



Autostrada dei Fiori

Tronco A10: Savona - Ventimiglia (confine francese)

NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE DI VADO LIGURE

CARREGGIATA SUD / CARREGGIATA NORD
Progr. Km 47+545

PROGETTO DEFINITIVO

INTERFERENZE

Galleria Tana RFI

Relazione tecnica di verifica e allegati grafici

PROGETTISTA	RESPONSABILE INTEGRAZIONE ATTIVITÀ SPECIALISTICHE	IMPRESA	COMMITTENTE
Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993	Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993		Autostrada dei Fiori S.p.A. Via della Repubblica, 46 18100 Imperia (IM)
			

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
							Gennaio 2020	-
							N. Progr.	
A	Gennaio 2020	PRIMA EMISSIONE	SINA	DT/OC	DT	DT		

CODIFICA	PROGETTO	LIV	TRONCO	DOCUMENTO	REV	WBS
	P280	D	A10	INT RH 001	A	A10IBT0001
						CUP
						I44E14000810005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

SINA S.p.A.

**Comune di Vado Ligure
Nuovo Svincolo Autostradale
Progetto Definitivo**

**GALLERIA TANA RFI
RELAZIONE TECNICA DI VERIFICA**

1	Feb.20	Revisione interna	SINA	DT/OC	DT
0	Gen.20	Prima Emissione	SINA	DT/OC	DT
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
			Documento: P280_D_INT_RH_001_B.docx		



INDICE

1	INTRODUZIONE	3
1.1	SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE.....	3
1.2	INQUADRAMENTO E DESCRIZIONE DELL’OPERA	3
1.3	CONFRONTO CARICHI “ANTE” E “POST” OPERAM	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
3	MATERIALI	10
3.1	INDAGINI CONOSCITIVE	10
3.2	CARATTERIZZAZIONE DEL CALCESTRUZZO.....	10
3.3	CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO	11
4	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	12
4.1	ANALISI CON MATERIALE ELASTICO LINEARE – SAP 2000.....	12
4.2	ANALISI CON MATERIALE NON LINEARE – MIDASFEA	13
5	PROGRAMMA DI CALCOLO	15
6	ANALISI DELLO STATO DI FATTO	17
6.1	AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA	17
6.2	APPROCCI PROGETTUALI E METODI DI VERIFICA	19
6.3	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	19
7	ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO	25
7.1	SEZIONE 1	25
7.2	AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA	25
7.3	APPROCCI PROGETTUALI E METODI DI VERIFICA	28
7.4	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	28
7.5	SEZIONE 2	34
7.6	AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA	34
7.7	APPROCCI PROGETTUALI E METODI DI VERIFICA	37
7.8	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	37
8	CONCLUSIONI	44
9	ANALISI IDRAULICHE RIO SCURO	44



1 INTRODUZIONE

1.1 Scopo e campo di applicazione

La presente relazione viene redatta nell’ambito del Progetto Definitivo del “*Nuovo Svincolo Autostradale*” da realizzarsi lungo la “Autostrada dei Fiori” A10 in provincia di Savona, nel Comune di Vado Ligure.

La presente relazione di calcolo ha come oggetto la verifica statica “ante” e “post” operam della galleria ferroviaria esistente “Tana” situata sulla linea **Genova – Ventimiglia** a doppio binario in corrispondenza della progressiva chilometrica **44+759**, ricadente nel comune di **Vado Ligure (SV)**, a seguito della nuova configurazione superficiale per la realizzazione delle nuove rampe dello svincolo di Vado Ligure.

Si riporta inoltre nell’ultimo capitolo della presente relazione un estratto significativo dell’analisi idraulica del Rio Scuro, contenuta all’interno della Relazione Idrologica e Idraulica dei corsi d’acqua P280_D_IDR_RH_001 (e a cui si rimanda), al fine di illustrare la compatibilità degli scarichi delle acque meteoriche provenienti dalle nuove aree pavimentate di progetto dello svincolo con il rio stesso. che risulta attraversare la linea ferroviaria in oggetto, mediante un tombino scatolare, in corrispondenza della sede della motorizzazione. La verifica di compatibilità è necessaria al fine di garantire che non ci siano problematiche di allagamento dell’infrastruttura stessa.

1.2 Inquadramento e descrizione dell’opera

La galleria “Tana” si trova lungo la linea ferroviaria Genova – Ventimiglia alla chilometrica 44+759 in corrispondenza di Vado Ligure (SV) e ha una lunghezza di circa 184 m.

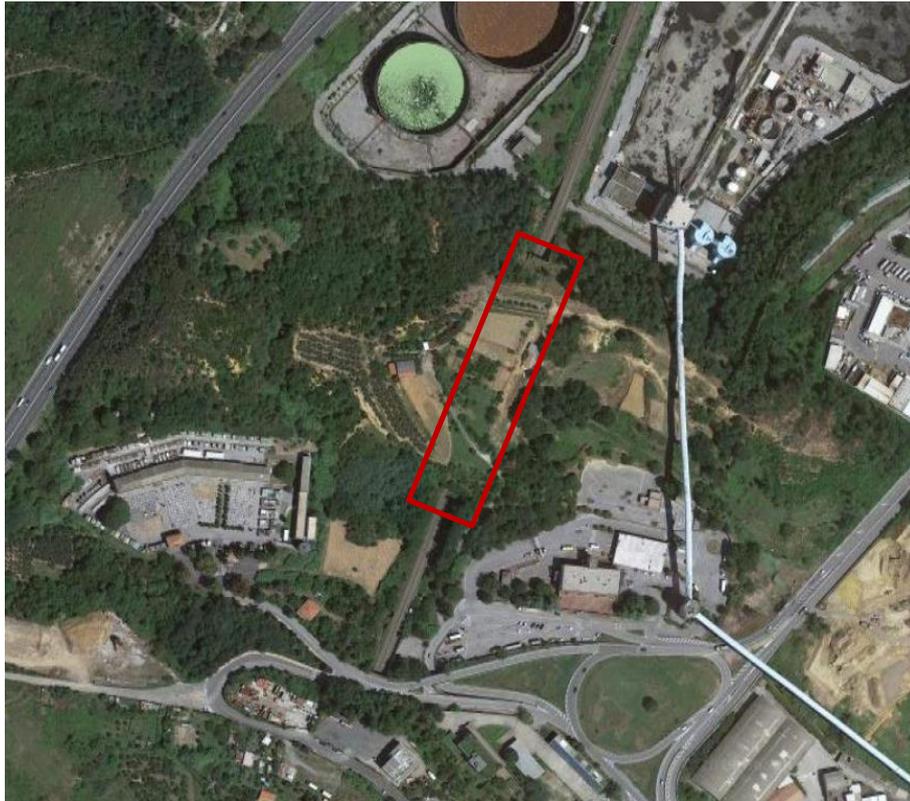


Figura 1.1 Inquadramento dell'opera

L'area di intervento presenta le seguenti coordinate:

Comune: Vado Ligure (SV)

Zona Sismica: 3B (ai sensi della D.G.R. n.1308 del 24/10/08 – Reg. Liguria)

latitudine: 44.2677

longitudine: 8.4157

elevazione: 50-60 m slm

Dai documenti storici risalenti a fine anni '60 si evince che la galleria è artificiale, si ritiene che sia stata realizzata previo sbancamento nella collina esistente e successivo ritombamento con lo stesso materiale di scavo.

La sezione tipo della galleria è costituita da:

- piedritti di larghezza variabile da 1,60 m. (a metà piedritto) a 2,20 m (alla base e all'imposta del piedritto);
- l'arco in calotta con spessori di 0,70 m in chiave e 1,10 m all'imposta;
- l'arco rovescio con spessore omogeneo di 0,60 cm.

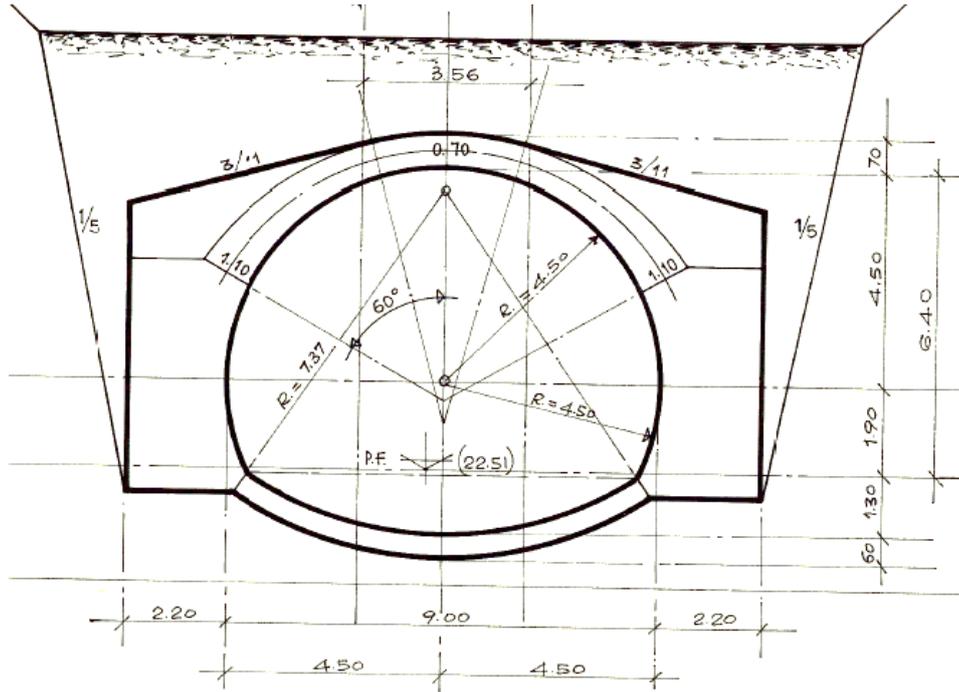


Figura 1.2. Galleria “Tana” – sezione di analisi

1.3 Confronto carichi “ante” e “post” operam

Di seguito si riporta l’analisi dei carichi agenti ante e post operam, in quanto la galleria in oggetto sarà interessata dalla realizzazione, a diverse quote e posizioni, di tre nuove viabilità dello svincolo autostradale di Vado Ligure. L’obiettivo è definire l’entità del carico globale sulla galleria, in corrispondenza delle nuove viabilità, rispetto alla situazione dello stato di fatto.

Le tre nuove viabilità analizzate sono relative a:

- Ramo Casello - Vado Ligure ($L_{\text{carreggiata}} = 7,92 \text{ m}$);
- Ramo Casello - Aurelia Bis ($L_{\text{carreggiata}} = 10,74 \text{ m}$);
- Ramo Vado Ligure - Casello ($L_{\text{carreggiata}} = 5,67 \text{ m}$).

1.3.1 Ramo Casello - Vado Ligure ($L_{\text{carreggiata}} = 7,92 \text{ m}$)

Di seguito si riporta l’analisi dei carichi nello stato di fatto e in quello di progetto.

STATO DI FATTO

$H_{\text{ric}} = 10,22 \text{ m}$
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

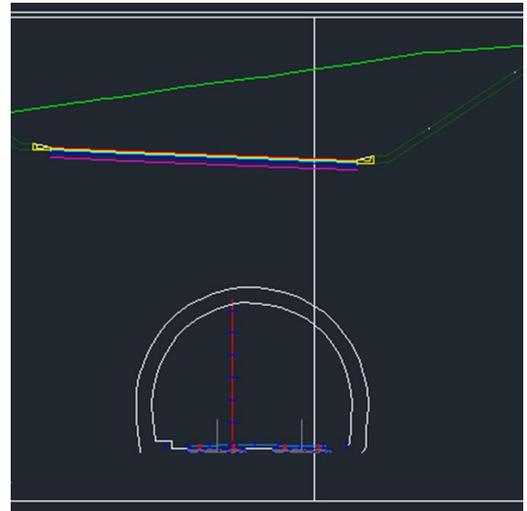
$g_2 = 204,4 \text{ kN/m}^2$

STATO DI PROGETTO

$H_{\text{ric}} = 5,75 \text{ m}$ *altezza massima rilevato*
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 $g_2 = 115 \text{ kN/m}^2$
 $Q_{1k} = 600 \text{ kN}$ *carico tandem concentrato - corsia n.1*
 $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ *carico uniformemente distribuito*
 $Q_{1k \text{ dist}} = 16,96 \text{ kN/m}^2$ *carico asse tandem distribuito (diffusione fino a piano medio della soletta) - corsia n. 1*

$Q_{1k} = 400 \text{ kN}$ *carico tandem concentrato - corsia n.2*
 $q_{1k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ *carico uniformemente distribuito*
 $Q_{1k \text{ dist}} = 7,80 \text{ kN/m}^2$ *carico asse tandem distribuito (diffusione fino a piano medio della soletta) - corsia n. 2*

$q_{\text{max}} = 139,76 \text{ kN/m}^2$



L’analisi evidenzia una riduzione del carico sulla galleria nella nuova configurazione.

1.3.2 Ramo Casello - Aurelia Bis ($L_{\text{carreggiata}} = 10,74 \text{ m}$)

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi nello stato di fatto e in quello di progetto.

STATO DI FATTO

$H_{\text{ric}} = 10,25 \text{ m}$
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

$g_2 = 205 \text{ kN/m}^2$

STATO DI PROGETTO

$H_{\text{ric}} = 9,41 \text{ m}$ *altezza massima rilevato*

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

$g_2 = 188,2 \text{ kN/m}^2$

$Q_{1k} = 600 \text{ kN}$ *carico tandem concentrato - corsia n.1*

$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ *carico uniformemente distribuito*

$Q_{1k \text{ dist}} = 12,45 \text{ kN/m}^2$ *carico asse tandem distribuito (diffusione fino a piano medio della soletta) - corsia n. 1*

$Q_{1k} = 400 \text{ kN}$ *carico tandem concentrato - corsia n.2*

$q_{1k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ *carico uniformemente distribuito*

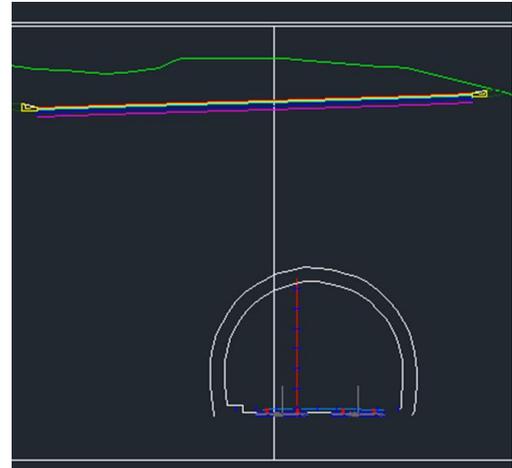
$Q_{1k \text{ dist}} = 4,80 \text{ kN/m}^2$ *carico asse tandem distribuito (diffusione fino a piano medio della soletta) - corsia n. 2*

$Q_{1k} = 200 \text{ kN}$ *carico tandem concentrato - corsia n.2*

$q_{1k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ *carico uniformemente distribuito*

$Q_{1k \text{ dist}} = 3,65 \text{ kN/m}^2$ *carico asse tandem distribuito (diffusione fino a piano medio della soletta) - corsia n. 2*

$Q_{\text{max}} = 209,10 \text{ kN/m}^2$



L'analisi evidenzia che la nuova configurazione mantiene circa inalterato il carico sulla galleria.

1.3.3 Ramo Vado Ligure - Casello ($L_{\text{carreggiata}} = 5,67 \text{ m}$)

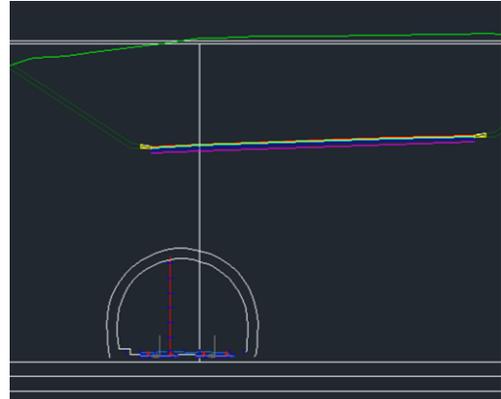
Di seguito si riporta l'analisi dei carichi nello stato di fatto e in quello di progetto.

STATO DI FATTO

$H_{\text{ric}} =$	16,05 m
$\gamma =$	20 kN/m ³
$g_2 =$	321 kN/m²

STATO DI PROGETTO

$H_{\text{ric}} =$	8,15 m	<i>altezza massima rilevato</i>
$\gamma =$	20 kN/m ³	
$g_2 =$	163 kN/m ²	
$Q_{1k} =$	600 kN	<i>carico tandem concentrato - corsia n.1</i>
$q_{1k} =$	9 kN/m²	<i>carico uniformemente distribuito</i>
$Q_{1k \text{ dist}} =$	13,18 kN/m ²	<i>carico asse tandem distribuito (diffusione fino a piano medio della soletta) - corsia n. 1</i>
$q_{\text{max}} =$	176,18 kN/m²	



L'analisi evidenzia una riduzione del carico sulla galleria nella nuova configurazione.

Le analisi evidenziano il Ramo Casello – Aurelia Bis è quello che comporta, tra le tre viabilità, il maggiore carico sulla galleria; tale carico risulta inferiore alla condizione di massima copertura in prossimità del ramo Vado Ligure – Casello, si presume che questa sia stata la condizione di verifica in fase di progettazione della galleria.

Per le condizioni più sfavorevoli ante e post operam, sopra descritte, nei paragrafi seguenti si riporta l'analisi della galleria eseguita mediante opportuni modelli di calcolo.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la redazione della presente relazione sono state considerate le normative tecniche di seguito elencate:

- Legge n. 64 02/02/1974: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Decreto Protezione Civile 21 ottobre 2003: Disposizioni attuative dell’art. 2, commi 2, 3 e 4, dell’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003.
- OPCM 20 marzo 2003 n. 3274, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- OPCM 3 maggio 2005 n. 3431: Ulteriori modifiche ed integrazioni dell’ordinanza del Presidente del consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/2003 recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- OPCM 8 luglio 2004 n. 3362: Modalità di attivazione del Fondo per investimenti straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri istituito ai sensi dell’art. 32-bis del decreto legge 30 settembre 2003 n. 269 convertito, con modificazioni, dalla legge 24 novembre 2003 n. 326.
- OPCM 28 aprile 2006: Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.
- DM 17 gennaio 2018: Norme tecniche per le costruzioni (nel seguito indicate come NTC18).
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7, Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 17 gennaio 2018, (nel seguito indicate come CNTC18).
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C, Manuale di Progettazione delle Opere Civili.

3 MATERIALI

3.1 Indagini conoscitive

Sulla base delle informazioni acquisite sulla geometria e sui dettagli costruttivi, sono stati acquisiti il livello di conoscenza ed il fattore di confidenza (LC e FC- § C8.5.4 - Circolare 21-01-2019 n. 7) seguenti:

- LC1 (limitato)
- FC = 1.35

Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC1 - Limitata	1.35
LC2 - Adeguata	1.20
LC3 - Accurata	1.00

Tabella 1 Definizione dei livelli di conoscenza e dei relativi fattori di confidenza contenuti nelle NTC18

Dai documenti storici si evince che il materiale da costruzione utilizzato è il calcestruzzo. Sull'opera in questione non sono state condotte indagini strutturali che hanno portato alla conoscenza della resistenza dei materiali o alla presenza o meno di barre di armatura.

Per le successive fasi progettuali si ritiene opportuno eseguire una opportuna campagna di indagini strutturali e geotecniche al fine di confermare le ipotesi fatte.

3.2 Caratterizzazione del calcestruzzo

Per quanto riguarda il calcestruzzo del piedritto, della calotta arco e dell'arco rovescio il valore di calcolo del generico parametro di resistenze ($R_{m,d}$) cui riferirsi nelle formule di capacità, si ricava dividendo il valore medio del cls della struttura (R_m) per il fattore di confidenza.

$$R_{m,d} = \frac{R_m}{FC}$$

La resistenza a trazione del cls viene calcolata con le formule della normativa (NTC18) a partire dal valor medio della resistenza a compressione f_{cm} ottenuto dalle prove, in particolare:

- resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.3 * f_{cm}^2$
- resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$
- resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} / FC$

Il modulo elastico del calcestruzzo viene calcolato a partire dalla resistenza a compressione media ottenuta dalle prove (f_{cm}), secondo la relazione seguente:

$$E_{cm} = 22000 * \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3}$$

Non essendo state eseguite prove specifiche per valutare la resistenza del calcestruzzo dell’opera i valori delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dello stesso sono stati ottenuti considerando un valore medio della resistenza a compressione coincidente con quello caratteristico di un calcestruzzo della classe C25/30 cui corrisponde un valore di resistenza a compressione $f_{ck} = 24.9$ MPa. Si assume che questo valore corrisponda al valore di resistenza medio a compressione f_{cm} . Secondo 8.7.2 delle NTC 2018:

- Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi DUTTILI si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.
- Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi FRAGILI le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Valore di progetto della resistenza a compressione (mecc. DUTTILI)	$f_{cd,dutt} = 18.51$ MPa
Valore di progetto della resistenza a compressione (mecc. FRAGILI)	$f_{cd,frag} = 14.81$ MPa
Valore di progetto della resistenza a trazione	$f_{ctd} = 1.32$ MPa
Modulo elastico	$E_{cm} = 28960$ MPa
Peso specifico	$\gamma = 24$ kN/m ³

3.3 Caratterizzazione del terreno

Il terreno utilizzato nelle analisi presenta le seguenti caratteristiche:

- *Peso specifico* $\gamma = 20$ kN/m³;
- *Angolo di attrito* $\varphi = 30^\circ$;
- *Spinta a riposo* $K_0 = 0.50$;
- *Modulo elastico* $E = 30$ MPa.

4 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Lo studio della struttura è stato effettuato con modelli piani, in quanto, trattandosi di una galleria con sviluppo longitudinale pari a circa 180 m, il suo comportamento può essere considerato di tipo cilindrico grazie anche alla sostanziale omogeneità dei carichi lungo il suo sviluppo.

Si è svolta una serie di modellazioni e analisi per poter cogliere uno stato di sforzo e di deformazione compatibile con la struttura esistente.

4.1 Analisi con materiale elastico lineare – SAP 2000

Il primo passo è stato svolgere un’analisi implementando il modello 2D con il programma di calcolo a elementi finiti SAP2000. L’interazione tra il terreno e la struttura è stata simulata con molle non lineari reagenti solo a compressione, mentre, il materiale assegnato alla galleria è di tipo elastico-lineare.

I carichi considerati sono quelli corrispondenti all’attuale massimo ricoprimento.

Per stimare la rigidezza da assegnare alle molle alla Winkler è stata effettuata un’analisi parametrica assegnando valori di rigidezza variabili tra 20000 e 80000 kN/m³, i risultati ottenuti mostrano che le sollecitazioni nella struttura non risentono significativamente del variare della rigidezza delle molle e pertanto si è assunto un valore $K_s = 40000 \text{ kN/m}^3$ valore compatibile con le caratteristiche geotecniche del terreno in situ.

Altezza dell’opera	$H_{tot} = 8,90 \text{ m}$
Larghezza dell’opera	$L_{tot} = 12.20 \text{ m}$
Spessori simulati del rivestimento	
Calotta	0.70 m/0.70÷1.10m
Arco rovescio	0.60 m
Piedritti	1.60 m/1.60÷2.20m
Rigidezza delle molle al contorno	
Calotta	- kN/m
Piedritti	40000 kN/m
Arco rovescio	40000 kN/m

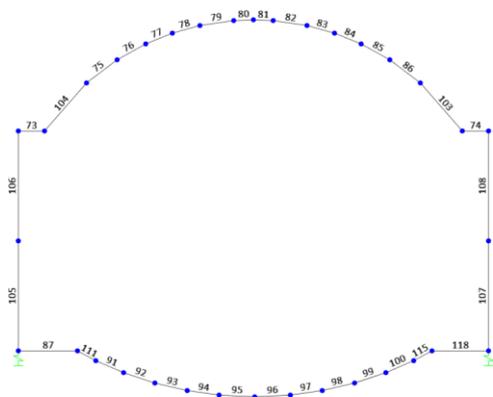


Figura 3 Modello monodimensionale -SAP2000

Le sollecitazioni ottenute sono però risultate essere incompatibili con la resistenza delle sezioni di progetto in calcestruzzo non armato; il modello con materiale elastico non può, dunque, essere considerato rappresentativo della situazione reale. Per questo motivo si è adottata una modellazione con il programma MIDAS FEA, specifico per analisi di strutture con comportamento non lineare dei materiali ed elementi di tipo solido “brick”.

4.2 Analisi con materiale non lineare – MidasFEA

Prima di introdurre la non linearità del materiale, si è validato il modello verificando che desse risultati confrontabili con quelli ottenuti con il programma SAP2000 sia in termini di sforzi sia di deformazioni. Nella modellazione con il MidasFEA gli spessori dei brick solidi sono variabili secondo l’elemento strutturale considerato (calotta, piedritti e arco rovescio).

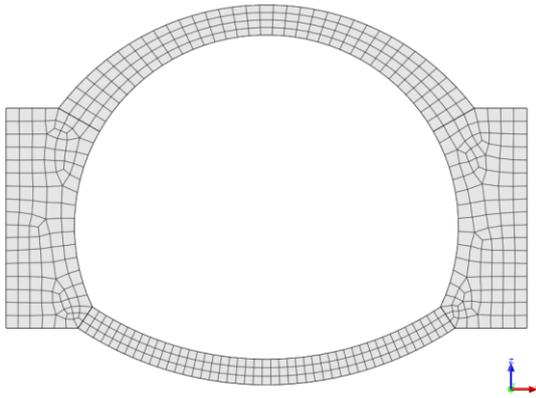


Figura 4 Modello della galleria elementi solidi (brick)

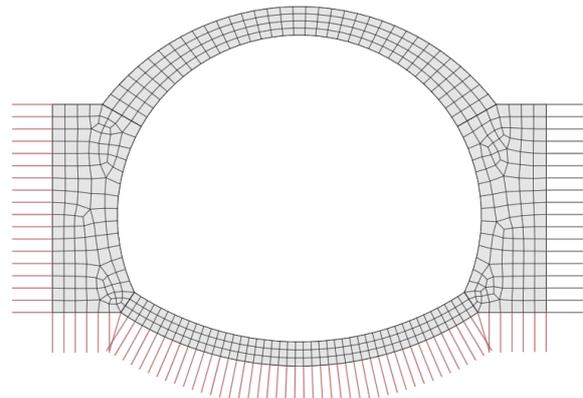


Figura 5 Vincoli molle del modello di calcolo

L’analisi statica della galleria viene effettuata assumendo una non linearità del materiale. Il software utilizzato, MidasFEA, implementa un modello a rottura denominato **Total Strain Crack model**: Il software è in grado di simulare la presenza di fessure nel materiale, partenti sempre lungo le direzioni principali di deformazione. Il calcestruzzo nei primi istanti assume un comportamento assimilabile ad un materiale isotropo mentre all’apertura delle prime fessure diventa anisotropo. Midas tratta il problema utilizzando un modello isotropo nei primi istanti ed implementando successivamente un legame costitutivo di tipo ortotropo dopo l’apertura della prima fessura. Il modello implementato in Midas è in grado di rappresentare tutti gli stati ultimi dei materiali, come la frattura per trazione, lo schiacciamento per compressione, e quella per taglio. La fase di scarico è definita nel modello Total strain crack attraverso due punti, uno nella curva sforzo deformazione e uno nell’origine del diagramma.

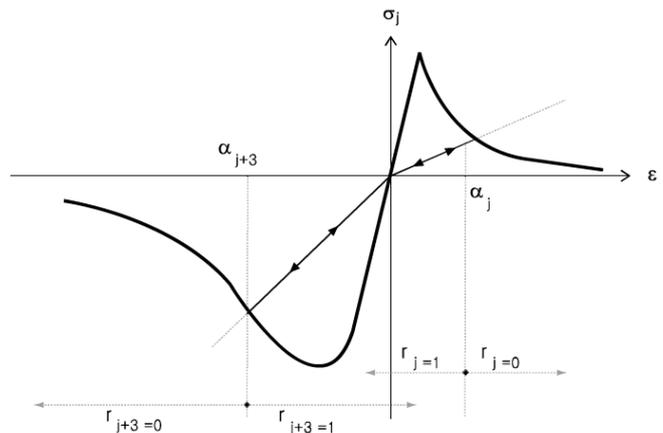


Figura 6 Curva carico scarico

Il modello costitutivo del total strain crack model ha la particolarità di definire la tensione all'interno del materiale in funzione della deformazione. Questo concetto, in cui la curva di carico-scarico segue lo stesso percorso della curva sforzo-deformazione, è solitamente noto come ipo-elasticità. In MIDAS la curva di carico-scarico è calcolata in modo separato, rispetto alla curva sforzo-deformazione, in particolare modo questo accade in fase di scarico modellato con scarico secante. Per la relazione sforzo-deformazione è possibile l'implementazione di diversi modelli alcuni preimpostati nel software. Il concetto di modello a rottura ortogonale rappresenta un metodo largamente utilizzato nelle analisi a rottura. Questo definisce il legame sforzo-deformazione in funzione delle direzioni principali di deformazione.

La principale tensione oggetto di interesse risulta nelle nostre verifiche la tensione principale minima (di compressione) P3. Si assumerà infatti come criterio di rottura l'eccedere dei limiti della resistenza a calcestruzzo a compressione.

5 PROGRAMMA DI CALCOLO

I calcoli presentati in relazione sono stati sviluppati con un modello, attraverso l'utilizzo di un software di calcolo agli elementi finiti: MIDAS FEA e le verifiche realizzate con l'ausilio di fogli di calcolo in Excel e il software free VCA SLU (prof. Piero Gelfi).

L'origine e le caratteristiche del codice di calcolo sono descritti di seguito:

Origine e caratteristiche del codice di calcolo

Il software utilizzato per il calcolo è il MIDAS/FEA prodotto da

MIDAS Information Technology, Co., Ltd.

SKn Technopark Tech-center 15th fl. 190-1 Sangdaewon1-dong
Jungwon-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 462-721, Korea
Tel: 82-31-789-2000 Fax: 82-31-789-2001

MIDAS IT

MIDAS Information Technology Co., Ltd.

Il n° di serie della Licenza è: (693A170132070D36)

Intestato alla Ditta: *Alpina SPA*.

Si allega licenza d'uso:

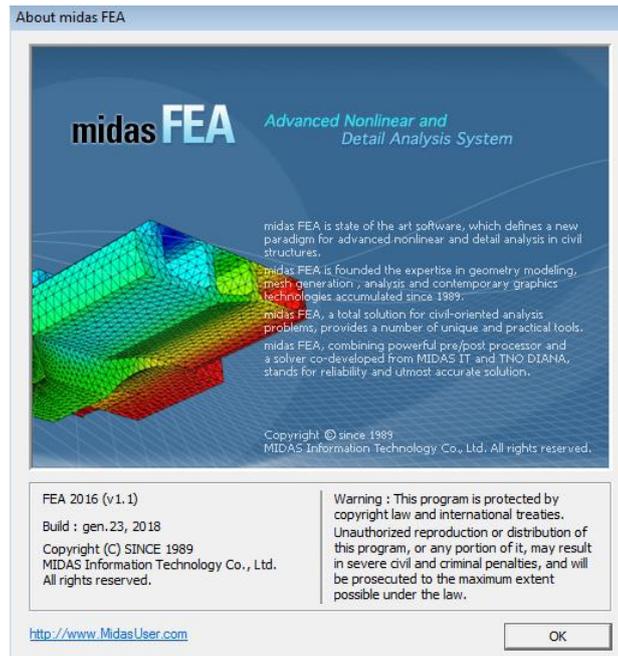


Figura 7 Licenza d'uso

In accordo al par. §10.2 delle NTC18 si descrivono le modalità adottate per eseguire i controlli sull'affidabilità dei risultati derivanti dal codice di calcolo agli elementi finiti.

La tipologia di analisi svolta è statica non lineare per la combinazione dei carichi gravitazionali verticali.

I risultati ottenuti per i carichi gravitazionali dal modello di calcolo sono sempre stati confrontati con valori risultanti da calcoli semplificati eseguiti con l'ausilio di fogli di calcolo elettronici.



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo
Galleria “Tana” – Relazione Tecnica di verifica

La documentazione, fornita dal distributore del software, contiene la descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l’individuazione dei campi d’impiego, nonché casi prova interamente risolti e i cui risultati sono paragonati a soluzioni teoriche.

6 ANALISI DELLO STATO DI FATTO

In prima fase la galleria è stata verificata nelle condizioni ante operam. È stata scelta, in via cautelativa, la sezione trasversale di massima altezza di ritombamento, dove l’altezza di ricomprimento di terreno ha un valore pari a circa 16,00 m. La sezione ritombata ha una geometria di rinterro pressoché simmetrica.

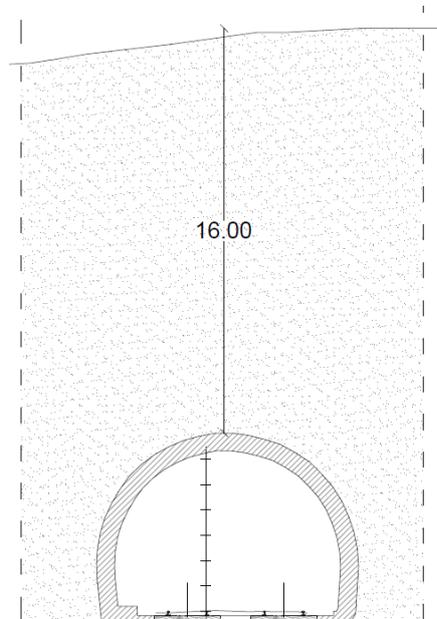


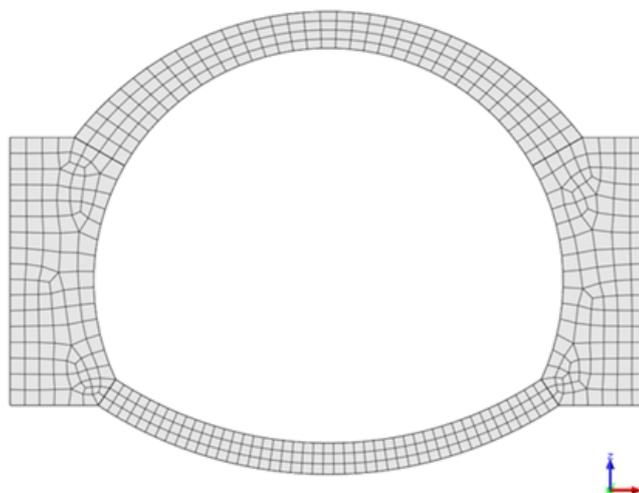
Figura 8 Sezione trasversale massimo ritombamento

6.1 Azioni agenti sulla struttura

- **azioni permanenti strutturali:**

- peso proprio della struttura (P.P);

È applicato automaticamente dal programma di calcolo.



6.2 Approcci progettuali e metodi di verifica

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 17/01/2018, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi in condizioni statiche:

- combinazione fondamentale (SLU)

Nei prospetti che seguono sono riportate le combinazioni statiche (SLU) ritenute più gravose e adottate nelle analisi numeriche della galleria ai fini delle verifiche strutturali.

SLU							
Carico	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7
P.P.	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
P. cop. perm	1,35	1,35	1	1,35	1,35	1	1
SP sx. perm	1,35	1	1,35	1,35	1	1,35	1
SP dx. perm	1,35	1	1,35	1	1,35	1	1,35

Tabella 2 Combinazioni SLU

6.3 Risultati e verifiche strutturali

Nel presente paragrafo si riportano i risultati ottenuti dall'analisi numerica condotta, nella combinazione SLU più gravosa. Vengono riportati gli sforzi principali e lo stato fessurativo della galleria.

Combinazione SLU 2:

Calcestruzzo: $f_{cd} = 18.51 \text{ MPa}$ (compressione -)

$f_{ctd} = 1.32 \text{ MPa}$ (trazione +)

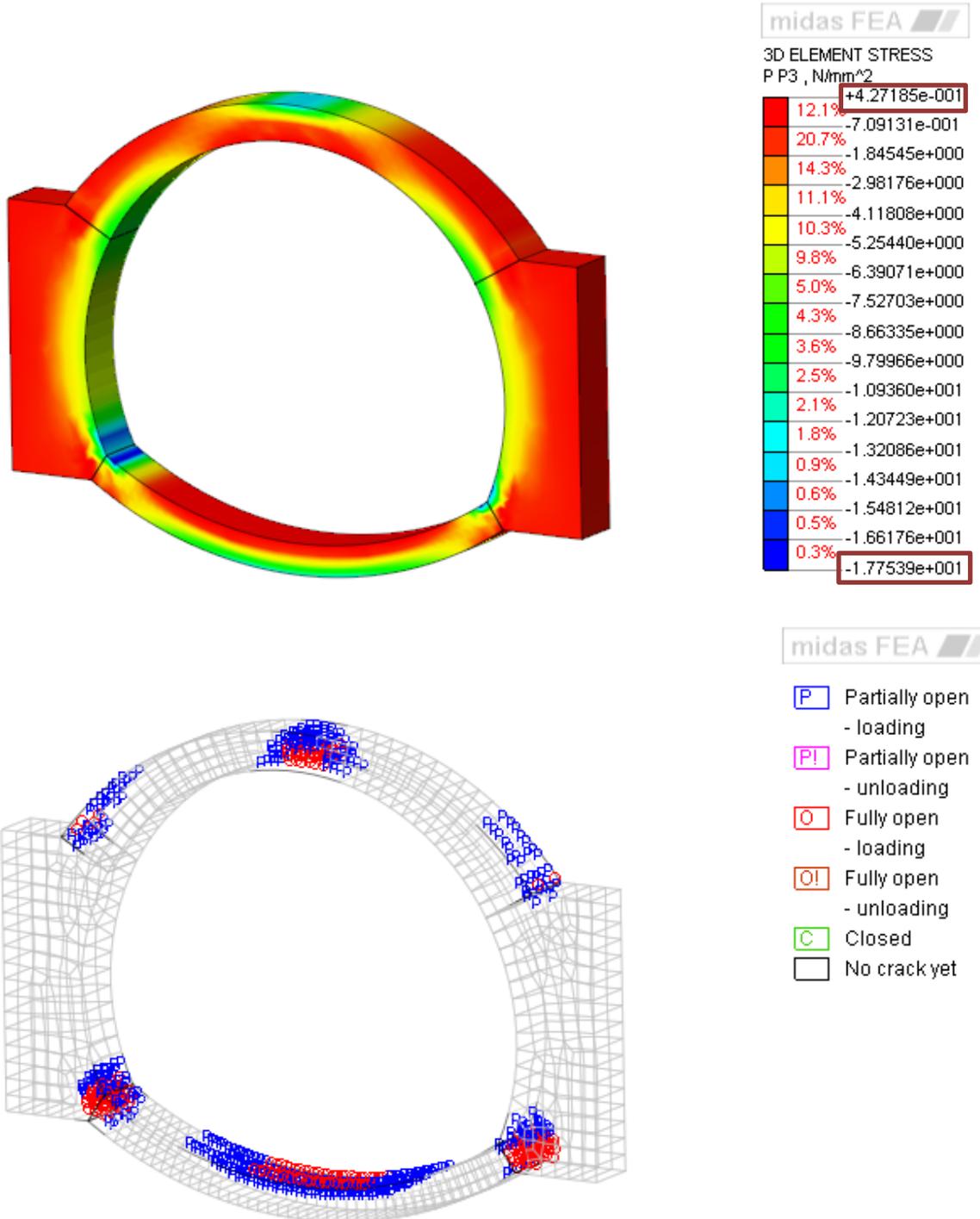


Figura 11 Parzializzazione degli elementi

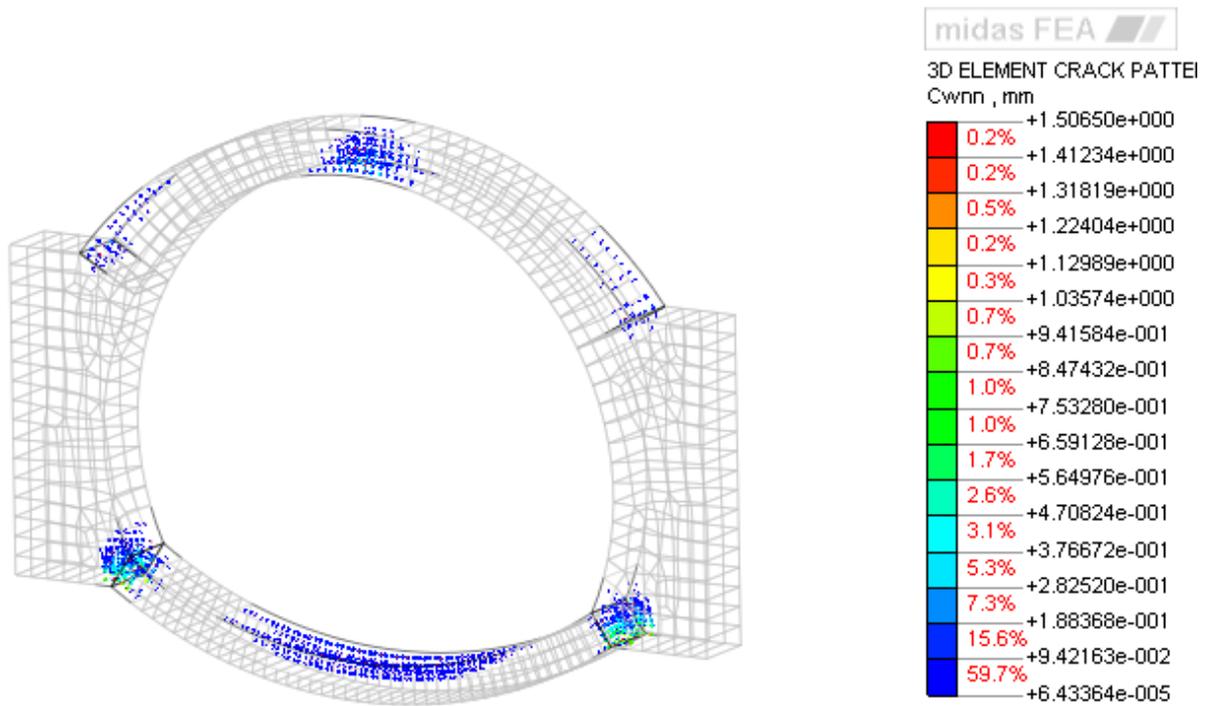
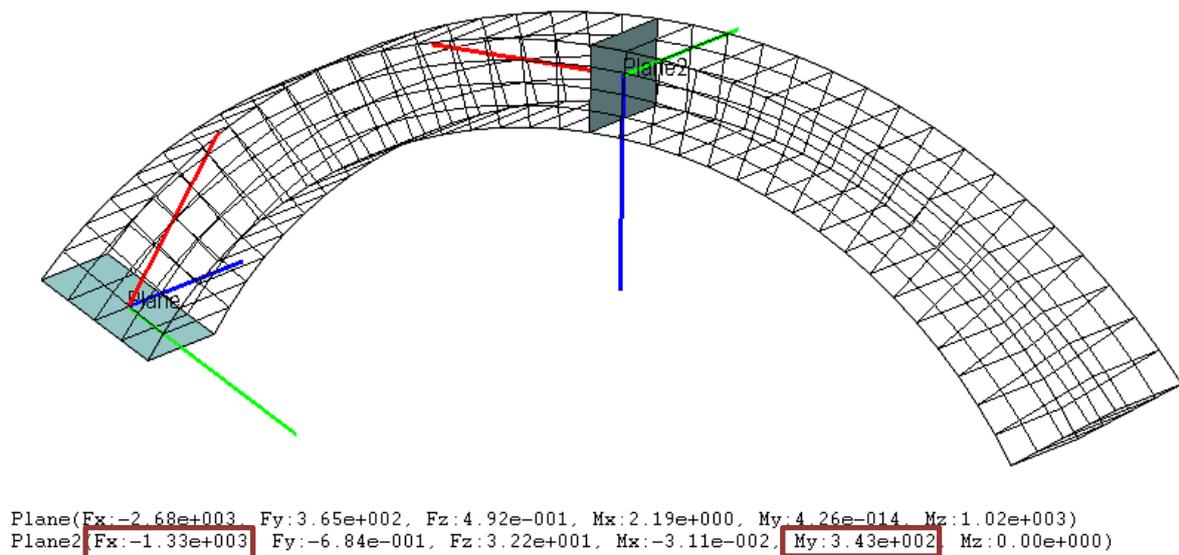


Figura 12 Apertura delle fessure

6.3.1 Verifica della calotta



Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 886,7 kN
M_{xEd} 228,7 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
Solo cls - Sez. parzialzata

Materiali
B450C C25/30
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} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
σ_{cs} N/mm²
σ_{ci} N/mm²
ε_{cs} ‰
ε_{ci} ‰
x 115,87

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

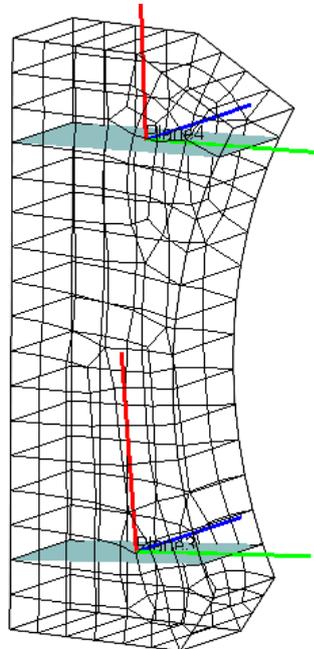
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Devia

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
 Precompresso

$$M_{rd} > M_{ed} = \frac{M_{rd}}{M_{ed}} \geq 1 = \frac{401,3}{343,1} = 1,16 \quad \text{La verifica di resistenza SLU è soddisfatta}$$

6.3.2 Verifica del piedritto



Plane2 (Fx: 2.85e+002, Fy: 3.92e+002, Fz: 1.02e+001, Mx: 7.48e+000, My: 2.49e-014, Mz: 1.48e+003)
Plane1 (Fx: -2.83e+003, Fy: -9.25e+002, Fz: -3.84e+000, Mx: 3.48e+000, My: 1.08e-001, Mz: 1.78e+003)

Titolo : _____

N° strati barre | 0 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	220

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	2830	0	kN
M _{xEd}	1780	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura
 Solo cls - Sez. parzialzata

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm ²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm ²	f _{cd}	14,17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8 ?
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	9,75
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0,6
		τ _{cl}	1,829

M xRd 2.822 kN m

σ_{cs} -14,17 N/mm²
 σ_{ci} - N/mm²
 ε_{cs} 3,5 ‰
 ε_{ci} -27,7531 ‰

x 246,37

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

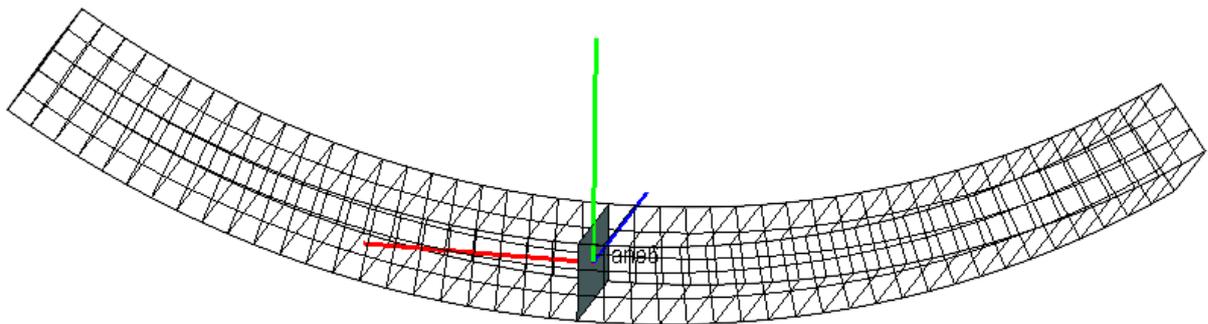
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

$$M_{rd} > M_{ed} = \frac{M_{rd}}{M_{ed}} \geq 1 = \frac{2822}{1780} = \mathbf{1,58}$$

La verifica di resistenza SLU è soddisfatta

6.3.3 Verifica dell'arco Rovescio



Plane6 (Fx: -1.74e+003, Fy: -1.19e+000, Fz: -5.84e-001, Mx: -3.94e-002, My: -1.42e-014, Mz: -3.30e+002)

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 886,7 kN
M_{xEd} 228,7 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura

Solo cls - Sez. parzialzata

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391,3"/> N/mm ²	ε _{cu}	<input type="text" value="3,5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f _{cd}	<input type="text" value="14,17"/> ‰
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"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="9,75"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ _{co}	<input type="text" value="0,6"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="1,829"/>

M_{xRd} kN m

σ_{cs} N/mm²
σ_{ci} N/mm²
ε_{cs} ‰
ε_{ci} ‰

x 151,64

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

$$M_{rd} > M_{ed} = \frac{M_{rd}}{M_{ed}} \geq 1 = \frac{412}{330} = \mathbf{1,24} \quad \text{La verifica di resistenza SLU è soddisfatta}$$

7 ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO

Per lo stato di progetto vengono esaminate due condizioni di carico in particolare:

- Massimo carico variabile da traffico: SEZIONE 1;
- Carico asimmetrico: SEZIONE 2.

7.1 Sezione 1

In questa condizione sono presenti entrambe le tre corsie di calcolo per il carico variabile da traffico ed un'altezza del ritombamento di 8,16 m.

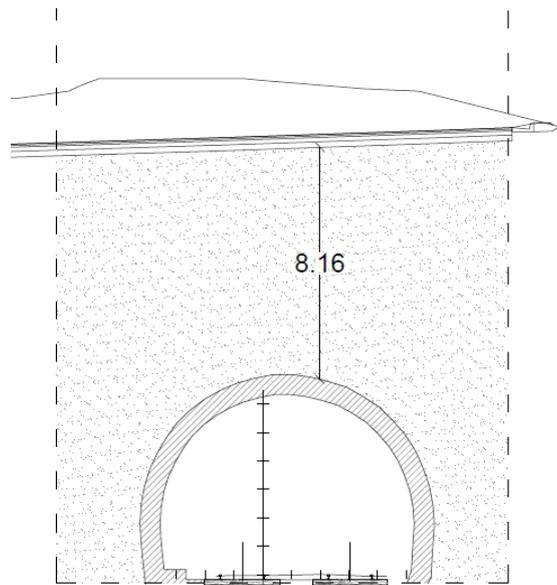


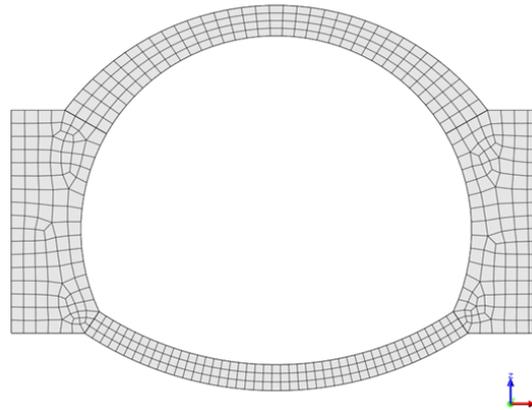
Figura 13 Sezione trasversale massimo carico variabile

7.2 Azioni agenti sulla struttura

- **azioni permanenti strutturali:**

- peso proprio della struttura (P.P);

È applicato automaticamente dal programma di calcolo.



- spinte del terreno sui fianchi della galleria ($SP_{sx} = SP_{dx}$); valutata utilizzando: il coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0.50$ con angolo di attrito del terreno $\varphi = 30^\circ$;

$$SP_{sx} = SP_{dx} = (H_{terr} * \gamma_t) * K_0 = (15.5 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3) * 0.50 = \mathbf{155 \text{ kN/m}^2}$$

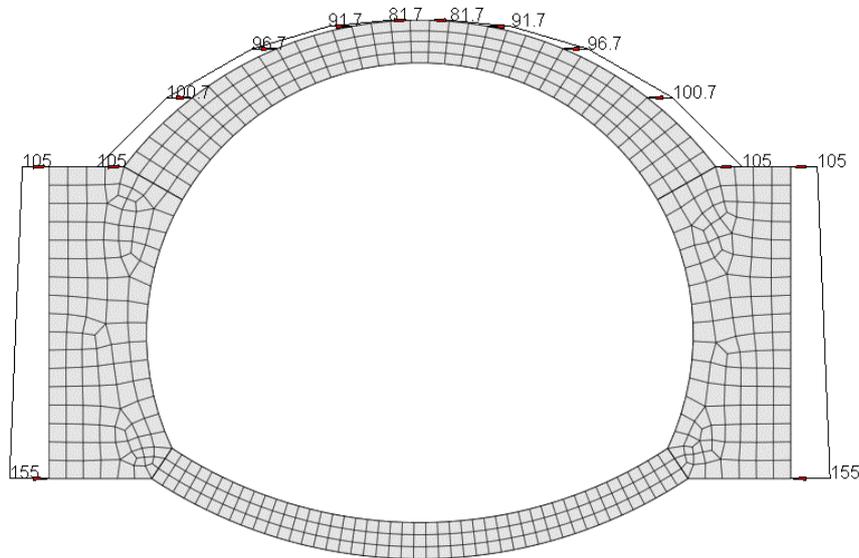


Figura 14 Galleria – Spinte del terreno

- carico verticale P.cop (rappresentato dal terreno di ricoprimento)

$$P_{.cop} = \gamma_t * H_{terr} = 20 \text{ kN/m}^3 * 8,16 \text{ m} = \mathbf{163,4 \text{ kN/m}^2}$$

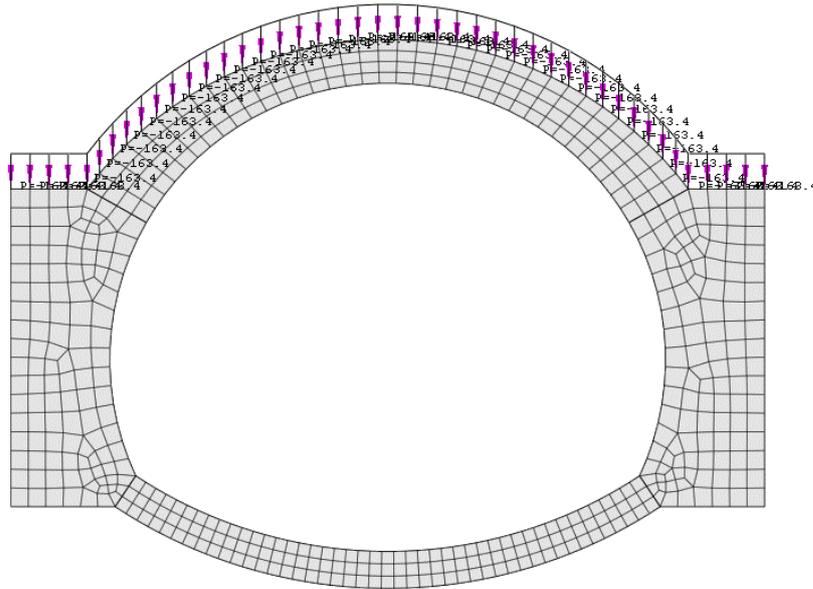


Figura 15 Galleria artificiale – Carico permanente in copertura

- **azioni variabili:**

- carico variabile q_{1k} pari a **20,9 kN/m²** (schema di carico 1 §5.1.3.3.3 NTC18).

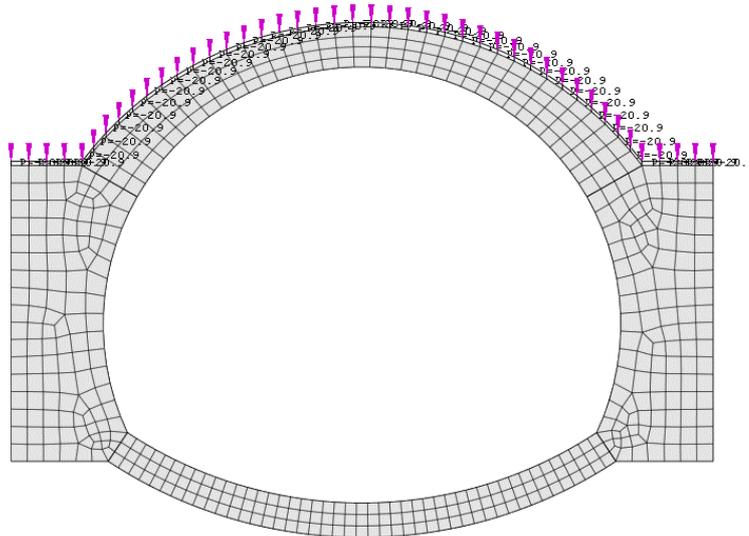


Figura 16 Carico variabile da traffico

- Sovraccarico laterale da carico variabile da traffico = $20,9 \text{ kN/m} \cdot 0,50 = \mathbf{10,43 \text{ kN/m}^2}$

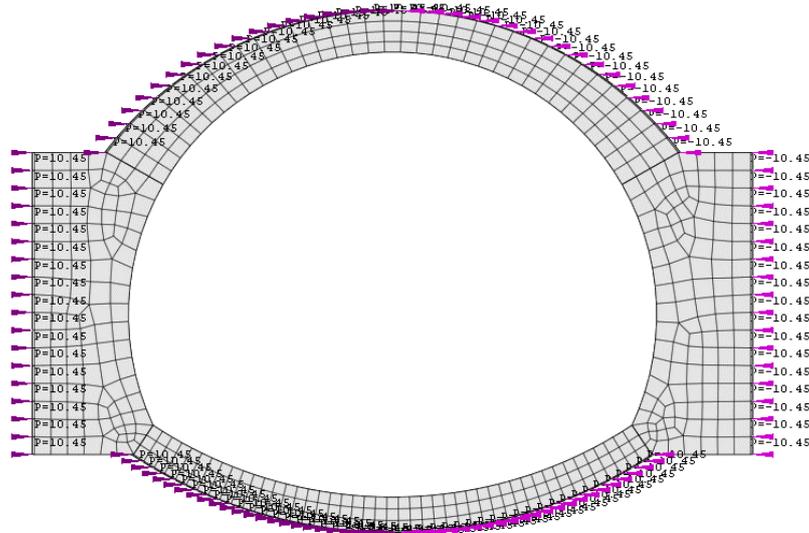


Figura 17 Sovraccarico laterale da traffico

7.3 Approcci progettuali e metodi di verifica

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 17/01/2018, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi in condizioni statiche:

- combinazione fondamentale (SLU)

Nei prospetti che seguono sono riportate le combinazioni statiche (SLU) ritenute più gravose e adottate nelle analisi numeriche della galleria ai fini delle verifiche strutturali.

SLU							
Carico	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7
P.P.	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
P. cop. perm	1,35	1,35	1	1,35	1	1,35	1
SP sx. perm	1,35	1	1,35	1,35	1,35	1	1
SP dx. perm	1,35	1	1,35	1	1	1,35	1,35
Q variabile	1,45	1,45	0	1,45	0	1,45	0
SQ sx.	1,45	0	1,45	1,45	1,45	0	0
SQ dx.	1,45	0	1,45	0	0	1,45	1,45

Tabella 3 Combinazioni SLU

7.4 Risultati e verifiche strutturali

Nel presente paragrafo si riportano i risultati ottenuti dall'analisi numerica condotta, nella combinazione SLU più gravosa. Vengono riportati gli sforzi principali e lo stato fessurativo della galleria.

Combinazione SLU 2:

Calcestruzzo: $f_{cd} = 18.51 \text{ MPa}$ (compressione -)

$f_{ctd} = 1.32 \text{ MPa}$ (trazione +)

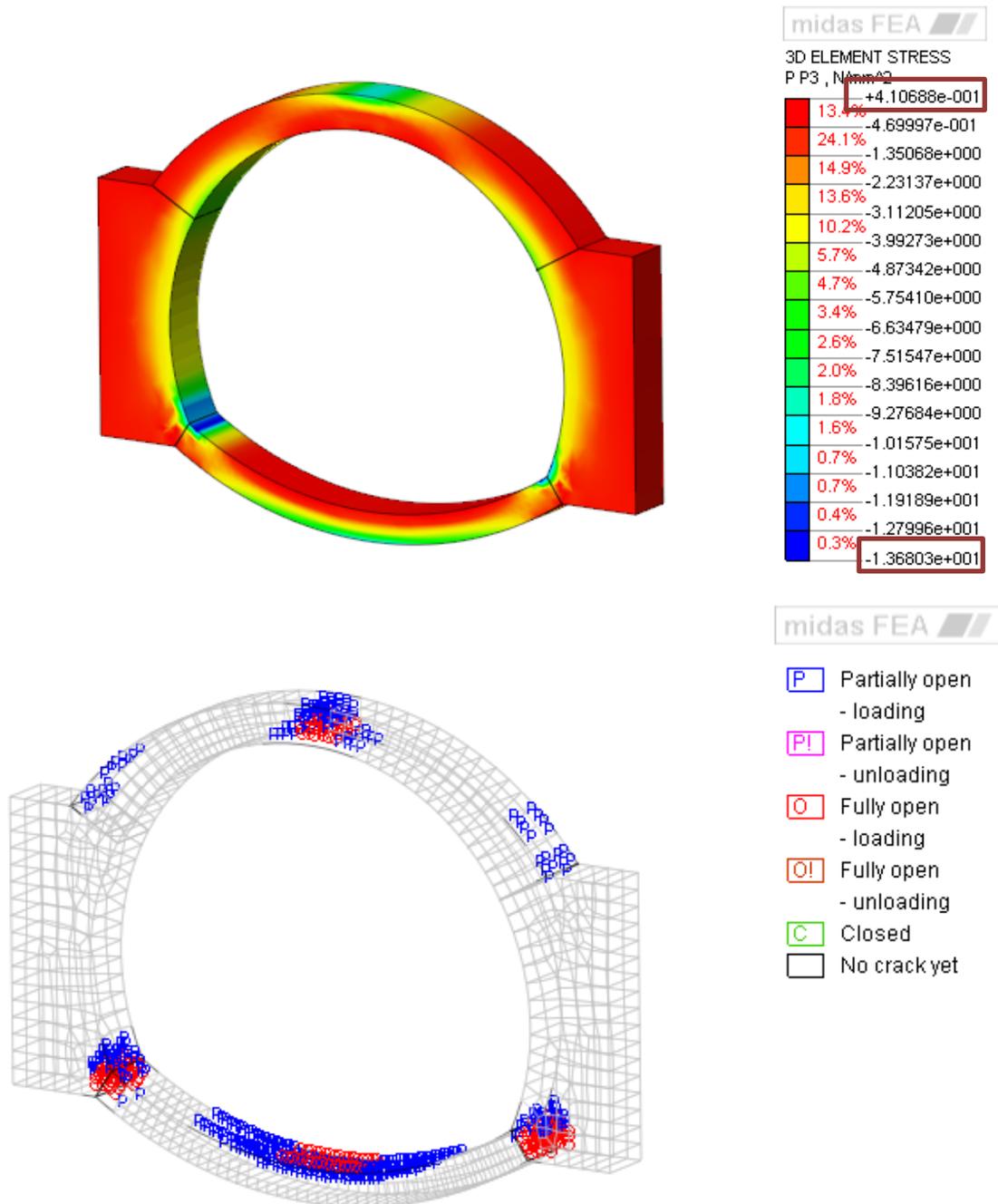


Figura 18 Parzializzazione degli elementi

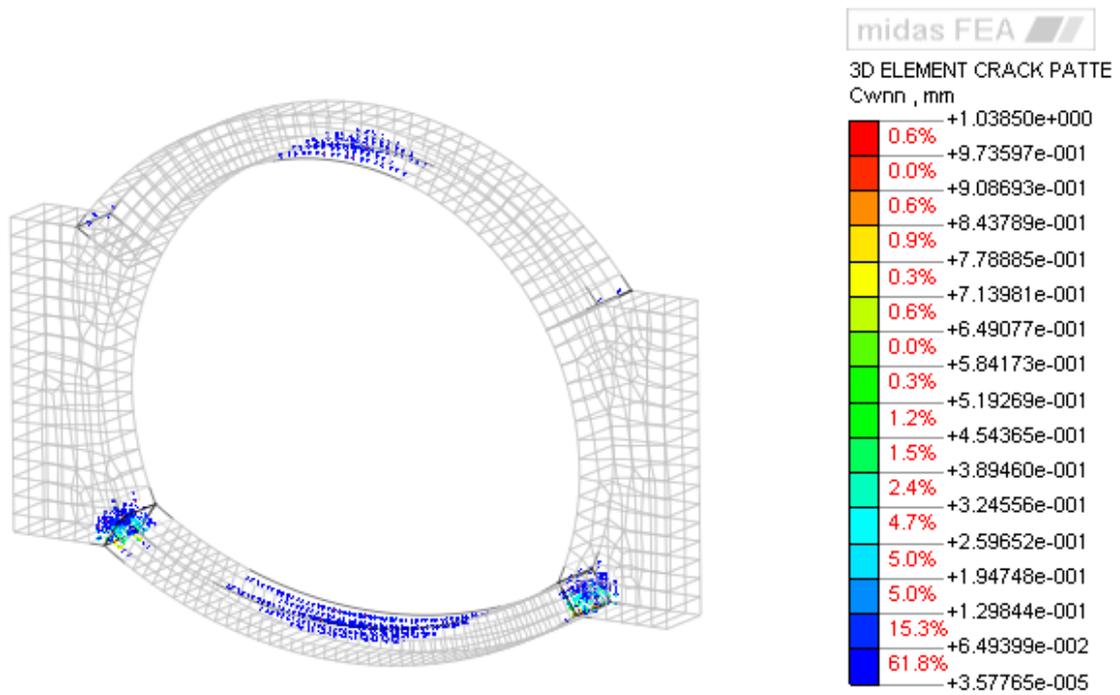
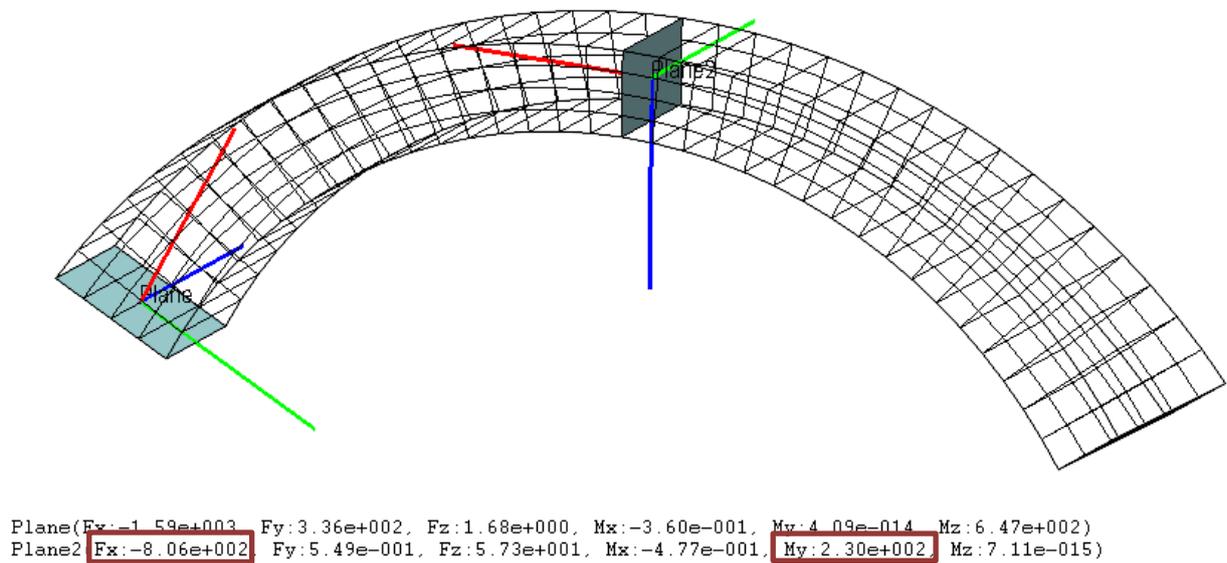


Figura 19 Apertura delle fessure

7.4.1 Verifica della calotta



Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	220

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="1700"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="1140"/>	<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

Tipo rottura
 Solo cls - Sez. parzialzata

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm

Precompresso

Materiali
 B450C C25/30

ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f _{cd}	<input type="text" value="14.17"/> ‰
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"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="9.75"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ _{co}	<input type="text" value="0.6"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="1.829"/>

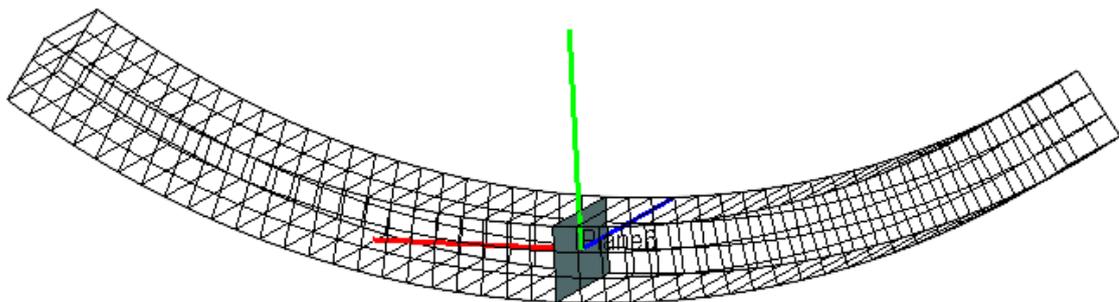
M_{xRd} kN m

σ_{cs} N/mm²
 σ_{ci} N/mm²
 ε_{cs} ‰
 ε_{ci} ‰

x 147,6€

$M_{rd} > M_{ed} = \frac{M_{rd}}{M_{ed}} \geq 1 = \frac{1765}{1140} = 1,54$ La verifica di resistenza SLU è soddisfatta.

7.4.3 Verifica dell'arco rovescio



Plane6 (Fx: -1.10e+003, Fy: -1.43e+000, Fz: 5.53e-002, Mx: 2.26e-002, My: 4.26e-014, Mz: -2.38e+002)

7.5 Sezione 2

In questa condizione è presente una corsia di calcolo per il carico variabile da traffico e due altezze di ritombamento: 13,00 m. e 8,00 m.

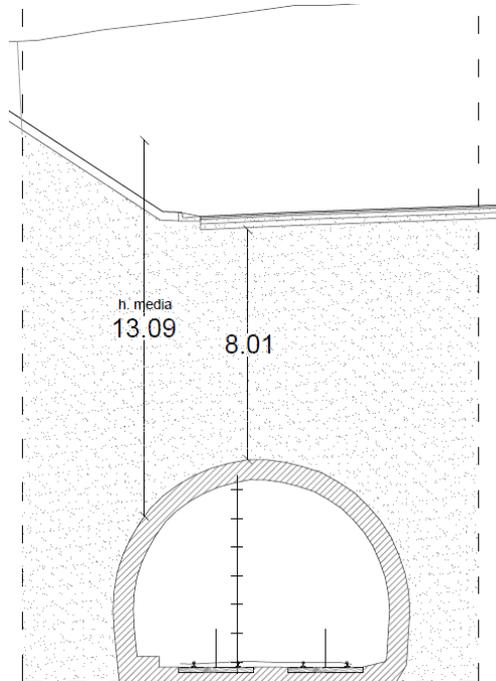


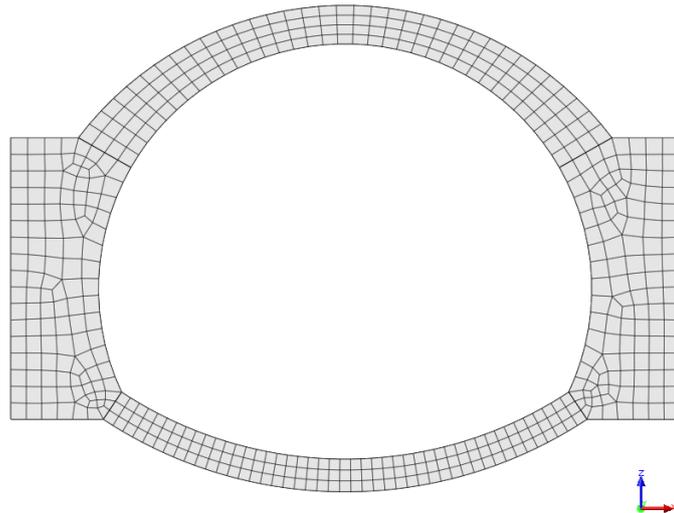
Figura 20 Sezione trasversale carico asimmetrico sulla calotta

7.6 Azioni agenti sulla struttura

- **azioni permanenti strutturali:**

- peso proprio della struttura (P.P);

È applicato automaticamente dal programma di calcolo.



- spinte del terreno sui fianchi della galleria (SP_{sx} ; SP_{dx}); valutata utilizzando: il coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0.50$ con angolo di attrito del terreno $\varphi = 30^\circ$;

$$SP_{sx} = (H_{terr} * \gamma_t) * K_0 = (20,5 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3) * 0.50 = \mathbf{205 \text{ kN/m}^2}$$

$$SP_{dx} = (H_{terr} * \gamma_t) * K_0 = (15,5 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3) * 0.50 = \mathbf{155 \text{ kN/m}^2}$$

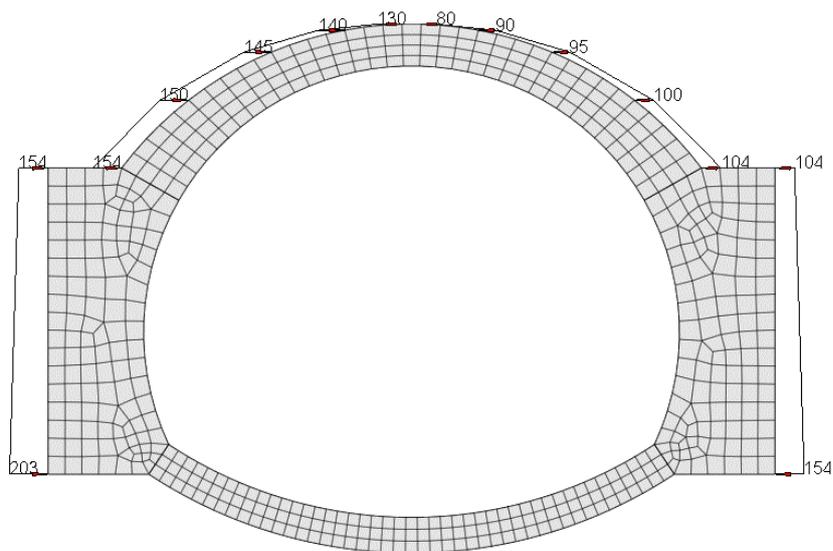


Figura 21 Galleria – Spinte del terreno

- carico verticale P_{sx} e P_{dx} (rappresentato dal terreno di ricoprimento)

$$P_{sx} = \gamma_t * H_{terr} = 20 \text{ kN/m}^3 * 13,0 \text{ m} = \mathbf{260 \text{ kN/m}^2}$$

$$P_{dx} = \gamma_t * H_{terr} = 20 \text{ kN/m}^3 * 8,0 \text{ m} = \mathbf{160 \text{ kN/m}^2}$$

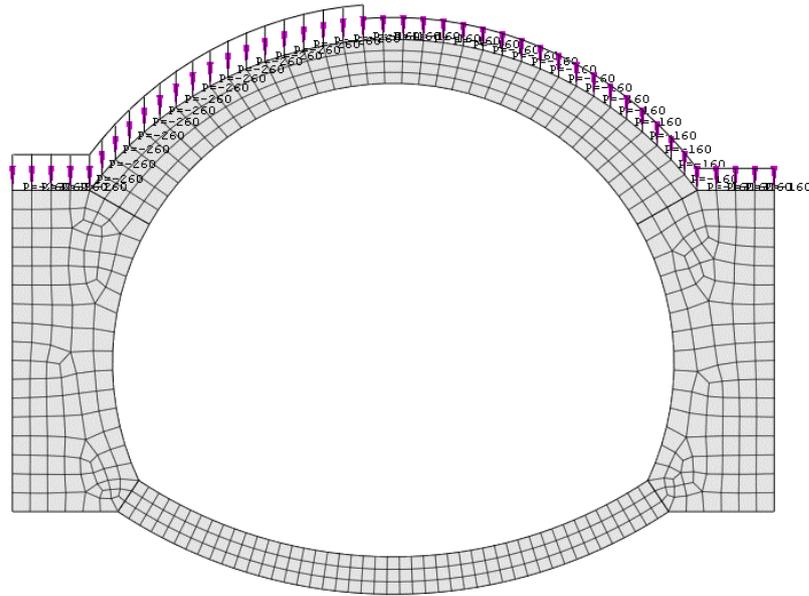


Figura 22 Galleria artificiale – Carico permanente in copertura

- **azioni variabili:**

- carico variabile q_{1k} pari a **13,18 kN/m²** (schema di carico 1 §5.1.3.3.3 NTC18).

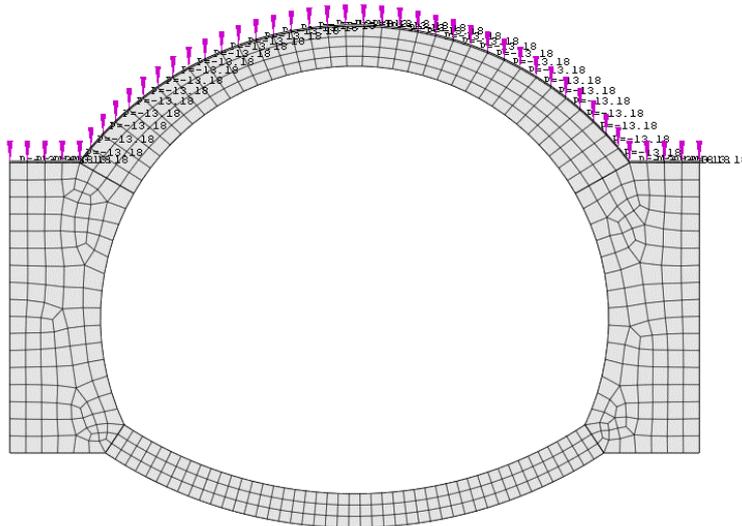


Figura 23 Carico variabile da traffico

- Sovraccarico laterale da carico variabile da traffico = $13,18 \text{ kN/m} \cdot 0,50 = \mathbf{6,59 \text{ kN/m}^2}$

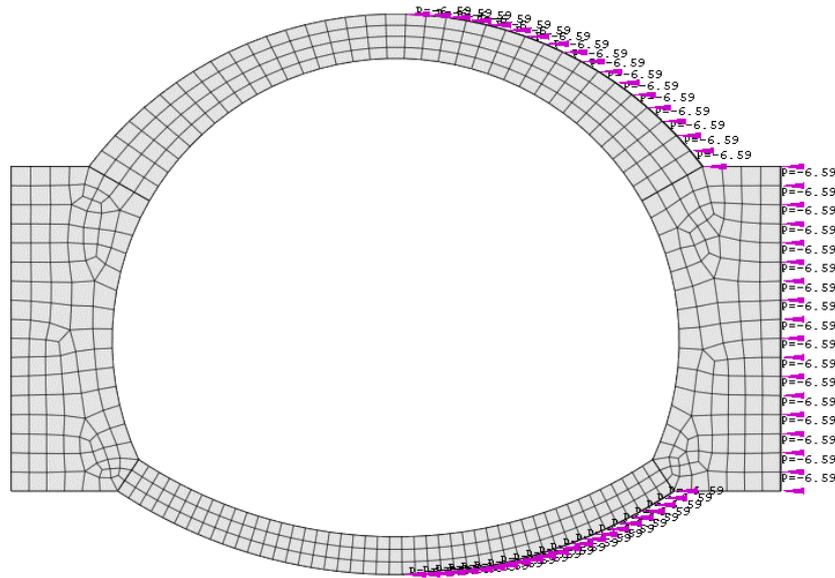


Figura 24 Sovraccarico laterale da traffico

7.7 Approcci progettuali e metodi di verifica

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 17/01/2018, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi in condizioni statiche:

- combinazione fondamentale (SLU)

Nei prospetti che seguono sono riportate le combinazioni statiche (SLU) ritenute più gravose e adottate nelle analisi numeriche della galleria ai fini delle verifiche strutturali.

SLU							
Carico	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7
P.P.	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
P. cop. perm	1,35	1,35	1	1,35	1	1,35	1
SP sx. perm	1,35	1	1,35	1,35	1,35	1	1
SP dx. perm	1,35	1	1,35	1	1	1,35	1,35
Q variabile	1,45	1,45	0	1,45	0	1,45	0
SQ dx.	1,45	0	1,45	0	0	1,45	1,45

Tabella 4 Combinazioni SLU

7.8 Risultati e verifiche strutturali

Nel presente paragrafo si riportano i risultati ottenuti dall'analisi numerica condotta, nella combinazione SLU più gravosa. Vengono riportati gli sforzi principali e lo stato fessurativo della galleria.

Combinazione SLU 2:

Calcestruzzo: $f_{cd} = 18.51 \text{ MPa}$ (compressione -)

$f_{ctd} = 1.32 \text{ MPa}$ (trazione +)

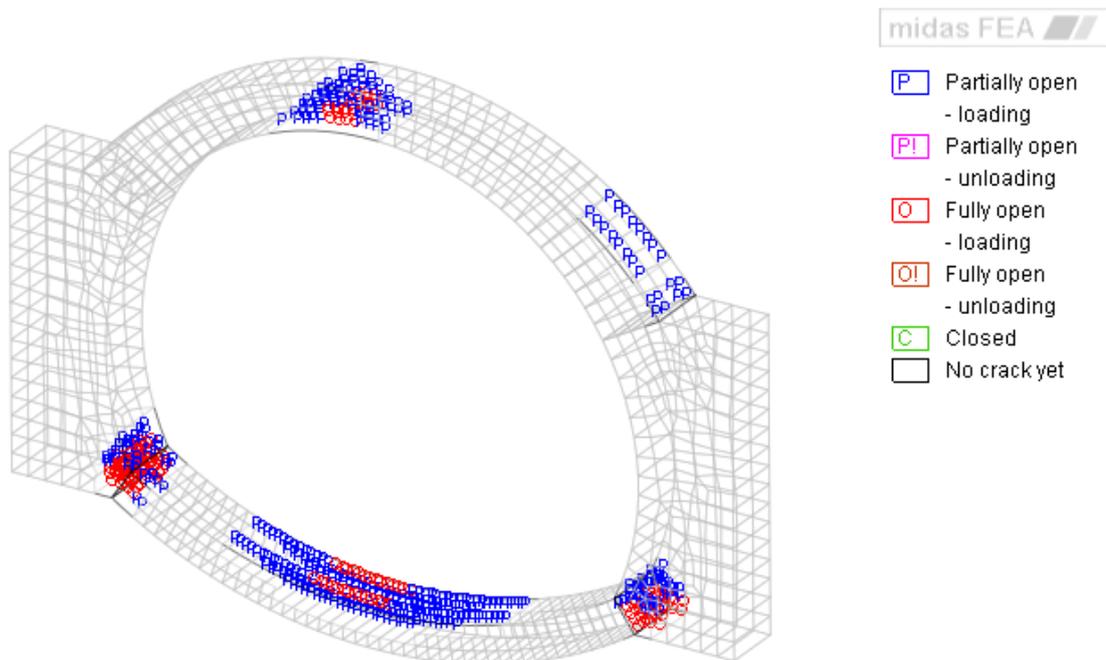
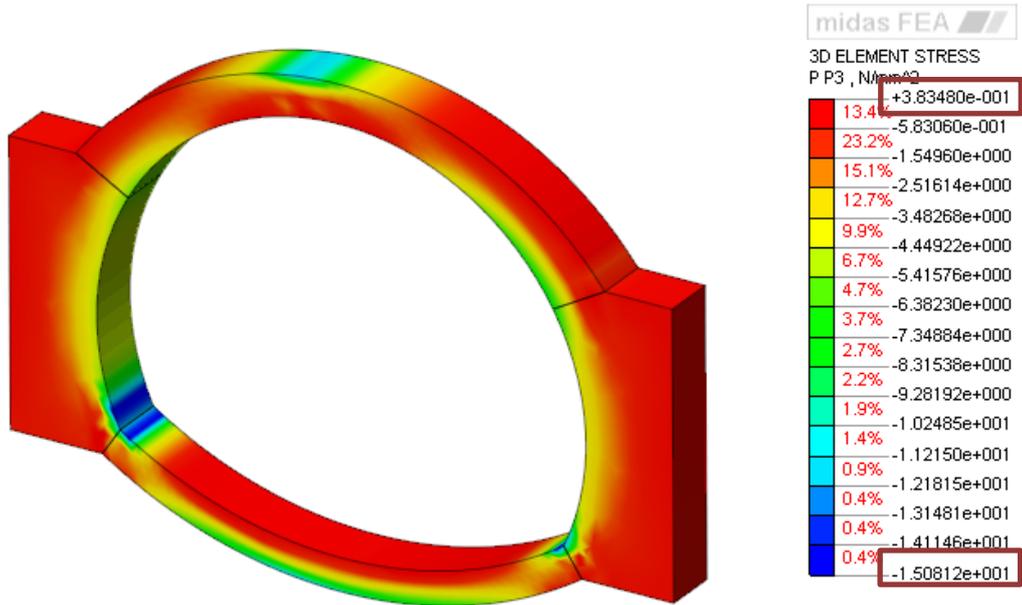


Figura 25 Parzializzazione degli elementi

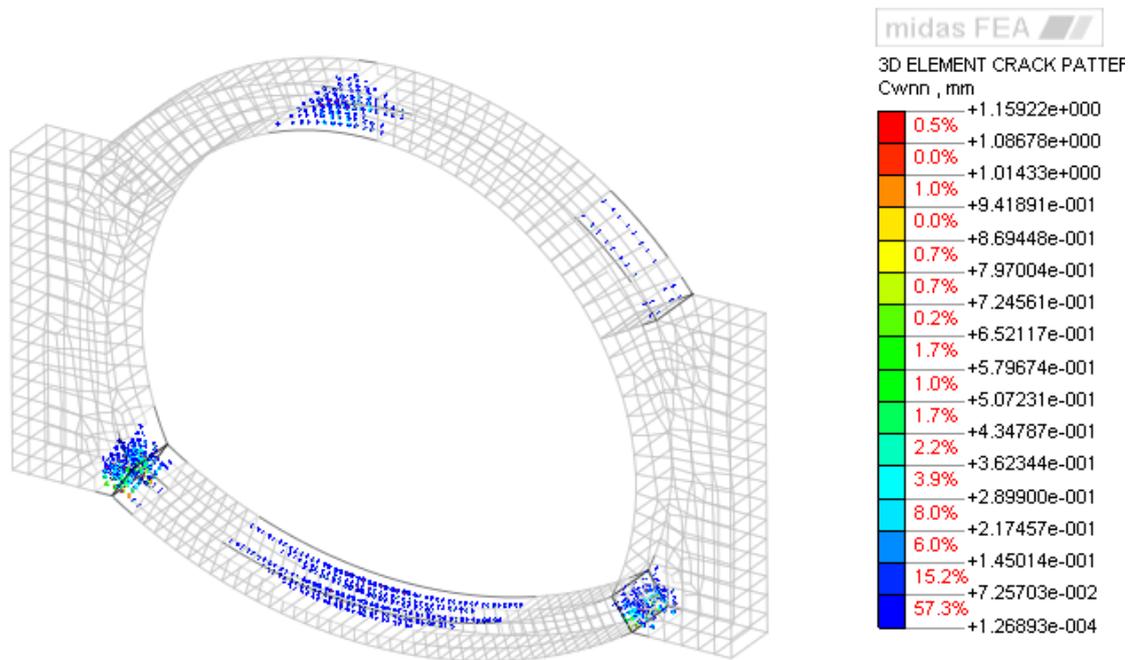
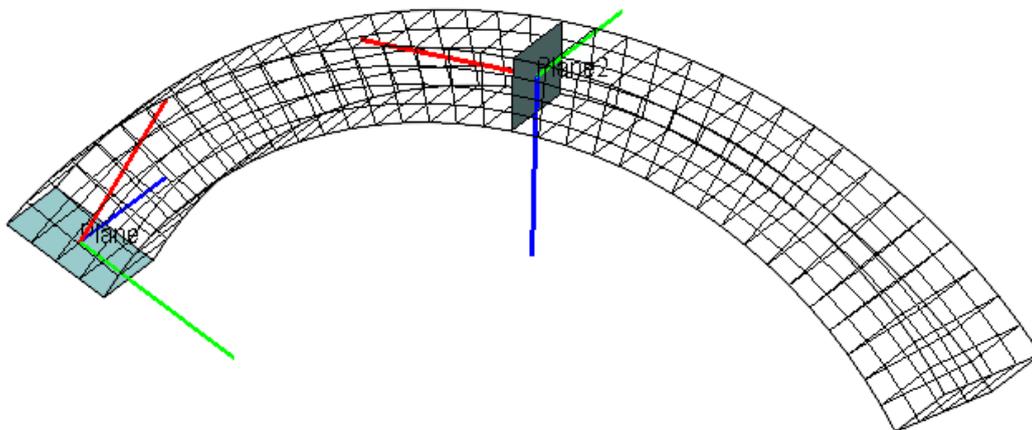


Figura 26 Apertura delle fessure

7.8.1 Verifica della calotta



Plane(Fx:-1.99e+003, Fy:4.22e+002, Fz:1.38e+000, Mx:-3.67e-001, My:7.99e-014, Mz:6.58e+002)
 Plane2 (Fx:-8.53e+002, Fy:-5.08e+000, Fz:9.14e+001, Mx:-4.13e-001, My:2.16e+002, Mz:7.11e-015)

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
Solo cls - Sez. parzialzata

M_{xRd} kN m

σ_{cs} N/mm²
σ_{ci} N/mm²
ε_{cs} ‰
ε_{ci} ‰
x 74,251

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

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

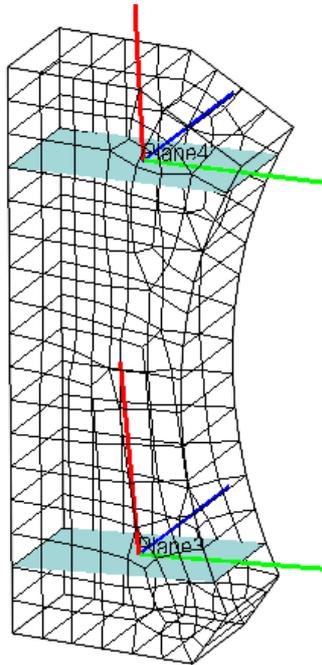
Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391,3"/> N/mm ²	ε _{cu}	<input type="text" value="3,5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f _{cd}	<input type="text" value="14,17"/> ‰
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"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="9,75"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ _{co}	<input type="text" value="0,6"/>
		τ _{cl}	<input type="text" value="1,829"/>

$$M_{rd} > M_{ed} = \frac{M_{rd}}{M_{ed}} \geq 1 = \frac{272,1}{216} = 1,25 \quad \text{La verifica di resistenza SLU è soddisfatta.}$$

7.8.2 Verifica del piedritto



Plane3 (Fx: -2.34e+003, Fy: 1.75e+002, Fz: 6.48e+000, Mx: 5.21e+000, My: -8.88e-015, Mz: 1.12e+003)
Plane4 (Fx: -2.23e+003, Fy: -6.68e+002, Fz: -2.16e+000, Mx: 1.94e+000, My: 6.44e-002, Mz: 1.32e+003)

Titolo: _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	220

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="2230"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="1320"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="0"/>

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

Tipo rottura
Solo cls - Sez. parzialzata

M_{xRd} kN m

Materiali

B450C	C25/30
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s <input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f _{cd} <input type="text" value="14.17"/> ‰
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"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="9.75"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ _{co} <input type="text" value="0.6"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="1.829"/>

σ_{cs} N/mm²
 σ_{ci} N/mm²
 ε_{cs} ‰
 ε_{ci} ‰

x 193,9€

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

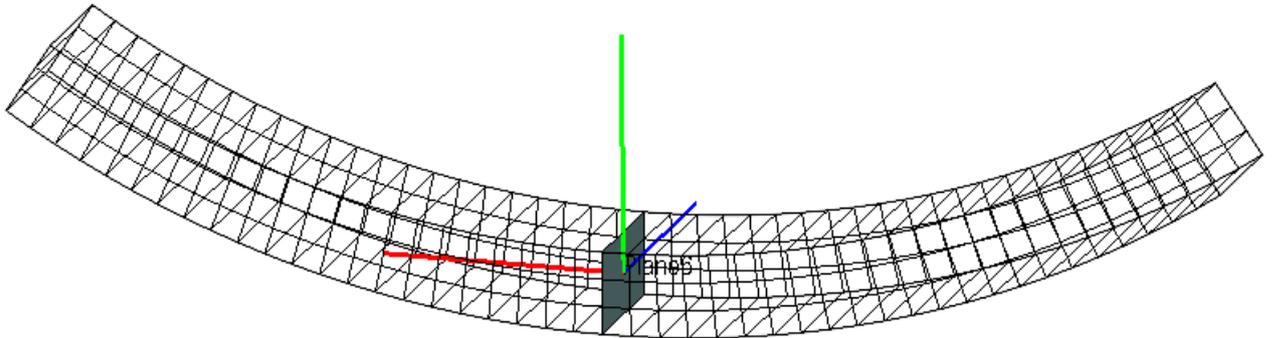
Calcola MRd **Dominio M-N**

L_o cm **Col. modello**

Precompresso

$$M_{rd} > M_{ed} = \frac{M_{rd}}{M_{ed}} \geq 1 = \frac{2272}{1320} = 1,72 \quad \text{La verifica di resistenza SLU è soddisfatta.}$$

7.8.3 Verifica dell’arco rovescio



Plane6 {Fx:-1.28e+003 Fy:7.17e+000 Fz:2.32e-001 Mx:2.80e-001 My:2.03e-012 Mz:-2.64e+002}

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

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
Solo cls - Sez. parzializzata

Materiali
B450C C25/30
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} ‰ σ_{c,adm}
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
τ_{c1}

M_{xRd} kN m
σ_{cs} N/mm²
σ_{ci} N/mm²
ε_{cs} ‰
ε_{ci} ‰
x 111.5‰

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

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

$$M_{rd} > M_{ed} = \frac{M_{rd}}{M_{ed}} \geq 1 = \frac{324,6}{264} = 1,22 \quad \text{La verifica di resistenza SLU è soddisfatta.}$$

8 CONCLUSIONI

Le verifiche svolte sono risultate positive sia per lo stato di fatto che per la nuova configurazione di progetto. I coefficienti di sicurezza sono risultati superiori all'unità, sostanzialmente paragonabili nei due casi seguenti:

- Stato di fatto ($H_{terr} = 16$ m.)
- Stato di progetto – Sezione 1 ($H_{terr} = 8,16$ m. + Carico da traffico)

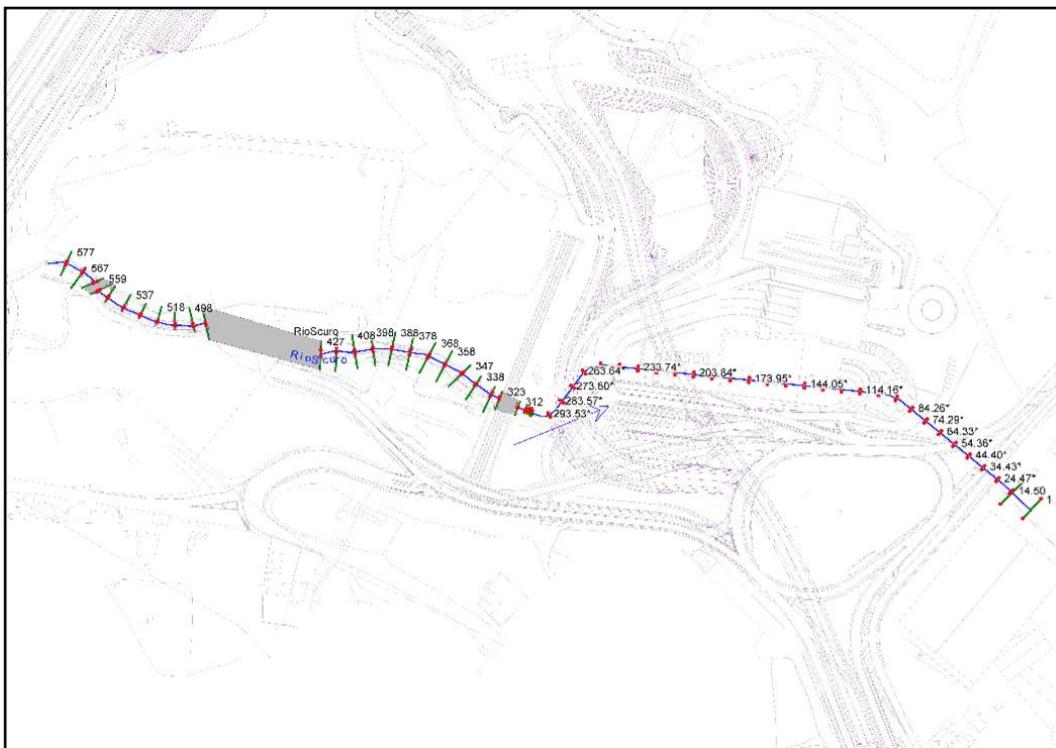
Tabella Riassuntiva – Coefficienti di sicurezza			
	Stato di Fatto	Stato di Progetto Sezione 1	Stato di Progetto Sezione 2
<i>Calotta</i>	1.16	1.12	1.25
<i>Piedritto</i>	1.58	1.54	1.72
<i>Arco rovescio</i>	1.24	1.12	1.22

A livello di sollecitazioni e spostamenti si può, dunque, concludere che l'intervento in progetto non modifica lo stato di fatto della struttura della galleria ferroviaria esistente.

La modellazione solida indica uno stato fessurativo e zone di plasticizzazione della struttura che dipendono dalle caratteristiche dei materiali adottati, che dovranno essere confermate da indagini e approfondimenti sia sulle caratteristiche dei materiali (**indagini sui materiali con eventuali prelievi di campioni**), sia sullo stato di fatto della struttura (**sopralluoghi indagini e rilievi**).

- Stato di fatto del corso d’acqua, con portata transitante relativa ad eventi con periodo di ritorno pari a 200 anni (questo periodo di riferimento è quello delle piene per la verifica idraulica di attraversamenti, come tombini e ponti; è il caso di verifica dei tombini scatolari sotto la linea ferroviaria esistente e la sede della motorizzazione)
- Verifica di compatibilità idraulica degli scarichi delle acque meteoriche provenienti dallo svincolo stradale di progetto con il corso d’acqua, in riferimento ad eventi meteorici con tempo di ritorno pari a 20 anni.
- Verifica di compatibilità idraulica degli scarichi delle acque meteoriche provenienti dallo svincolo stradale di progetto con il corso d’acqua, in riferimento ad eventi meteorici con tempo di ritorno pari a 200 anni.

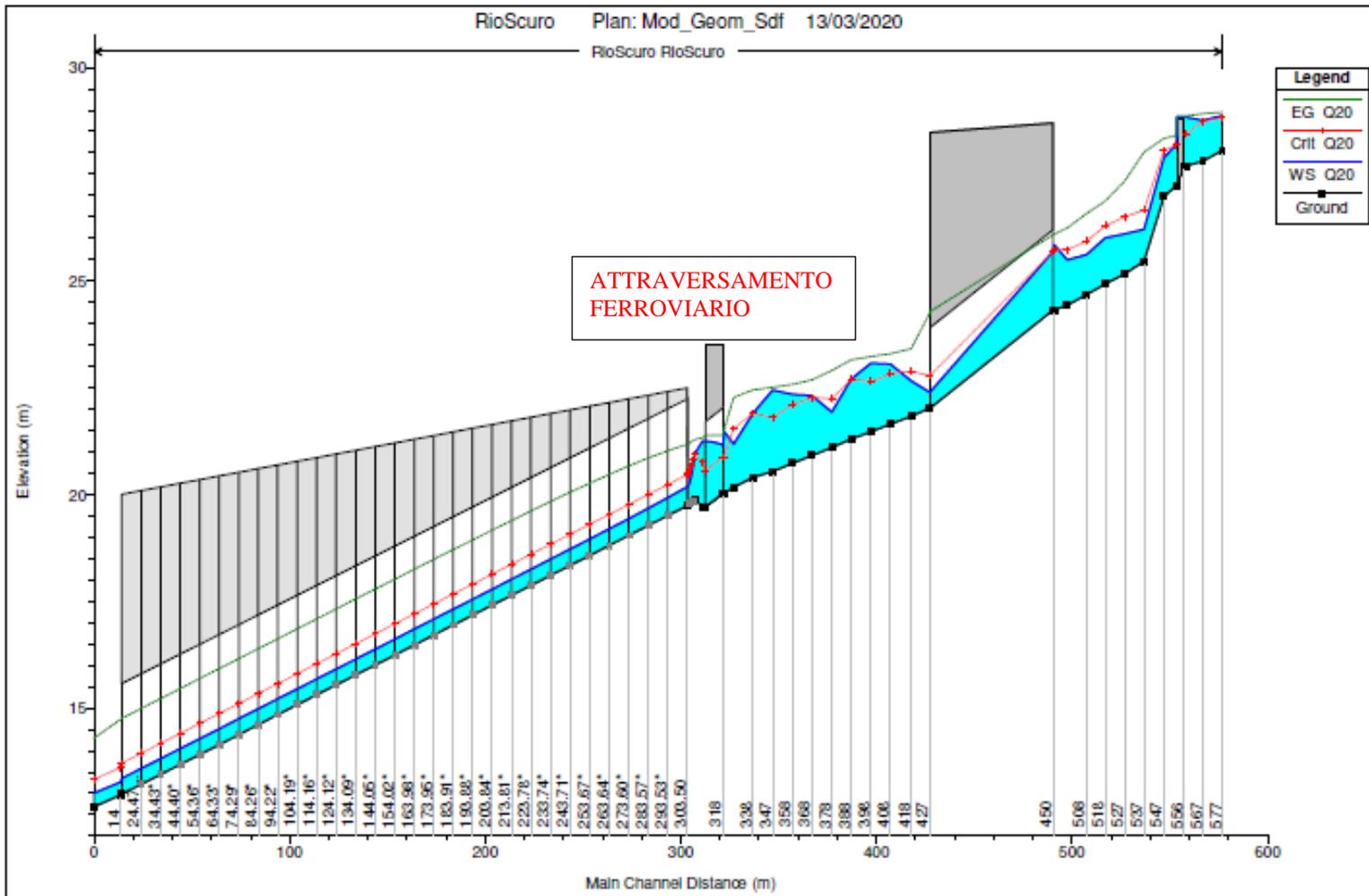
La geometria di riferimento adottata nella modellazione, valida per i 4 scenari di riferimento è rappresentata nella figura sottostante:



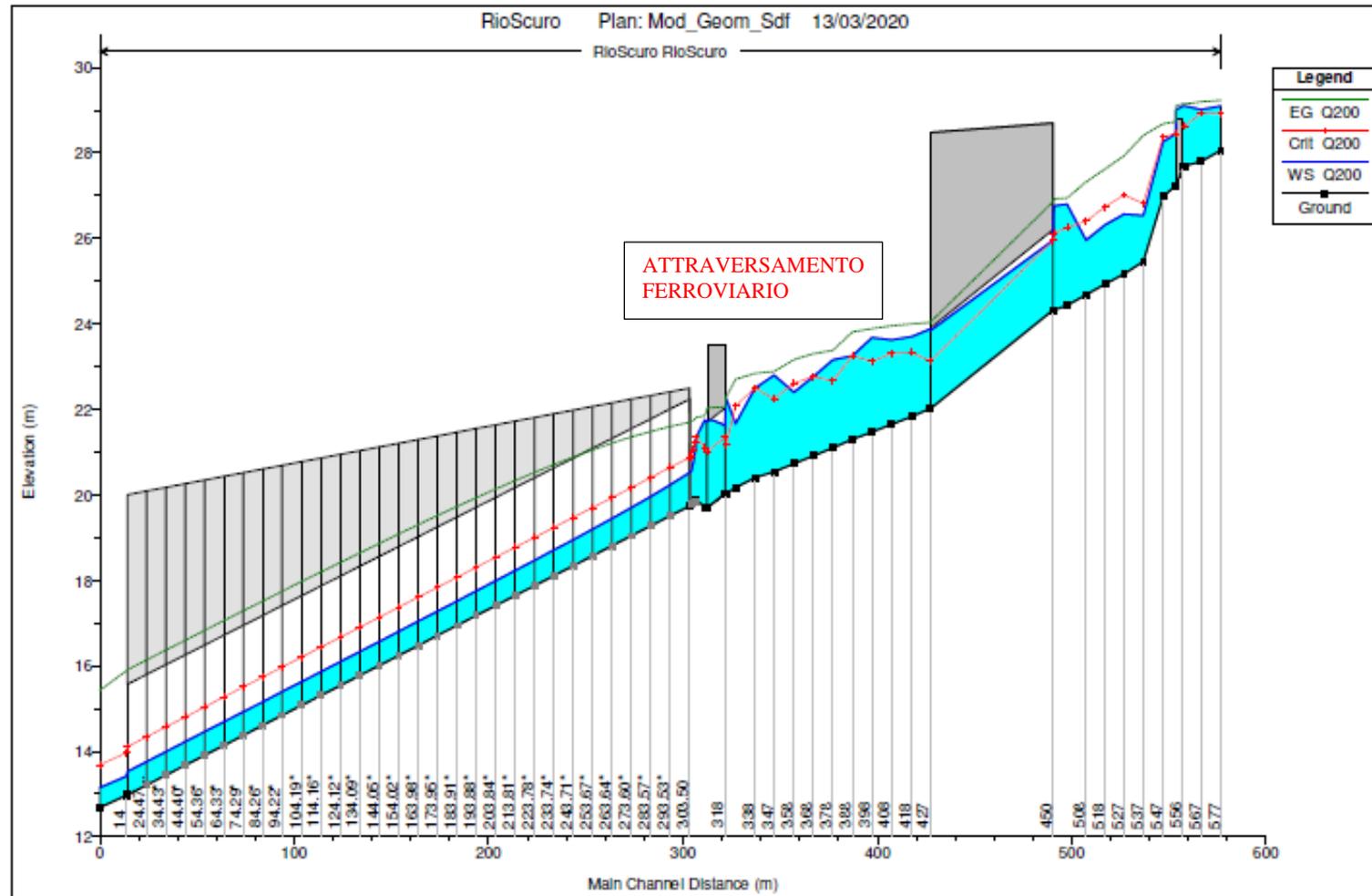
L’attraversamento al di sotto della ferrovia è stato modellato come “culvert” di forma scatolare avente dimensioni 2.50x2.50m. Come valore di scabrezza è stato adottato un coefficiente di Manning pari a $0.025 \text{ s/m}^{1/3}$ per il terreno naturale esistente e pari a $0.015 \text{ s/m}^{1/3}$ per le strutture in cls esistenti.

Si riportano di seguito i profili longitudinali della corrente e la sezione trasversale in corrispondenza dell’attraversamento ferroviario nei due scenari (Tr20 anni e Tr200 anni) relativi allo stato di fatto, ovvero assenza dello svincolo autostradale e quindi assenza degli scarichi delle acque meteoriche.

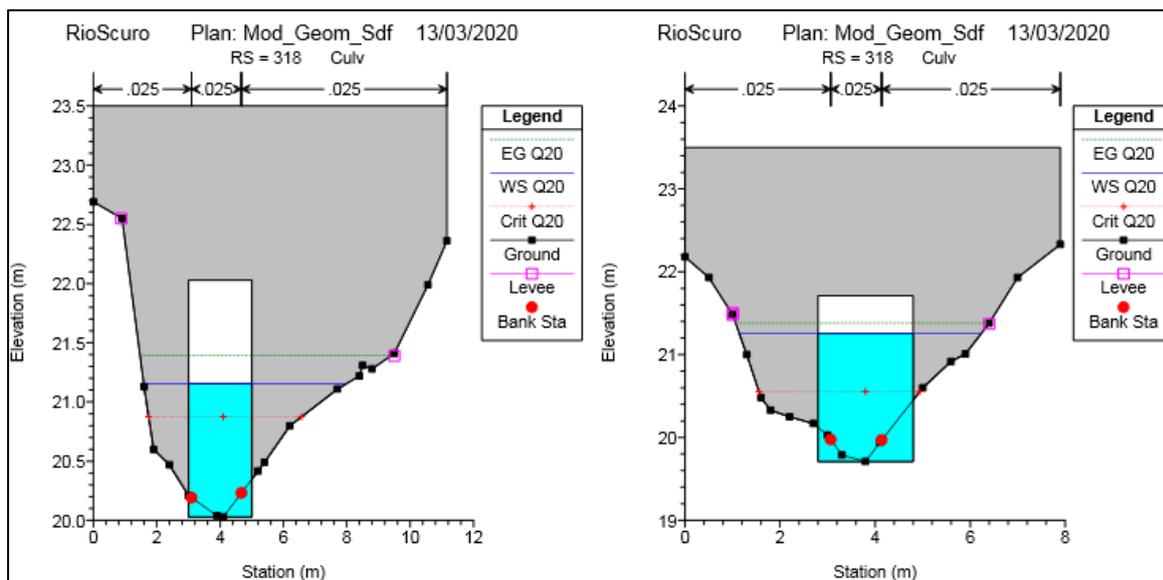
Le portate sono rispettivamente pari a $4.87 \text{ m}^3/\text{s}$ e $9.4 \text{ m}^3/\text{s}$. Come condizione al contorno sia a monte che a valle è stata assunta l’altezza di moto uniforme.



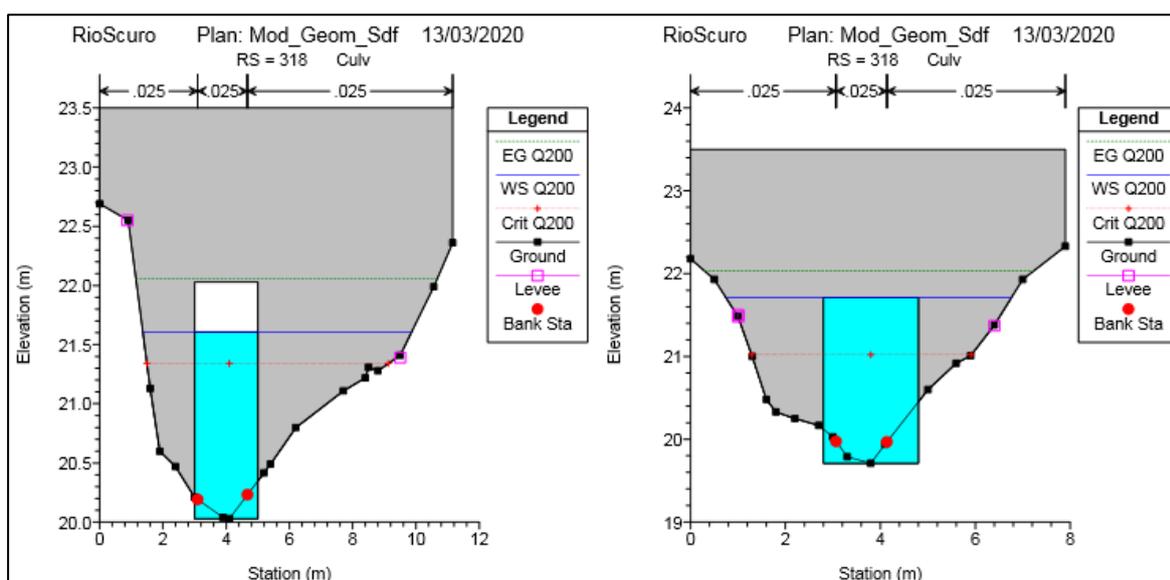
Profilo longitudinale stato di fatto Rio Scuro – Tr 20 anni



Profilo longitudinale stato di fatto Rio Scuro – Tr 200 anni



Sezione trasversale tombino ferroviario stato di fatto Rio Scurio – Tr 20 anni



Sezione trasversale tombino ferroviario stato di fatto Rio Scurio – Tr 200 anni

Dall'analisi del profilo longitudinale della corrente e della sezione trasversale in corrispondenza del tombino ferroviario esistente, si riscontra che non sussistono problematiche di allagamento per l'attraversamento e quindi l'infrastruttura ferroviaria, in quanto è presente un franco idraulico di sicurezza tra il pelo libero dell'acqua e l'intradosso del tombino.

Per quanto riguarda invece la verifica dello stato di fatto del canale, in presenza di eventi con tempo di ritorno pari a 200 anni, si riscontra invece un franco idraulico quasi a zero in corrispondenza del tratto di valle del tombino in sottoattraversamento in area RFI, ma non si riscontrano problematiche di allagamento della soprastante ferrovia.

In linea generale si segnala comunque un'irregolarità del pelo libero della corrente in entrambi i casi, che denotano continui passaggi di corrente veloce in lenta e viceversa; ciò è dovuto sicuramente alla poca accuratezza dei rilievi topografici nell'area.

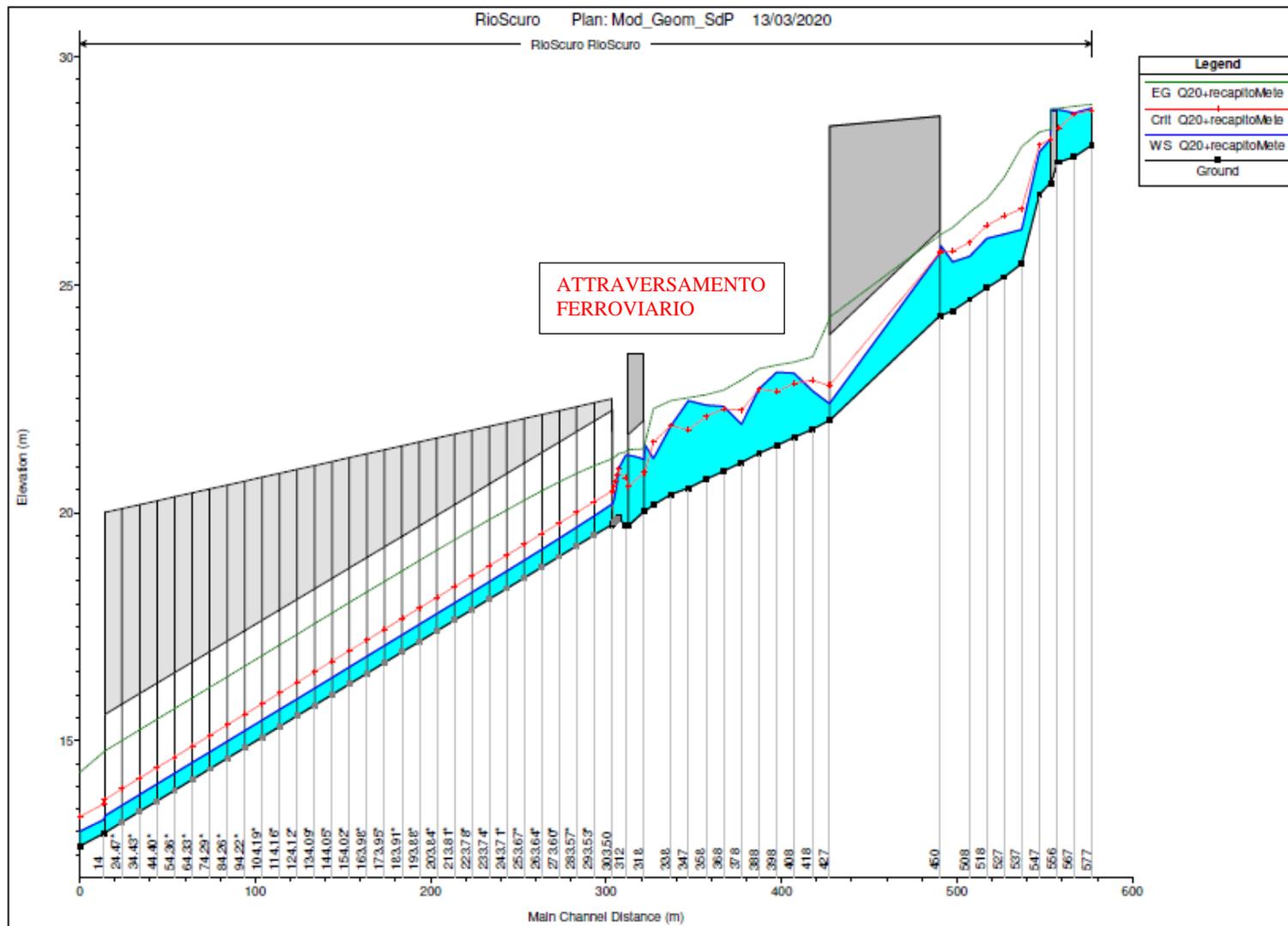
Si prescrive pertanto, in fase di progettazione esecutiva, un rilievo celerimetrico di dettaglio dell'area oggetto di modellazione e dei manufatti esistenti, onde affinare la modellazione e decidere se procedere



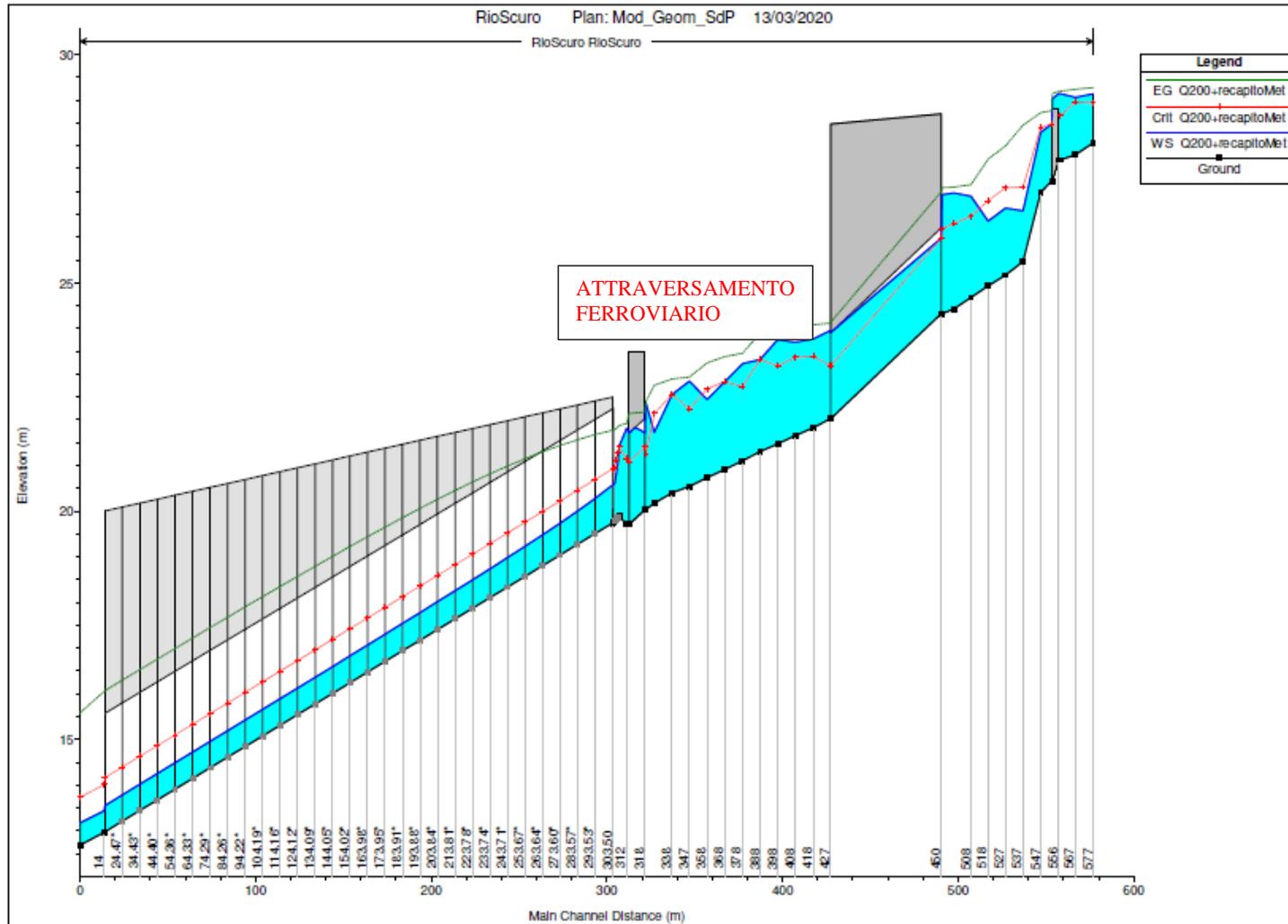
con interventi di adeguamento del fondo del canale e/o sostituzione dei due tombini di monte in affiancamento al cimitero (a monte della ferrovia). Non si riscontrano problematiche per il tombino in attraversamento al piazzale della motorizzazione, mentre dovrà essere verificato in dettaglio nella fase esecutiva il riempimento nel tombino al di sotto della linea ferroviaria per la portata di piena 200-ennale.

Si riportano di seguito i profili longitudinali della corrente e la sezione trasversale in corrispondenza dell'attraversamento ferroviario nei due scenari (Tr20 anni e Tr200 anni) relativi allo stato di progetto, ovvero presenza dello svincolo autostradale e quindi presenza degli scarichi delle acque meteoriche.

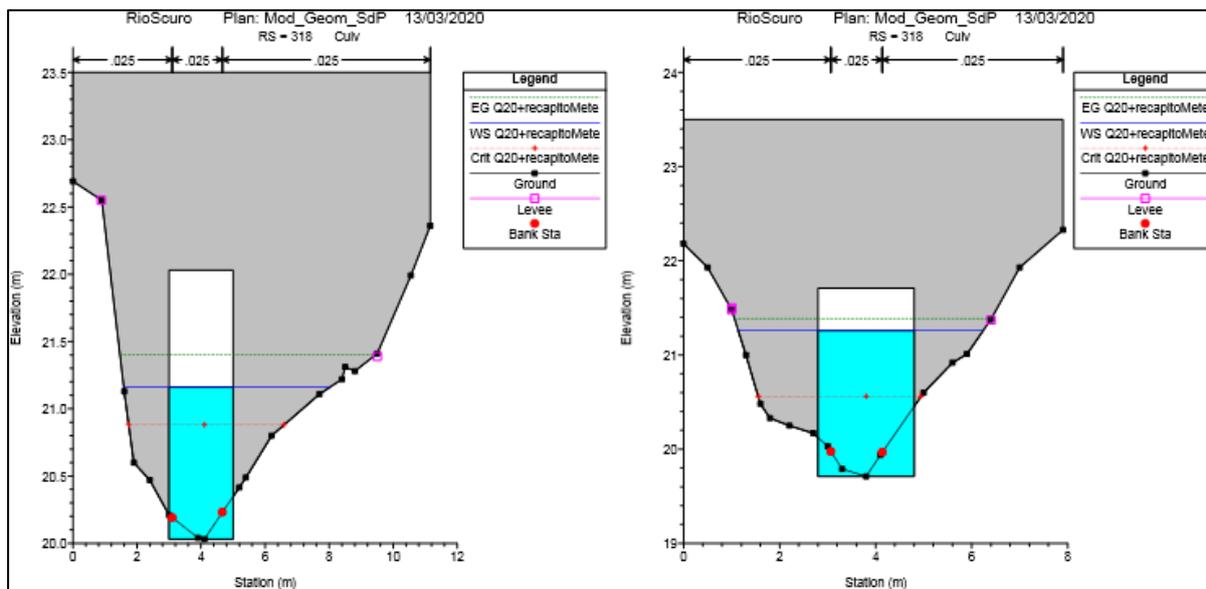
Le portate di riferimento sono pari rispettivamente a: 4.91 m³/s in riferimento a Tr pari a 20 anni (4.87 m³/s + 0.038 m³/s, quest'ultima rappresentante la portata scaricata dal laminatore) e 10.1 m³/s per eventi con Tr pari a 200 anni (9.4 m³/s + 0.7 m³/s, quest'ultima rappresentante la portata scaricata dal laminatore in caso di sfioro per troppo pieno dello stesso). Come condizione al contorno sia a monte che a valle è stata assunta l'altezza di moto uniforme.



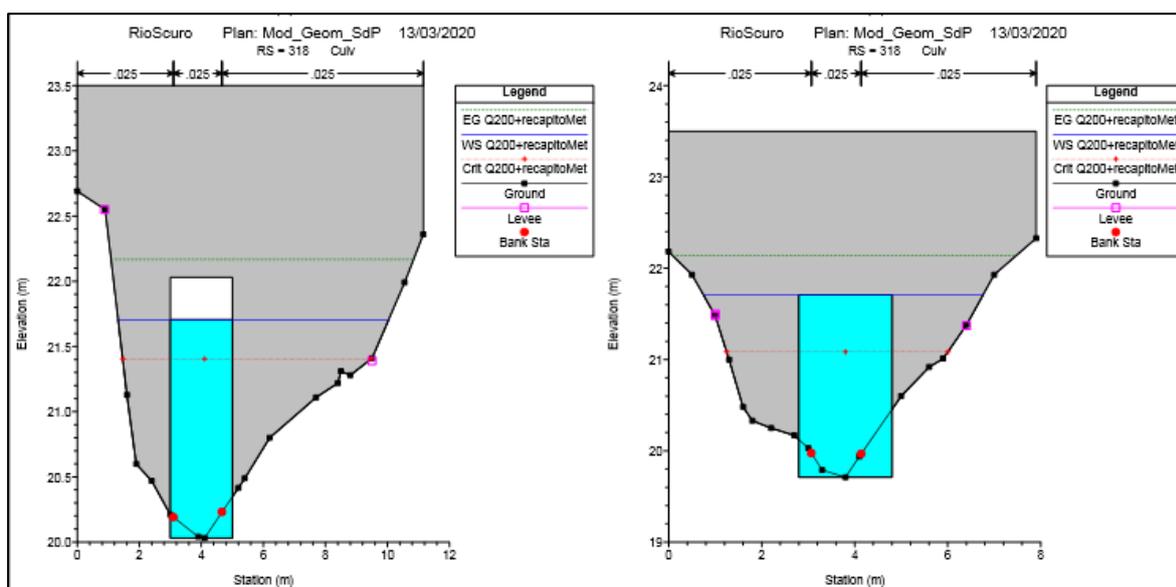
Profilo longitudinale Rio Scuro – Tr 20 anni, compatibilità scarichi acque meteoriche stradali



Profilo longitudinale Rio Scuro – Tr 200 anni, compatibilità scarichi acque meteoriche stradali



Sezione trasversale tombino ferroviario stato di progetto Rio Scuro – Tr 20 anni



Sezione trasversale tombino ferroviario stato di fatto Rio Scuro – Tr 200 anni

Confrontando i profili della corrente idrica e le sezioni trasversali, per entrambi i tempi di ritorno, tra lo stato di fatto (assenza di scarichi delle acque meteoriche dello svincolo di progetto) e lo stato di progetto (recapito delle acque meteoriche stradali nel Rio Scuro) non si riscontrano significative differenze di pelo libero tra i due casi, in quanto le portate recapitate nel Rio Scuro sono rispettivamente pari a poco meno dell'1% della portata 20-ennale del canale e il 7% della portata 200-ennale.

Si richiamano pertanto le considerazioni già riportate nel capitolo precedente dello stato di fatto.

Dall'analisi del profilo longitudinale del corso d'acqua e della sezione trasversale in corrispondenza del tombino ferroviario, nel caso di Tr pari a 20 anni (tempo di ritorno per il dimensionamento delle opere di drenaggio delle acque meteoriche dello svincolo autostradale) si riscontra che il manufatto di attraversamento ferroviario non risulta avere problematiche di insufficienza e ha un sufficiente franco idraulico rispetto all'intradosso dell'opera stessa.



Per quanto riguarda invece la verifica del canale, in presenza di eventi con tempo di ritorno pari a 200 anni, si riscontra un franco idraulico pari a zero in corrispondenza del tratto di valle del tombino in sottoattraversamento in area RFI, ma non si segnalano problemi di allagamento della soprastante ferrovia. In linea generale si riscontra comunque un'irregolarità del pelo libero della corrente in entrambi i casi, che denota continui passaggi di corrente veloce in lenta e viceversa; ciò è dovuto sicuramente alla poca accuratezza dei rilievi topografici nell'area.

Si prescrive pertanto, in fase di progettazione esecutiva, un rilievo celerimetrico di dettaglio dell'area oggetto di modellazione e dei manufatti esistenti, onde affinare la modellazione e decidere se procedere con interventi di adeguamento del fondo del canale e/o sostituzione dei due tombini di monte in affiancamento al cimitero. Non si riscontrano problematiche per il tombino in attraversamento al piazzale della motorizzazione, mentre dovrà essere verificato in dettaglio nella fase esecutiva il riempimento nel tombino al di sotto della linea ferroviaria per la portata di piena 200-ennale.