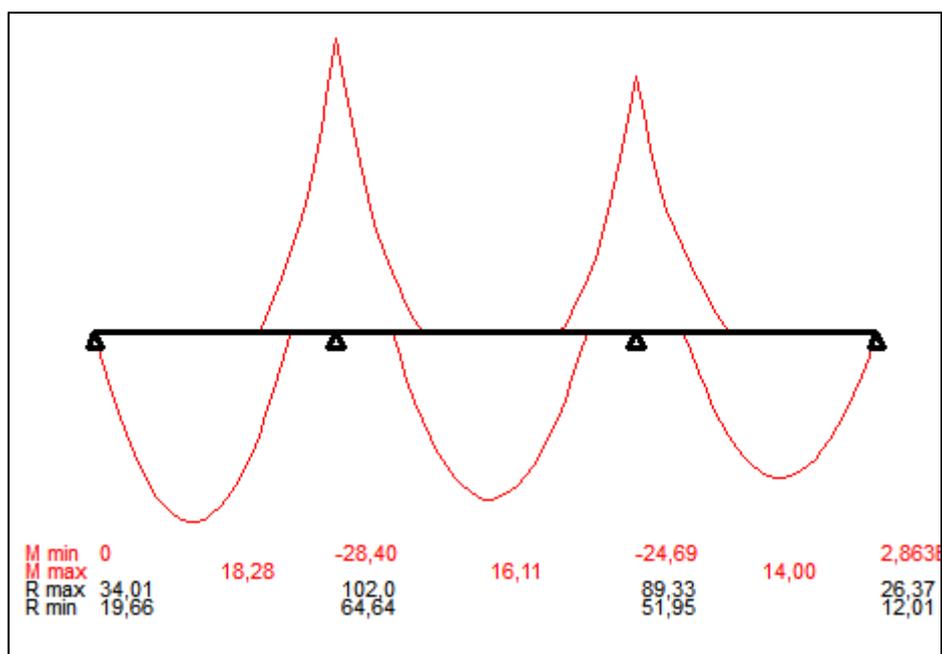


Figura 40 - Combinazione di carico 5 – SLE Frequente - Momento flettente

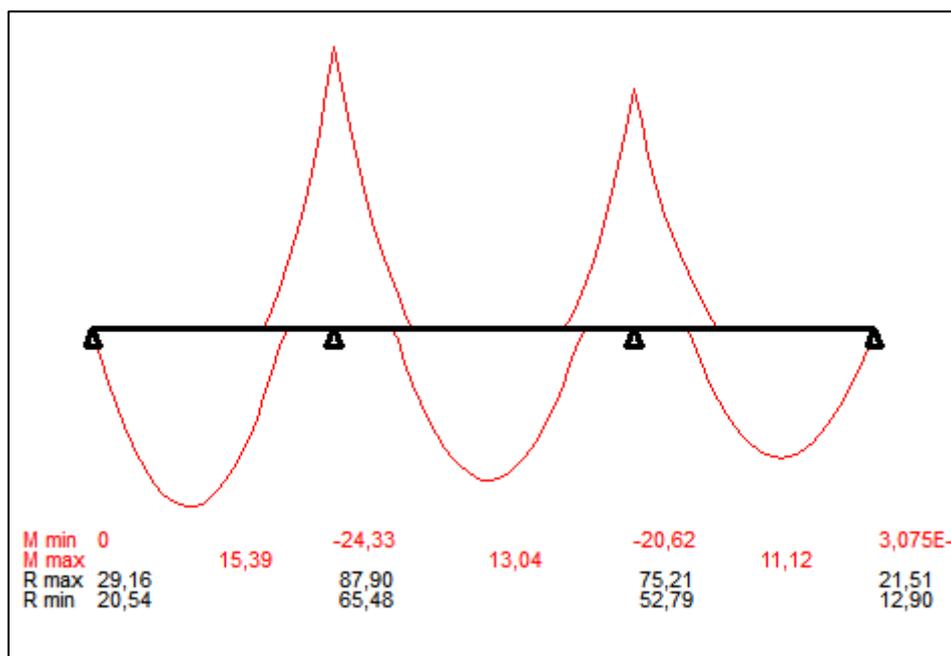


Figura 41 - Combinazione di carico 5 – SLE Quasi Permanente - Momento flettente

Si riportano nel seguito le verifiche allo SLE di limitazione delle tensioni effettuate per le configurazioni dimensionanti, ovvero la sezione massima in corrispondenza dell'appoggio e la sezione minima in corrispondenza della mezzeria della campata. Le verifiche sono state condotte considerando per tutte le sezioni un'armatura tesa costituita da $\varnothing 14/15\text{cm}$. Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

COMB	M1	Proprietà geometriche sezione							$\sigma_{c,MAX}$		$\sigma_{s,MAX}$	
		H	B	c	$\Phi_{rip/staffe}$	Φ_L	passo	d'				
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]				
Rara	-38.54	400	1000	50	0	14	150	57	-2.78	OK	119.69	OK
Frequente	-28.40	400	1000	50	0	14	150	57	-2.05	OK	88.18	OK

Figura 42 - Combinazione di carico 5 – Verifica allo SLE di limitazione delle tensioni

9.3.4 Verifica allo SLE di fessurazione

Si riportano nel seguito le verifiche allo SLE di fessurazioni effettuate per le configurazioni dimensionanti, ovvero la sezione massima in corrispondenza dell'appoggio e la sezione minima in corrispondenza della mezzeria della campata. Le verifiche sono state condotte considerando per tutte le sezioni un'armatura tesa costituita da $\varnothing 14/15\text{cm}$. Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

COMB	M1	Proprietà geometriche sezione							FESSURAZIONE		
		H	B	c	$\Phi_{rip/staffe}$	Φ_L	passo	d'	w_k	w_{lim}	
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
Frequente	-28.40	400	1000	50	0	14	150	57	0.103	0.400	OK
Quasi Permanente	-24.30	400	1000	50	0	14	150	57	0.089	0.300	OK

Figura 43 - Combinazione di carico 5 – Verifica allo SLE di fessurazione

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 90 di 220
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

9.4 Verifiche statiche dei setti in c.a.

Nel seguente paragrafo vengono riportate le verifiche statiche dei setti in c.a. effettuate nei confronti dei valori massimi delle azioni interne ottenute per le diverse condizioni di carico precedentemente descritte.

Come anticipato al paragrafo 9.2, i setti in c.a. sono stati modellati come elementi verticali vincolati alla base con un incastro e in sommità con un appoggio e caricati assialmente ed il carico assiale è stato posto pari alla massima reazione vincolare sugli appoggi della trave continua derivante dallo studio della soletta.

Coerentemente a quanto prescritto dalle NTC2018, Paragrafo 4.1.2.3.4.2, per gli elementi soggetti a sola compressione assiale è stata assunta una componente flettente pari a

$$M_{Ed} = e * N_{Ed}$$

con

$$e = \frac{1}{200} L_0 \geq 20mm$$

$$L_0 = \beta * L$$

dove:

e = eccentricità;

L_0 = lunghezza libera di inflessione;

β = coefficiente che dipende dalle condizioni di vincolo (pari a 1 per il caso appoggio-appoggio);

L = lunghezza elemento compresso.

L'azione assiale è stata posta pari alla massima reazione vincolare ottenuta per gli appoggi della trave continua nella condizione di carico più gravosa (schema di carico 5).

La lunghezza degli elementi compressi è stata posta uguale all'altezza dei setti, pari a 2.25m.

Nelle tabelle seguenti sono riassunte le sollecitazioni di progetto.

	SLU	SLE – Rara	SLE – Frequente	SLE – Quasi Permanente
N_{Ed}	101.7 kN	69.8 kN	52.7 kN	45.9 kN
M_{Ed}	1.1 kNm	0.8 kNm	0.6 kNm	0.5 kNm

Tabella 23 – Azioni di progetto setti c.a. h=30cm

Le seguenti verifiche sono state condotte considerando un'armatura principale doppia simmetrica $\varnothing 16/30cm$.

9.4.1 Verifica allo SLU di pressoflessione

Si riporta nel seguito la verifica a pressoflessione effettuate attraverso il programma Gelfi per le due configurazioni dimensionanti. La verifica è stata condotta considerando un'armatura doppia simmetrica $\varnothing 16/30cm$. Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	6,70	5,8
			2	6,70	24,2

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Materiali

B450C ϵ_{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰ f_{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm ² E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm ² E_s/E_c <input type="text" value="15"/> ϵ_{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰ $\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	C28/35 ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰ ϵ_{cu} <input type="text" value="3,5"/> f_{cd} <input type="text" value="15,87"/> f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0,8"/> ? $\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="11"/> τ_{co} <input type="text" value="0,6667"/> τ_{c1} <input type="text" value="1,971"/>
---	---

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Figura 44 - Combinazione di carico 5 – Verifica a flessione

9.4.2 Verifica allo SLE di limitazione delle tensioni

Si riportano nel seguito le verifiche allo SLE di limitazione delle tensioni effettuate per le due configurazioni dimensionanti. La verifica è stata condotta considerando un'armatura doppia simmetrica $\phi 16/30$ cm. Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

COMB	Proprietà geometriche sezione											
	N	M1	H	B	c	$\Phi_{rip/staffe}$	Φ_l	passo	d'	$\sigma_{c,MAX}$	$\sigma_{s,MAX}$	
	[N]	[kN*m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[Mpa]	
Rara	69.80	0.80	300	1000	50	0	16	300	58	-0.28	-3.85	OK
Frequente	57.20	0.60	300	1000	50	0	16	300	58	-0.22	-3.12	OK

Figura 45 - Combinazione di carico 5 – Verifica allo SLE di limitazione delle tensioni

9.4.3 Verifica allo SLE di fessurazione

Si riportano nel seguito le verifiche allo SLE di fessurazioni effettuate per le due configurazioni dimensionanti. La verifica è stata condotta considerando un'armatura doppia simmetrica $\phi 16/30$ cm. Le sezioni risultano interamente compresse e tutte le verifiche risultano soddisfatte.

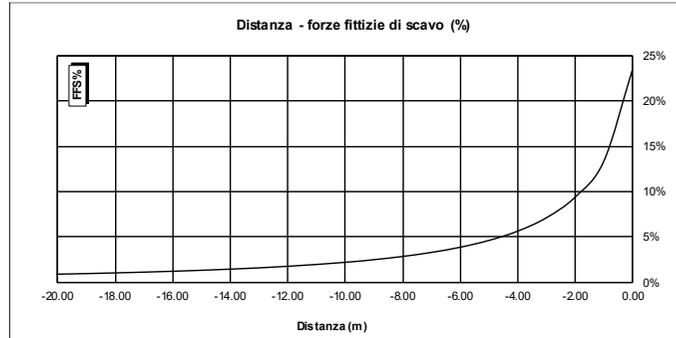
CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 92 di 220
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA RICERCA, VALUTA, AMBIENTE	sinergo D_VA D_VisionArchitecture	
			Data 06/10/2023	

COMB			Proprietà geometriche sezione							FESSURAZIONE		
	N	M1	H	B	c	$\Phi_{rip/staffe}$	Φ_L	passo	d'	w_k	w_{lim}	
	[N]	[kN*m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
Frequente	57.20	0.60	300	1000	50	0	16	300	58	0.000	0.400	OK
Quasi Permanente	45.90	0.50	300	1000	50	0	16	300	58	0.000	0.300	OK

Figura 46 - Combinazione di carico 5 – Verifica allo SLE di fessurazione

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l. MANDANTI  CITIZIA s.r.l. RICERCA - VALUTA - AMBIENTE  sinergo  D_VA D_VisionArchitecture	REV. A	FOGLIO 93 di 220 Data 06/10/2023
--	---	---------------	---

10 APPENDICE 1 – LINEE CARATTERISTICHE



GSI=50_D=0.5_H=100_R=7 - LC GSI = 50, H = 100m, C0 = 46.5Mpa, mi = 7, Ei = 8150MPa

DATI DI INGRESSO		RISULTATI	
peso di volume [N/mc]	25000	All'equilibrio naturale (da L.C.)	
copertura [m]	100	Convergenza assoluta [cm]	4.8
raggio di scavo [m]	7.00	Convergenza relativa [cm]	3.4
		Estensione fascia plastica [m]	4.0
angolo d'attrito di picco [°]	40.75	Equilibrio al fronte	
angolo d'attrito residuo [°]	29.83	Convergenza assoluta [cm]	1.5
coesione di picco [Pa]	448154	FFS	23.4%
coesione residua [Pa]	206611		
modulo elastico [Pa]	1.20E+09		
coefficiente di Poisson	0.3		
angolo di dilatazione [°]	5.09		

c(fronte) / Rscavo	0.21 [%]
c(assoluta) / Rscavo	0.69 [%]
c(relativa) / Rscavo	0.48 [%]
Fp(fronte)/Rscavo	0.0 [%]
Fp(assoluta)/Rscavo	57.8 [%]

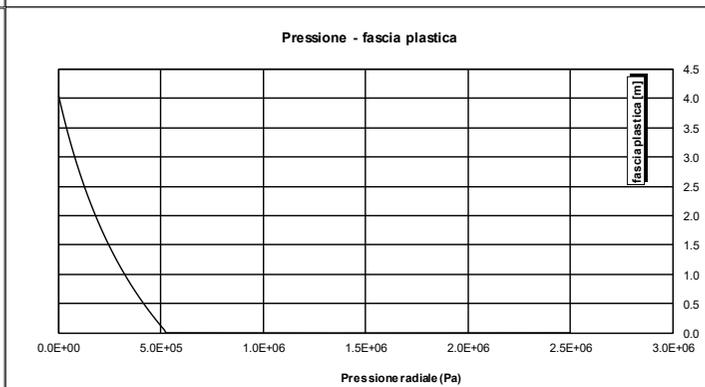
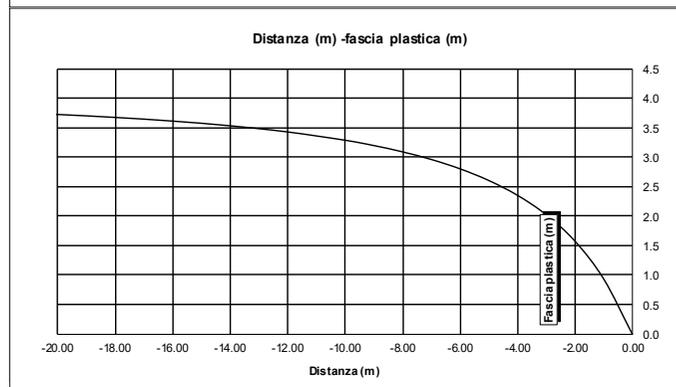
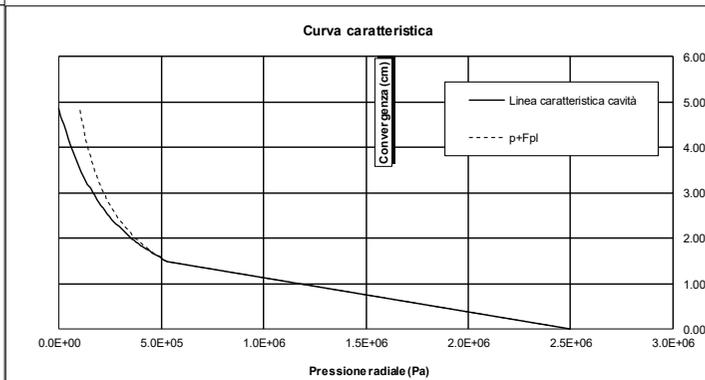
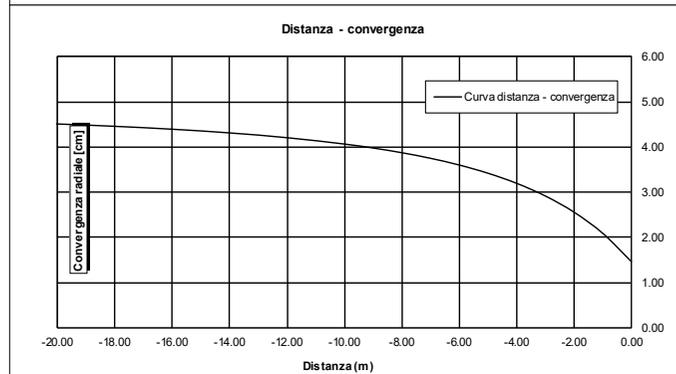
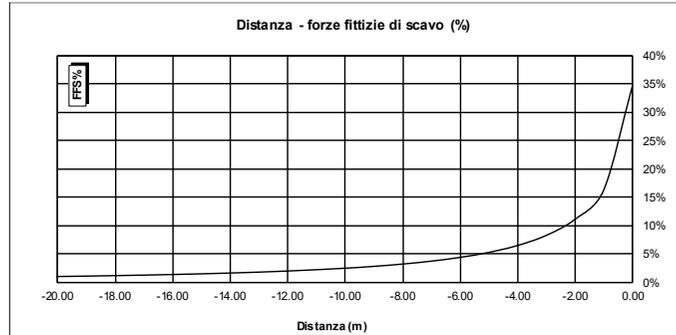


Figura 47 - LC: GSI= 50 - Rscavo = 7m - copertura H=100m



GSI=40_D=0.5_H=60_R=7 - LC GSI = 40, H = 60m, C0 = 46.5Mpa, mi = 7, Ei = 8150GPa

DATI DI INGRESSO		RISULTATI	
peso di volume [N/mc]	25000	All'equilibrio naturale (da L.C.)	
copertura [m]	60	Convergenza assoluta [cm]	4.7
raggio di scavo [m]	7.00	Convergenza relativa [cm]	3.3
		Estensione fascia plastica [m]	3.5
angolo d'attrito di picco [°]	40.62	Equilibrio al fronte	
angolo d'attrito residuo [°]	32.29	Convergenza assoluta [cm]	1.4
coesione di picco [Pa]	247308	FFS	34.6%
coesione residua [Pa]	139584		
modulo elastico [Pa]	6.27E+08		
coefficiente di Poisson	0.3		
angolo di dilatazione [°]	5.08		

c(fronte) / Rscavo	0.20 [%]
c(assoluta) / Rscavo	0.68 [%]
c(relativa) / Rscavo	0.47 [%]
Fp(fronte)/Rscavo	0.0 [%]
Fp(assoluta)/Rscavo	49.6 [%]

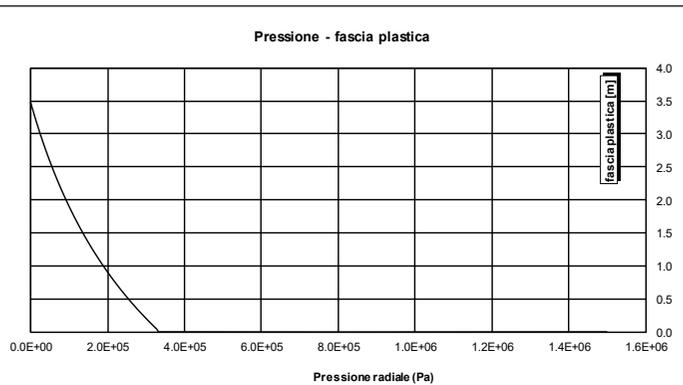
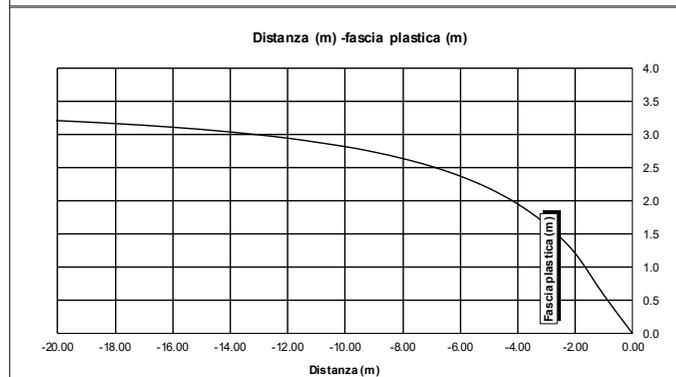
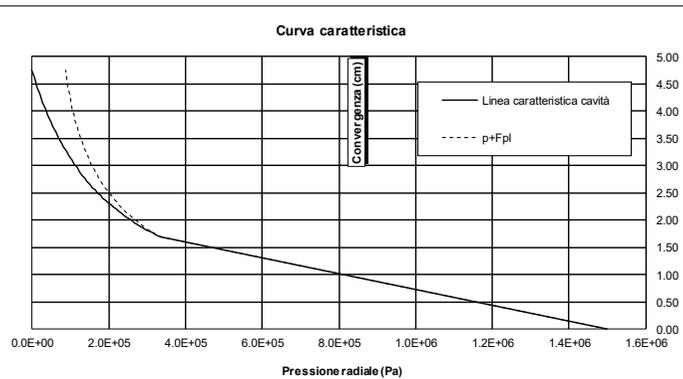
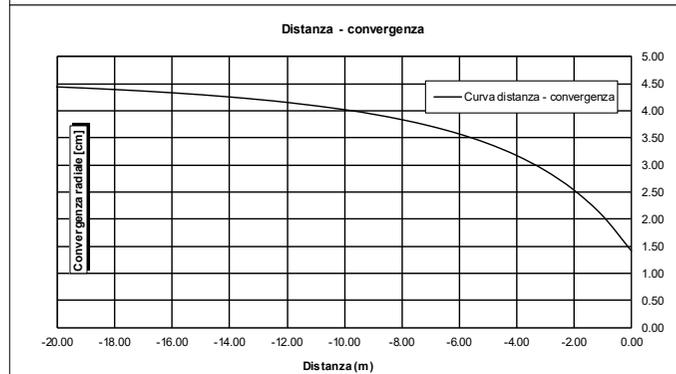
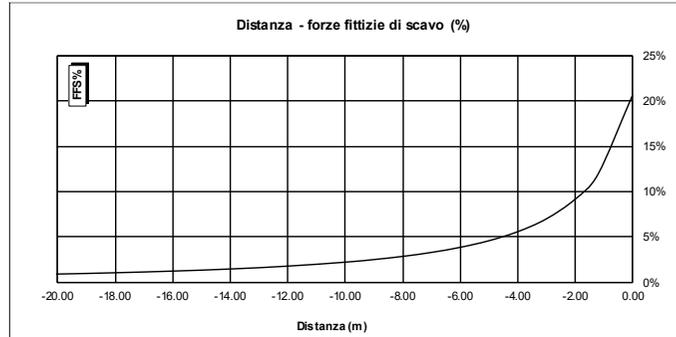


Figura 48 - LC: GSI= 40 - Rscavo = 7m - copertura H=60m



GSI=50_D=0.5_H=110_R=7 - LC GSI = 50, H = 110m, C0 = 46.5Mpa, mi = 7, Ei = 8150GPa

DATI DI INGRESSO		RISULTATI	
peso di volume [N/mc]	25000	All'equilibrio naturale (da L.C.)	
copertura [m]	110	Convergenza assoluta [cm]	5.8
raggio di scavo [m]	7.00	Convergenza relativa [cm]	4.1
		Estensione fascia plastica [m]	4.5
angolo d'attrito di picco [°]	40.04	Equilibrio al fronte	
angolo d'attrito residuo [°]	29.14	Convergenza assoluta [cm]	1.7
coesione di picco [Pa]	468473	FFS	20.6%
coesione residua [Pa]	218982		
modulo elastico [Pa]	1.20E+09		
coefficiente di Poisson	0.3		
angolo di dilatazione [°]	5.00		

c(fronte) / Rscavo	0.25 [%]
c(assoluta) / Rscavo	0.83 [%]
c(relativa) / Rscavo	0.58 [%]
Fp(fronte)/Rscavo	3.0 [%]
Fp(assoluta)/Rscavo	64.9 [%]

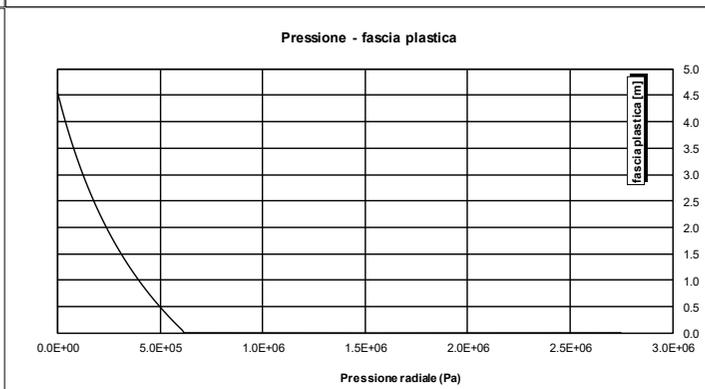
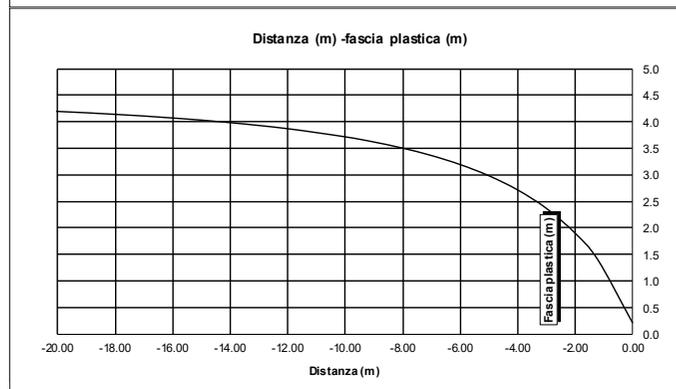
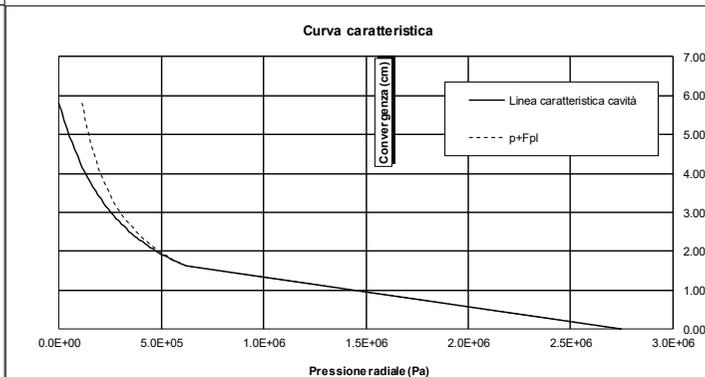
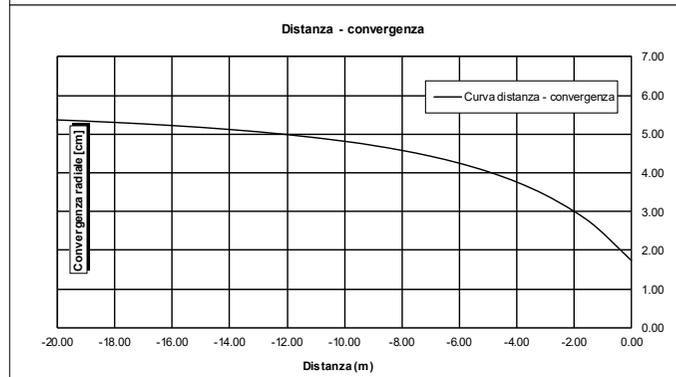
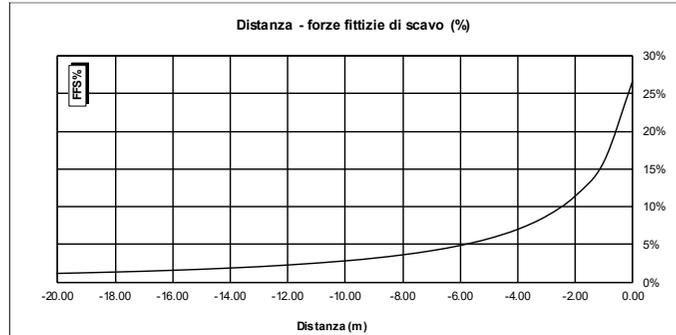


Figura 49 - LC: GSI= 50 - Rscavo = 7m - copertura H=110m



GSI=40_D=0.5_H=70_R=8 - LC GSI = 40, H = 70m, C0 = 46.5Mpa, mi = 7, Ei = 8150MPa

DATI DI INGRESSO

peso di volume [N/mc]	25000
copertura [m]	70
raggio di scavo [m]	8.00
angolo d'attrito di picco [°]	39.46
angolo d'attrito residuo [°]	31.17
coesione di picco [Pa]	267794
coesione residua [Pa]	153319
modulo elastico [Pa]	6.27E+08
coefficiente di Poisson	0.3
angolo di dilatazione [°]	4.93

RISULTATI

All'equilibrio naturale (da L.C.)	
Convergenza assoluta [cm]	7.1
Convergenza relativa [cm]	5.0
Estensione fascia plastica [m]	4.7
Equilibrio al fronte	
Convergenza assoluta [cm]	2.1
FFS	26.6%

c(fronte) / Rscavo	0.27 [%]
c(assoluta) / Rscavo	0.89 [%]
c(relativa) / Rscavo	0.62 [%]
Fp(fronte)/Rscavo	0.0 [%]
Fp(assoluta)/Rscavo	58.9 [%]

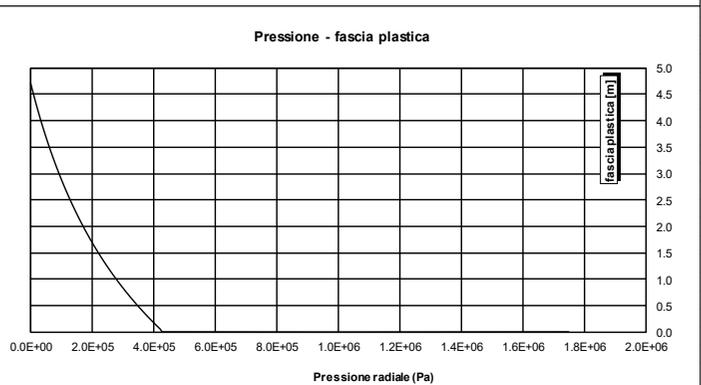
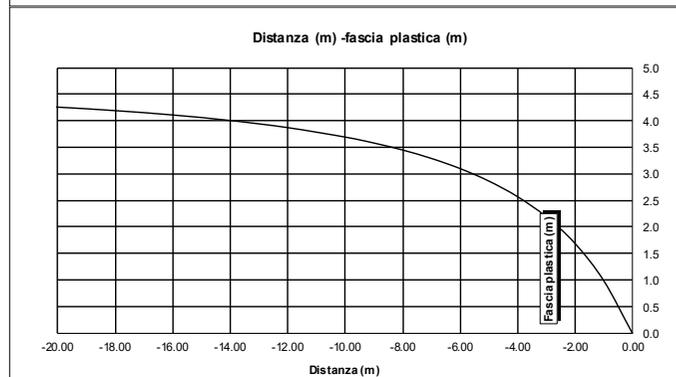
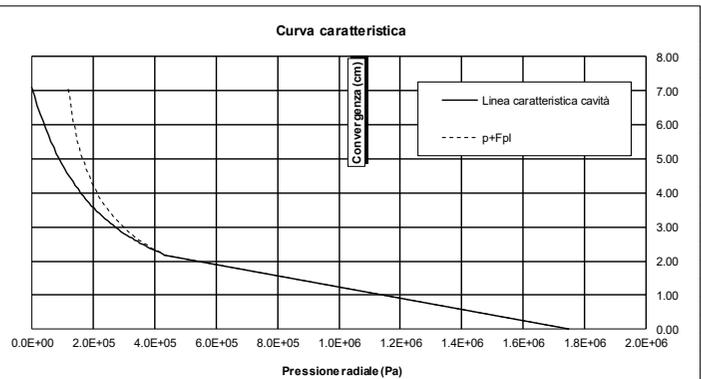
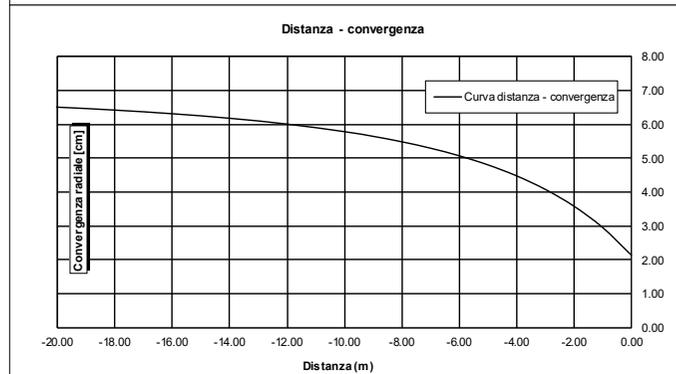
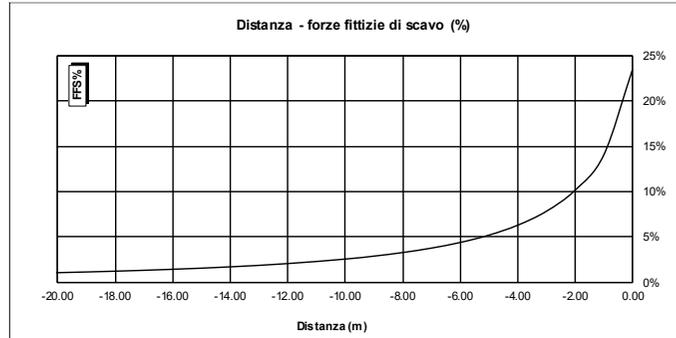


Figura 50 - LC: GSI= 40 - Rscavo = 7m - copertura H=70m



GSI=50_D=0.5_H=100_R=8 - LC GSI = 50, H = 100m, C0 = 46.5Mpa, mi = 7, Ei = 8150MPa

DATI DI INGRESSO		RISULTATI	
peso di volume [N/mc]	25000	All'equilibrio naturale (da L.C.)	
copertura [m]	100	Convergenza assoluta [cm]	5.5
raggio di scavo [m]	8.00	Convergenza relativa [cm]	3.9
		Estensione fascia plastica [m]	4.6
angolo d'attrito di picco [°]	40.75	Equilibrio al fronte	
angolo d'attrito residuo [°]	29.83	Convergenza assoluta [cm]	1.7
coesione di picco [Pa]	448154	FFS	23.4%
coesione residua [Pa]	206611		
modulo elastico [Pa]	1.20E+09		
coefficiente di Poisson	0.3		
angolo di dilatazione [°]	5.09		

c(fronte) / Rscavo	0.21 [%]
c(assoluta) / Rscavo	0.69 [%]
c(relativa) / Rscavo	0.48 [%]
Fp(fronte)/Rscavo	0.0 [%]
Fp(assoluta)/Rscavo	57.8 [%]

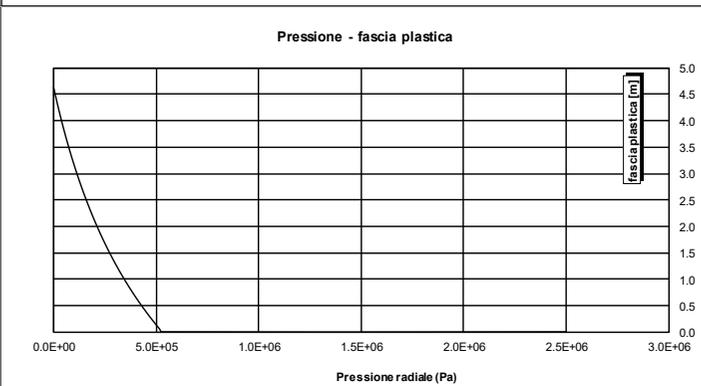
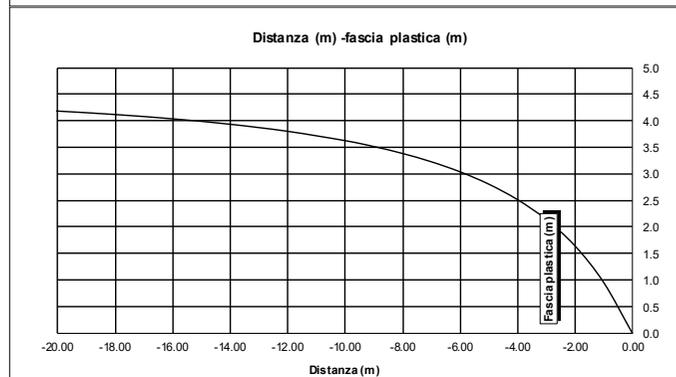
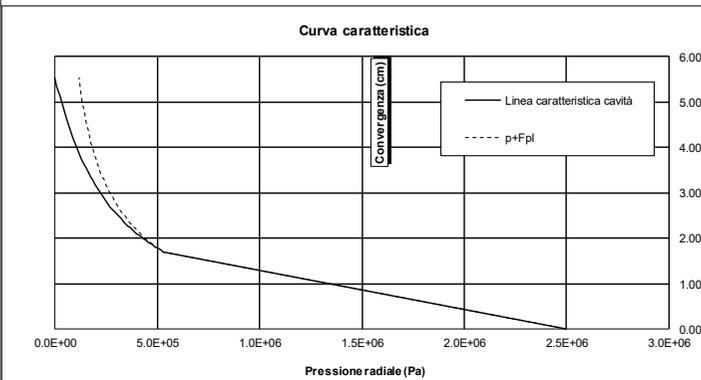
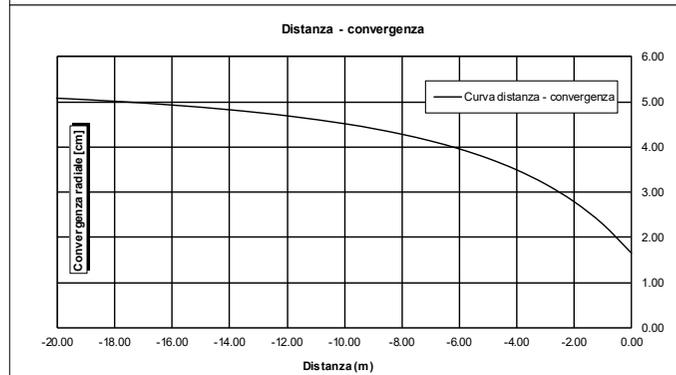
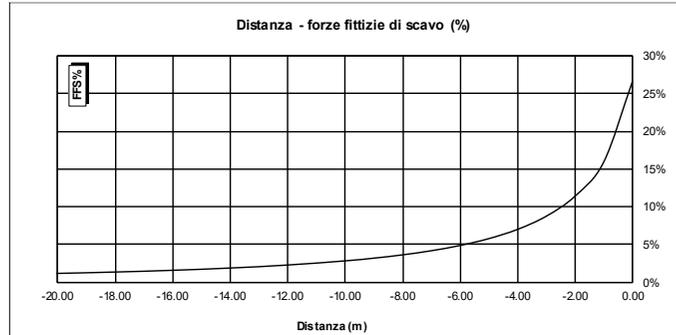


Figura 51 - LC: GSI= 50 - Rscavo = 8m - copertura H=100m



GSI=40_D=0.5_H=70_R=8 - LC GSI = 40, H = 70m, C0 = 46.5Mpa, mi = 7, Ei = 8150MPa

DATI DI INGRESSO		RISULTATI	
peso di volume [N/mc]	25000	All'equilibrio naturale (da L.C.)	
copertura [m]	70	Convergenza assoluta [cm]	7.1
raggio di scavo [m]	8.00	Convergenza relativa [cm]	5.0
		Estensione fascia plastica [m]	4.7
angolo d'attrito di picco [°]	39.46	Equilibrio al fronte	
angolo d'attrito residuo [°]	31.17	Convergenza assoluta [cm]	2.1
coesione di picco [Pa]	267794	FFS	26.6%
coesione residua [Pa]	153319		
modulo elastico [Pa]	6.27E+08		
coefficiente di Poisson	0.3		
angolo di dilatazione [°]	4.93		

c(fronte) / Rscavo	0.27 [%]
c(assoluta) / Rscavo	0.89 [%]
c(relativa) / Rscavo	0.62 [%]
Fp(fronte)/Rscavo	0.0 [%]
Fp(assoluta)/Rscavo	58.9 [%]

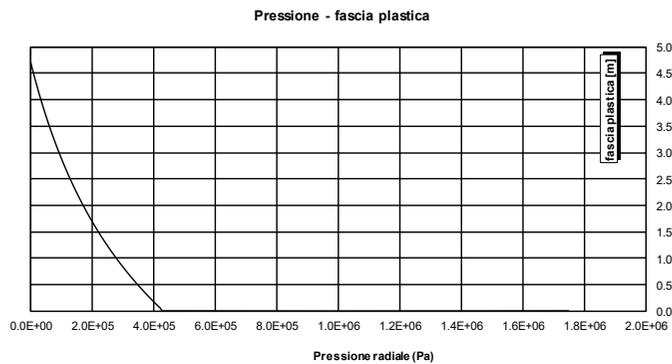
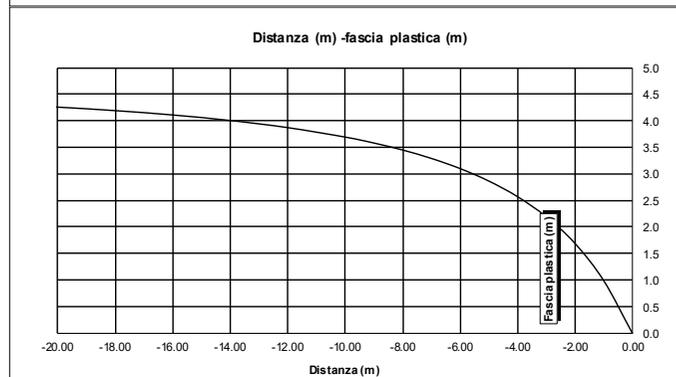
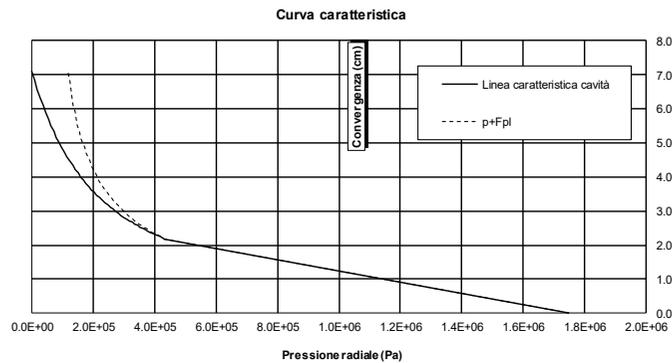
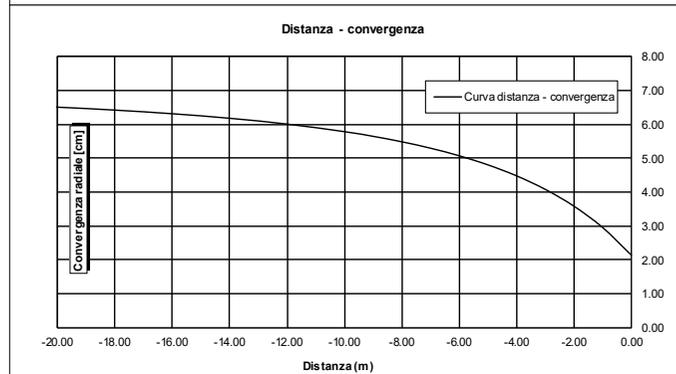


Figura 52 - LC: GSI= 40 - Rscavo = 8m - copertura H=70m

11 APPENDICE 2 – RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE

11.1 Sezione GN-A2

11.1.1 Analisi assialsimmetrica 2D-GRC

Si riportano nel seguito i risultati dell'analisi numerica assialsimmetrica 2D-GRC.

Dal momento che non sono previsti interventi di consolidamento radiale, nel modello numerico alle zone denominate "Cons_Contorno" sono stati assegnati gli stessi parametri dell'ammasso

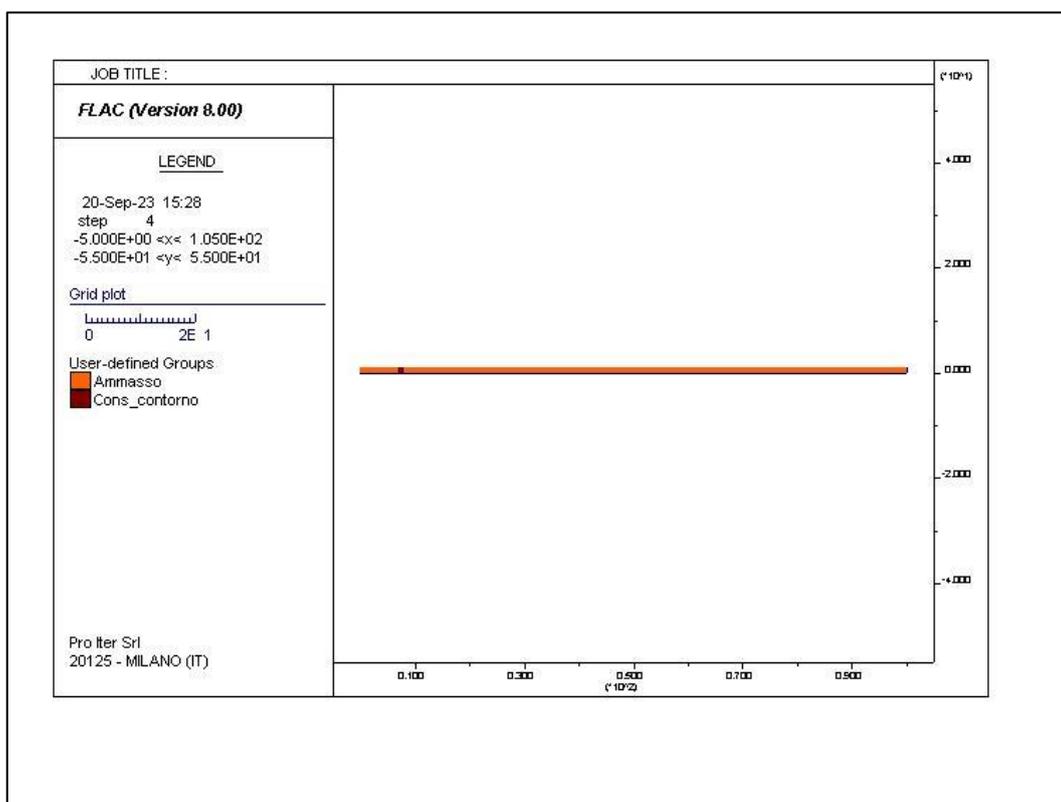


Figura 53 - Sezione GN-A2 – Analisi 2D-GRC. Modello di calcolo

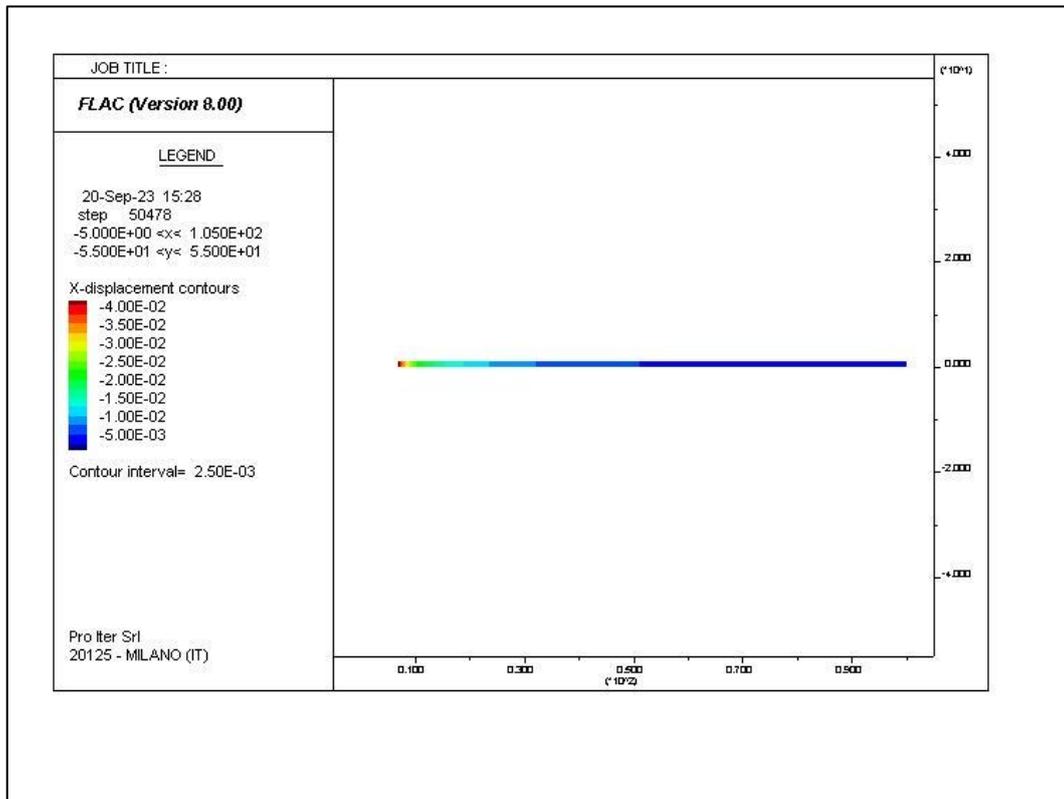


Figura 54 - Sezione GN-A2 – Analisi 2D-GRC. Convergenza radiale [m] per FFS=0.0%

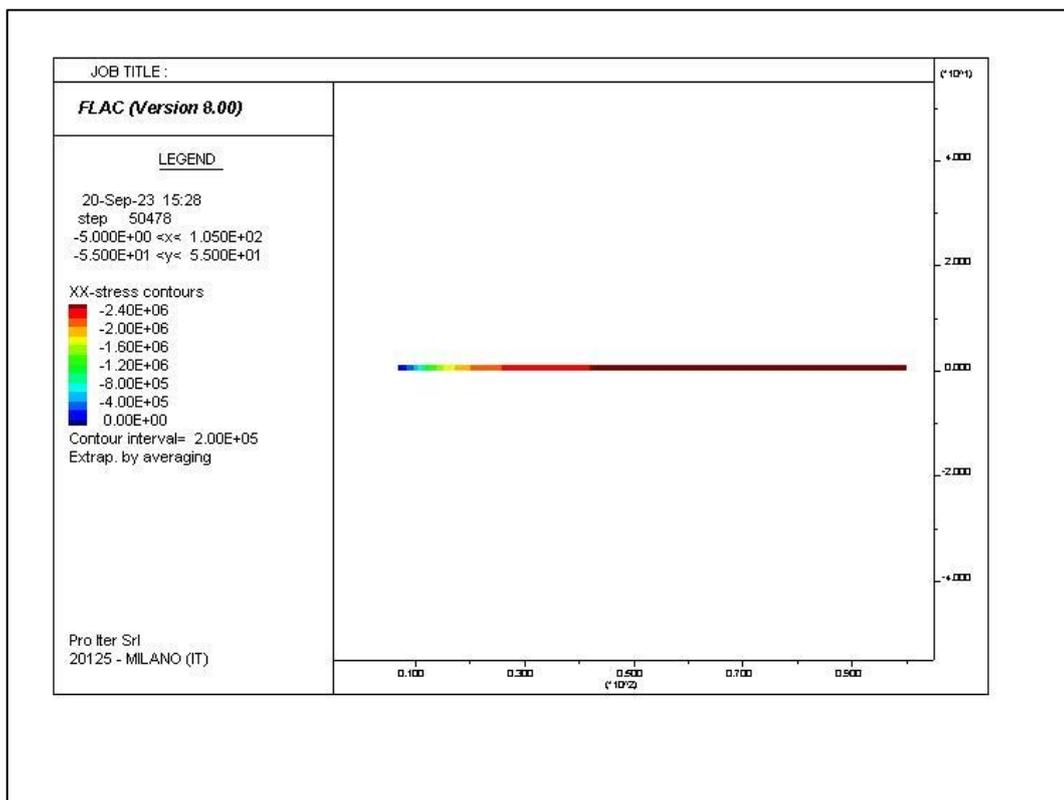


Figura 55 - Sezione GN-A2 – Analisi 2D-GRC. Pressione radiale [Pa] per FFS=0.0%

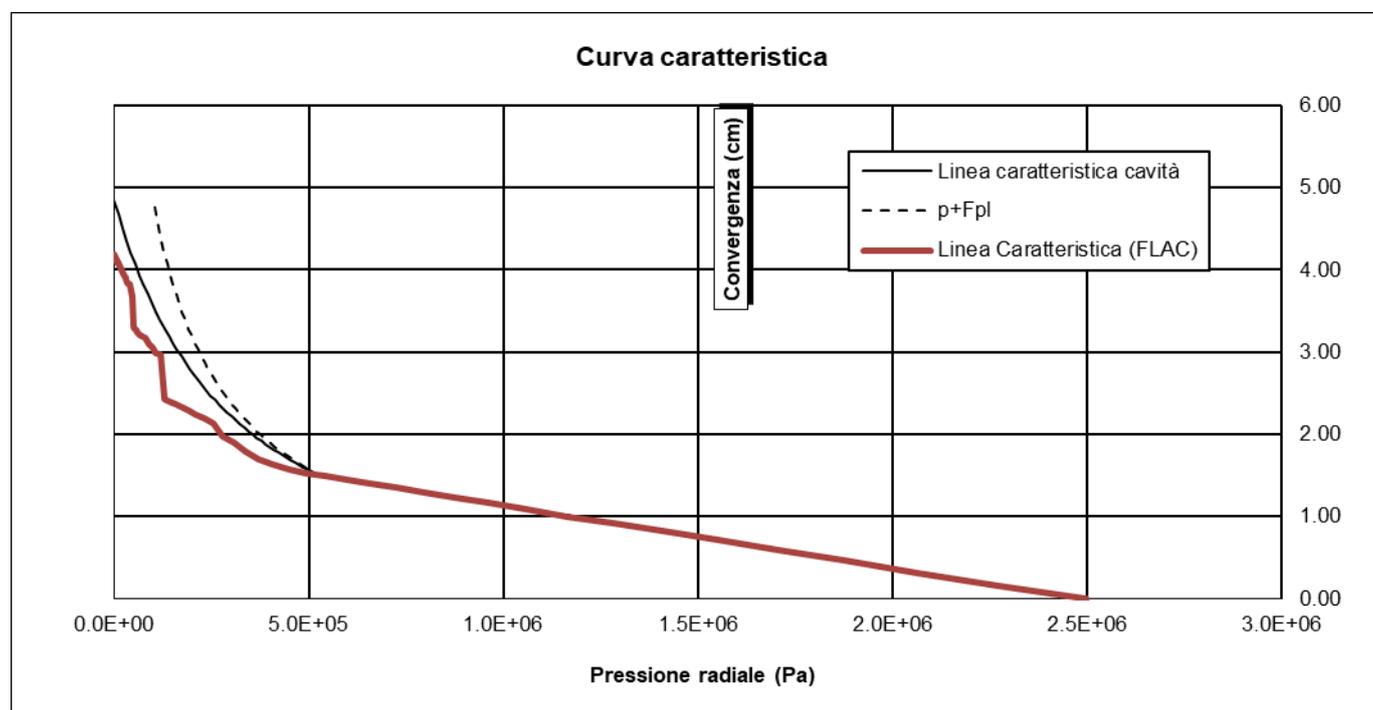


Figura 56 - Sezione GN-A2 – Analisi 2D-GRC. Curva Caratteristica2

11.1.2 Analisi assialsimmetrica 2D-LPD

Si riportano nel seguito i risultati dell'analisi numerica assialsimmetrica 2D-GRC.

Dal momento che non sono previsti interventi di consolidamento radiale e sul fronte, nel modello numerico alle zone denominate "Cons_contorno" e "Cons_fronte" sono stati assegnati gli stessi parametri dell'ammasso

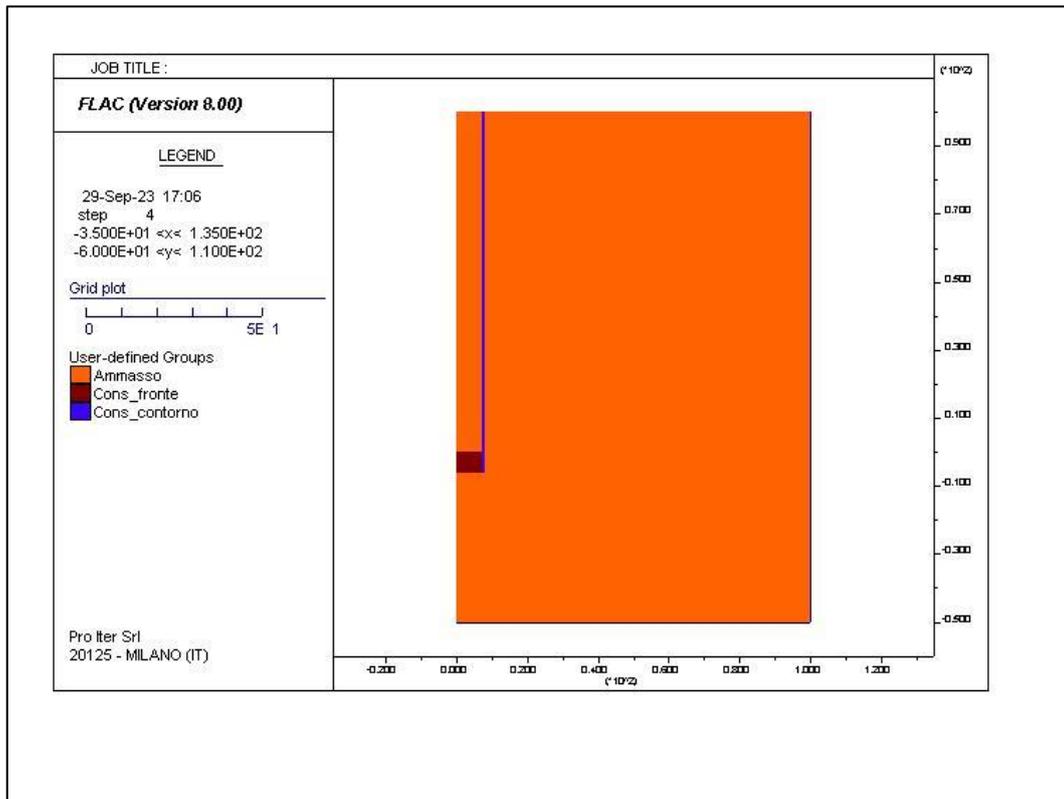


Figura 57 - Sezione GN-A2 – Analisi 2D-LDP. Modello di calcolo

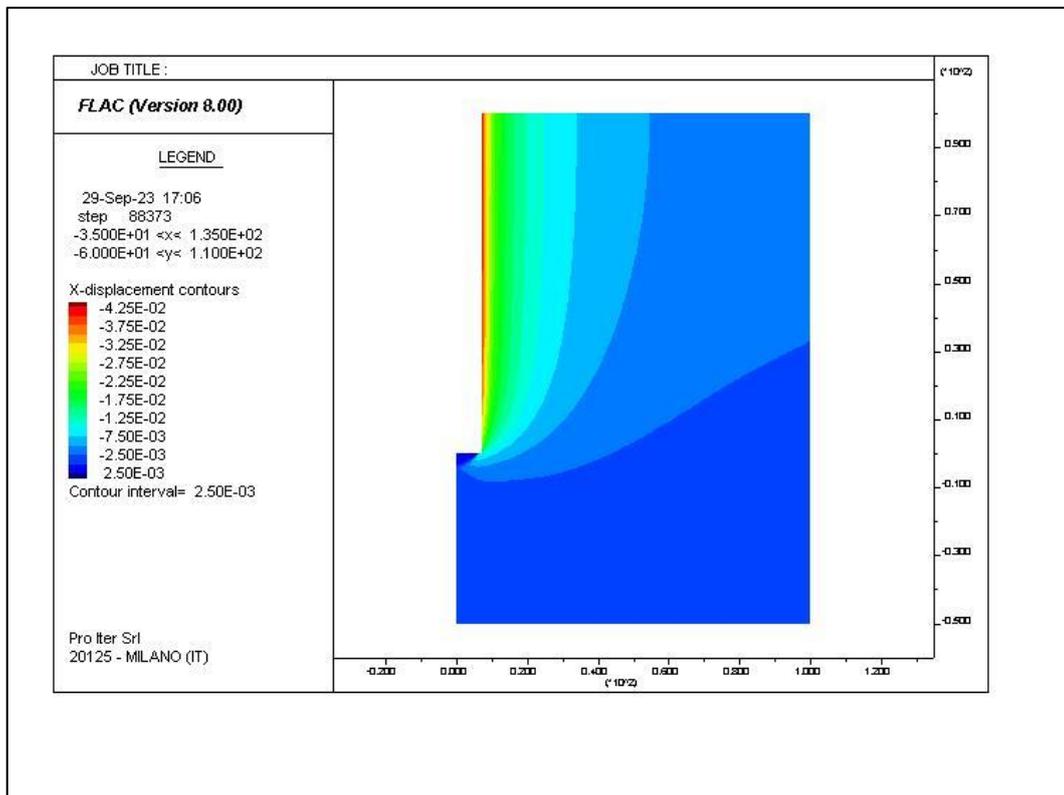


Figura 58 - Sezione GN-A2 – Analisi 2D-LDP. Convergenza radiale [m]

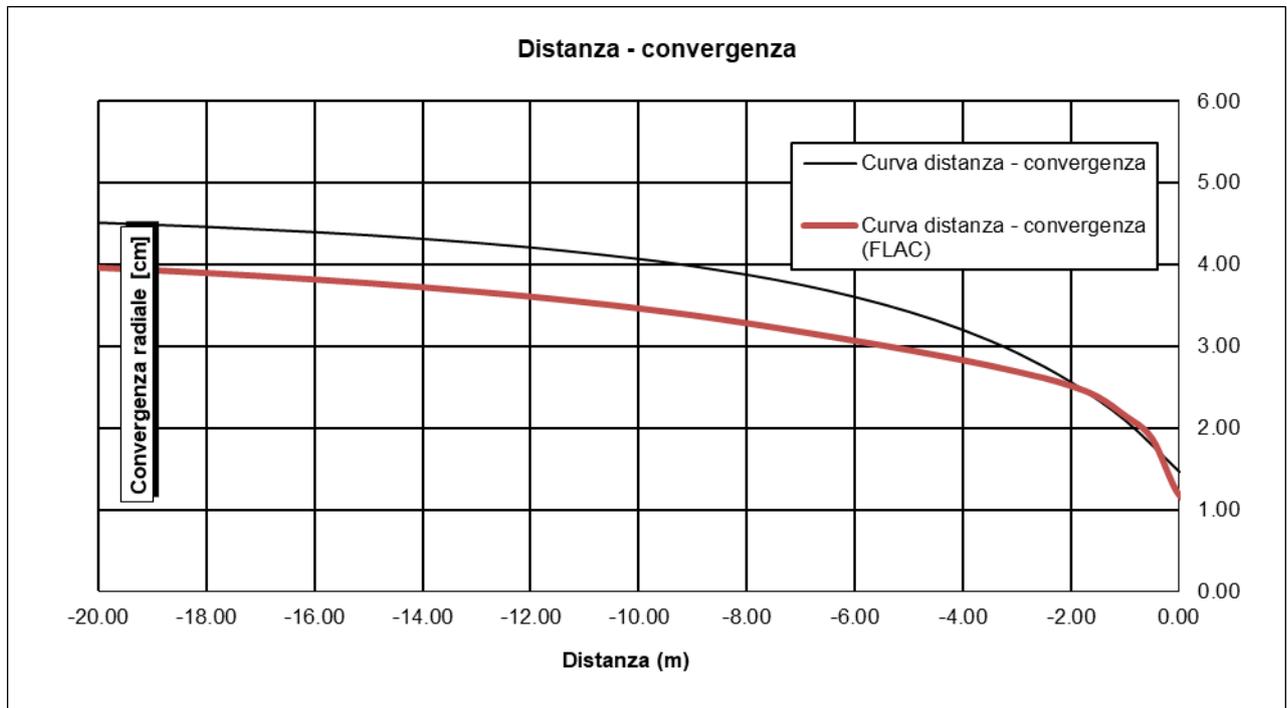


Figura 59 - Sezione GN-A2 – Analisi 2D-LDP. Convergenza radiale in funzione della distanza dal fronte

11.1.3 Forze Fittizie di Scavo

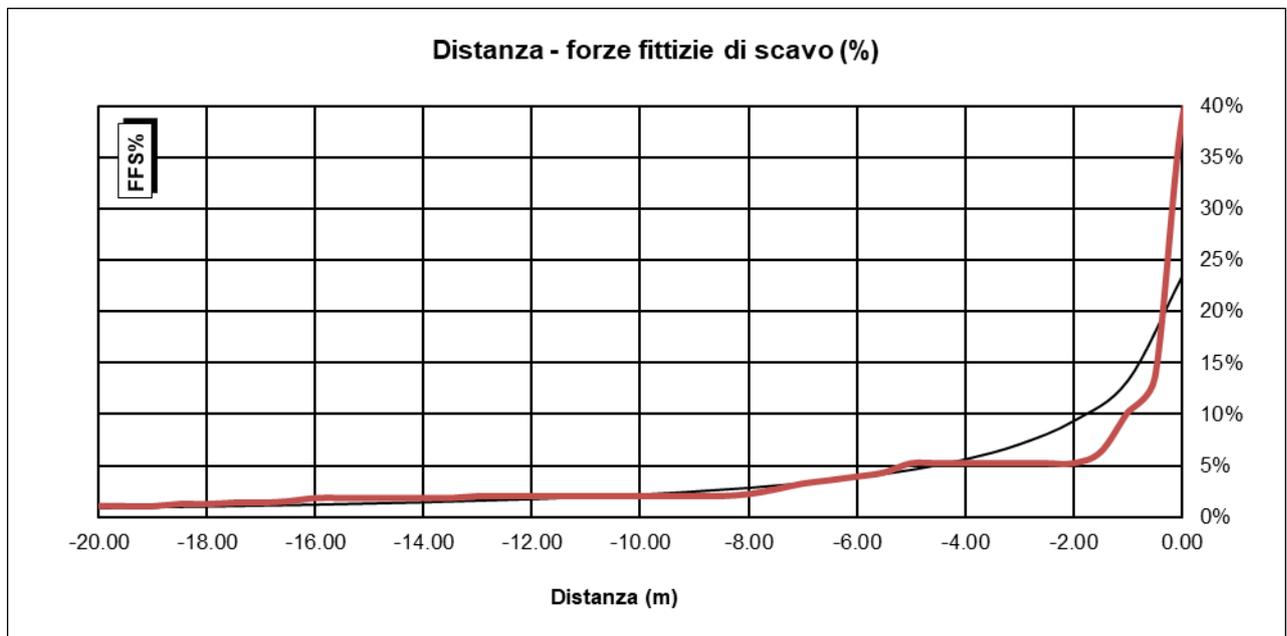


Figura 60 - Sezione GN-A2 – Forze Fittizie di Scavo

11.1.4 Caratteristiche dei rivestimenti

Per la modellazione numerica delle fasi di scavo e realizzazione della sezione GN-A2 sono stati modellati il rivestimento di prima fase e il rivestimento definitivo.

Si riportano del seguito le proprietà di ciascun elemento strutturale del rivestimento di prima fase adottate nell'analisi.

Elemento Strutturale	Spessore	Armatura	Elemento modellato	Rigidezza assiale EA	Rigidezza flessionale EI
Betoncino	30 cm	2*IPN180 a passo 1.5m	liner	11000 MN/m	80.4 MPa/m

Si riportano del seguito le proprietà di ciascun elemento strutturale del rivestimento definitivo adottate nell'analisi.

Elemento Strutturale	Spessore	Armatura	Elemento modellato	Rigidezza assiale EA	Rigidezza flessionale EI
Calotta	60 cm	-	liner	20367 MN/m	611 MPa/m
Arco Rovescio	70 cm	ø18/20cm	liner	23762 MN/m	970 MPa/m

11.1.5 Risultati dell'analisi numerica

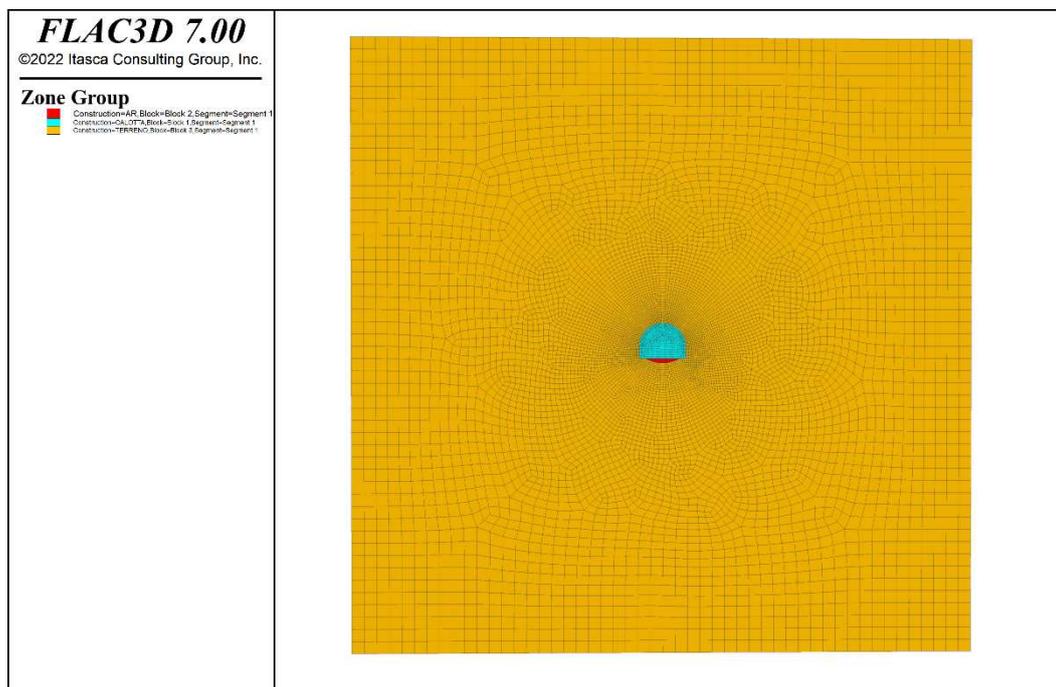


Figura 61 - Sezione GN-A2 - modello



Figura 62 - Sezione GN-A2 - modello (zoom)

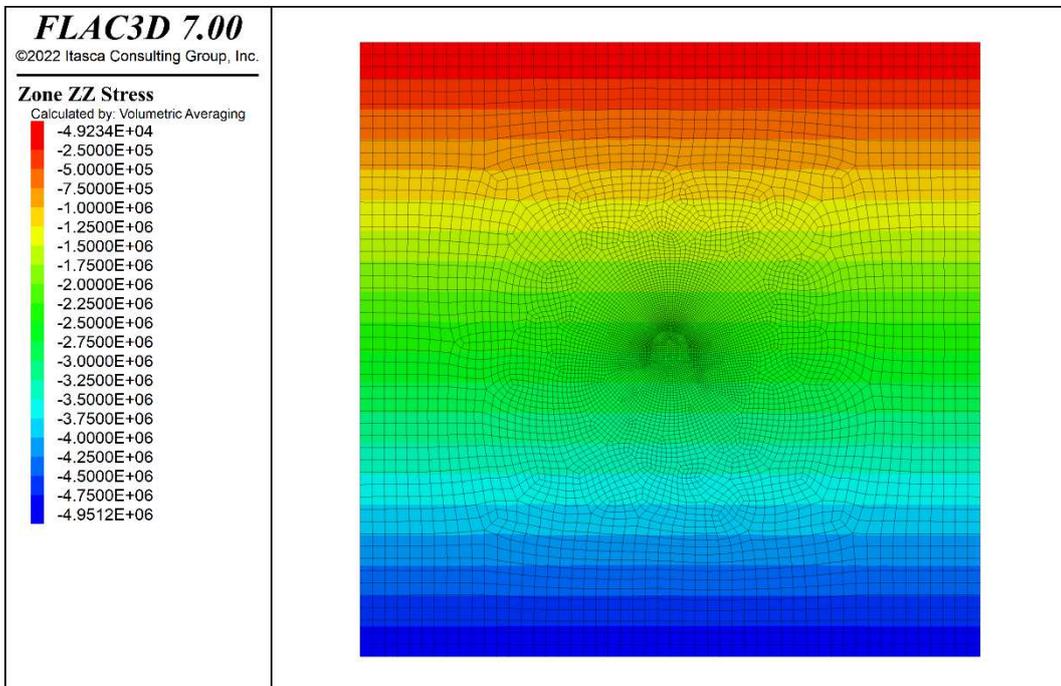


Figura 63 - Sezione GN-A2 - Geostatico (sforzi verticali)

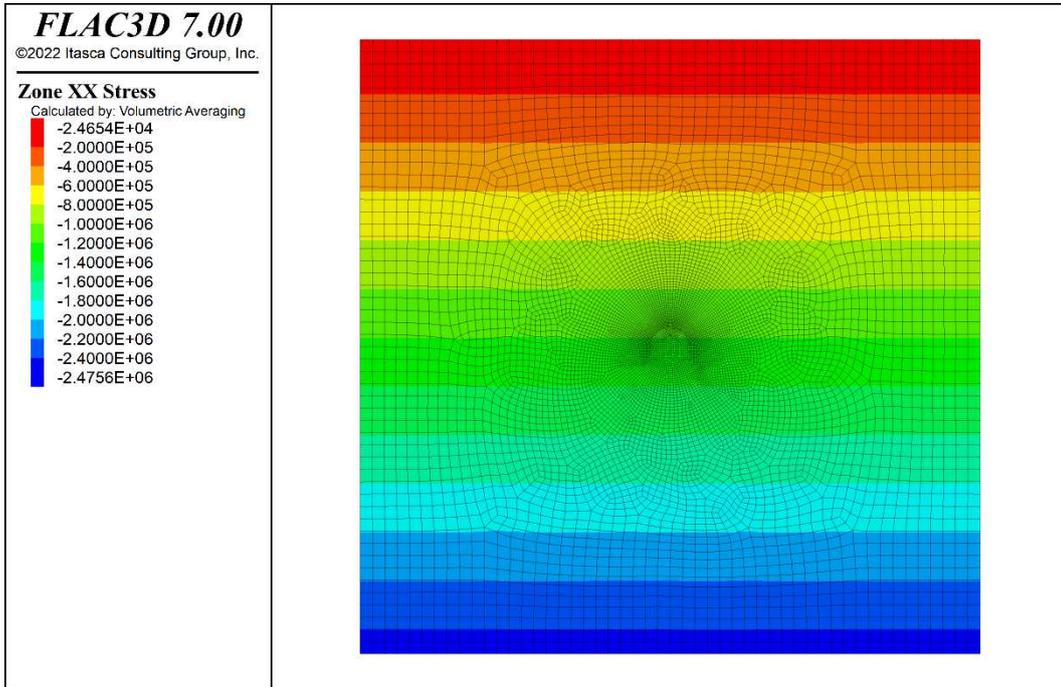


Figura 64 - Sezione GN-A2 - Geostatico (sforzi orizzontali)

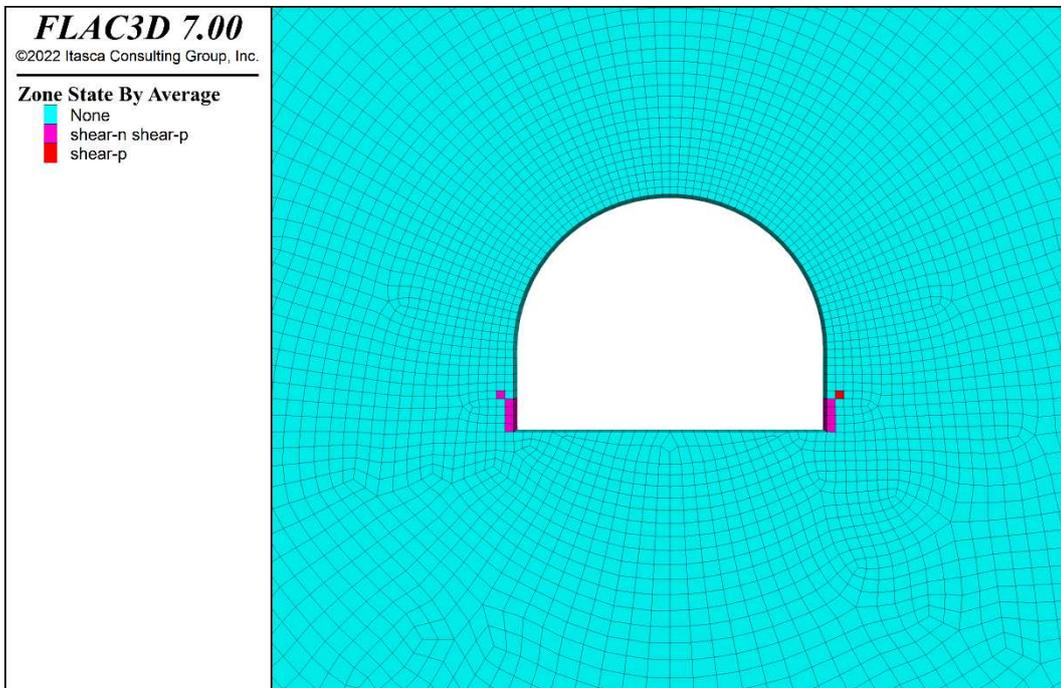


Figura 65 - Sezione GN-A2 - Plasticizzazioni al fronte (step 2)

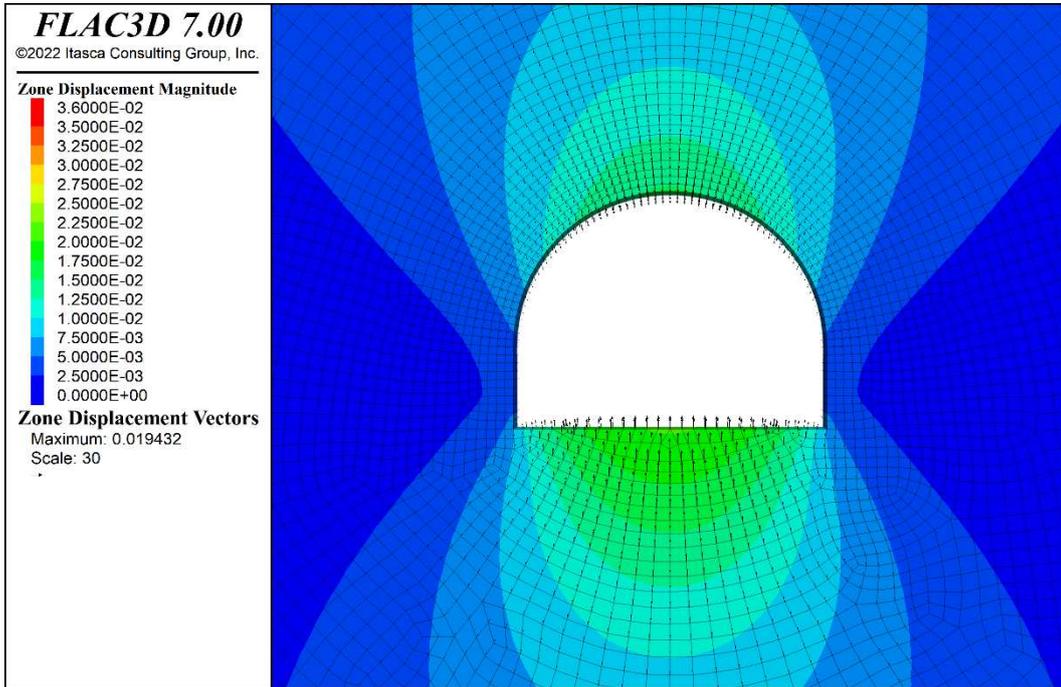


Figura 66 - Sezione GN-A2 - Spostamenti al fronte (step 2)

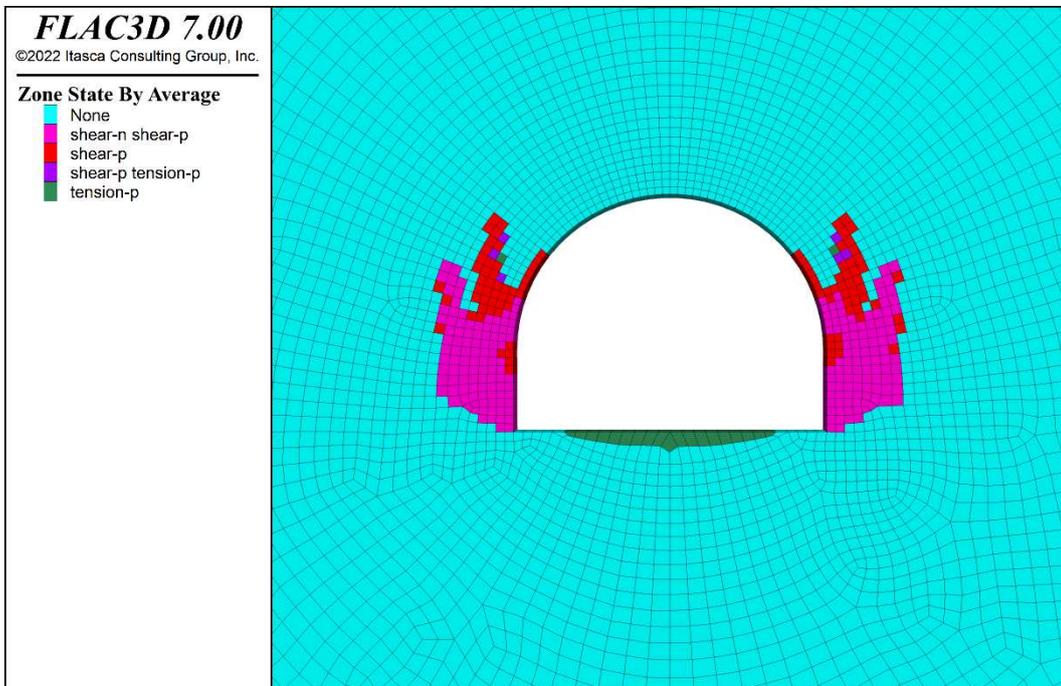


Figura 67 Sezione GN-A2 - Plasticizzazioni a 1.5 m dal fronte (step 3)

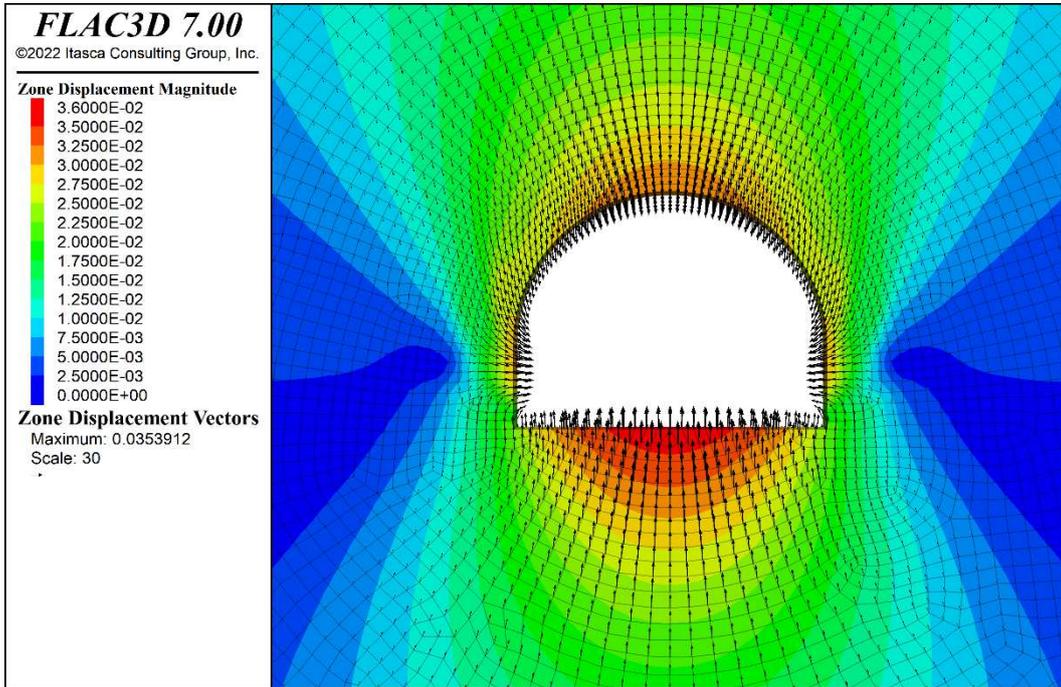


Figura 68 - Sezione GN-A2 - Spostamenti a 1.5 m dal fronte (step 3)

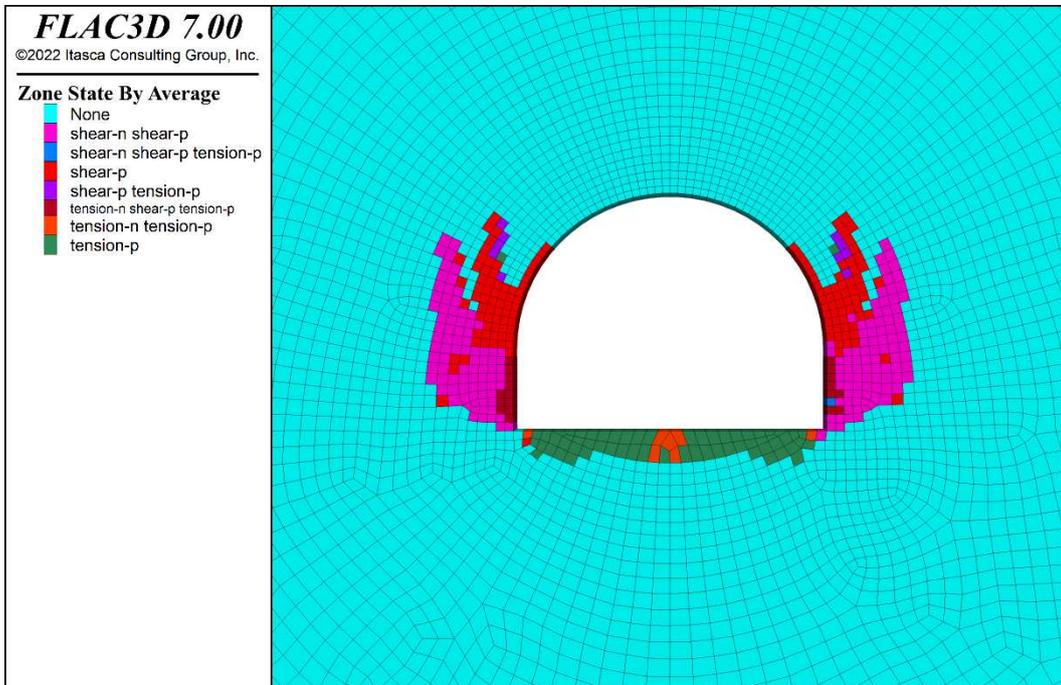


Figura 69 – Sezione GN-A2 - Plasticizzazioni all'installazione del rivestimento di prima fase (step 4)

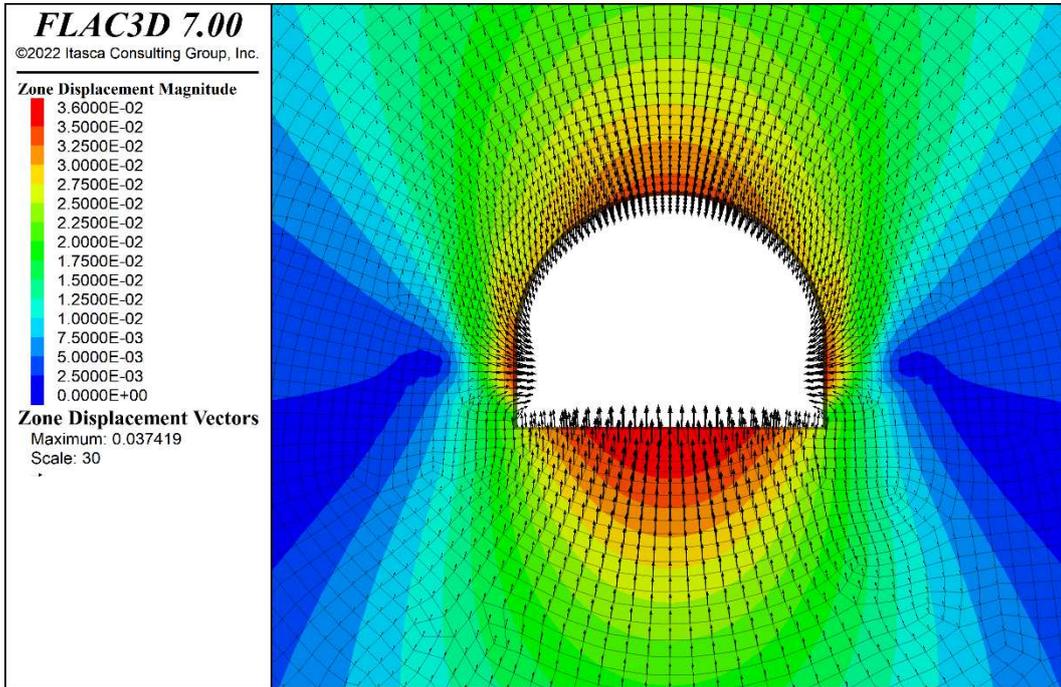


Figura 70 - Sezione GN-A2 – Spostamenti all’installazione del rivestimento di prima fase (step 4)

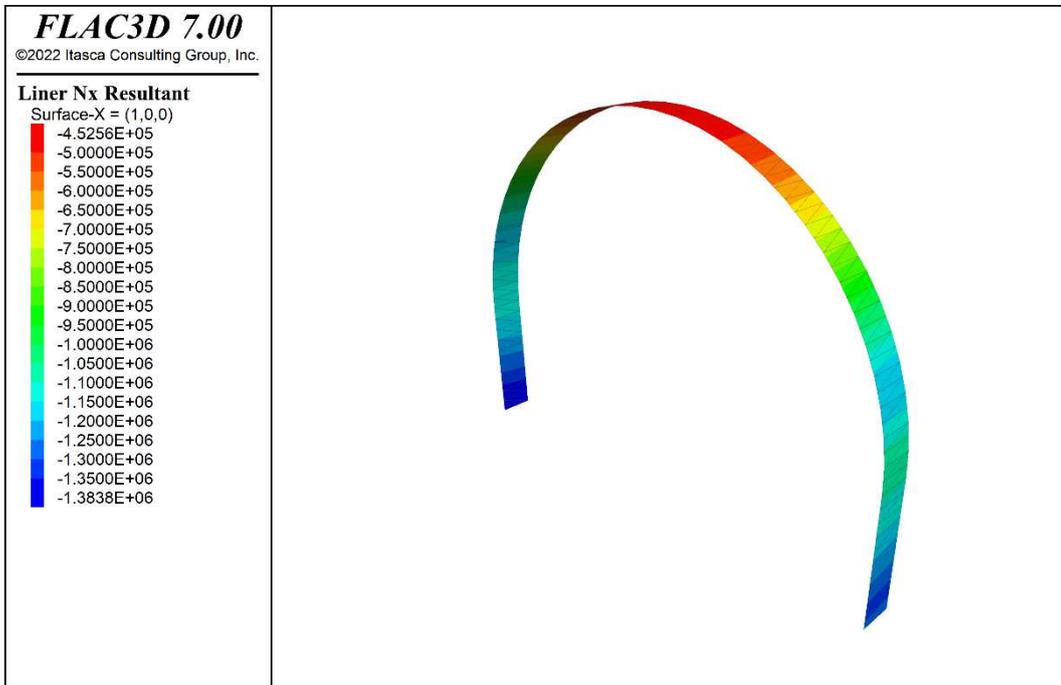


Figura 71 - Sezione GN-A2 – Azione assiale nel rivestimento di prima fase [N] (step 4)

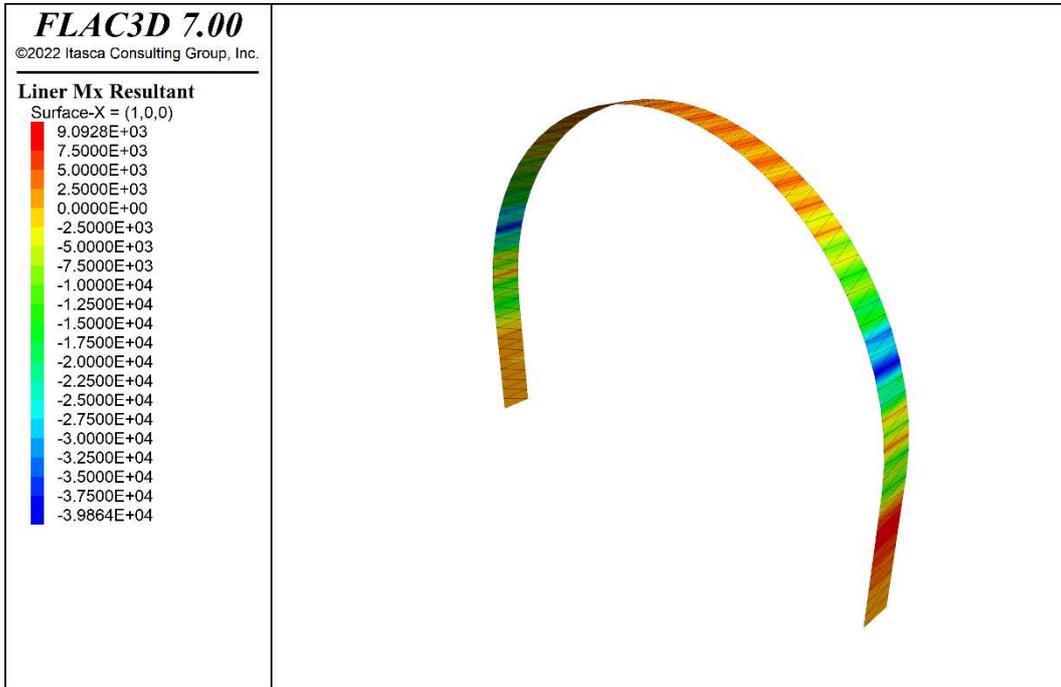


Figura 72 - Sezione GN-A2 – Momento nel rivestimento di prima fase [Nm] (step 4)

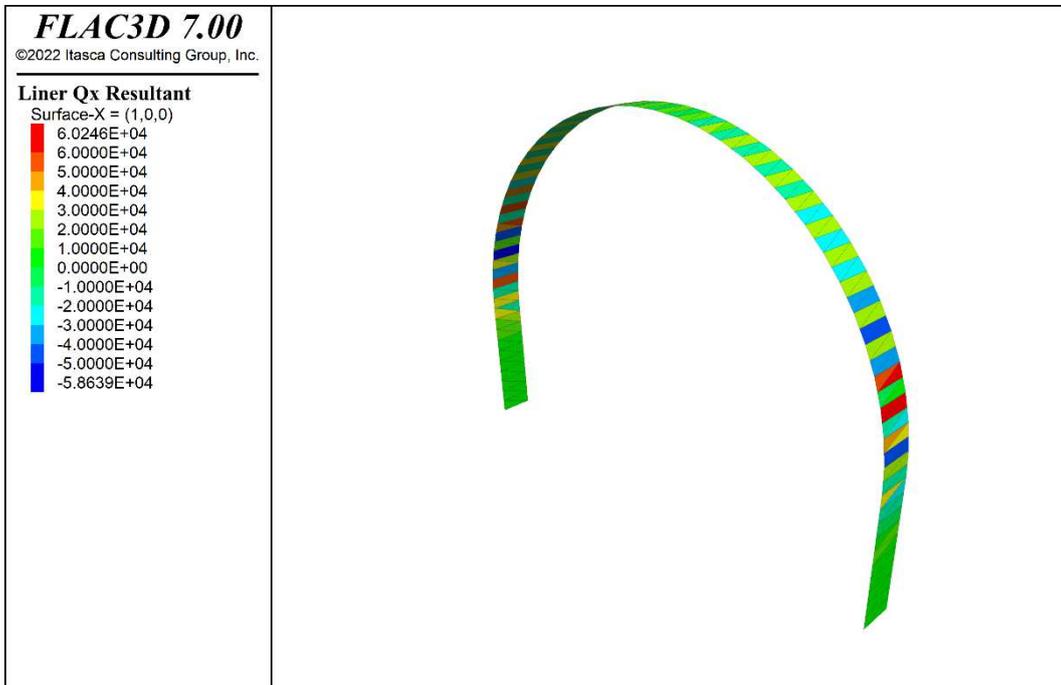


Figura 73 - Sezione GN-A2 – Taglio nel rivestimento di prima fase [N] (step 4)

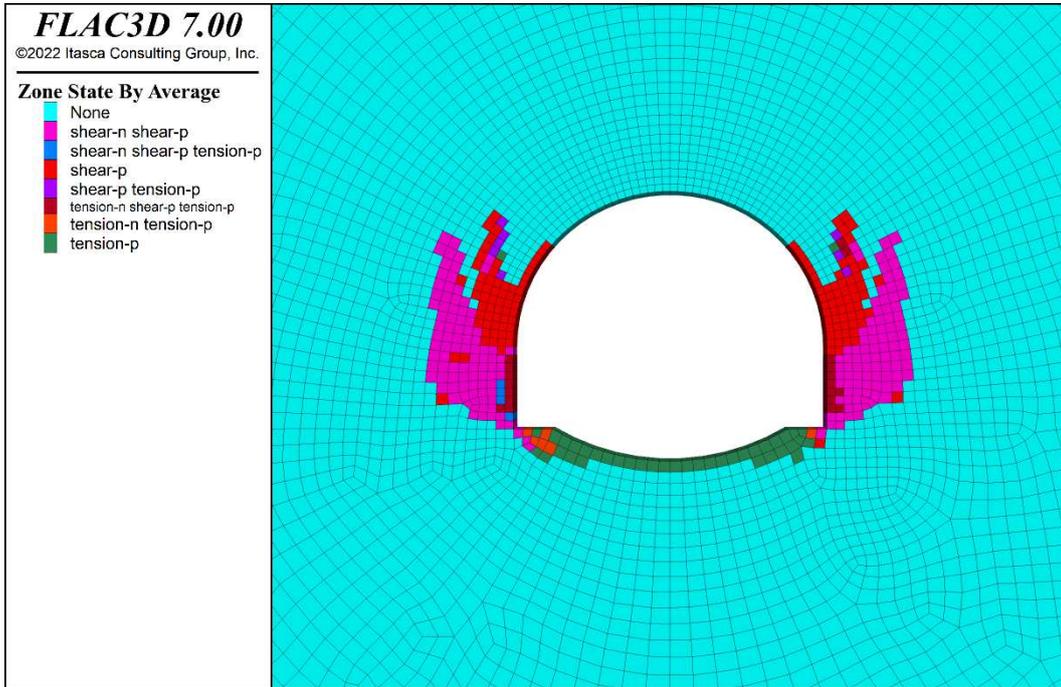


Figura 74 - Sezione GN-A2 - Plasticizzazioni allo scavo dell'arco rovescio (step 5)

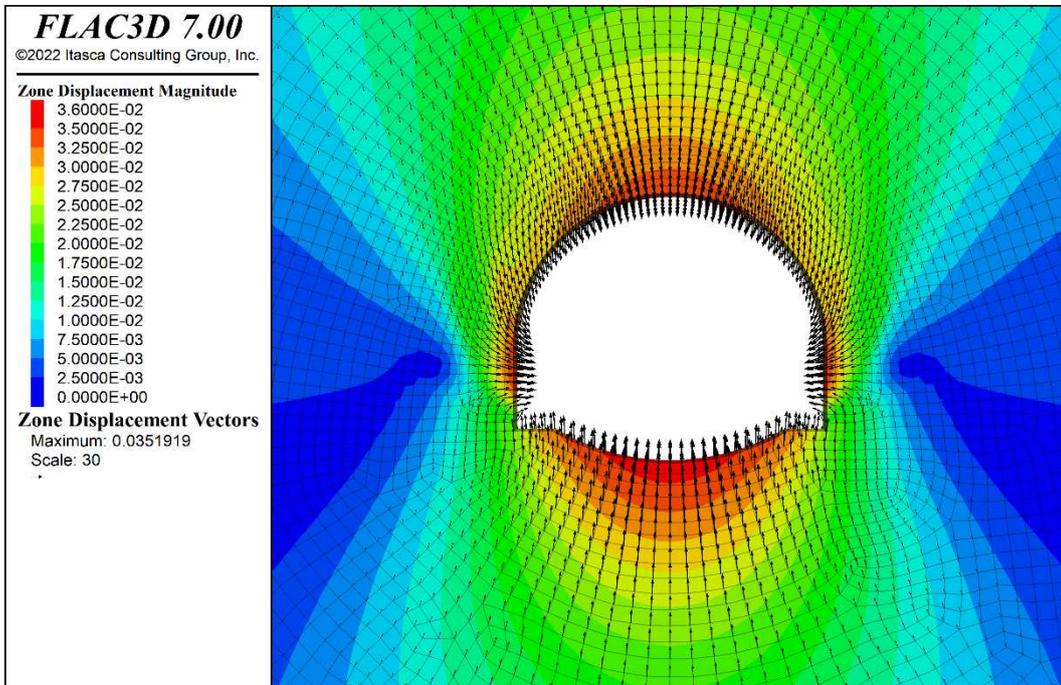


Figura 75 - Sezione GN-A2 - Spostamenti allo scavo dell'arco rovescio (step 5)

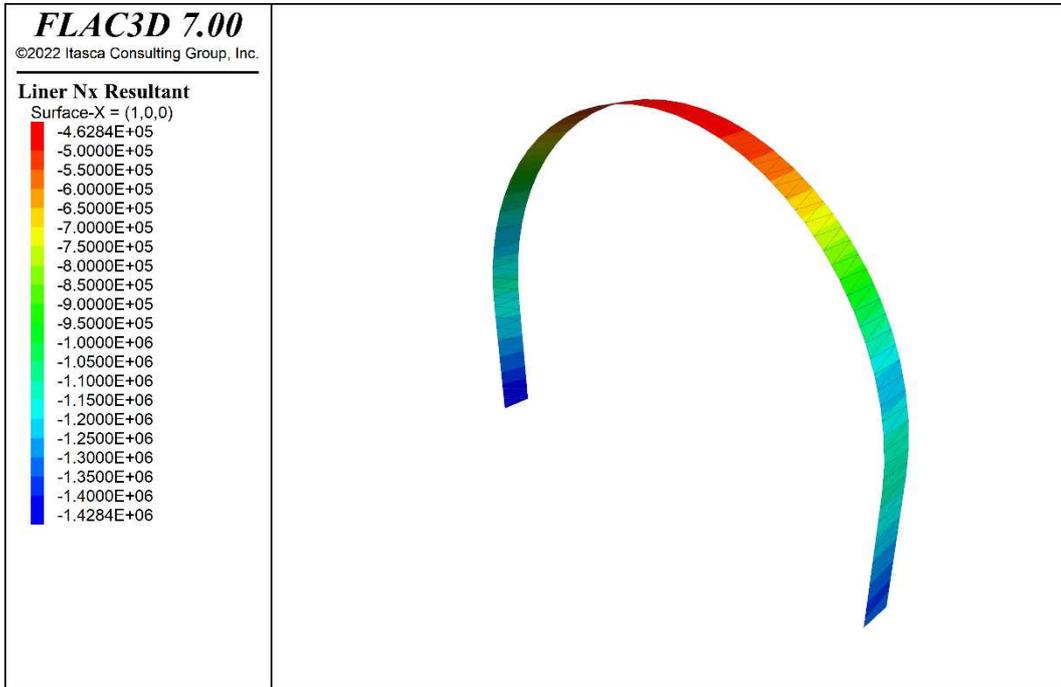


Figura 76 – Sezione GN-A2 – Azione assiale nel rivestimento di prima fase [N] (step 5)



Figura 77 - Sezione GN-A2 – Momento nel rivestimento di prima fase [Nm] (step 5)

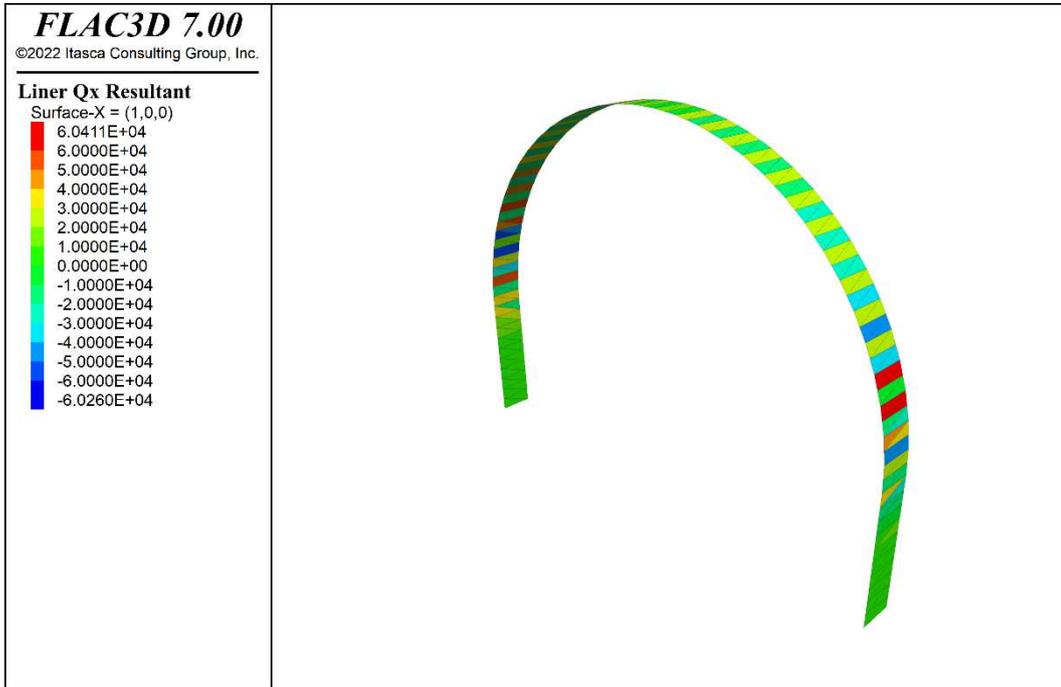


Figura 78 - Sezione GN-A2 – Taglio nel rivestimento di prima fase [N] (step 5)

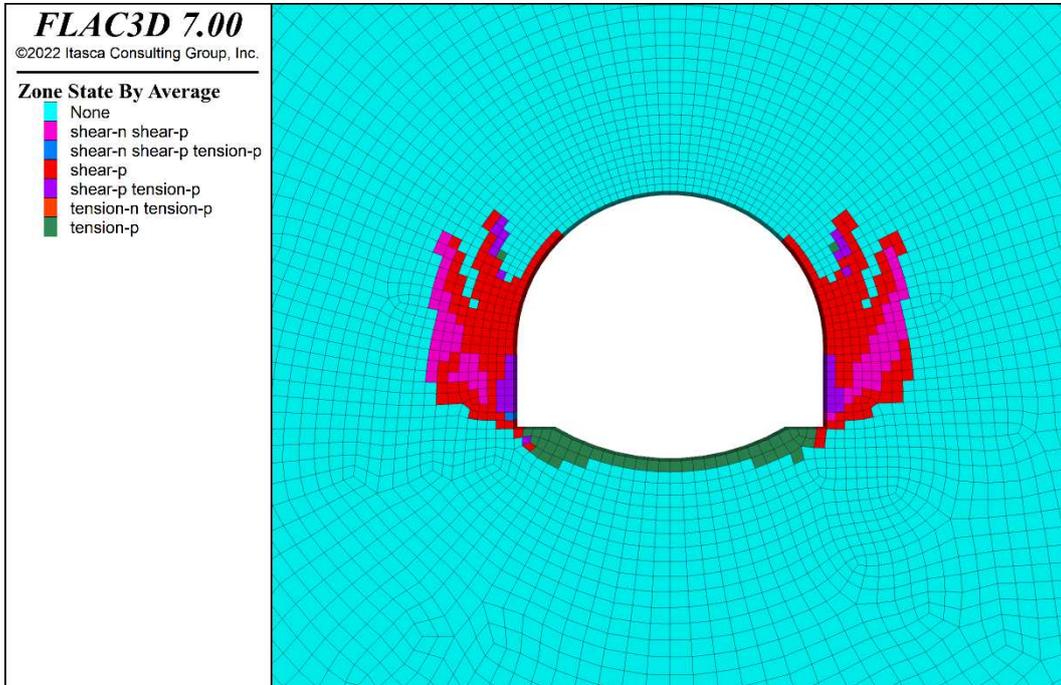


Figura 79 - Sezione GN-A2 - Plasticizzazioni all'installazione del rivestimento definitivo (step 6)

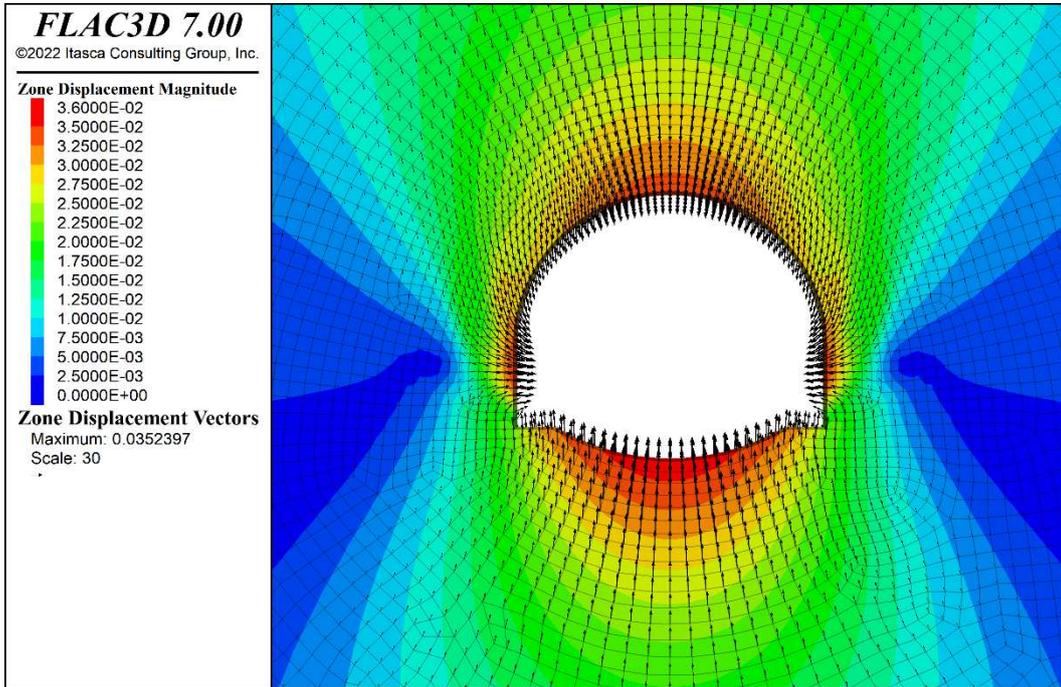


Figura 80 - Sezione GN-A2 - Spostamenti all'installazione del rivestimento definitivo (step 6)



Figura 81 - Sezione GN-A2 – Azione assiale nel rivestimento definitivo [N] (step 6)



Figura 82 - Sezione GN-A2 – Momento nel rivestimento definitivo [Nm] (step 6)

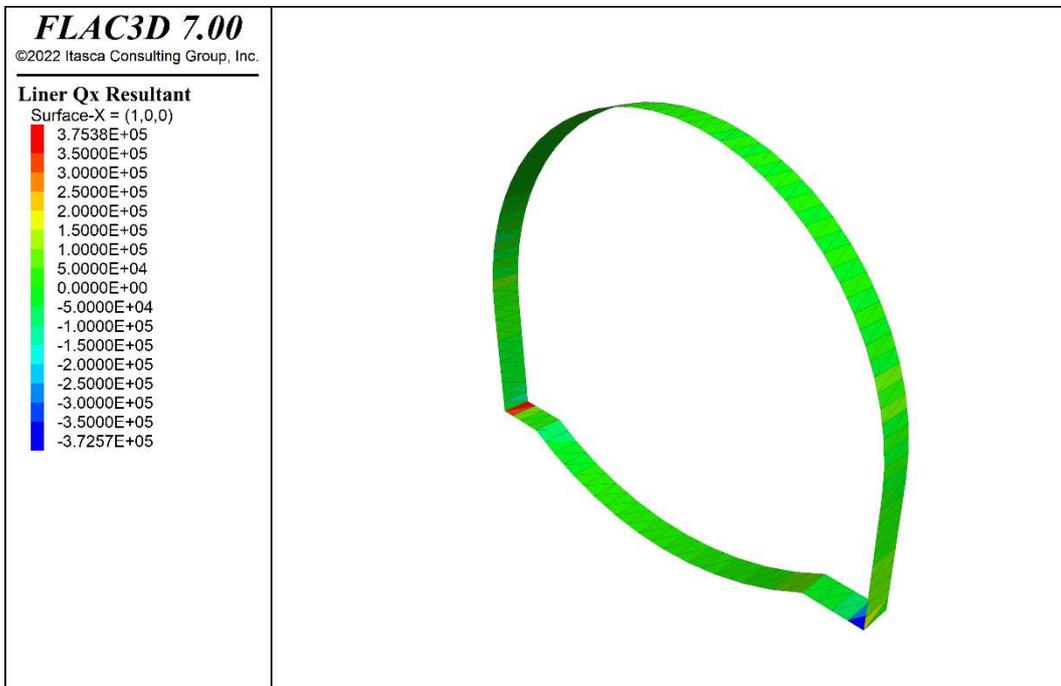


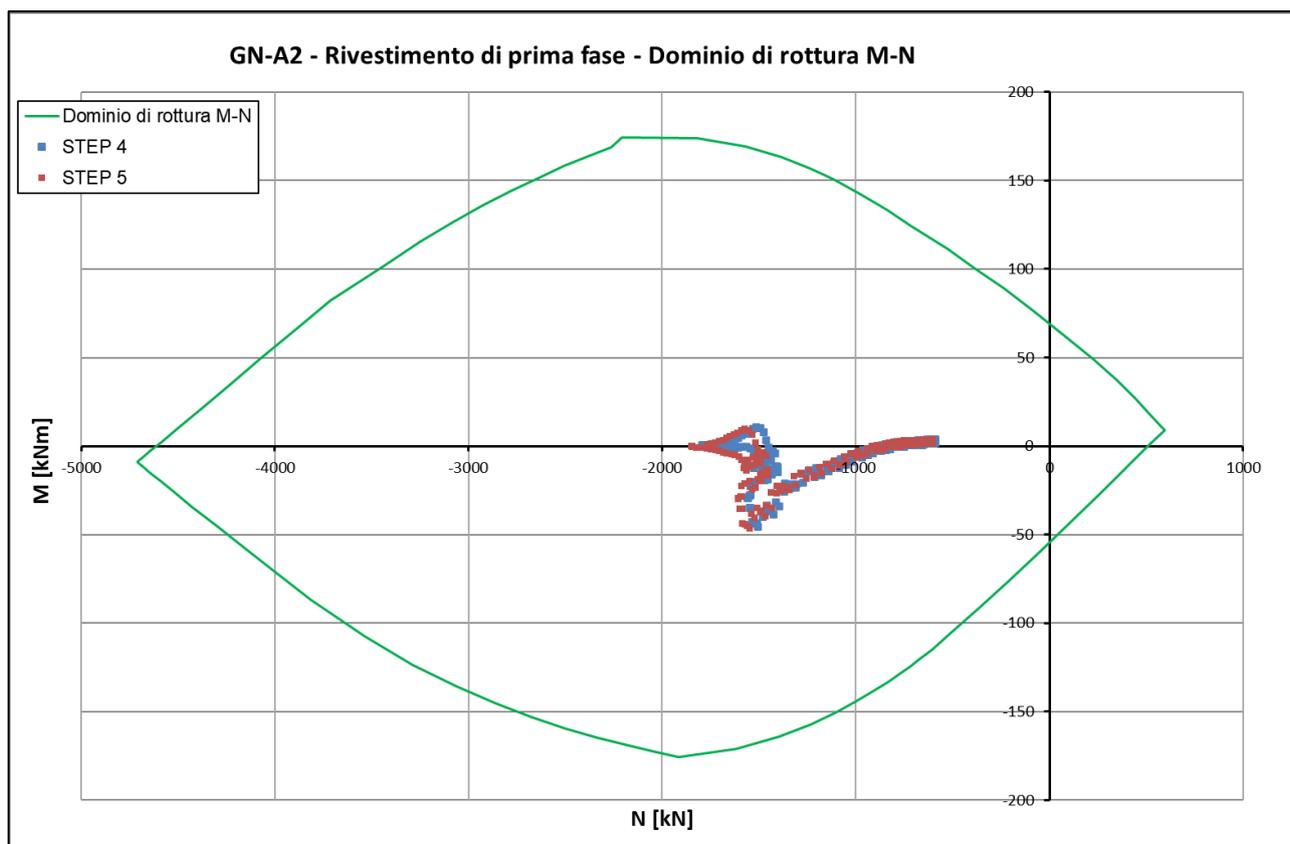
Figura 83 - Sezione GN-A2 – Taglio nel rivestimento definitivo [N] (step 6)

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   		REV. A	FOGLIO 117 di 220
			Data 06/10/2023	

11.1.6 Verifica del rivestimento di prima fase

Come riportato all'interno del paragrafo 7.2.5, le verifiche allo Stato Limite Ultimo del rivestimento di prima fase sono state effettuate nella combinazione di carico A1 amplificando mediante il coefficiente parziale $\gamma_G=1.30$ (relativo ai carichi permanenti sfavorevoli) le sollecitazioni ricavate dal modello numerico.

Nel grafico seguente si riporta la verifica SLU a pressoflessione del rivestimento di prima fase (sezione composta acciaio - calcestruzzo); la verifica risulta soddisfatta.



La verifica a taglio del rivestimento di prima fase è soddisfatta considerando il solo contributo delle centine (2IPN180 a passo 1.5 m):

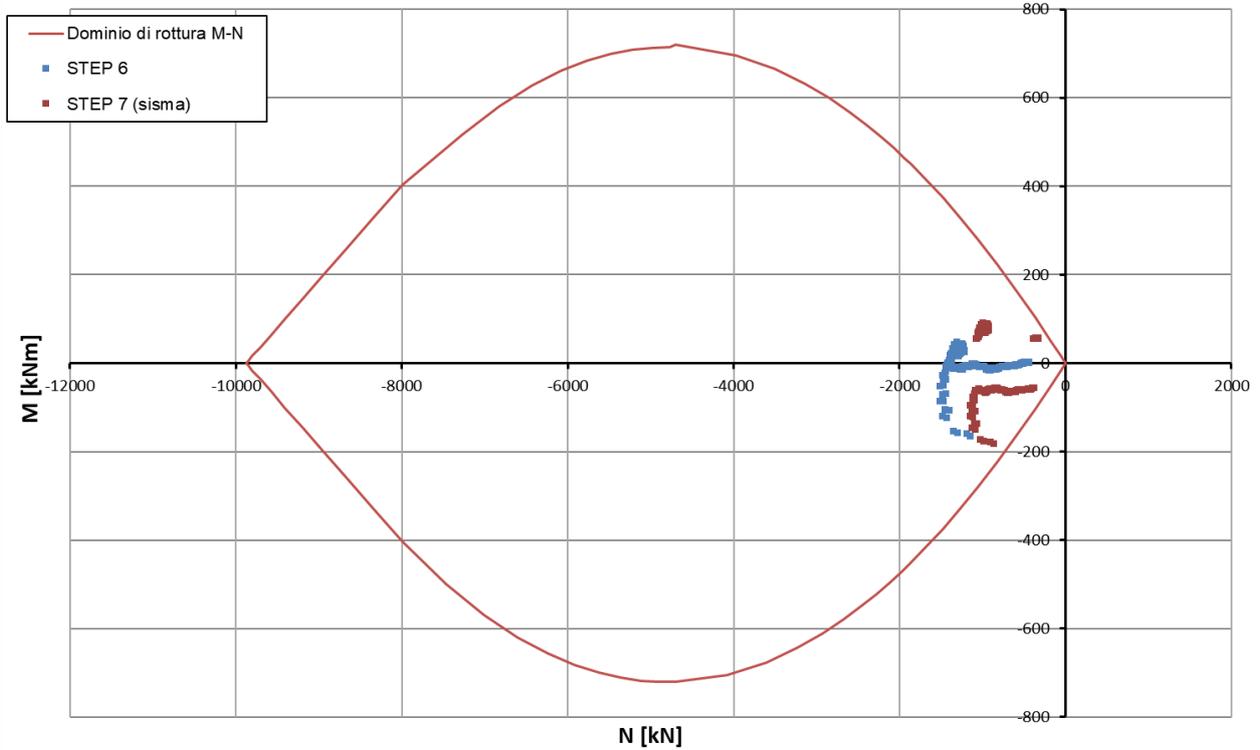
$$V_{Ed} = 79 \cdot 1.5 = 118.5 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 196.5 \cdot 2 = 393 \text{ kN}$$

11.1.7 Verifica del rivestimento definitivo

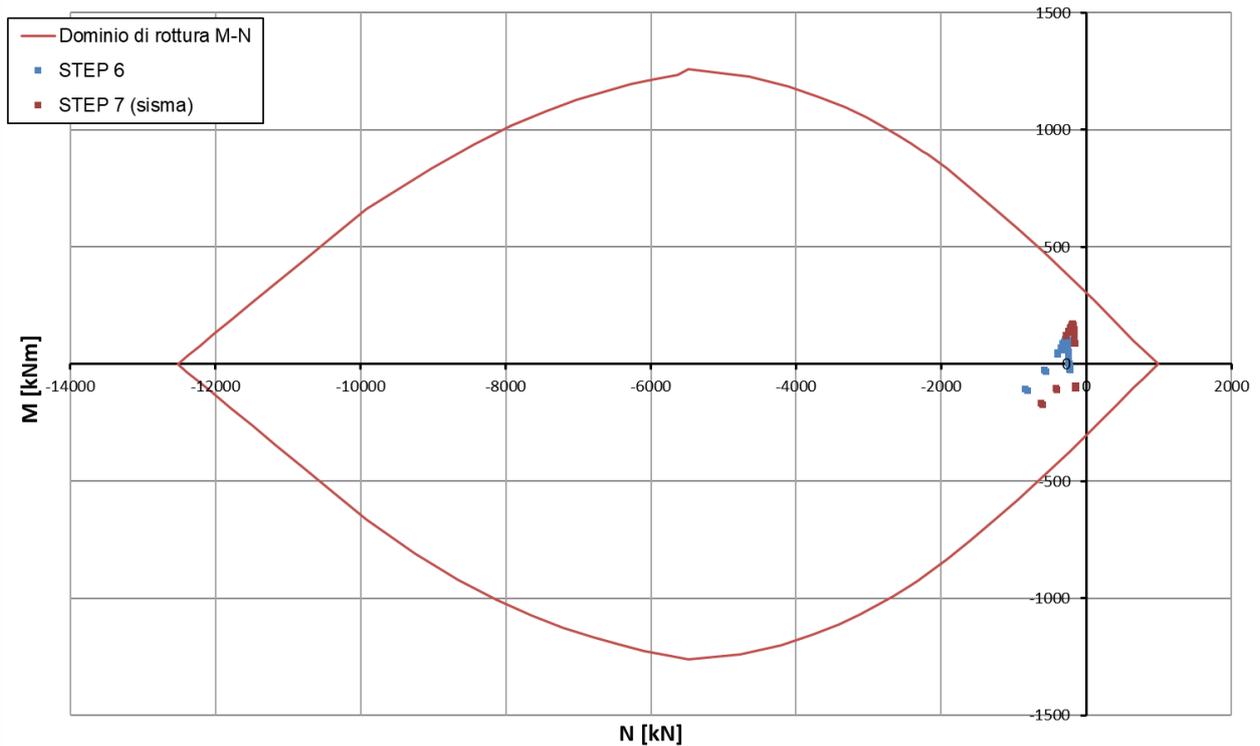
Nei grafici seguenti si riportano le verifiche allo SLU a pressoflessione del rivestimento definitivo in arco rovescio ($h=70\text{cm} + \varnothing 18/20\text{cm}$) e in calotta (non armata) in condizioni statiche e le verifiche allo SLV in condizioni sismiche; le verifiche risultano soddisfatte.

Le verifiche allo Stato Limite Ultimo del rivestimento definitivo sono state effettuate ricavando le sollecitazioni agenti sui rivestimenti dal modello numerico che tiene conto del carico d'ammasso caratteristico e successivamente amplificandole mediante il coefficiente parziale $\gamma_G=1.30$ (relativo ai carichi permanenti sfavorevoli) nella combinazione di carico A1. Le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita sono invece state effettuate considerando un coefficiente parziale $\gamma_G=1.00$.

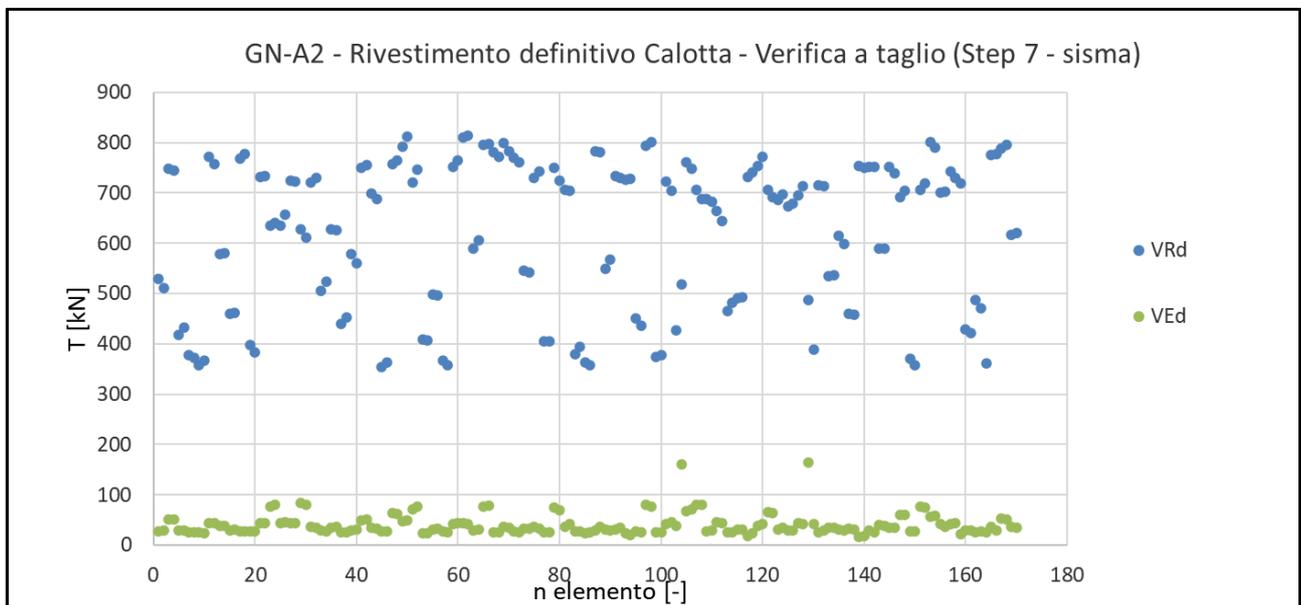
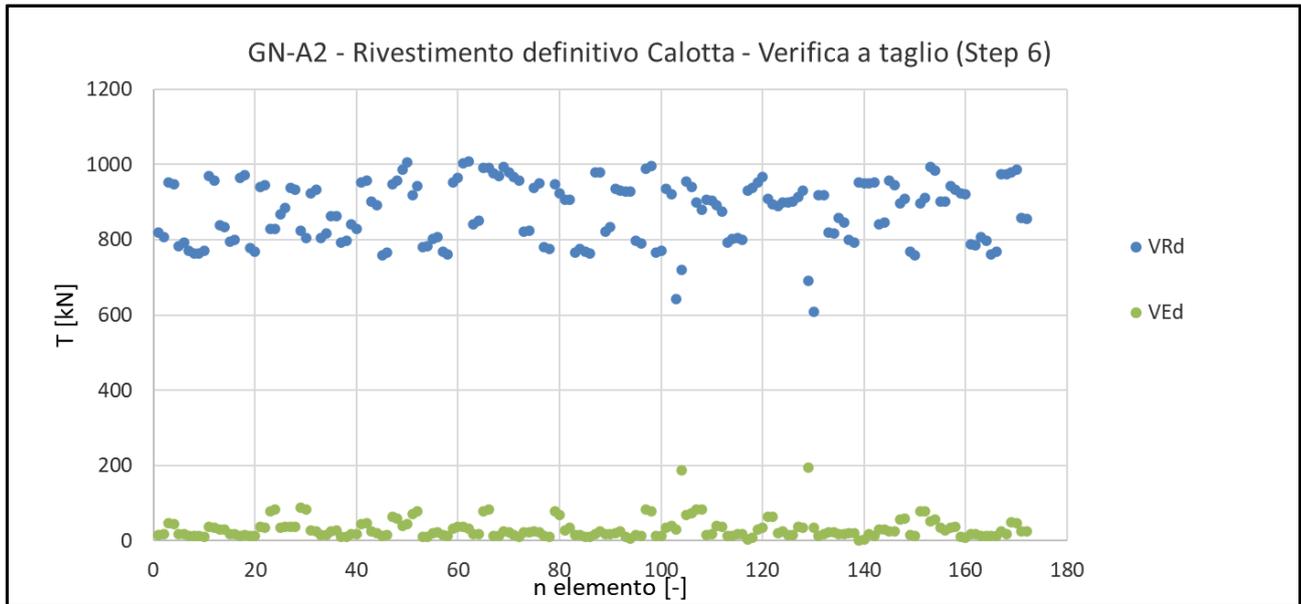
GN-A2 - Rivestimento Definitivo Calotta - Dominio di rottura M-N SLU

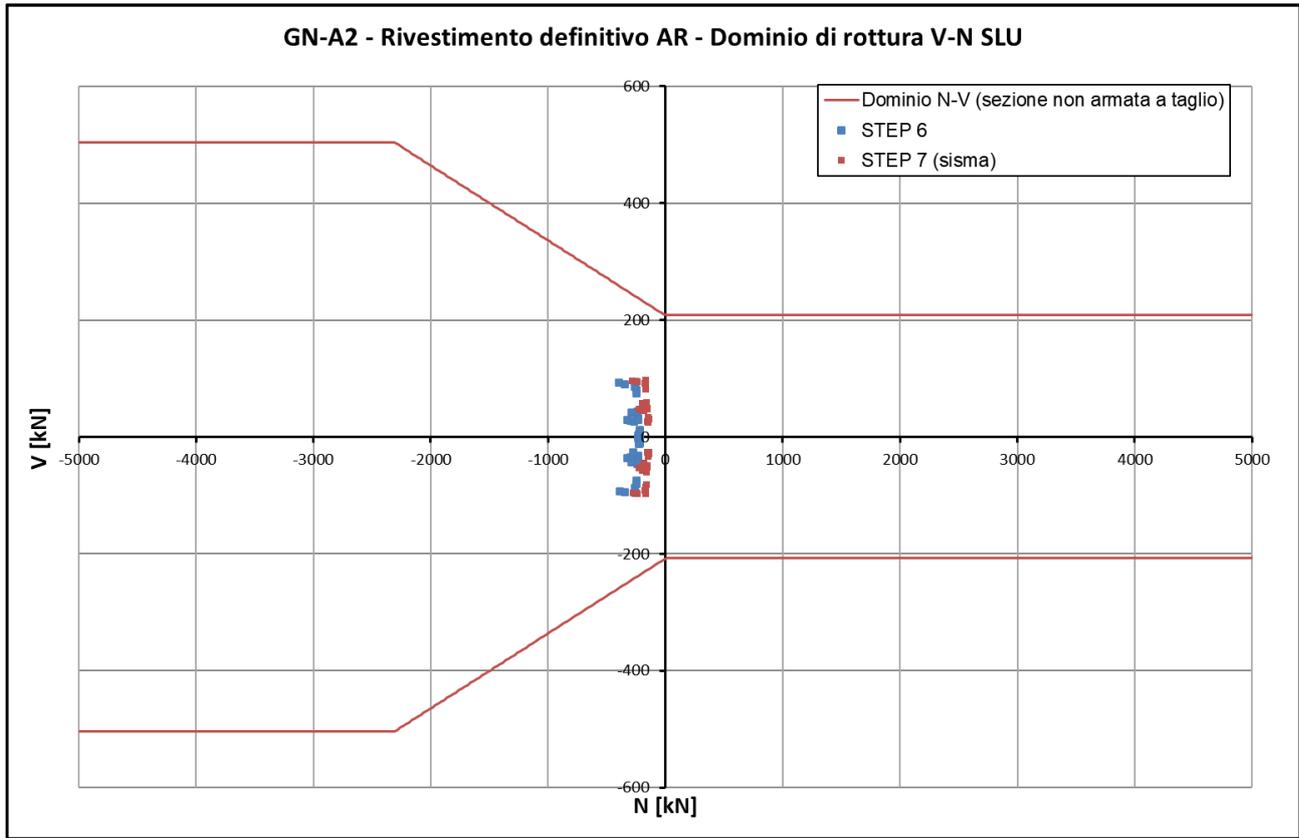


GN-A2 - Rivestimento Definitivo AR - Dominio di rottura M-N SLU

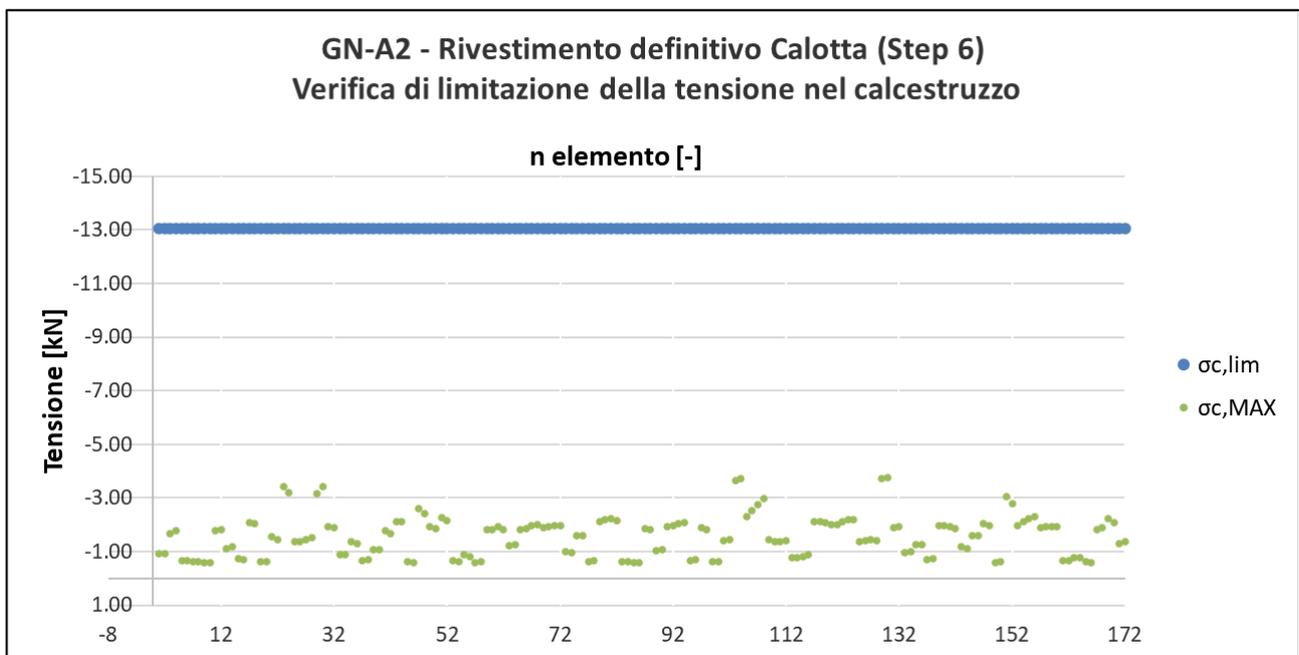


Nelle immagini seguenti si riportano i risultati delle verifiche SLU a taglio per tutti gli elementi che costituiscono il rivestimento definitivo in calotta e arco rovescio. Le verifiche sono condotte per sezioni in calcestruzzo prive di armatura principale (calotta) e per sezioni non armate a taglio (arco rovescio), risultando soddisfatte.

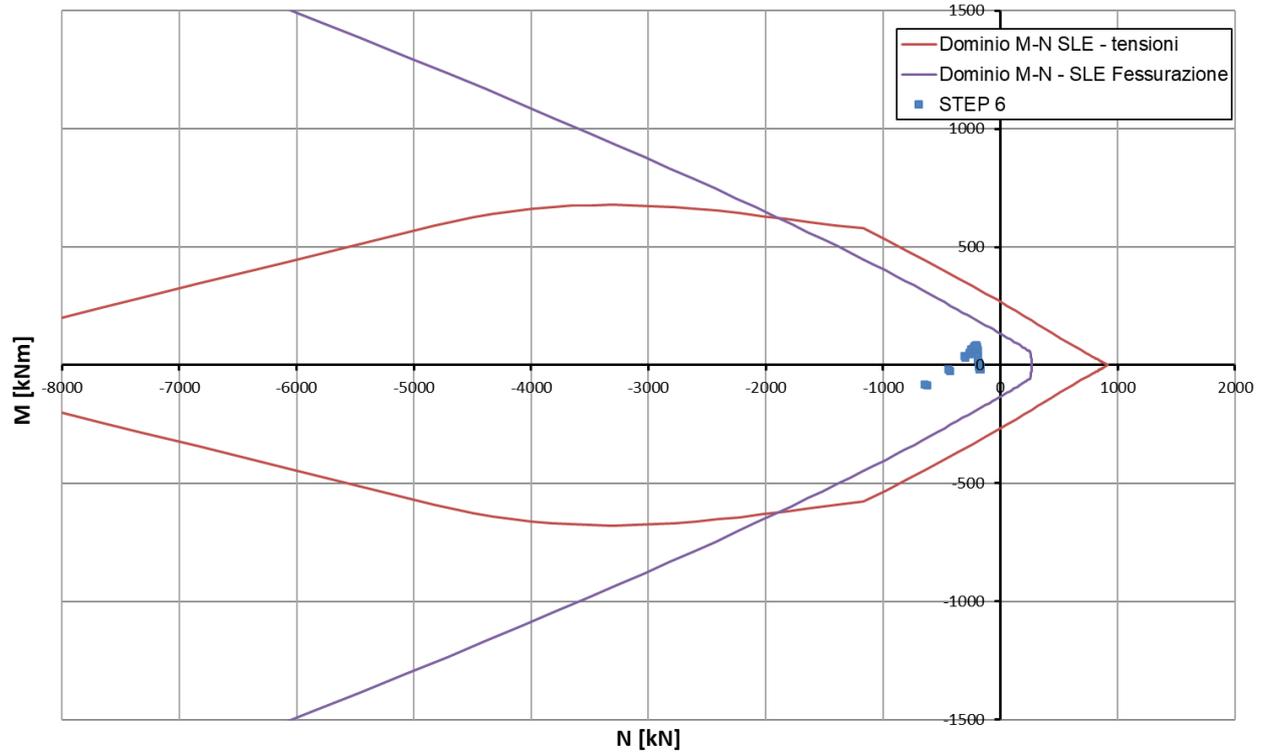




Nella seguente immagine si riportano i risultati delle verifiche allo SLE di limitazione delle tensioni (calotta e arco rovescio) e di fessurazione (arco rovescio) per tutti gli elementi del rivestimento definitivo ($\sigma_c < 13.1MPa$, $\sigma_s < 360MPa$ e $w_k < w_{lim} = 0.3mm$); le verifiche risultano soddisfatte.



GN-A2 - Rivestimento definitivo AR - Dominio di rottura M-N SLE



11.3 Sezione GN-B1

11.3.1 Analisi assialsimmetrica 2D-GRC

Si riportano nel seguito i risultati dell'analisi numerica assialsimmetrica 2D-GRC.

Dal momento che non sono previsti interventi di consolidamento radiale, nel modello numerico alle zone denominate "Cons_Contorno" sono stati assegnati gli stessi parametri dell'ammasso

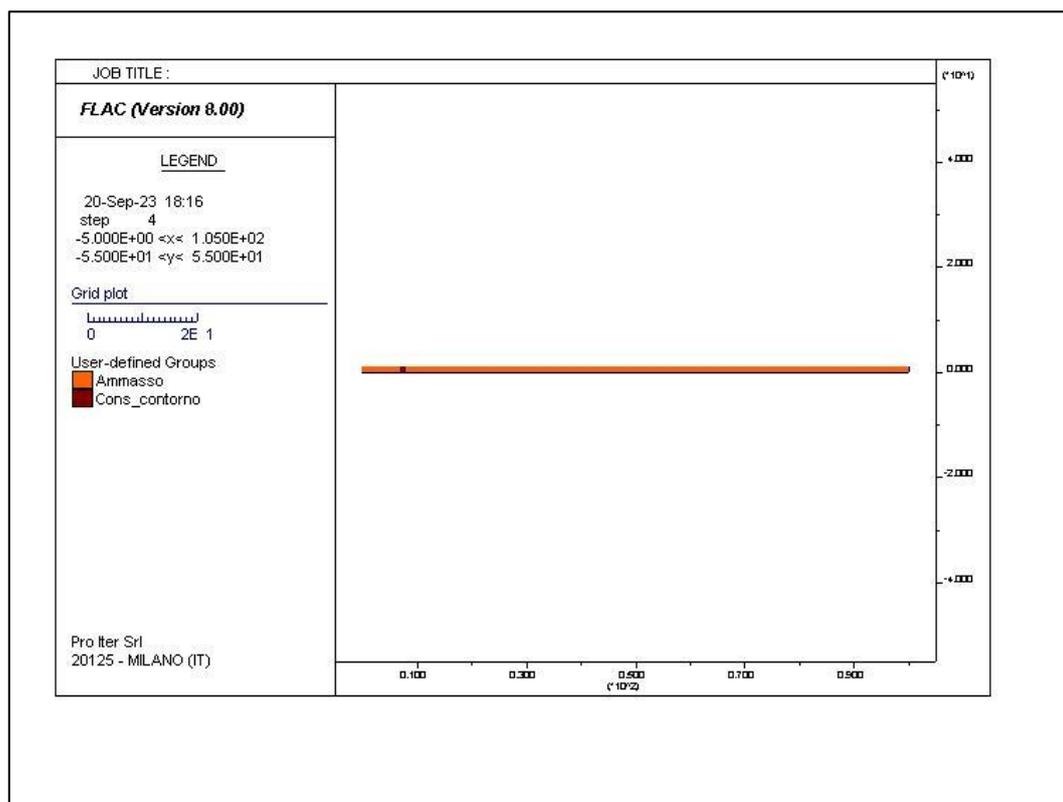


Figura 84 - Sezione GN-B1 – Analisi 2D-GRC. Modello di calcolo

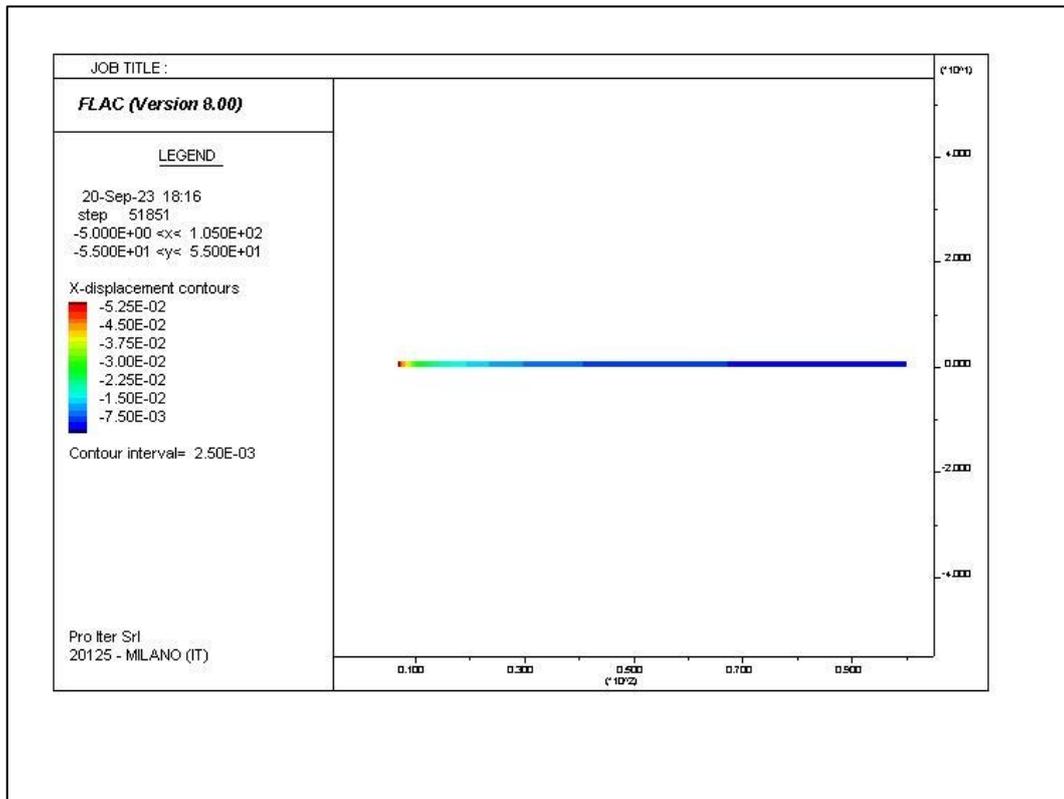


Figura 85 - Sezione GN-B1 – Analisi 2D-GRC. Convergenza radiale [m] per FFS=0.0%

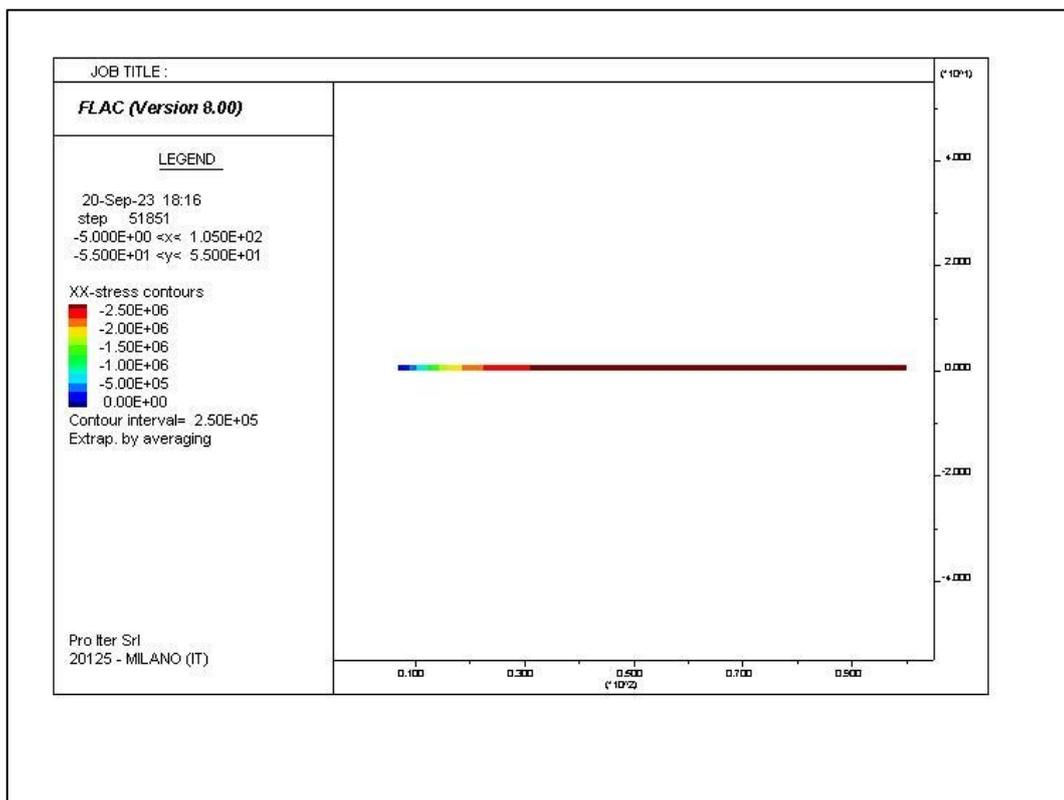


Figura 86 - Sezione GN-B1 – Analisi 2D-GRC. Pressione radiale [Pa] per FFS=0.0%

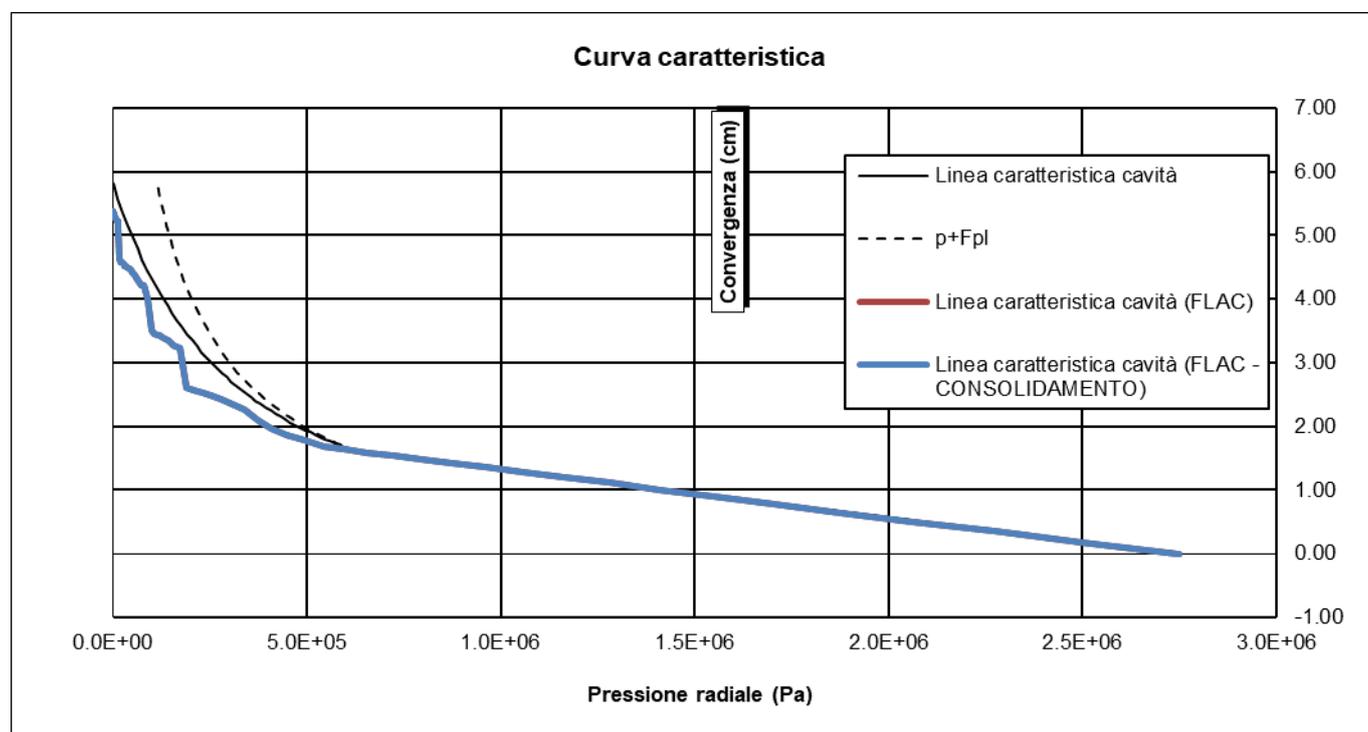


Figura 87 - Sezione GN-B1 – Analisi 2D-GRC. Curva Caratteristica2

11.3.2 Analisi assialsimmetrica 2D-LPD

Si riportano nel seguito i risultati dell'analisi numerica assialsimmetrica 2D-GRC.

Dal momento che non sono previsti interventi di consolidamento radiale, nel modello numerico alle zone denominate "Cons_contorno" sono stati assegnati gli stessi parametri dell'ammasso

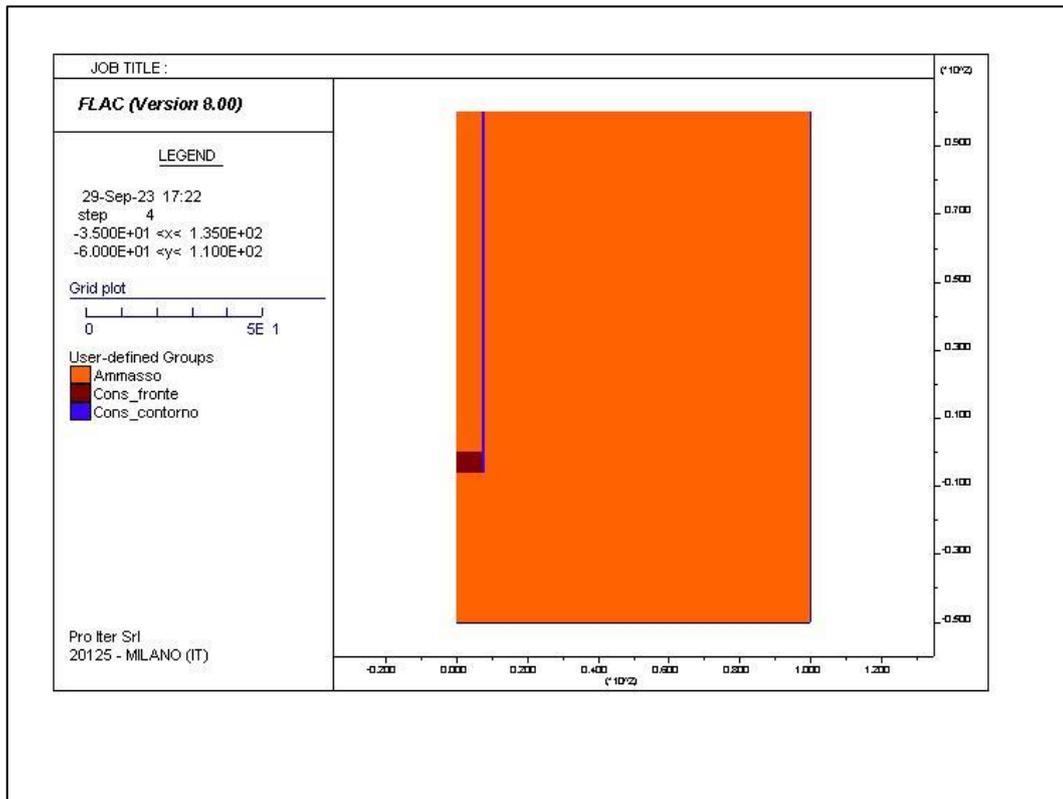


Figura 88 - Sezione GN-B1 – Analisi 2D-LDP. Modello di calcolo

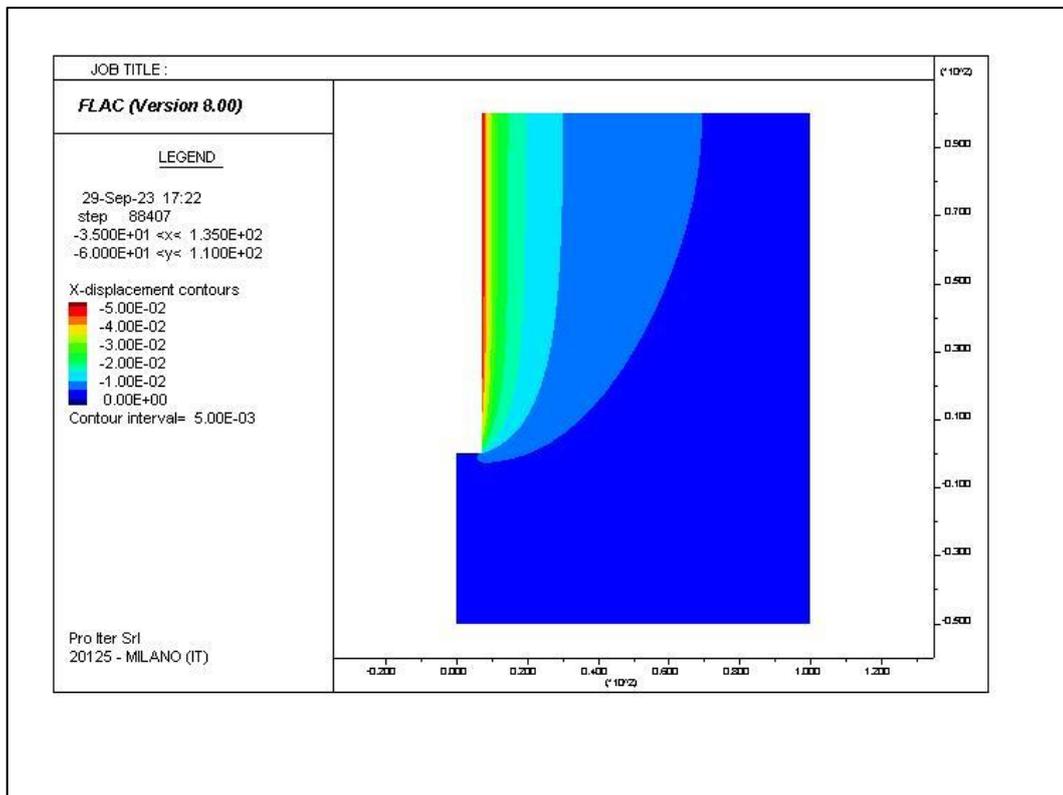


Figura 89 - Sezione GN-B1 – Analisi 2D-LDP. Convergenza radiale [m]

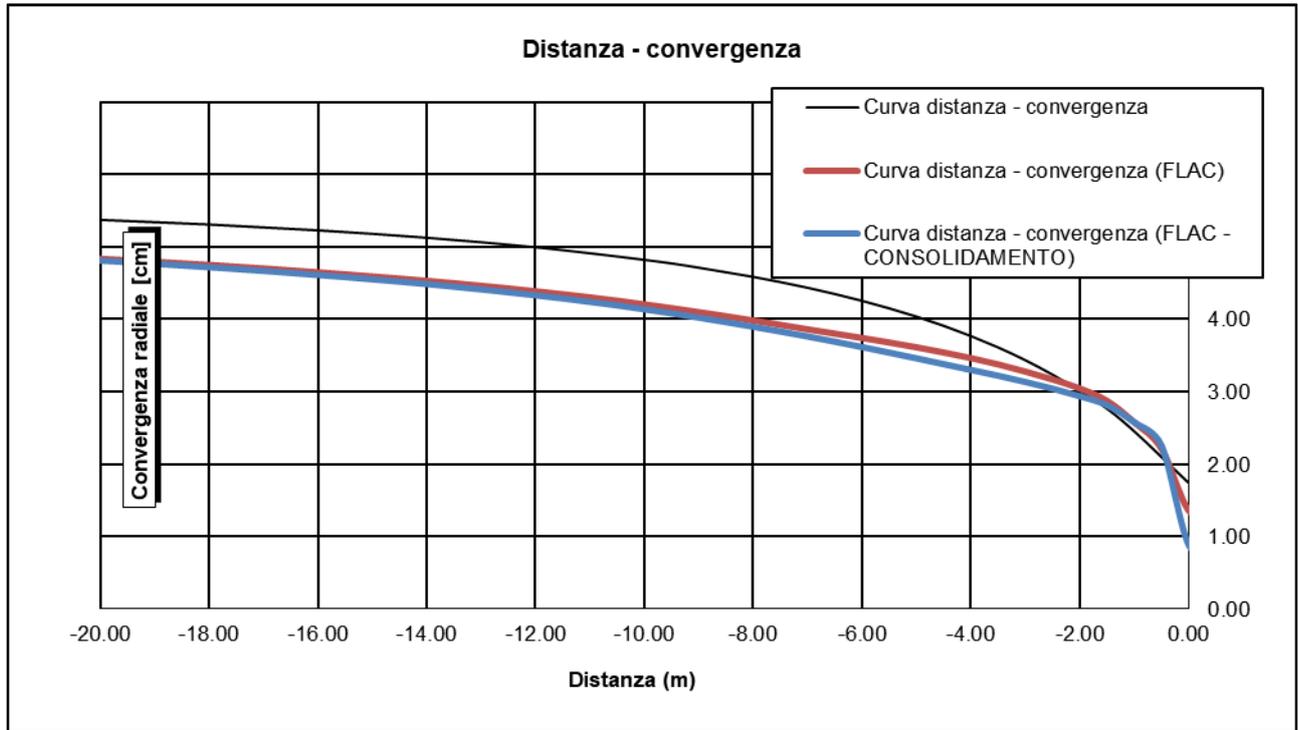


Figura 90 - Sezione GN-B1 – Analisi 2D-LDP. Convergenza radiale in funzione della distanza dal fronte

11.3.3 Forze Fittizie di Scavo

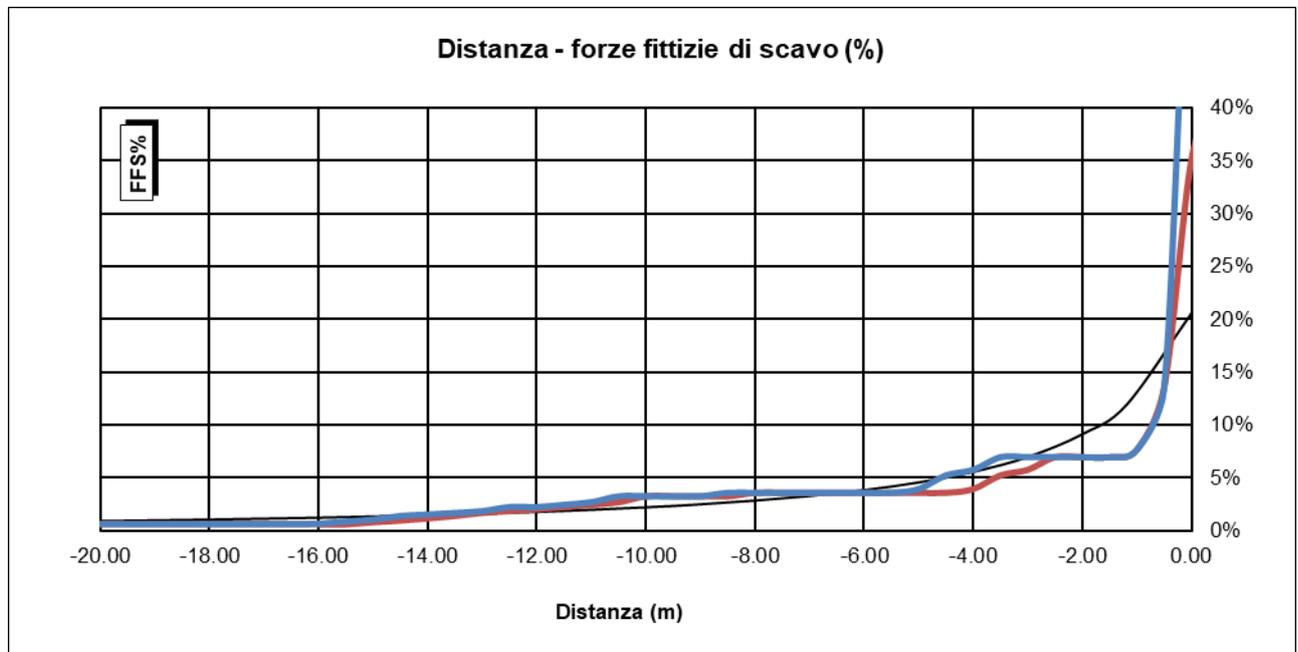


Figura 91 - Sezione GN-B1 – Forze Fittizie di Scavo

11.3.4 Caratteristiche dei rivestimenti

Per la modellazione numerica delle fasi di scavo e realizzazione della sezione GN-B1 sono stati modellati il rivestimento di prima fase e il rivestimento definitivo.

Si riportano del seguito le proprietà di ciascun elemento strutturale del rivestimento di prima fase adottate nell'analisi.

Elemento Strutturale	Spessore	Armatura	Elemento modellato	Rigidezza assiale EA	Rigidezza flessionale EI
Betoncino	30 cm	2*IPN180 a passo 1.2m	liner	11200 MN/m	81.5 MPa/m

Si riportano del seguito le proprietà di ciascun elemento strutturale del rivestimento definitivo adottate nell'analisi.

Elemento Strutturale	Spessore	Armatura	Elemento modellato	Rigidezza assiale EA	Rigidezza flessionale EI
Calotta	70 cm	ø18/20cm	liner	23762 MN/m	970 MPa/m
Arco Rovescio	80 cm	ø18/20cm	liner	27157 MN/m	1148 MPa/m

11.3.5 Risultati dell'analisi numerica



Figura 92 - Sezione GN-B1 - modello



Figura 93 - Sezione GN-B1 - modello (zoom)



Figura 94 - Sezione GN-B1 - Geostatico (sforzi verticali)



Figura 95 - Sezione GN-B1 - Geostatico (sforzi orizzontali)

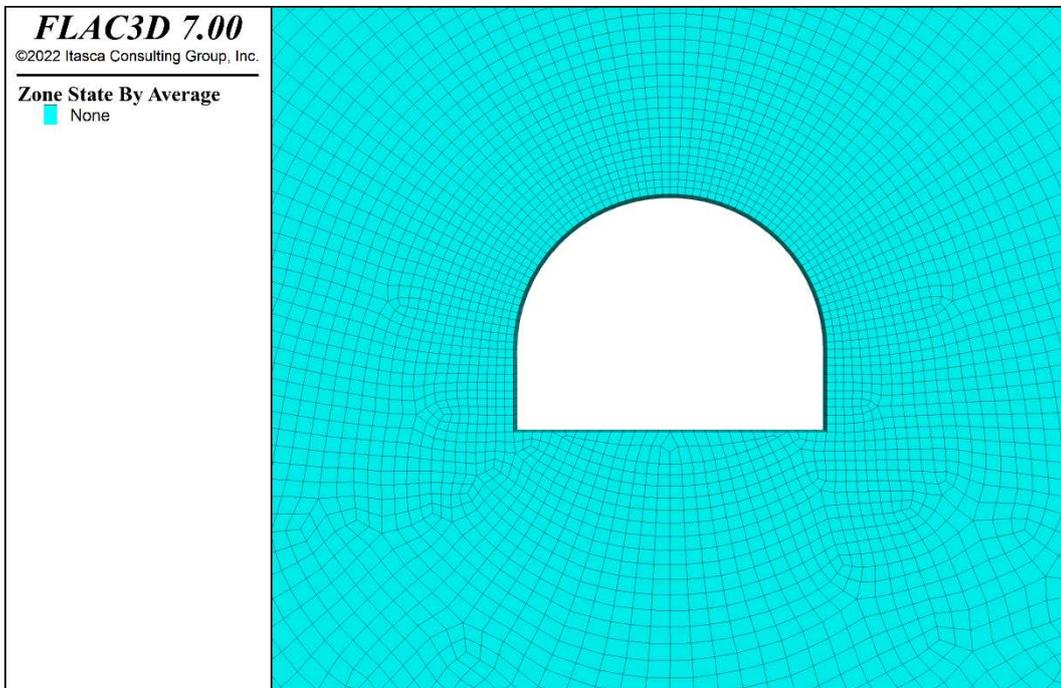


Figura 96 - Sezione GN-B1 - Plasticizzazioni al fronte (step 2)

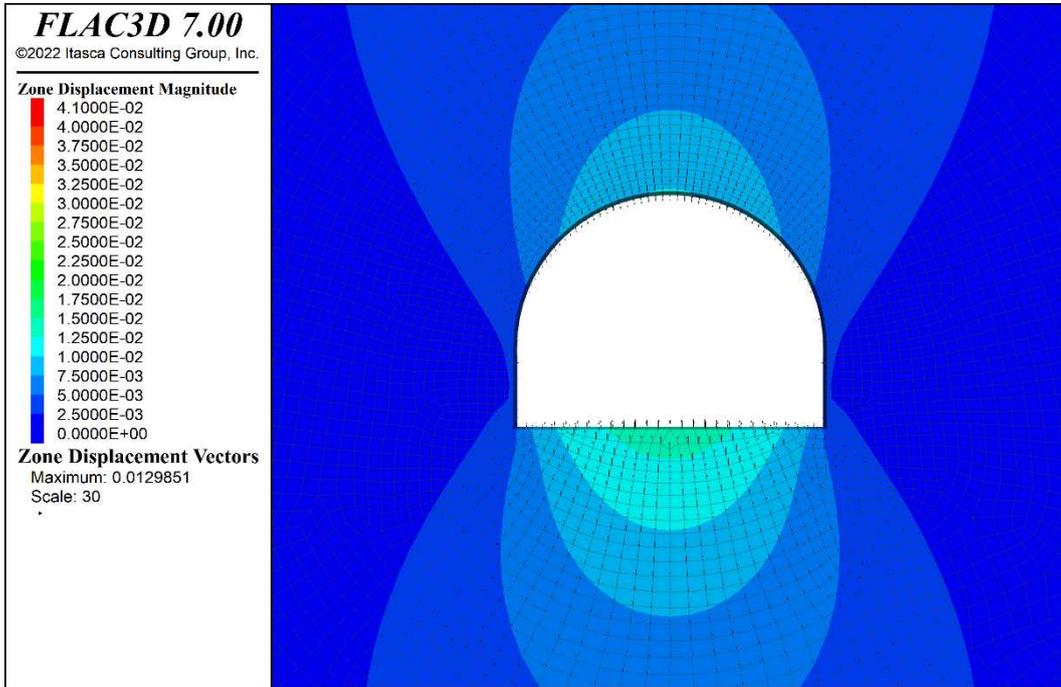


Figura 97 - Sezione GN-B1 - Spostamenti al fronte (step 2)

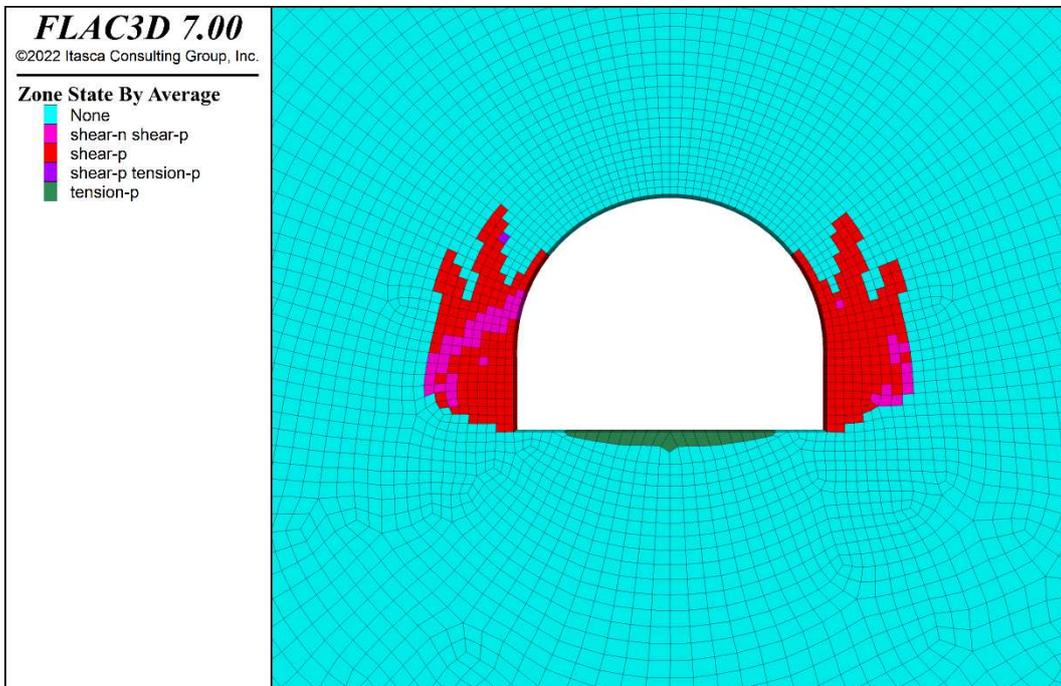


Figura 98 Sezione GN-B1 - Plasticizzazioni a 1.2 m dal fronte (step 3)

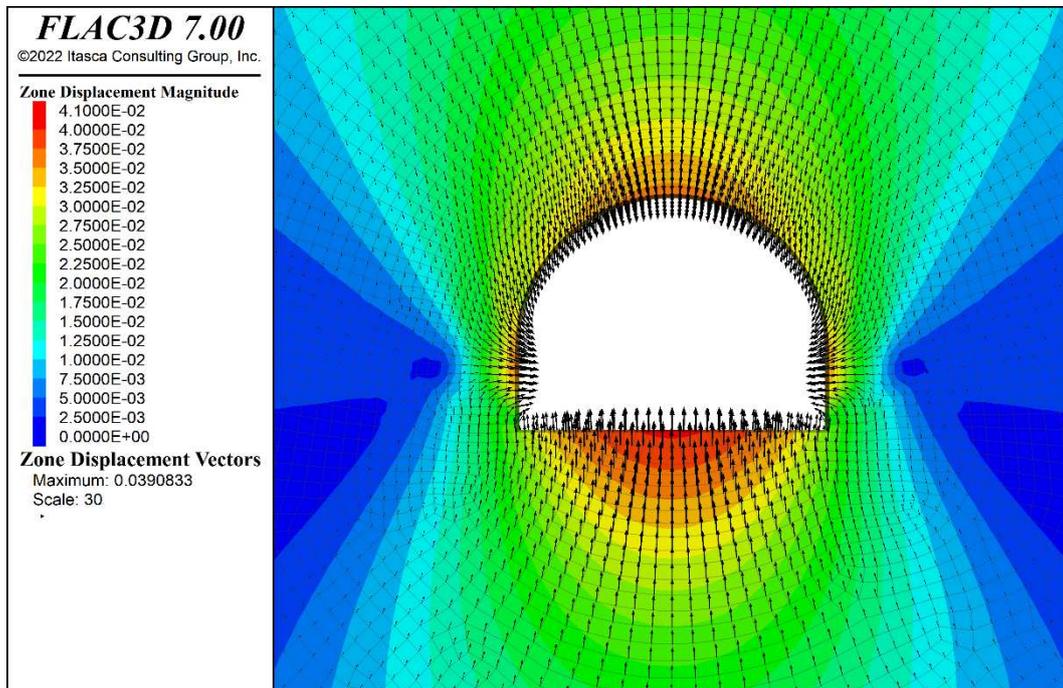


Figura 99 - Sezione GN-B1 - Spostamenti a 1.2 m dal fronte (step 3)

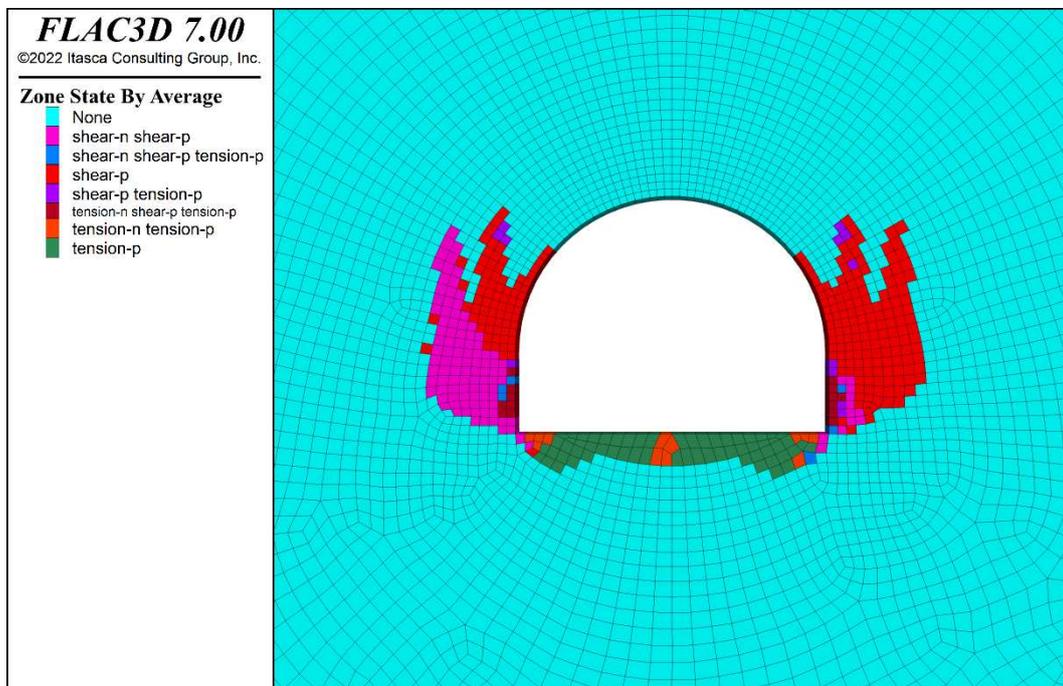


Figura 100 – Sezione GN-B1 - Plasticizzazioni all'installazione del rivestimento di prima fase (step 4)

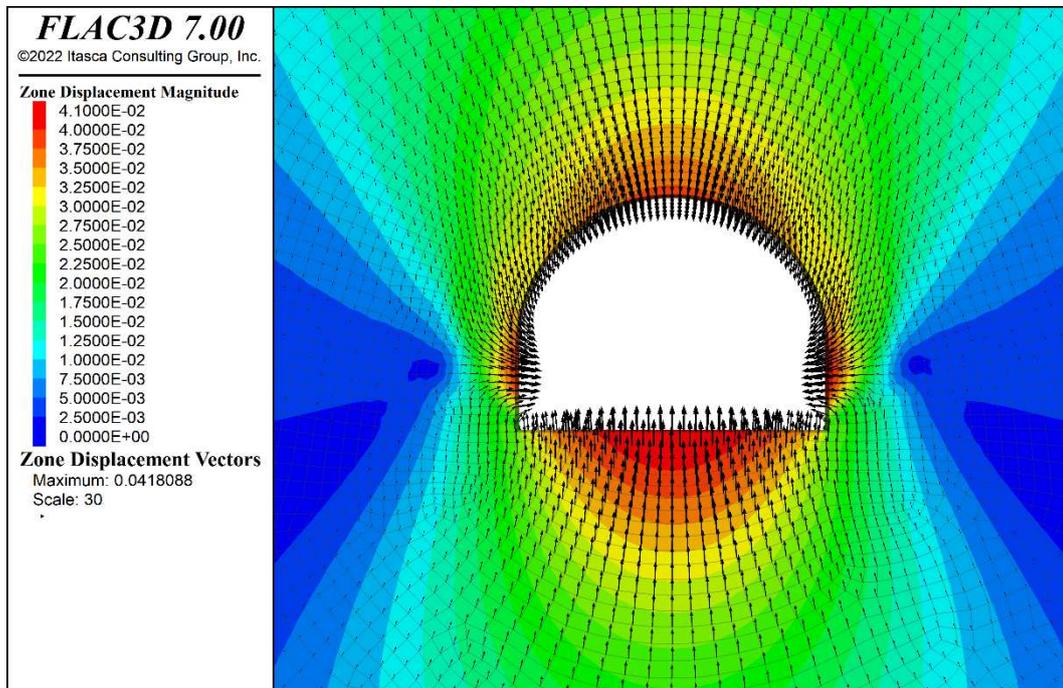


Figura 101 - Sezione GN-B1 – Spostamenti all’installazione del rivestimento di prima fase (step 4)

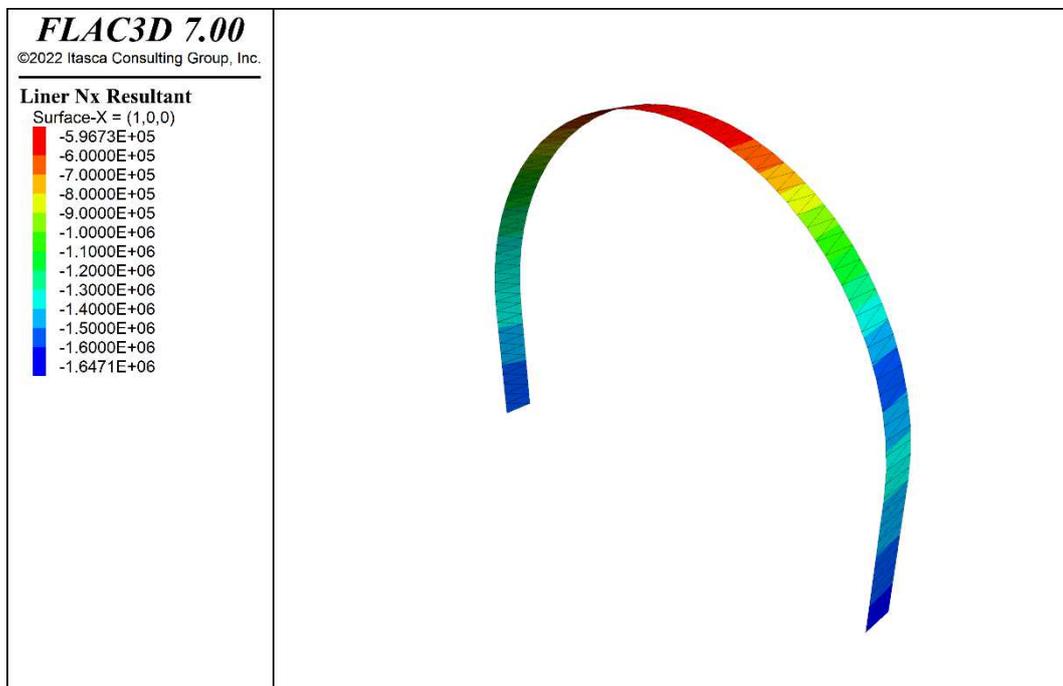


Figura 102 - Sezione GN-B1 – Azione assiale nel rivestimento di prima fase [N] (step 4)

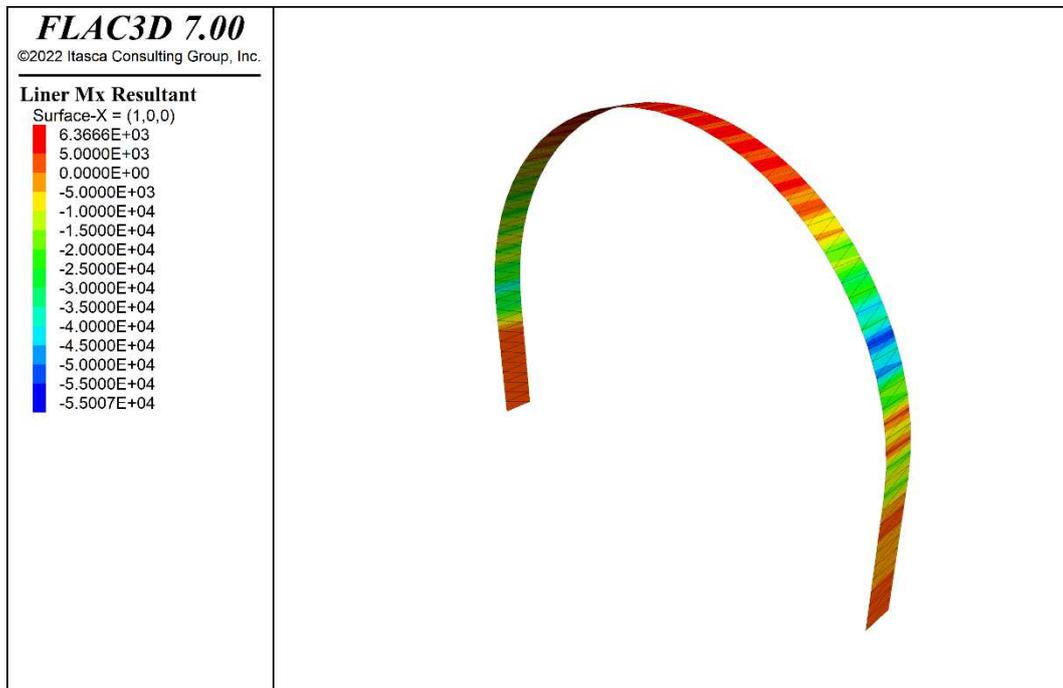


Figura 103 - Sezione GN-B1 – Momento nel rivestimento di prima fase [Nm] (step 4)

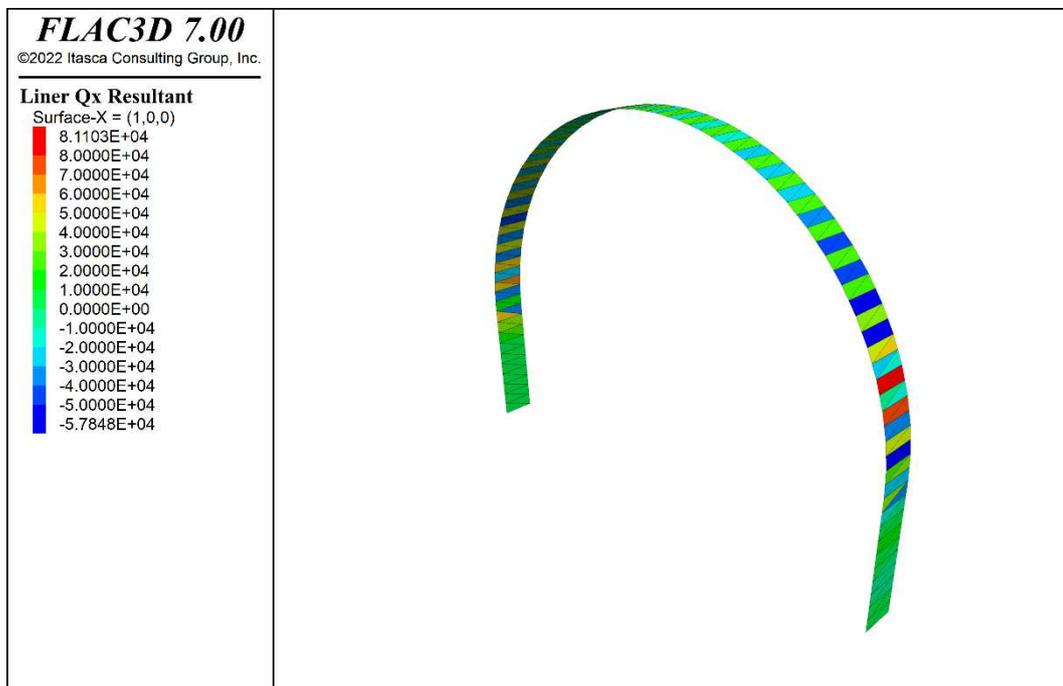


Figura 104 - Sezione GN-B1 – Taglio nel rivestimento di prima fase [N] (step 4)

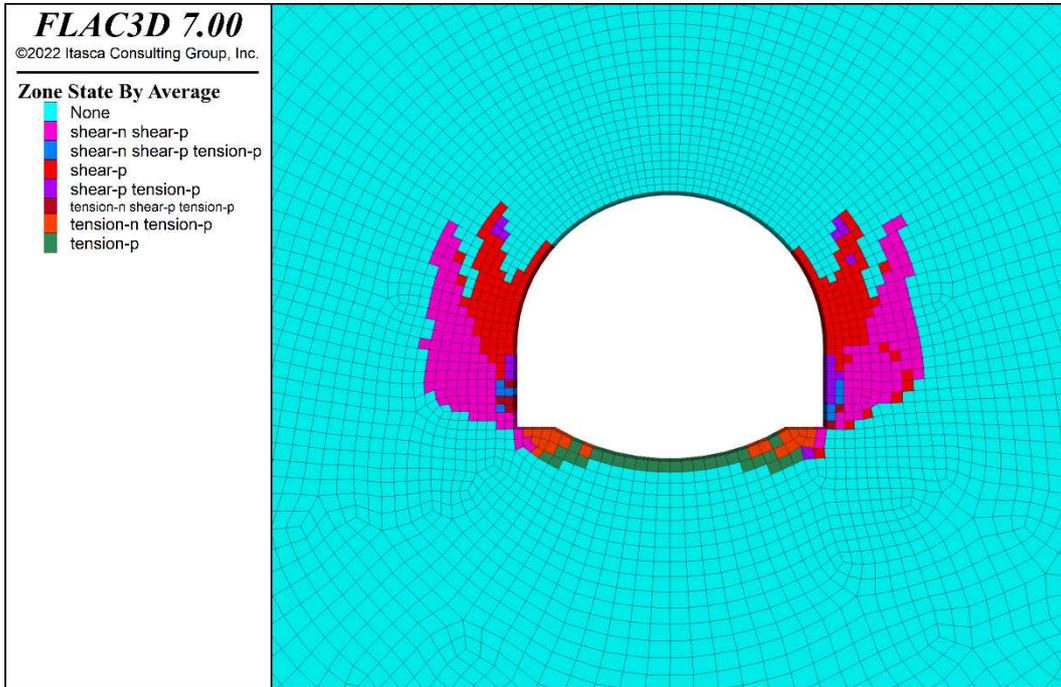


Figura 105 - Sezione GN-B1 - Plasticizzazioni allo scavo dell'arco rovescio (step 5)

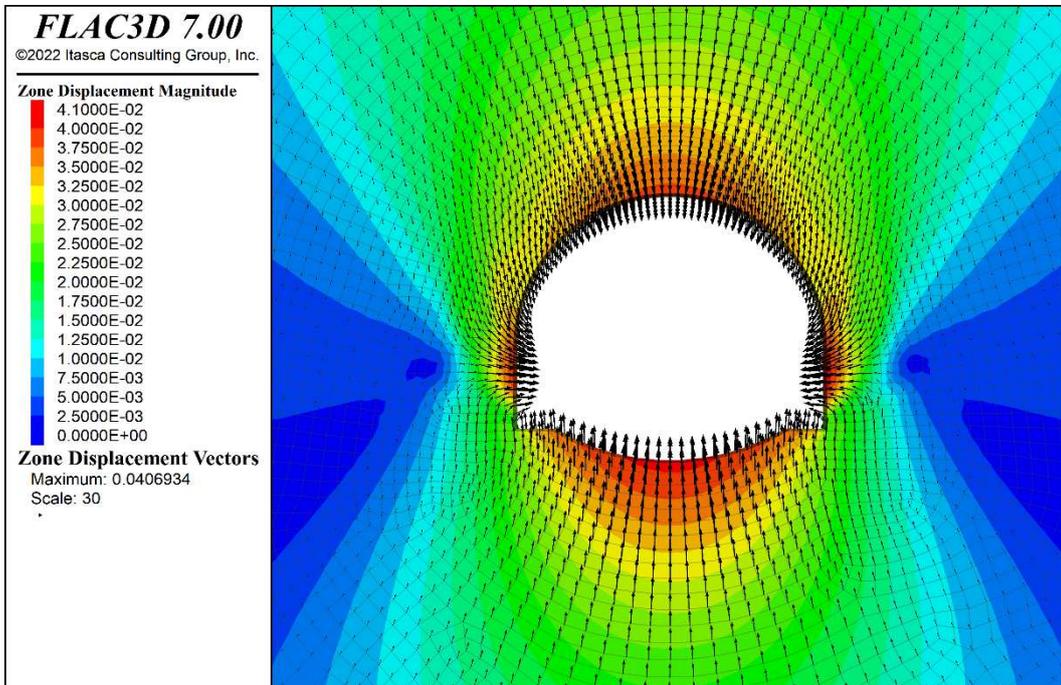


Figura 106 - Sezione GN-B1 - Spostamenti allo scavo dell'arco rovescio (step 5)

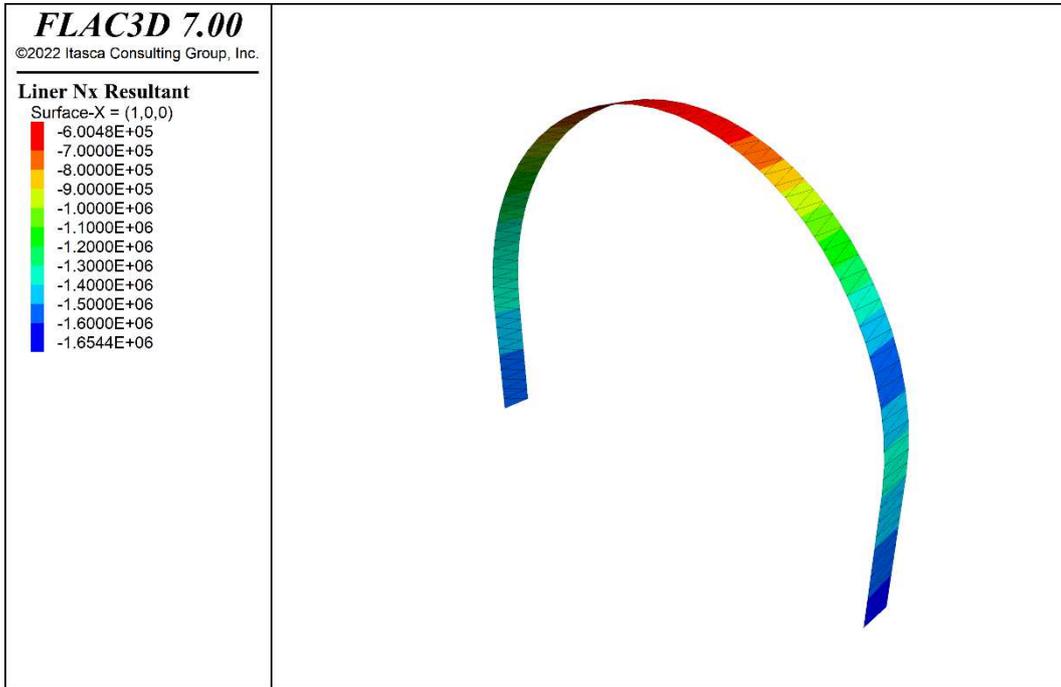


Figura 107 – Sezione GN-B1 – Azione assiale nel rivestimento di prima fase [N] (step 5)

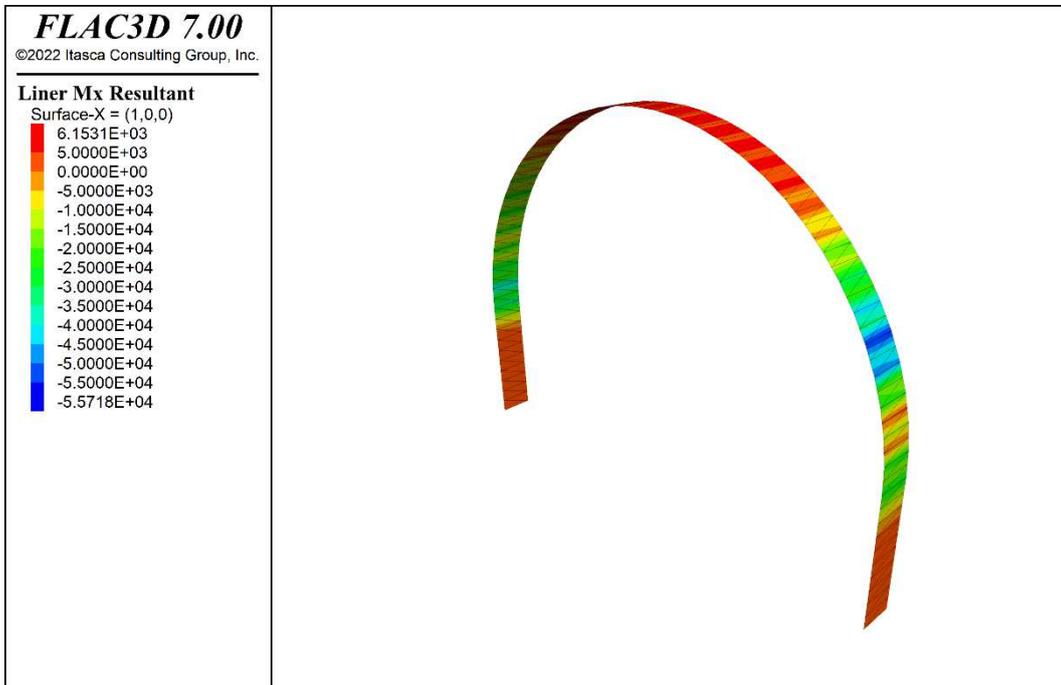


Figura 108 - Sezione GN-B1 – Momento nel rivestimento di prima fase [Nm] (step 5)

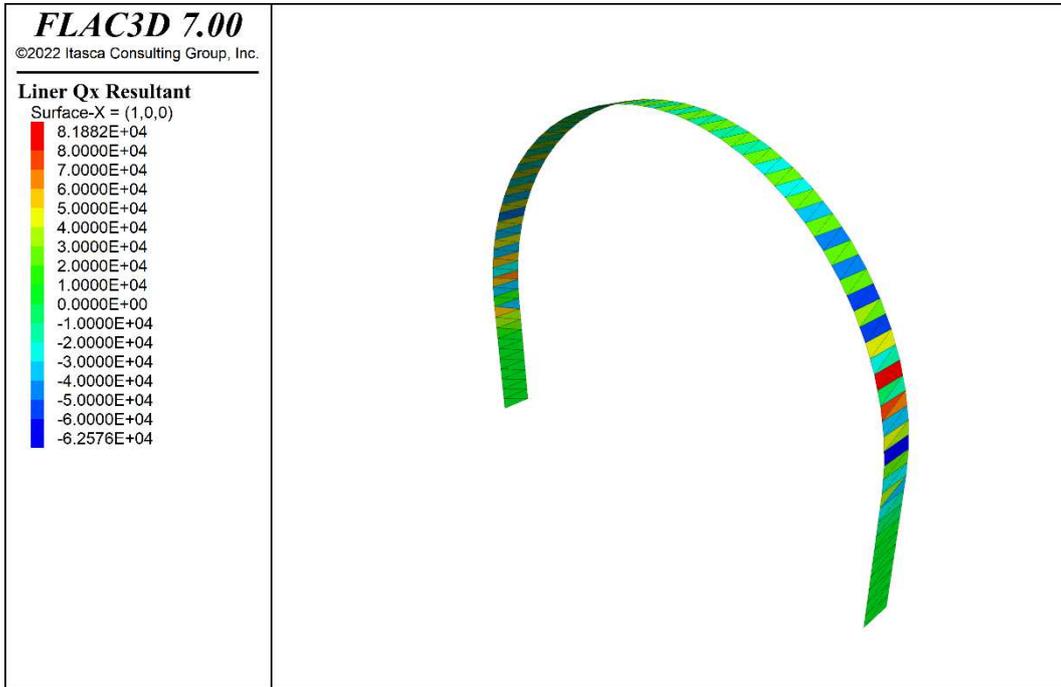


Figura 109 - Sezione GN-B1 – Taglio nel rivestimento di prima fase [N] (step 5)

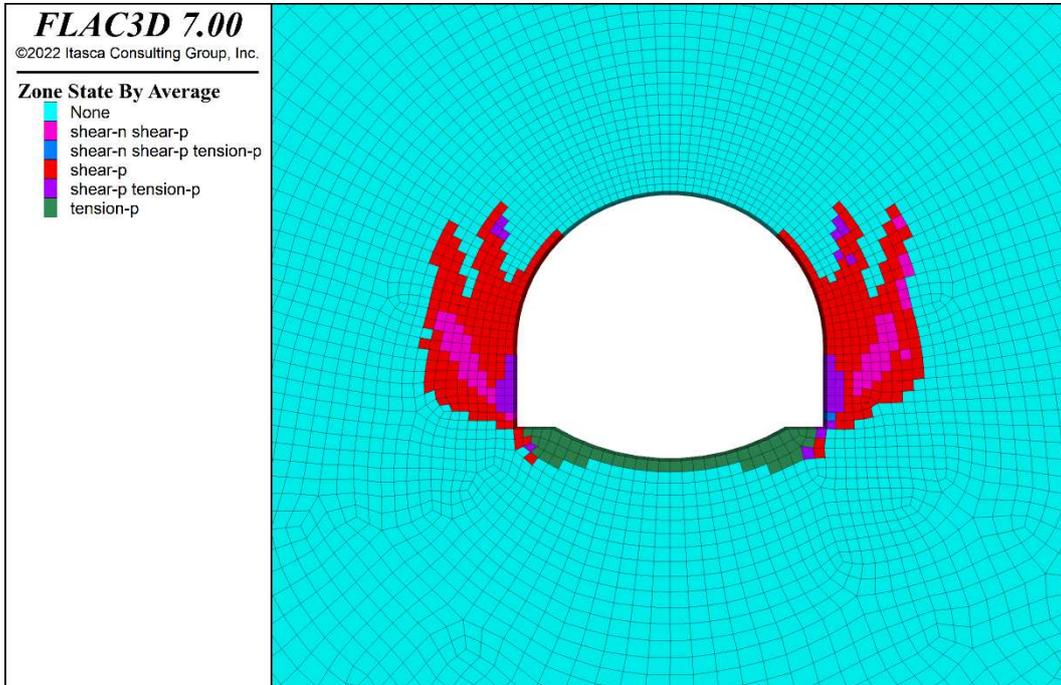


Figura 110 - Sezione GN-B1 - Plasticizzazioni all'installazione del rivestimento definitivo (step 6)

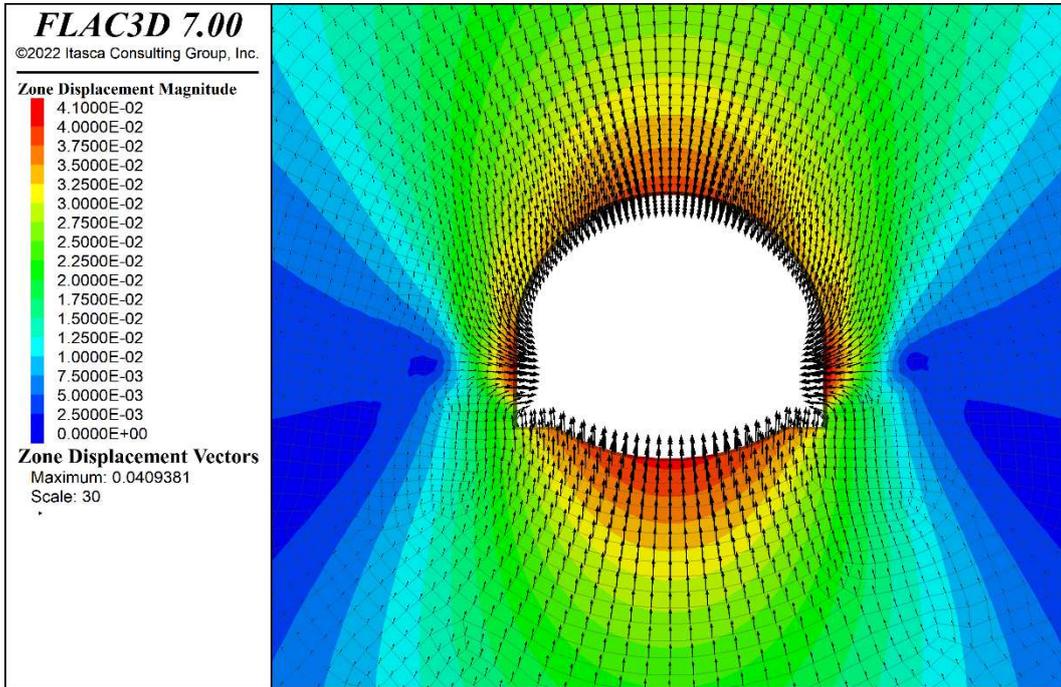


Figura 111 - Sezione GN-B1 - Spostamenti all'installazione del rivestimento definitivo (step 6)



Figura 112 - Sezione GN-B1 – Azione assiale nel rivestimento definitivo [N] (step 6)



Figura 113 - Sezione GN-B1 – Momento nel rivestimento definitivo [Nm] (step 6)

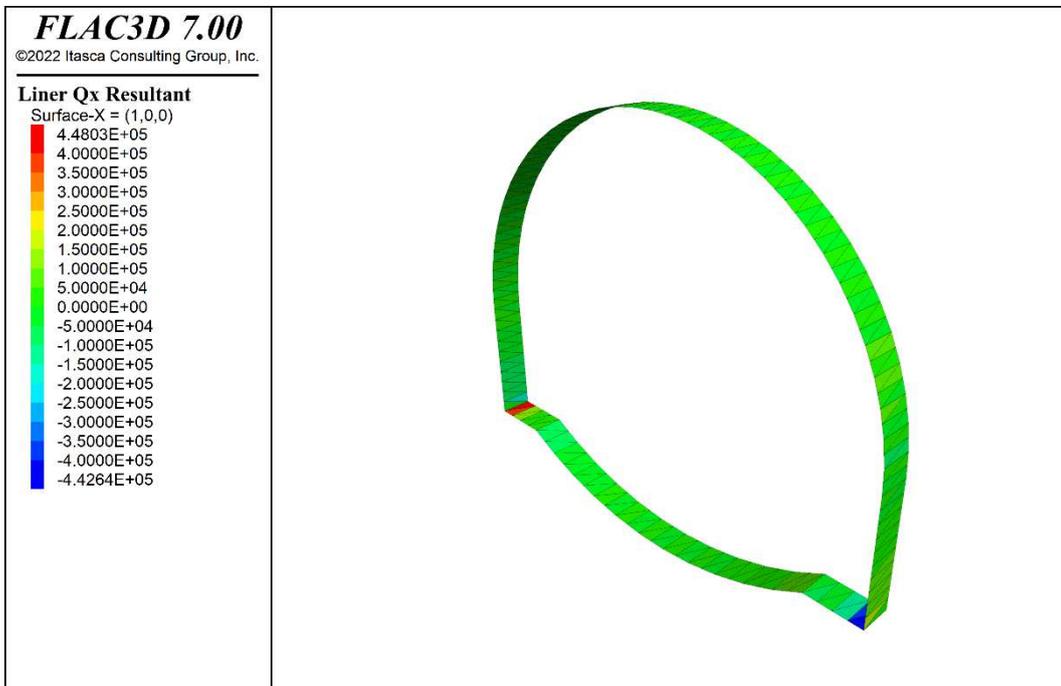


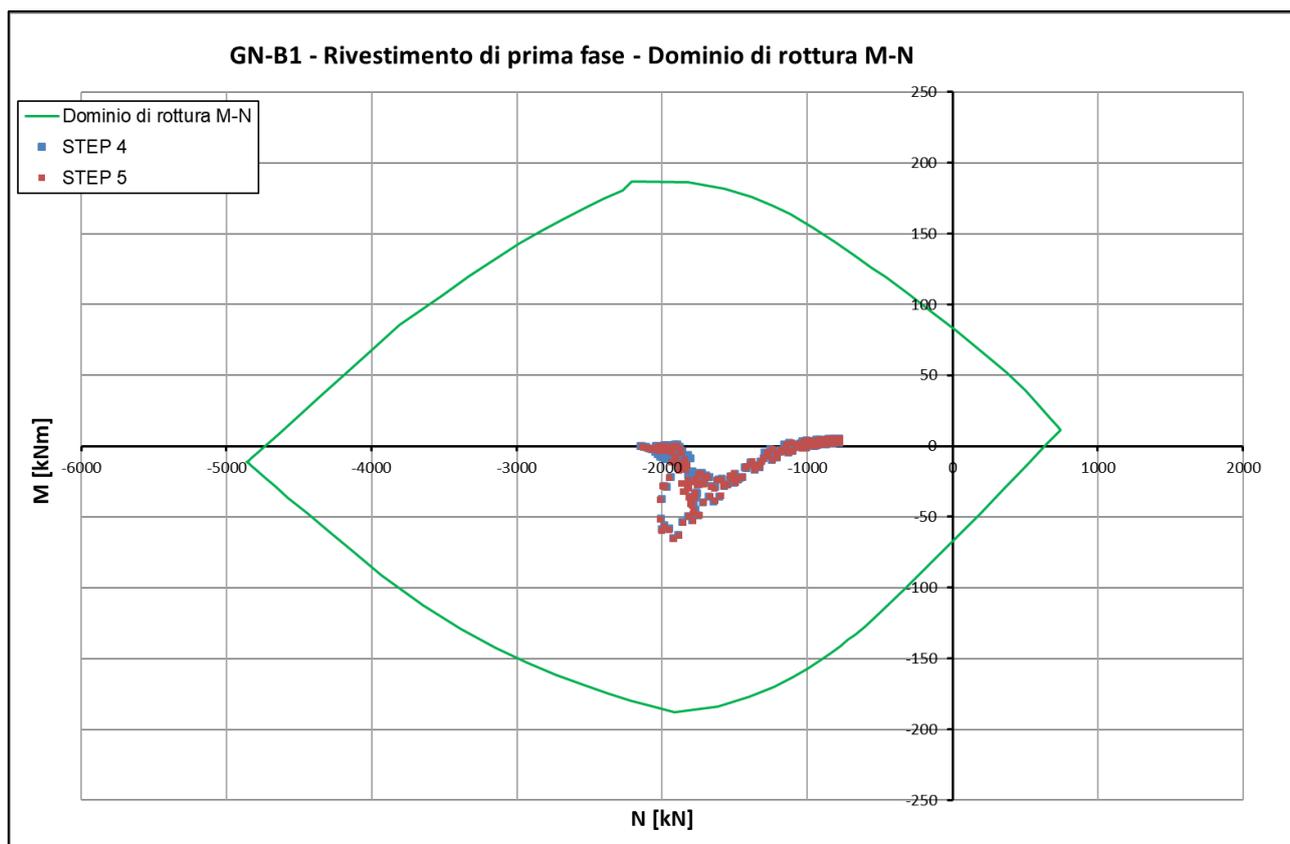
Figura 114 - Sezione GN-B1 – Taglio nel rivestimento definitivo [N] (step 6)

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 139 di 220
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA ETA s.p.a.	sinergo D_VA D_VisionArchitecture	
				Data 06/10/2023

11.3.6 Verifica del rivestimento di prima fase

Come riportato all'interno del paragrafo 7.2.5, le verifiche allo Stato Limite Ultimo del rivestimento di prima fase sono state effettuate nella combinazione di carico A1 amplificando mediante il coefficiente parziale $\gamma_G=1.30$ (relativo ai carichi permanenti sfavorevoli) le sollecitazioni ricavate dal modello numerico.

Nel grafico seguente si riporta la verifica SLU a pressoflessione del rivestimento di prima fase (sezione composta acciaio - calcestruzzo); la verifica risulta soddisfatta.



La verifica a taglio del rivestimento di prima fase è soddisfatta considerando il solo contributo delle centine (2IPN180 a passo 1.2 m):

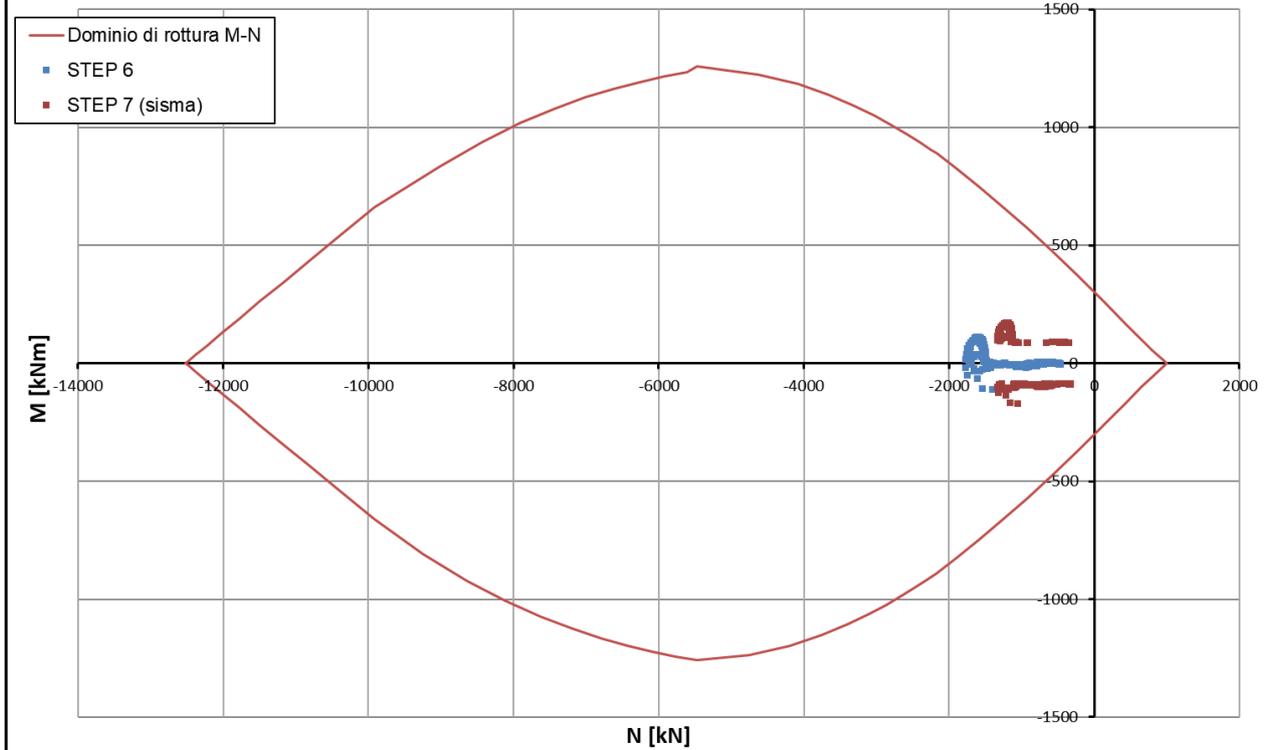
$$V_{Ed} = 106 \cdot 1.2 = 127.2 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 196.5 \cdot 2 = 393 \text{ kN}$$

11.3.7 Verifica del rivestimento definitivo

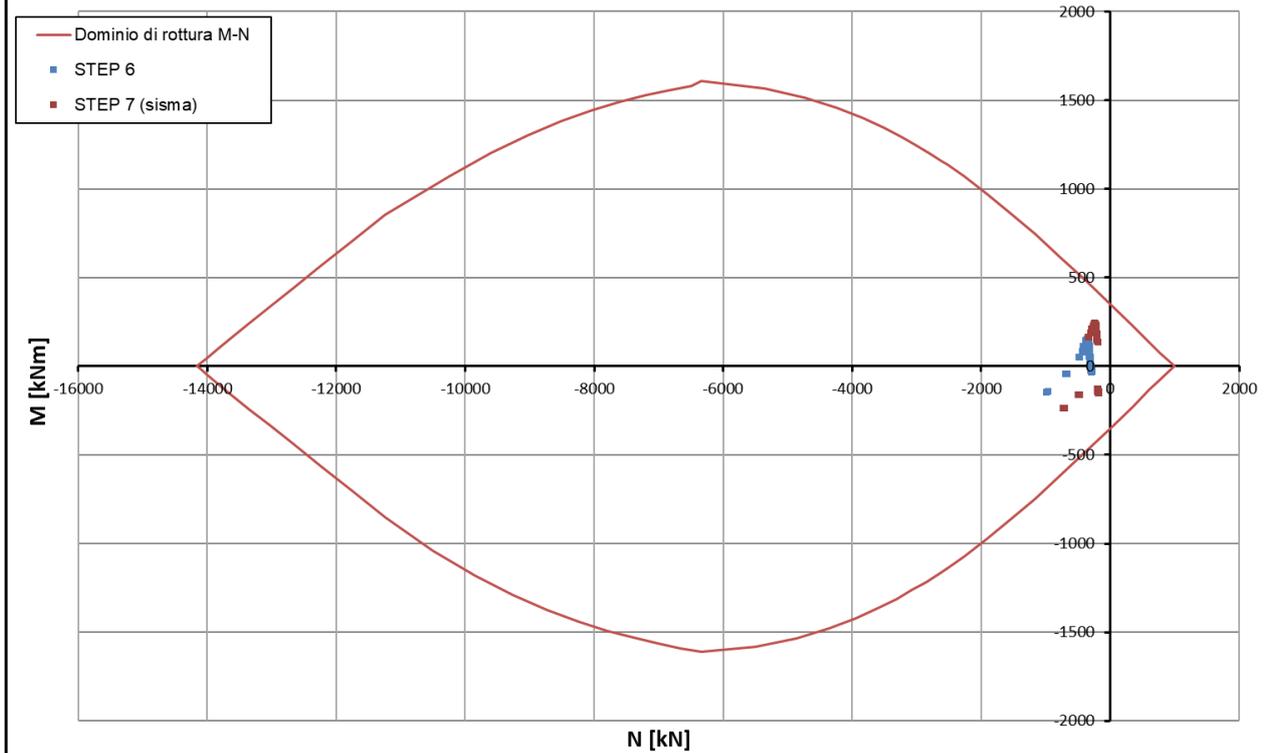
Nei grafici seguenti si riportano le verifiche allo SLU a pressoflessione del rivestimento definitivo in arco rovescio ($h=80\text{cm} + \varnothing 18/20\text{cm}$) e in calotta ($h=70\text{cm} + \varnothing 18/20\text{cm}$) in condizioni statiche e le verifiche allo SLV in condizioni sismiche; le verifiche risultano soddisfatte.

Le verifiche allo Stato Limite Ultimo del rivestimento definitivo sono state effettuate ricavando le sollecitazioni agenti sui rivestimenti dal modello numerico che tiene conto del carico d'ammasso caratteristico e successivamente amplificandole mediante il coefficiente parziale $\gamma_G=1.30$ (relativo ai carichi permanenti sfavorevoli) nella combinazione di carico A1. Le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita sono invece state effettuate considerando un coefficiente parziale $\gamma_G=1.00$.

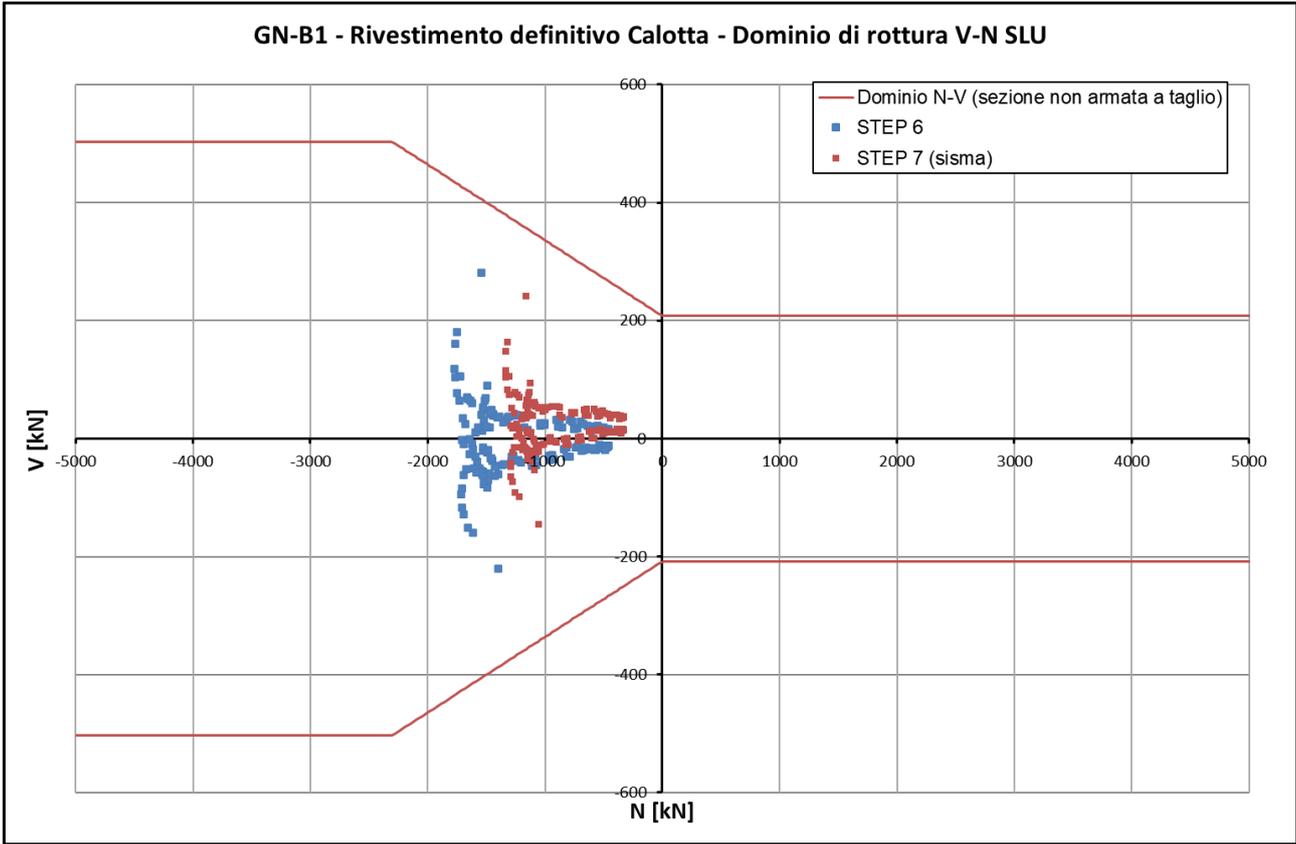
GN-B1 - Rivestimento Definitivo Calotta - Dominio di rottura M-N SLU

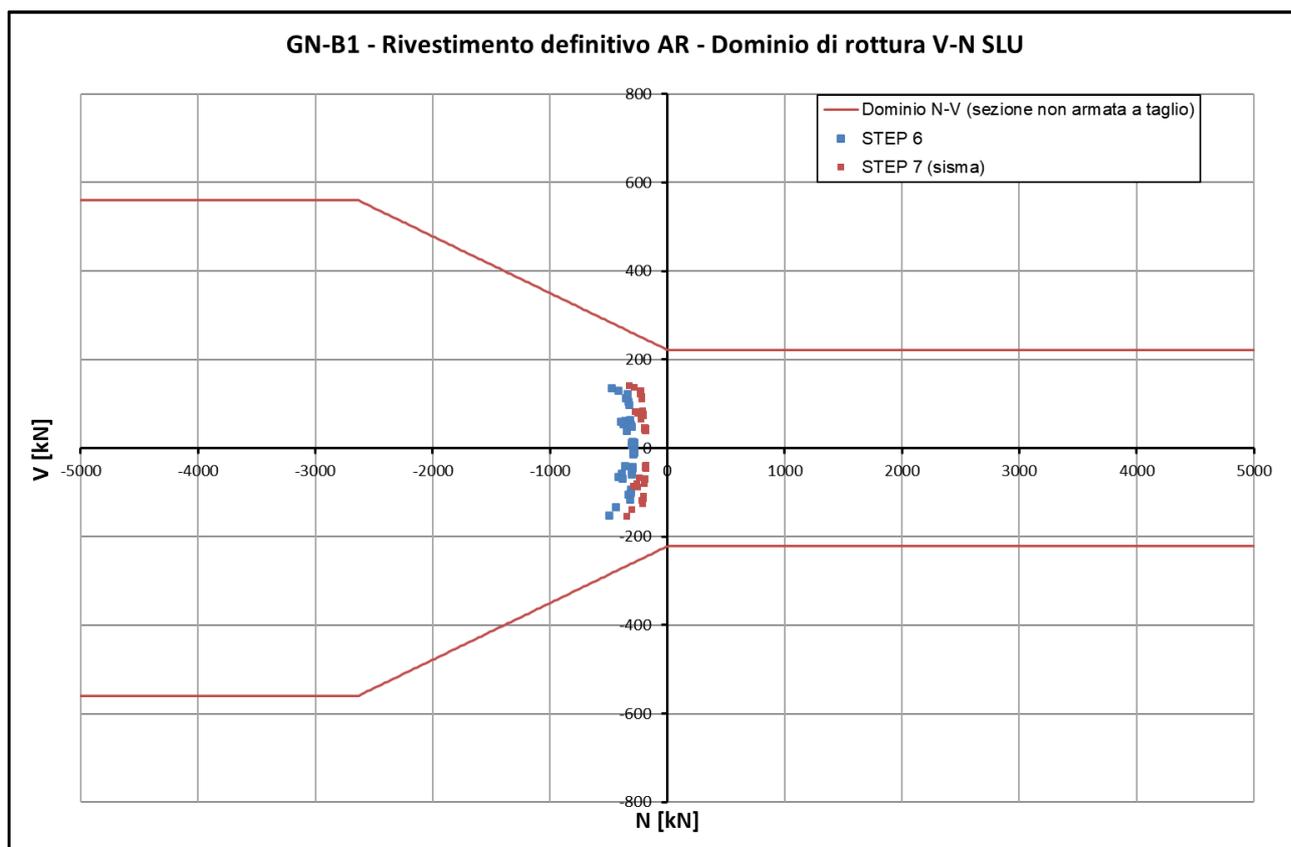


GN-B1 - Rivestimento Definitivo AR - Dominio di rottura M-N SLU



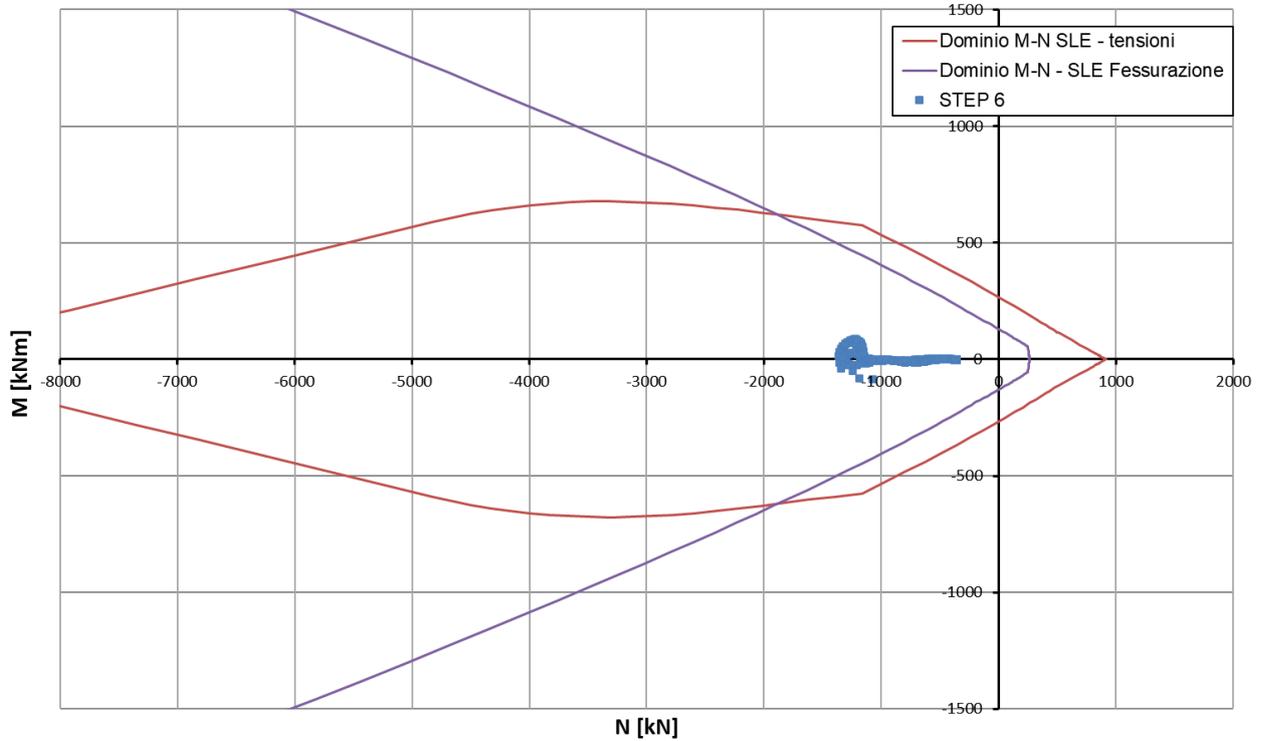
Nelle immagini seguenti si riportano i risultati delle verifiche SLU a taglio per tutti gli elementi che costituiscono il rivestimento definitivo in calotta e arco rovescio. Le verifiche sono condotte per sezioni non armate a taglio e risultano soddisfatte.





Nella seguente immagine si riportano i risultati delle verifiche allo SLE di limitazione delle tensioni e di fessurazione per tutti gli elementi del rivestimento definitivo ($\sigma_c < 13.1MPa$, $\sigma_s < 360MPa$ e $w_k < w_{lim} = 0.3mm$); le verifiche risultano soddisfatte.

GN-B1 - Rivestimento definitivo Calotta - Dominio di rottura M-N SLE



GN-B1 - Rivestimento definitivo AR - Dominio di rottura M-N SLE

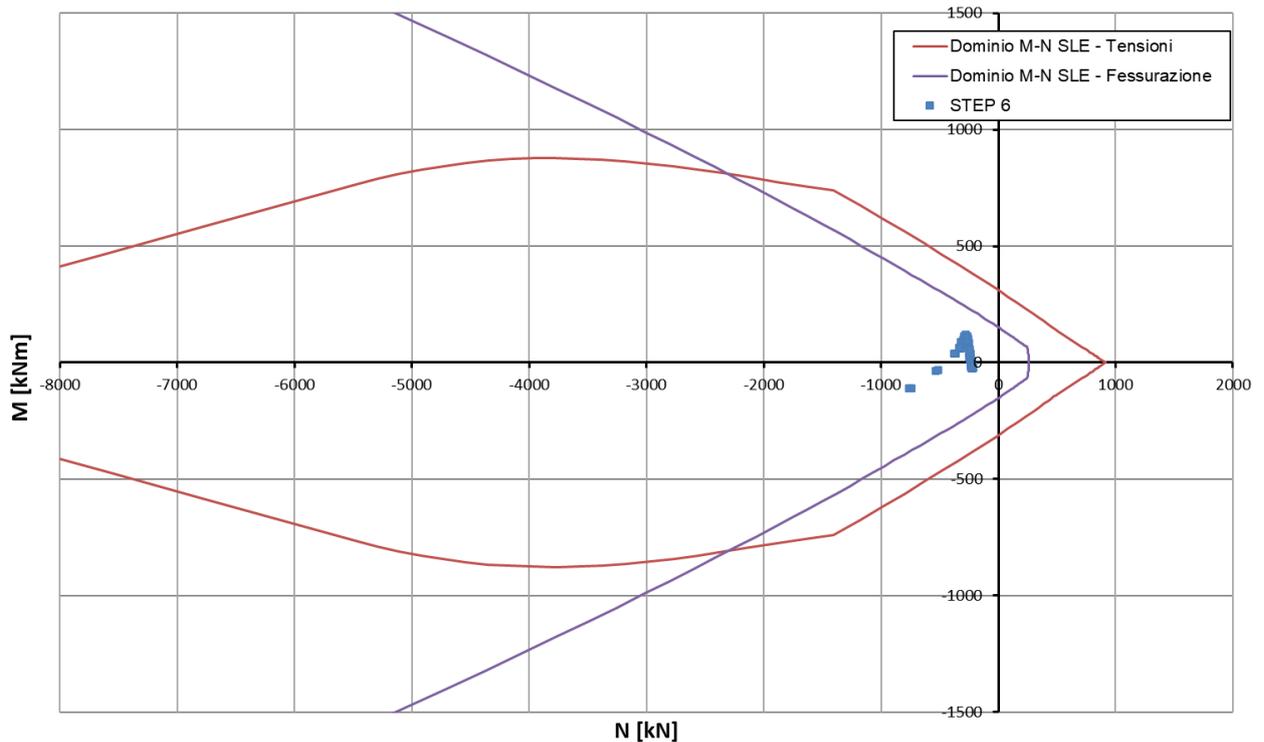




Figura 116 - Sezione GN-B2 - modello (zoom)

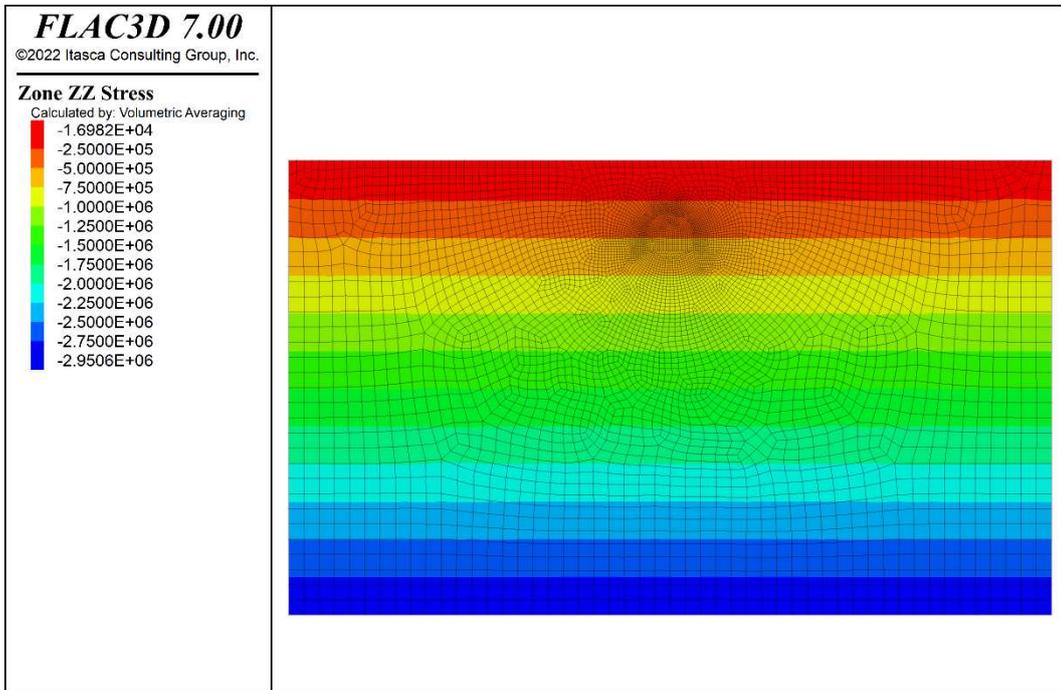


Figura 117 - Sezione GN-B2 - Geostatico (sforzi verticali)

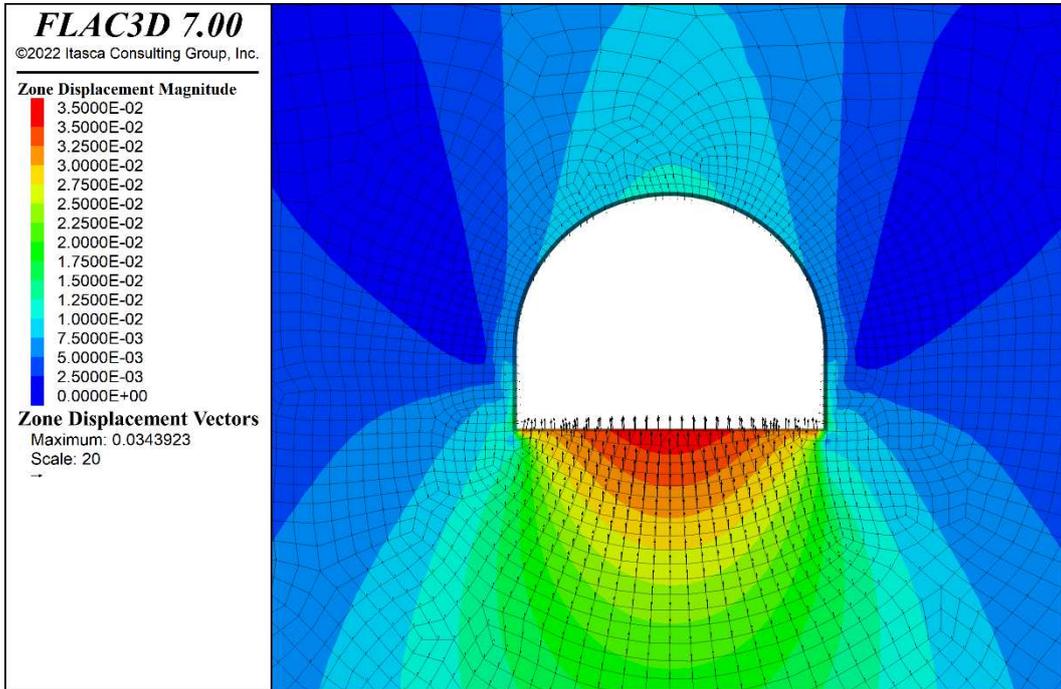


Figura 120 - Sezione GN-B2 – Spostamenti all'installazione del rivestimento di prima fase (step 2)

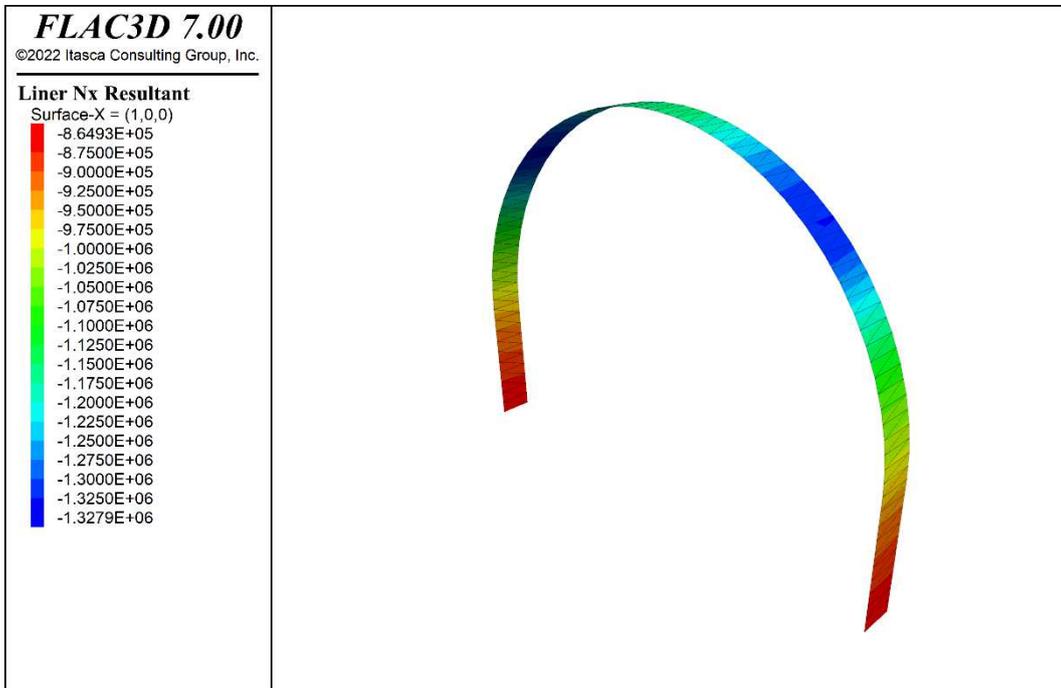


Figura 121 - Sezione GN-B2 – Azione assiale nel rivestimento di prima fase [N] (step 2)

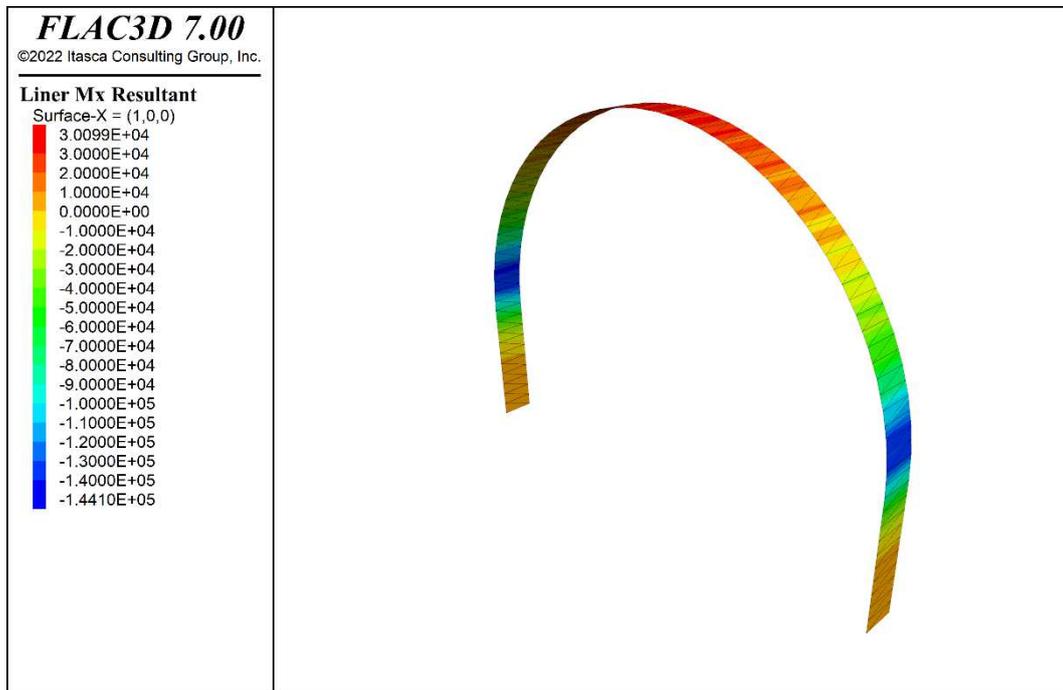


Figura 122 - Sezione GN-B2 – Momento nel rivestimento di prima fase [Nm] (step 2)

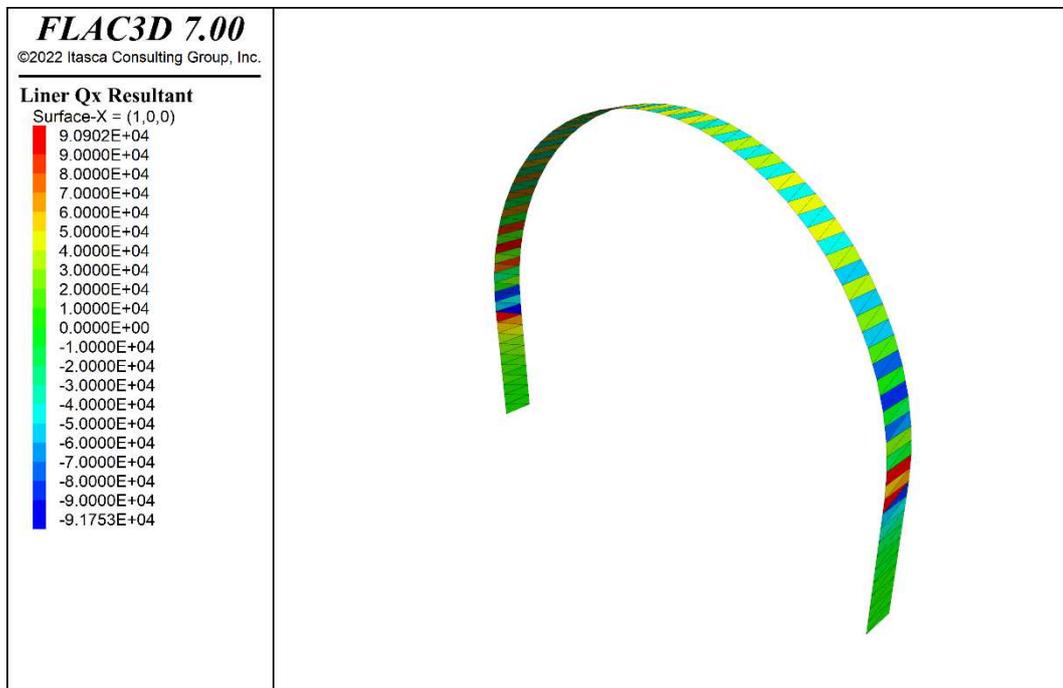


Figura 123 - Sezione GN-B2 – Taglio nel rivestimento di prima fase [N] (step 4)

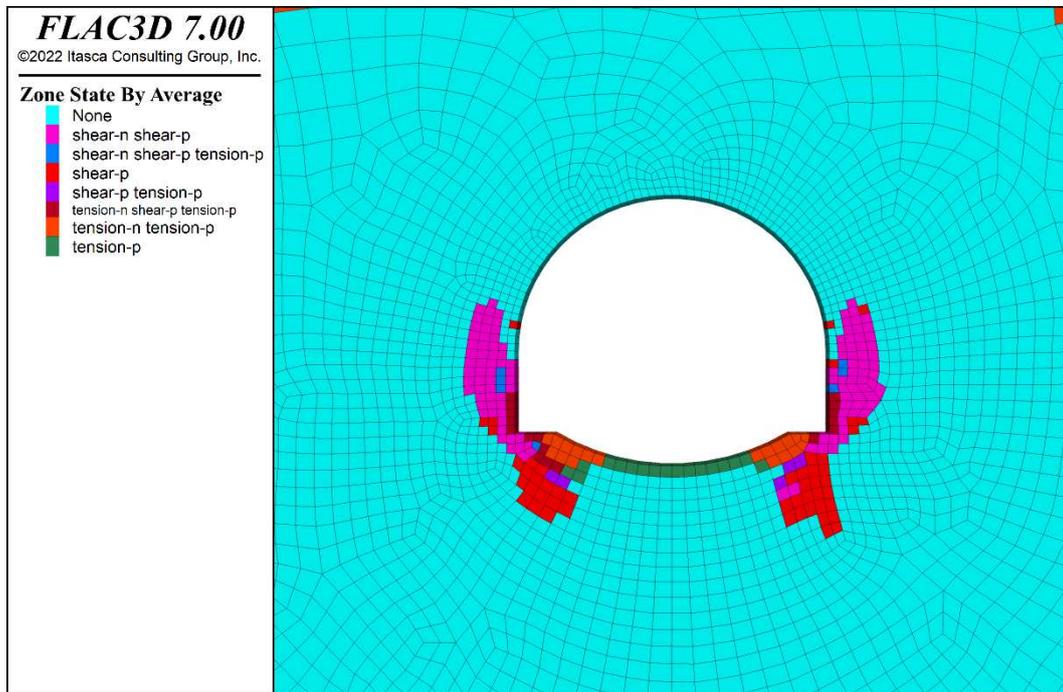


Figura 124 - Sezione GN-B2 - Plasticizzazioni allo scavo dell'arco rovescio (step 3)

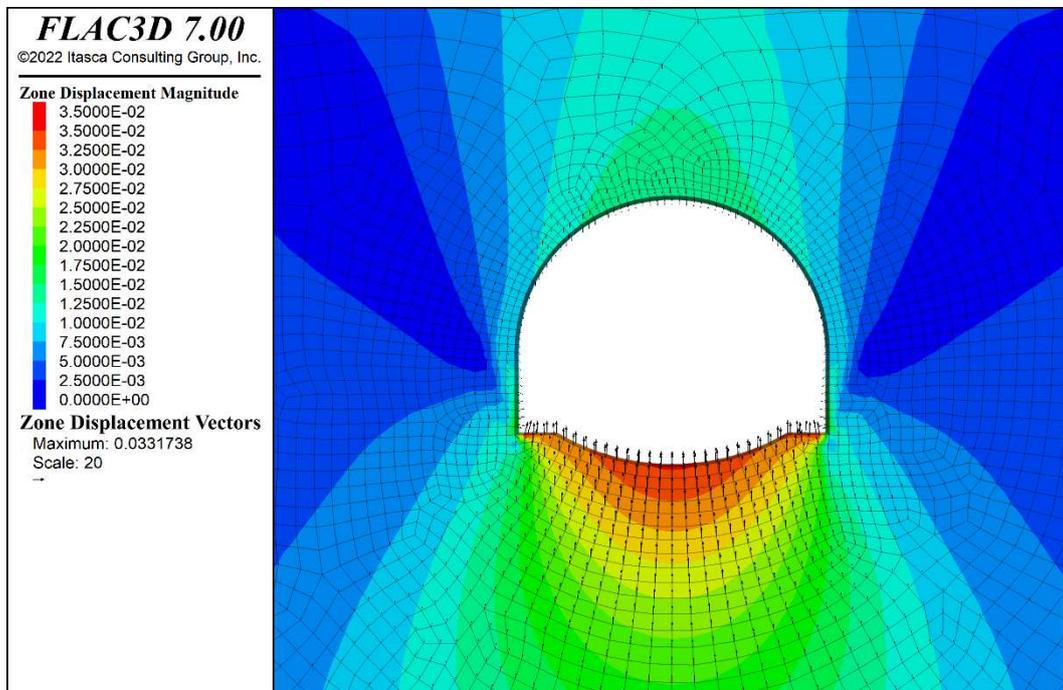


Figura 125 - Sezione GN-B2 - Spostamenti allo scavo dell'arco rovescio (step 3)

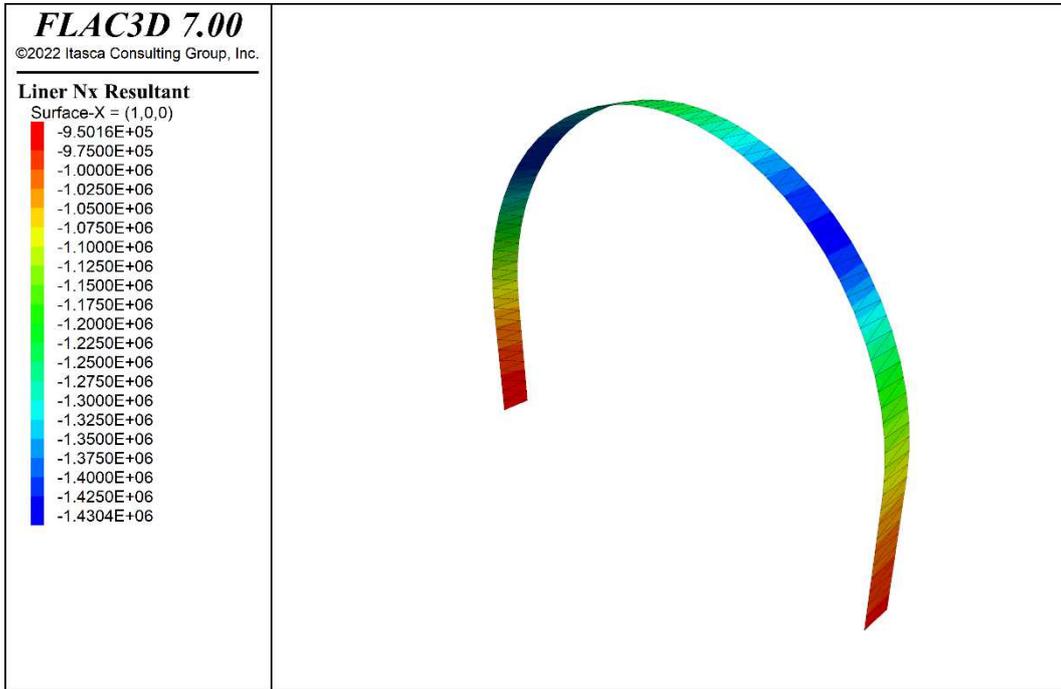


Figura 126 – Sezione GN-B2 – Azione assiale nel rivestimento di prima fase [N] (step 3)

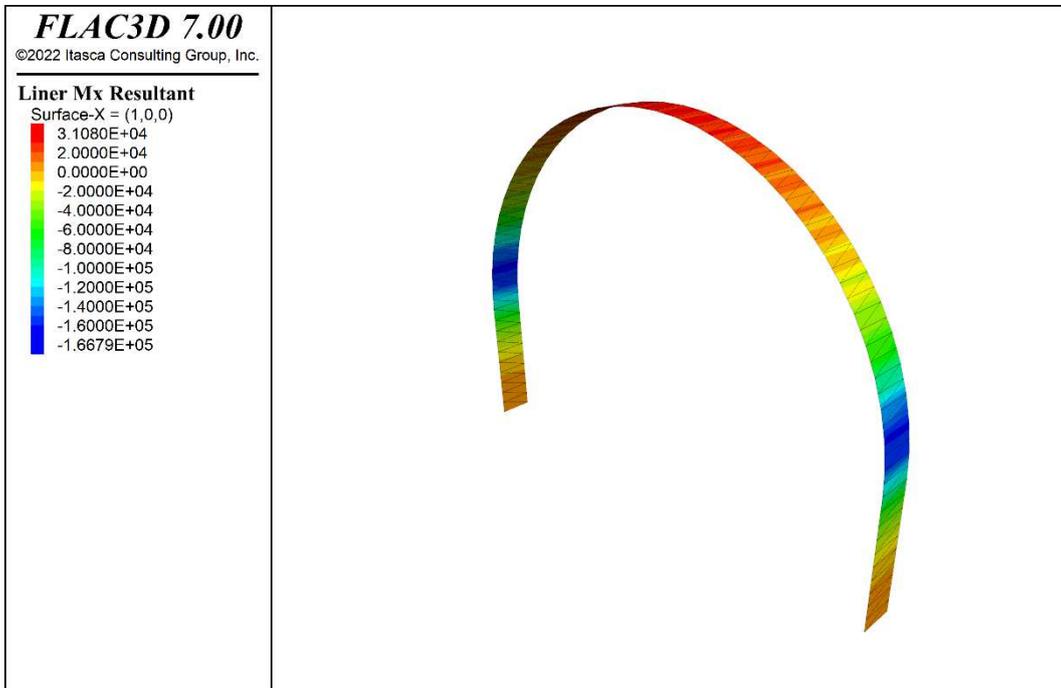


Figura 127 - Sezione GN-B2 – Momento nel rivestimento di prima fase [Nm] (step 3)

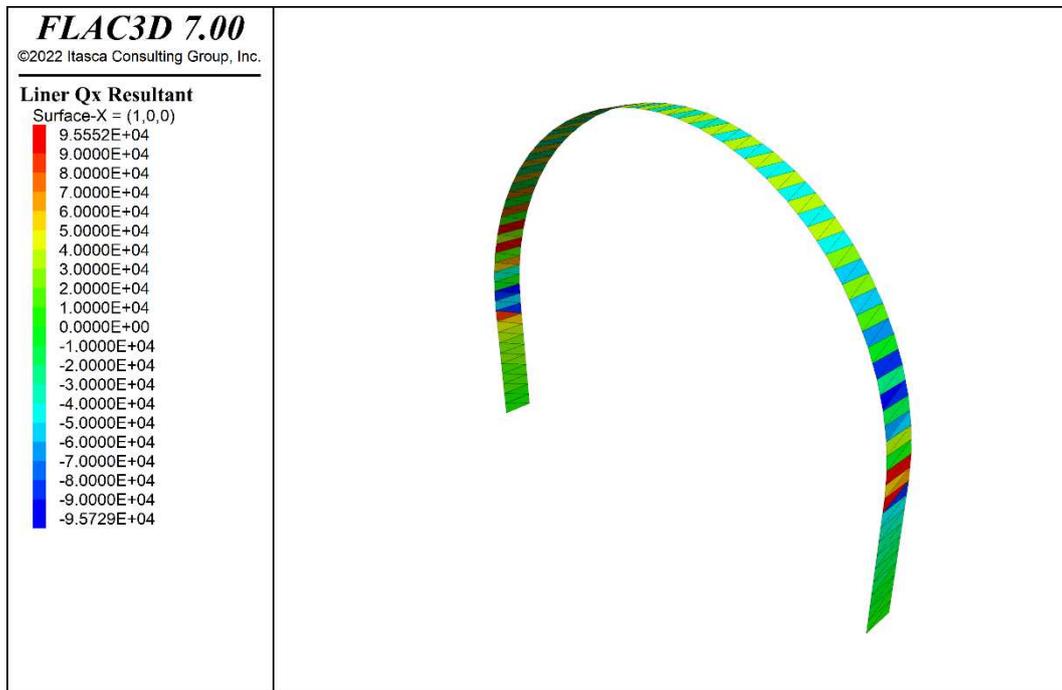


Figura 128 - Sezione GN-B2 – Taglio nel rivestimento di prima fase [N] (step 3)

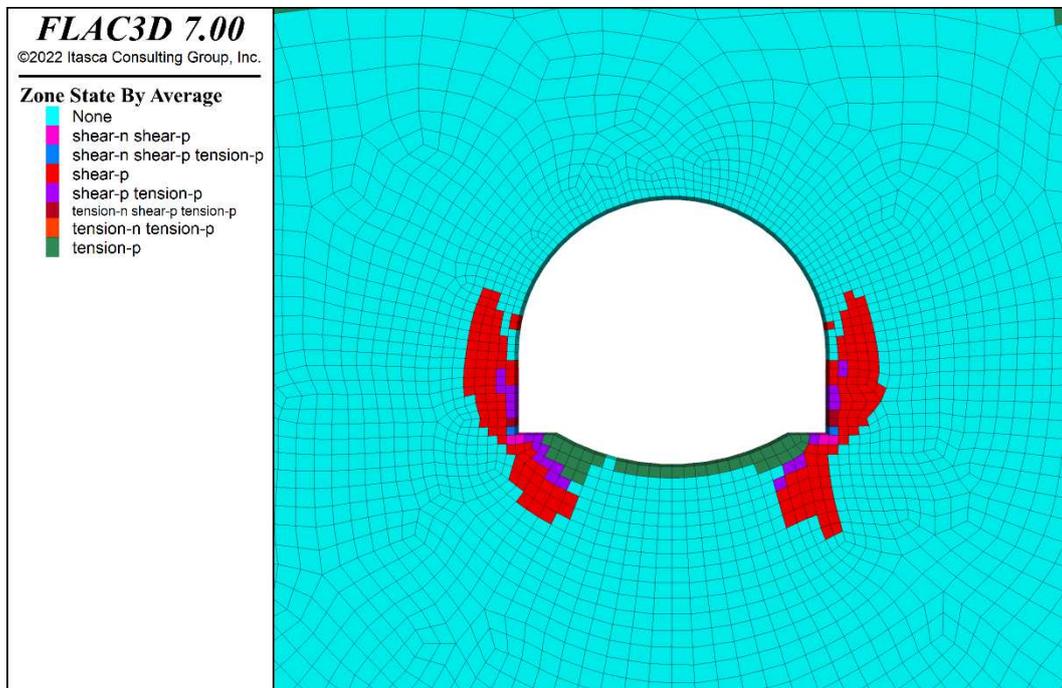


Figura 129 - Sezione GN-B2 - Plasticizzazioni all'installazione del rivestimento definitivo (step 4)

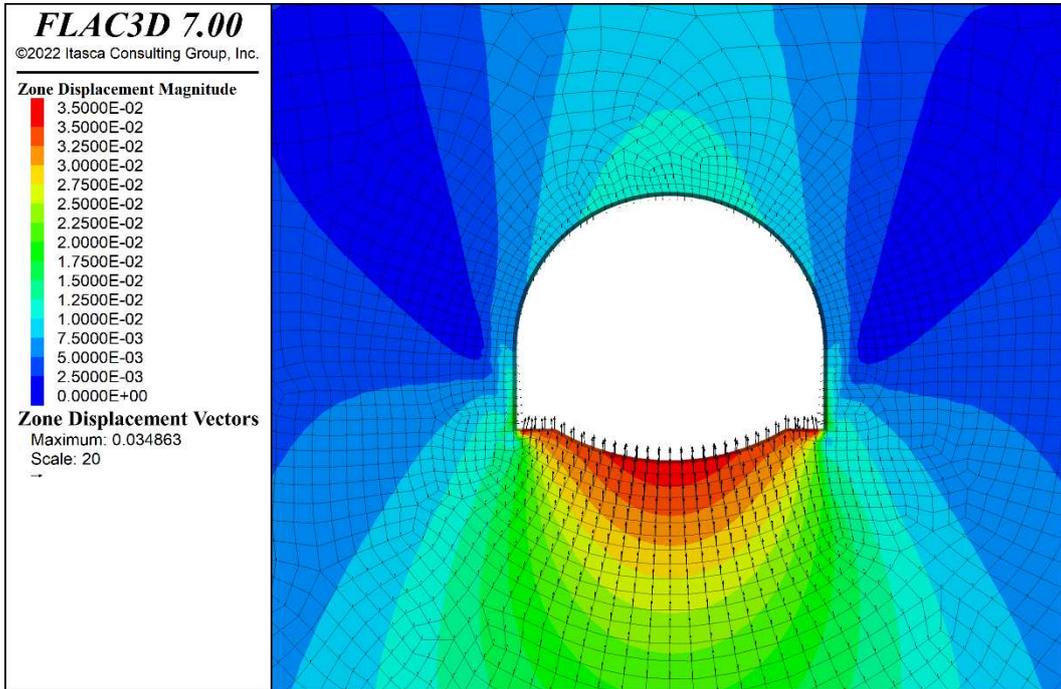


Figura 130 - Sezione GN-B2 - Spostamenti all'installazione del rivestimento definitivo (step 4)

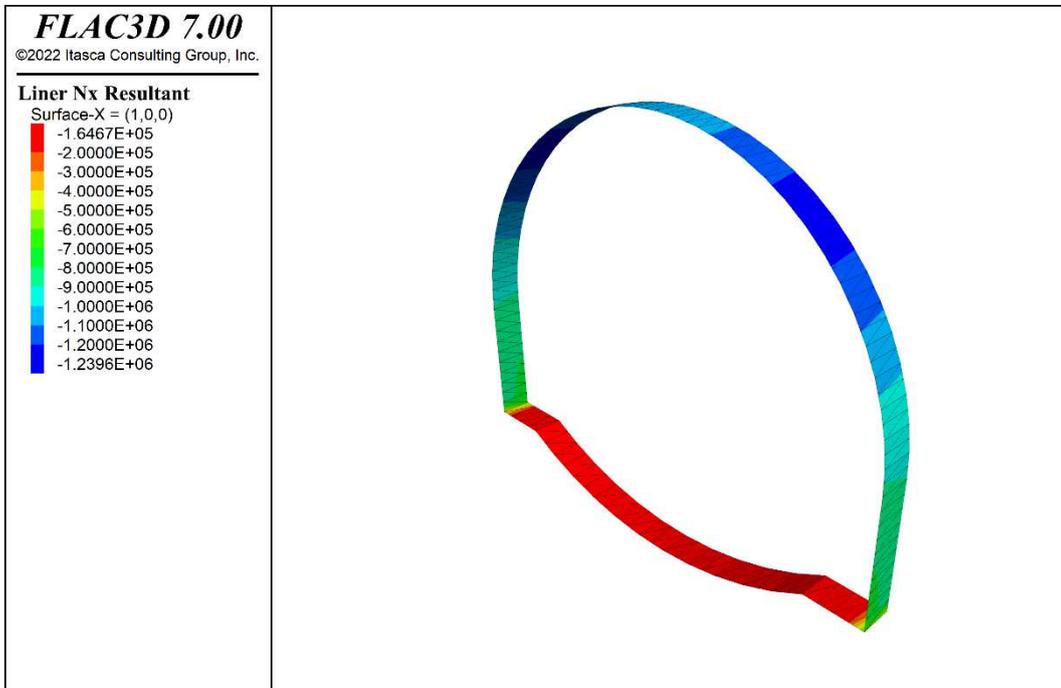


Figura 131 - Sezione GN-B2 - Azione assiale nel rivestimento definitivo [N] (step 4)

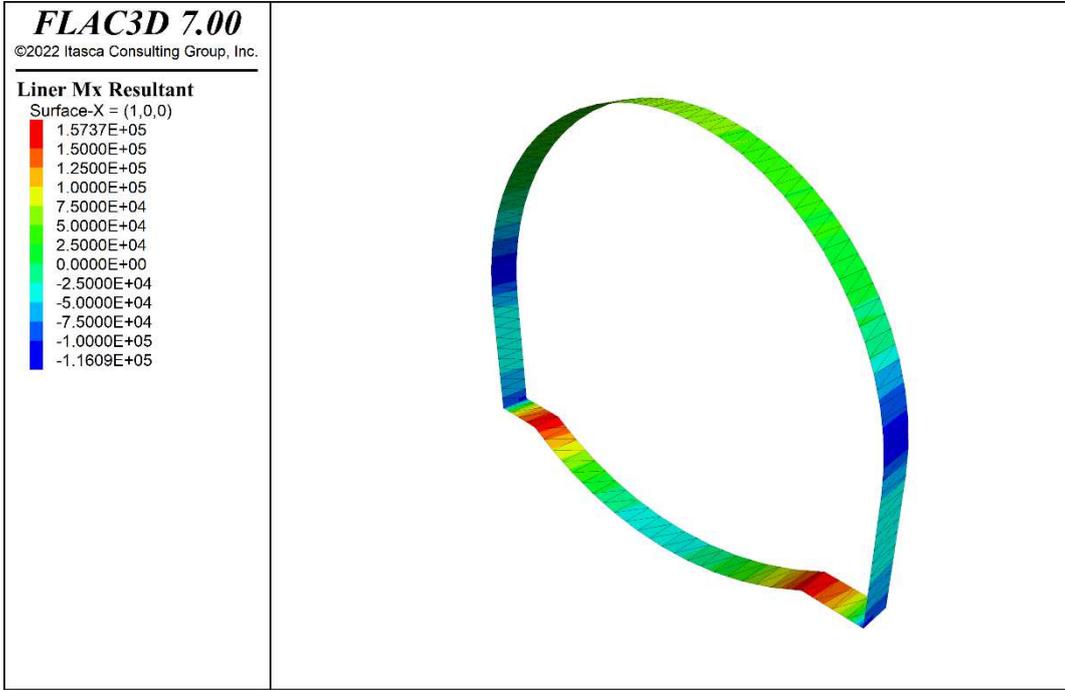


Figura 132 - Sezione GN-B2 – Momento nel rivestimento definitivo [Nm] (step 4)

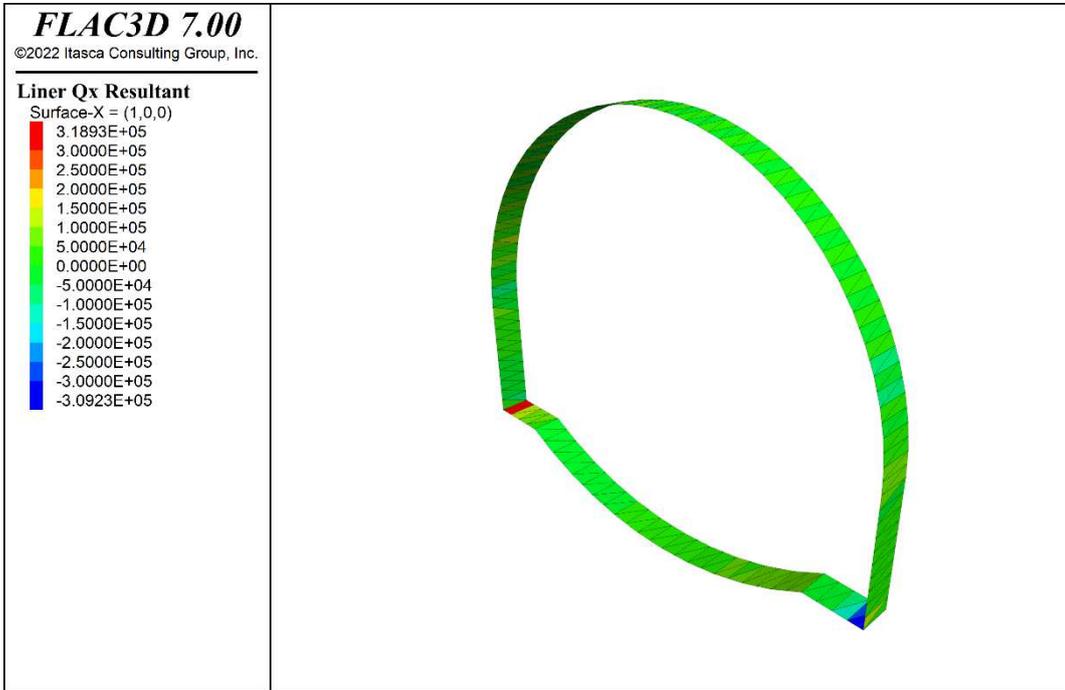


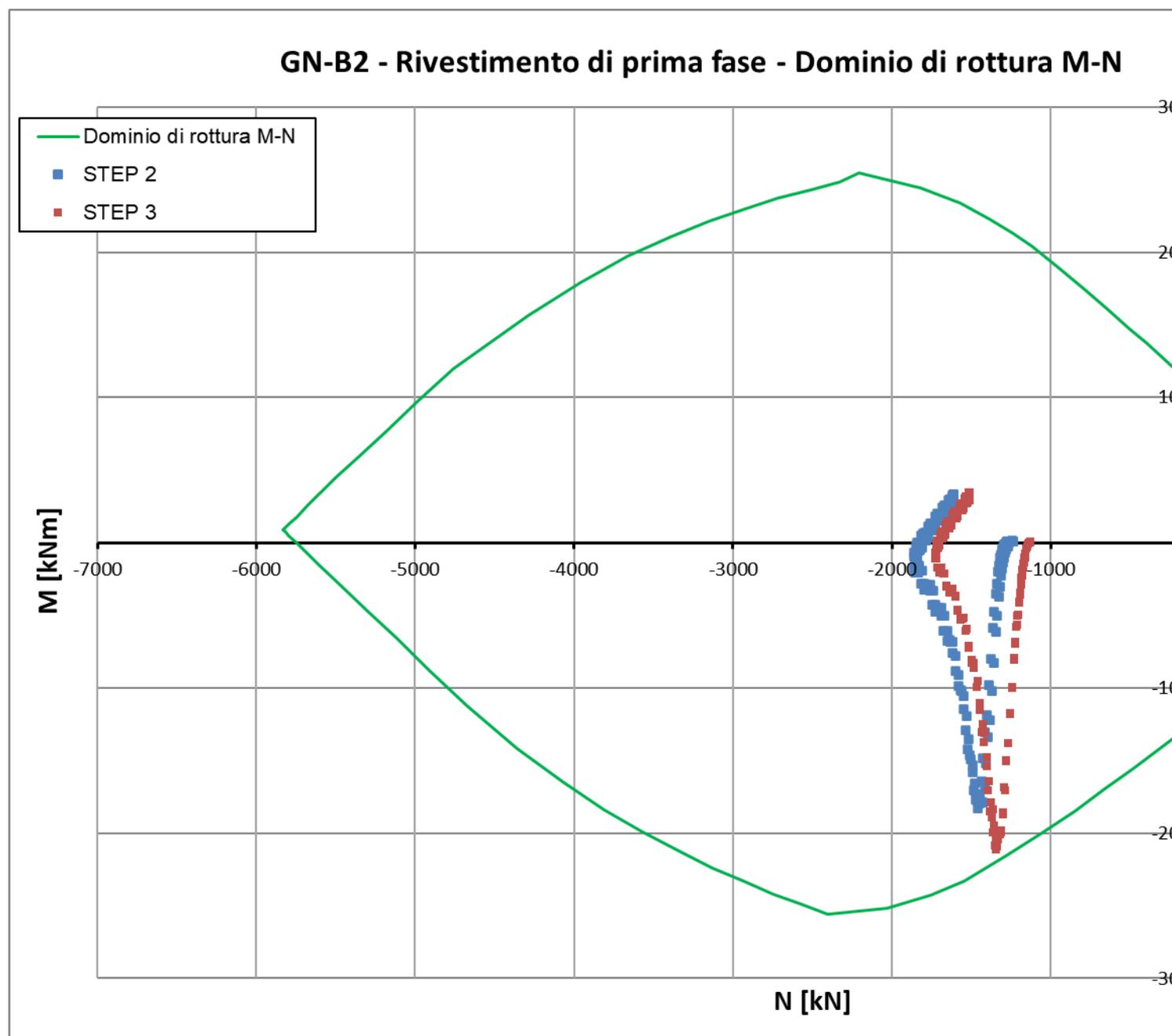
Figura 133 - Sezione GN-B2 – Taglio nel rivestimento definitivo [N] (step 4)

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 154 di 220
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA ETA s.p.a. s.r.l.	sinergo D_VA D_VisionArchitecture	
				Data 06/10/2023

11.4.3 Verifica del rivestimento di prima fase

Come riportato all'interno del paragrafo 7.2.5, le verifiche allo Stato Limite Ultimo del rivestimento di prima fase sono state effettuate nella combinazione di carico A1 amplificando mediante il coefficiente parziale $\gamma_G=1.30$ (relativo ai carichi permanenti sfavorevoli) le sollecitazioni ricavate dal modello numerico.

Nel grafico seguente si riporta la verifica SLU a pressoflessione del rivestimento di prima fase (sezione composta acciaio - calcestruzzo); la verifica risulta soddisfatta.



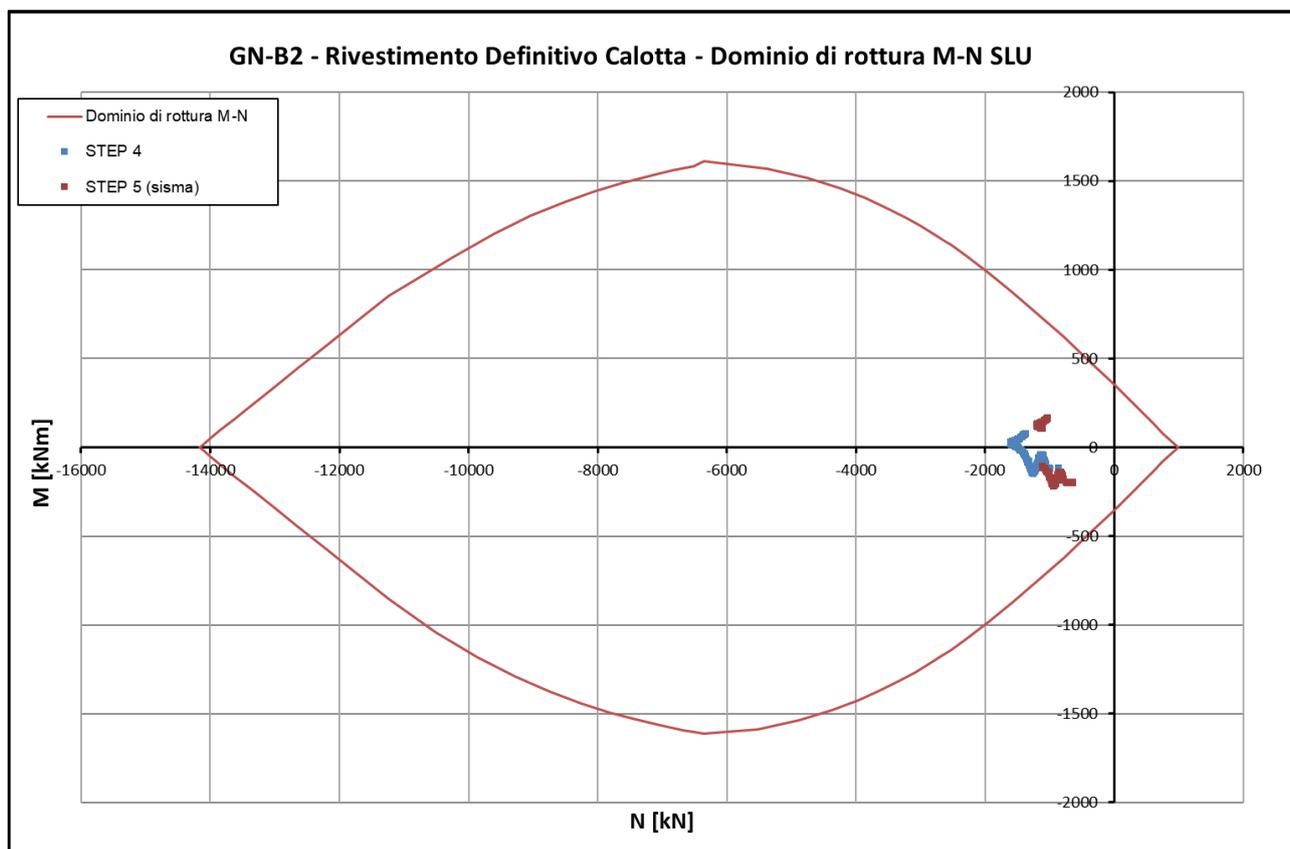
La verifica a taglio del rivestimento di prima fase è soddisfatta considerando il solo contributo delle centine (2IPN180 a passo 1 m):

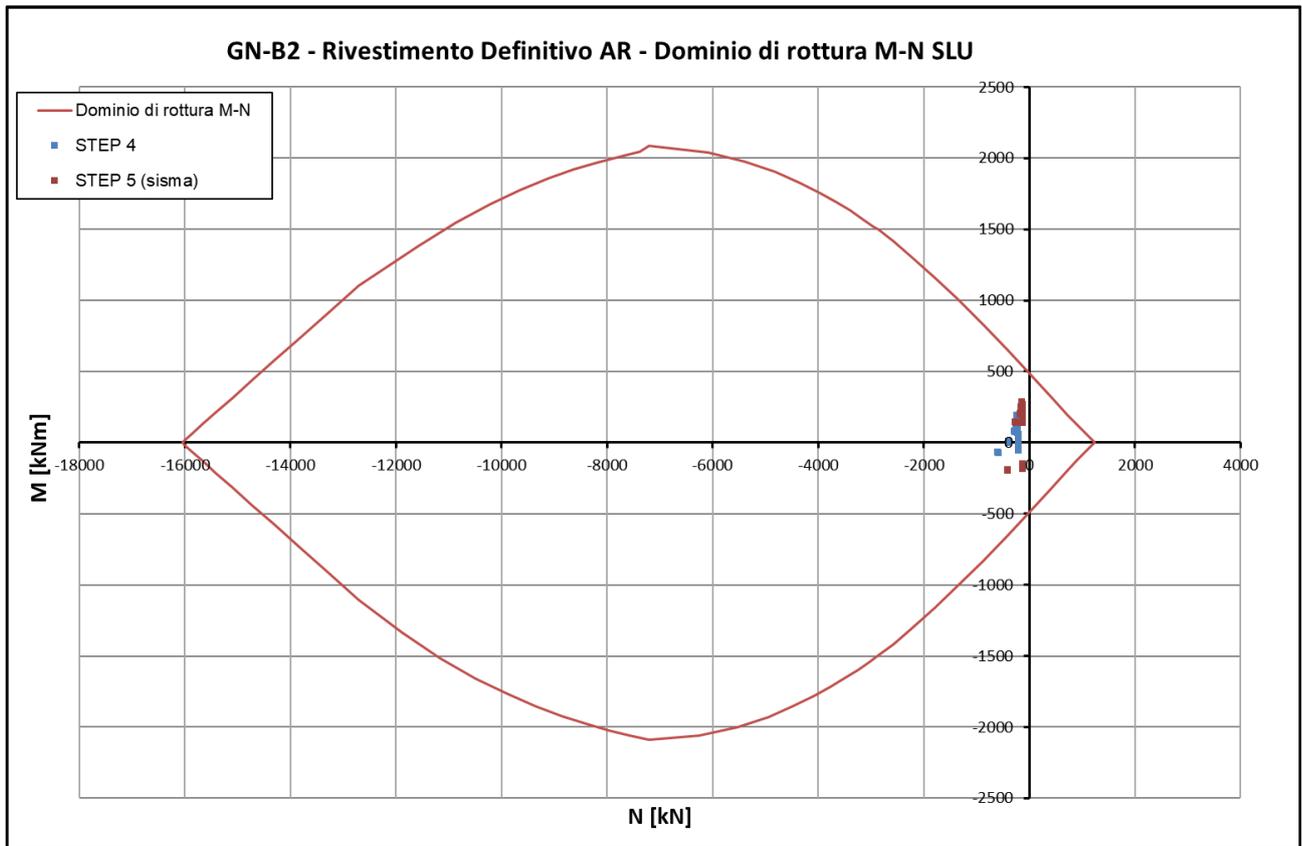
$$V_{Ed} = 124 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 196.5 \cdot 2 = 393 \text{ kN}$$

11.4.4 Verifica del rivestimento definitivo

Nei grafici seguenti si riportano le verifiche allo SLU a pressoflessione del rivestimento definitivo in arco rovescio (h=90cm + ø20/20cm) e in calotta (h=80cm + ø18/20cm) in condizioni statiche e le verifiche allo SLV in condizioni sismiche; le verifiche risultano soddisfatte.

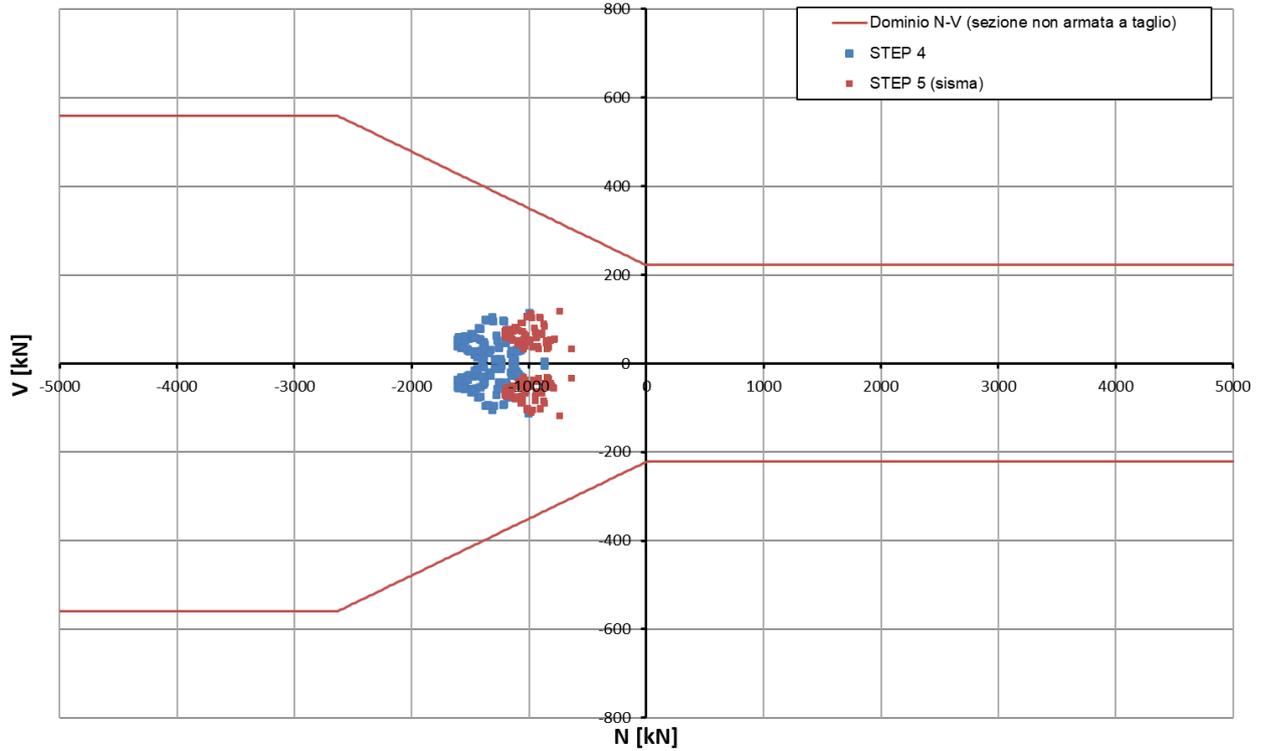
Le verifiche allo Stato Limite Ultimo del rivestimento definitivo sono state effettuate ricavando le sollecitazioni agenti sui rivestimenti dal modello numerico che tiene conto del carico d'ammasso caratteristico e successivamente amplificandole mediante il coefficiente parziale $\gamma_G=1.30$ (relativo ai carichi permanenti sfavorevoli) nella combinazione di carico A1. Le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita sono invece state effettuate considerando un coefficiente parziale $\gamma_G=1.00$.



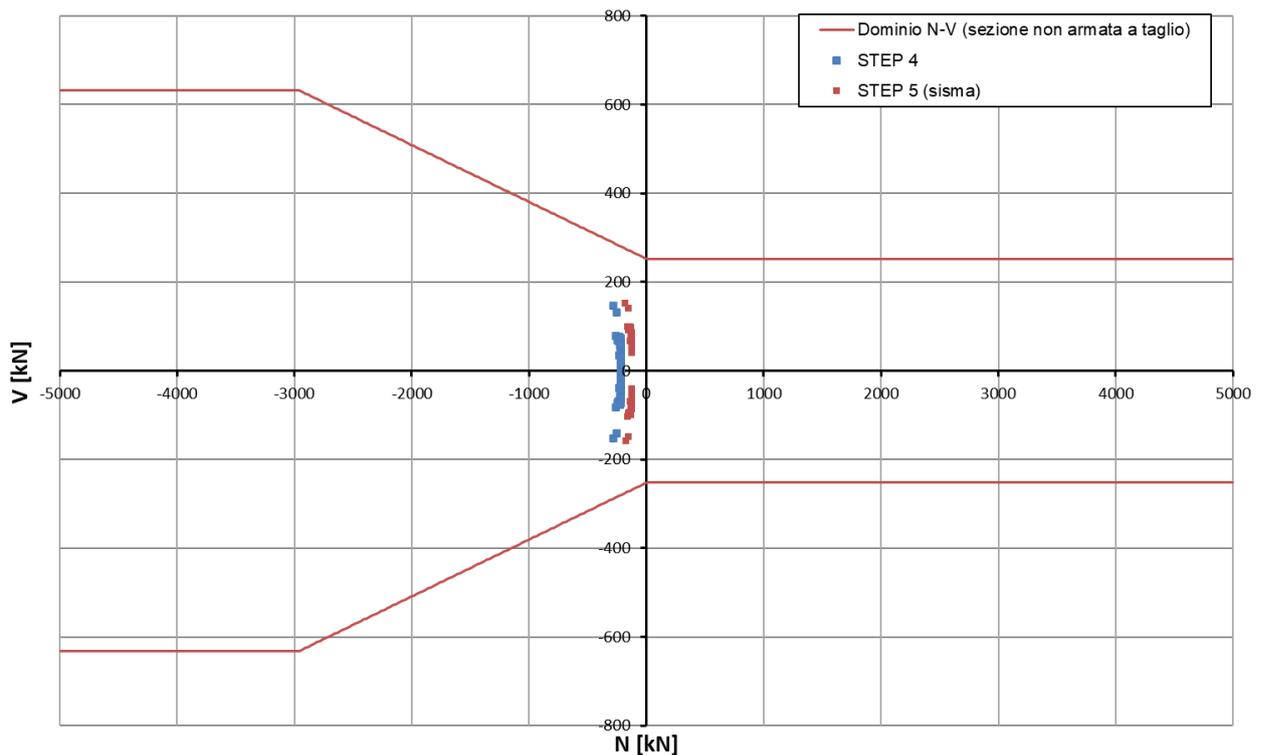


Nelle immagini seguenti si riportano i risultati delle verifiche SLU a taglio per tutti gli elementi che costituiscono il rivestimento definitivo in calotta e arco rovescio. Le verifiche sono condotte per sezioni non armate a taglio e risultano soddisfatte.

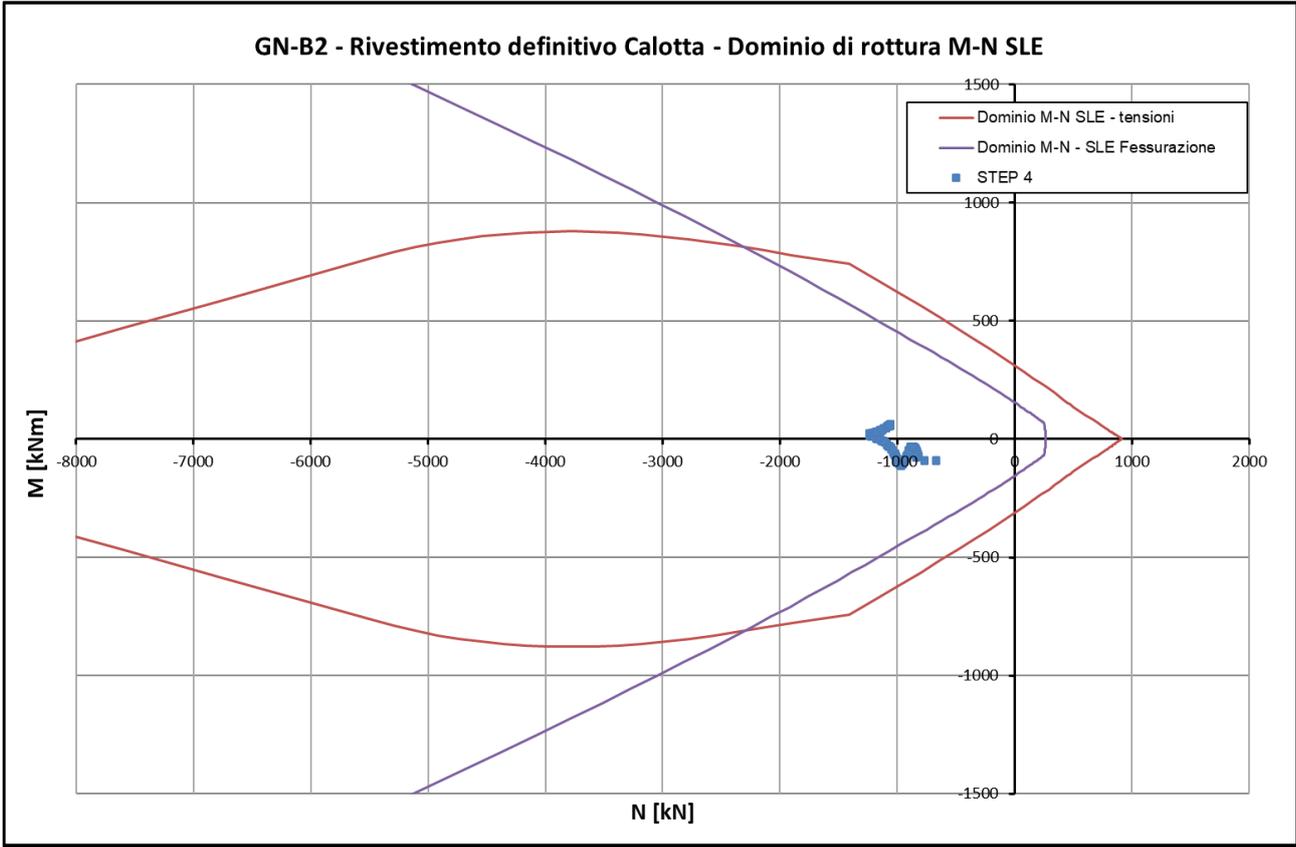
GN-B2 - Rivestimento definitivo Calotta - Dominio di rottura V-N SLU



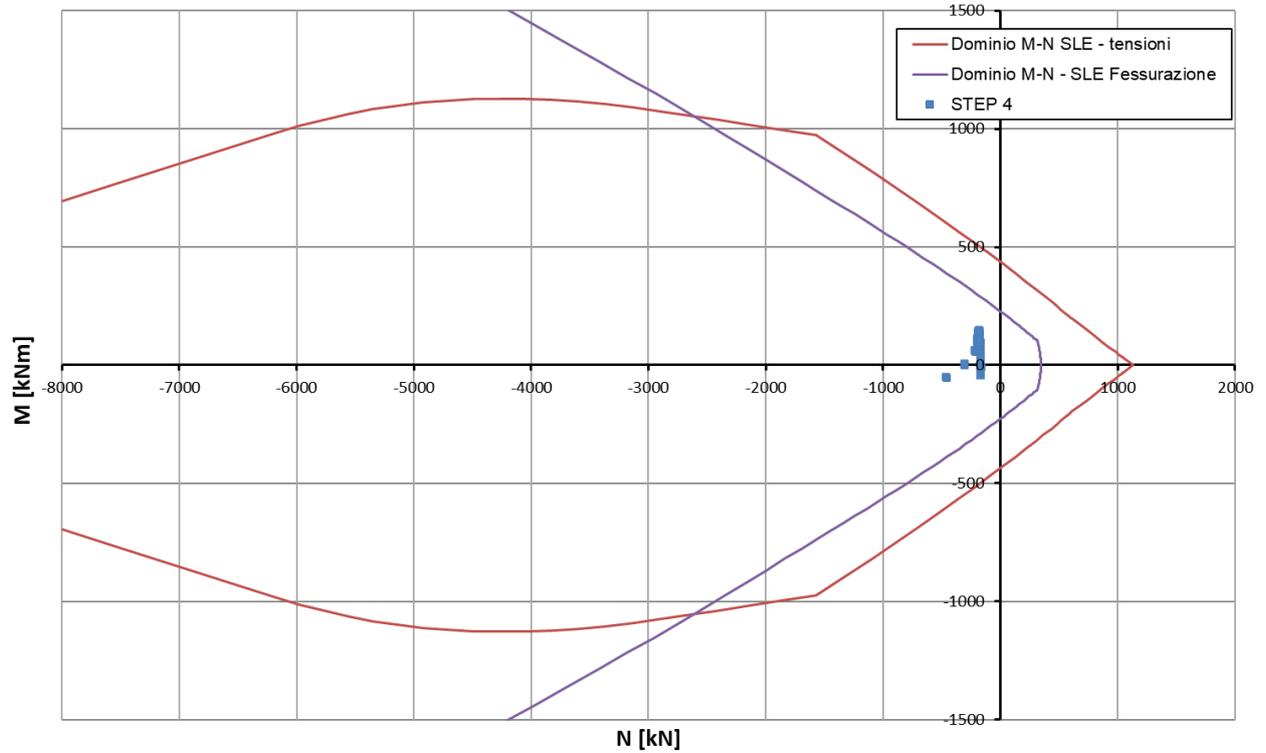
GN-B2 - Rivestimento definitivo AR - Dominio di rottura V-N SLU



Nella seguente immagine si riportano i risultati delle verifiche allo SLE di limitazione delle tensioni e di fessurazione per tutti gli elementi del rivestimento definitivo ($\sigma_c < 13.1MPa$, $\sigma_s < 360MPa$ e $w_k < w_{lim} = 0.3mm$); le verifiche risultano soddisfatte.



GN-B2 - Rivestimento definitivo AR - Dominio di rottura M-N SLE



CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 160 di 220
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI CITIZIA SOCIETA' VARIETA' AMBIENTE	sinergo D_VA D_VisionArchitecture	
				Data 06/10/2023

11.5 Sezione GN-C1-IMB

11.5.1 Caratteristiche dei rivestimenti

Per la modellazione numerica delle fasi di scavo e realizzazione della sezione GN-B1 sono stati modellati il rivestimento di prima fase e il rivestimento definitivo.

Si riportano del seguito le proprietà di ciascun elemento strutturale del rivestimento di prima fase adottate nell'analisi.

Elemento Strutturale	Spessore	Armatura	Elemento modellato	Rigidezza assiale EA	Rigidezza flessionale EI
Betoncino	35 cm	2*IPN180 a passo 1m	liner	13100 MN/m	127 MPa/m

Si riportano del seguito le proprietà di ciascun elemento strutturale del rivestimento definitivo adottate nell'analisi.

Elemento Strutturale	Spessore	Armatura	Elemento modellato	Rigidezza assiale EA	Rigidezza flessionale EI
Calotta	70 cm	ø18/20cm	liner	23762 MN/m	970 MPa/m
Arco Rovescio	80 cm	ø18/20cm	liner	27157 MN/m	1148 MPa/m

11.5.2 Risultati dell'analisi numerica

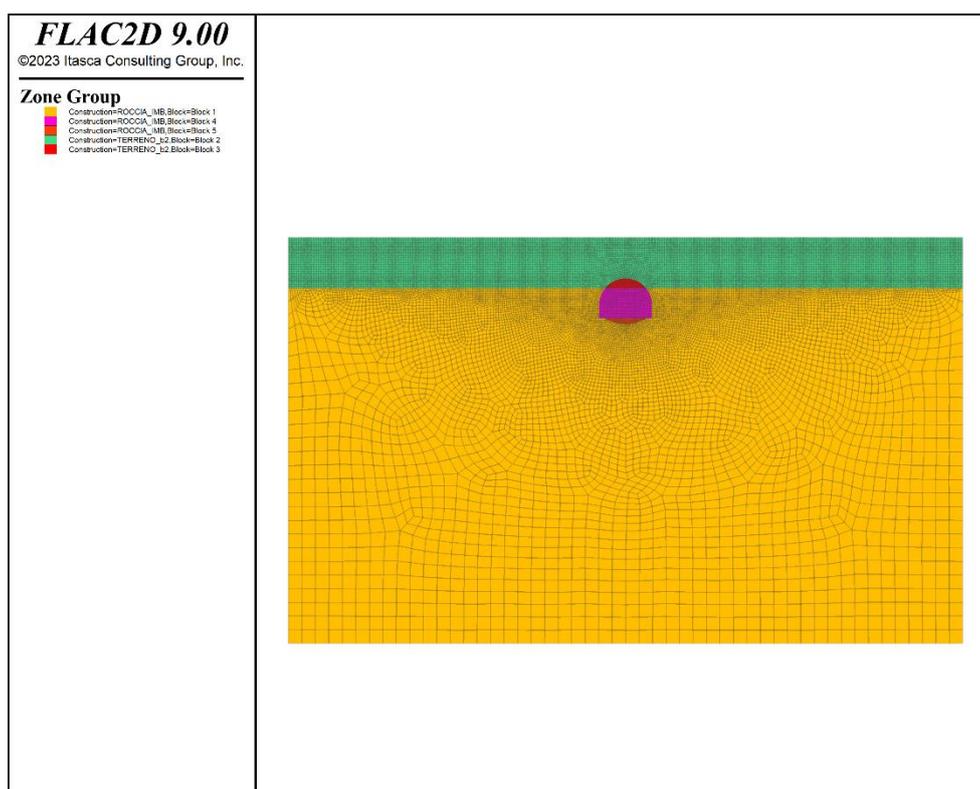


Figura 134 - Sezione C1-1_IMB - modello

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  CITIZIA <small>INGEGNERIA VANILITA AMBIENTE</small>	REV. A	FOGLIO 161 di 220
	 sinergo		 D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	Data 06/10/2023	

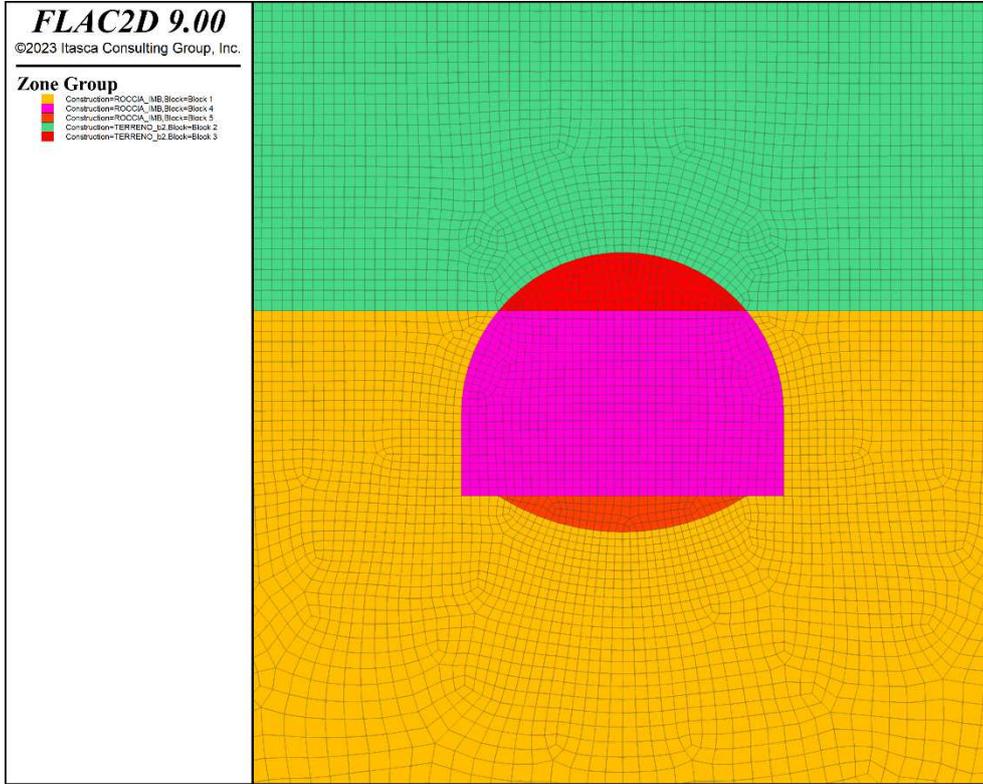


Figura 135 - Sezione C1-1_IMB - modello (zoom)

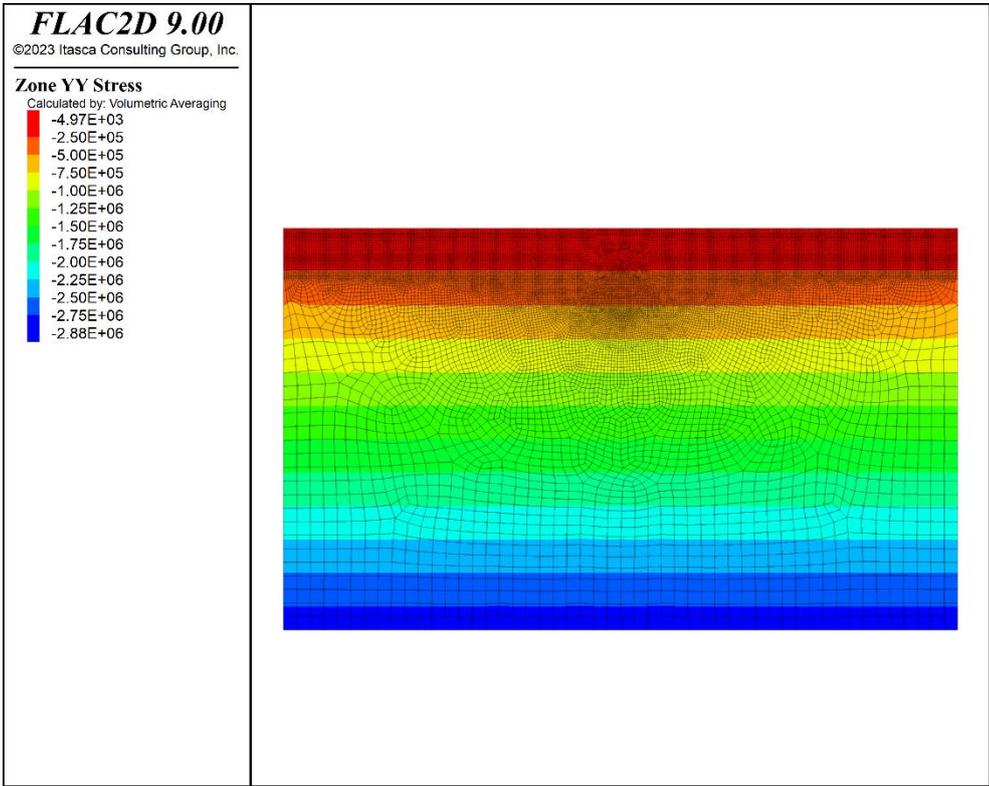


Figura 136 - Sezione C1-1_IMB - Geostatico (sforzi verticali)

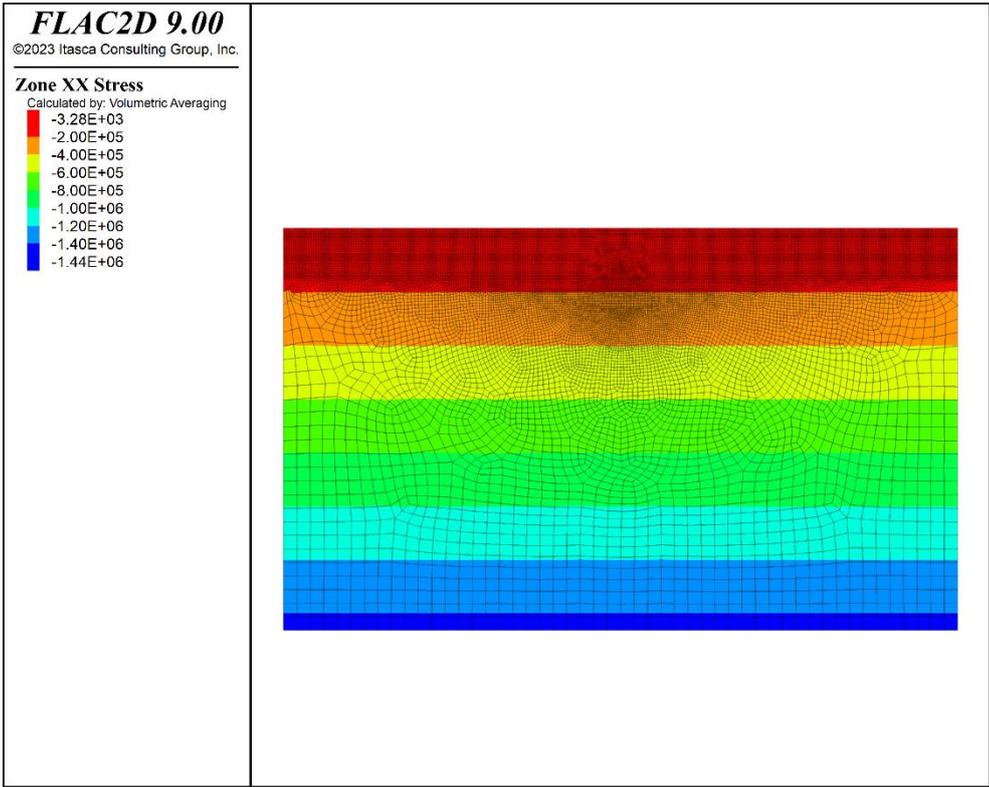


Figura 137 - Sezione C1-1_IMB - Geostatico (sforzi orizzontali)

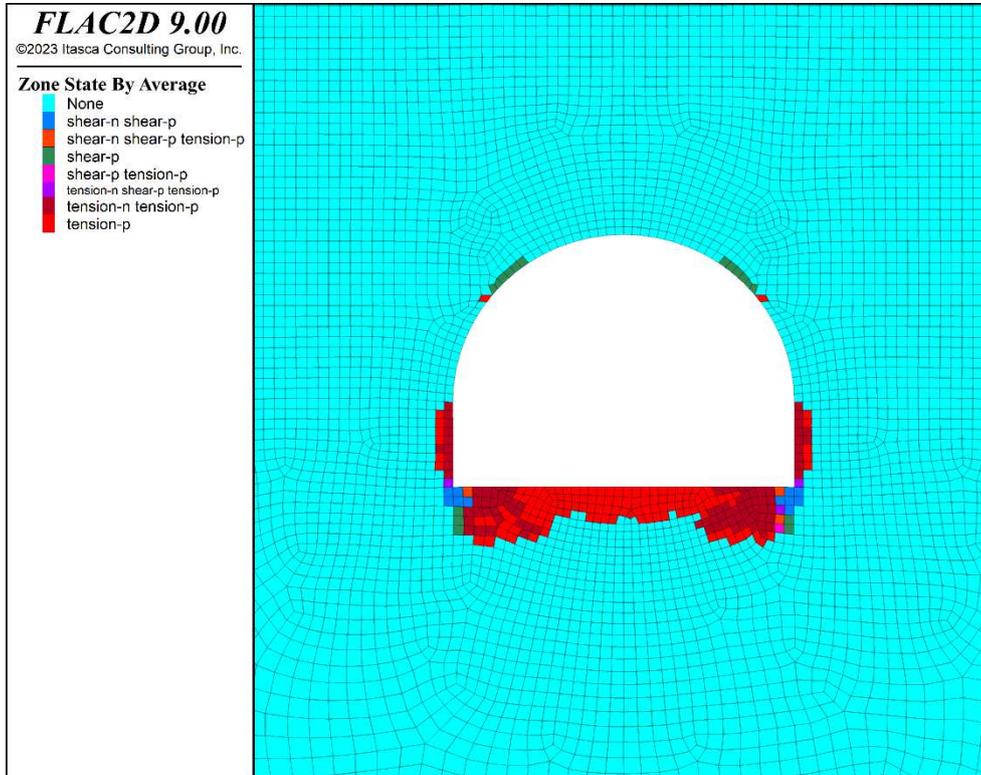


Figura 138 – Sezione C1-1_IMB - Plasticizzazioni all’installazione del rivestimento di prima fase (step 2)

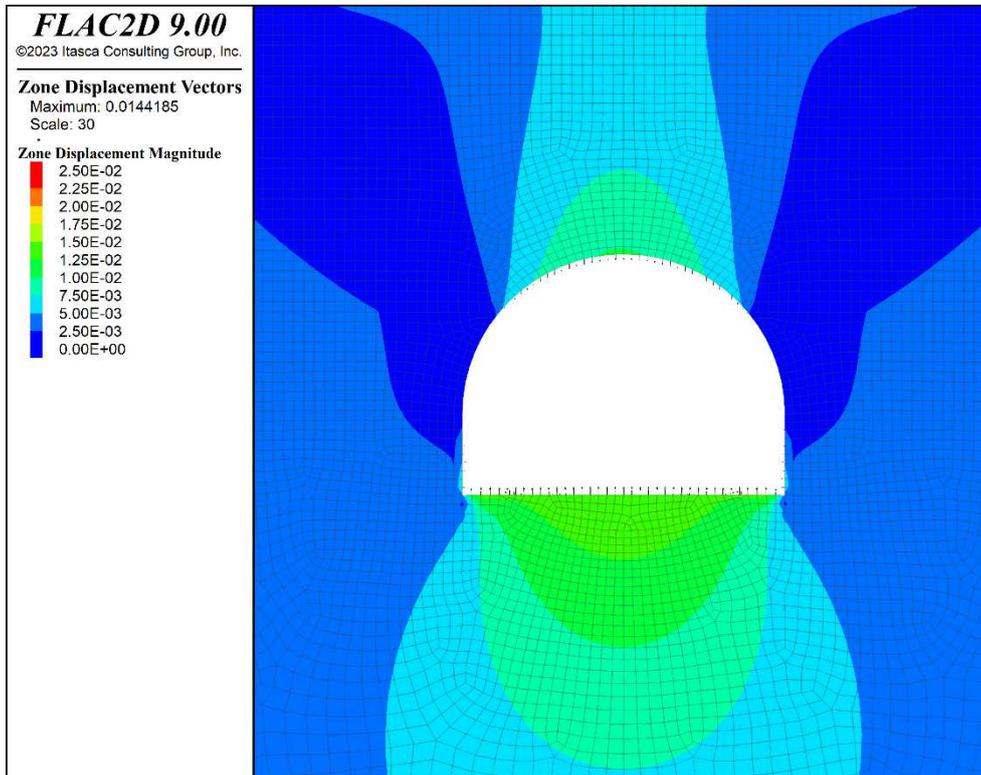


Figura 139 - Sezione C1-1_IMB – Spostamenti all’installazione del rivestimento di prima fase (step 2)

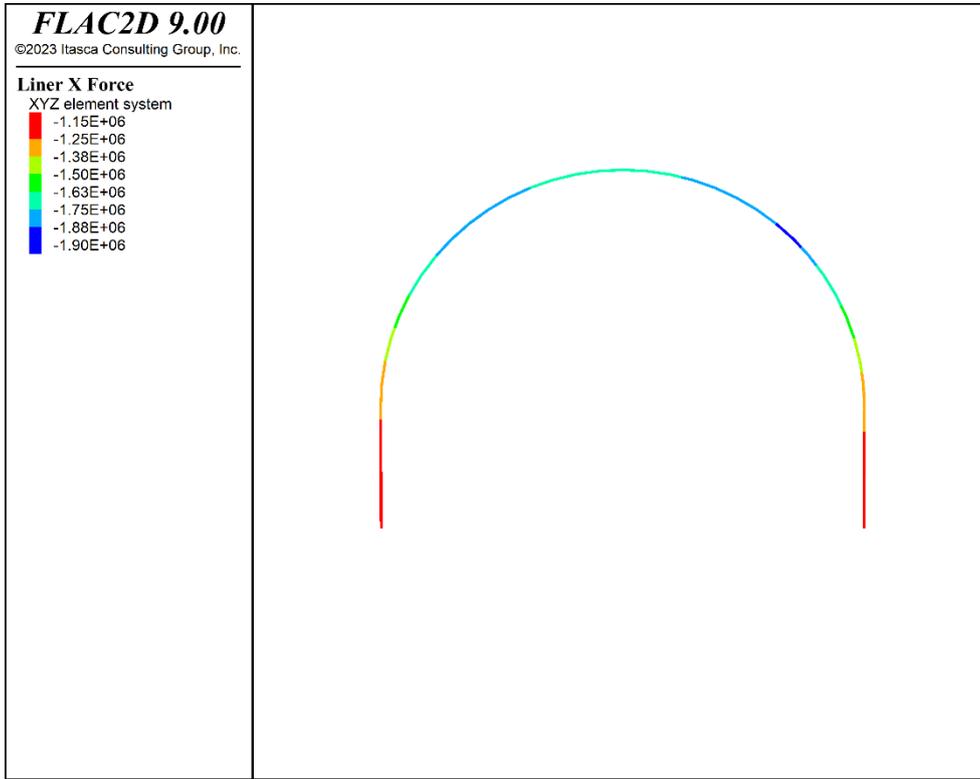


Figura 140 - Sezione C1-1_IMB – Azione assiale nel rivestimento di prima fase [N] (step 2)

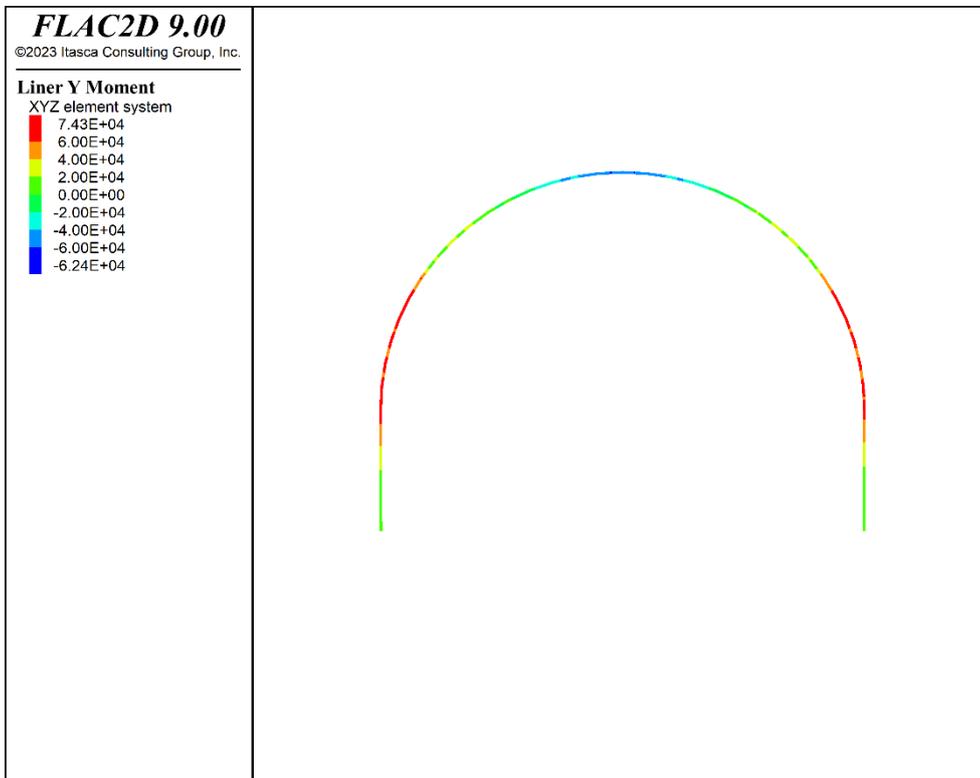


Figura 141 - Sezione C1-1_IMB – Momento nel rivestimento di prima fase [Nm] (step 2)

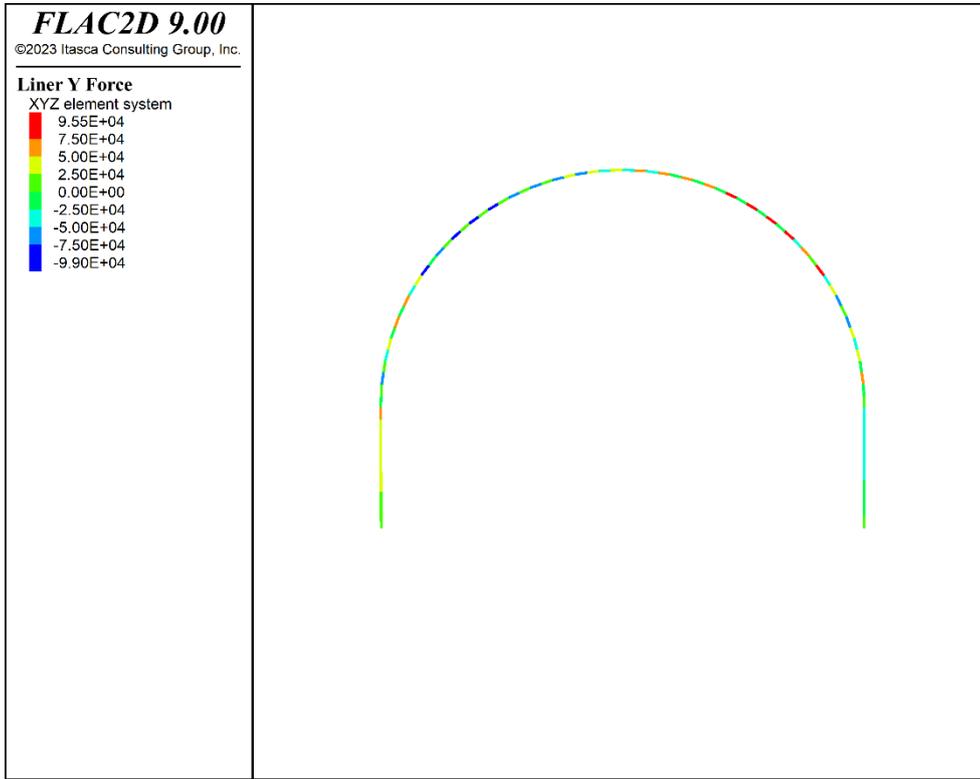


Figura 142 - Sezione C1-1_IMB – Taglio nel rivestimento di prima fase [N] (step 4)

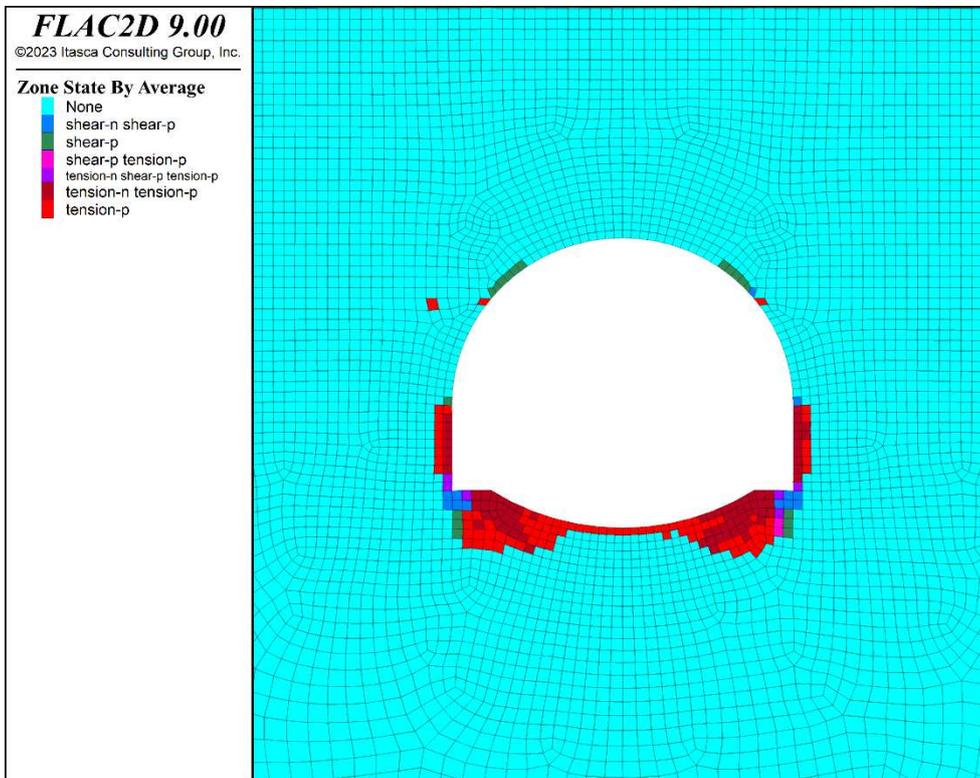


Figura 143 - Sezione C1-1_IMB - Plasticizzazioni allo scavo dell'arco rovescio (step 3)

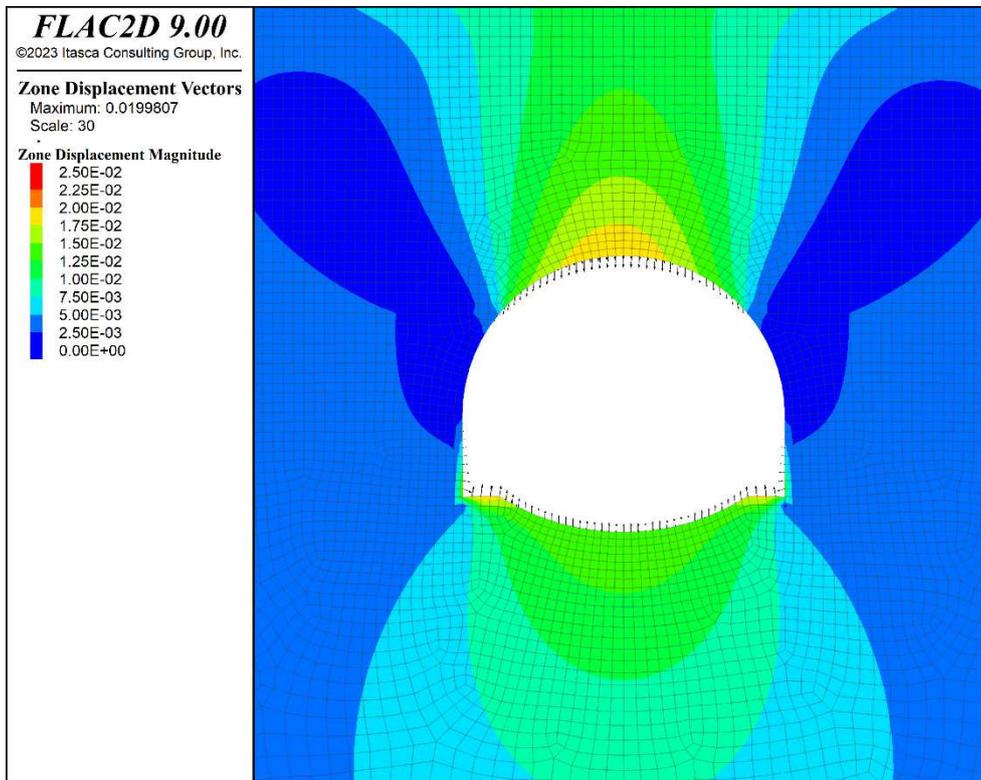


Figura 144 - Sezione C1-1_IMB - Spostamenti allo scavo dell'arco rovescio (step 3)

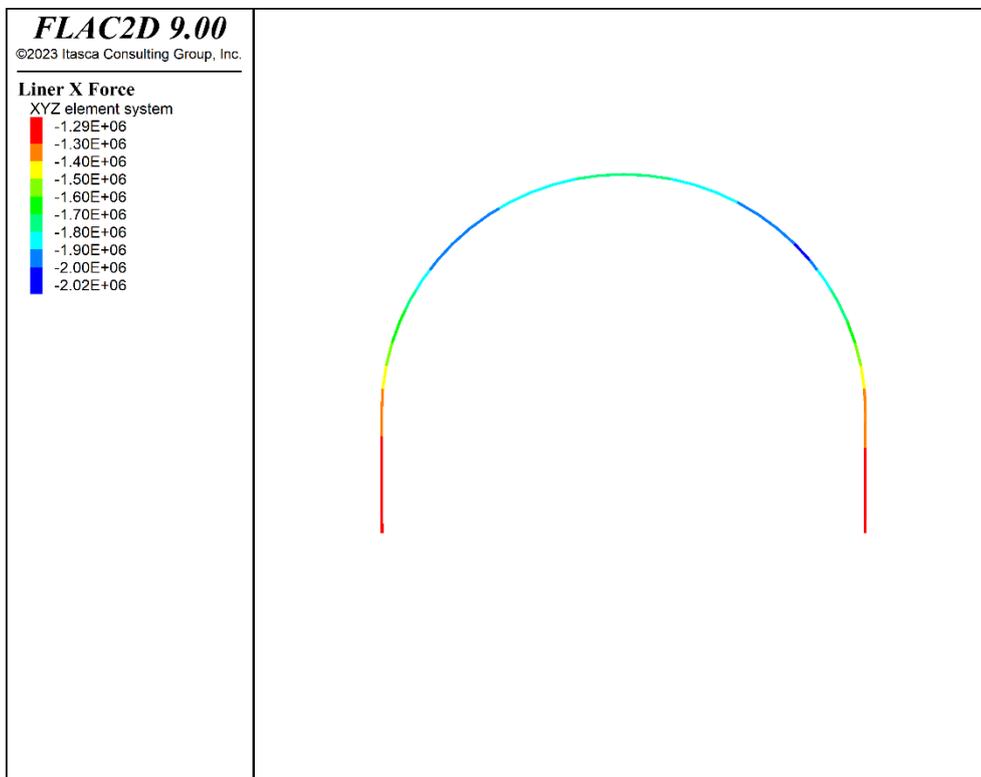


Figura 145 - Sezione C1-1_IMB - Azione assiale nel rivestimento di prima fase [N] (step 3)

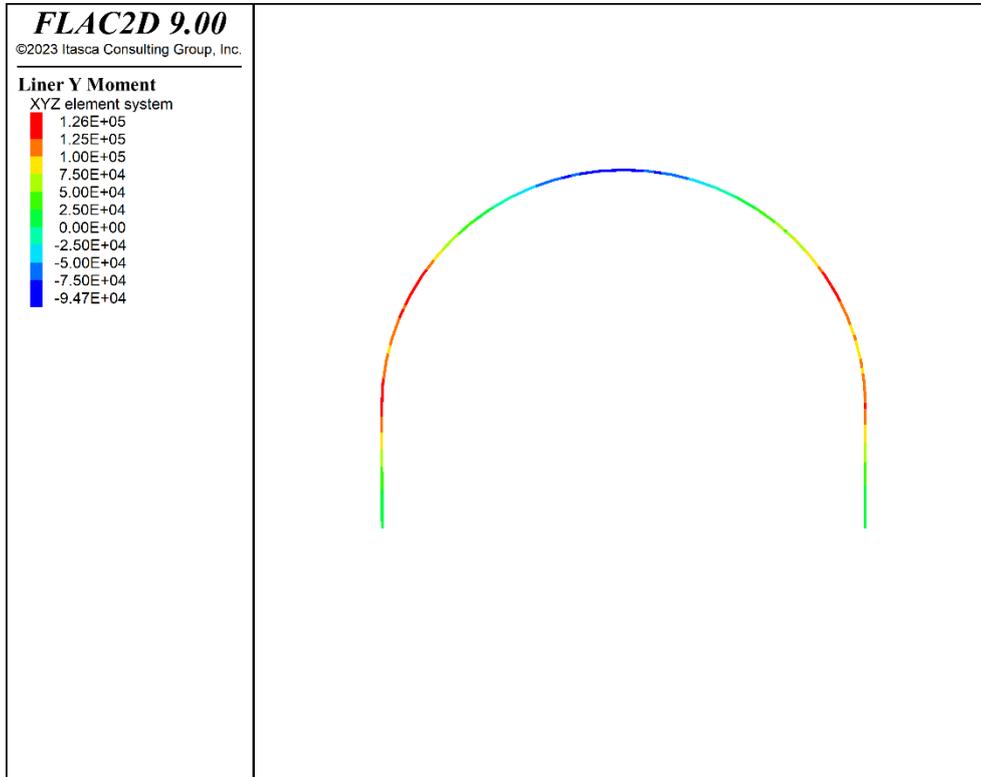


Figura 146 - Sezione C1-1_IMB – Momento nel rivestimento di prima fase [Nm] (step 3)

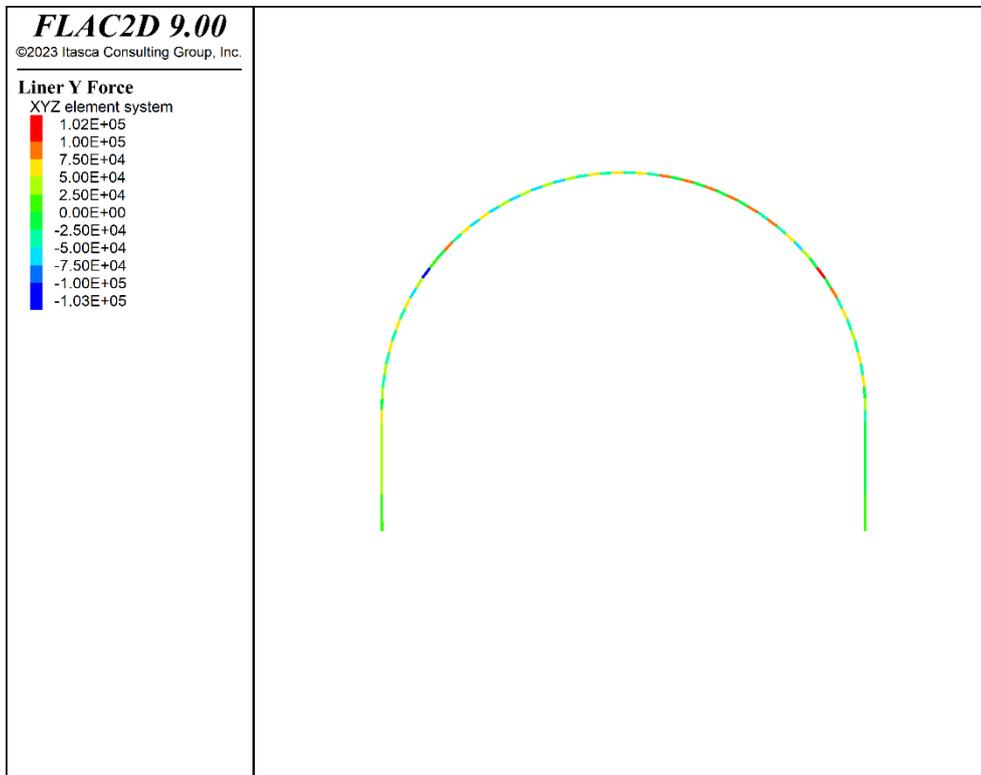


Figura 147 - Sezione C1-1_IMB – Taglio nel rivestimento di prima fase [N] (step 3)

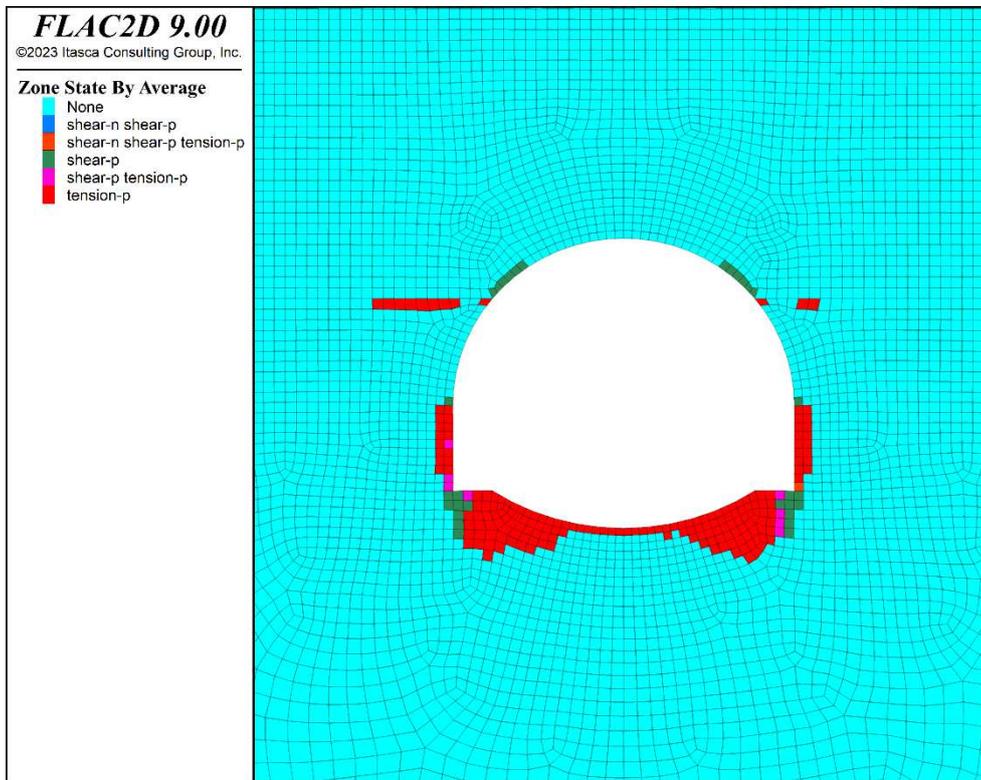


Figura 148 - Sezione C1-1_IMB - Plasticizzazioni all'installazione del rivestimento definitivo (step 4)

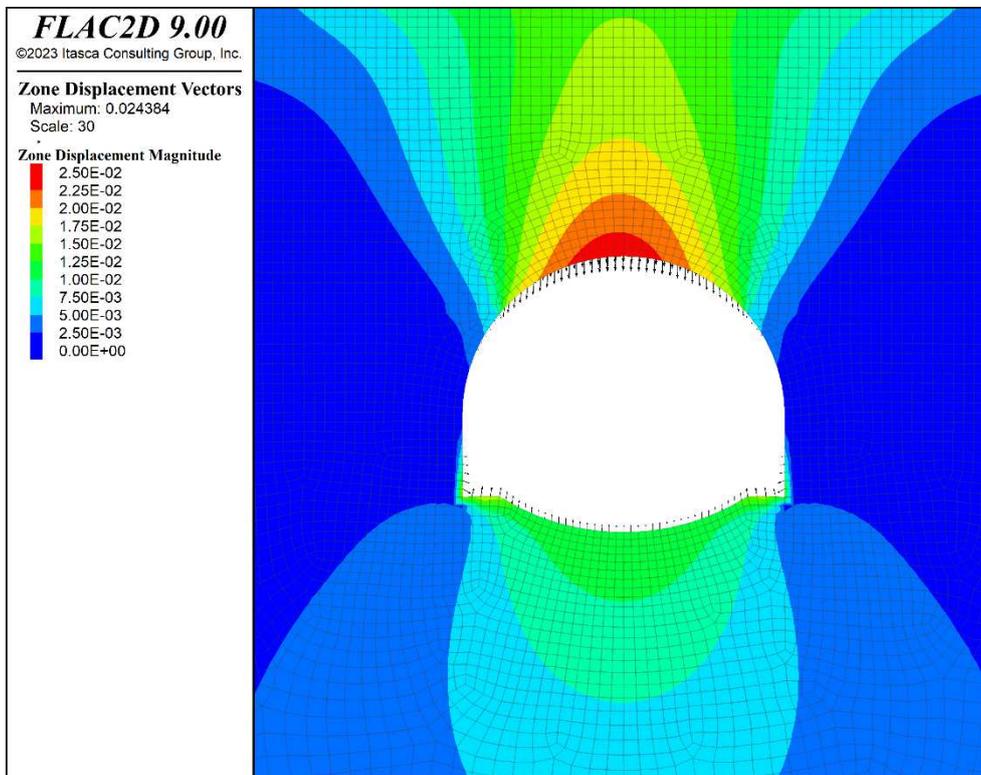


Figura 149 - Sezione C1-1_IMB - Spostamenti all'installazione del rivestimento definitivo (step 4)

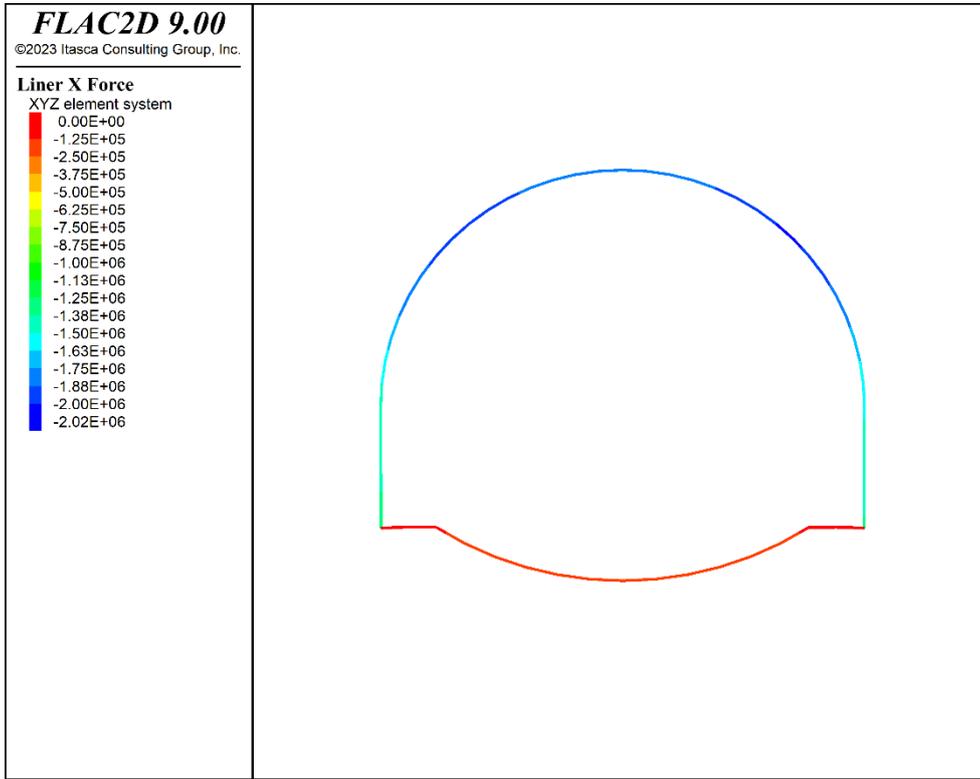


Figura 150 - Sezione C1-1_IMB – Azione assiale nel rivestimento definitivo [N] (step 4)

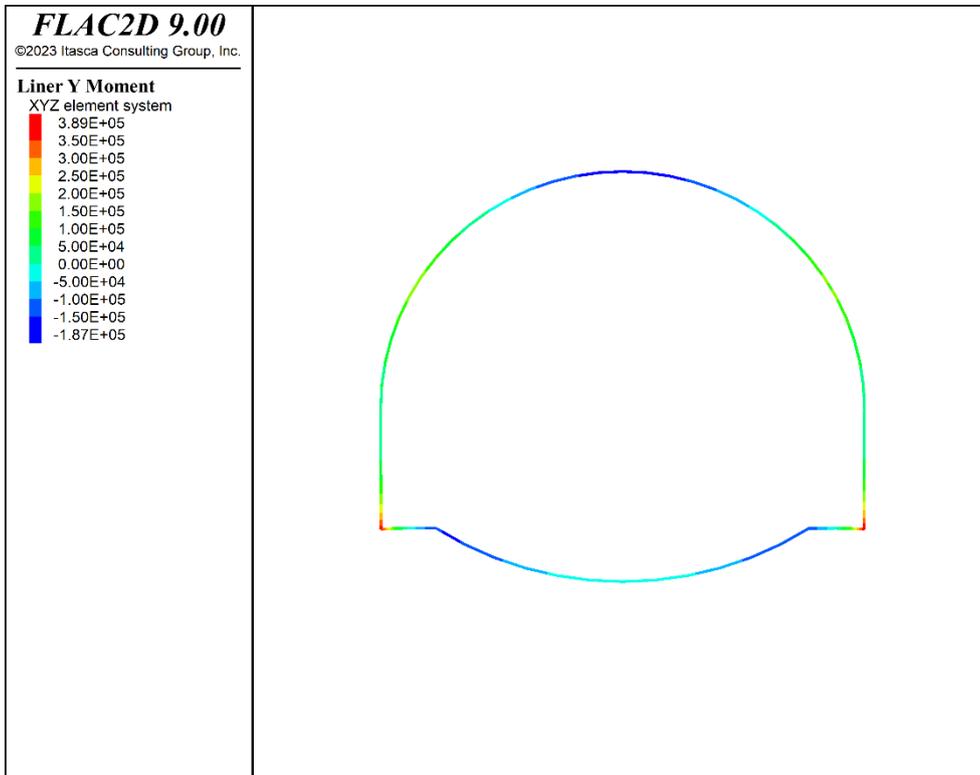


Figura 151 - Sezione C1-1_IMB – Momento nel rivestimento definitivo [Nm] (step 4)

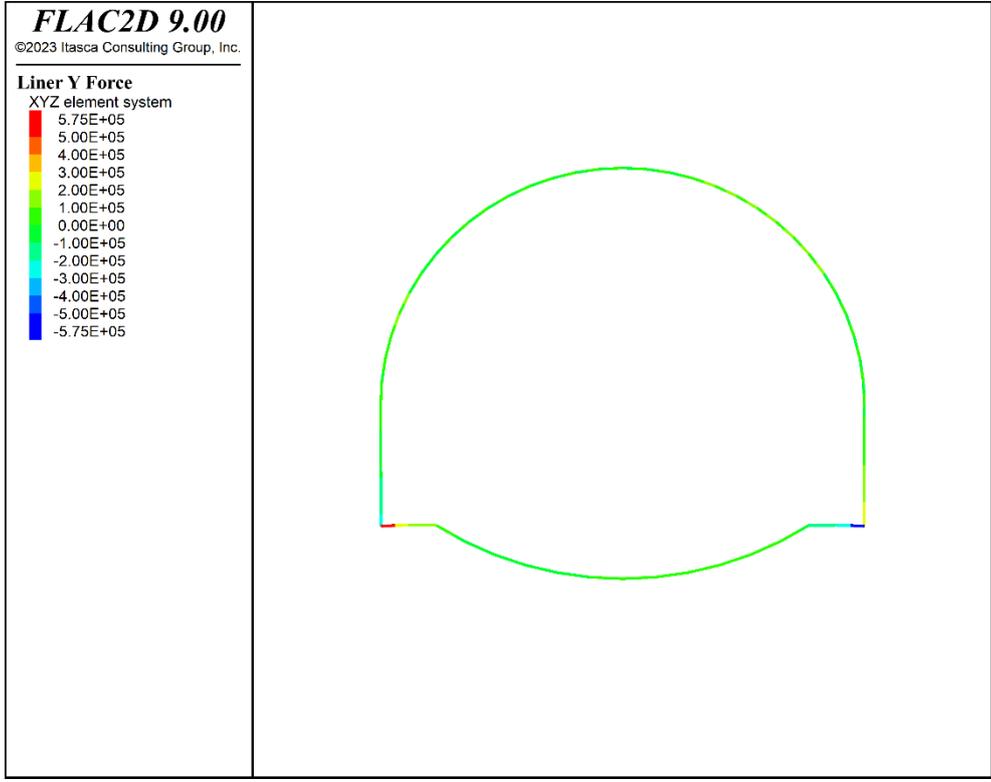


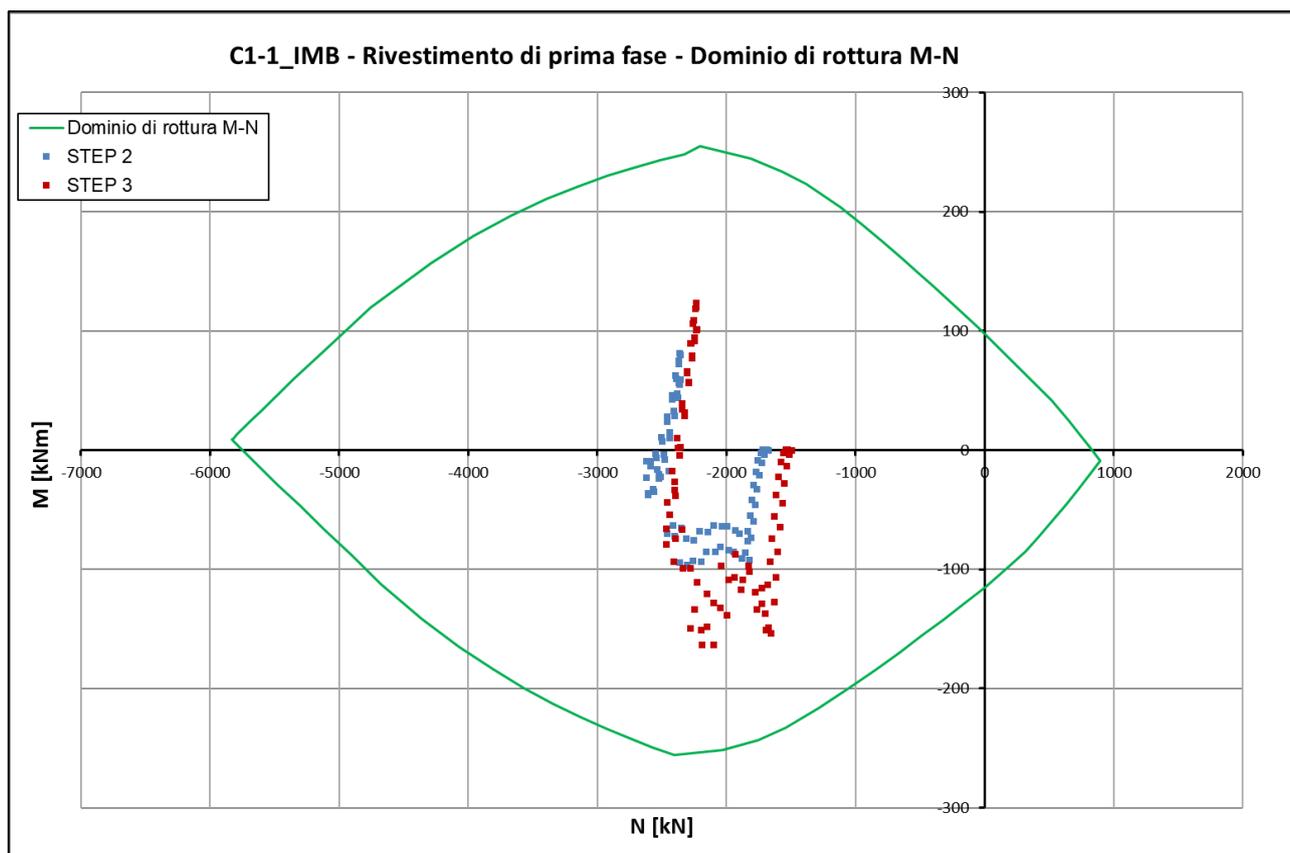
Figura 152 - Sezione C1-1_IMB – Taglio nel rivestimento definitivo [N] (step 4)

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 171 di 220
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA S.p.A. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	sinergo D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	
				Data 06/10/2023

11.5.3 Verifica del rivestimento di prima fase

Come riportato all'interno del paragrafo 7.2.5, le verifiche allo Stato Limite Ultimo del rivestimento di prima fase sono state effettuate nella combinazione di carico A1 amplificando mediante il coefficiente parziale $\gamma_G=1.30$ (relativo ai carichi permanenti sfavorevoli) le sollecitazioni ricavate dal modello numerico.

Nel grafico seguente si riporta la verifica SLU a pressoflessione del rivestimento di prima fase (sezione composta acciaio - calcestruzzo); la verifica risulta soddisfatta.



La verifica a taglio del rivestimento di prima fase è soddisfatta considerando il solo contributo delle centine (2IPN180 a passo 1 m):

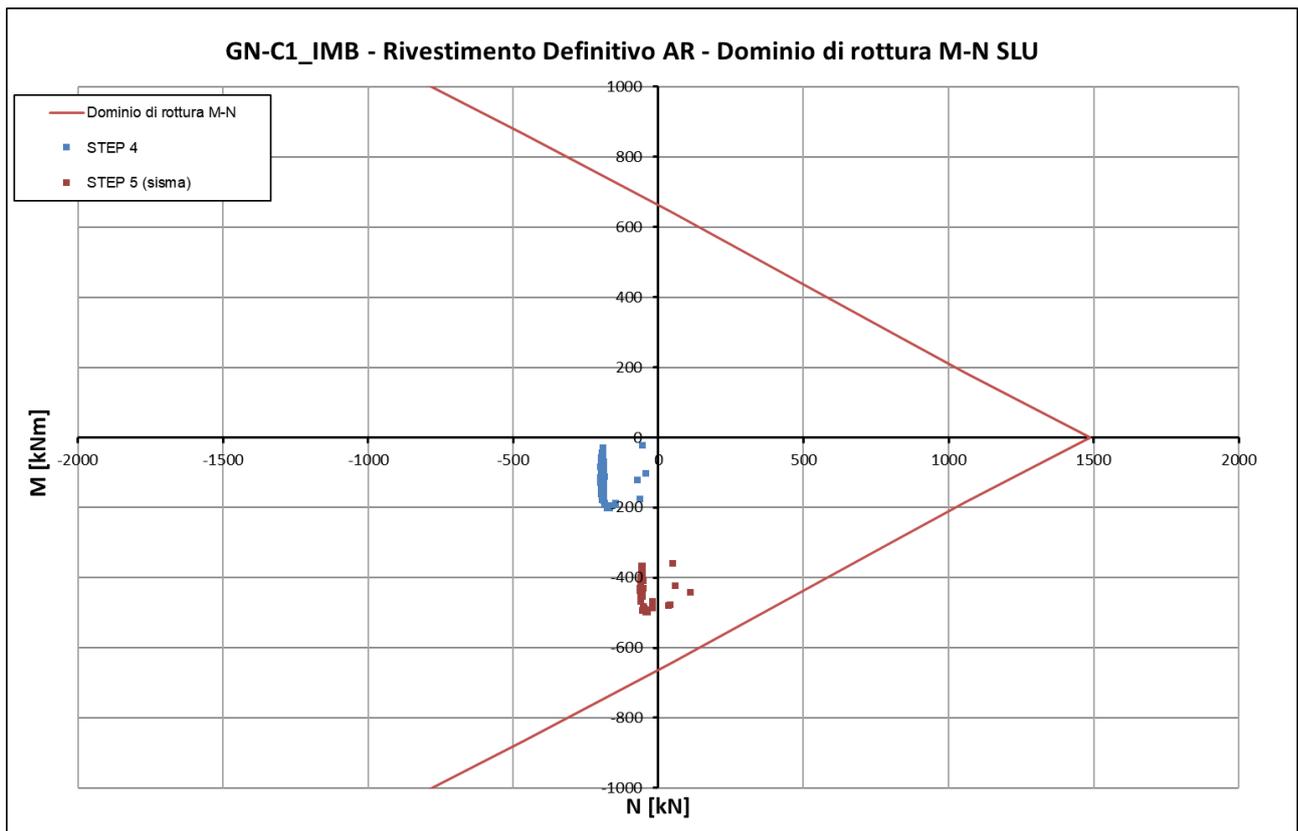
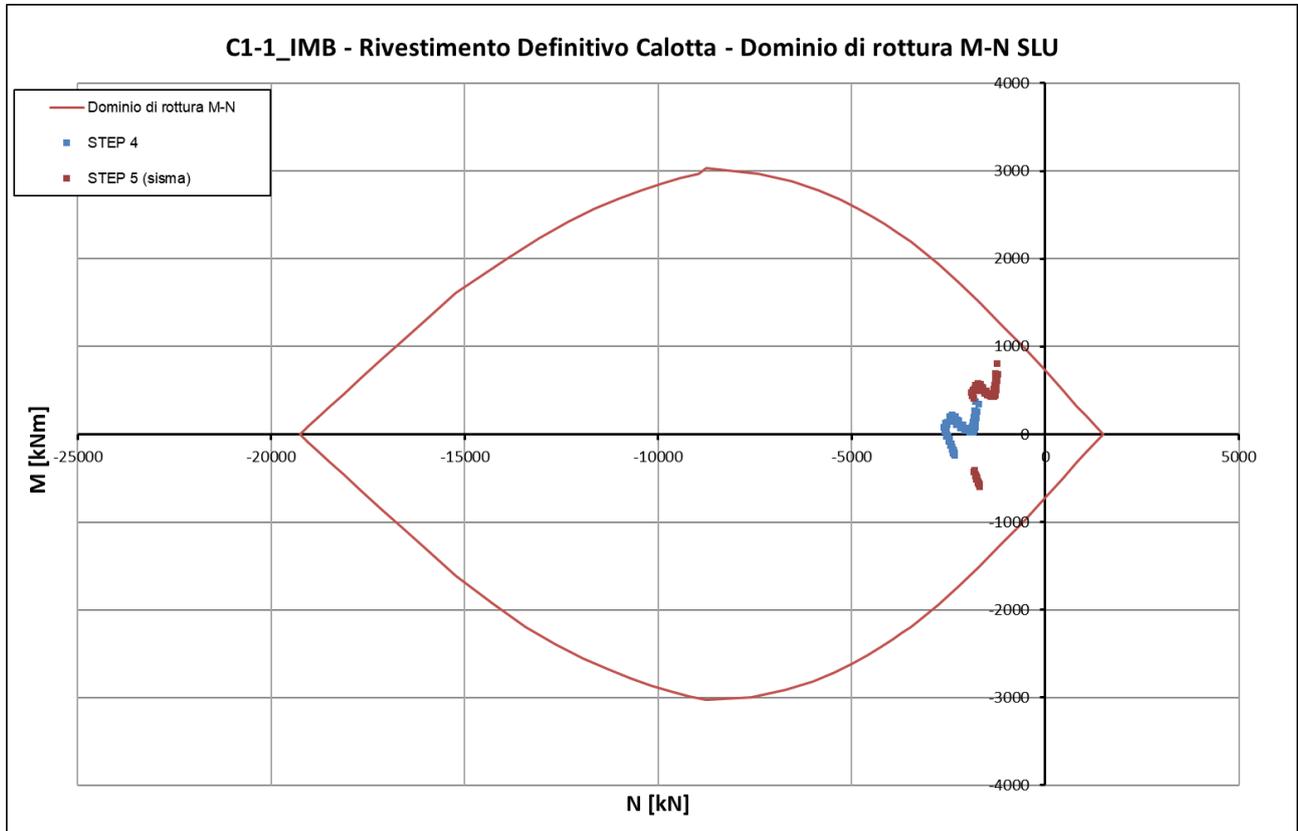
$$V_{Ed} = 134 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 196.5 \cdot 2 = 393 \text{ kN}$$

11.5.4 Verifica del rivestimento definitivo

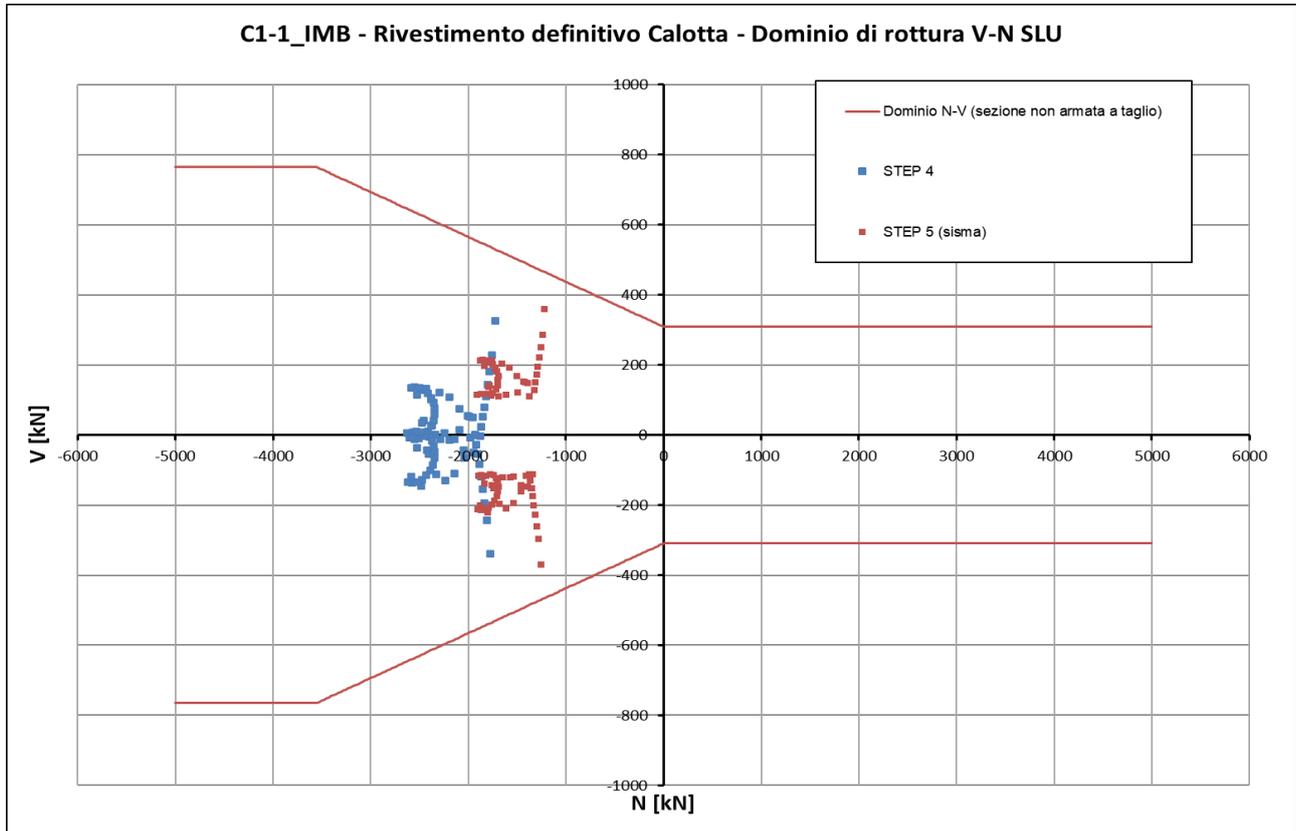
Nei grafici seguenti si riportano le verifiche allo SLU a pressoflessione del rivestimento definitivo in arco rovescio ($h=90\text{cm} + \varnothing 20/20\text{cm}$) e in calotta ($h=80\text{cm} + \varnothing 18/20\text{cm}$) in condizioni statiche e le verifiche allo SLV in condizioni sismiche; le verifiche risultano soddisfatte.

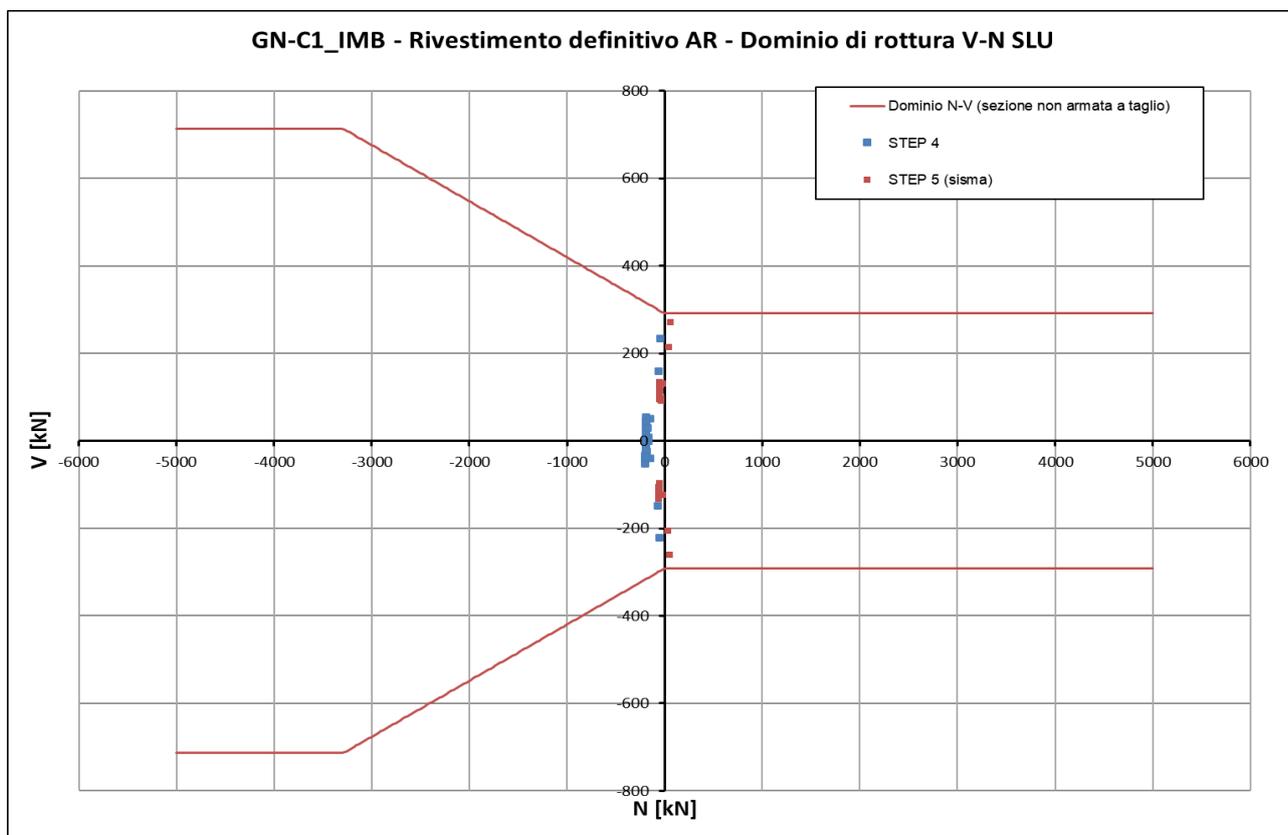
Le verifiche allo Stato Limite Ultimo del rivestimento definitivo sono state effettuate ricavando le sollecitazioni agenti sui rivestimenti dal modello numerico che tiene conto del carico d'ammasso caratteristico e successivamente amplificandole mediante il coefficiente parziale $\gamma_G=1.30$ (relativo ai carichi permanenti sfavorevoli) nella combinazione di carico A1. Le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita sono invece state effettuate considerando un coefficiente parziale $\gamma_G=1.00$.

Dal confronto fra le sollecitazioni sismiche calcolate con i metodi analitici al Paragrafo 8.2 si evince che cautelativamente le verifiche della sezione C1-1_IMB sono effettuate con riferimento all'imbocco Nord



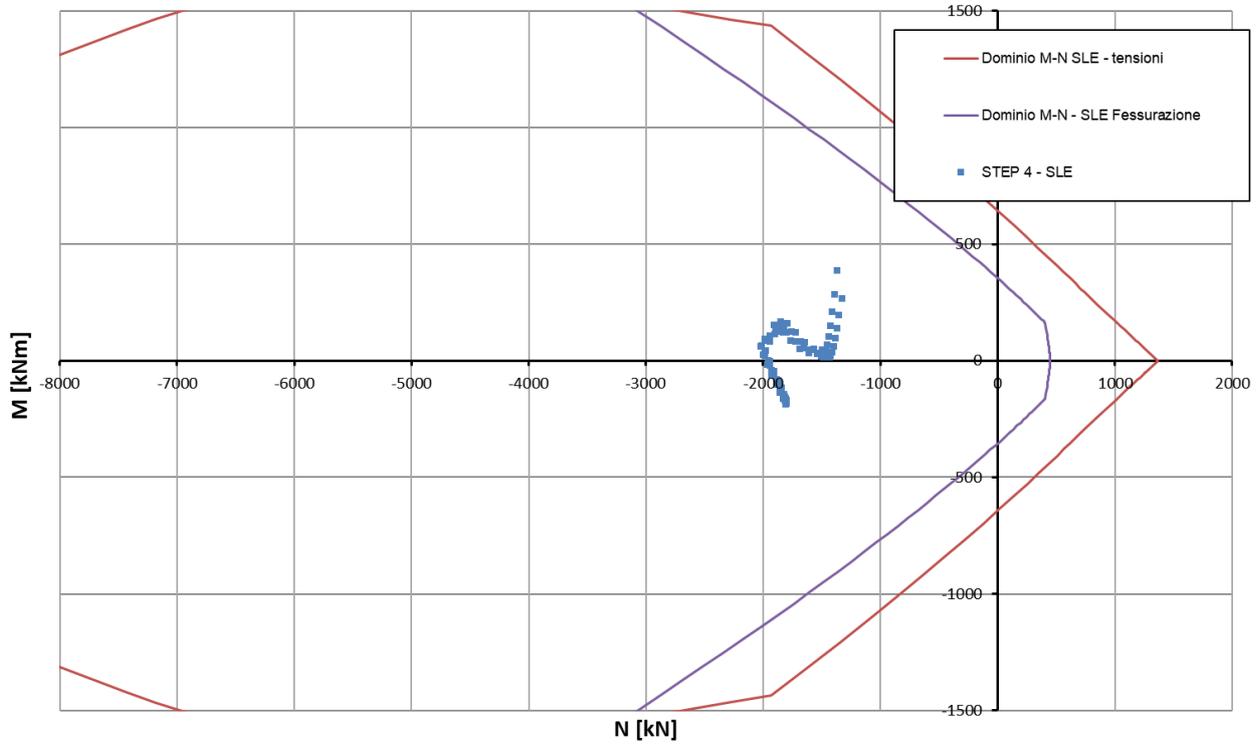
Nelle immagini seguenti si riportano i risultati delle verifiche SLU a taglio per tutti gli elementi che costituiscono il rivestimento definitivo in calotta e arco rovescio. Le verifiche sono condotte per sezioni non armate a taglio e risultano soddisfatte.



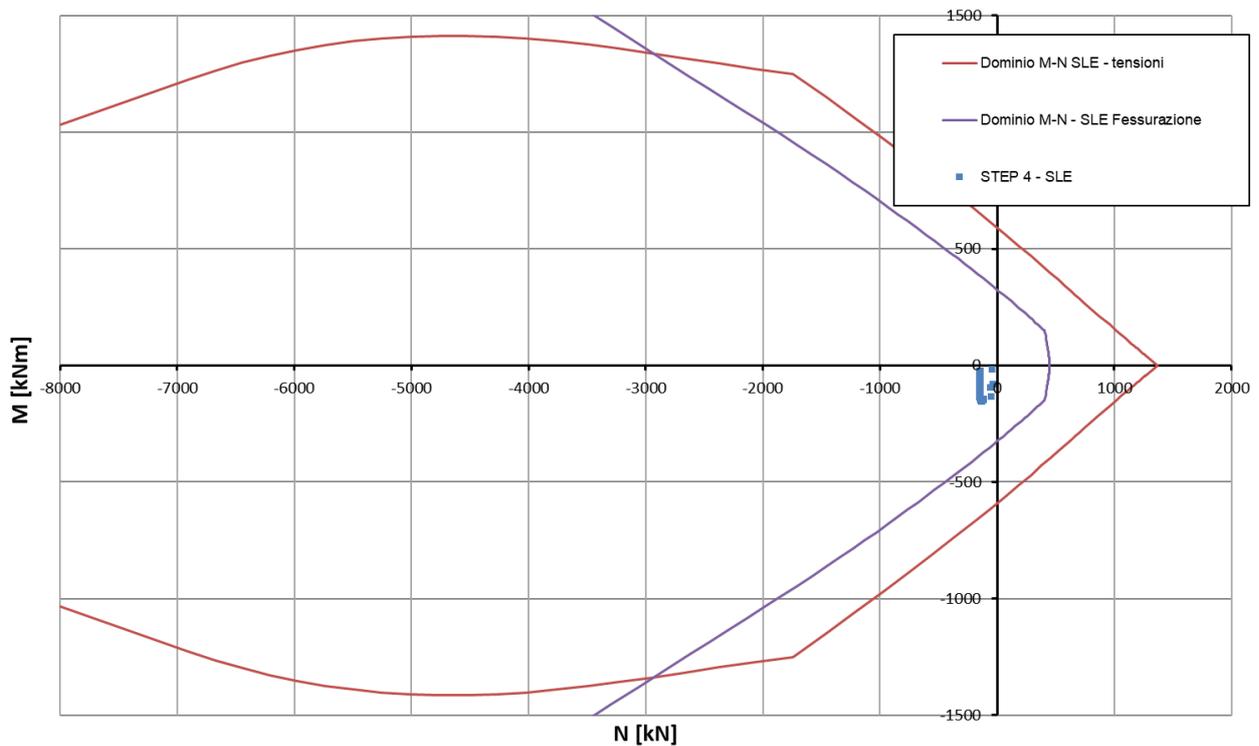


Nella seguente immagine si riportano i risultati delle verifiche allo SLE di limitazione delle tensioni e di fessurazione per tutti gli elementi del rivestimento definitivo ($\sigma_c < 13.1MPa$, $\sigma_s < 360MPa$ e $w_k < w_{lim} = 0.3mm$); le verifiche risultano soddisfatte.

GN-C1_IMB - Rivestimento definitivo Calotta - Dominio di rottura M-N SLE



GN-C1_IMB - Rivestimento definitivo AR - Dominio di rottura M-N SLE



11.6 Sezione PS-A2

11.6.1 Analisi assialsimmetrica 2D-GRC

Si riportano nel seguito i risultati dell'analisi numerica assialsimmetrica 2D-GRC.

Dal momento che non sono previsti interventi di consolidamento radiale, nel modello numerico alle zone denominate "Cons_Contorno" sono stati assegnati gli stessi parametri dell'ammasso

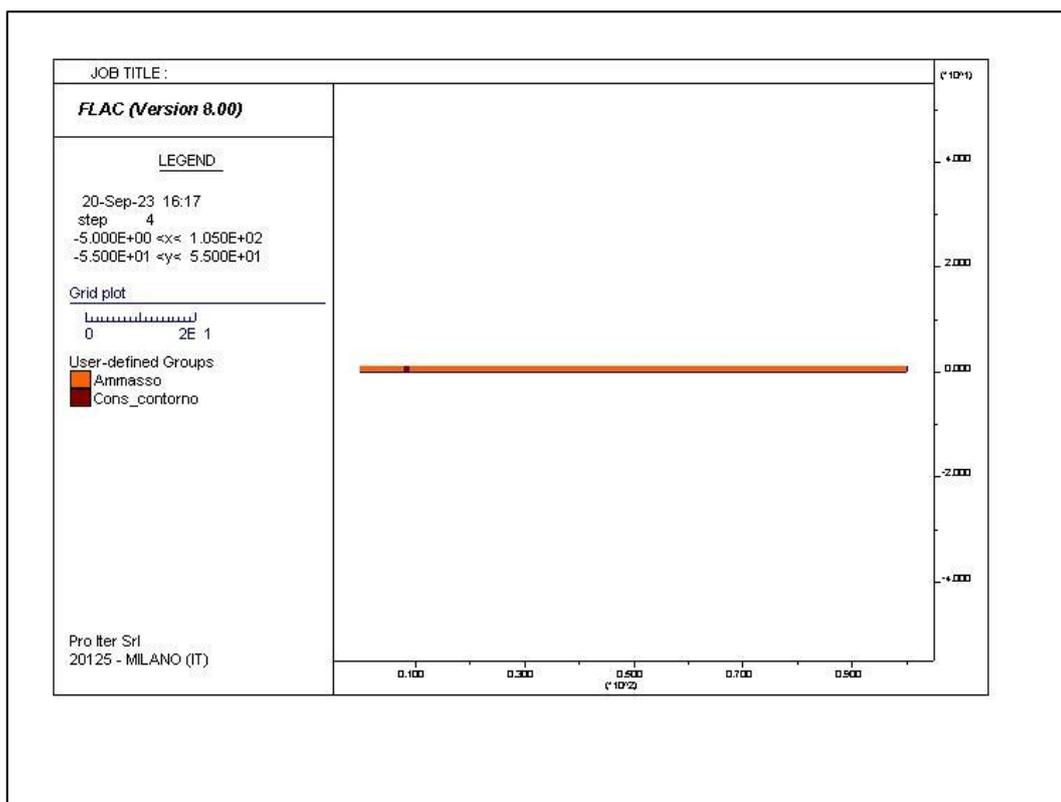


Figura 153 - Sezione PS-A2 – Analisi 2D-GRC. Modello di calcolo

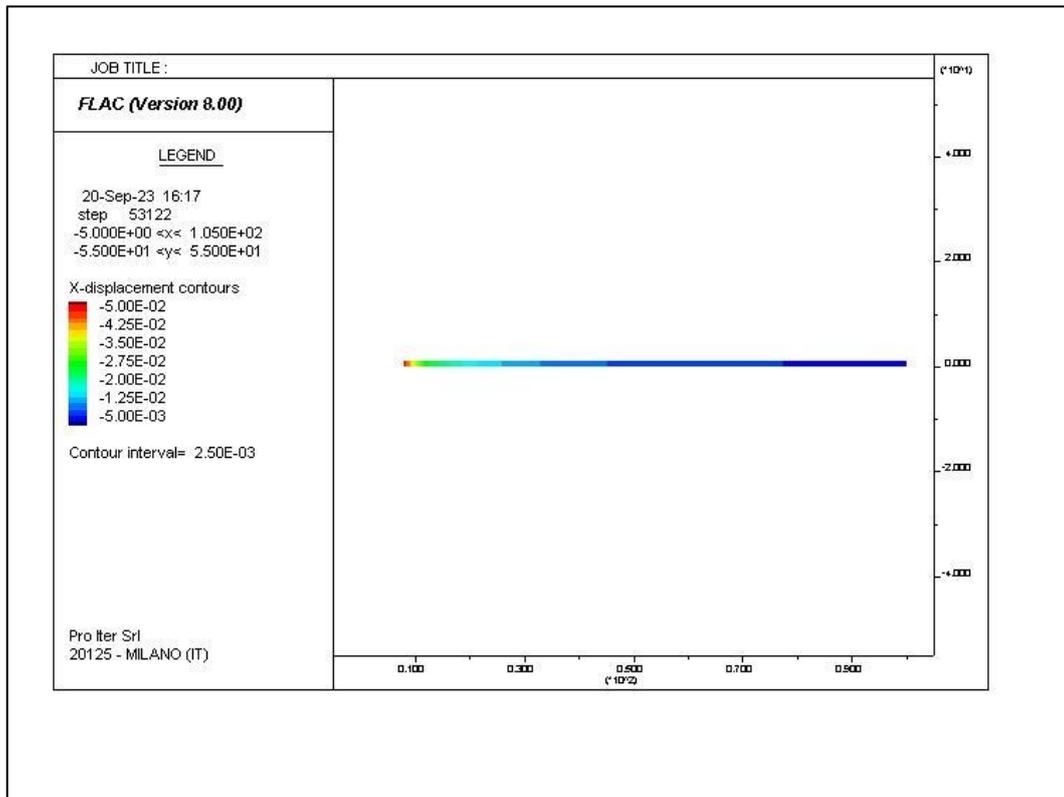


Figura 154 - Sezione PS-A2 – Analisi 2D-GRC. Convergenza radiale [m] per FFS=0.0%

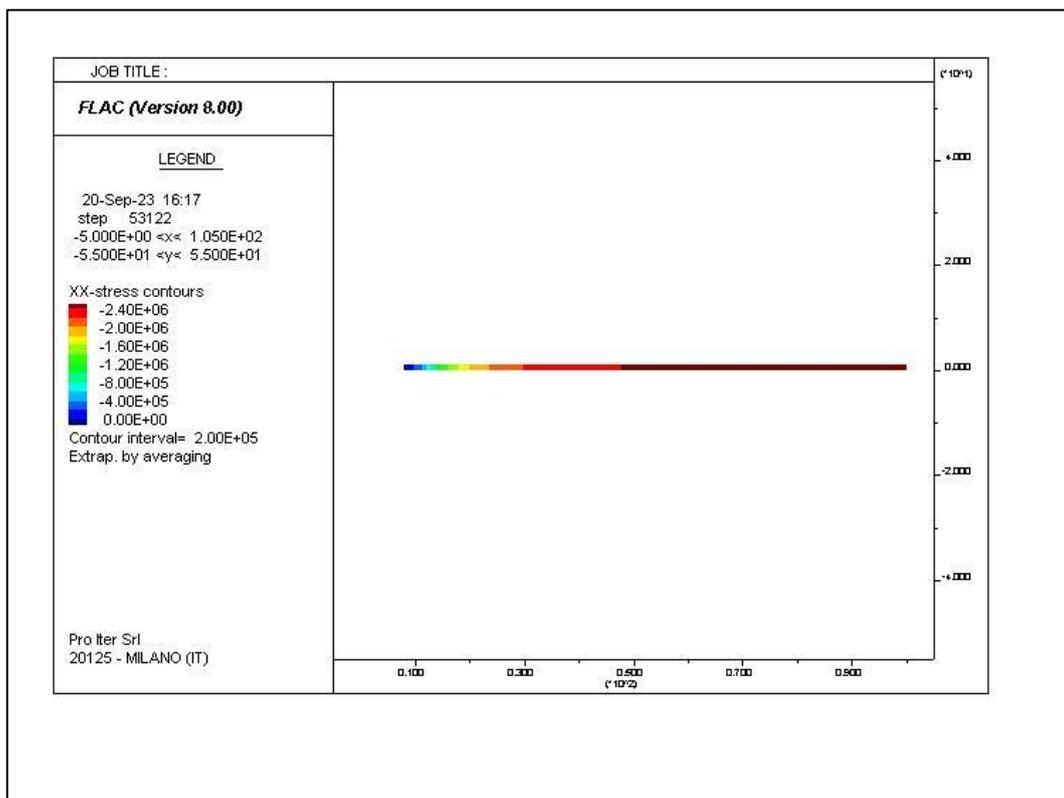


Figura 155 - Sezione PS-A2 – Analisi 2D-GRC. Pressione radiale [Pa] per FFS=0.0%

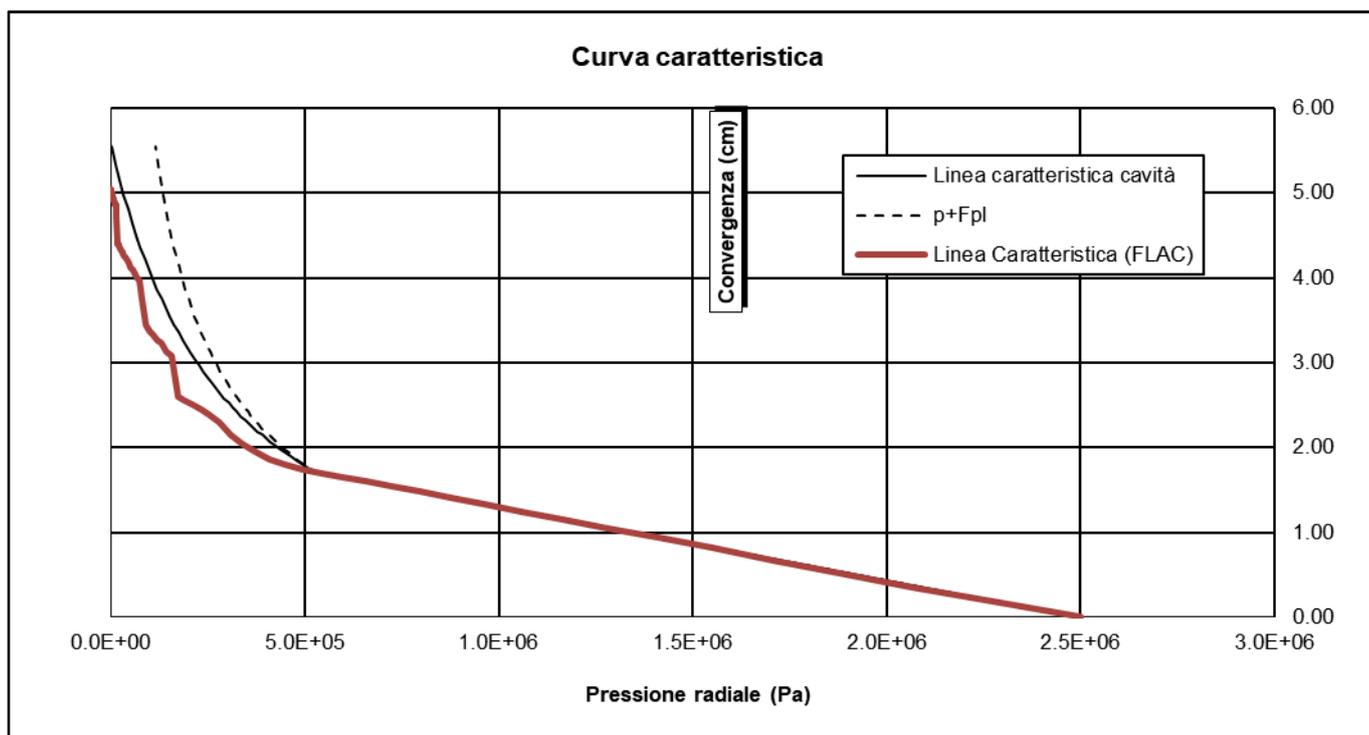


Figura 156 - Sezione PS-A2 – Analisi 2D-GRC. Curva Caratteristica2

11.6.2 Analisi assialsimmetrica 2D-LPD

Si riportano nel seguito i risultati dell'analisi numerica assialsimmetrica 2D-GRC.

Dal momento che non sono previsti interventi di consolidamento radiale e sul fronte, nel modello numerico alle zone denominate "Cons_contorno" e "Cons_frente" sono stati assegnati gli stessi parametri dell'ammasso

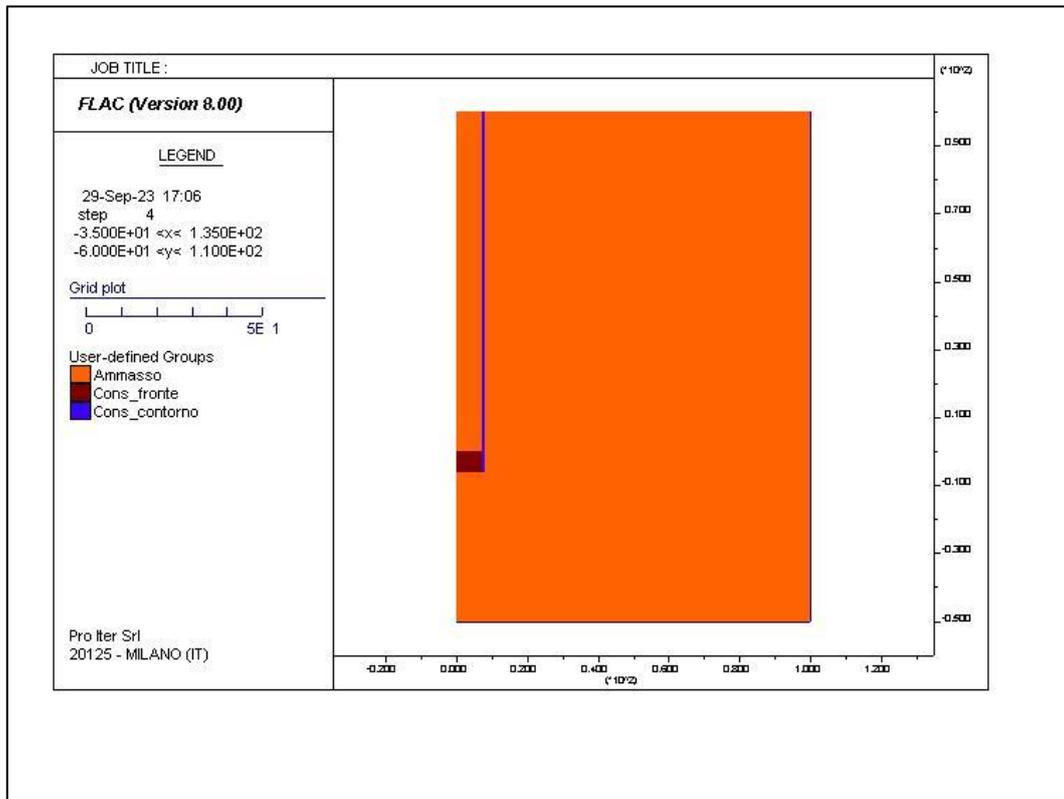


Figura 157 - Sezione PS-A2 – Analisi 2D-LDP. Modello di calcolo

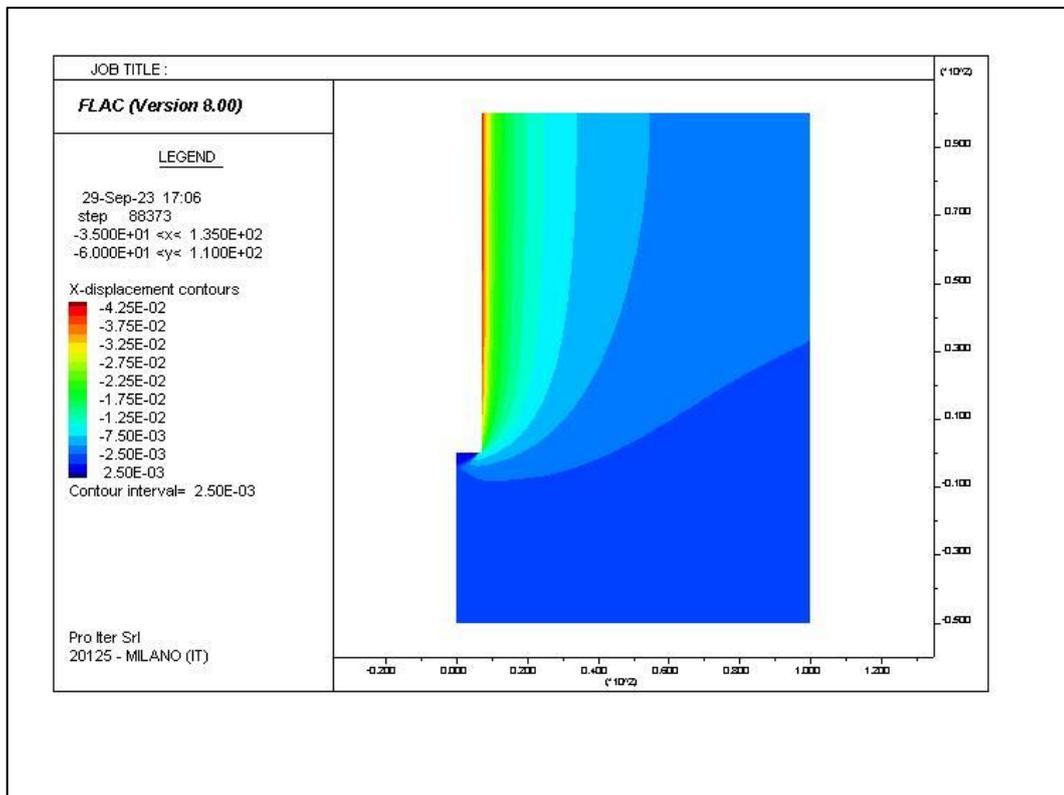


Figura 158 - Sezione PS-A2 – Analisi 2D-LDP. Convergenza radiale [m]

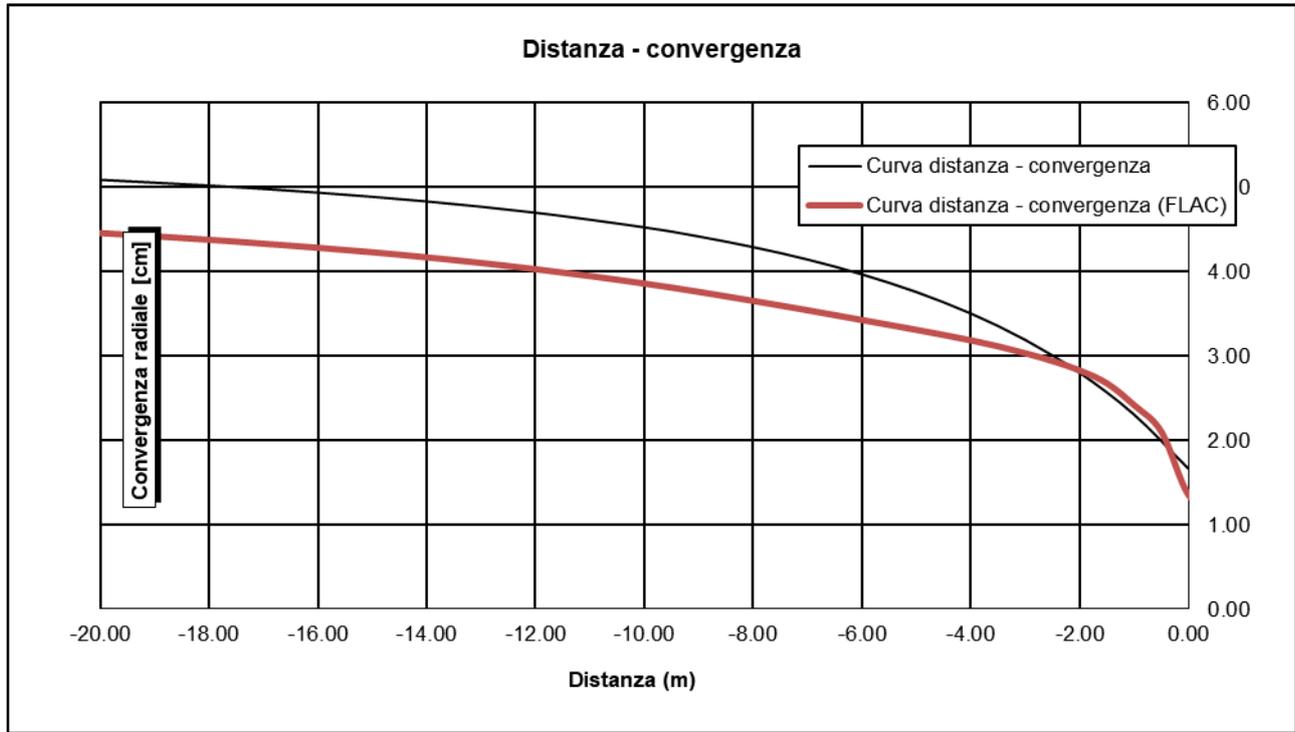


Figura 159 - Sezione PS-A2 – Analisi 2D-LDP. Convergenza radiale in funzione della distanza dal fronte

11.6.3 Forze Fittizie di Scavo



Figura 160 - Sezione PS-A2 – Forze Fittizie di Scavo

11.6.4 Caratteristiche dei rivestimenti

Per la modellazione numerica delle fasi di scavo e realizzazione della sezione PS-A2 sono stati modellati il rivestimento di prima fase e il rivestimento definitivo.

Si riportano del seguito le proprietà di ciascun elemento strutturale del rivestimento di prima fase adottate nell'analisi.

Elemento Strutturale	Spessore	Armatura	Elemento modellato	Rigidezza assiale EA	Rigidezza flessionale EI
Betoncino	35 cm	2*IPN220 a passo 1.5m	liner	13000 MN/m	129.9 MPa/m

Si riportano del seguito le proprietà di ciascun elemento strutturale del rivestimento definitivo adottate nell'analisi.

Elemento Strutturale	Spessore	Armatura	Elemento modellato	Rigidezza assiale EA	Rigidezza flessionale EI
Calotta	70 cm	-	liner	23762 MN/m	970 MPa/m
Arco Rovescio	80 cm	ø18/20cm	liner	27157 MN/m	1448 MPa/m

11.6.5 Risultati dell'analisi numerica

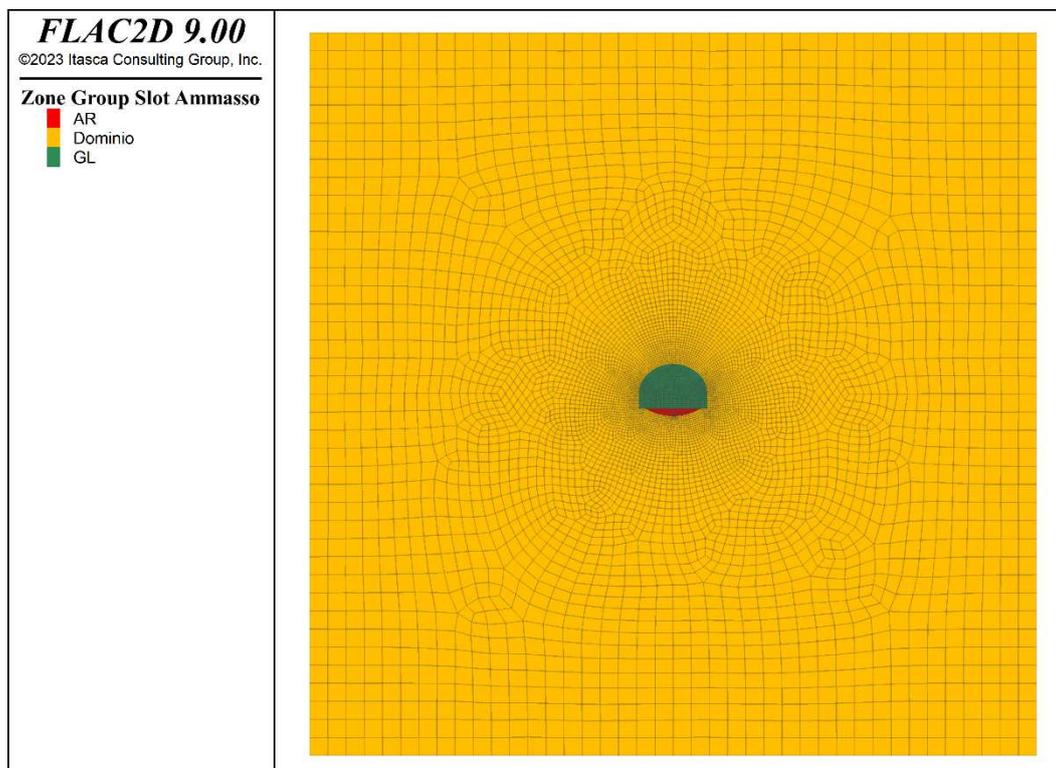


Figura 161 - Sezione PS-A2 - modello

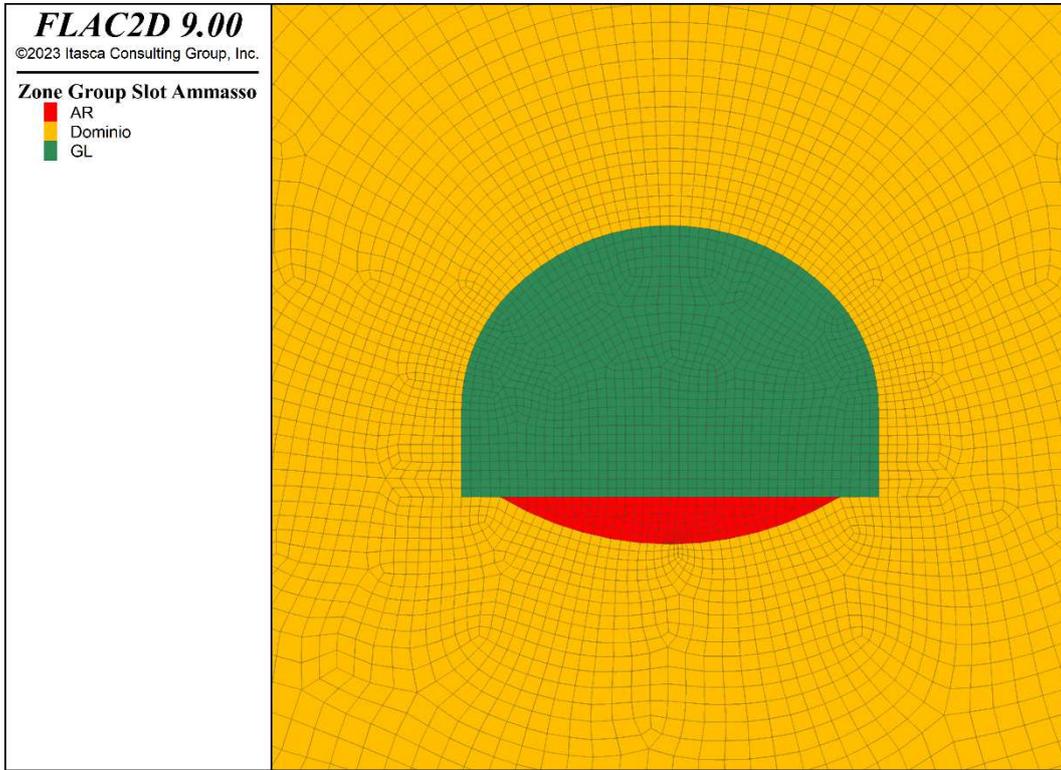


Figura 162 - Sezione PS-A2 - modello (zoom)

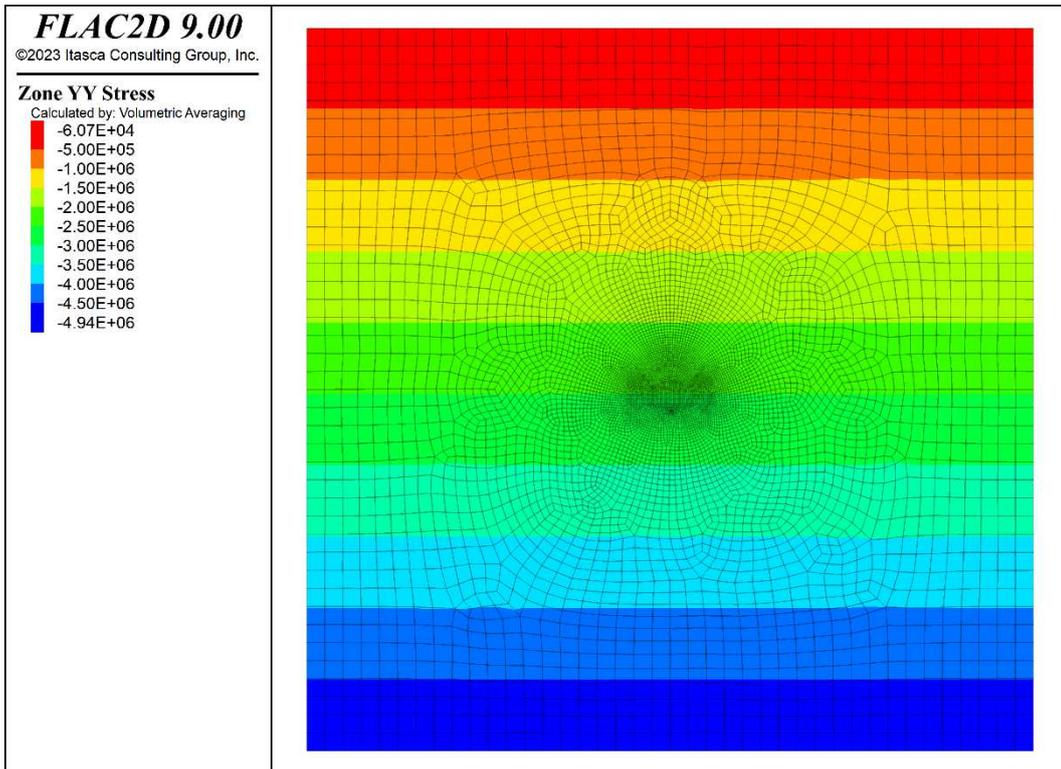


Figura 163 - Sezione PS-A2 - Geostatico (sforzi verticali)

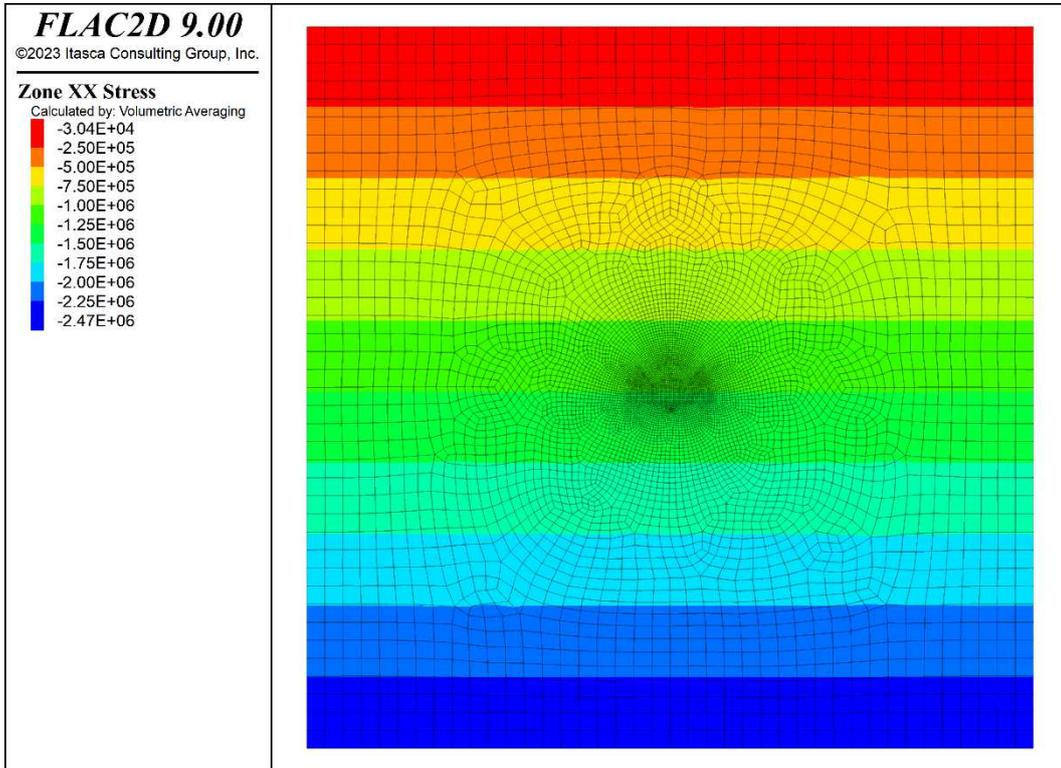


Figura 164 - Sezione PS-A2 - Geostatico (sforzi orizzontali)

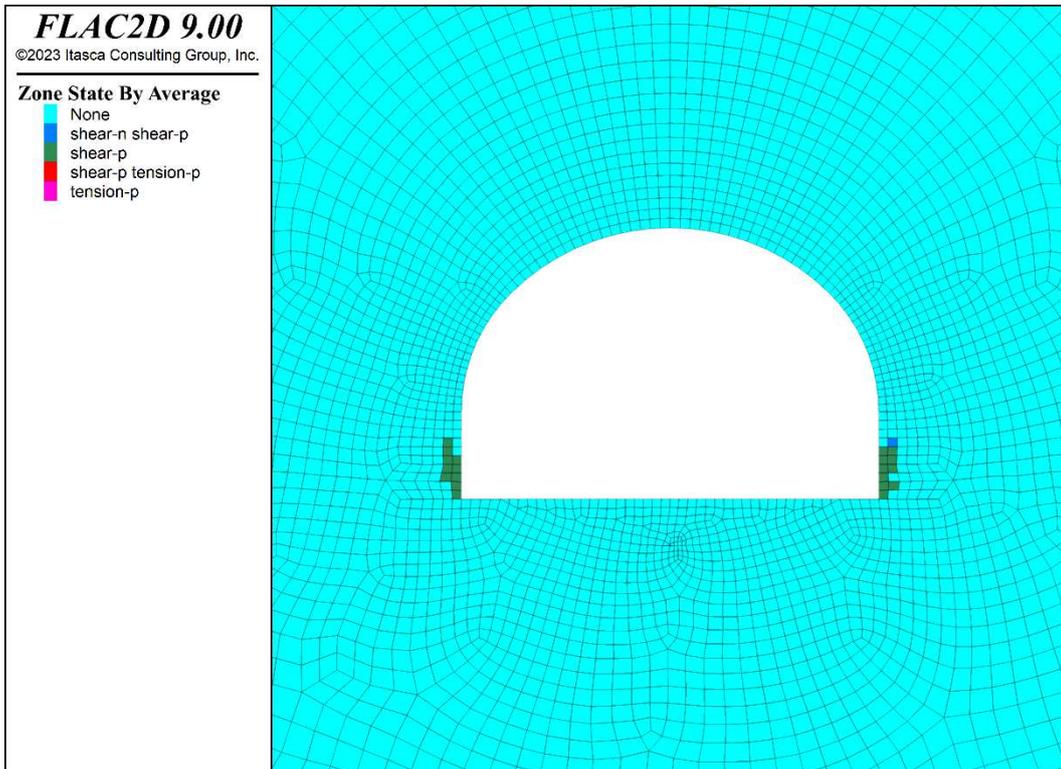


Figura 165 - Sezione PS-A2 - Plasticizzazioni al fronte (step 2)

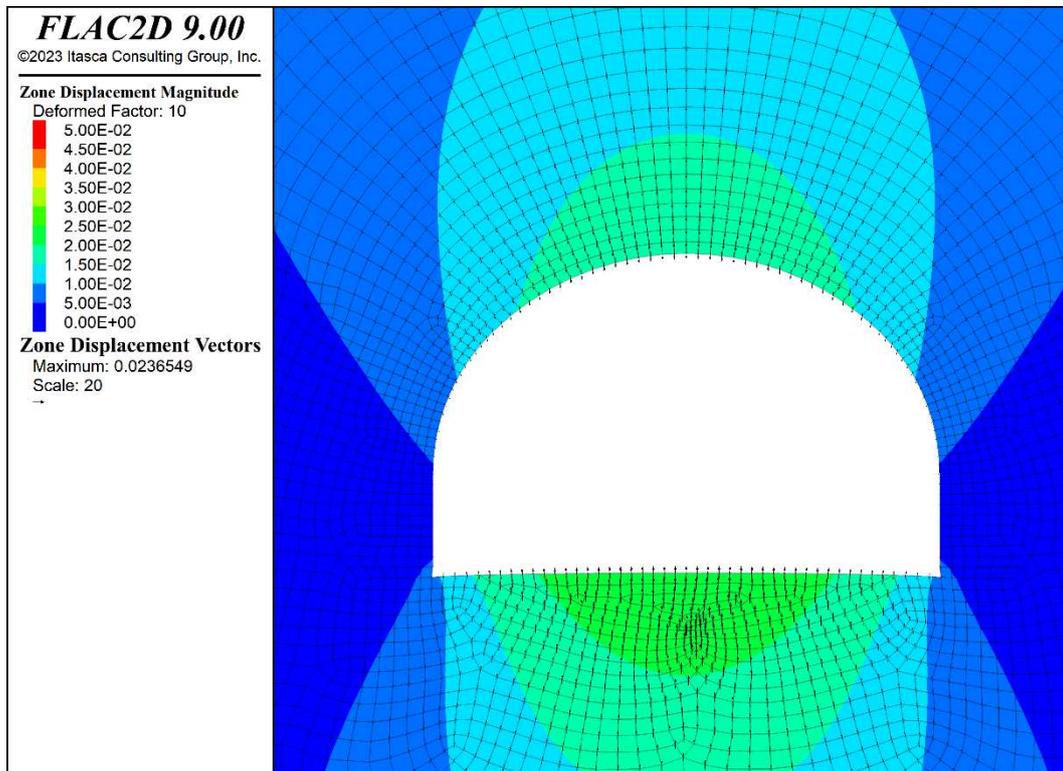


Figura 166 - Sezione PS-A2 - Spostamenti al fronte (step 2)

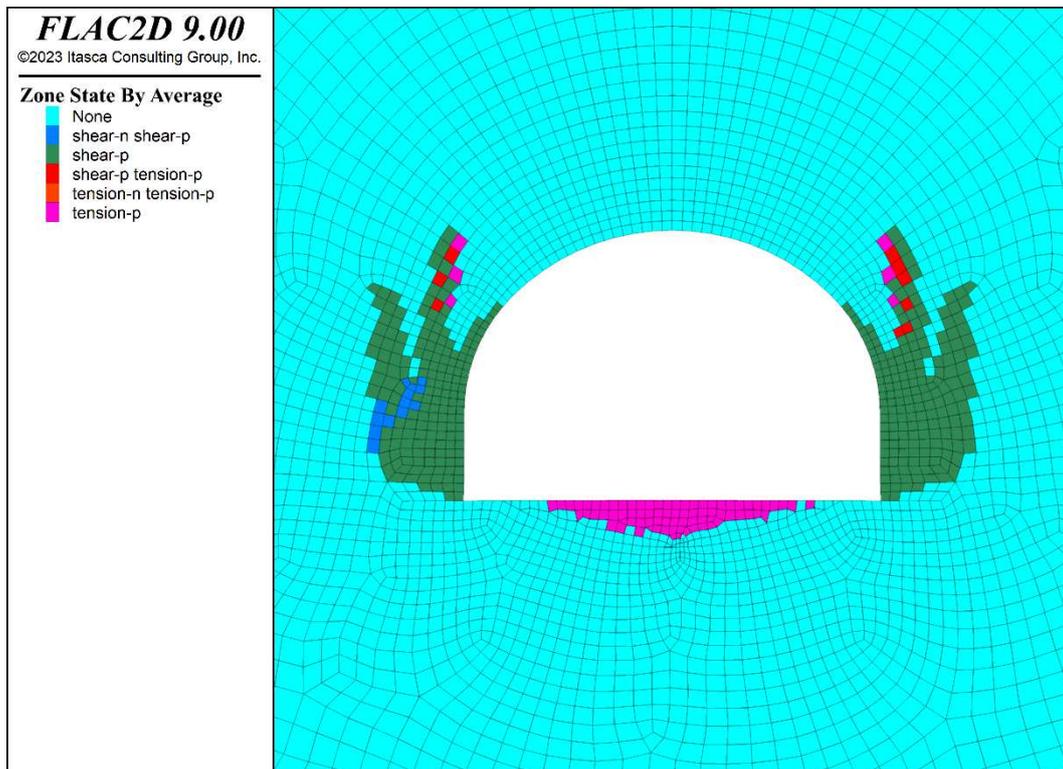


Figura 167 Sezione PS-A2 - Plasticizzazioni a 1.5 m dal fronte (step 3)

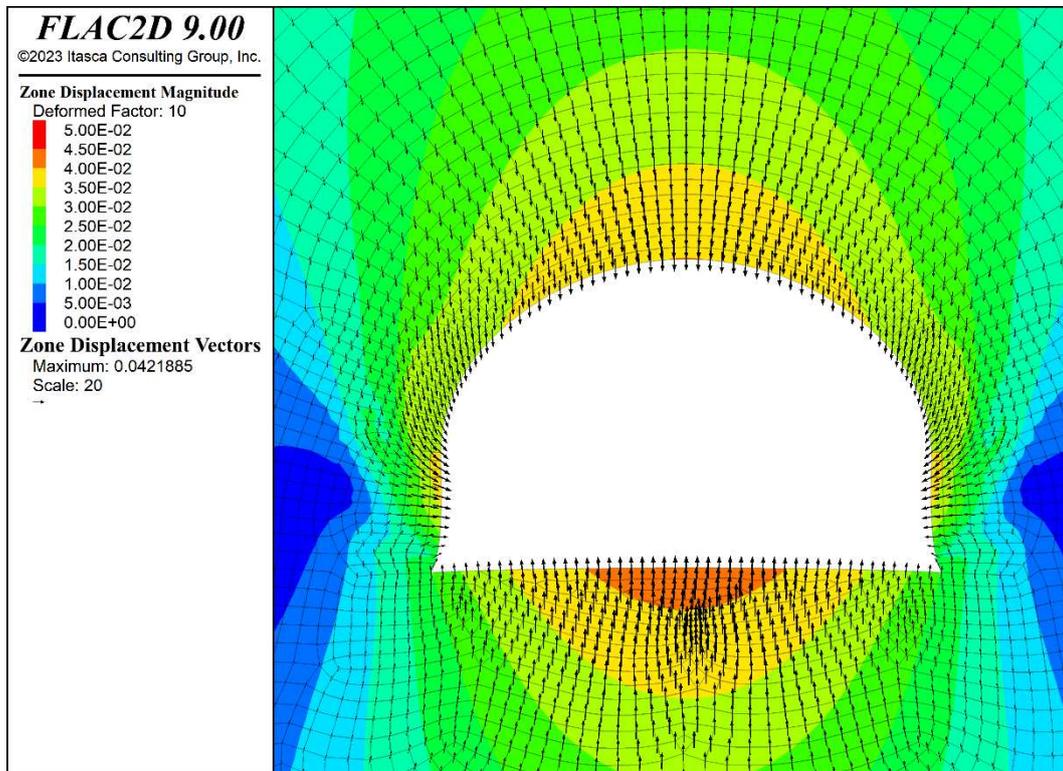


Figura 168 - Sezione PS-A2 - Spostamenti a 1.5 m dal fronte (step 3)

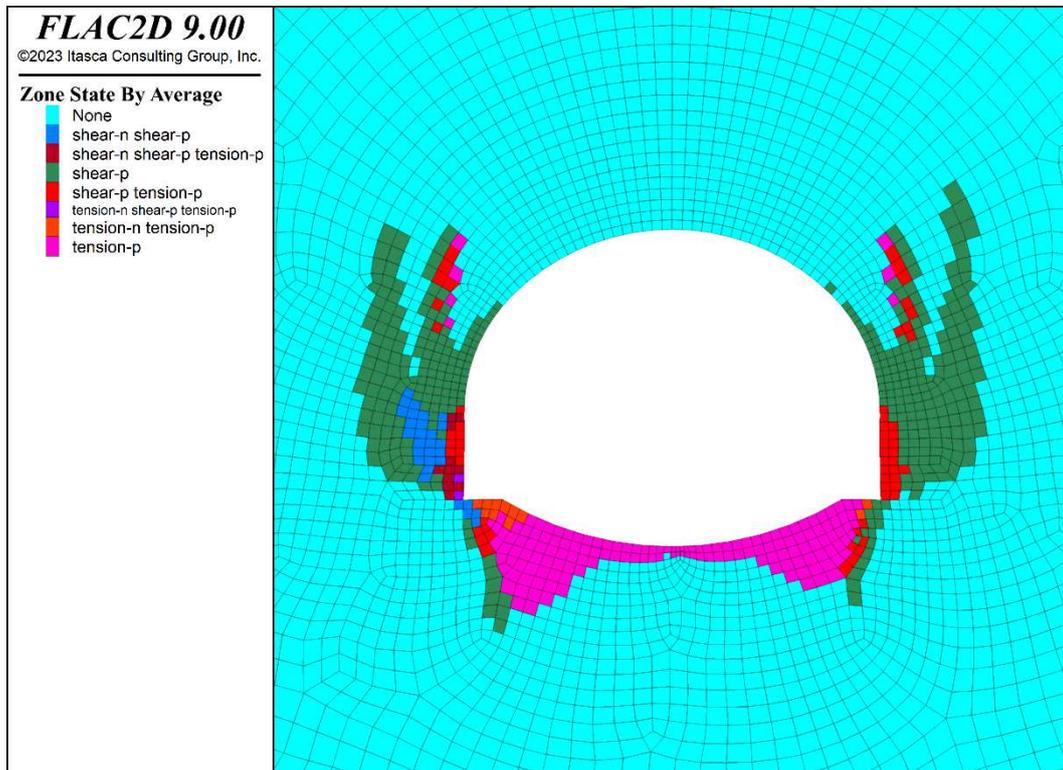


Figura 169 – Sezione PS-A2 - Plasticizzazioni all'installazione del rivestimento di prima fase (step 4)

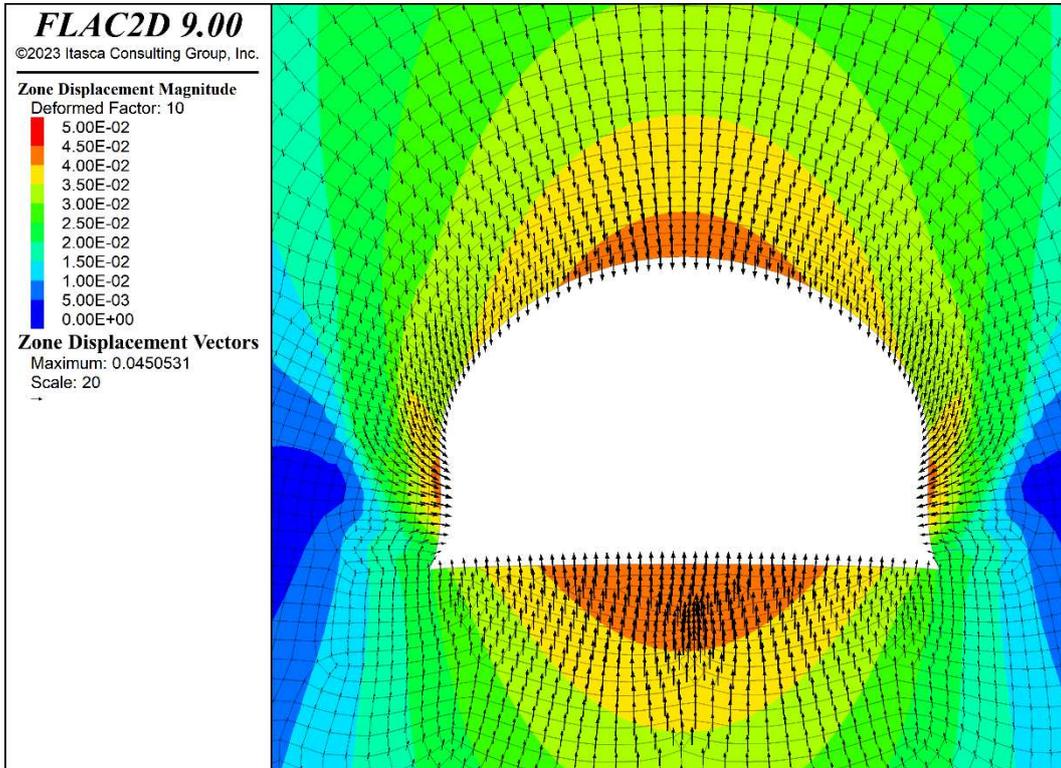


Figura 170 - Sezione PS-A2 – Spostamenti all’installazione del rivestimento di prima fase (step 4)

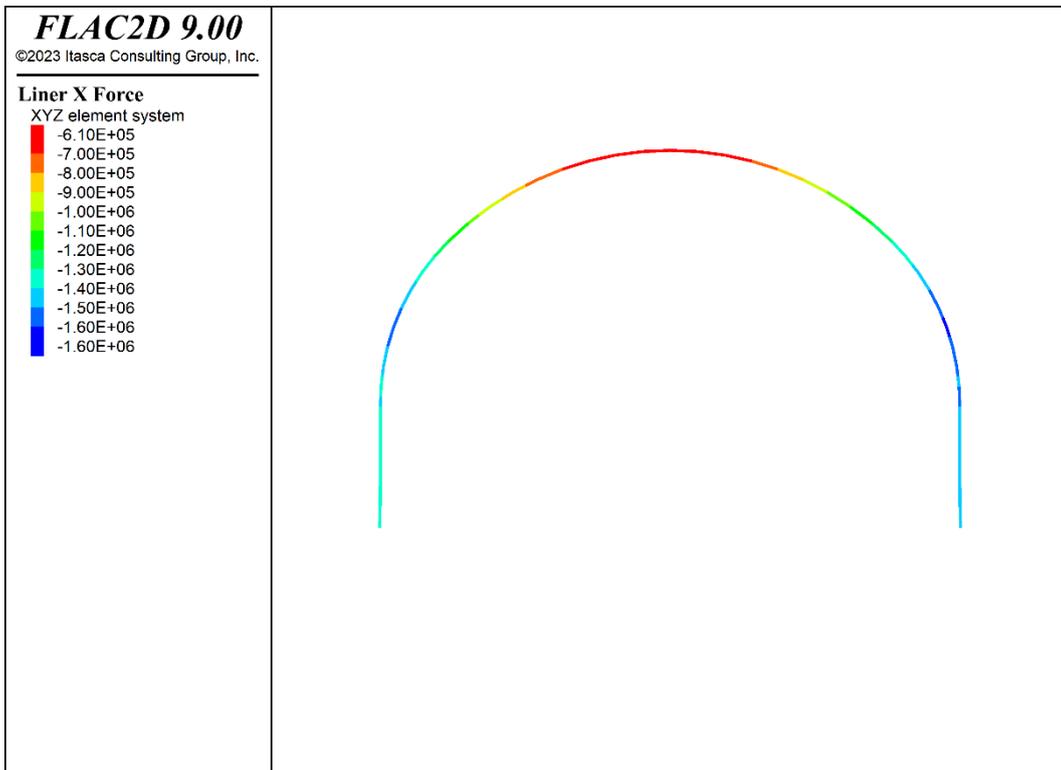


Figura 171 - Sezione PS-A2 – Azione assiale nel rivestimento di prima fase [N] (step 4)

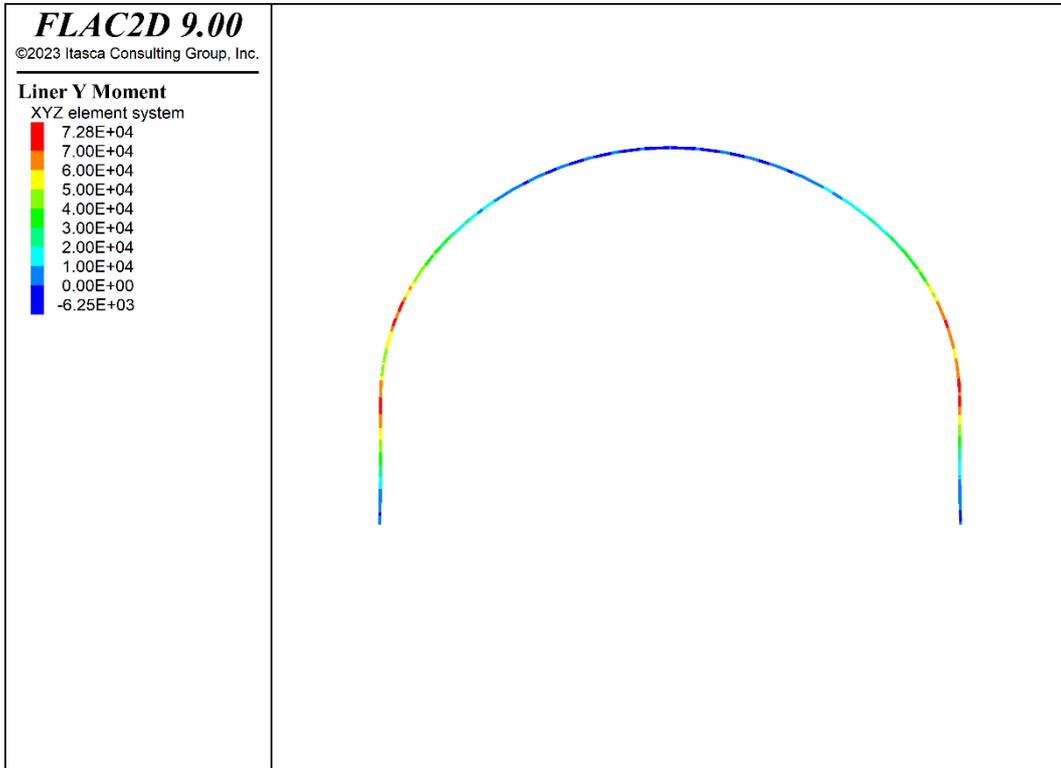


Figura 172 - Sezione PS-A2 – Momento nel rivestimento di prima fase [Nm] (step 4)

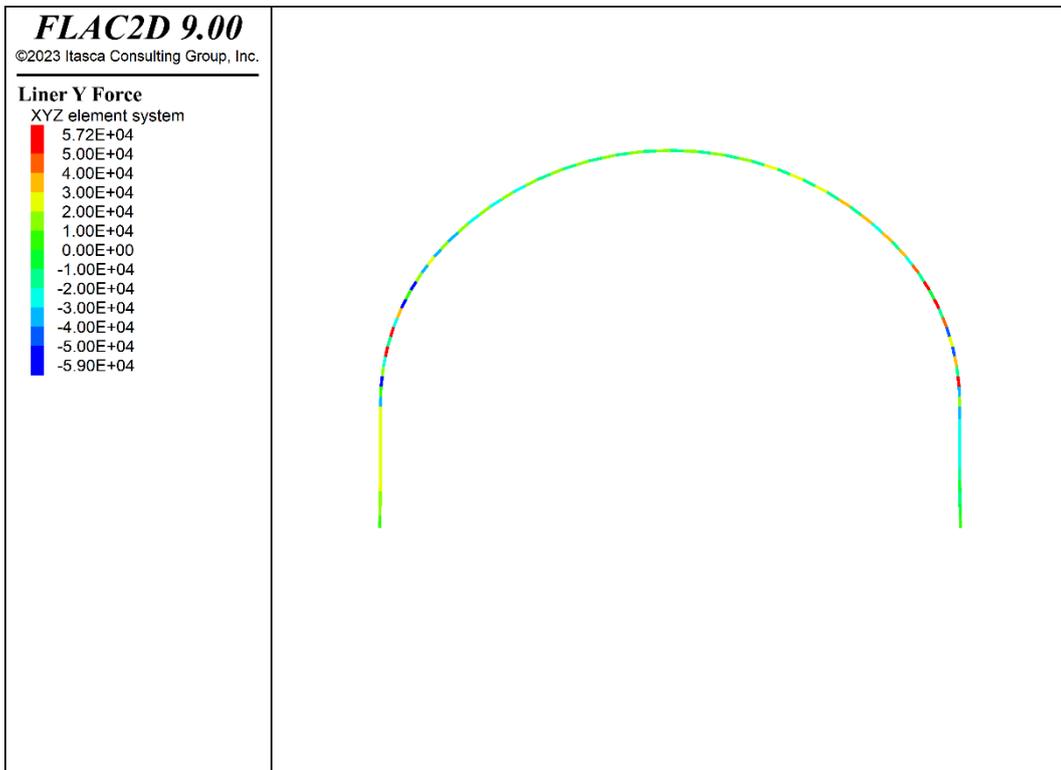


Figura 173 - Sezione PS-A2 – Taglio nel rivestimento di prima fase [N] (step 4)

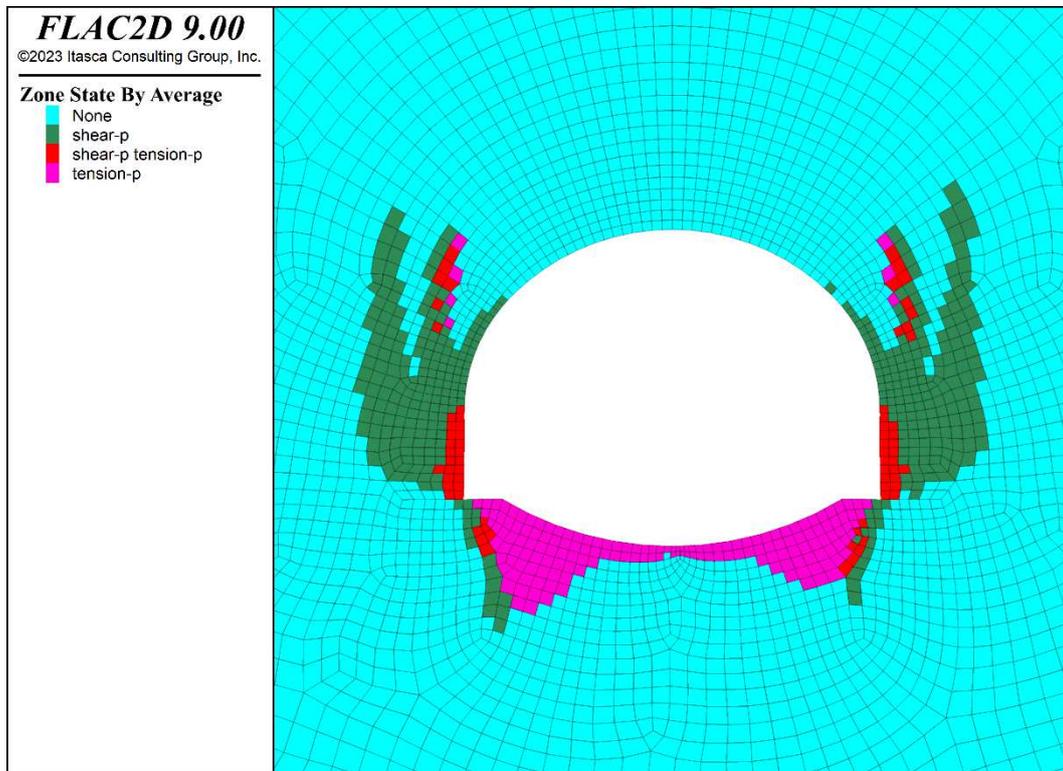


Figura 174 - Sezione PS-A2 - Plasticizzazioni allo scavo dell'arco rovescio (step 5)

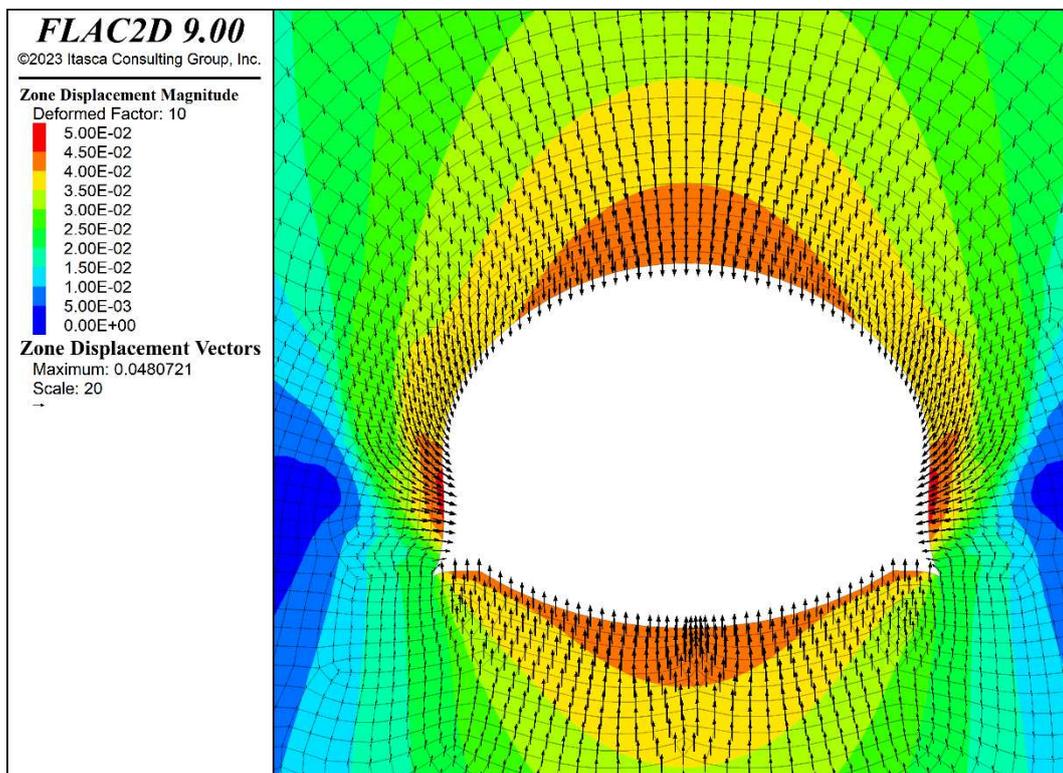


Figura 175 - Sezione PS-A2 - Spostamenti allo scavo dell'arco rovescio (step 5)

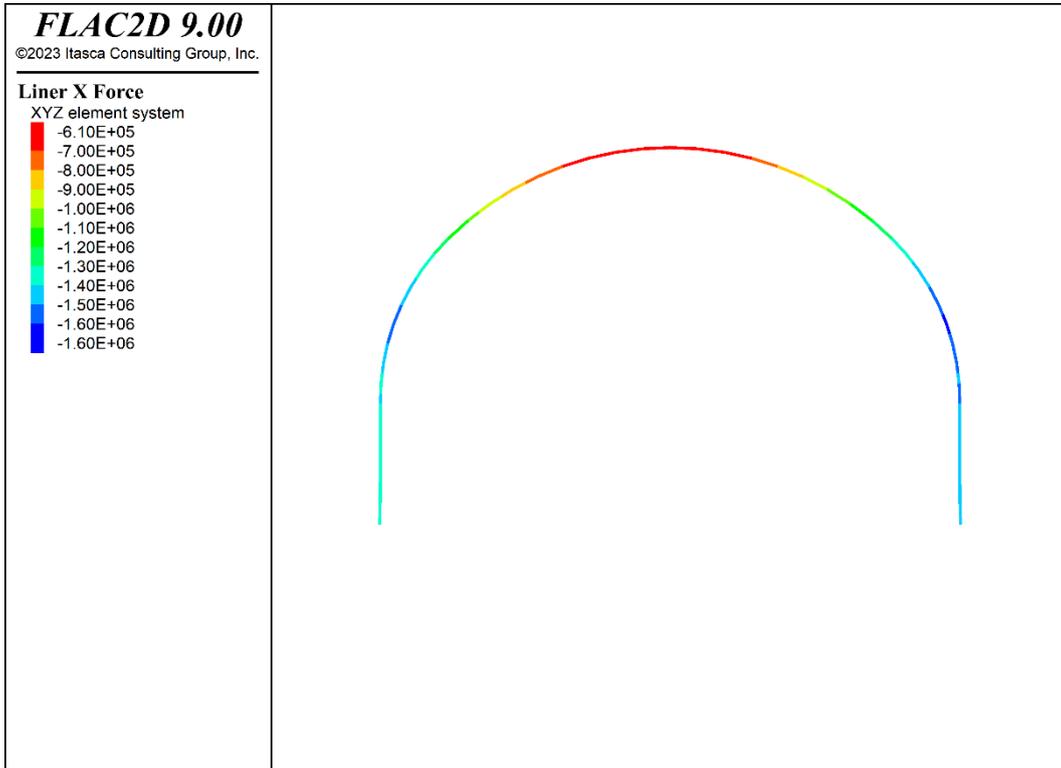


Figura 176 – Sezione PS-A2 – Azione assiale nel rivestimento di prima fase [N] (step 5)

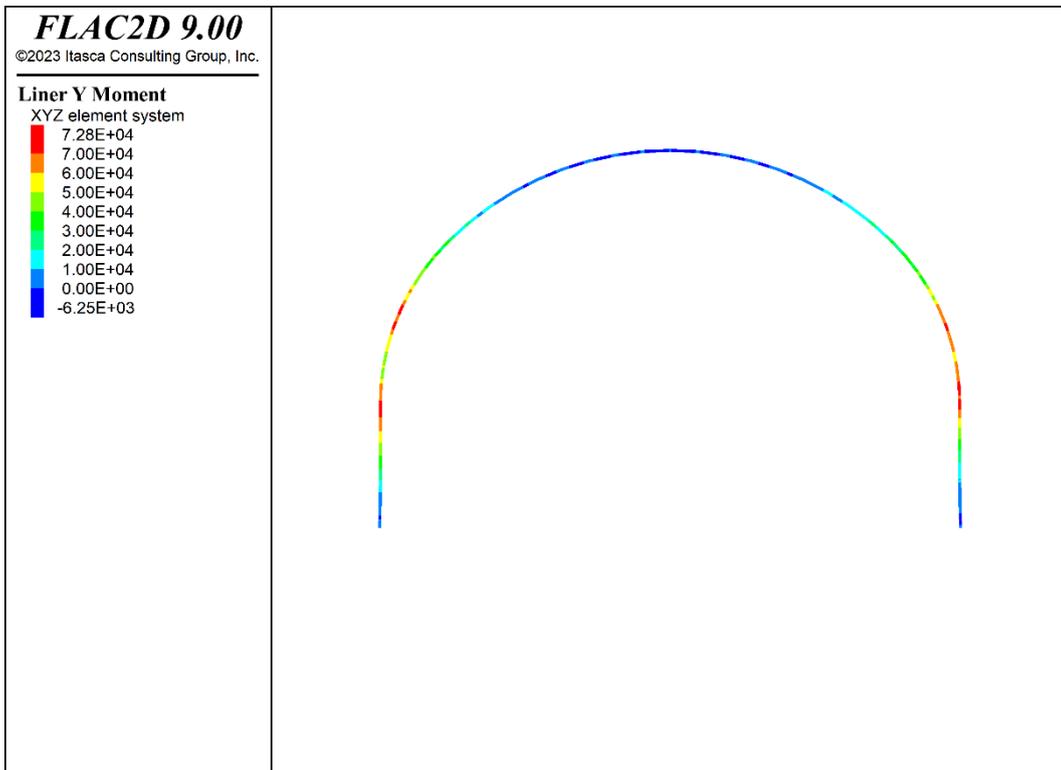


Figura 177 - Sezione PS-A2 – Momento nel rivestimento di prima fase [Nm] (step 5)

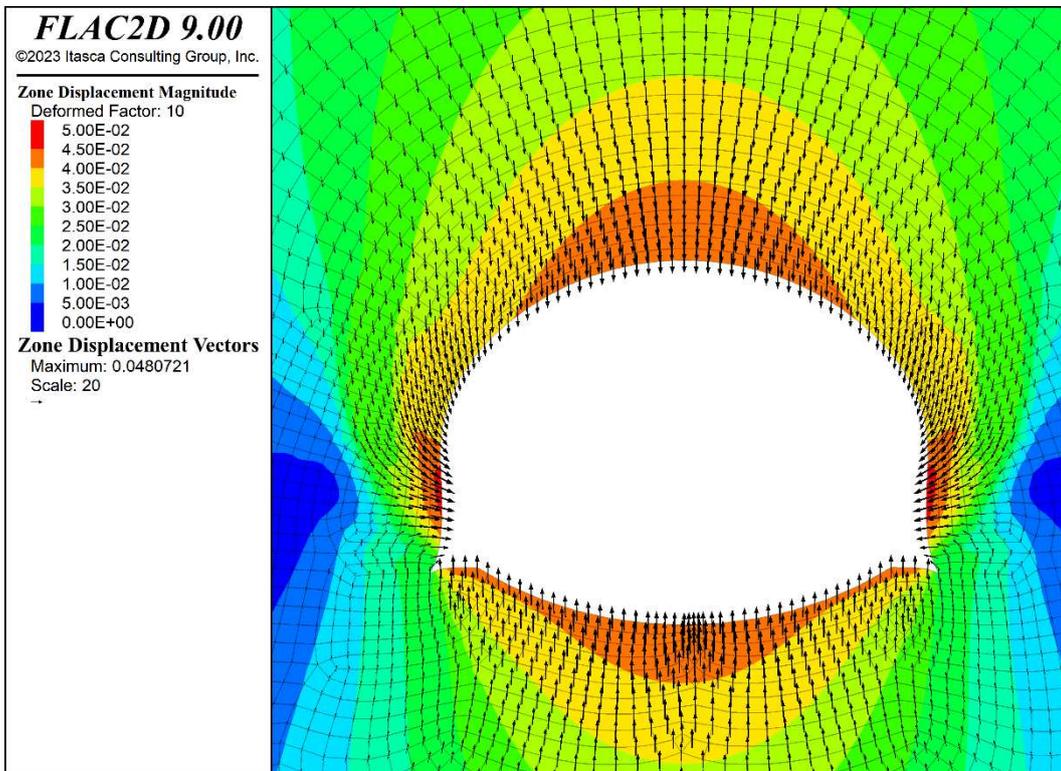


Figura 180 - Sezione PS-A2 - Spostamenti all'installazione del rivestimento definitivo (step 6)

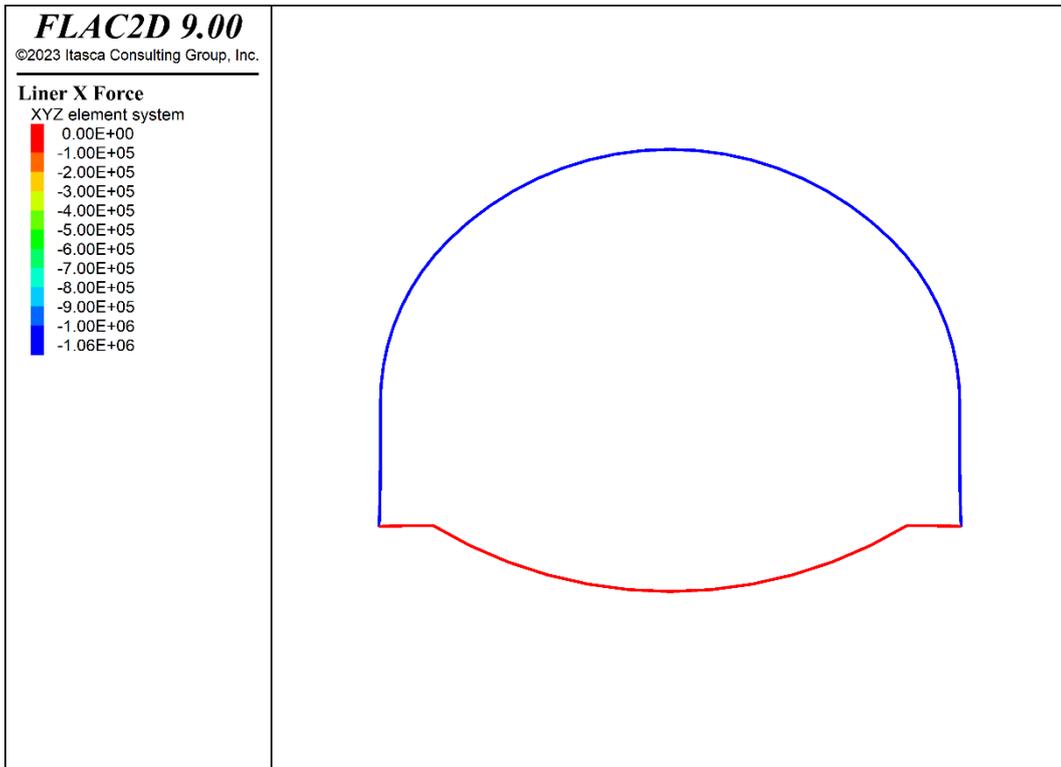


Figura 181 - Sezione PS-A2 - Azione assiale nel rivestimento definitivo [N] (step 6)

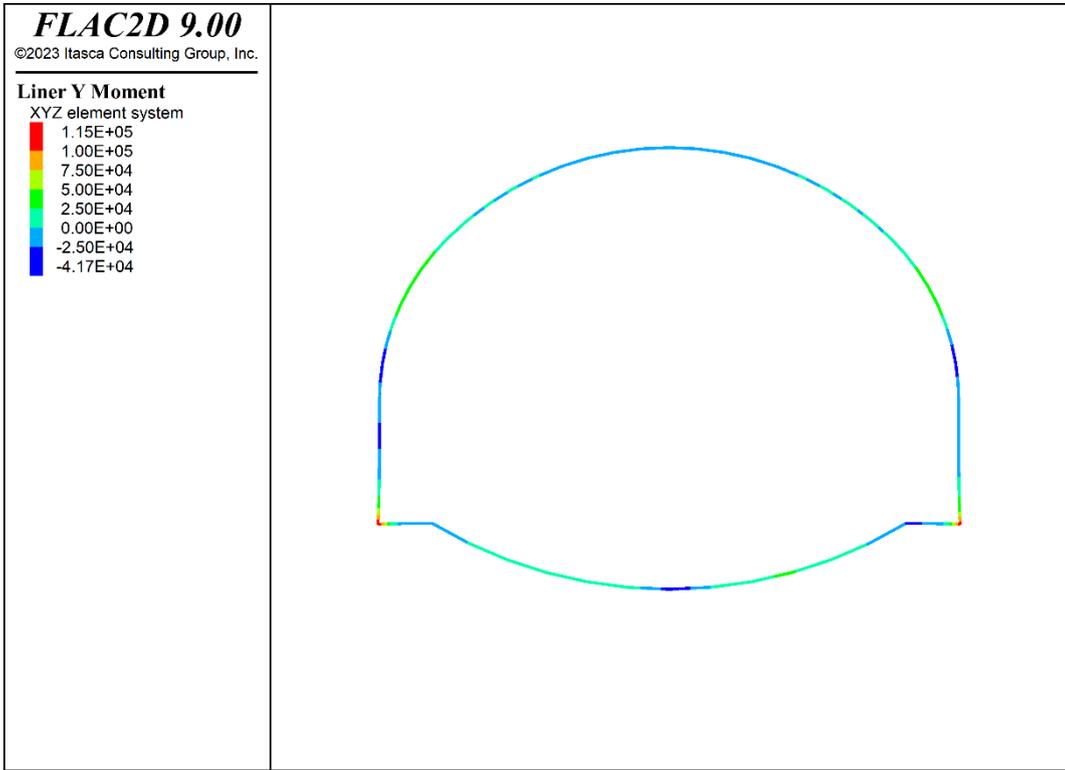


Figura 182 - Sezione PS-A2 – Momento nel rivestimento definitivo [Nm] (step 6)

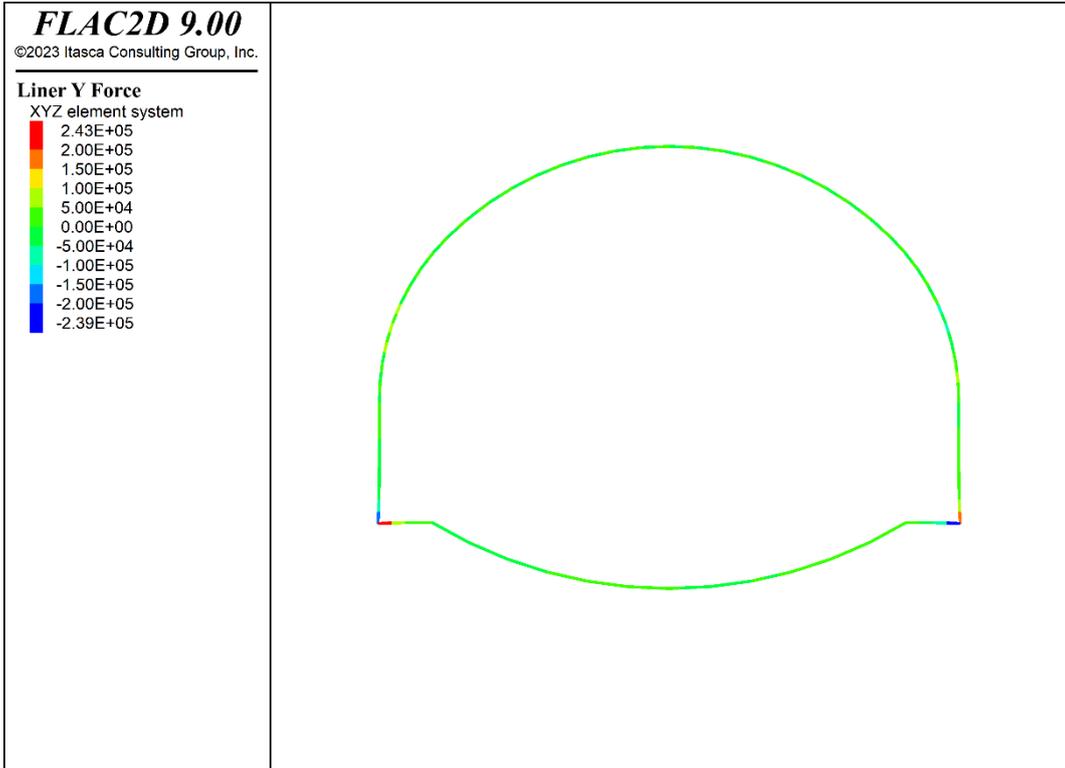


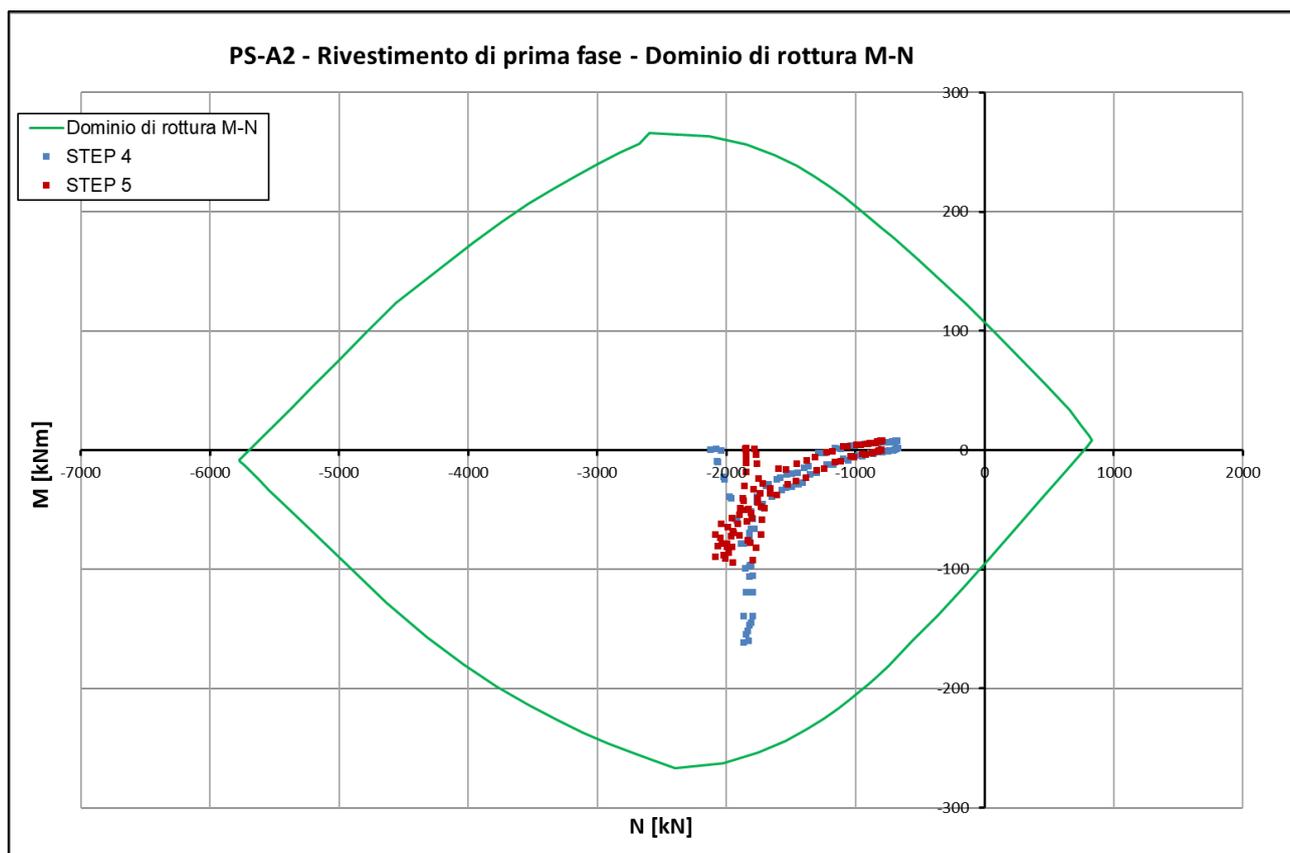
Figura 183 - Sezione PS-A2 – Taglio nel rivestimento definitivo [N] (step 6)

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 193 di 220
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA S.p.A. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	sinergo D_VA D_VisionArchitecture	
				Data 06/10/2023

11.6.6 Verifica del rivestimento di prima fase

Come riportato all'interno del paragrafo 7.2.5, le verifiche allo Stato Limite Ultimo del rivestimento di prima fase sono state effettuate nella combinazione di carico A1 amplificando mediante il coefficiente parziale $\gamma_G=1.30$ (relativo ai carichi permanenti sfavorevoli) le sollecitazioni ricavate dal modello numerico.

Nel grafico seguente si riporta la verifica SLU a pressoflessione del rivestimento di prima fase (sezione composta acciaio - calcestruzzo); la verifica risulta soddisfatta.



La verifica a taglio del rivestimento di prima fase è soddisfatta considerando il solo contributo delle centine (2IPN220 a passo 1.5 m):

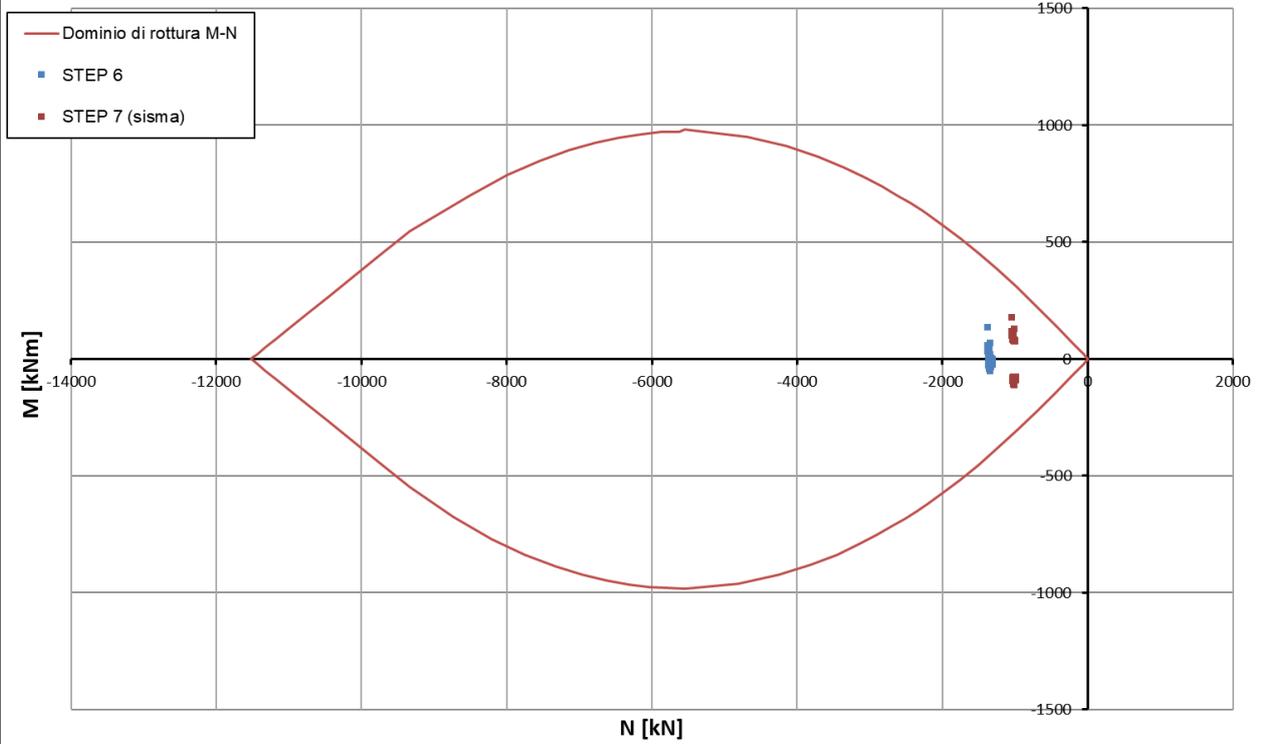
$$V_{Ed} = 121 \cdot 1.5 = 181.5 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 280.5 \cdot 2 = 561 \text{ kN}$$

11.6.7 Verifica del rivestimento definitivo

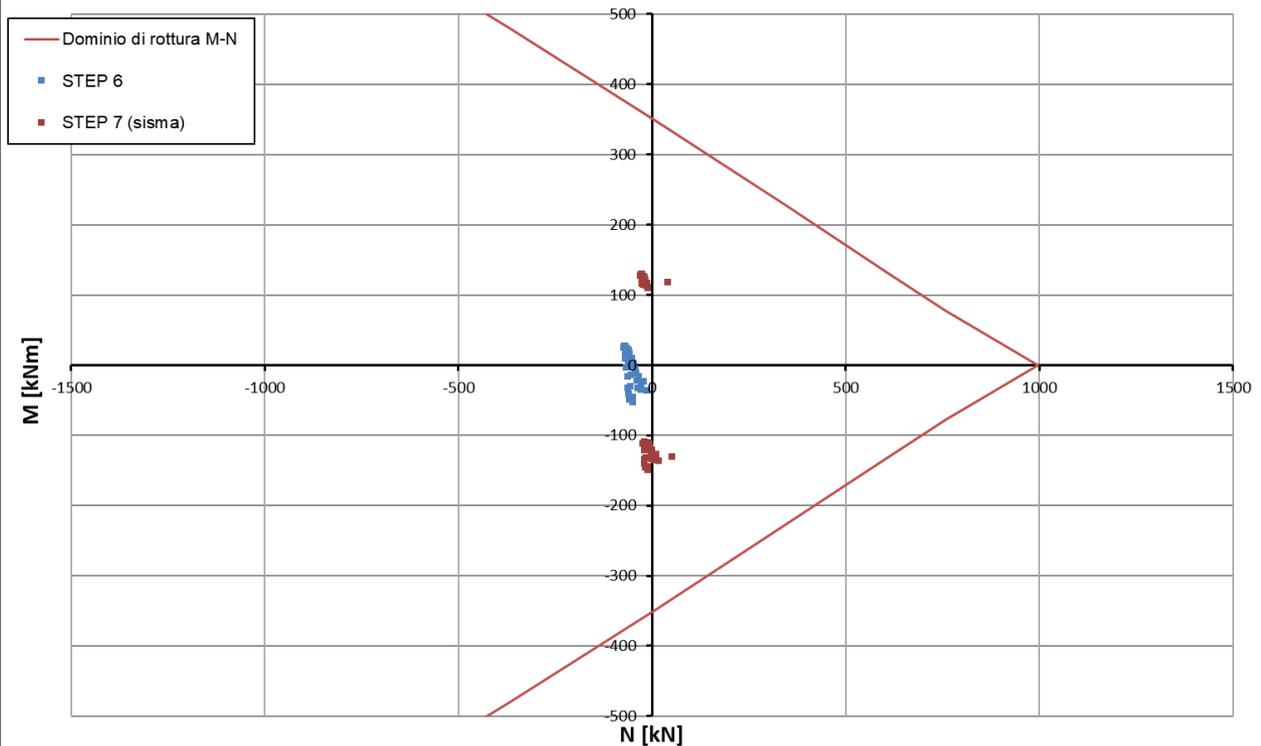
Nei grafici seguenti si riportano le verifiche allo SLU a pressoflessione del rivestimento definitivo in arco rovescio ($h=90\text{cm} + \varnothing 18/20\text{cm}$) e in calotta (non armata) in condizioni statiche e le verifiche allo SLV in condizioni sismiche; le verifiche risultano soddisfatte.

Le verifiche allo Stato Limite Ultimo del rivestimento definitivo sono state effettuate ricavando le sollecitazioni agenti sui rivestimenti dal modello numerico che tiene conto del carico d'ammasso caratteristico e successivamente amplificandole mediante il coefficiente parziale $\gamma_G=1.30$ (relativo ai carichi permanenti sfavorevoli) nella combinazione di carico A1. Le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita sono invece state effettuate considerando un coefficiente parziale $\gamma_G=1.00$.

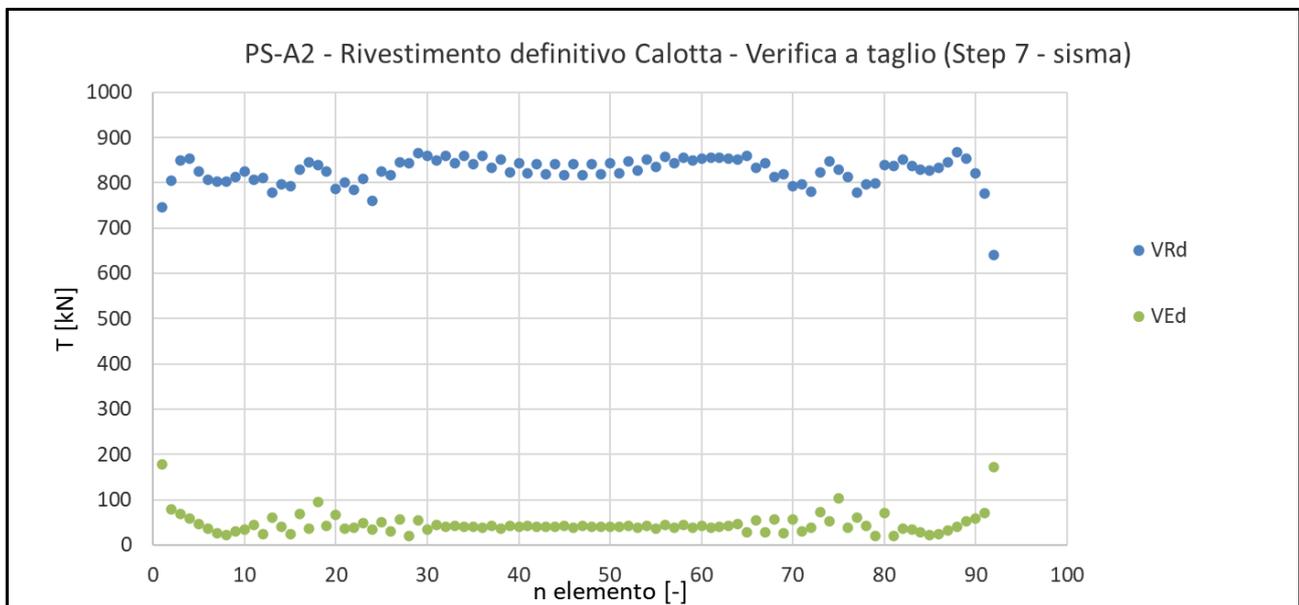
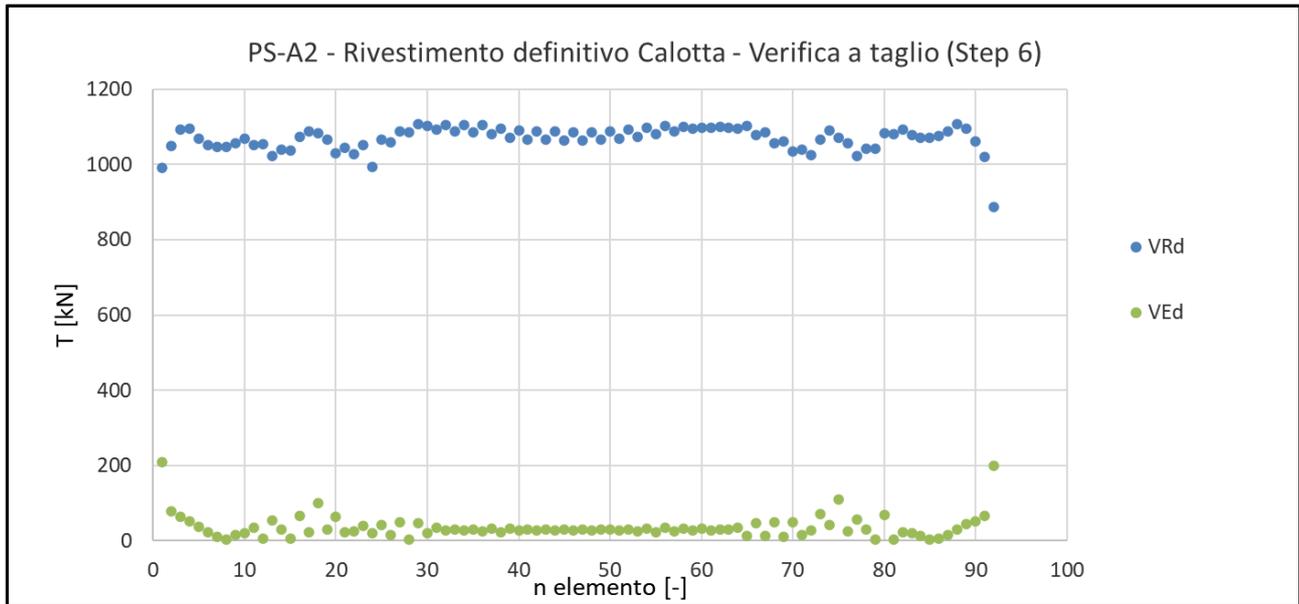
PS-A2 - Rivestimento Definitivo Calotta - Dominio di rottura M-N SLU

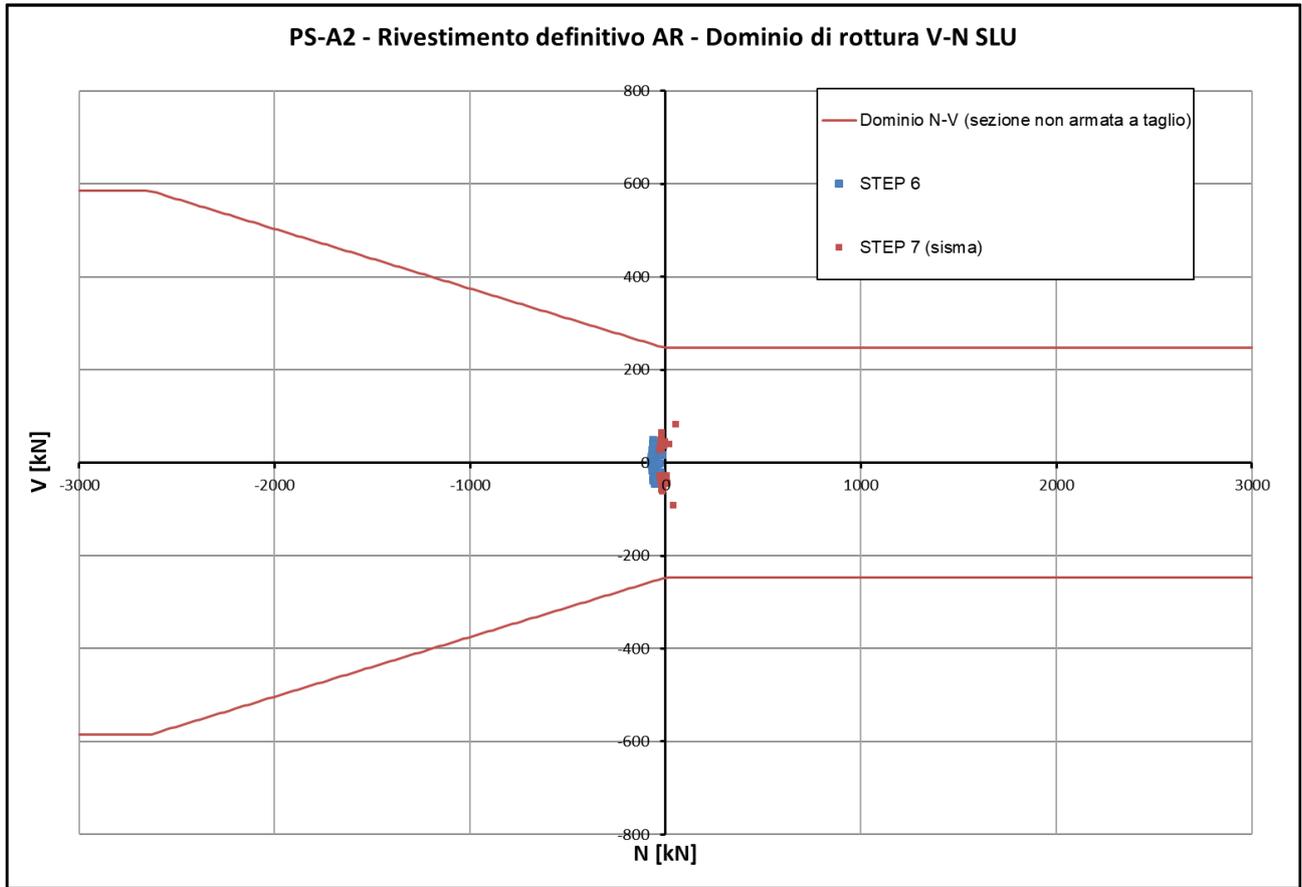


PS-A2 - Rivestimento Definitivo AR - Dominio di rottura M-N SLU

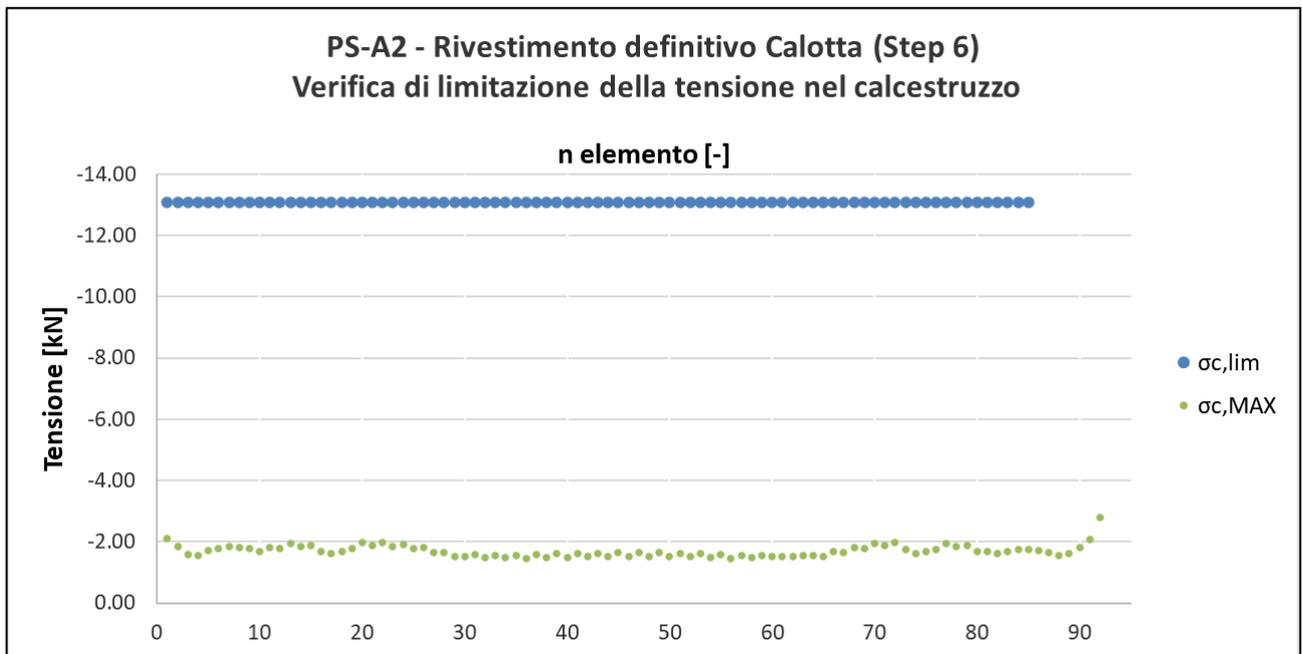


Nelle immagini seguenti si riportano i risultati delle verifiche SLU a taglio per tutti gli elementi che costituiscono il rivestimento definitivo in calotta e arco rovescio. Le verifiche sono condotte per sezioni in calcestruzzo prive di armatura principale (calotta) e per sezioni non armate a taglio (arco rovescio), risultando soddisfatte.

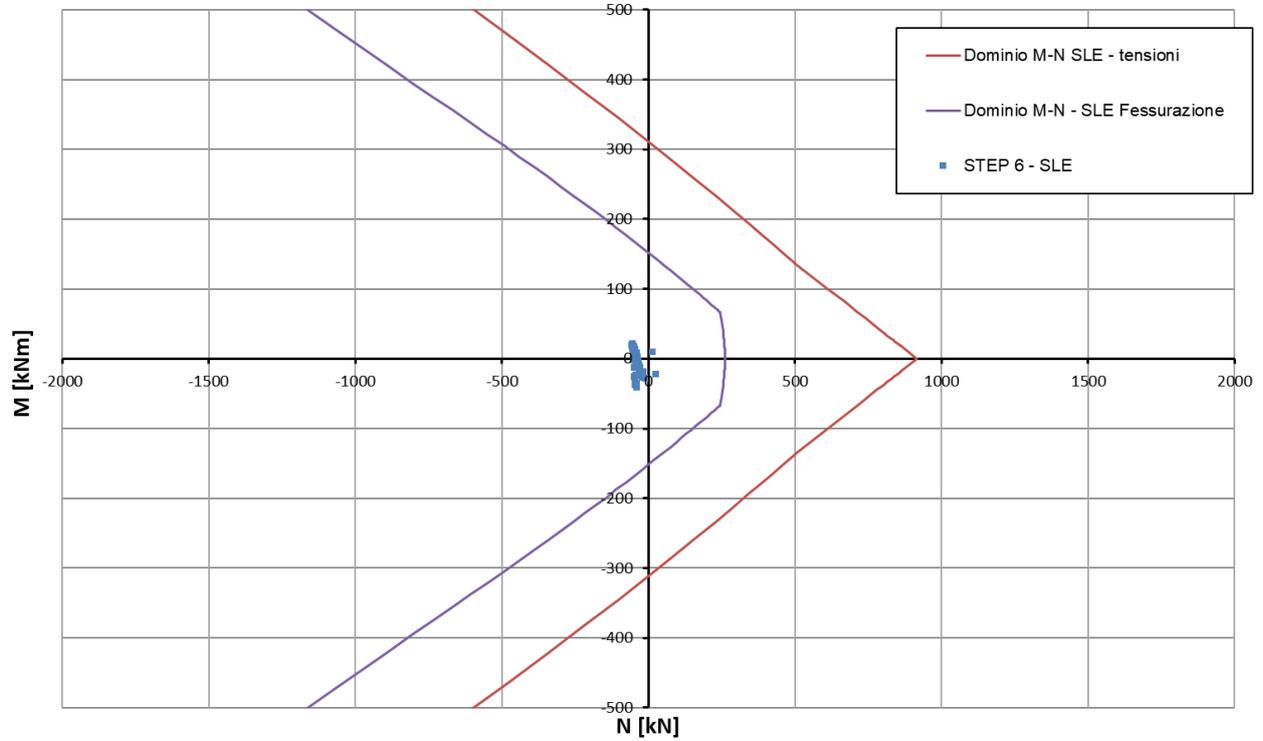




Nella seguente immagine si riportano i risultati delle verifiche allo SLE di limitazione delle tensioni (calotta e arco rovescio) e di fessurazione (arco rovescio) per tutti gli elementi del rivestimento definitivo ($\sigma_c < 13.1MPa$, $\sigma_s < 360MPa$ e $w_k < w_{lim} = 0.3mm$); le verifiche risultano soddisfatte.



PS-A2 - Rivestimento definitivo AR - Dominio di rottura M-N SLE



11.7 Sezione PS-B1

11.7.1 Analisi assialsimmetrica 2D-GRC

Si riportano nel seguito i risultati dell'analisi numerica assialsimmetrica 2D-GRC.

Dal momento che non sono previsti interventi di consolidamento radiale, nel modello numerico alle zone denominate "Cons_Contorno" sono stati assegnati gli stessi parametri dell'ammasso

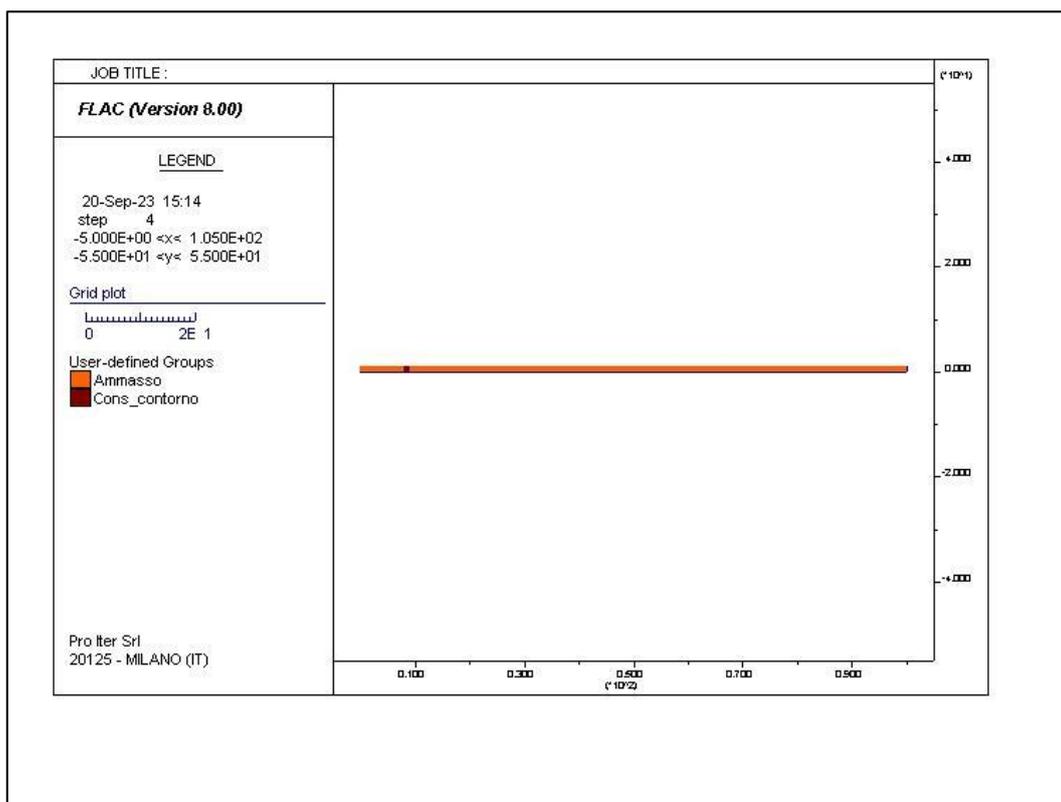


Figura 184 - Sezione PS-B1 – Analisi 2D-GRC. Modello di calcolo

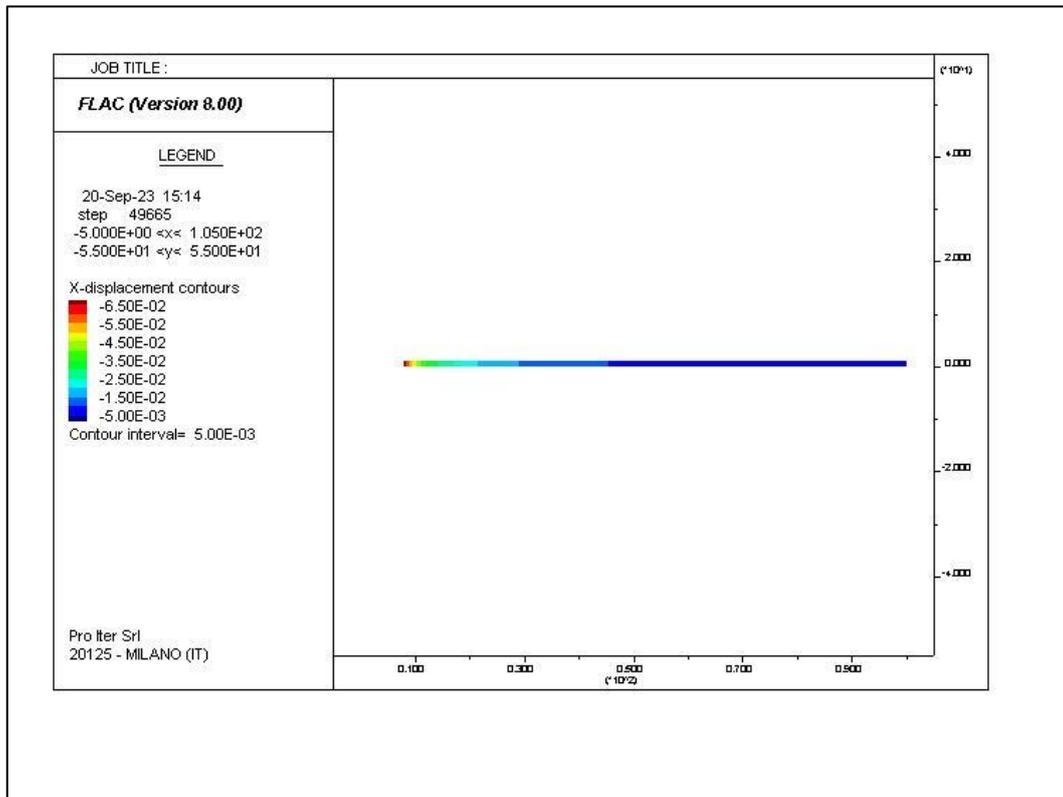


Figura 185 - Sezione PS-B1 – Analisi 2D-GRC. Convergenza radiale [m] per FFS=0.0%

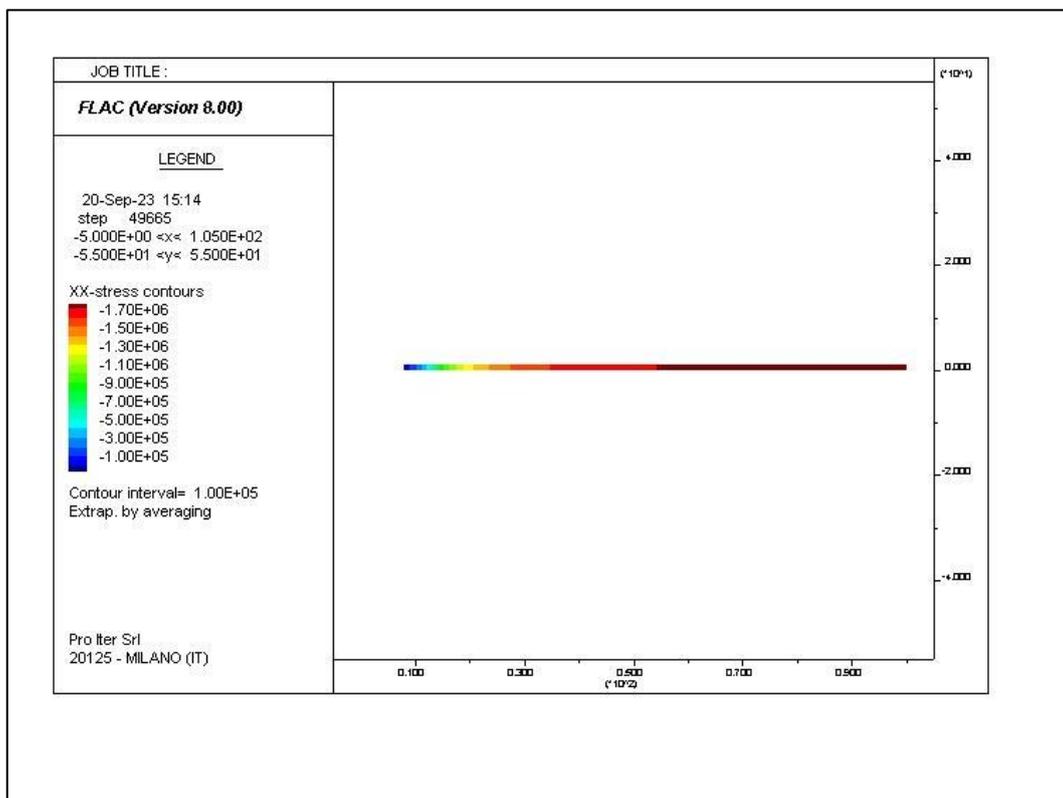


Figura 186 - Sezione PS-B1 – Analisi 2D-GRC. Pressione radiale [Pa] per FFS=0.0%

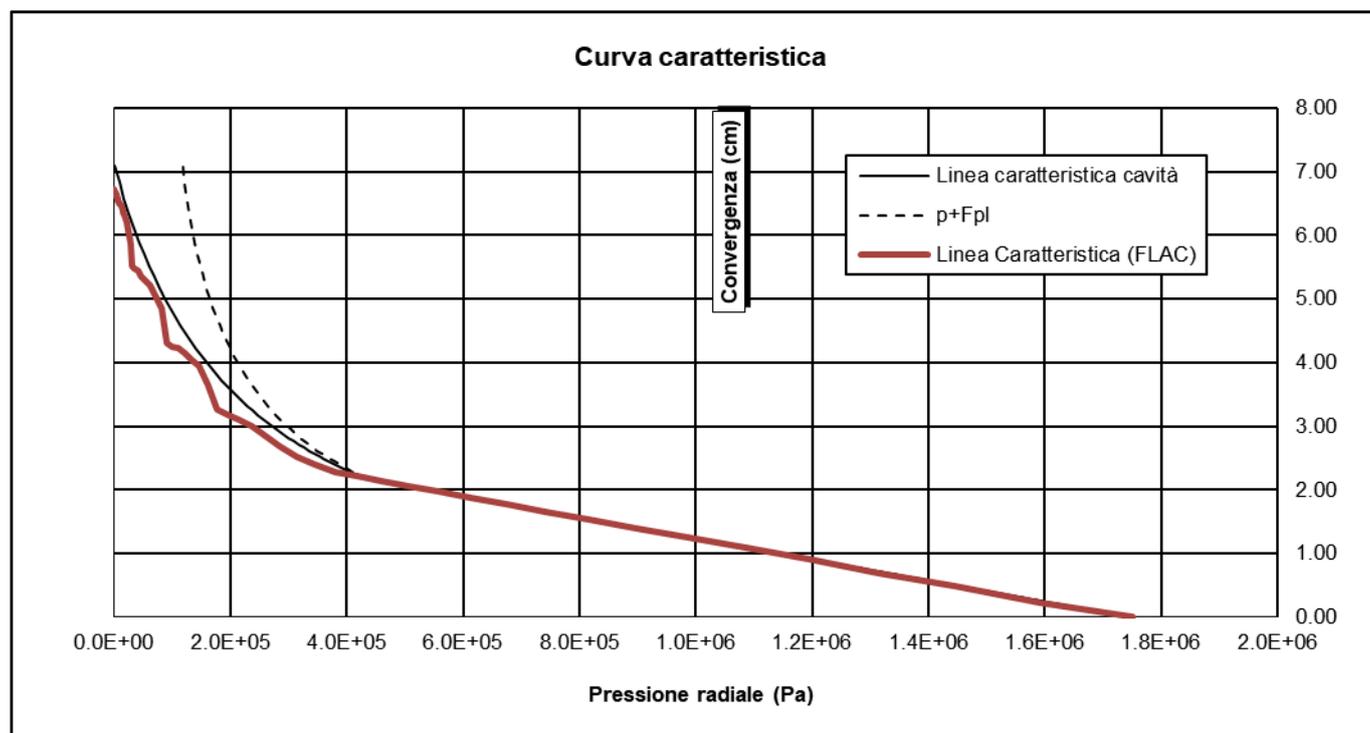


Figura 187 - Sezione PS-B1 – Analisi 2D-GRC. Curva Caratteristica2

11.7.2 Analisi assialsimmetrica 2D-LPD

Si riportano nel seguito i risultati dell'analisi numerica assialsimmetrica 2D-GRC.

Dal momento che non sono previsti interventi di consolidamento radiale, nel modello numerico alle zone denominate "Cons_contorno" sono stati assegnati gli stessi parametri dell'ammasso

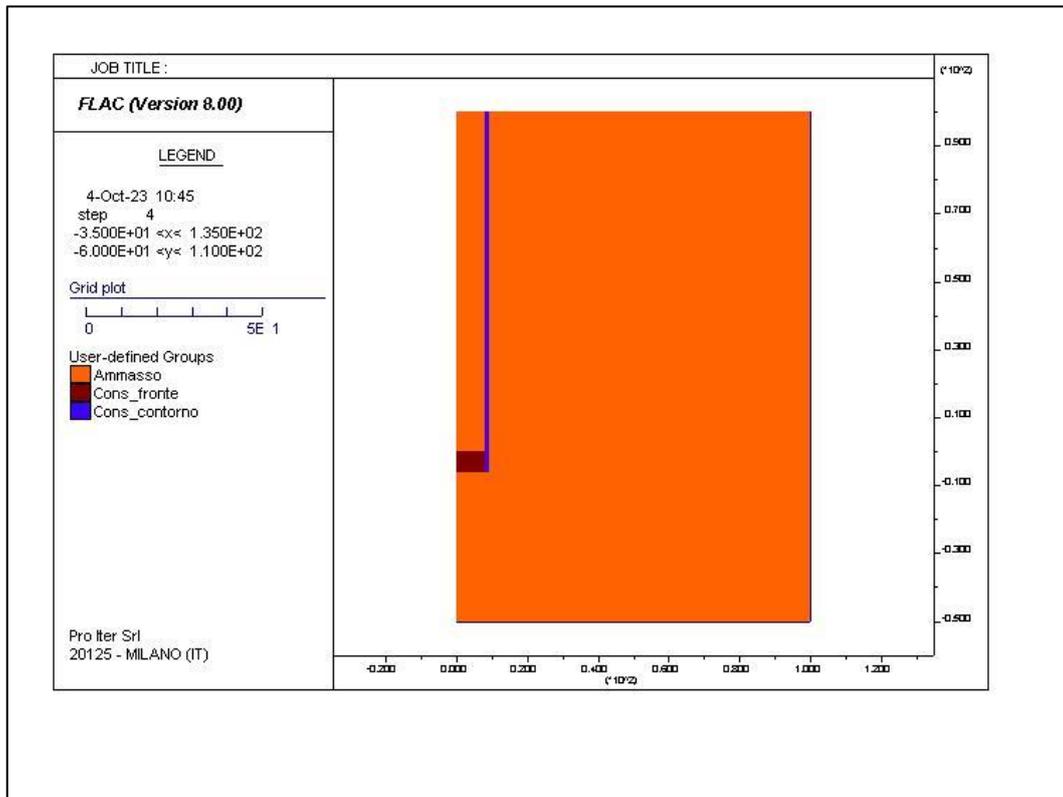


Figura 188 - Sezione PS-B1 – Analisi 2D-LDP. Modello di calcolo

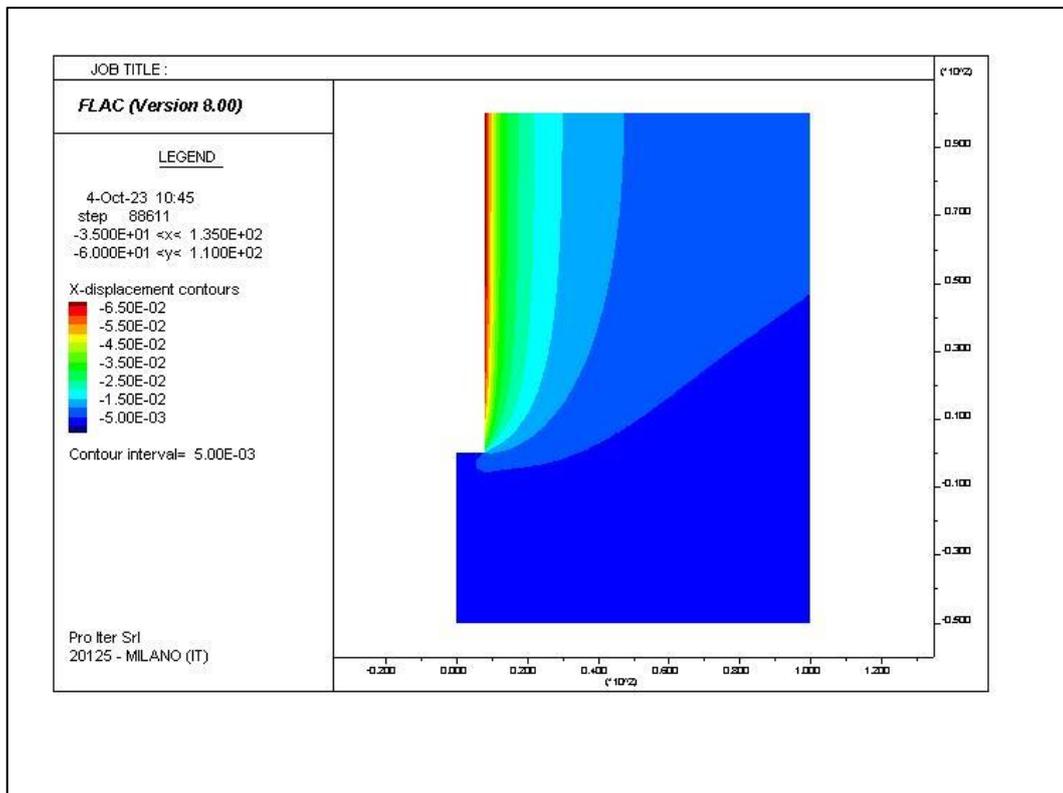


Figura 189 - Sezione PS-B1 – Analisi 2D-LDP. Convergenza radiale [m]

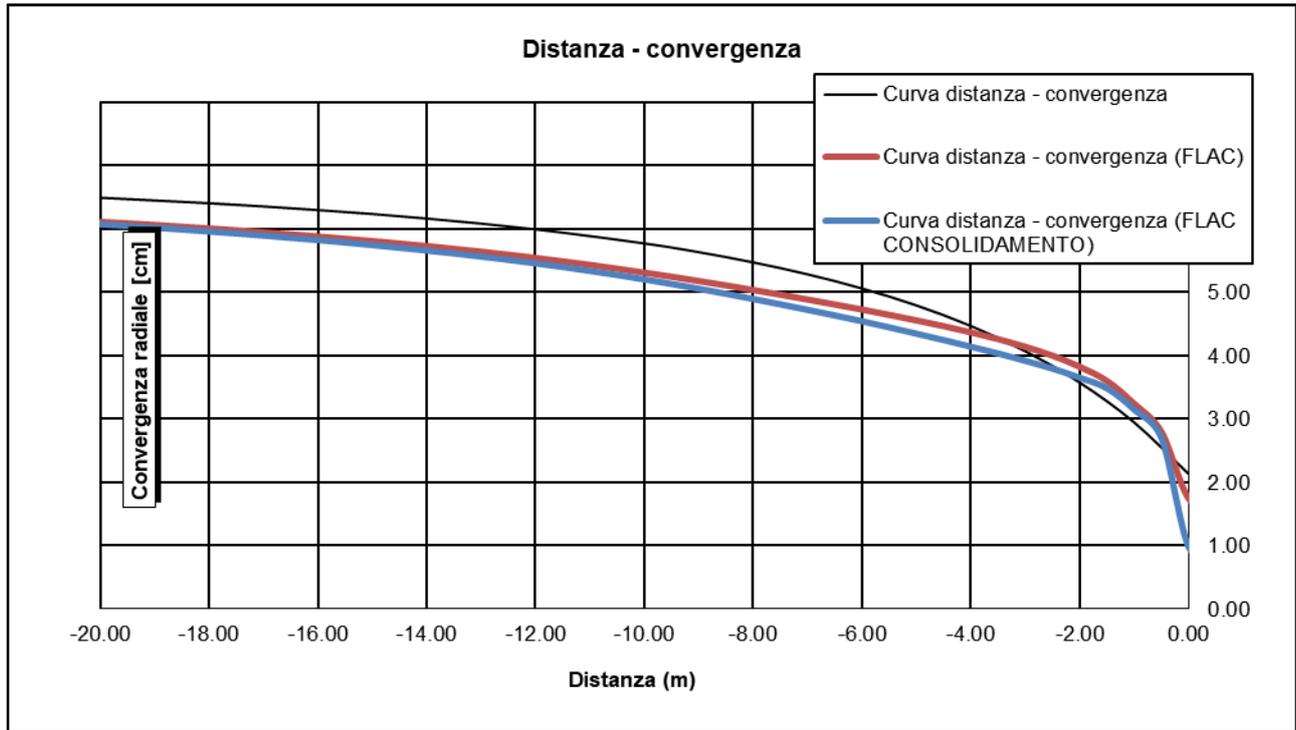


Figura 190 - Sezione PS-B1 – Analisi 2D-LDP. Convergenza radiale in funzione della distanza dal fronte

11.7.3 Forze Fittizie di Scavo

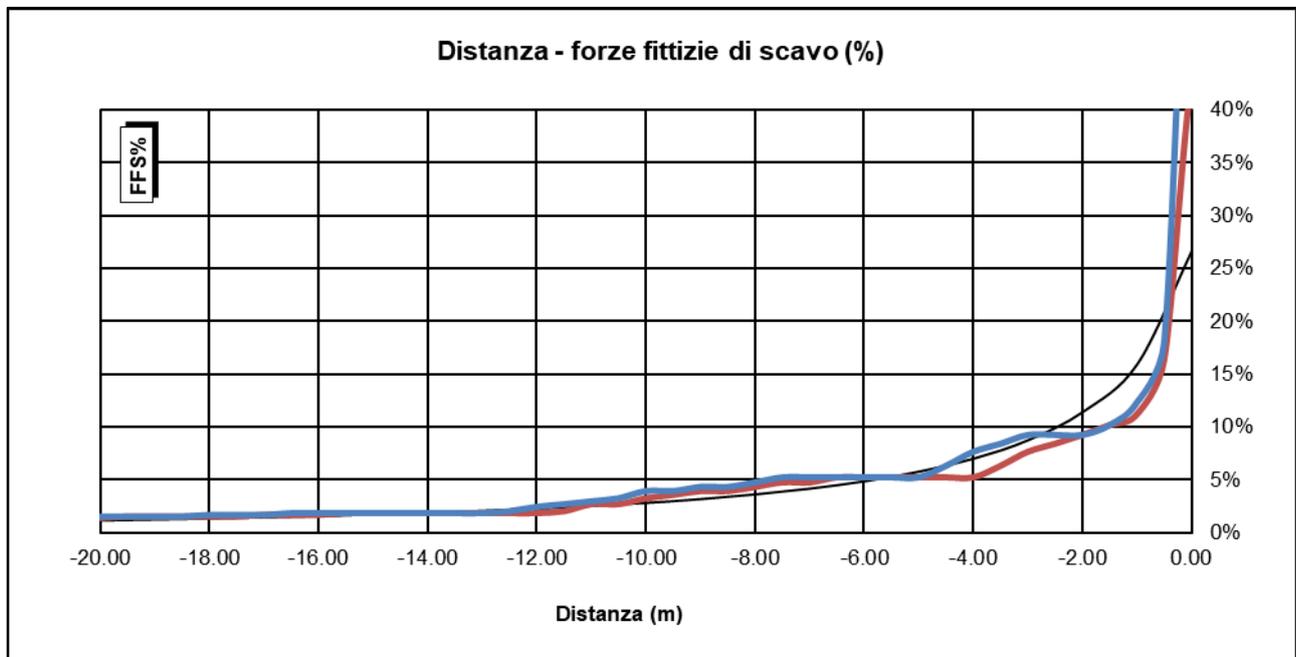


Figura 191 - Sezione PS-B1 – Forze Fittizie di Scavo

11.7.4 Caratteristiche dei rivestimenti

Per la modellazione numerica delle fasi di scavo e realizzazione della sezione PS-B1 sono stati modellati il rivestimento di prima fase e il rivestimento definitivo.

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 203 di 220
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA S.p.A. INGEGNERIA VANILITA' AMBIENTE	sinergo D_VA D_VisionArchitecture	
			Data 06/10/2023	

Si riportano del seguito le proprietà di ciascun elemento strutturale del rivestimento di prima fase adottate nell'analisi.

Elemento Strutturale	Spessore	Armatura	Elemento modellato	Rigidezza assiale EA	Rigidezza flessionale EI
Betoncino	35 cm	2*IPN220 a passo 1.2m	liner	12220 MN/m	132 MPa/m

Si riportano del seguito le proprietà di ciascun elemento strutturale del rivestimento definitivo adottate nell'analisi.

Elemento Strutturale	Spessore	Armatura	Elemento modellato	Rigidezza assiale EA	Rigidezza flessionale EI
Calotta	80 cm	ø18/20cm	liner	27157 MN/m	1148 MPa/m
Arco Rovescio	90 cm	ø18/20cm	liner	30551 MN/m	2062 MPa/m

11.7.5 Risultati dell'analisi numerica

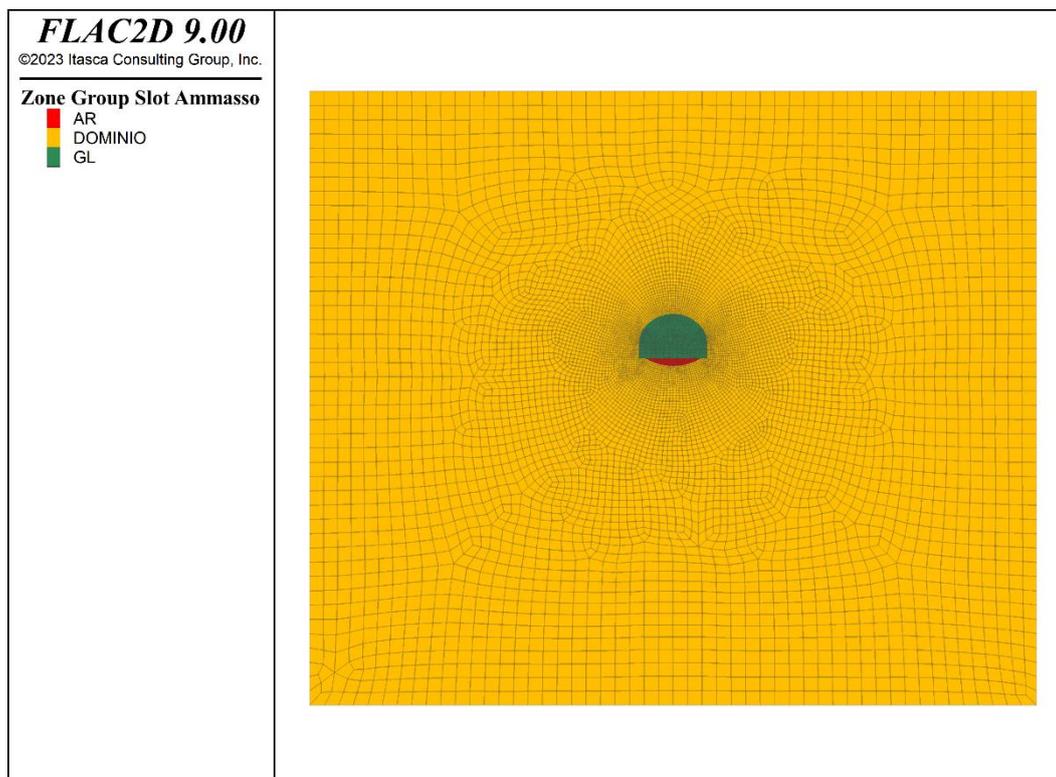


Figura 192 - Sezione PS-B1 - modello

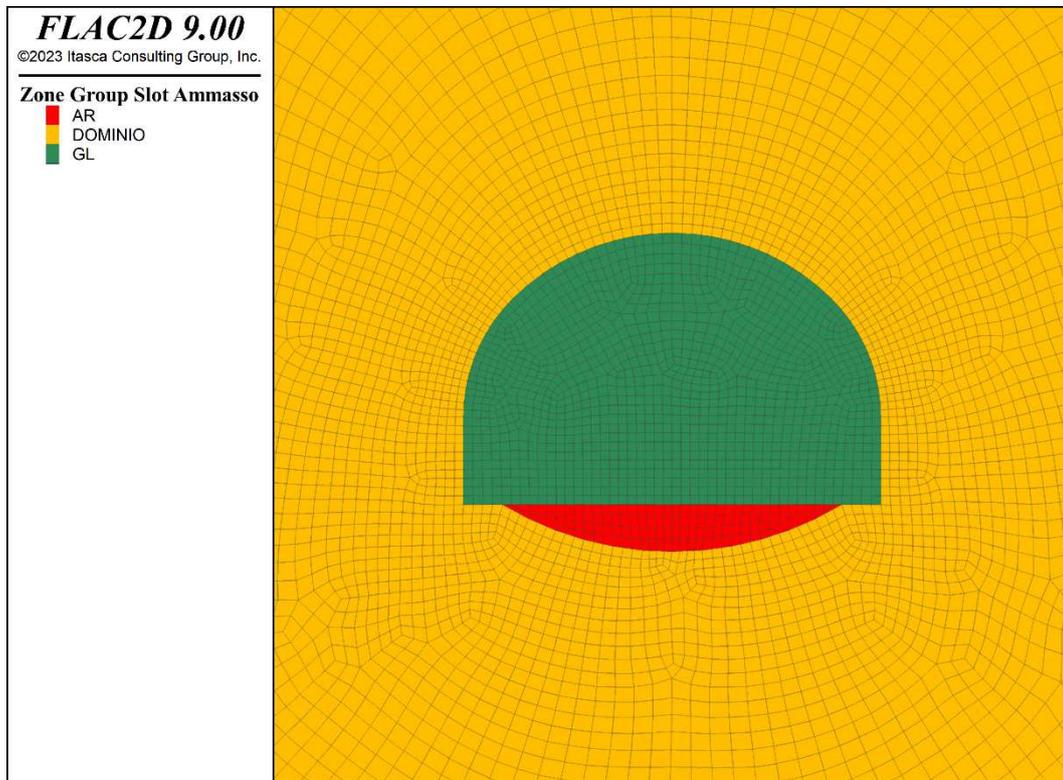


Figura 193 - Sezione PS-B1 - modello (zoom)

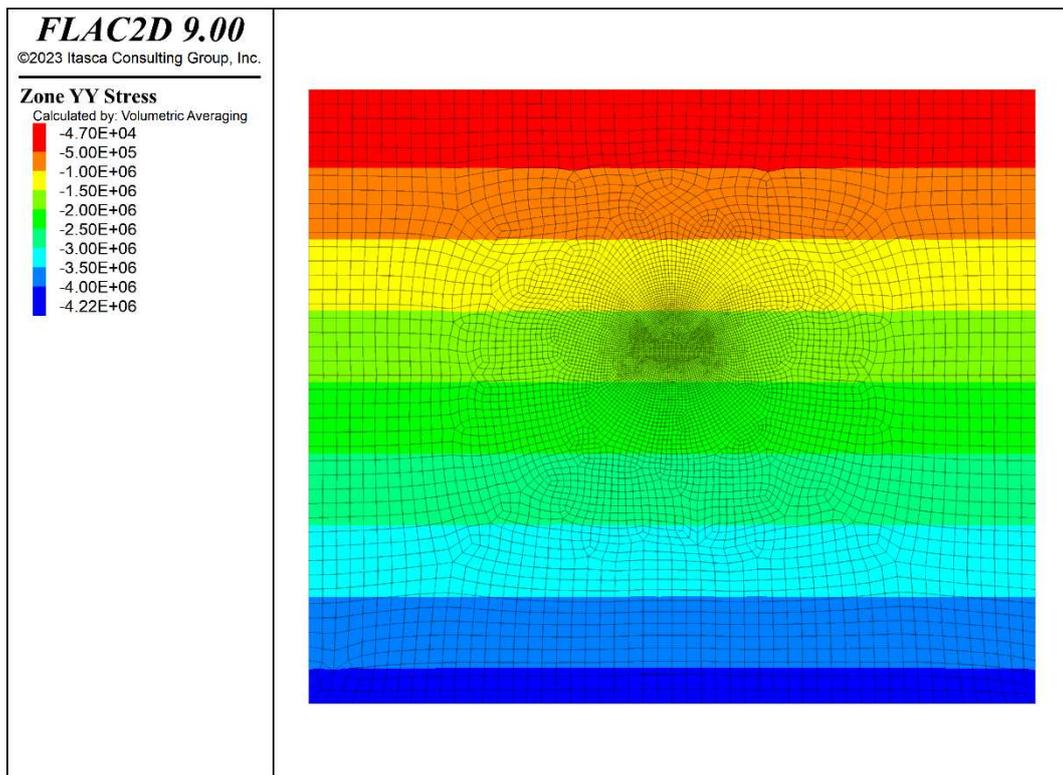


Figura 194 - Sezione PS-B1 - Geostatico (sforzi verticali)

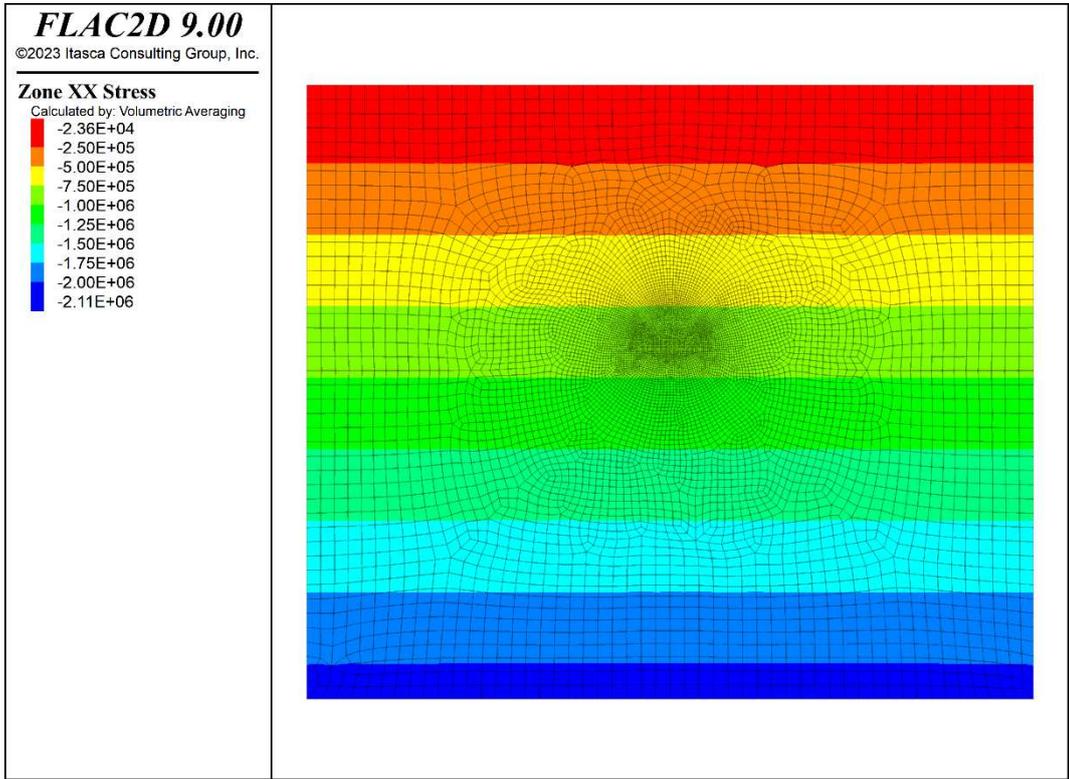


Figura 195 - Sezione PS-B1 - Geostatico (sforzi orizzontali)

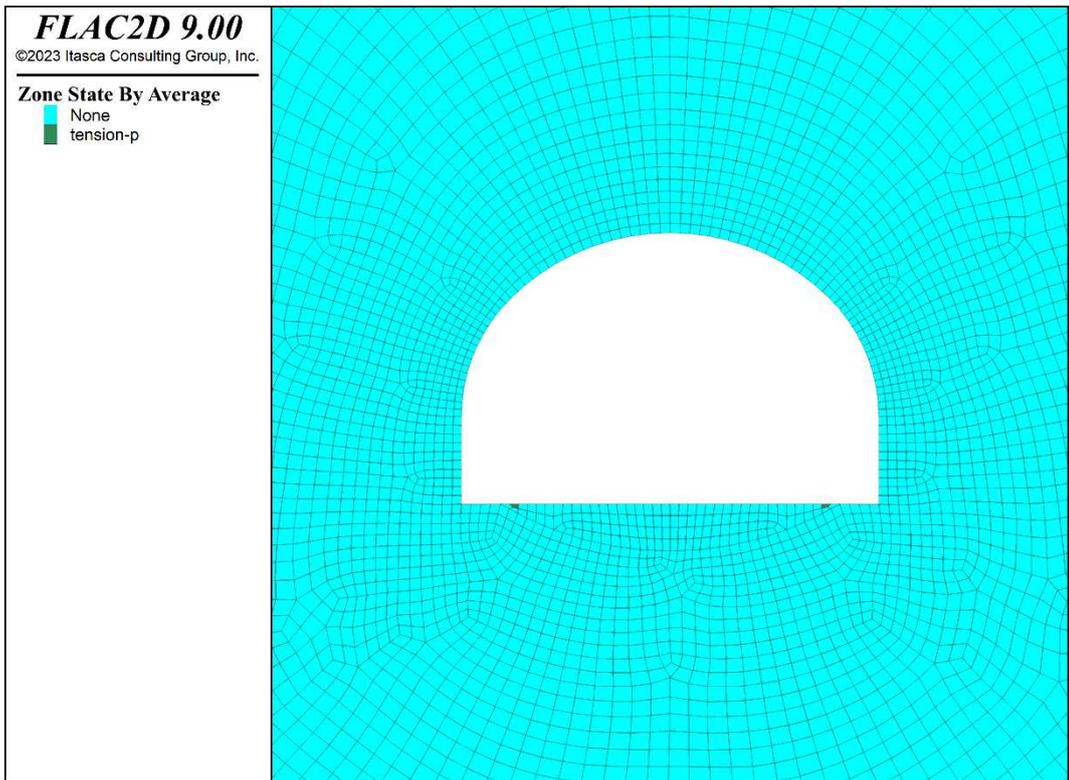


Figura 196 - Sezione PS-B1 - Plasticizzazioni al fronte (step 2)

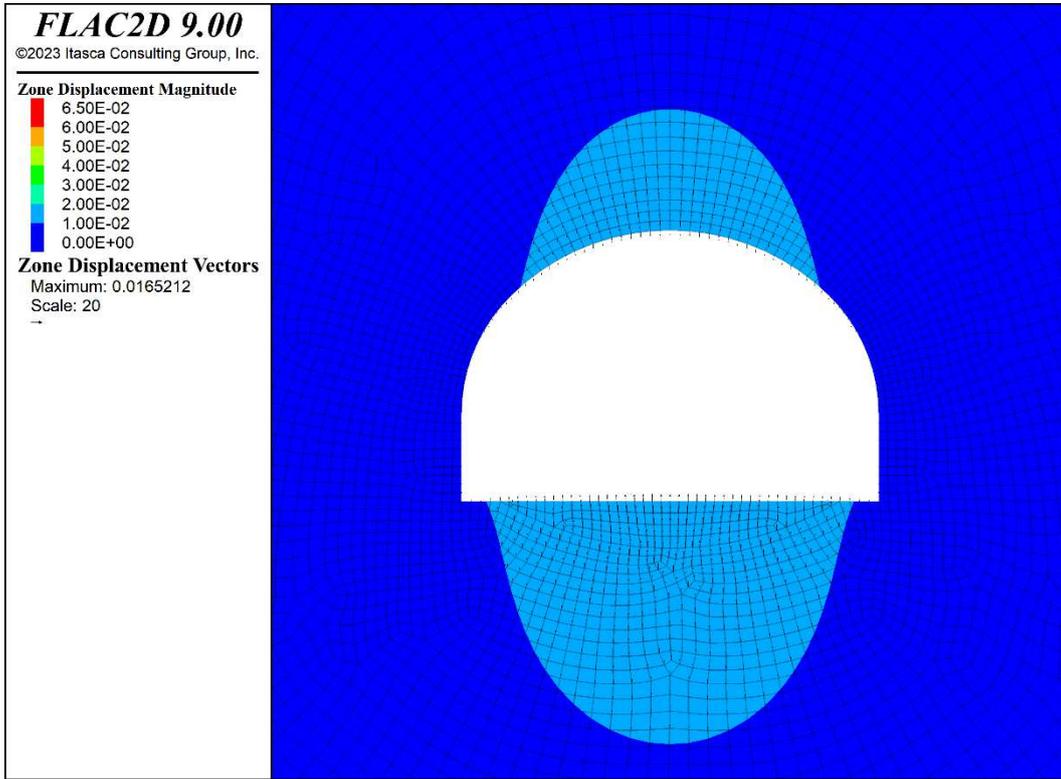


Figura 197 - Sezione PS-B1 - Spostamenti al fronte (step 2)

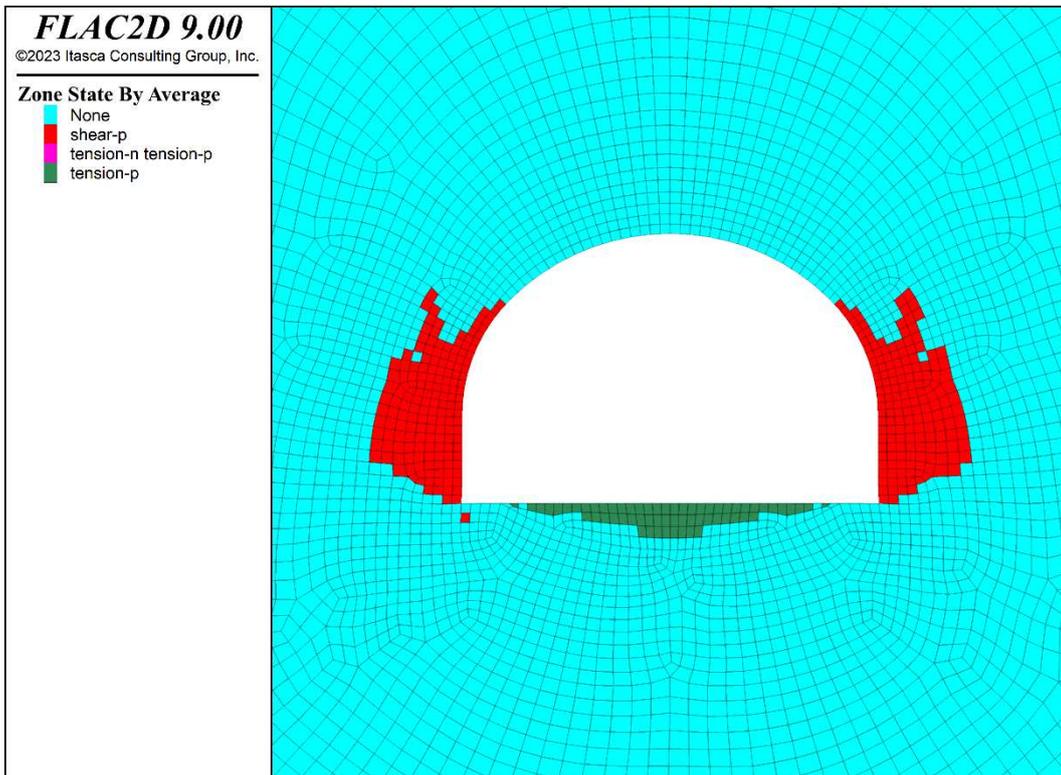


Figura 198 Sezione PS-B1 - Plasticizzazioni a 1.2 m dal fronte (step 3)

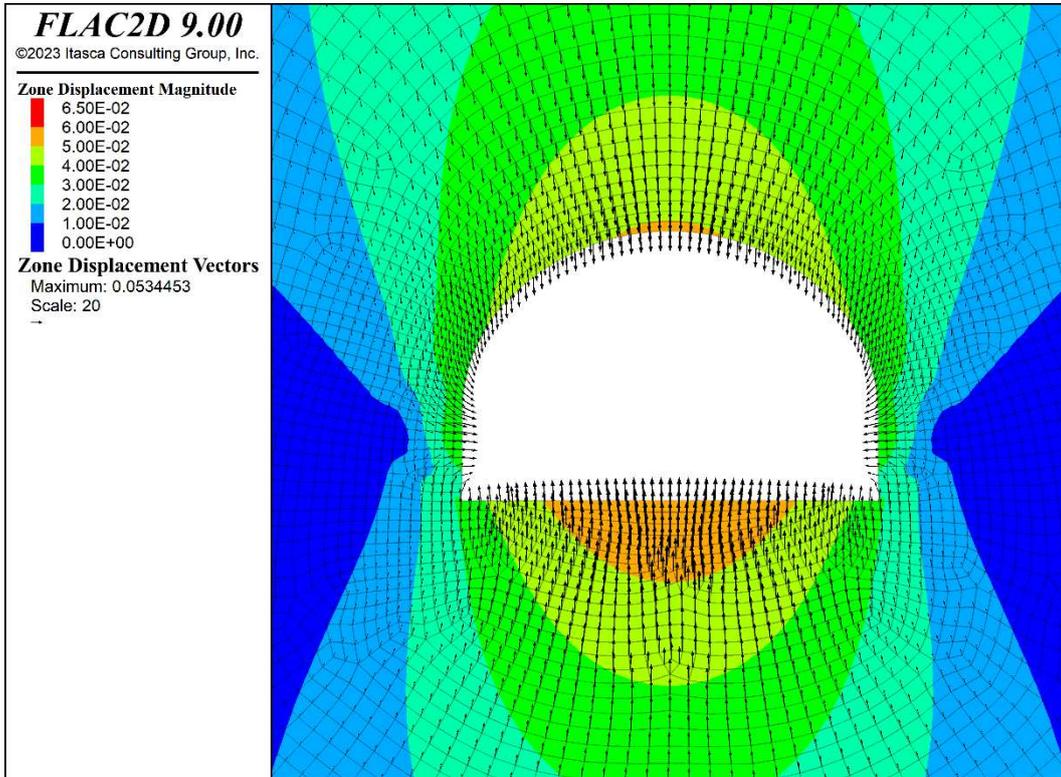


Figura 199 - Sezione PS-B1 - Spostamenti a 1.2 m dal fronte (step 3)

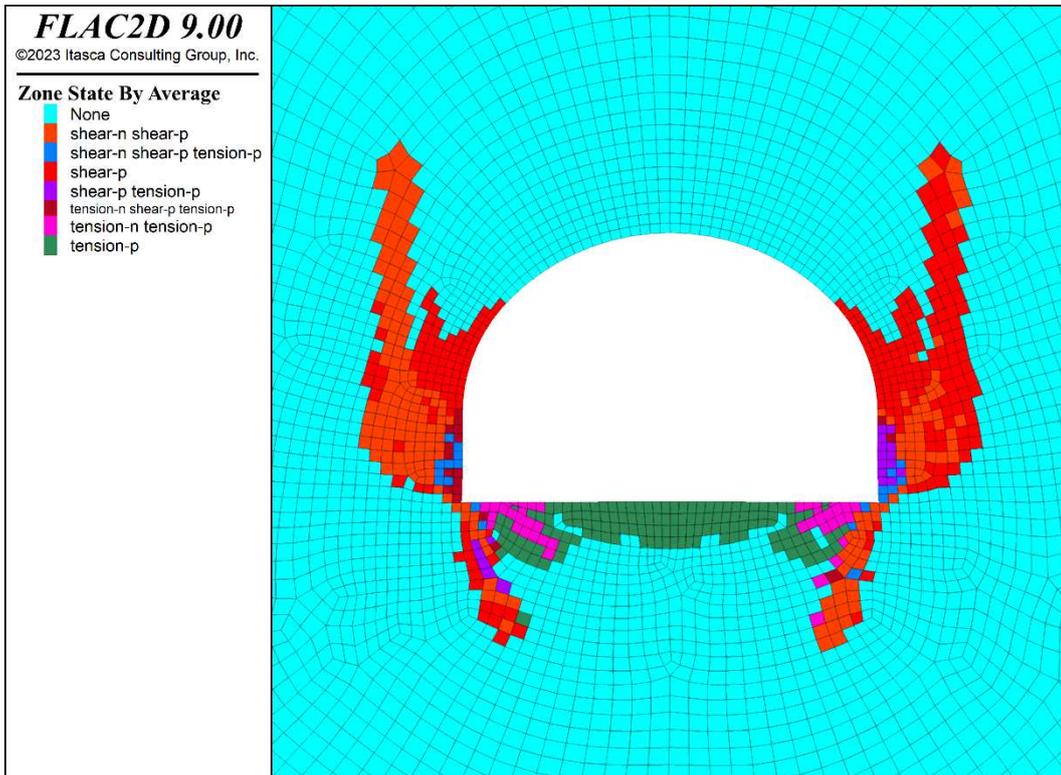


Figura 200 – Sezione PS-B1 - Plasticizzazioni all'installazione del rivestimento di prima fase (step 4)

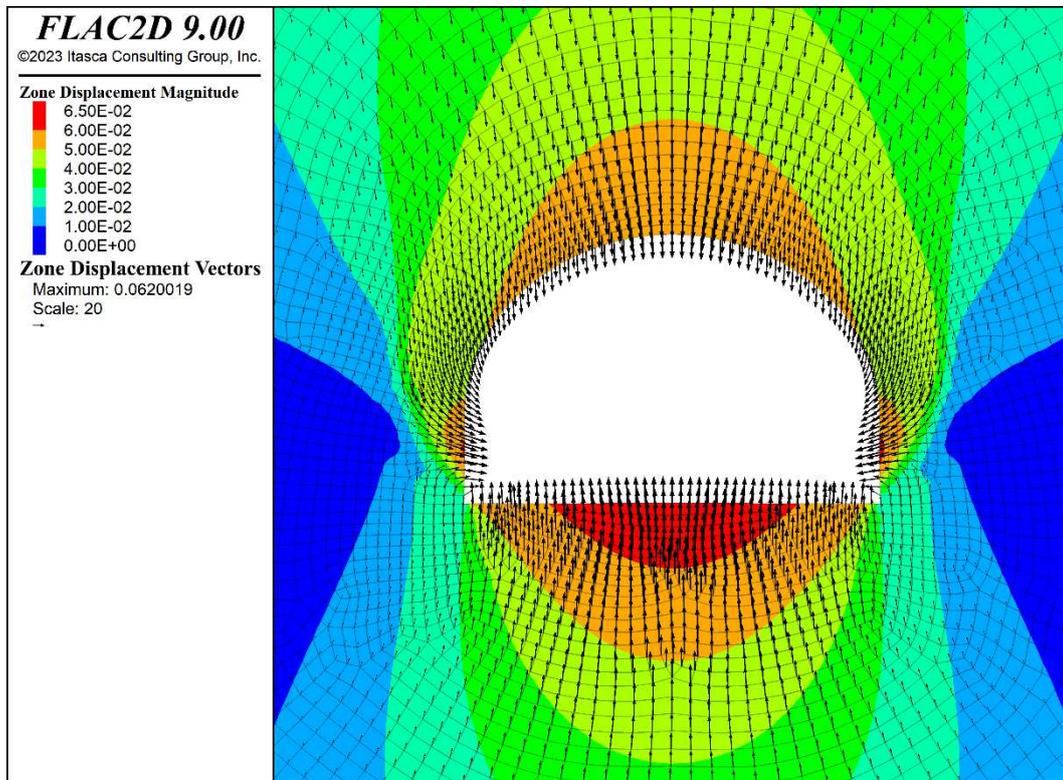


Figura 201 - Sezione PS-B1 – Spostamenti all'installazione del rivestimento di prima fase (step 4)

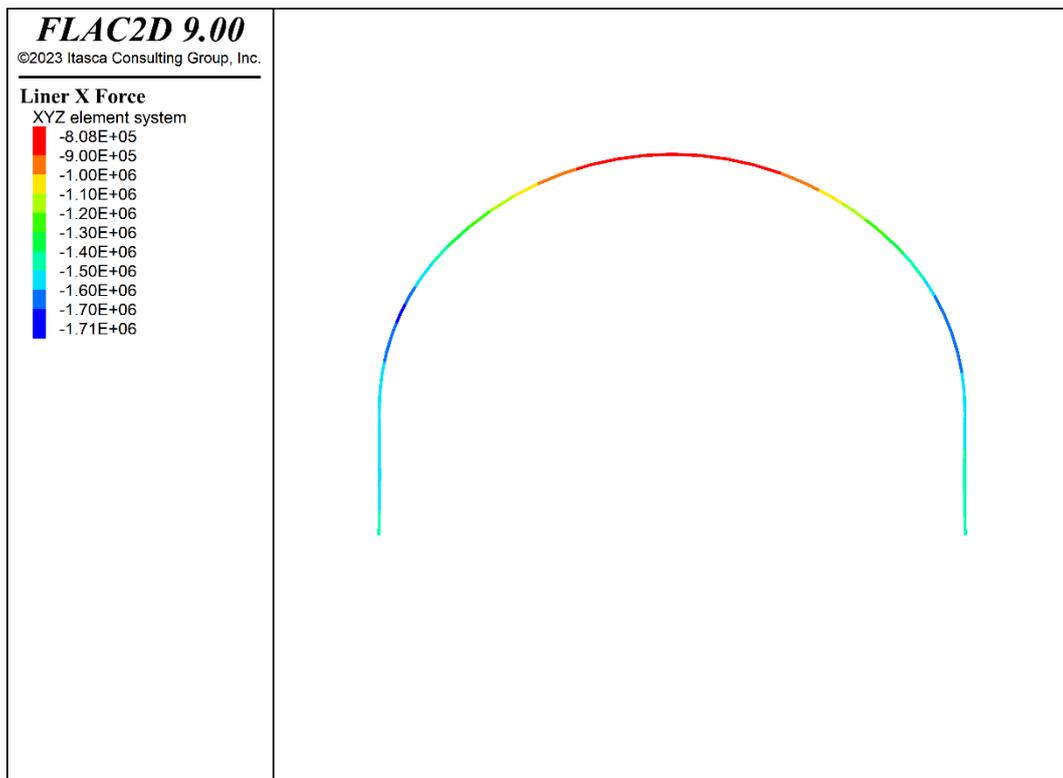


Figura 202 - Sezione PS-B1 – Azione assiale nel rivestimento di prima fase [N] (step 4)

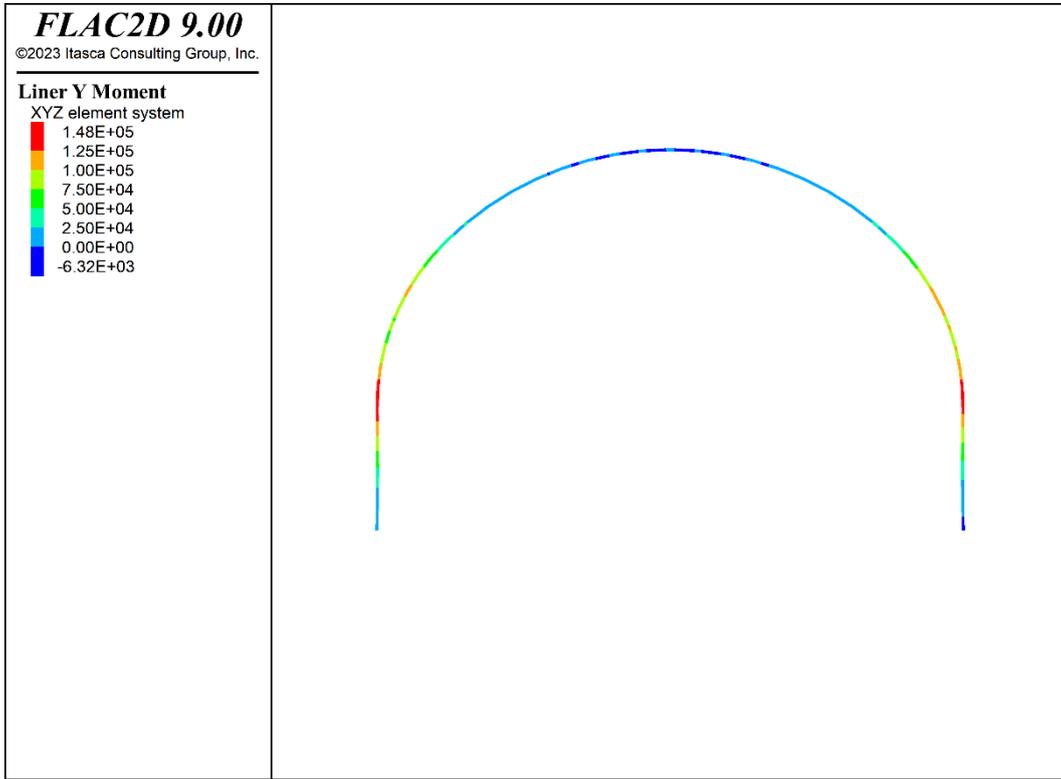


Figura 203 - Sezione PS-B1 – Momento nel rivestimento di prima fase [Nm] (step 4)

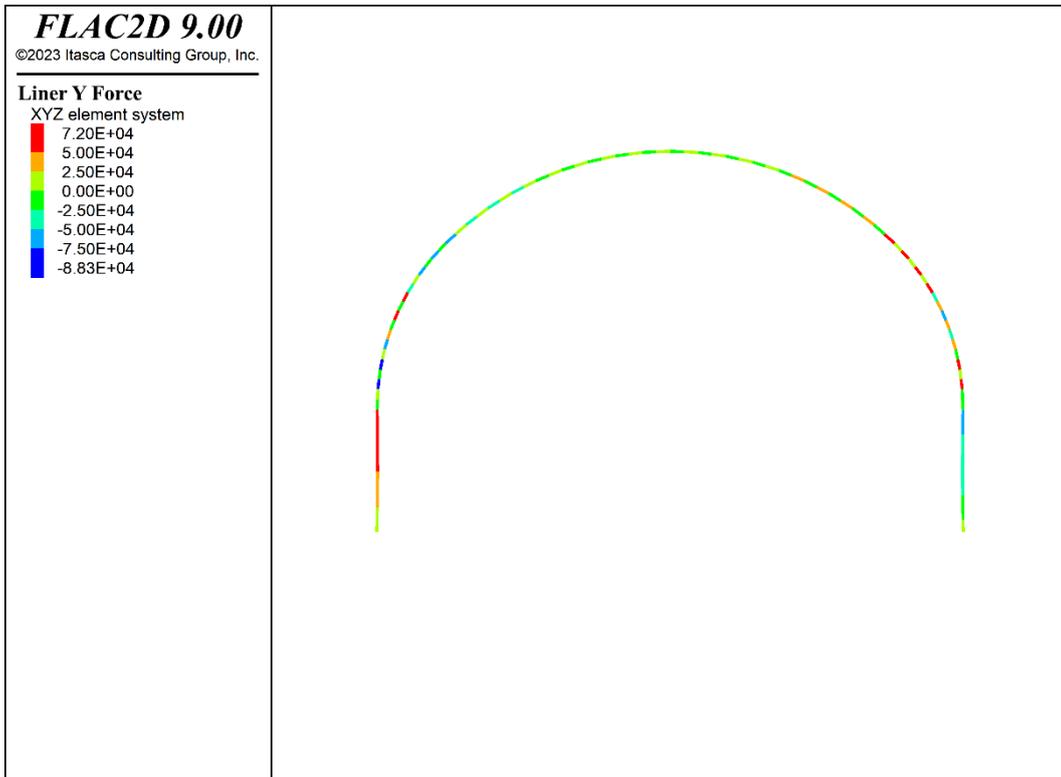


Figura 204 - Sezione PS-B1 – Taglio nel rivestimento di prima fase [N] (step 4)

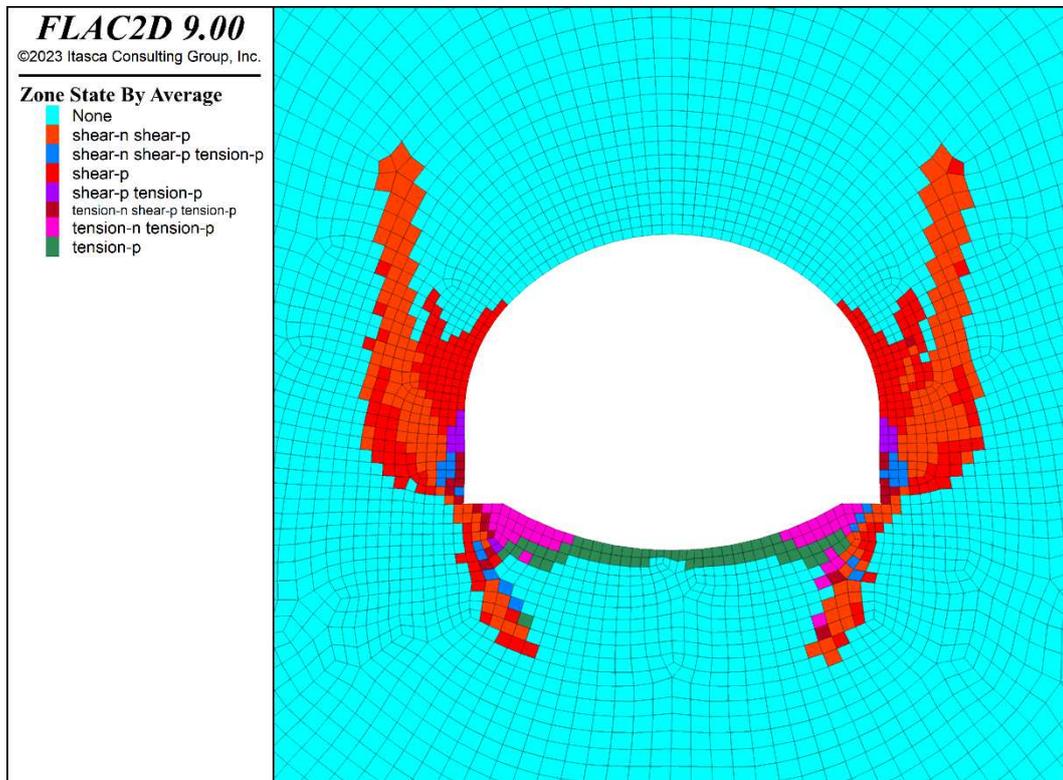


Figura 205 - Sezione PS-B1 - Plasticizzazioni allo scavo dell'arco rovescio (step 5)

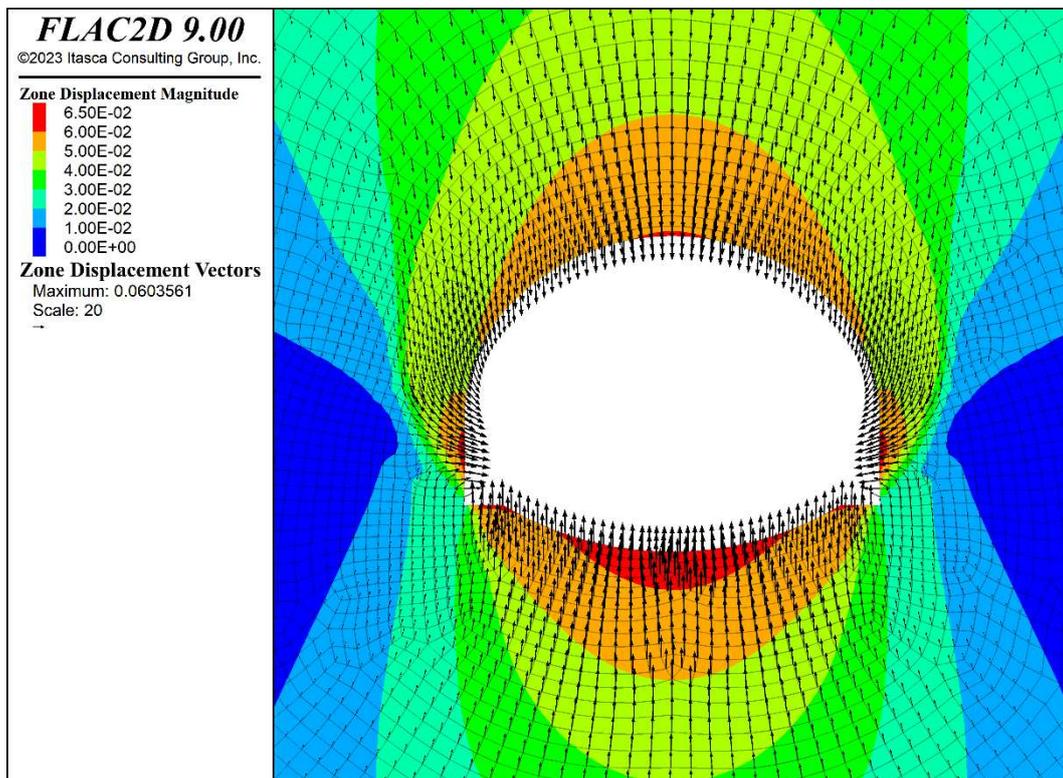


Figura 206 - Sezione PS-B1 - Spostamenti allo scavo dell'arco rovescio (step 5)

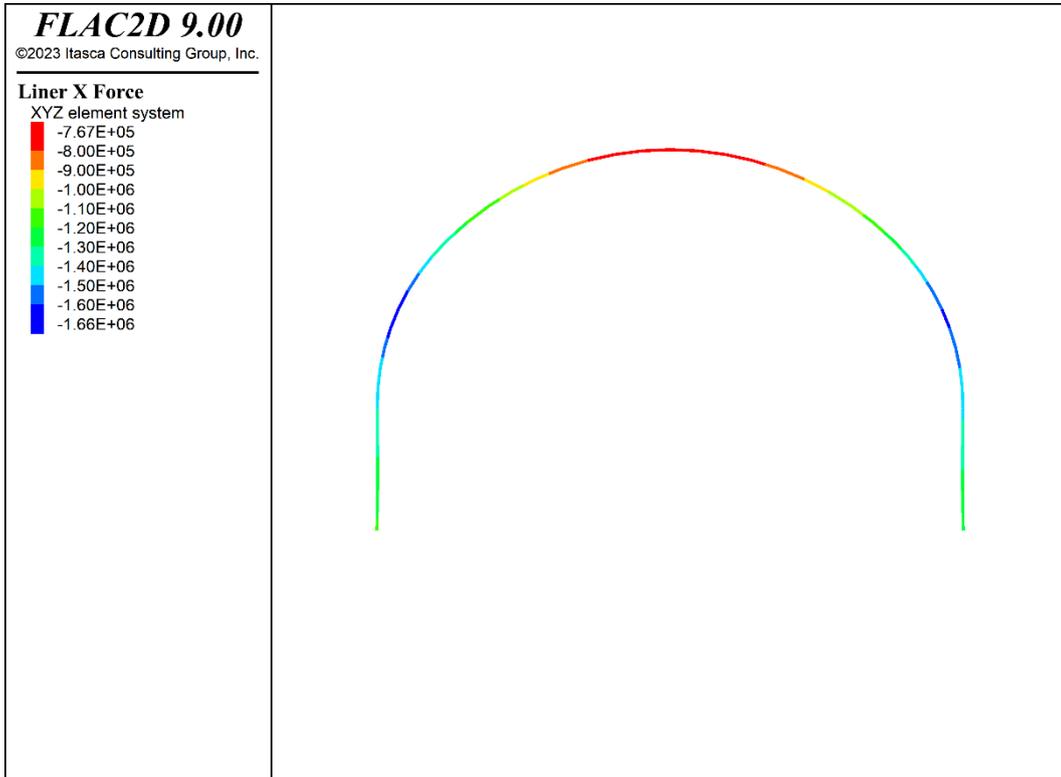


Figura 207 – Sezione PS-B1 – Azione assiale nel rivestimento di prima fase [N] (step 5)

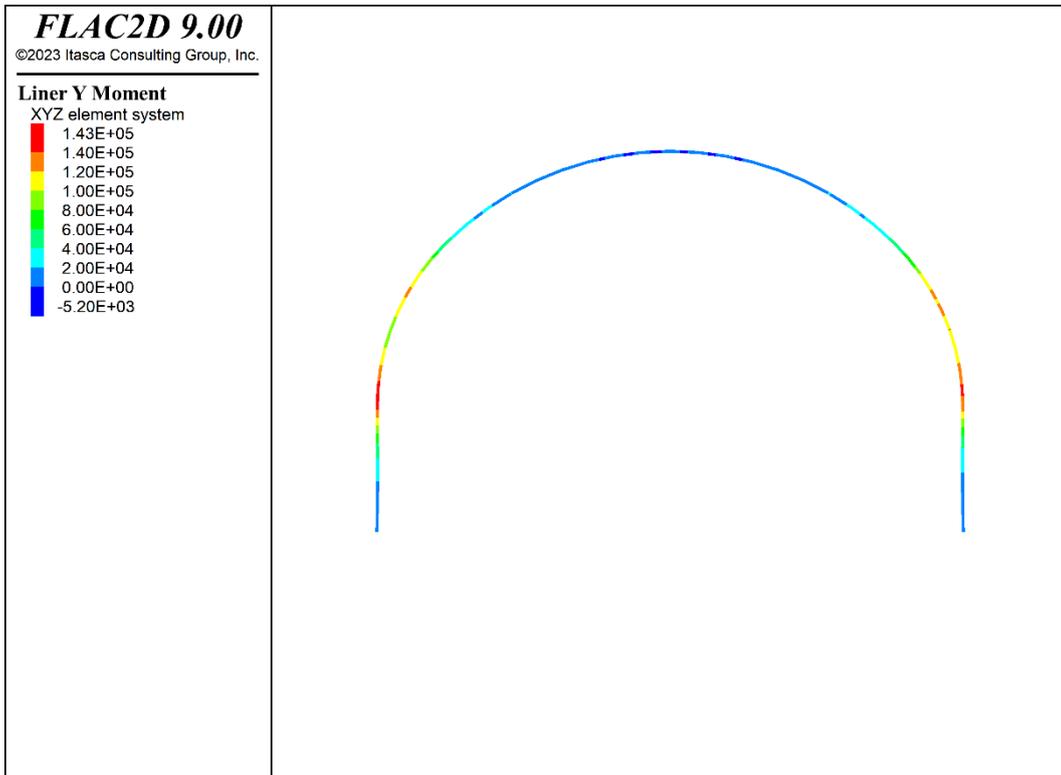


Figura 208 - Sezione PS-B1 – Momento nel rivestimento di prima fase [Nm] (step 5)

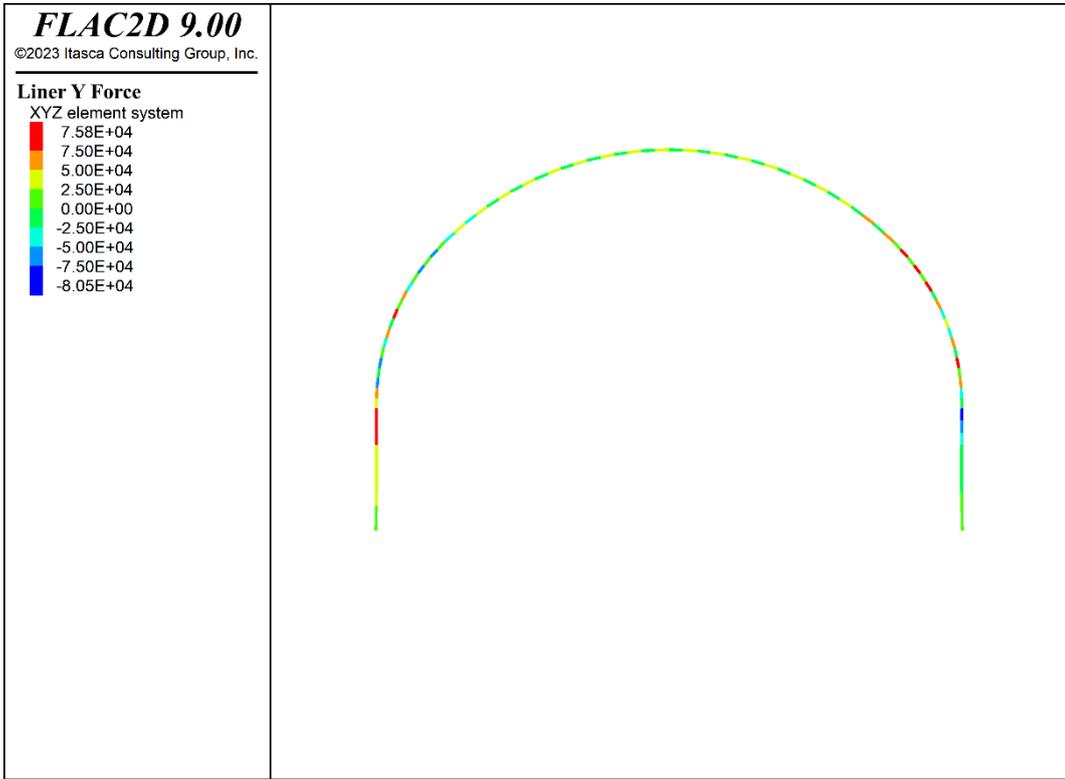


Figura 209 - Sezione PS-B1 – Taglio nel rivestimento di prima fase [N] (step 5)

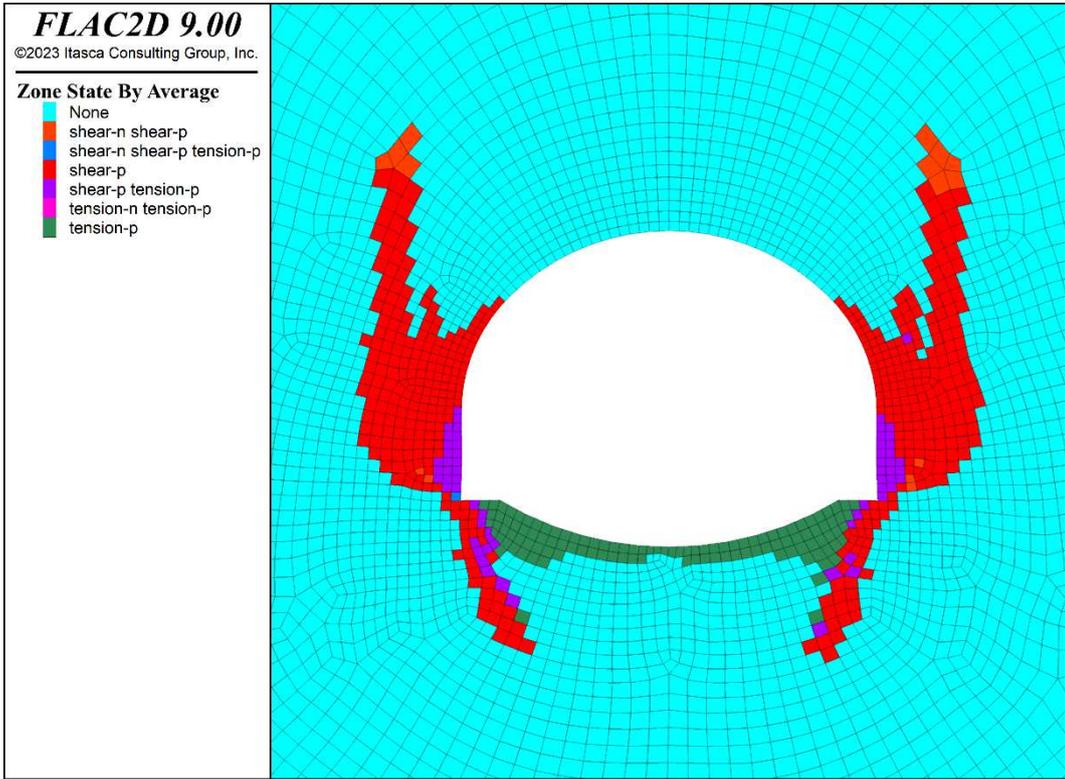


Figura 210 - Sezione PS-B1 - Plasticizzazioni all'installazione del rivestimento definitivo (step 6)

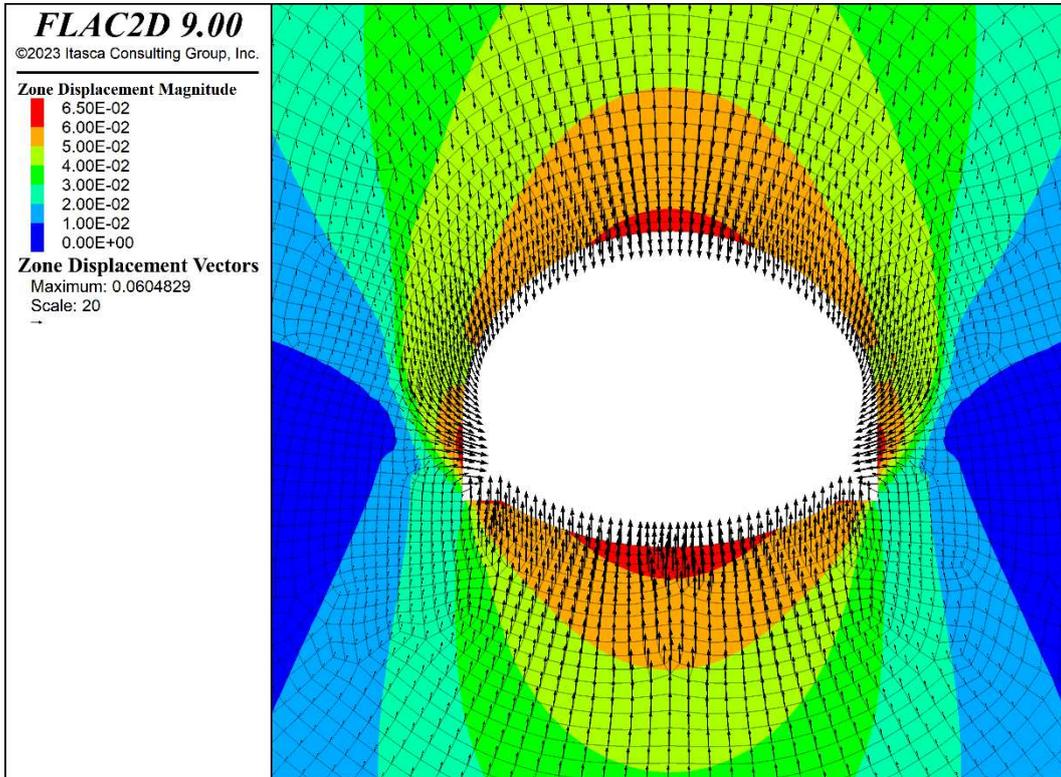


Figura 211 - Sezione PS-B1 - Spostamenti all'installazione del rivestimento definitivo (step 6)

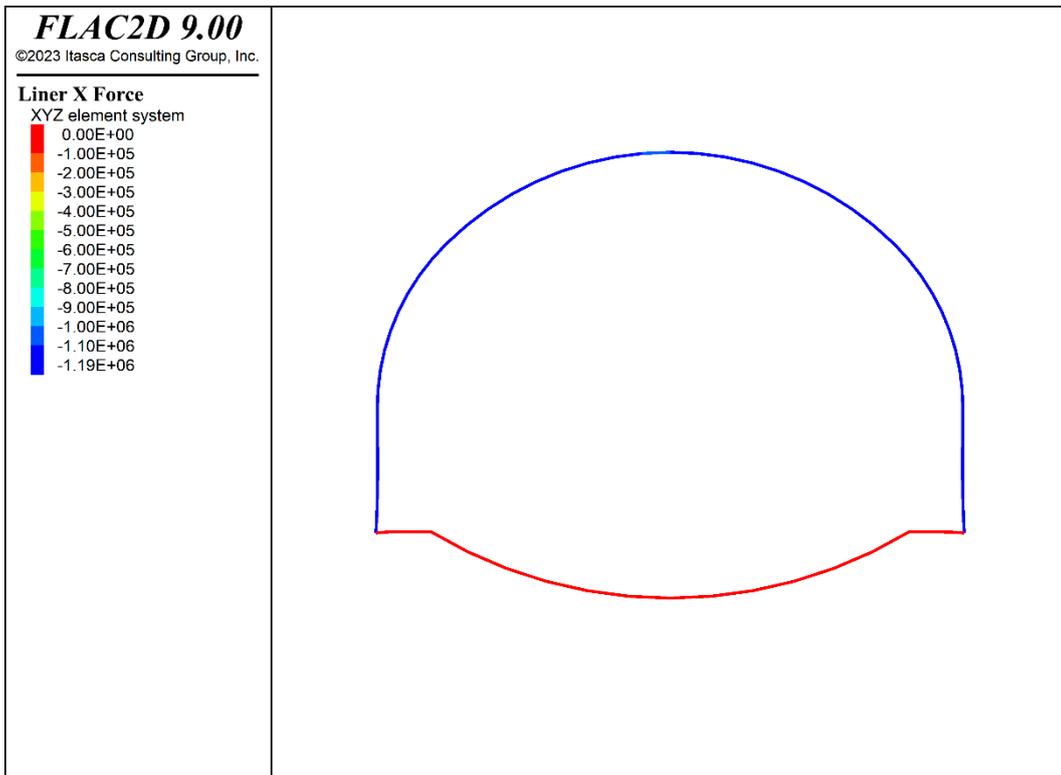


Figura 212 - Sezione PS-B1 – Azione assiale nel rivestimento definitivo [N] (step 6)



Figura 213 - Sezione PS-B1 – Momento nel rivestimento definitivo [Nm] (step 6)

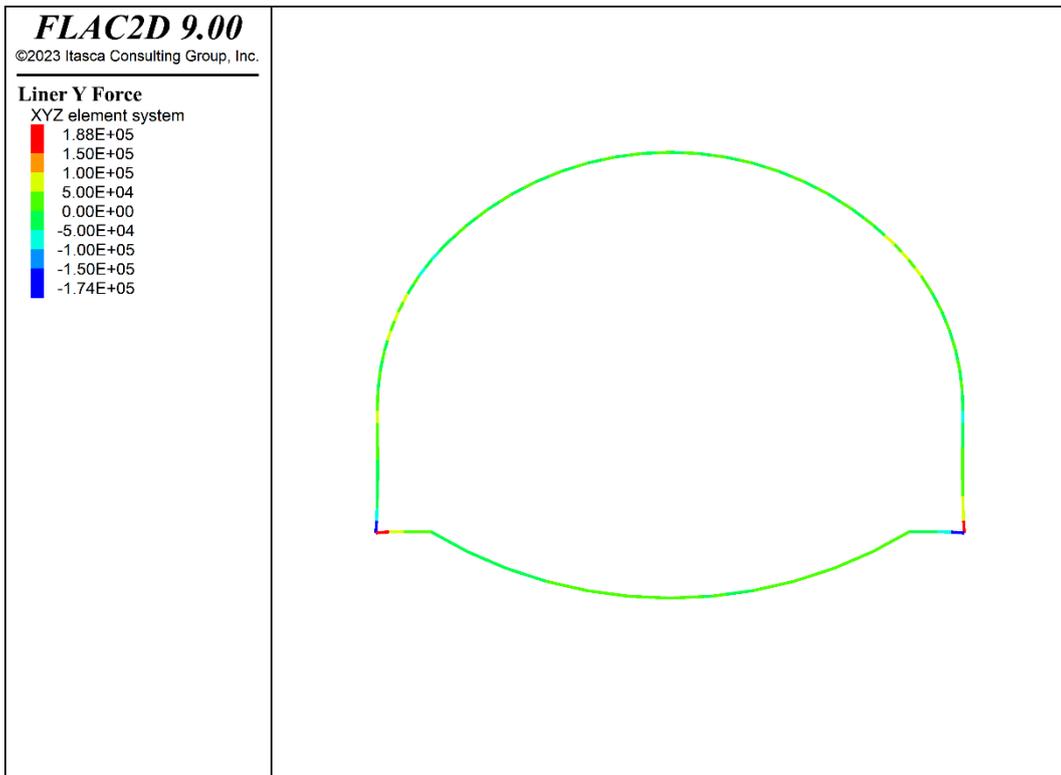


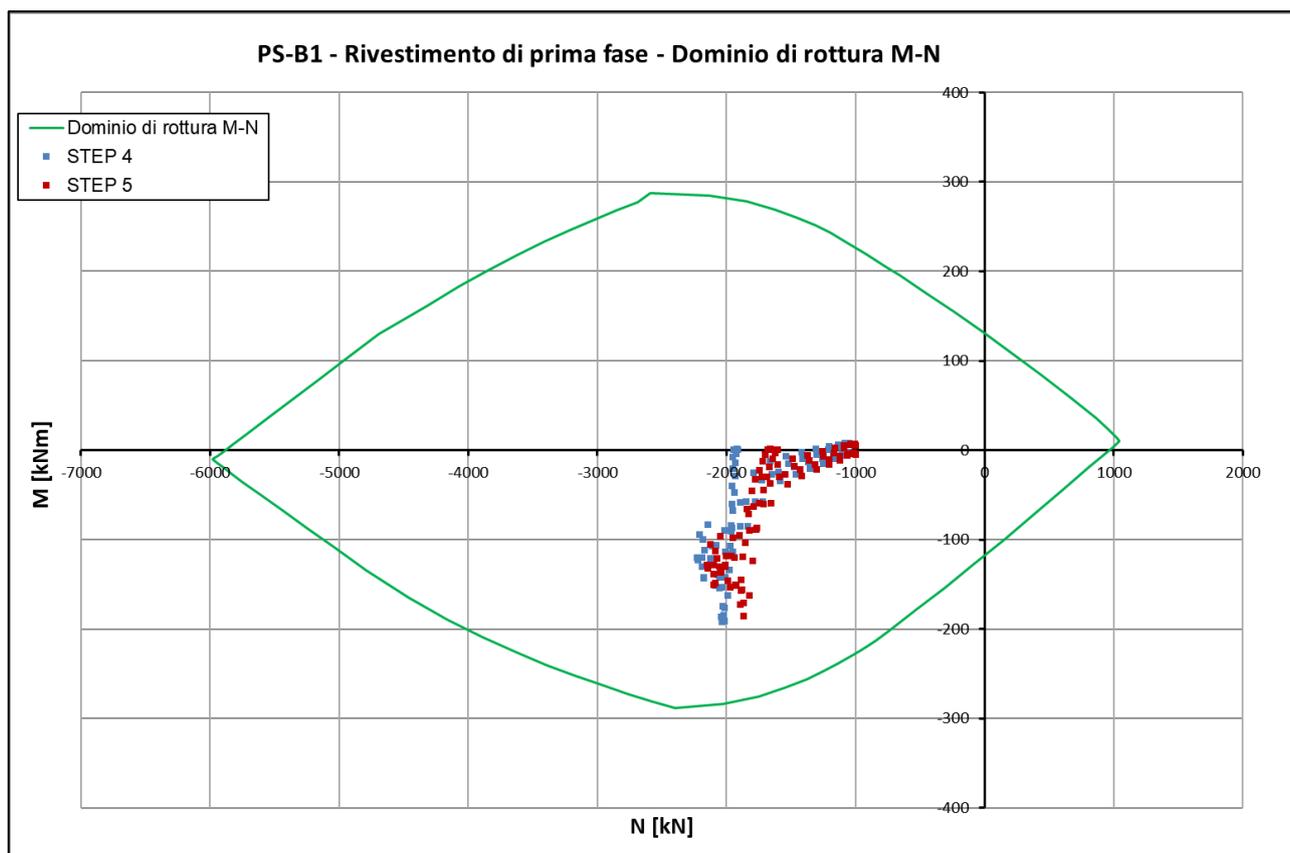
Figura 214 - Sezione PS-B1 – Taglio nel rivestimento definitivo [N] (step 6)

CODIFICA DOCUMENTO P 01 -GN 01-OST -RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI ETA S.p.A. <small>INGEGNERIA VANALTA AMBIENTE</small>	sinergo	D_VA <small>DVisionArchitecture</small>	REV. A	FOGLIO 215 di 220
							Data 06/10/2023

11.7.6 Verifica del rivestimento di prima fase

Come riportato all'interno del paragrafo 7.2.5, le verifiche allo Stato Limite Ultimo del rivestimento di prima fase sono state effettuate nella combinazione di carico A1 amplificando mediante il coefficiente parziale $\gamma_G=1.30$ (relativo ai carichi permanenti sfavorevoli) le sollecitazioni ricavate dal modello numerico.

Nel grafico seguente si riporta la verifica SLU a pressoflessione del rivestimento di prima fase (sezione composta acciaio - calcestruzzo); la verifica risulta soddisfatta.



La verifica a taglio del rivestimento di prima fase è soddisfatta considerando il solo contributo delle centine (2IPN180 a passo 1.2 m):

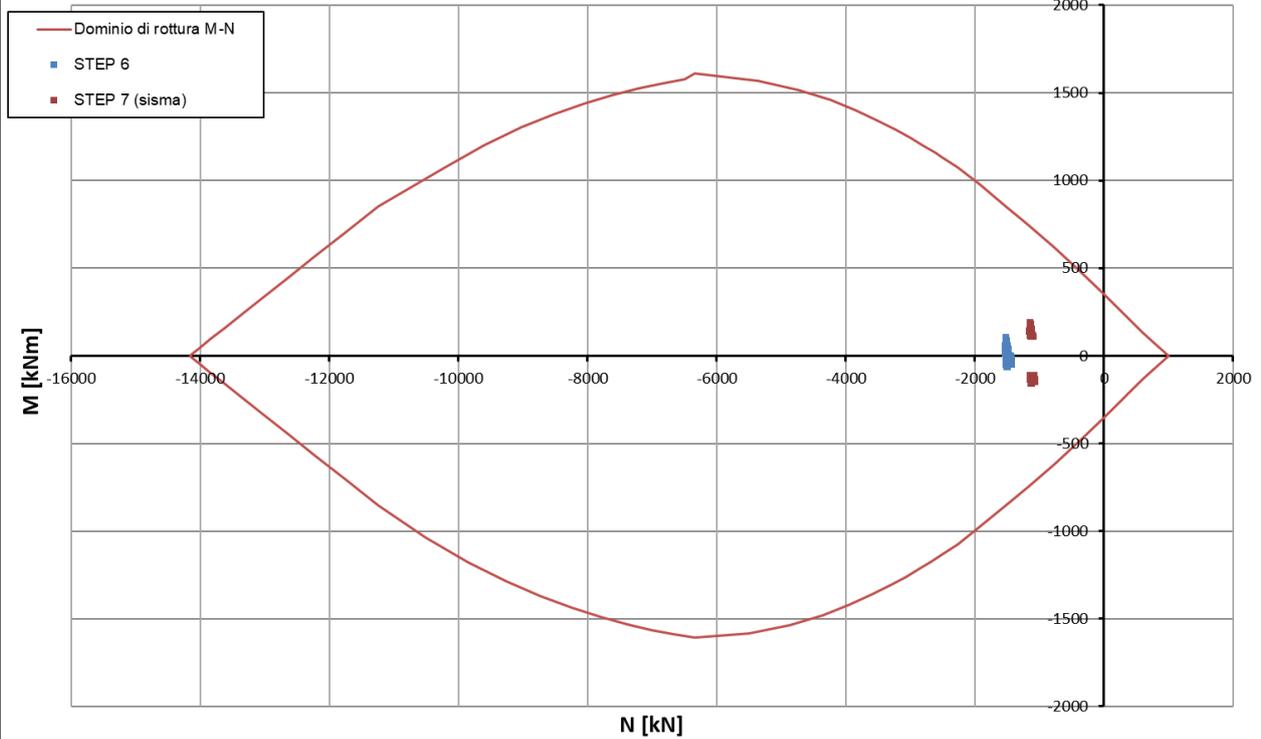
$$V_{Ed} = 115 \cdot 1.2 = 138 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 280.5 \cdot 2 = 561 \text{ kN}$$

11.7.7 Verifica del rivestimento definitivo

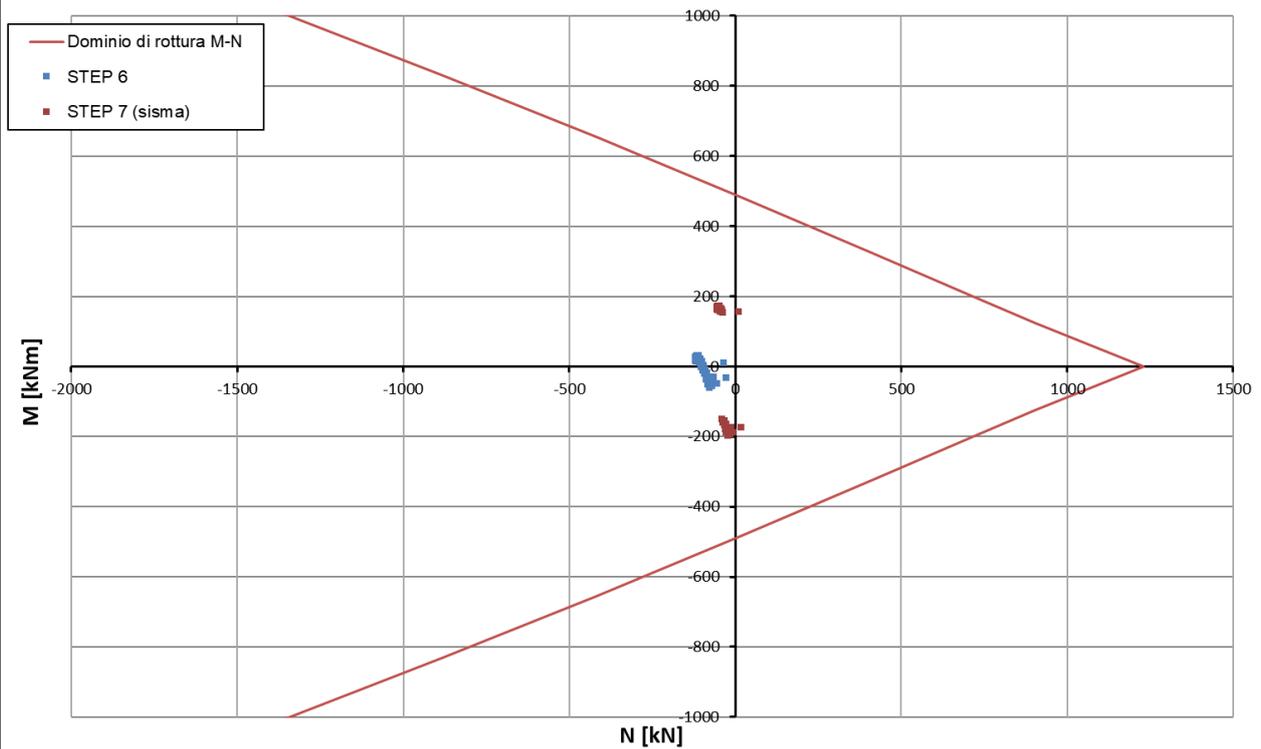
Nei grafici seguenti si riportano le verifiche allo SLU a pressoflessione del rivestimento definitivo in arco rovescio ($h=90\text{cm} + \varnothing 20/20\text{cm}$) e in calotta ($h=80\text{cm} + \varnothing 18/20\text{cm}$) in condizioni statiche e le verifiche allo SLV in condizioni sismiche; le verifiche risultano soddisfatte.

Le verifiche allo Stato Limite Ultimo del rivestimento definitivo sono state effettuate ricavando le sollecitazioni agenti sui rivestimenti dal modello numerico che tiene conto del carico d'ammasso caratteristico e successivamente amplificandole mediante il coefficiente parziale $\gamma_G=1.30$ (relativo ai carichi permanenti sfavorevoli) nella combinazione di carico A1. Le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita sono invece state effettuate considerando un coefficiente parziale $\gamma_G=1.00$.

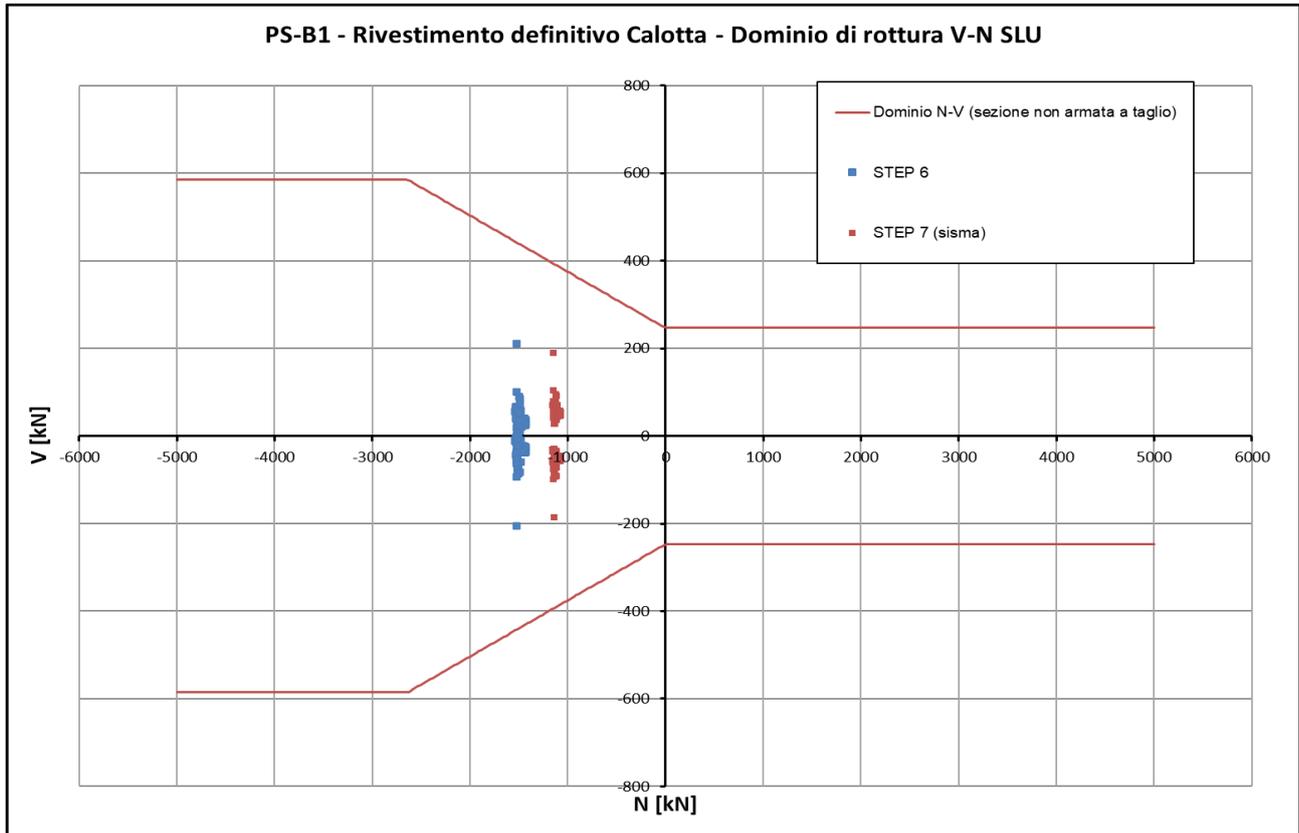
PS-B1 - Rivestimento Definitivo Calotta - Dominio di rottura M-N SLU

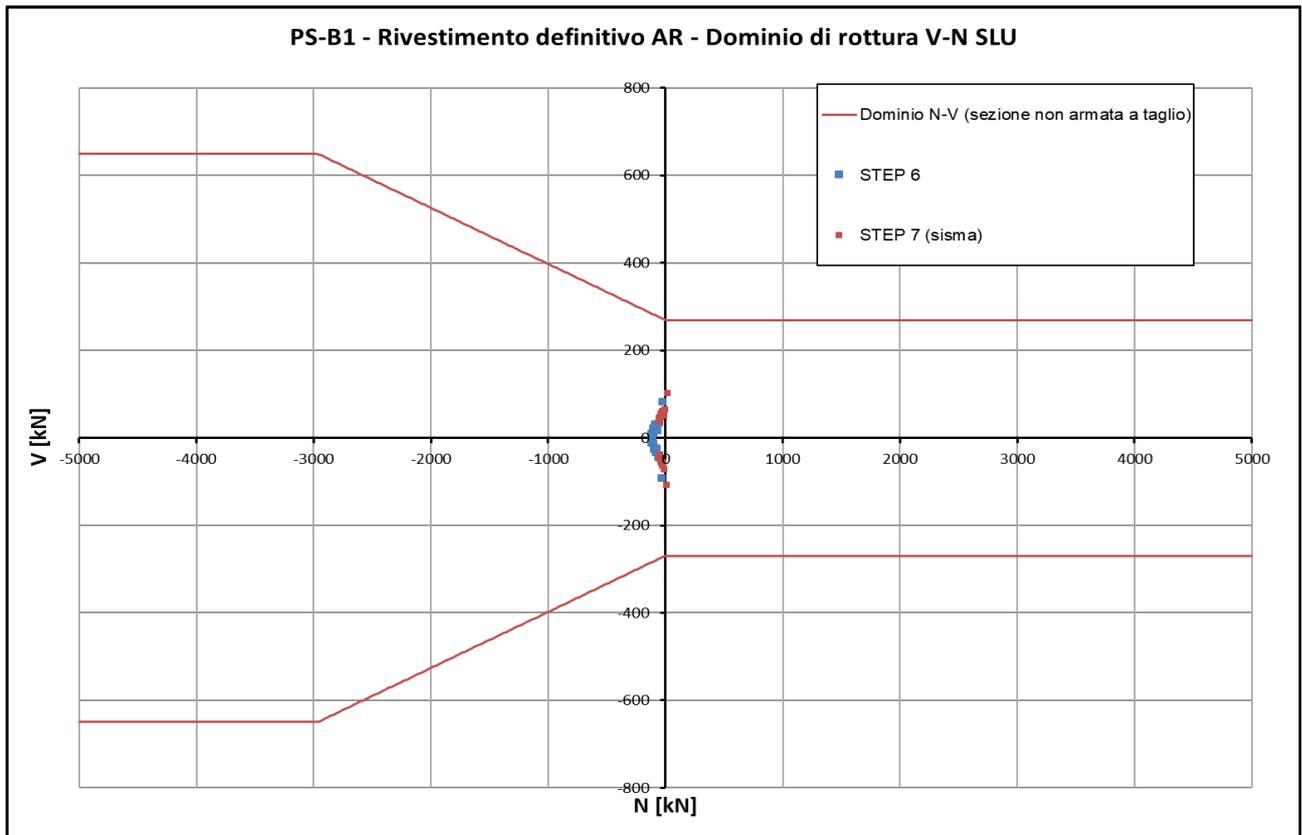


PS-B1 - Rivestimento Definitivo AR - Dominio di rottura M-N SLU



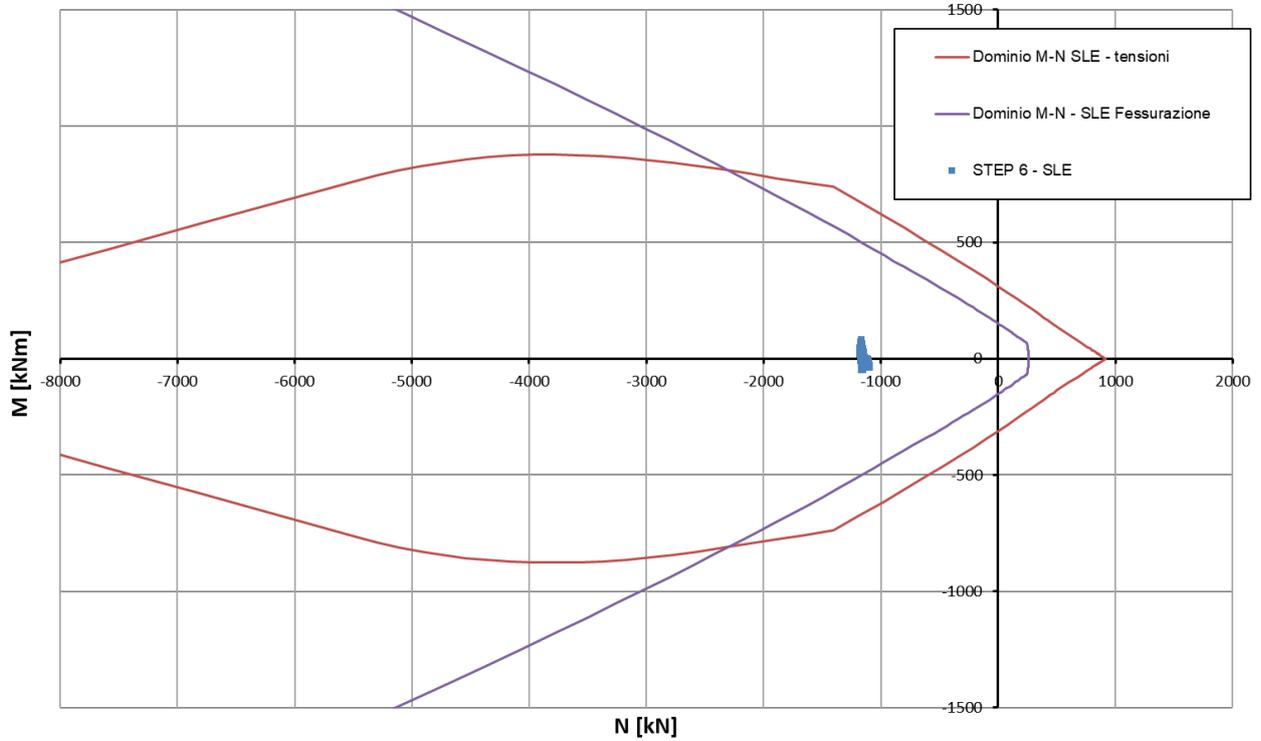
Nelle immagini seguenti si riportano i risultati delle verifiche SLU a taglio per tutti gli elementi che costituiscono il rivestimento definitivo in calotta e arco rovescio. Le verifiche sono condotte per sezioni non armate a taglio e risultano soddisfatte.



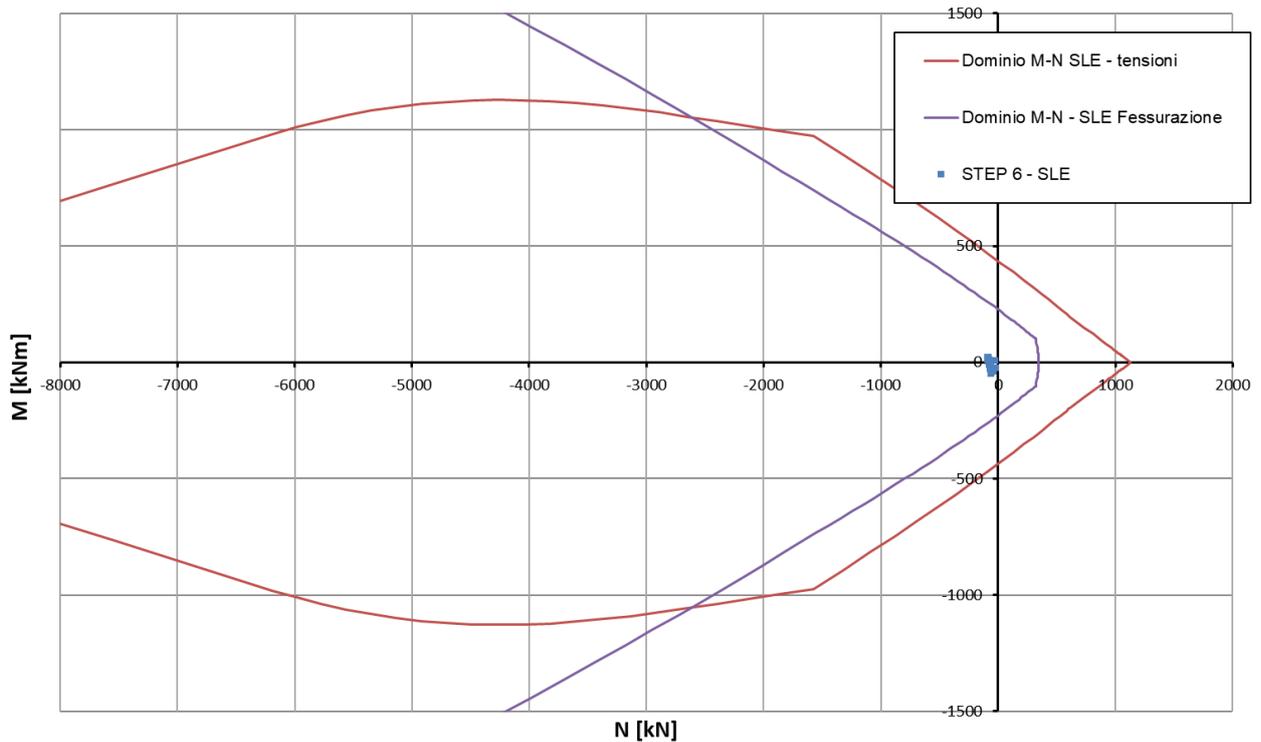


Nella seguente immagine si riportano i risultati delle verifiche allo SLE di limitazione delle tensioni e di fessurazione per tutti gli elementi del rivestimento definitivo ($\sigma_c < 13.1MPa$, $\sigma_s < 360MPa$ e $w_k < w_{lim} = 0.3mm$); le verifiche risultano soddisfatte.

PS-B1 - Rivestimento definitivo Calotta - Dominio di rottura M-N SLE



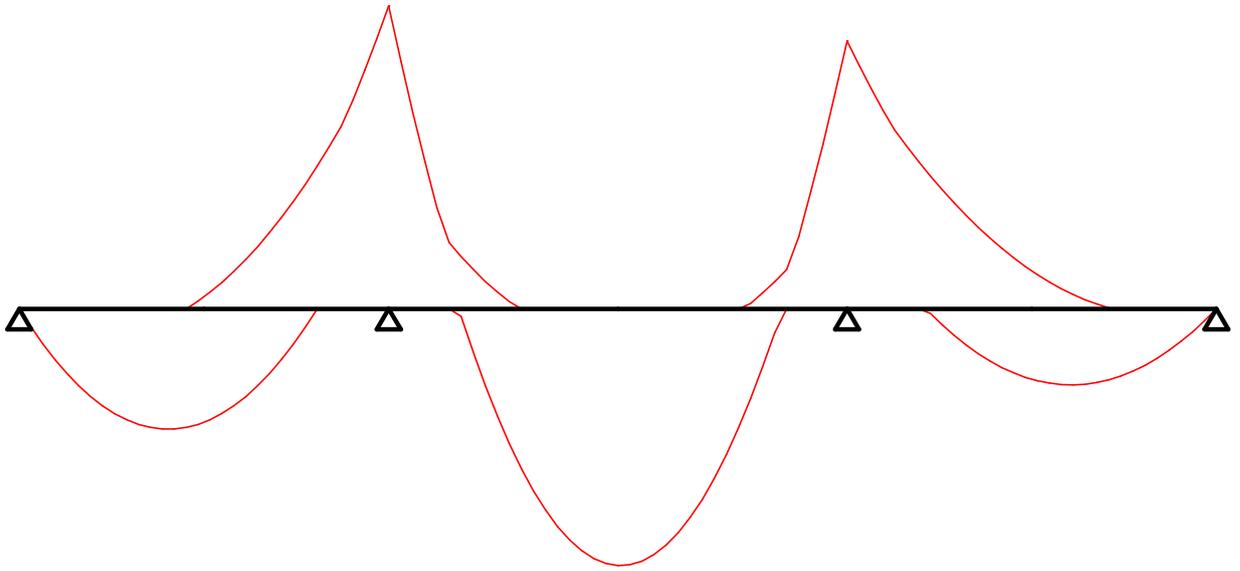
PS-B1 - Rivestimento definitivo AR - Dominio di rottura M-N SLE



CODIFICA DOCUMENTO	PROGETTAZIONE	REV.	FOGLIO
P 01 -GN 01-OST -RE 01	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	A	220 di 220
	MANDANTI    CITAZIA s.r.l. <small>RICERCA VALUTA AMBIENTE</small> <small>D_VA</small> D_VisionArchitecture	Data 06/10/2023	

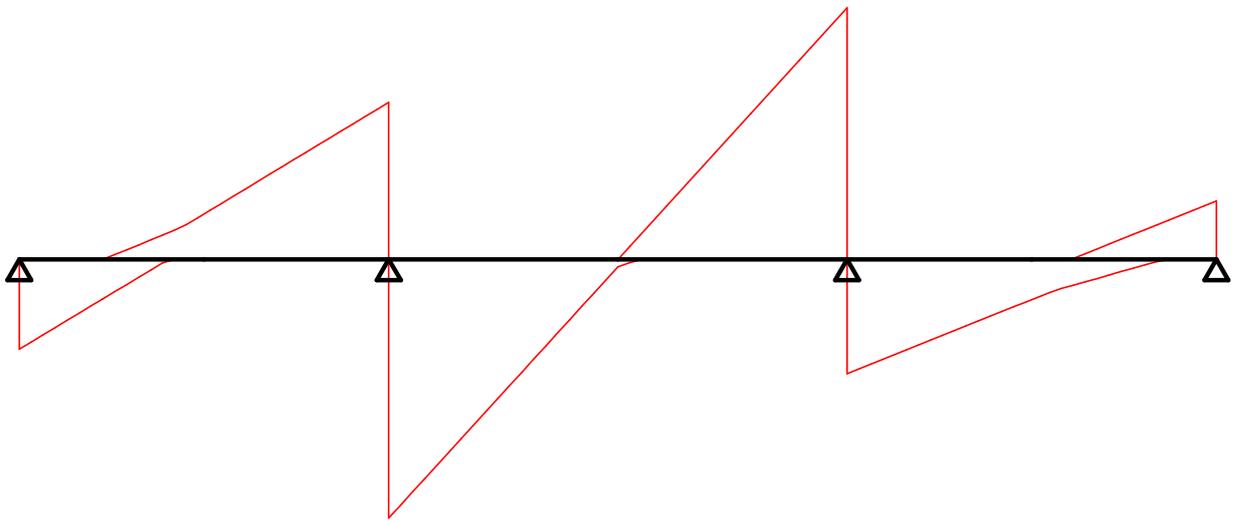
12 APPENDICE 3 – VERIFICA DEI RIVESTIMENTI DELLE STRUTTURE INTERNE

File : Casol_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala momenti 1:20 - Sollecitazioni SLU



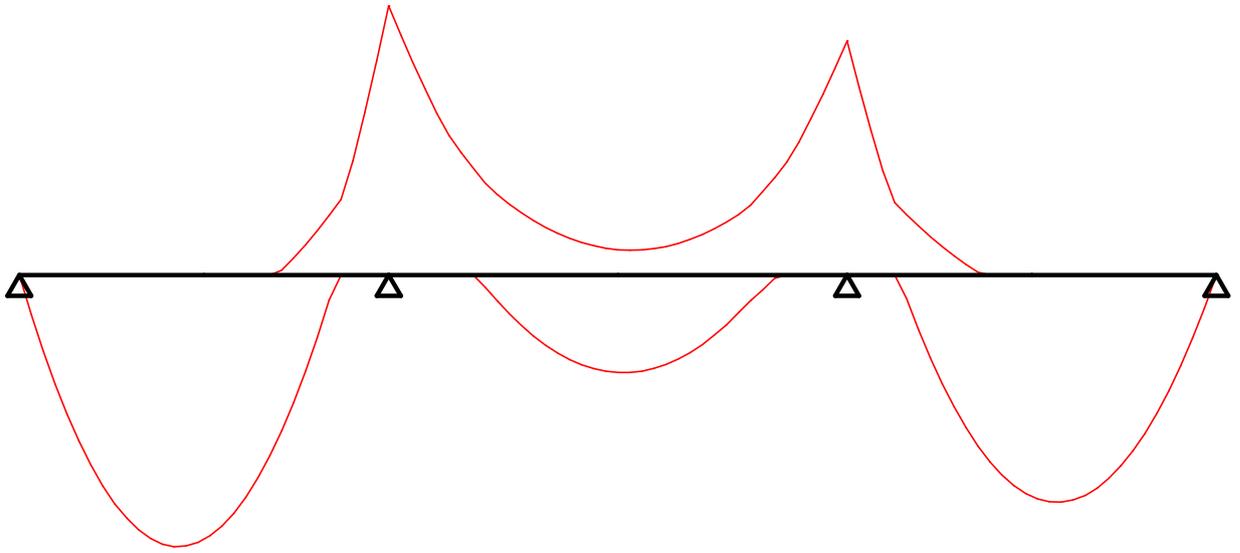
M min	0		-43,94		-38,86		1,283E-06
M max		17,44		37,26		11,03	
R max	32,59		150,9		132,7		21,12
R min	12,27		62,15		49,87		5,382

File : Casol_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala tagli 1:50 - Sollecitazioni SLU



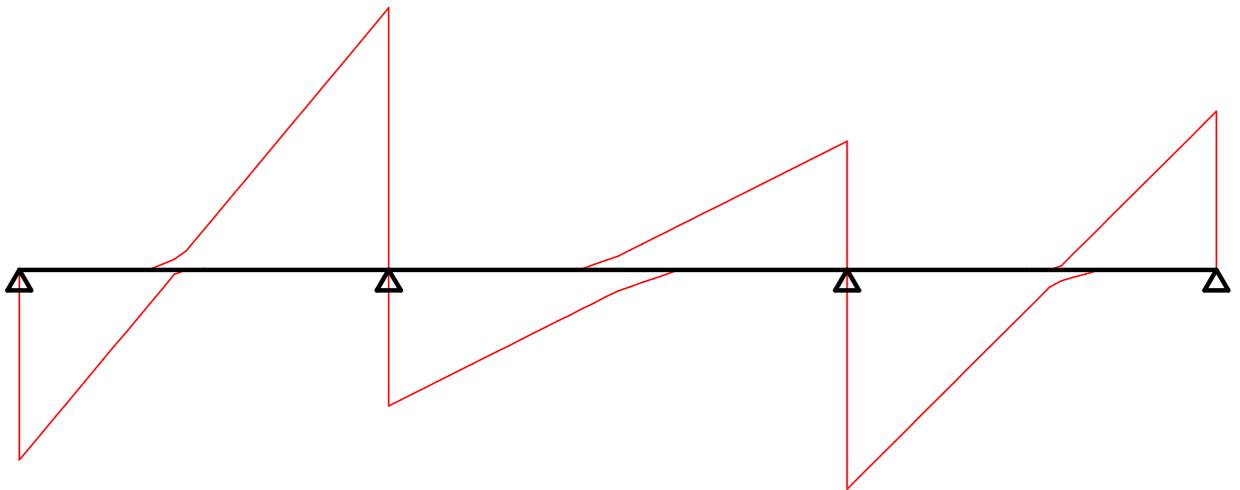
T maxs	0		-56,95		-91,21		-21,12
T maxd	32,59		93,90		41,47		0
Luci		2,66		3,3		2,66	
G1		10		10		10	
G2		11,6		8,2		4,8	
Q1		0		20		0	
Q2		0		0		0	

File : Caso2_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala momenti 1:20 - Sollecitazioni SLU



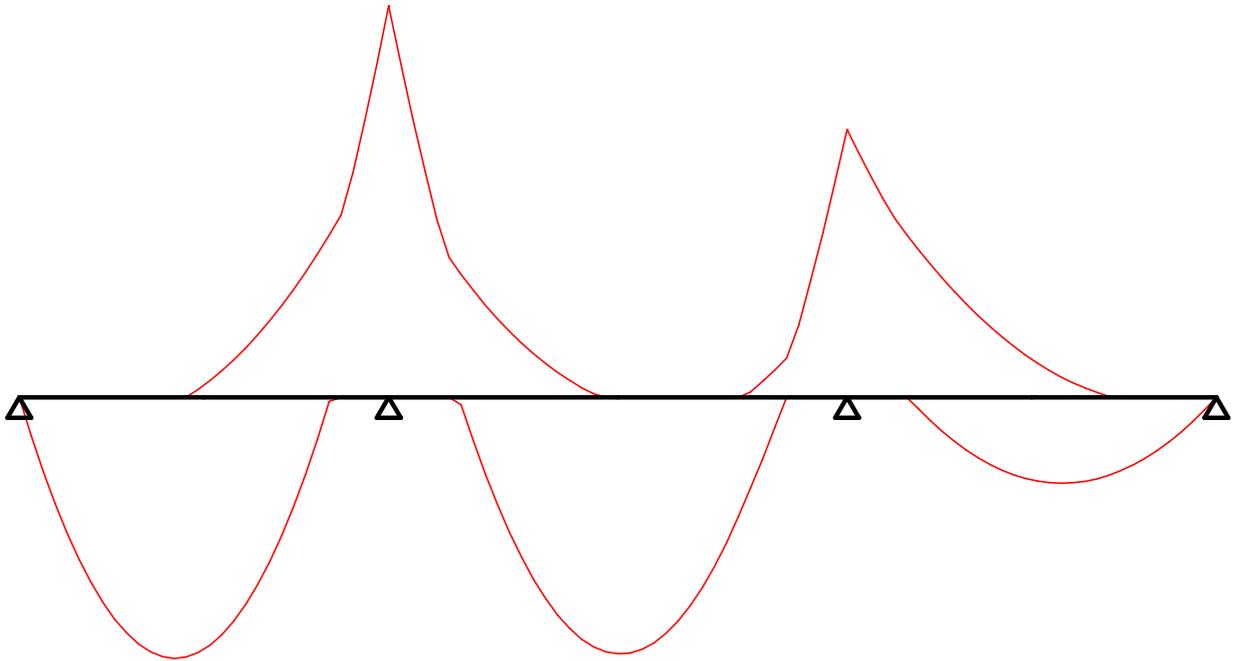
M min	0		-39,06		-33,98		2,870E-06
M max		39,39		14,13		32,94	
R max	69,00		144,4		126,2		57,53
R min	18,92		55,85		43,57		12,04

File : Caso2_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala tagli 1:50 - Sollecitazioni SLU



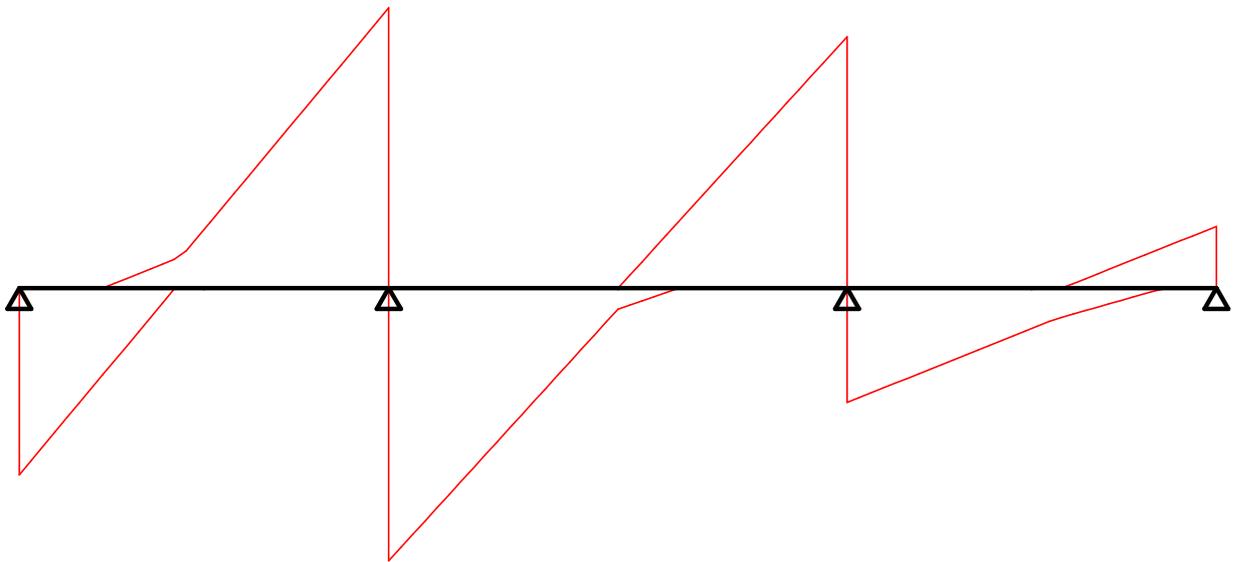
T maxs	0		-95,02		-46,67		-57,53
T maxd	69,00		49,37		79,54		0
Luci		2,66		3,3		2,66	
G1		10		10		10	
G2		11,6		8,2		4,8	
Q1		20		0		20	
Q2		0		0		0	

File : Caso3_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala momenti 1:20 - Sollecitazioni SLU



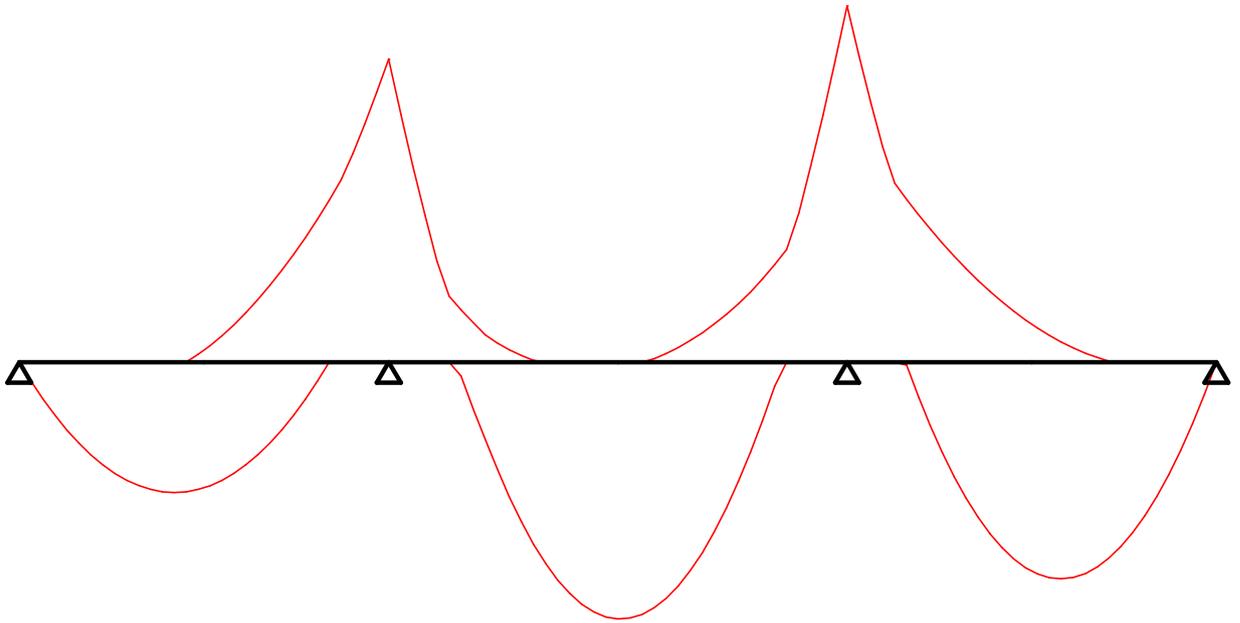
M min	0		-56,77		-38,86		1,283E-06
M max		37,90		37,26		12,48	
R max	67,67		200,5		132,7		22,45
R min	12,27		62,15		43,57		5,382

File : Caso3_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala tagli 1:50 - Sollecitazioni SLU



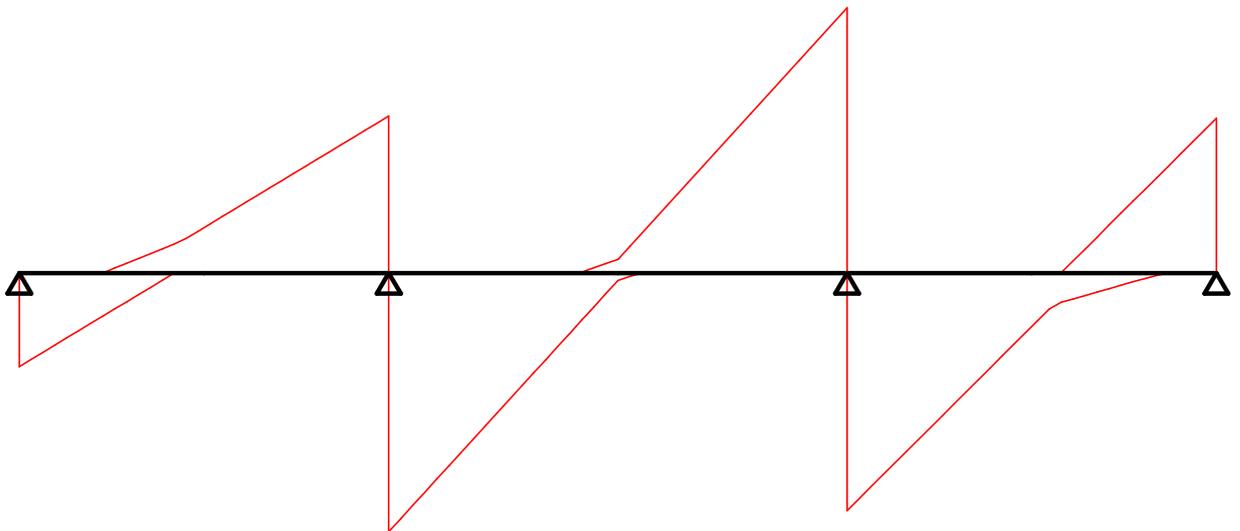
T maxs	0		-101,7		-91,21		-22,45
T maxd	67,67		98,87		41,47		0
Luci		2,66		3,3		2,66	
G1		10		10		10	
G2		11,6		8,2		4,8	
Q1		20		20		0	
Q2		0		0		0	

File : Caso4_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala momenti 1:20 - Sollecitazioni SLU



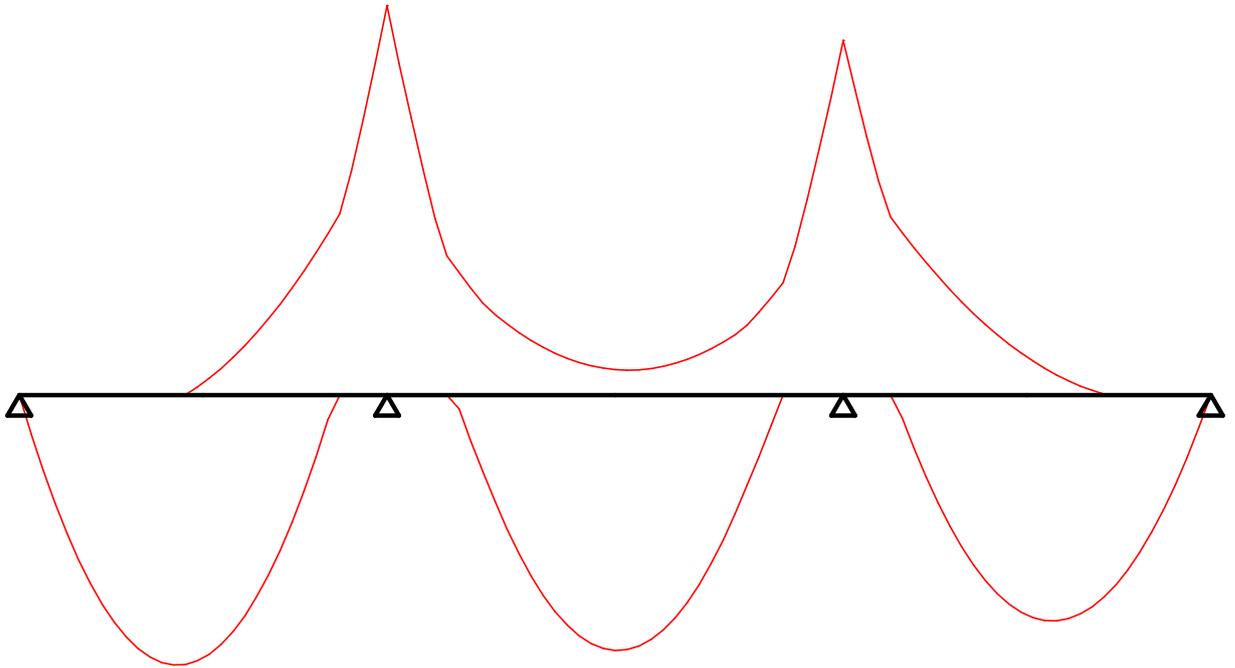
M min	0		-43,94		-51,68		1,283E-06
M max		18,93		37,26		31,45	
R max	33,92		150,9		182,4		56,19
R min	12,27		55,85		49,87		5,382

File : Caso4_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala tagli 1:50 - Sollecitazioni SLU



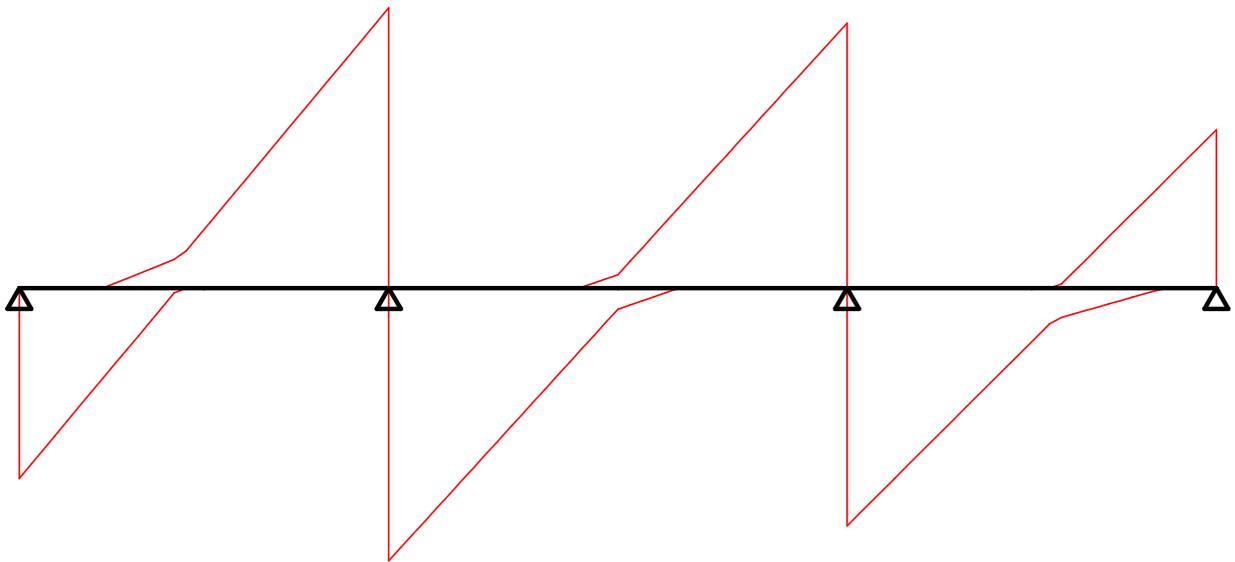
T maxs	0		-56,95		-96,17		-56,19
T maxd	33,92		93,90		86,20		0
Luci		2,66		3,3		2,66	
G1		10		10		10	
G2		11,6		8,2		4,8	
Q1		0		20		20	
Q2		0		0		0	

File : Caso5_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala momenti 1:20 - Sollecitazioni SLU



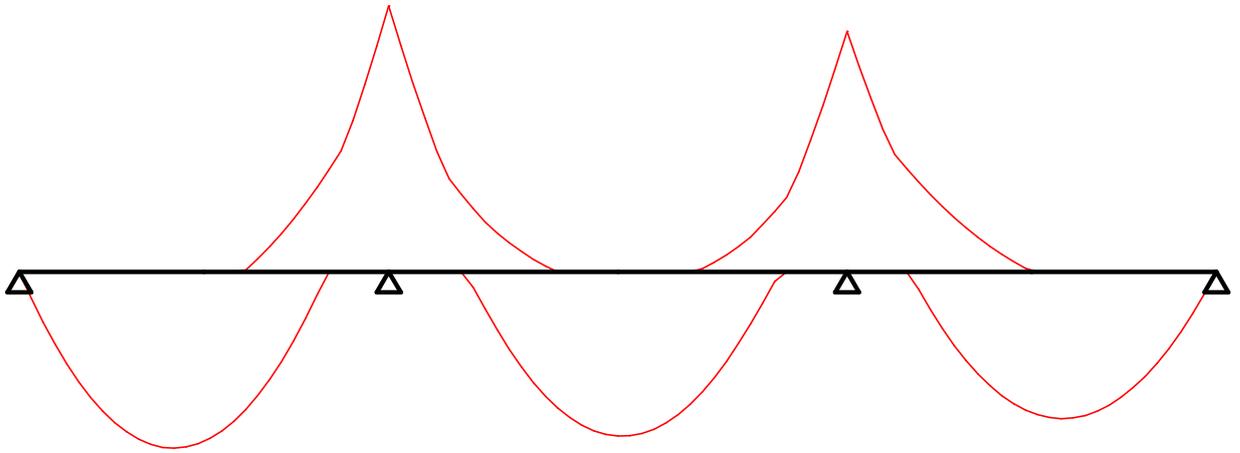
M min	0		-56,77		-51,68		1,283E-06
M max		39,39		37,26		32,94	
R max	69,00		200,5		182,4		57,53
R min	12,27		55,85		43,57		5,382

File : Caso5_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala tagli 1:50 - Sollecitazioni SLU



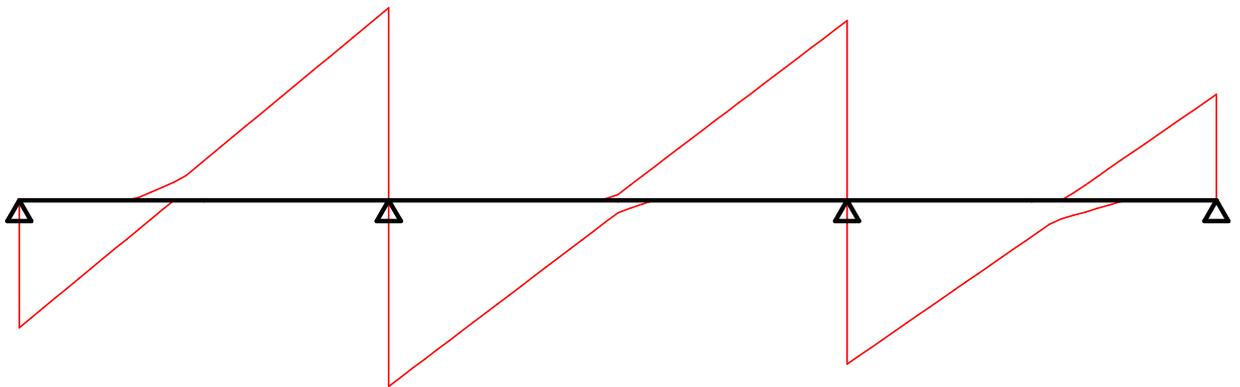
T maxs	0		-101,7		-96,17		-57,53
T maxd	69,00		98,87		86,20		0
Luci		2,66		3,3		2,66	
G1		10		10		10	
G2		11,6		8,2		4,8	
Q1		20		20		20	
Q2		0		0		0	

File : Caso5_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala momenti 1:20 - Sollecitazioni SLE - Rara



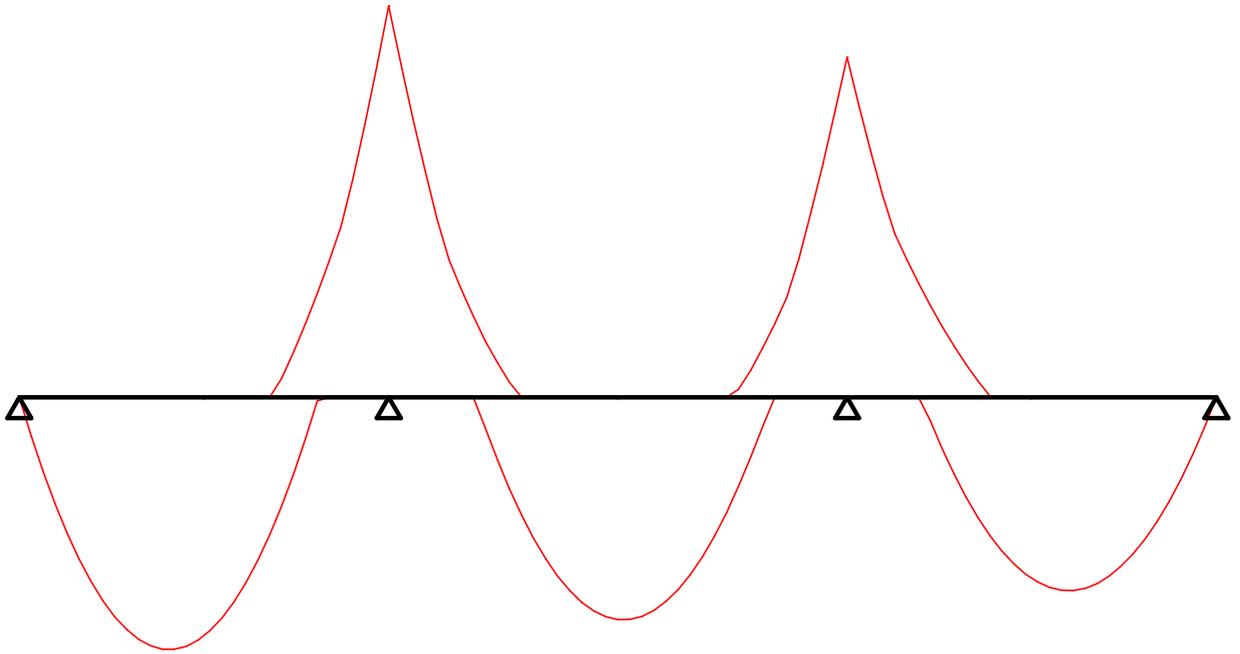
M min	0		-38,58		-34,87		2,334E-06
M max		25,60		23,82		21,30	
R max	46,15		137,3		124,6		38,50
R min	17,44		62,54		49,85		9,789

File : Caso5_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala tagli 1:50 - Sollecitazioni SLE - Rara



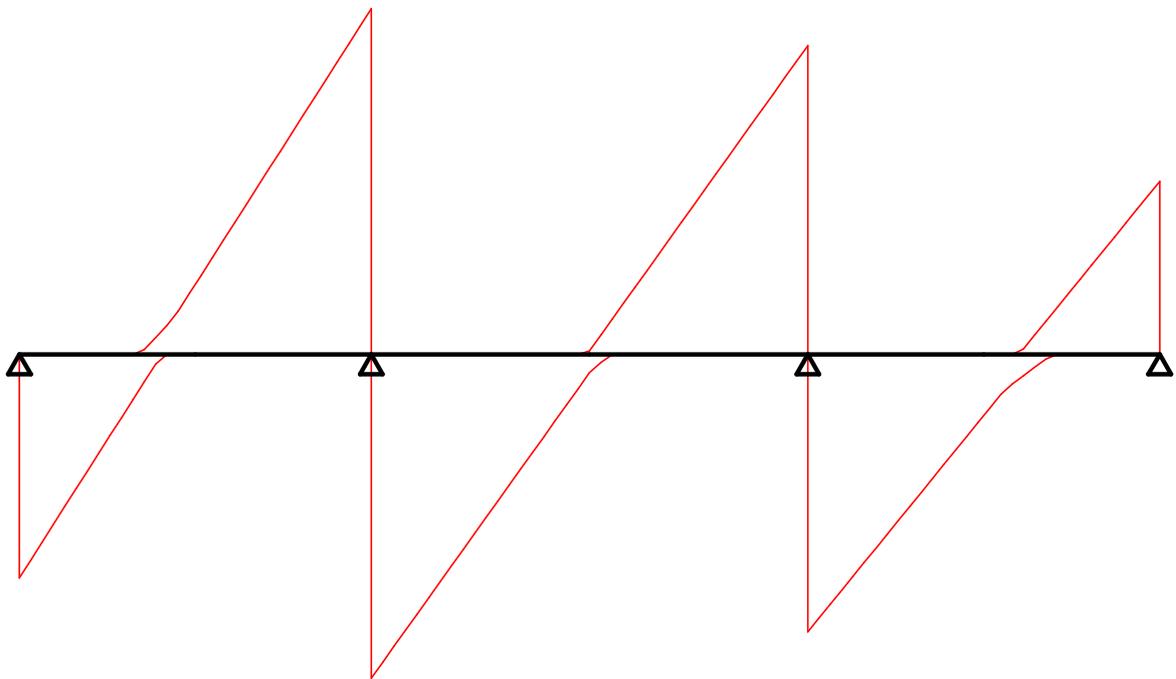
T maxs	0		-69,83		-65,21		-38,50
T maxd	46,15		67,46		59,39		0
Luci		2,66		3,3		2,66	
G1		10		10		10	
G2		11,6		8,2		4,8	
Q1		20		20		20	
Q2		0		0		0	

File : Caso5_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala momenti 1:10 - Sollecitazioni SLE - Frequente



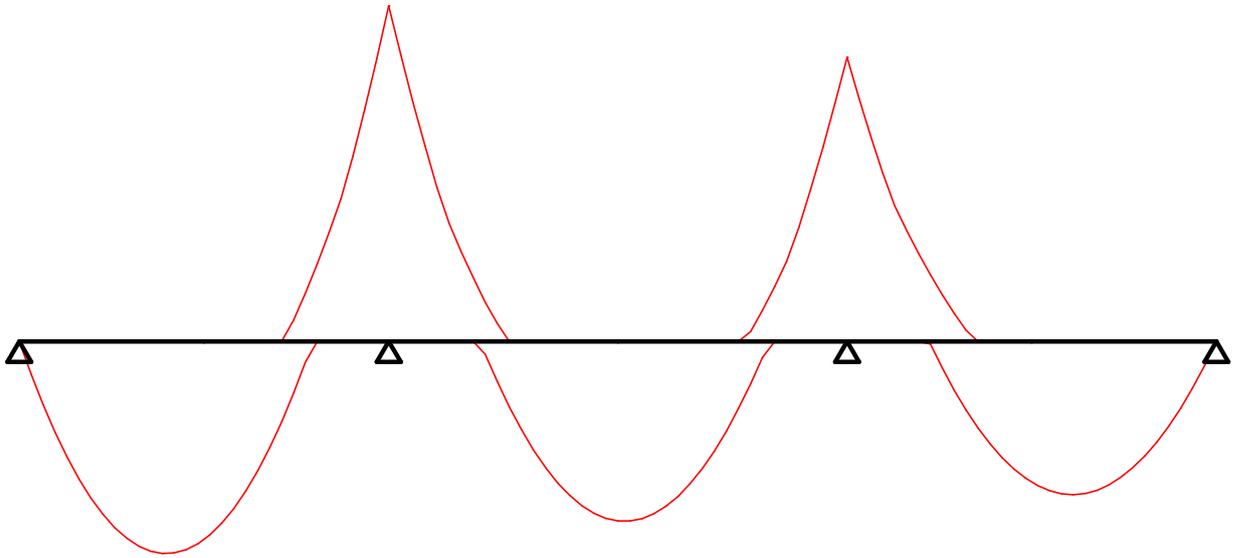
M min	0		-28,40		-24,69		2,863E-06
M max		18,28		16,11		14,00	
R max	34,01		102,0		89,33		26,37
R min	19,66		64,64		51,95		12,01

File : Caso5_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala tagli 1:20 - Sollecitazioni SLE - Frequente



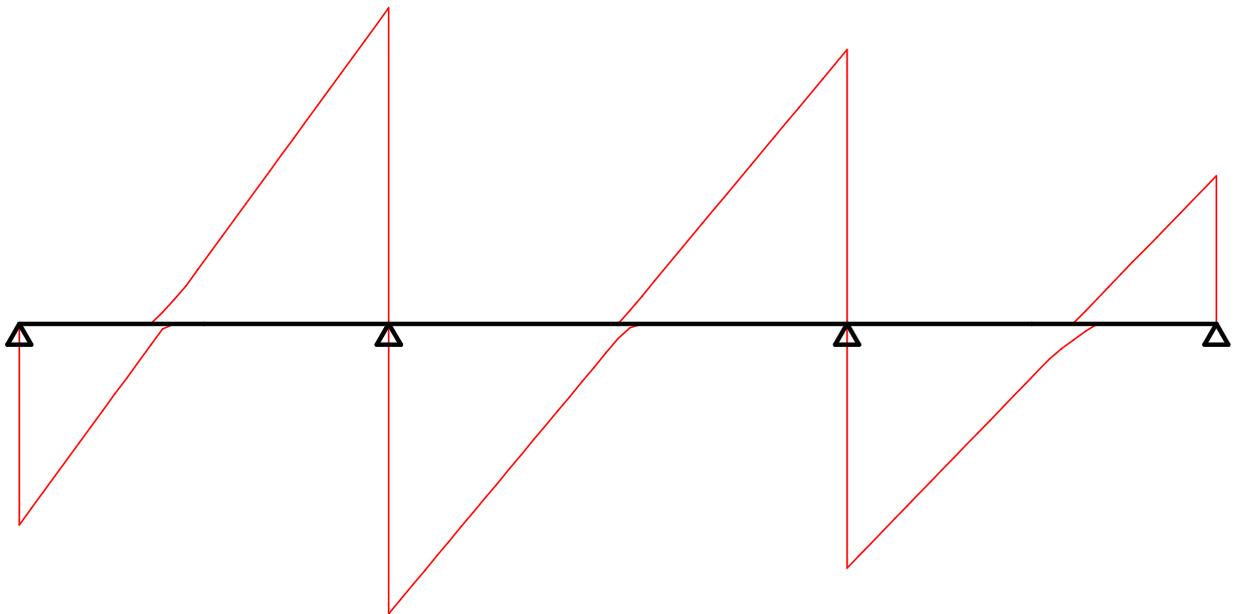
T maxs	0		-52,71		-47,06		-26,37
T maxd	34,01		49,31		42,27		0
Luci		2,66		3,3		2,66	
G1		10		10		10	
G2		11,6		8,2		4,8	
Q1		20		20		20	
Q2		0		0		0	

File : Caso5_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala momenti 1:10 - Sollecitazioni SLE - Quasi permanente



M min	0		-24,33		-20,62		3,075E-06
M max		15,39		13,04		11,12	
R max	29,16		87,90		75,21		21,51
R min	20,54		65,48		52,79		12,90

File : Caso5_F - P580-02_sTRUTTURE INTERNE
 Scala tagli 1:20 - Sollecitazioni SLE - Quasi permanente



T maxs	0		-45,86		-39,80		-21,51
T maxd	29,16		42,05		35,42		0
Luci		2,66		3,3		2,66	
G1		10		10		10	
G2		11,6		8,2		4,8	
Q1		20		20		20	
Q2		0		0		0	