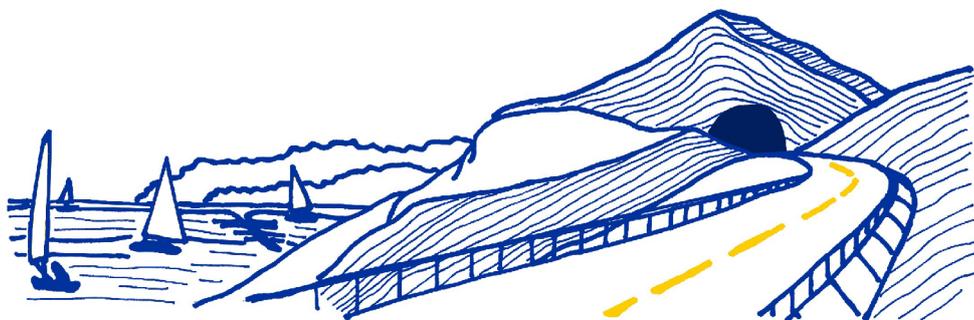


VARIANTE ALLA S.S.1 AURELIA (AURELIA BIS)
 VIABILITA' DI ACCESSO ALL' HUB PORTUALE DI LA SPEZIA
 INTERCONNESSIONE TRA I CASELLI DELLA A-12 E IL PORTO DI LA SPEZIA
 3° LOTTO TRA FELETTINO E IL RACCORDO AUTOSTRADALE

PROGETTO ESECUTIVO DI STRALCIO E COMPLETAMENTO C - 3° TRATTO

PROGETTO ESECUTIVO

GE265



VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE
DELL'INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio CARDONE

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

OPERE MAGGIORI

GALLERIE NATURALI

GALLERIA NATURALE LE FORNACI

PARTE GENERALE

RELAZIONE DI CALCOLO TRATTO INTERFERENZA CON IL RILEVATO FERROVIARIO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

0000_P00GN04STRRE02_C

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO

LIV. PROG. N. PROG.

CODICE
ELAB.

P00GN04STRRE02

C

-

DPGE0265 E 20

C	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	Dicembre 2021	M. Barale	E. Giraudò	A. Rodino
B	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	Ottobre 2021	M. Barale	E. Giraudò	A. Rodino
A	EMISSIONE	Marzo 2021	M. Barale	E. Giraudò	A. Rodino
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE	Pag.
1. INTRODUZIONE	1
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
3. GENERALITÀ.....	3
4. INTERFERENZA CON LA LINEA FERROVIARIA NAZIONALE “GENOVA – PISA”	7
5. ANALISI E VERIFICHE STATICHE	12
5.1 Premessa	12
5.2 Analisi alle differenze finite.....	12
5.2.1 Leggi di comportamento del materiale.....	14
5.2.2 Descrizione dei modelli di calcolo	15
5.2.3 Stato di sforzo iniziale	16
5.2.4 Prerivestimento e rivestimento definitivo	16
5.2.5 Parametri geotecnici e carichi applicati.....	18
5.2.6 Scavo delle gallerie.....	19
5.2.7 Fasi di calcolo.....	21
5.2.8 Esame dei risultati	22
5.3 Verifiche statiche	25
5.3.1 Criteri di verifica delle sezioni di scavo	25
5.3.2 Verifica del rivestimento definitivo.....	32
6. VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE.....	40
6.1 Analisi dei carichi	40
6.1.1 Peso proprio (G1)	40
6.1.2 Pressione geostatica verticale (PV)	40
6.1.3 Pressione geostatica orizzontale (PH)	41
6.2 Pressione idrostatica della falda.....	41
6.3 Azioni sismiche.....	41
6.3.1 Verifiche a presso flessione (SLV).....	46
6.3.2 Verifiche a taglio (SLV).....	46

7. INTERFERENZA CON LA LINEA FERROVIARIA.....	47
7.1 Valutazione bacino di subsidenza.....	47
7.2 Tipologia di verifiche.....	49
7.3 Controllo	50
7.4 Valutazione di possibili cedimenti aggiuntivi dovuti al regime idraulico	53
8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	56

Allegati:

N. 1 | Analisi FLAC

1. Introduzione

La presente Relazione viene redatta nell'ambito della redazione del Progetto Esecutivo di Completamento dello "Stralcio C" dei "Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Aurelia (Aurelia bis), viabilità di accesso all'HUB portuale di La Spezia, interconnessione tra i caselli della A 12 e il porto di La Spezia – 3° Lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale".

Nella presente relazione si tratterà in particolare dei lavori di completamento della galleria naturale Fornaci I, che nel tratto che rimane da realizzare presenta alcune significative criticità relative all'interferenza con le esistenti infrastrutture ferroviarie. In particolare, si analizzeranno le modalità realizzative previste per il sottoattraversamento della Linea Ferroviaria nazionale "Genova – Pisa" che in tale tratto decorre in rilevato.

Si rimanda per la migliore comprensione delle scelte progettuali alla Relazione Tecnico Illustrativa (P00GN04GENRE01) nella quale sono altresì presenti le risultanze degli studi di carattere geologico-geotecnico presi a base della presente relazione di calcolo e vengono descritte le modifiche ed integrazioni che si è ritenuto di apportare per problematiche realizzative e funzionali, per la migliore salvaguardia delle infrastrutture ferroviarie, migliorando in generale le condizioni di sicurezza dei lavori rispetto alla progettazione redatta in precedenza (Infra engineering e Rocksoil S.p.A., 2017).

Per i dettagli delle soluzioni adottate si rimanda alle tavole del Progetto.

Per quanto riguarda i previsti sistemi di monitoraggio, rispetto alla precedente stesura progettuale, questi sono stati integrati con nuove strumentazioni, facendo ricorso il più possibile all'acquisizione automatica di dati in continuo, con acquisizione delle letture in remoto in tempo reale. Per i dettagli si rimanda agli specifici elaborati ed in particolare alla Relazione sui monitoraggi (P00GN04GETRE01).

2. Normative di riferimento

Con riferimento al quadro normativo di riferimento progettuale per le strutture, si evidenzia che, il D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, prevede, all’Art. 2 “Ambito di applicazione e disposizioni transitorie”, che *“per le opere pubbliche o di pubblica utilità in corso di esecuzione, per i contratti pubblici di lavori già affidati, nonché per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni, si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino all’ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi”*.

Pertanto, essendo l’attività da svolgere il progetto di completamento di opere già parzialmente realizzate il riferimento normativo di riferimento restano le Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

Per quanto sopra la normativa di riferimento per il calcolo e la verifica delle strutture risulta essere la seguente:

- NTC 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617
- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Circolare Ministero dei Lavori pubblici 14 febbraio 1974, n.11951 – Applicazione delle norme sul cemento armato.
- Legge 5 febbraio 1974, n. 64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Eurocodici UNI EN 1990:2006; UNI EN 1991; UNI EN 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1994; UNI EN 1997; UNI EN 1998
- Calcestruzzo - specificazione, prestazione, produzione e conformità (UNI EN 206-1:2006);
- UNI EN 1992-1-1:2005 - EC 2: PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO;

3. Generalità

La galleria Le Fornaci I presenta una lunghezza complessiva di 410 m e allo stato attuale è stata scavata, dall'imbocco nord-ovest, per un tratto di lunghezza pari a circa 223 m.



Figura 1 – Profilo longitudinale originario con in evidenza il tratto scavato

Resta da scavare il tratto tra il fronte attuale, posto alla progressiva km 3+793.44, e l'imbocco Sud Pk 3+3980,34, tratto ove sussistono le criticità costruttive per:

- il sottoattraversamento della galleria ferroviaria “Vorticosa”, della linea ferroviaria destinata al traffico portuale;
- il sottoattraversamento della Linea ferroviaria nazionale Genova-Pisa.

Nel progetto originario nel tratto terminale della galleria era previsto un tratto con limitatissime coperture, estremamente critico, per il sottoattraversamento della S.S. 1 Via Aurelia (Via Sarzana) e per l'estrema vicinanza di alcune case di civile abitazione.

Nella presente sede progettuale, al fine di ridurre le criticità di tale tratto, è stato condiviso con i tecnici ANAS, un cambio tipologico, con adozione di una soluzione in galleria artificiale con adozione di una soluzione con “monolite a spinta per il superamento della S.S. 1 Via Aurelia (Via Sarzana). Tale tratto, in particolare dal Pk. 3912,90 al Pk. 3980,34, è stato denominato “Galleria Artificiale Sud”.

Raggiunta la progressiva km 3+793.44 la galleria è entrata nella zona di interferenza con la soprastante Galleria Ferroviaria “Vorticosa” e i lavori di avanzamento sono stati formalmente sospesi (18/01/16) per l'effettuazione di indagini mirate a definire nel dettaglio le condizioni dell'ammasso roccioso nel successivo tratto di interferenza con le

infrastrutture ferroviarie, e per analizzare le condizioni attuali delle strutture di rivestimento della galleria ferroviaria.

L'attuale Progetto di completamento prende come riferimento le indagini geognostiche e in generale tutti gli studi di carattere geologico e geotecnico, forniti dalla Stazione Appaltante, svolti nelle sedi progettuali precedenti ed in particolare in sede di redazione del Progetto Costruttivo (Infra engineering e Rocksoil S.p.A., 2017). Le indagini per numero e caratteristiche si considerano adeguate all'importanza delle opere.

Lo stato di avanzamento lavori attuale, come risulta dagli elaborati di As-Built, è pertanto il seguente:

- Imbocco Nord, eseguito: paratia provvisoria, dima, galleria artificiale, becco di flauto;
- Galleria Naturale, da imbocco Nord: scavo da Pk 3+570 a Pk 3+793.44;
- Arco rovescio eseguito da Pk 3+570 a Pk 3+780.2;
- Rivestimento di calotta e piedritti da Pk 3+570 a Pk 3+769; impermeabilizzazione da Pk 3+570 a Pk 3+770.8.

Resta da scavare il tratto tra il fronte attuale, posto alla progressiva km 3+793.44, e l'imbocco Sud Pk 3+980,34, tratto ove sussistono le criticità costruttive per:

- il sottoattraversamento della galleria ferroviaria "Vorticosa", della linea ferroviaria destinata al traffico portuale;
- il sottoattraversamento della Linea ferroviaria nazionale Genova-Pisa.

La sospensione dei lavori, come già evidenziato, era stata prevista per consentire l'esecuzione di ulteriori indagini mirate a definire nel dettaglio le condizioni dell'ammasso roccioso nel successivo tratto di interferenza con le infrastrutture ferroviarie e per analizzare le condizioni delle strutture di rivestimento della galleria ferroviaria.

L'approfondimento di analisi e di studio non era stato limitato all'interferenza con la galleria ferroviaria ma è stato esteso all'intero tratto di galleria ancora da realizzare (tra il Pk 3+793.44. e il Pk 3+980.34), ove è altresì previsto il sottopassaggio della Linea nazionale Genova-Pisa, in condizioni di modeste coperture, che genera una criticità altrettanto problematica.

Quanto sopra per definire al meglio le soluzioni progettuali, in un contesto complesso per l'estrema variabilità della situazione geostatigrafica, per le scadenti caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso in facies del Verrucano cavernoso alterato (Calcari Cavernosi in facies detritica) e geotecniche dei terreni di copertura presenti nella

parte terminale del tracciato (tratto di sottopassaggio del rilevato della Linea ferroviaria e della S.S. 1 Via Aurelia (Via Sarzana).

È da evidenziare che tale modo di procedere non può che essere condivisibile in quanto solo con il fronte di avanzamento prossimo al predetto tratto critico, si potevano eseguire indagini geognostiche finalizzate a conoscere al meglio le condizioni geomeccaniche dell'ammasso roccioso al contorno dello scavo.

Come risulta dagli atti, la fase di indagine e progettuale precedente (da parte dei progettisti incaricati dalla TOTO S.p.A.), terminò nel Febbraio 2017, (prot. ANAS CDG-82868-A 16/02/17).

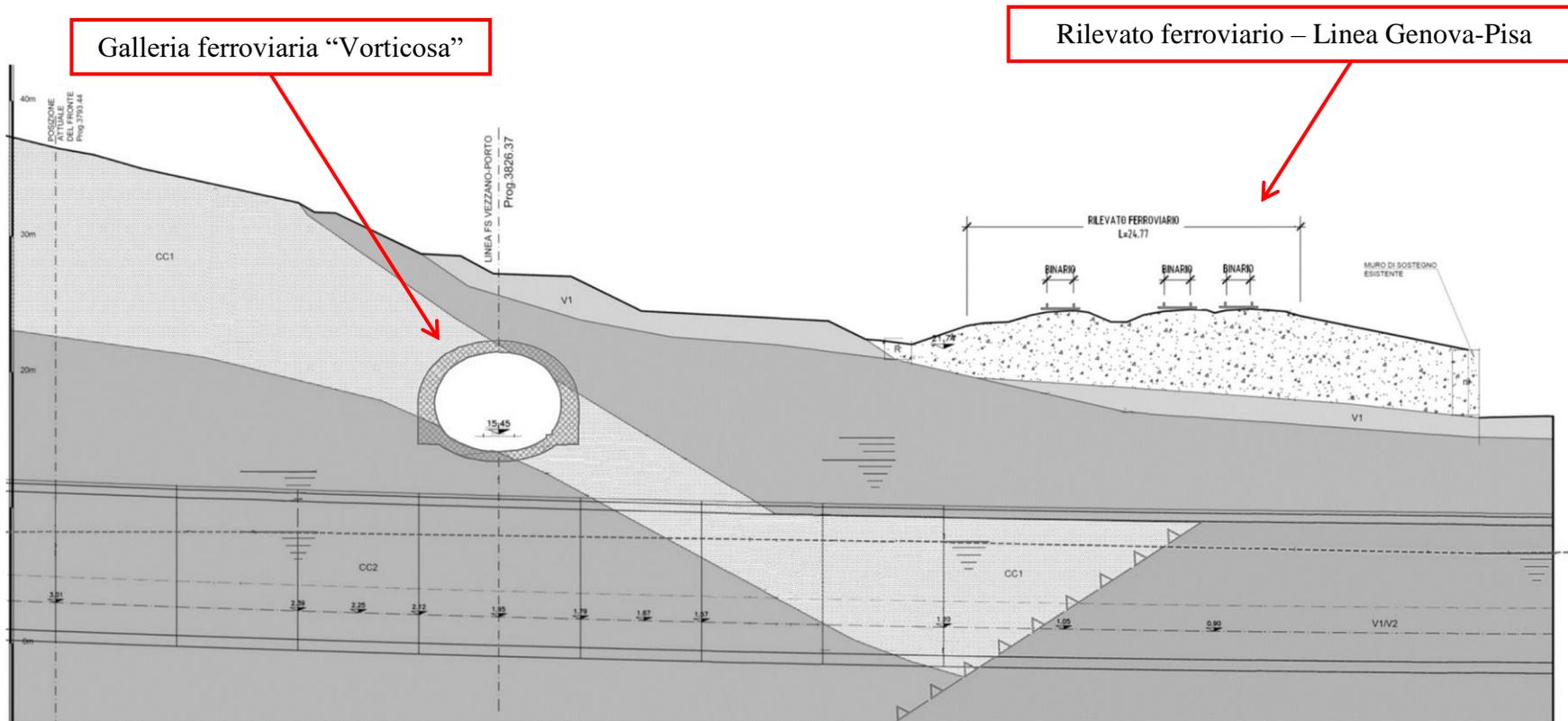


Figura 2 – Profilo longitudinale Galleria Fornaci I

4. Interferenza con la Linea Ferroviaria nazionale “Genova – Pisa”

Nella presente relazione si analizzano gli effetti indotti dallo scavo della Galleria “Fornaci I” sulla Linea Ferroviaria nazionale “Genova – Pisa”.

Il tracciato prevede infatti nel tratto compreso tra circa la PK 3+850 e circa la PK 3+900 il sottopasso del rilevato ferroviario, in condizione di basse coperture e con un angolo di incidenza di circa 45°, ove sono presenti il binario della Linea principale e due altri binari.

Per lo studio degli effetti tenso-deformativi indotti dallo scavo sono state svolte analisi ad elementi finiti (Flac – Itasca) in grado di simulare le particolari fasi di scavo previste a progetto in prossimità dell’interferenza, delle quali si condividono i contenuti.

Al fine di limitare il più possibile gli effetti indotti dallo scavo sul sovrastante rilevato ferroviario, la sezione di scavo prevista nel tratto interferente è la sezione tipo C1P, per la quale sono previsti interventi di contenimento delle deformazioni al fronte e al contorno, al fine di limitare le ripercussioni sulle pre-esistenze.

La sezione tipo C1P in fase costruttiva è costituita da (vedi elaborati relativi):

- spritz-beton fibrorinforzato al contorno ed in arco rovescio, sp = 25 cm;
- spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo, sp = 25 cm;
- centine 2 IPE180/1.00 m con puntone di contrasto;
- n° 35 colonne di jet-grouting bi-fluido $\phi 600$ non armate, L=18 m;
- n° 67 colonne in jet-grouting $\phi 600$, a passo 0.45m, L=18m, sovr. = 12m;
- n° 24 tubi in acciaio $\phi 114.3$ sp. = 8mm, a passo 0.44m, L=18m, sovr. = 12m;
- n° 24 tubi in acciaio $\phi 114.3$ sp. = 8mm, a passo 0.44m, L=18m, sovr. = 12m;
- n° 26 tubi in acciaio $\phi 168.3$ sp. = 10mm, a passo 0.44m, L=18m, sovr. = 12m;
- n° 5+5 elementi strutturali in VTR valvolati (2vlv/m) sotto il piede centina eventuali iniettati con miscele cementizie al contorno, L=18 m, sovr.=9m;
- murette e A.R. in C.A.. di spessore minimo 0.80 m, gettato ad una distanza $\leq 0.5-1 \phi$ dal fronte;
- impermeabilizzazione full-round con tubi microfessurati di raccolta acque ad altezza murette;
- calotta in C.A. di spessore 0.5-1.4m, gettata ad una distanza $\leq 2 \phi$ dal fronte.

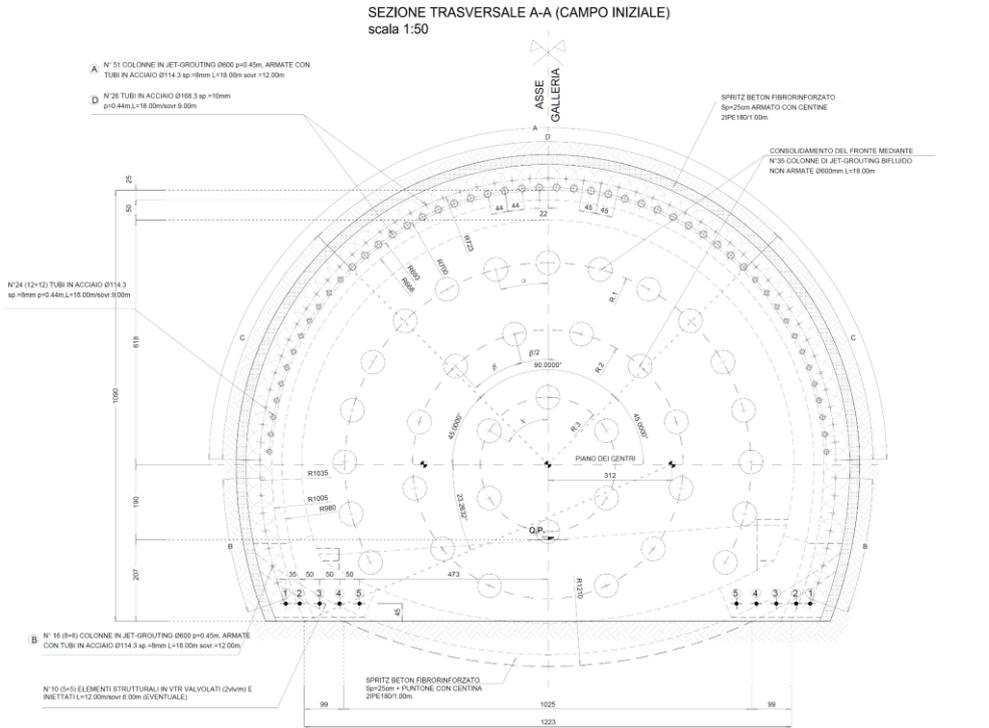


Figura 3 – Sezione di scavo C1P – Campo iniziale

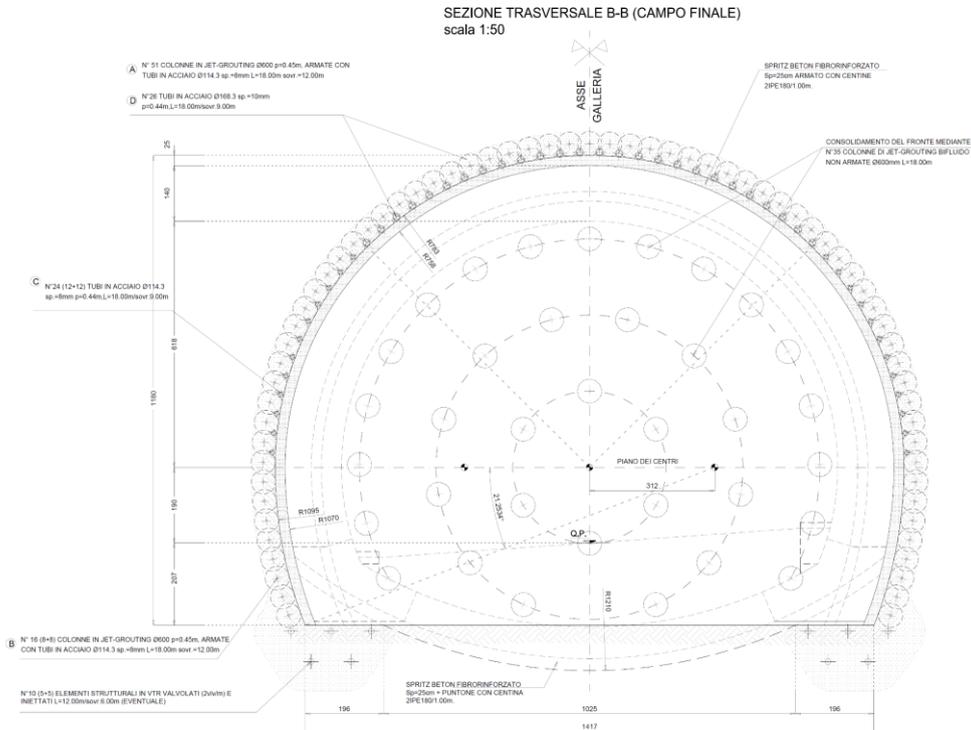


Figura 4 – Sezione di scavo C1P – Campo finale

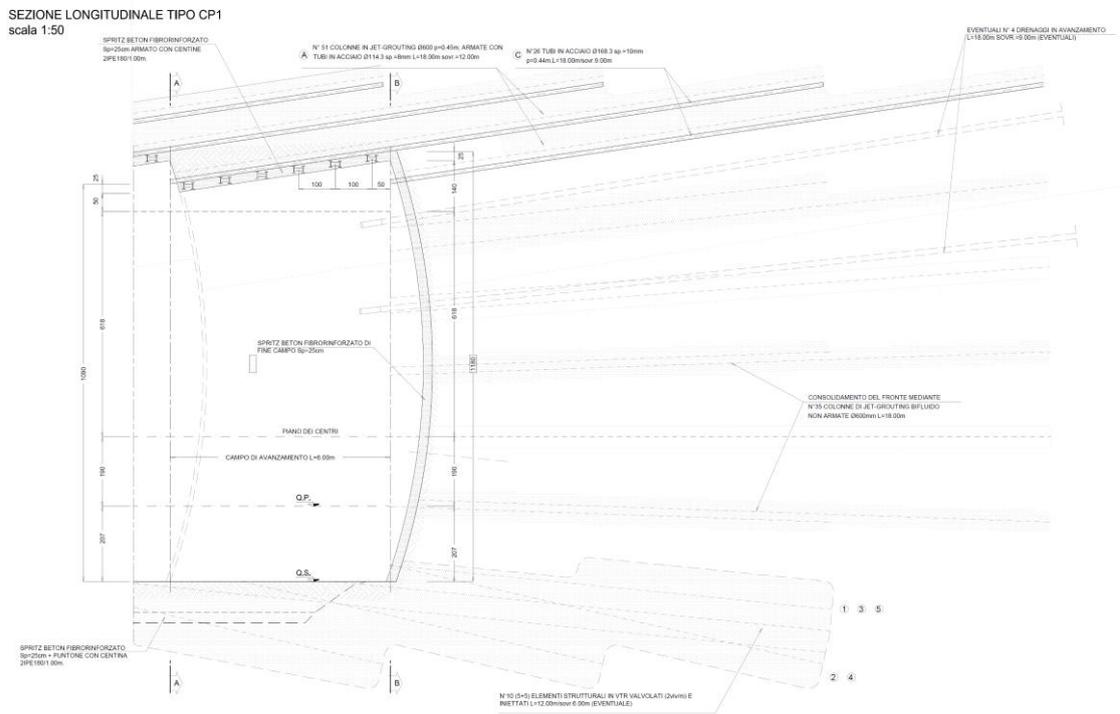


Figura 5 – Profilo di avanzamento C1P – Campo finale

SEZIONE TRASVERSALE (MIN) TIPO C1P
 scala 1:50

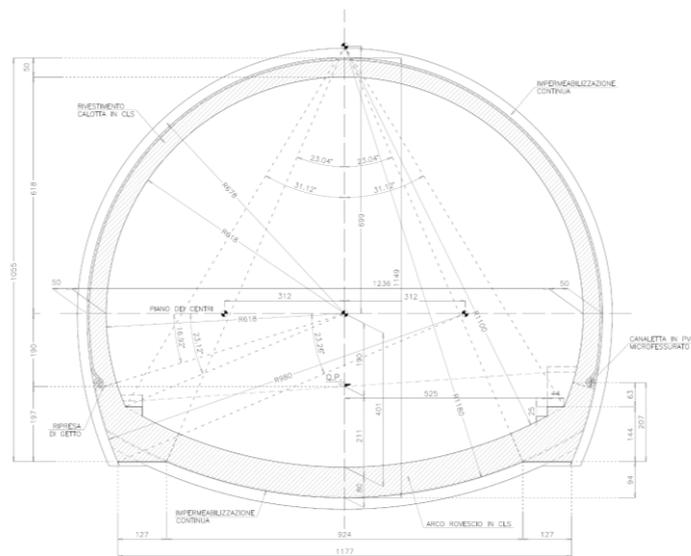


Figura 6 – Sezione di carpenteria C1P – Campo Iniziale

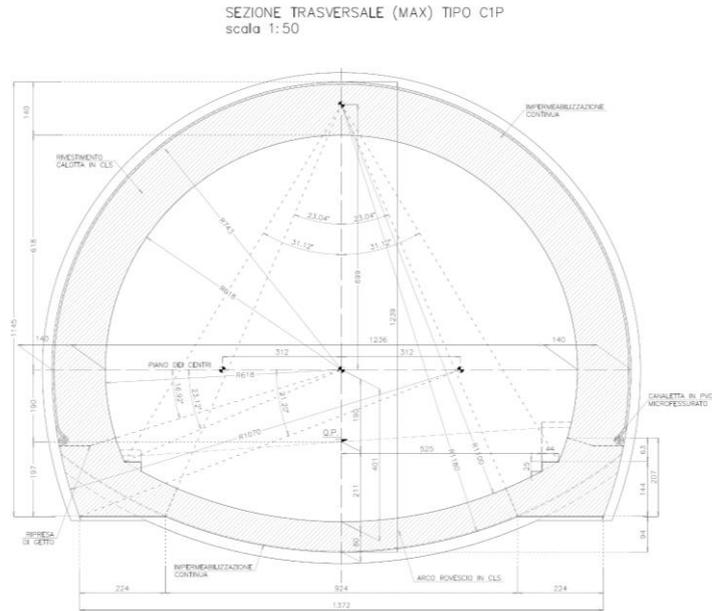


Figura 7 – Sezione di carpenteria C1P – Campo finale

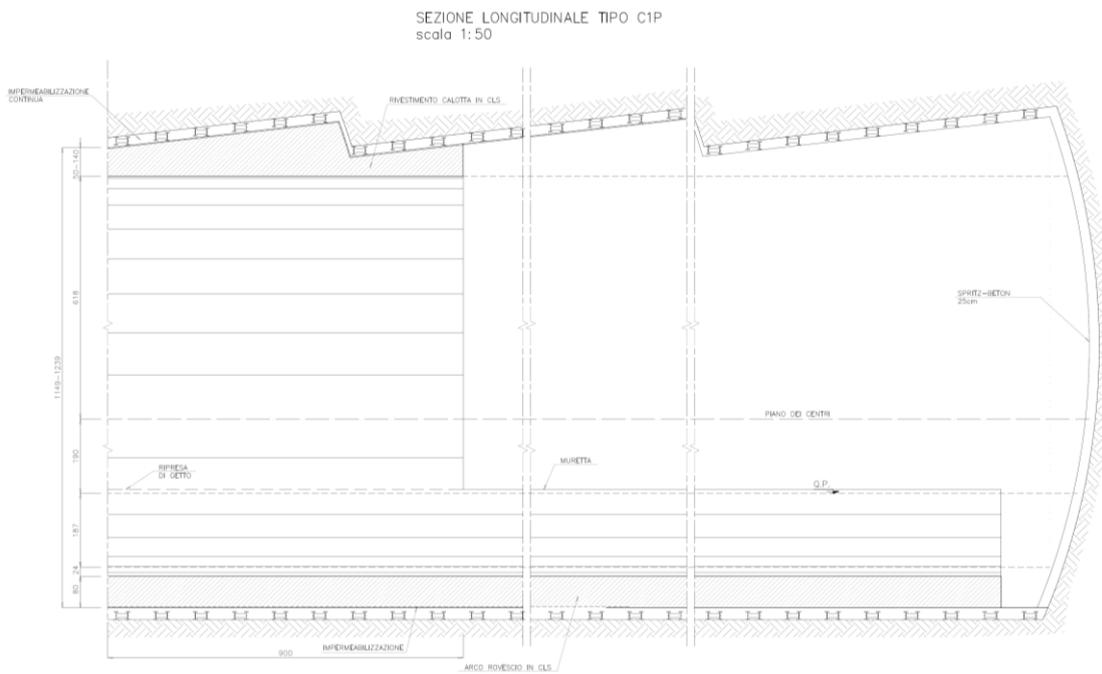


Figura 8 – Sezione di carpenteria C1P – Profilo

Come già indicato nel Progetto costruttivo, per quanto riguarda le fasi costruttive, dopo ogni fine campo, dopo aver eseguito un tampone al fronte di spritz-beton fibrorinforzato e/o armato con rete elettrosaldata di spessore di 25 cm, ampliato rispetto ai 10 cm previsti nella precedente fase progettuale, verranno eseguiti i consolidamenti al fronte e al contorno.

Successivamente verrà eseguito lo scavo a piena sezione tramite mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima di 1.0 m. Al termine di ogni sfondo, il fronte dovrà essere sagomato a forma concava ($f=1.5m$) e dovrà essere eseguito un accurato disaggio al fronte e al contorno di tutte le porzioni instabili. A seguire, prima di procedere al posizionamento della centina, dovrà essere messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato di protezione al contorno pari ad almeno 5 cm, e al fronte pari ad almeno 5-10 cm.

Dopo ogni sfondo verranno messe in opera le centine e uno strato di spritz-beton fibrorinforzato di spessore 25 cm al contorno dello scavo. Il medesimo intervento dovrà essere effettuato in arco rovescio con funzione di puntone. La distanza massima dal fronte di scavo di messa in opera del puntone potrà variare da 1 a 3 m in funzione dei tassi deformativi registrati, compatibilmente con il mantenimento delle condizioni di sicurezza in fase di posa che dovranno essere costantemente verificate dal preposto al fronte.

I getti delle murette e dell'arco rovescio, previa messa in opera dell'impermeabilizzazione, non dovranno in nessun caso presentare una distanza superiore a 0.5ϕ dal fronte.

Prima dell'inizio dello scavo del campo successivo, i getti delle murette e dell'arco rovescio dovranno essere portati fino ad inglobare la penultima centina del campo scavato.

Completata la posa dell'impermeabilizzazione full-round, verrà posto in opera il rivestimento definitivo ad una distanza $\leq 2 \phi$ dal fronte.

5. Analisi e verifiche statiche

5.1 Premessa

Nei seguenti paragrafi sono riportati i risultati delle analisi numeriche che hanno permesso il dimensionamento della sezione tipo C1P descritta in precedenza.

L'analisi è stata condotta tramite il software di calcolo alle differenze finite FLAC 8.0 che ha permesso di indagare più dettagliatamente - per le condizioni più rappresentative - il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell'ammasso circostante, nelle principali fasi esecutive fino alla completa realizzazione dell'opera, consentendo quindi di valutare l'evoluzione del comportamento dell'opera nel breve, medio e lungo termine.

5.2 Analisi alle differenze finite

Le analisi tenso-deformative presentate nel seguito, sono state condotte impiegando il codice di calcolo FLAC 8.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), sviluppato da ITASCA Consulting, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, 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, 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, in genere di maglie quadrilatera, in corrispondenza dei cui nodi (gridpoints) sono definite le grandezze in gioco. È 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.

Con riferimento alla figura seguente, può assumersi ad un certo istante t una delle seguenti equivalenze:

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x},$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i-1,j}^t}{2\Delta x},$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i,j}^t - u_{i-1,j}^t}{\Delta x}.$$

In modo analogo si opera per le derivate rispetto ad y, e per le derivate di ordine superiore. 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, illustrata schematicamente nella figura seguente, comprende i seguenti passi:

- per ogni nodo della griglia si valuta la massa m, la risultante delle forze esterne Fe (gravità, carichi esterni ...), la risultante delle forze interne Fi, calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, così che è possibile determinare la forza squilibrata agente sul nodo Fu (unbalanced force Fu=Fe-Fi);
- per ogni gridpoint si scrive l’equazione di Newton Fu=m•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 Fu, 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.

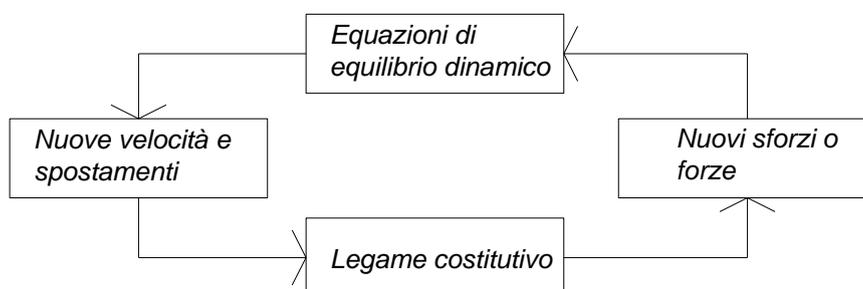


Figura 9 – Fasi di computazione del codice di calcolo FLAC

5.2.1 Leggi di comportamento del materiale

Il codice di calcolo consente di adottare un modello di comportamento del terreno elastico-perfettamente plastico basato sul criterio di rottura di Mohr-Coulomb, con legge di flusso associata.

La funzione di plasticizzazione F definita dal criterio di rottura consente di individuare quelle zone di terreno in cui lo stato tensionale ha superato il limite al di sotto del quale il materiale mantiene un comportamento elastico e che sono quindi soggette a sollecitazioni tali da comportare deformazioni irreversibili nell'ammasso.

Per un generico stato di sforzo, individuato dalle tensioni principali $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, è rappresentato dalle seguenti equazioni lineari:

$$\begin{aligned} \sigma_1 - \sigma_2 &= \pm 2 \cdot \left(c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \cdot \sin(\phi') \right) \\ \sigma_2 - \sigma_3 &= \pm 2 \cdot \left(c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{2} \cdot \sin(\phi') \right) \\ \sigma_3 - \sigma_1 &= \pm 2 \cdot \left(c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_3 + \sigma_1)}{2} \cdot \sin(\phi') \right) \end{aligned}$$

Tale criterio è rappresentato, nello spazio delle tensioni principali, da una piramide a base esagonale non regolare avente, come asse, la trisettrice del primo ottante:

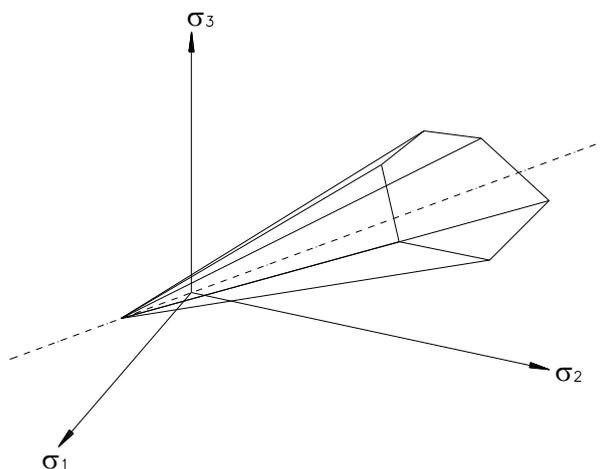


Figura 10 – Criterio di rottura di Mohr-Coulomb nello spazio delle tensioni

5.2.2 Descrizione dei modelli di calcolo

L'analisi numerica, volta a valutare lo stato tenso-deformativo nel rivestimento e nell'ammasso al contorno del cavo, è stata condotta in condizioni di deformazioni piane (plane-strain); queste sono rappresentative delle sezioni tipologiche correnti della galleria naturale analizzata in questa sede.

Per l'analisi, si è considerato l'andamento reale del terreno alla progressiva 3+879.

Attraverso tale analisi è stato possibile simulare le principali fasi esecutive, fino alla completa realizzazione dell'opera e verificare l'idoneità della sezione prevista in fase progettuale.

Le analisi numeriche sono state condotte considerando dei reticoli di forma rettangolare, aventi dimensioni e grado di infittimento al contorno del cavo tali da garantire una soluzione numerica accurata e rappresentativa della situazione in sito. Le dimensioni della griglia e le distanze dalla galleria ai limiti esterni della griglia stessa sono tali da evitare eventuali effetti di bordo sull'area di interesse del reticolo. Il contorno dei modelli è stato vincolato lateralmente ed inferiormente mediante opportuni vincoli.

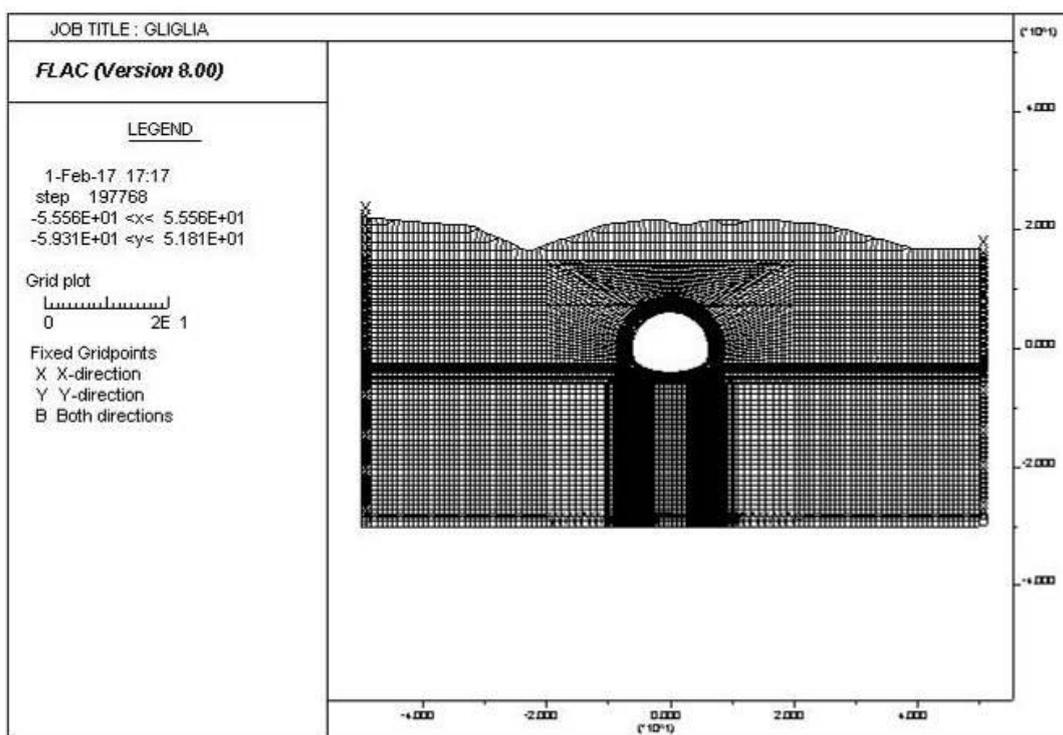


Figura 11 – Griglia di calcolo

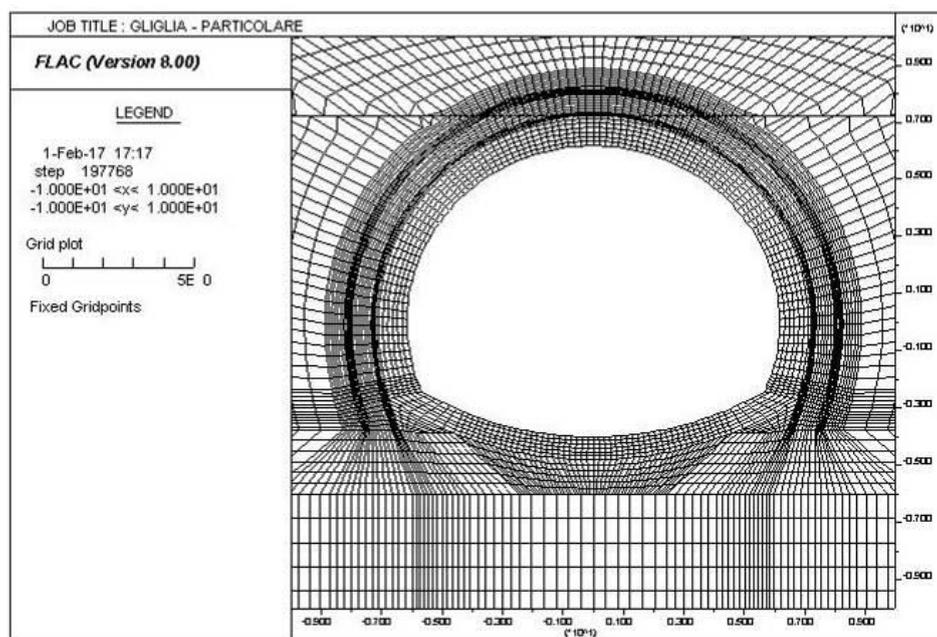


Figura 12 – Intorno galleria

5.2.3 Stato di sforzo iniziale

Nella prima fase dell'analisi numerica viene ricostruita in termini di sforzi e di deformazioni la situazione iniziale preesistente allo scavo della galleria.

Il carico applicato in direzione orizzontale corrisponde al carico geostatico alle varie quote del modello applicando un coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0.5$.

5.2.4 Prerivestimento e rivestimento definitivo

Il prerivestimento è stato modellato attraverso una successione di aste rettilinee, elementi tipo "beam", collegate con continuità tra loro ed ai nodi della griglia. In questo modo si sono determinate le sollecitazioni agenti sul rivestimento stesso in termini di azioni interne. Il rivestimento definitivo è stato invece simulato tramite l'attivazione di zone con caratteristiche strutturali assimilabili a quelle del calcestruzzo e legge costitutiva elastica-lineare

Prerivestimenti - Caratteristiche dei materiali

Nelle analisi la messa in opera del prerivestimento è stata simulata introducendo nel modello zone con caratteristiche strutturali assimilabili a quelle dello spritz-beton e centine, e legge costitutiva elastico lineare.

In tutte le sezioni tipo, il pririvestimento è costituito da spritz-beton $R_{ck} \geq 37$ MPa e da centine S275, aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

spritz-beton $R_{ck} \geq 37$ MPa:

$$E = 33 \text{ GPa a } 28\text{gg};$$

Centine S275:

$$E = 210 \text{ GPa.}$$

Il modulo di deformabilità degli elementi beam che costituiscono il pririvestimento è stato determinato attraverso l'omogeneizzazione delle centine al calcestruzzo.

Nella tabella seguente sono indicate le principali caratteristiche geometriche e meccaniche relative al rivestimento di prima fase considerato nell'analisi numerica.

SEZIONE	CENTINE	SPRITZ BETON Spessore [cm]	SPRITZ BETON R_{ck} [MPa] 28 gg
C1P	2IPE 180/1.0 m con puntone	25	37

Sintesi delle caratteristiche del pririvestimento

Rivestimenti definitivi - Caratteristiche dei materiali

Nelle analisi la messa in opera del rivestimento è stata simulata introducendo nel modello zone con caratteristiche strutturali assimilabili a quelle del calcestruzzo e legge costitutiva elastica-lineare.

Il rivestimento definitivo è costituito da calcestruzzo C30/37; a tale materiale corrispondono le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E = 33 \text{ GPa a } 28\text{gg};$$

$$\nu = 0.20.$$

Il rivestimento definitivo è stato schematizzato come materiale a comportamento elastico-lineare. Per la sezione tipo analizzata, si riporta una sintesi delle principali caratteristiche geometriche relative ai rivestimenti definitivi considerati nelle elaborazioni numeriche.

SEZIONE	CALOTTA	ARCO ROVESCIO
	Spessore [cm]	Spessore [cm]
C1P	95 (medio)	80

Caratteristiche geometriche dei rivestimenti definitivi

5.2.5 Parametri geotecnici e carichi applicati

Le caratteristiche fisiche, di deformabilità e di resistenza dei materiali adottati nel modello numerico vengono riportate di seguito mentre le fasi di avanzamento e le percentuali delle forze di scavo applicate all'ammasso saranno descritte nei paragrafi seguenti.

FORMAZIONE	γ	c'	Φ	E	ν
	KN/m ³	Kpa	°	MPA	[-]
RILEVATO FERROVIARIO	19	0	30	40	0.3
LIMI ARGILLOSI SABBIOSI	20	10	25	50	0.3
GHIAIE E SABBIE LIMOSE	21	15	35	120	0.3

Parametri geomeccanici ammasso

Nelle analisi è stata inoltre modellata la presenza delle colonne in jet grouting al contorno del cavo mediante assegnazione di parametri migliorati al terreno secondo quanto riportato in tabella, secondo pratica progettuale.

γ	c'	ϕ	E	ν
[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]
22	650	35	1500	0.3

Parametri geomeccanici – Coronella al contorno del cavo

5.2.6 Scavo delle gallerie

La simulazione dello scavo avviene mediante il progressivo annullamento delle forze interne al profilo di scavo, fino al loro completo rilassamento; gli step di rilassamento vengono operati in funzione della distanza dal fronte della sezione considerata nell'analisi, mediante l'impiego delle curve di Panet. La scelta della curva di Panet da utilizzare è stata condotta considerando il numero di stabilità $N_s=3$.

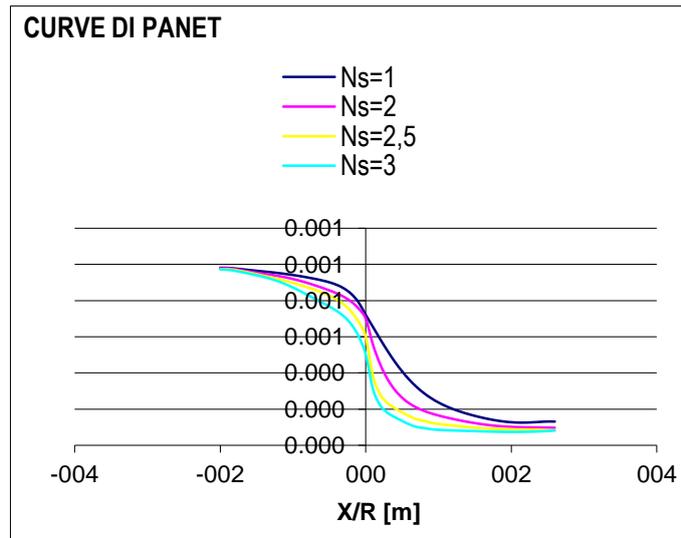


Figura 13 – Curve di Panet

L'adozione della sola curva di Panet non produce tuttavia i dovuti risultati tenso-deformativi, né per confronto con quanto ottenuto in base alla teoria delle Linee Caratteristiche, né per confronto con quanto effettivamente rilevato in analoghe gallerie in corso d'opera. Un ruolo fondamentale per una corretta definizione dei rilassamenti da adottare nelle analisi è il valore di rilassamento da impiegare in corrispondenza del fronte di scavo. Al fine di adattare il valore di rilassamento alle caratteristiche geomeccaniche del materiale, dello stato tensionale in sito e del criterio di rottura del materiale si è proceduto ad impiegare al fronte un valore di rilassamento tale da determinare una risposta deformativa, in termini di convergenza al fronte, paragonabile a quella ottenuta dalle analisi precedentemente condotte mediante il Metodo delle Linee Caratteristiche; è questo un procedimento di “taratura” della curva di Panet.

Una volta determinata la riduzione iniziale, in corrispondenza del fronte di scavo, le riduzioni alle fasi successive verranno determinate proporzionalmente all'andamento della curva di Panet in funzione della distanza dal fronte, secondo la seguente formula:

$$R_{forze} = R_{forze, fronte} + \beta \cdot (R_{PANET} - R_{PANET, fronte})$$

in cui il termine $\beta = (100\% - \text{Rid. } \%) / (100\% - R_{\text{PANET, fronte}} \%)$ tiene conto delle percentuali di riduzione residue, dopo il rilassamento del fronte.

Si riporta nella seguente tabella il rilassamento teorico prima della posa del priverivestimento utilizzato nell'analisi al fine di ottenere una convergenza dello stesso dell'ordine di quanto ottenuto tramite le linee caratteristiche.

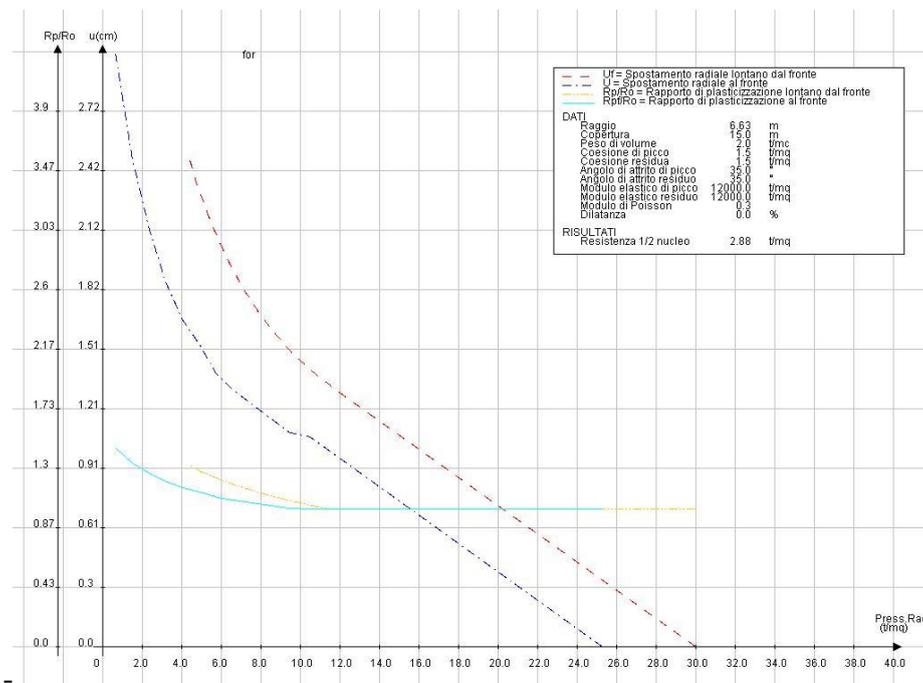


Figura 14 – Linea caratteristica – C1P

Rilassamento	Convergenza [cm]
60 %	0.7 (*)

Rilassamento al fronte – C1P

Nel calcolo della linea caratteristica del fronte non si tiene conto del contenimento offerto dal consolidamento al fronte e dal jet grouting al contorno.

Vista l'entità dei consolidamenti, anche posta in relazione con le caratteristiche geotecniche dei terreni al contorno e delle limitate coperture, per la taratura del modello Flac si considera una convergenza al fronte inferiore al cm a fronte di 1.9 cm previsti dalla linea caratteristica base. Questo valore si ritiene cautelativo.

Il valore del 60% è stato considerato come percentuale di scavo a rivestimento di prima fase posato, inferiore a quanto previsto nelle Analisi per il Time 2, che già simula l'inizio dello scavo in avanzamento.

5.2.7 Fasi di calcolo

Il calcolo è stato condotto per fasi successive, secondo lo schema di seguito descritto:

TIME 0 – Geostatico

In questa prima fase di calcolo vengono applicati il peso proprio del terreno e le caratteristiche di resistenza e deformabilità delle formazioni in sito, in modo tale da ricostruire la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.

TIME 1 – Coronella e fronte di scavo – Relax 40%

In questa time di calcolo viene simulata la realizzazione delle colonne in jet grouting al contorno e la situazione al fronte prima della posa del priverivestimento.

TIME 2 – Sfondo – Relax 65%

Viene simulato l'avanzamento degli scavi pari ad uno sfondo di 1 m.

TIME 3 – Posa del priverivestimento – Relax 75%

Viene introdotto il priverivestimento in calotta.

TIME 4 – Posa del puntone – Relax 85%

Viene introdotto il priverivestimento in arco rovescio.

TIME 5 – Posa dell'arco rovescio – Relax 97%

Si attiva il rivestimento definitivo dell'arco rovescio.

TIME 6 – Posa della calotta – Relax 100%

Si attiva il rivestimento definitivo della calotta.

TIME 7 – Lungo termine

Si disattiva il priverivestimento e si impone il battente idraulico sul rivestimento definitivo. Il presostegno al contorno, costituito da jet-grouting, viene considerato ammalorato: il modulo elastico viene ridotto a 0.5 GPa, pari ad un terzo di quello iniziale, e la coesione viene ridotta da 650 kPa a 200 kPa.

TIME 8 – Passaggio treno

Viene simulata la presenza contemporanea di 3 treni sulle 3 linee passanti al di sopra della galleria. Come carico, si considera quello definito nel DM2008 al par. 5.2.2.3.1.1 per il treno di carico LM71. I 4 carichi Q_{vk} da 250 kN agiscono su una lunghezza di 6,4 m e su una larghezza di 1,5 m, pari all'interasse tra i 2 binari, non considerando la diffusione offerta dalle traverse ferroviarie. Risulta una pressione di 105 kPa, applicabile al modello bidimensionale.

TIME 9 – Passaggio treno durante lo scavo

Poiché è previsto il mantenimento in esercizio delle linee ferroviarie durante il sottoscavo della galleria, si analizza anche la condizione intermedia con rivestimento definitivo in calotta non ancora gettato e passaggio del treno. La Time 9 segue la Time 5 e si applica il carico treno definito nella Time 8.

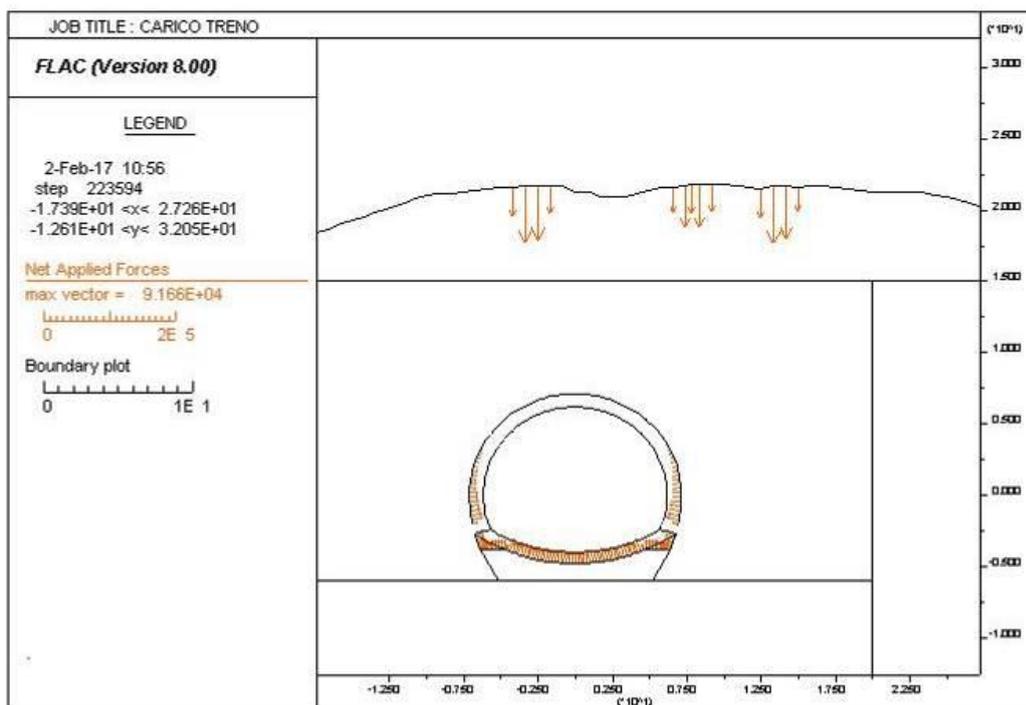


Figura 15 – Simulazione del carico da treno

5.2.8 Esame dei risultati

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti in allegato. Gli output dell'elaborazione FLAC, di tipo grafico, sono riportati anch'essi in allegato; le dimensioni geometriche e gli spostamenti sono espressi in metri, mentre le tensioni in Pa.

La presenza della coronella in jet-grouting assicura un contenimento dei cedimenti, con lo spostamento verticale in chiave di calotta pari ad 1 cm, prima della posa del priverivestimento, aumentando poi fino a 2 cm nella condizione di lungo termine. Anche il priverivestimento ha spostamenti contenuti, inferiori al centimetro.

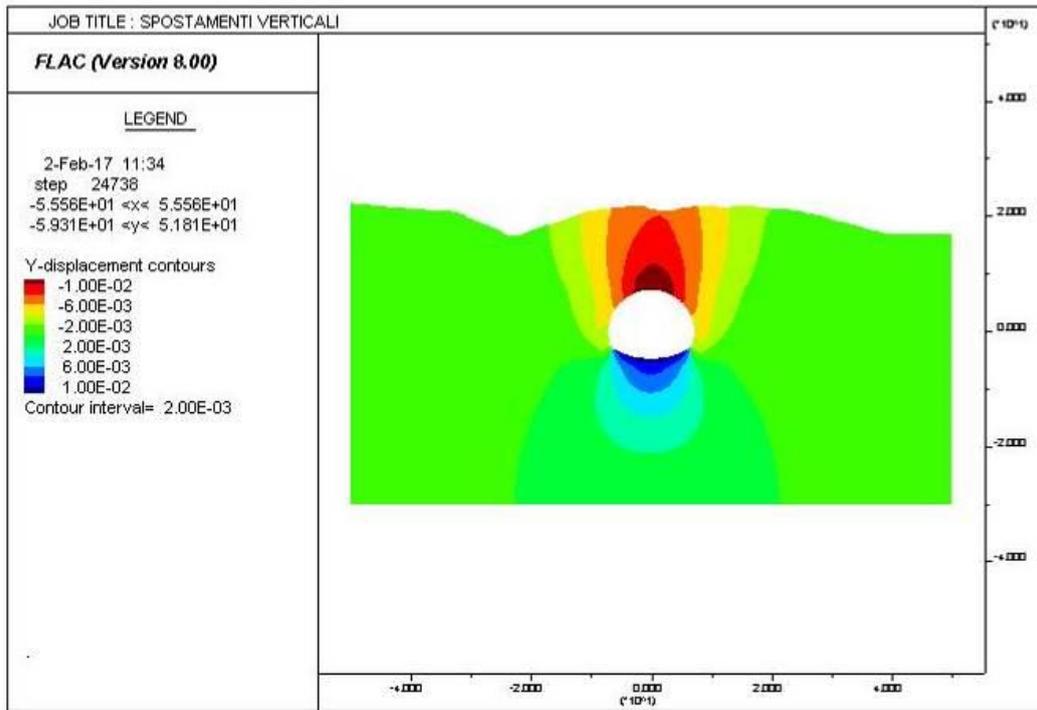


Figura 16 – Spostamenti verticali (time 2)

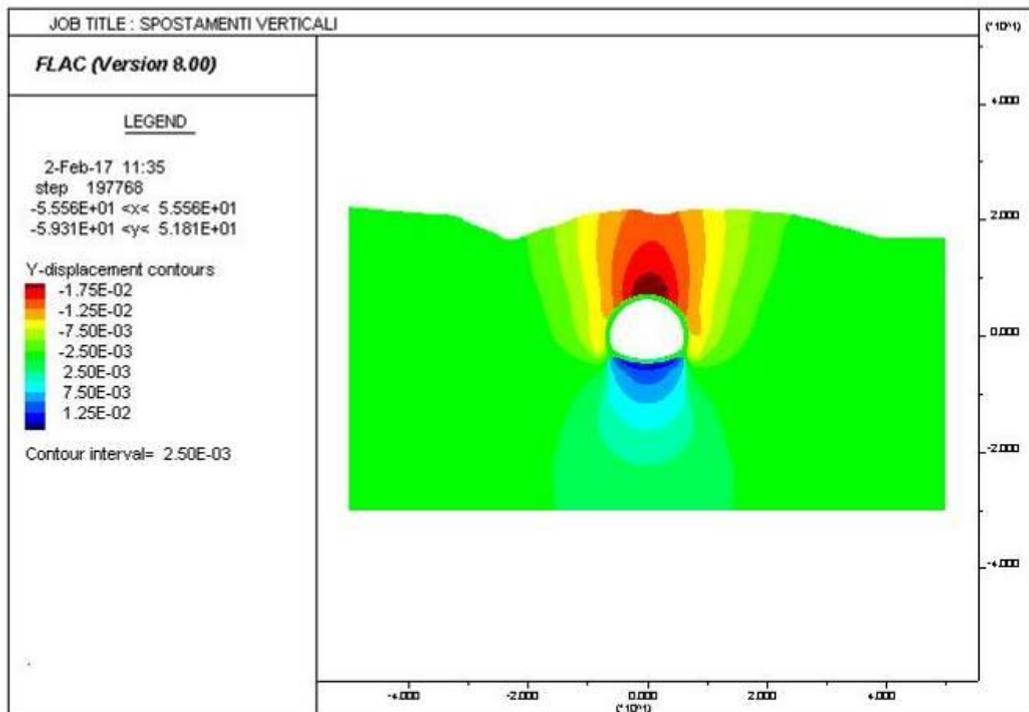


Figura 17 – Spostamenti verticali (time 6)

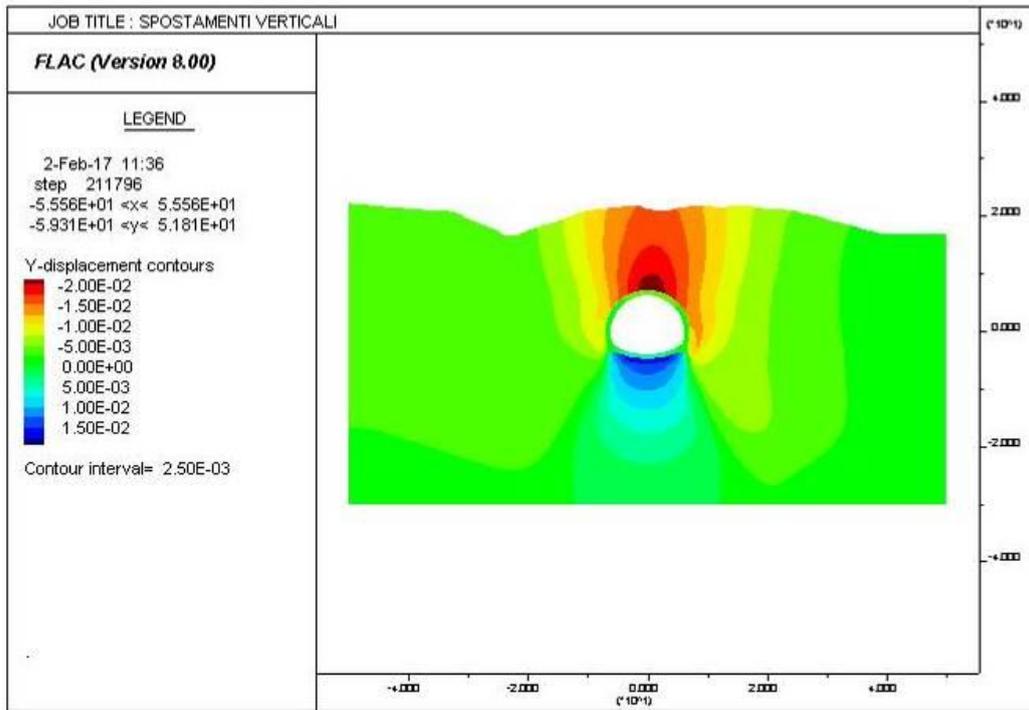


Figura 18 – Spostamenti verticali (time 7)

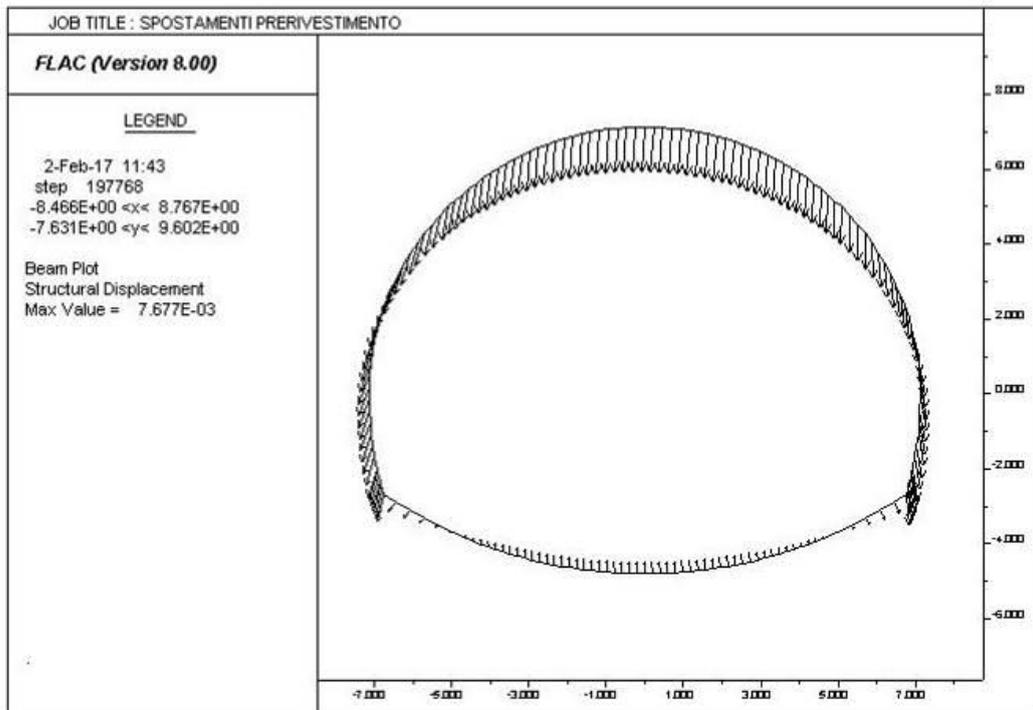


Figura 19 – Spostamenti del prerivestimento (time 6)

5.3 Verifiche statiche

I risultati delle analisi numeriche in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento di prima fase e definitivo sono allegati alla presente relazione.

Di seguito sono riassunti i risultati delle verifiche tensionali condotte nei rivestimenti per le sezioni ritenute maggiormente rappresentative.

5.3.1 Criteri di verifica delle sezioni di scavo

Verifica del rivestimento di prima fase

Verifiche allo stato limite ultimo

Per la verifica allo stato limite ultimo viene utilizzata la seguente combinazione di azioni:

$$E_d = \gamma_G G_k$$

in quanto le azioni prese in conto (peso proprio struttura, sovrastruttura, forze indotte dalla pressione del terreno o dell'acqua) risultano classificate come permanenti (G).

La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso la definizione delle seguenti azioni di progetto:

$$N_d = 1.3 * N$$

$$M_d = 1.3 * M$$

dove N ed M sono le sollecitazioni derivanti dalle analisi numeriche.

La resistenza di calcolo del calcestruzzo è definita attraverso la relazione:

$$f_{cd} = 0.83 * R_{ck} / \gamma_c$$

dove il coefficiente parziale di sicurezza del conglomerato cementizio (γ_c) è pari a 1.5.

Individuata quindi la sezione tipo analizzata e le sollecitazioni agenti si è proceduto alla verifica a presso flessione mediante i domini di resistenza.

Verrà quindi riportato il diagramma di interazione M-N, il cui contorno individua i limiti della resistenza di calcolo R_d . La verifica risulta soddisfatta quando $R_d < E_d$, ovvero quando i punti rappresentativi delle coppie di sollecitazioni sul rivestimento risultano all'interno del diagramma.

Il diagramma relativo al prerivestimento viene costruito considerando una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton e un armatura pari all'area delle ali delle centine (AFTES "Recommendations for the DESIGN OF SPRAYED CONCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT" – 09/11/2000).

Verifiche allo stato limite di esercizio - Limitazione delle tensioni

Le verifiche di pressoflessione vengono svolte prendendo in considerazione una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton e un armatura pari all'area delle ali della centina, nelle sezioni ove questa è presente (AFTES "Recommendations for the DESIGN OF SPRAYED CONCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT" – 09/11/2000)

Per i materiali con cui viene realizzato il prerivestimento, si prescrivono le seguenti caratteristiche meccaniche:

- spritz-beton:

$$R_{ck} \text{ a } 28 \text{ gg} \geq 37 \text{ MPa};$$

- centine:

Acciaio S275;

Tensione di snervamento $\sigma_y = 275 \text{ MPa}$.

Nella modellazione numerica il prerivestimento è stato schematizzato come un materiale a comportamento elastico-lineare, il cui modulo di deformabilità è stato determinato attraverso l'omogeneizzazione delle centine al calcestruzzo.

Le verifiche delle tensioni normali sono state condotte in diverse sezioni del prerivestimento, in modo tale da cogliere complessivamente il livello tensionale al quale i materiali sono soggetti.

Le limitazioni tensionali assunte consentono un tasso di utilizzo del materiale massimo fra quelli indicati dalla normativa: tale considerazione è ammessa in quanto si tratta di una struttura provvisoria.

$$\sigma_c < f_{ck} \times 0.6;$$

$$\sigma_s < f_{yk} \times 0.8.$$

Verifica del rivestimento definitivo

Verifiche allo stato limite ultimo

Per la verifica allo stato limite ultimo viene utilizzata la seguente combinazione di azioni:

$$E_d = \gamma_G G_k$$

La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso la definizione delle seguenti azioni di progetto:

$$N_d = 1.3 * N$$

$$M_d = 1.3 * M$$

dove N ed M sono le sollecitazioni derivanti dalle analisi numeriche.

Verrà riportato il diagramma di interazione M-N, i cui confini rappresentano i limiti della resistenza di calcolo R_d . La verifica risulta soddisfatta allorché $R_d < E_d$, ovvero quando i punti rappresentativi delle coppie di sollecitazioni sul rivestimento risultano all'interno al diagramma.

Calcestruzzo

Le resistenze di calcolo, da utilizzare nelle verifiche allo stato limite ultimo, si ricavano dividendo le resistenze caratteristiche per opportuni coefficienti:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 17 MPa \Rightarrow \text{per C30/37};$$

con $\gamma_c=1.5$.

Acciaio armatura

Le resistenze di calcolo, da utilizzare nelle verifiche allo stato limite ultimo, si ricavano dividendo le resistenze caratteristiche per opportuni coefficienti:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 MPa$$

con:

$$f_{yk}=450 MPa$$

$$\gamma_s=1.15.$$

Verifiche allo stato limite di esercizio

La verifica allo stato limite di esercizio viene condotta calcolando le tensioni massime sul rivestimento a partire dai valori nominali ottenuti dall'analisi e confrontando queste con quelle ammissibili definite attraverso le relazioni:

$$\sigma_c < f_{ck} \times 0.45;$$

$$\sigma_s < f_{yk} \times 0.8.$$

Le verifiche a presso flessione sono state condotte per le combinazioni di sollecitazione ritenute più significative.

Verifica del priverivestimento

Le sollecitazioni nel priverivestimento risultano compatibili coi limiti di normativa in tutte le Time di calcolo. Di seguito vengono riportate le verifiche a stato limite ultimo e di esercizio.

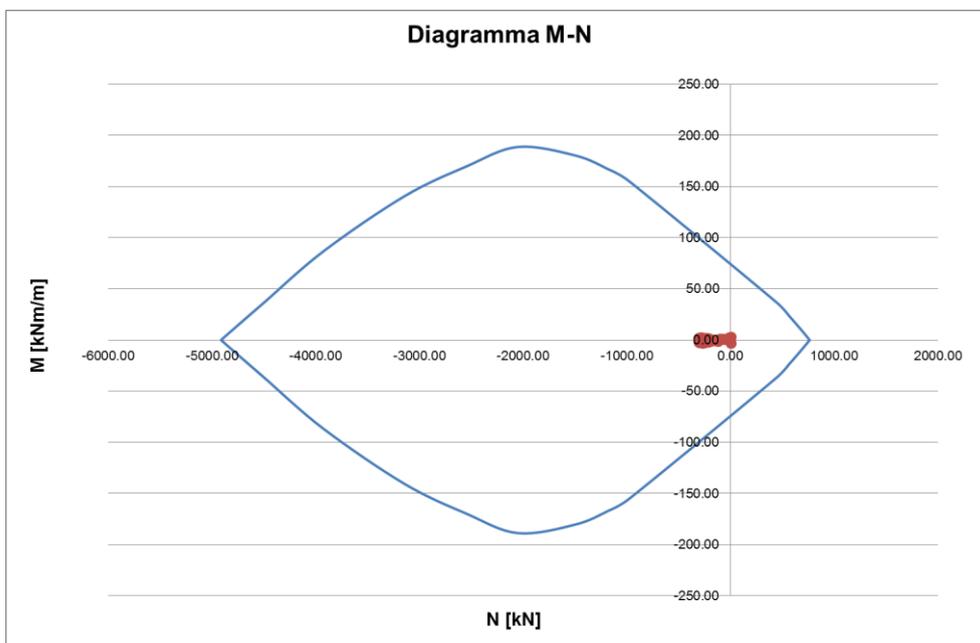


Figura 20 – Time 3 – Verifica SLU

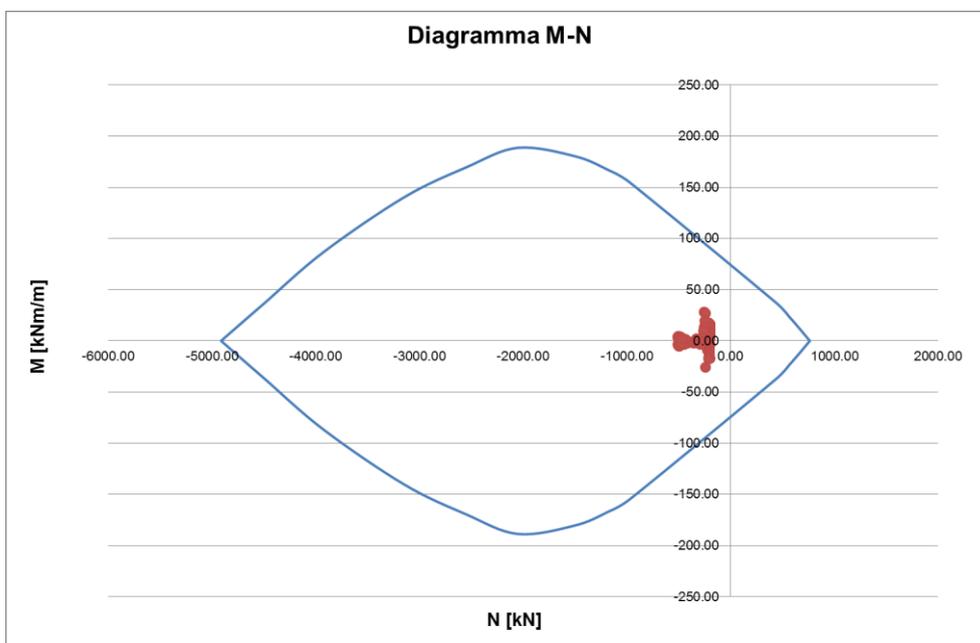


Figura 21 – Time 4 – Verifica SLU

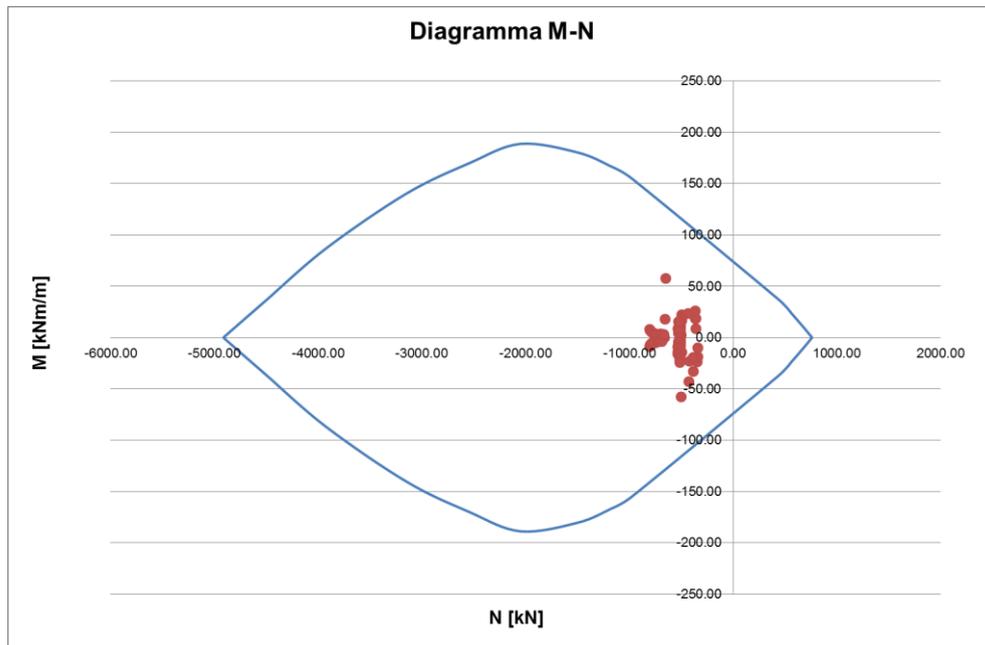


Figura 22 – Time 5 – Verifica SLU

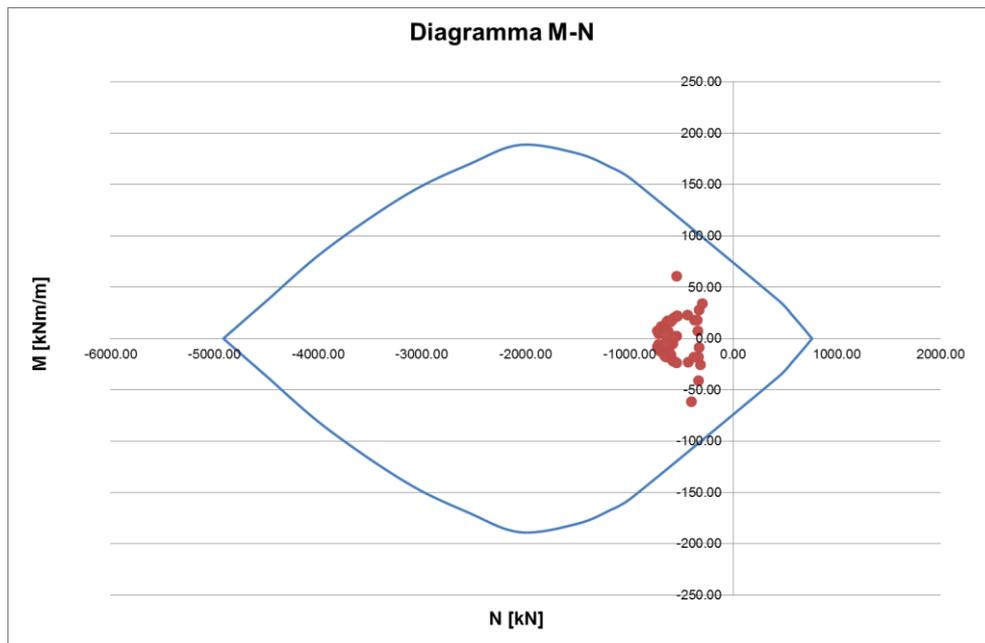


Figura 23 – Time 6 – Verifica SLU

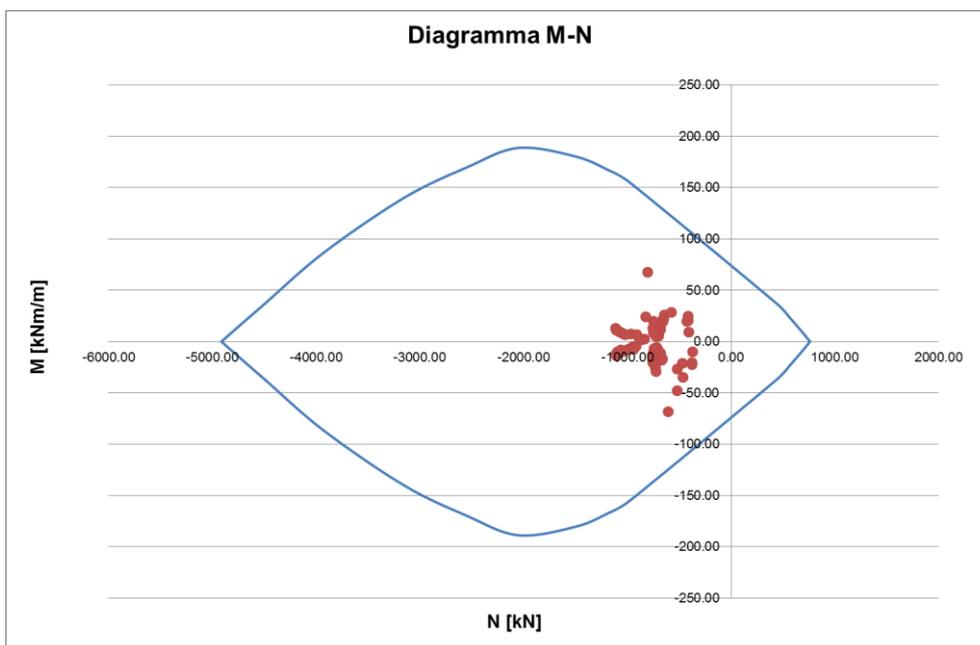


Figura 24 – Time 9 – Verifica SLU

Le verifiche tensionali risultano soddisfatte:

SOLLECITAZIONI FLAC		VERIFICHE TENSIONALI		
N	M	σ_c	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,sup}$
KN	KN-m	MPa	MPa	MPa
-226.3	0.78	-0.91	-5.1	-5.7

Verifica tensionale a pressoflessione – Time 3

SOLLECITAZIONI FLAC		VERIFICHE TENSIONALI		
N	M	σ_c	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,sup}$
KN	KN-m	MPa	MPa	MPa
-203.8	-16.1	-2.4	-11.7	5.1

Verifica tensionale a pressoflessione – Time 4

SOLLECITAZIONI FLAC		VERIFICHE TENSIONALI		
N	M	σ_c	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,sup}$
KN	KN-m	MPa	MPa	MPa
-385.6	-44.34	-7.3	-29.9	41.6

Verifica tensionale a pressoflessione – Time 5

SOLLECITAZIONI FLAC		VERIFICHE TENSIONALI		
N	M	σ_c	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,sup}$
KN	KN-m	MPa	MPa	MPa
-309.5	-47.03	-8.1	-29.3	68.6

Verifica tensionale a pressoflessione – Time 6

SOLLECITAZIONI FLAC		VERIFICHE TENSIONALI		
N	M	σ_c	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,sup}$
KN	KN-m	MPa	MPa	MPa
-545.3	83.88	-14.5	124.2	-52.1

Verifica tensionale a pressoflessione – Time 9

5.3.2 Verifica del rivestimento definitivo

La calotta e l'arco rovescio sono armati con ferri principali Ø20 a passo 12.5cm.

Le sollecitazioni nel rivestimento definitivo risultano compatibili coi limiti di normativa in tutte le Time di calcolo. Si riportano i risultati ottenuti per la time di calcolo più significativa.

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE – SLU

AXIAL FORCE AND BENDING MOMENT CHECK									
ELMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	MRd	MRd/MEd
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[KN·m]	[-]
cal	0.95	25.13	25.13	6.00	6.00	70	-161	-816	5.1
ren	0.95	25.13	25.13	6.00	6.00	-467	152	1040	6.8
pie	1.00	25.13	25.13	6.00	6.00	-495	175	1111	6.4
ar	0.80	25.13	25.13	6.00	6.00	180	-231	-635	2.7

Verifica a pressoflessione SLU – Time 6

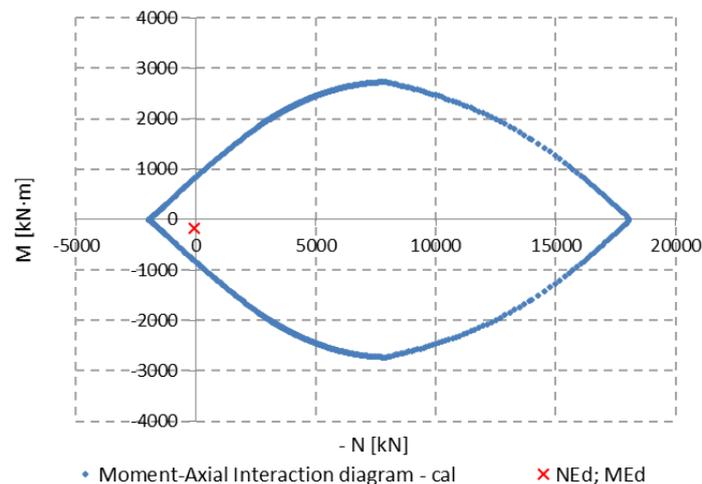


Figura 25 – Time 6 – Verifica SLU – Calotta

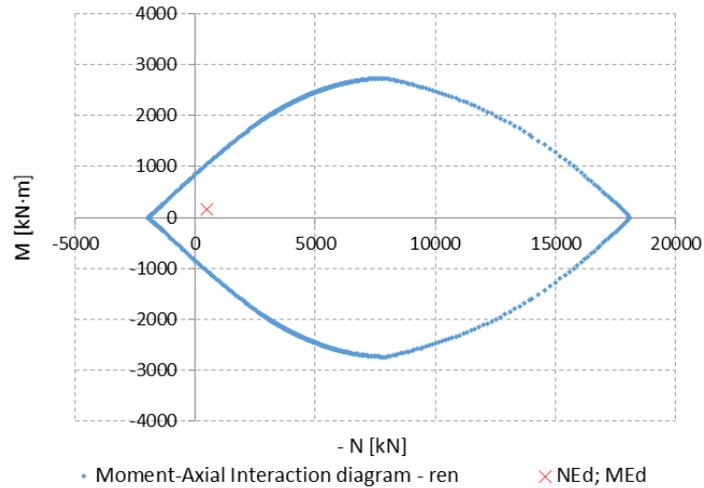


Figura 26 – Time 6 – Verifica SLU – Rene

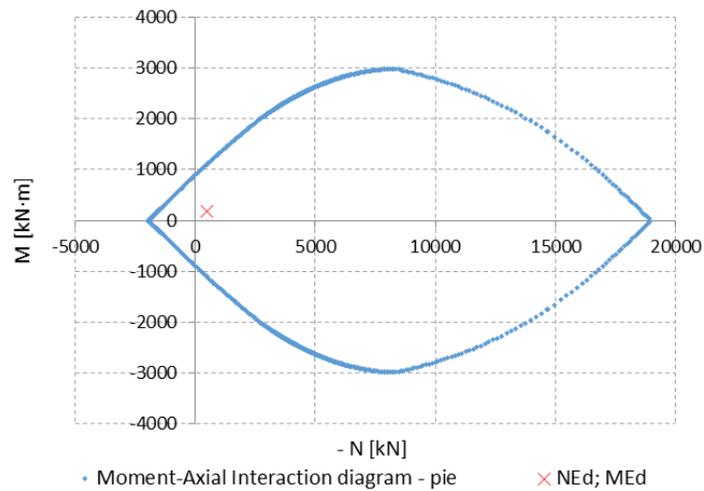


Figura 27 – Time 6 – Verifica SLU – Piedritto

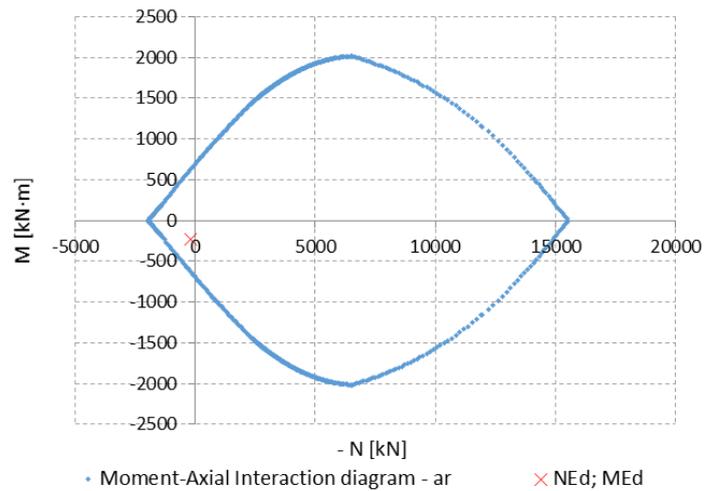


Figura 28 – Time 6 – Verifica SLU – Arco rovescio

AXIAL FORCE AND BENDING MOMENT CHECK									
ELMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	MRd	MRd/MEd
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
cal	0.95	25.13	25.13	6.00	6.00	-629	-399	-1104	2.8
ren	0.95	25.13	25.13	6.00	6.00	-1454	807	1430	1.8
pie	1.00	25.13	25.13	6.00	6.00	-1623	1317	1655	1.3
ar	0.80	25.13	25.13	6.00	6.00	-1569	-846	-1204	1.4

Verifica a pressoflessione SLU – Time 7

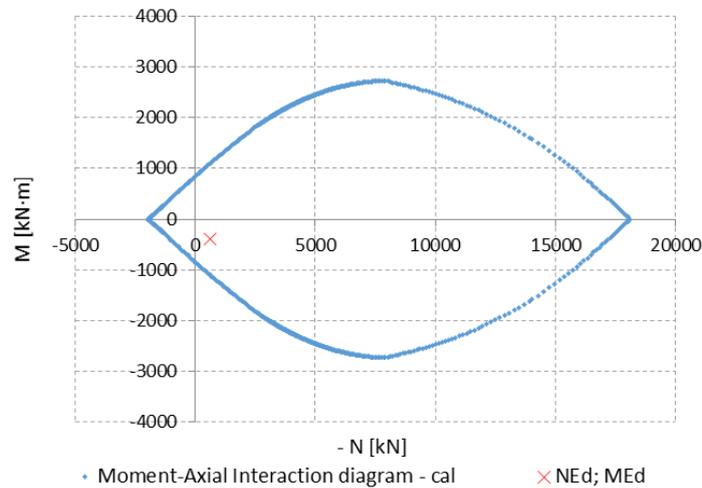


Figura 29 – Time 7 – Verifica SLU – Calotta

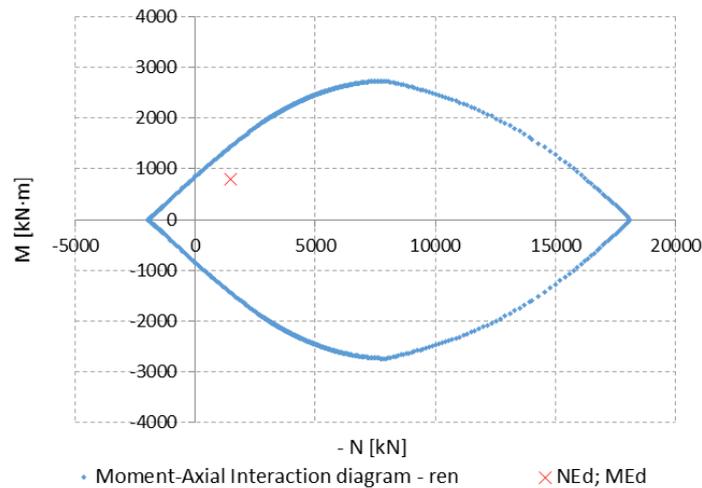


Figura 30 – Time 7 – Verifica SLU - Rene

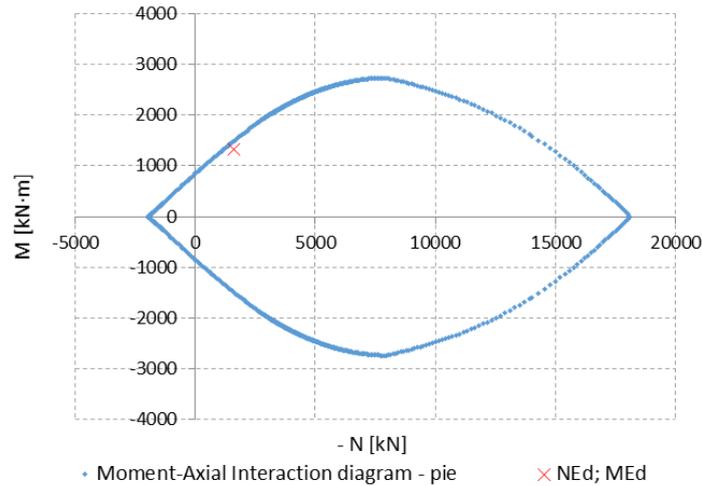


Figura 31 – Time 7 – Verifica SLU – Piedritto

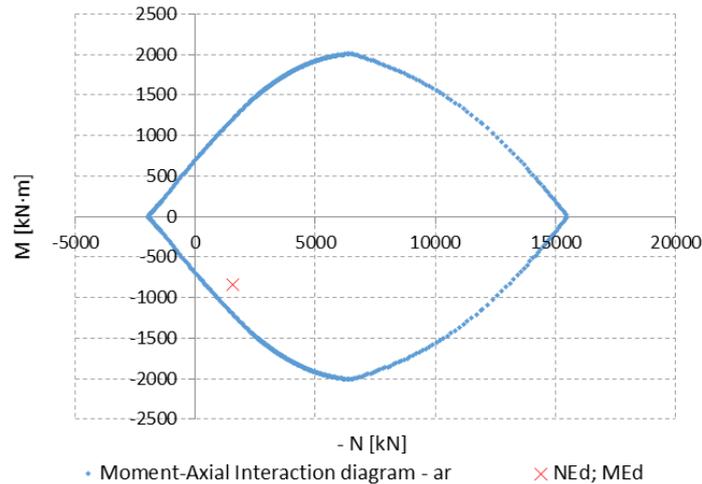


Figura 32 – Time 7 – Verifica SLU – Arco rovescio

AXIAL FORCE AND BENDING MOMENT CHECK									
ELMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	MRd	MRd/MEd
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[KN·m]	[-]
cal	0.95	25.13	25.13	6.00	6.00	-754	-584	-1154	2.0
ren	0.95	25.13	25.13	6.00	6.00	-1702	1000	1524	1.5
pie	1.00	25.13	25.13	6.00	6.00	-1861	1442	1754	1.2
ar	0.80	25.13	25.13	6.00	6.00	-1554	-942	-1200	1.3

Verifica a pressoflessione SLU – Time 8

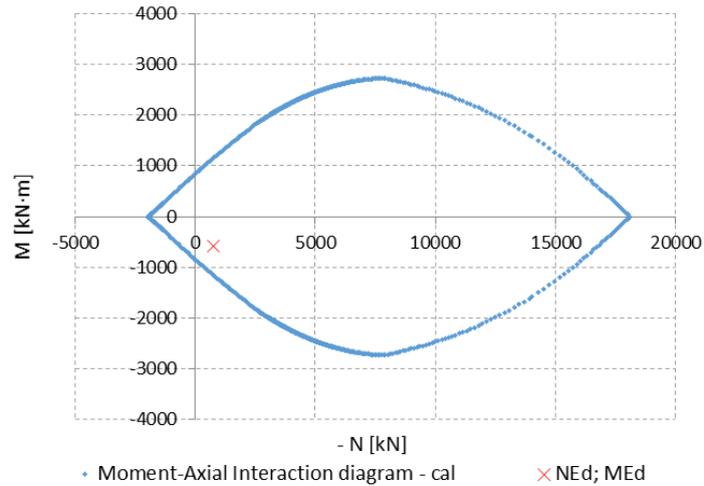


Figura 33 – Time 8 – Verifica SLU – Calotta

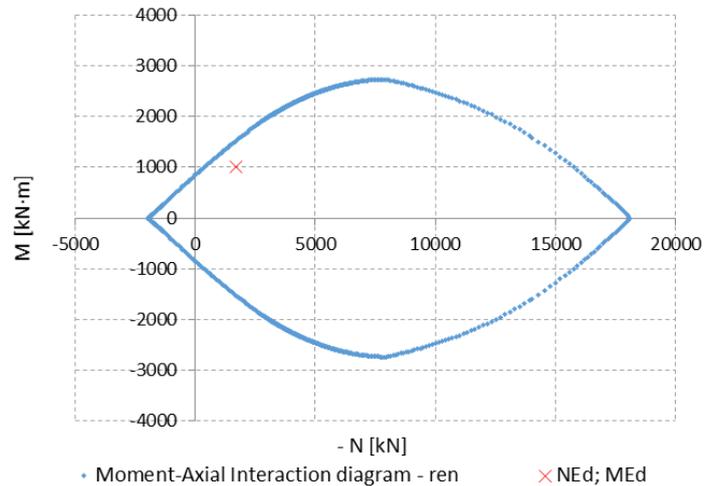


Figura 34 – Time 8 – Verifica SLU – Rene

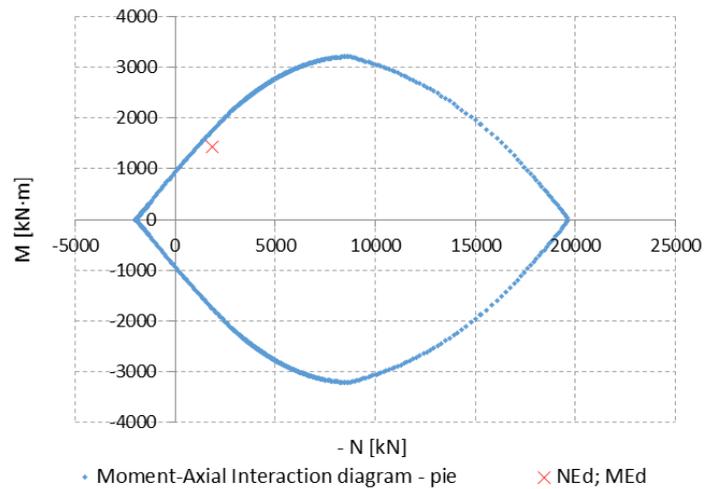


Figura 35 – Time 8 – Verifica SLU – Piedritto

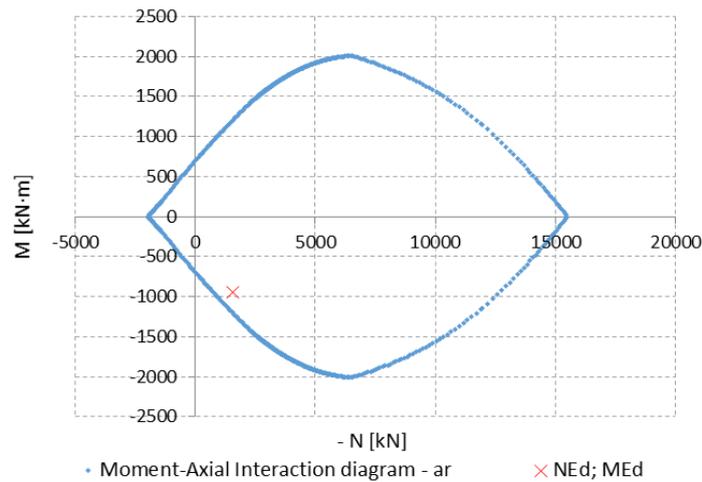


Figura 36 – Time 8 – Verifica SLU – Arco rovescio

VERIFICA A TAGLIO – SLU

Le verifiche a taglio risultano soddisfatte senza prevedere una specifica armatura a taglio:

SHEAR CHECK FOR MEMBERS NOT REQUIRING DESIGN SHEAR REBAR												
ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	ρ_l	Ac	σ_{cp}	VRd,c	vmin	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[-]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[MPa ^{^(1/2)}]	[kN]	[-]
cal	81	-125	889	1.474	2513.3	0.003	9488	-0.131	338	0.343	323	4.19
ren	81	-139	888	1.475	2513.3	0.003	9480	-0.147	340	0.343	324	4.22
pie	273	-654	982	1.451	2513.3	0.003	10418	-0.627	430	0.335	421	1.57
ar	-170	-22	733	1.523	2513.3	0.003	7925	-0.027	294	0.360	267	1.73

Verifica a taglio SLU – Time 6

SHEAR CHECK FOR MEMBERS NOT REQUIRING DESIGN SHEAR REBAR												
ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	ρ_l	Ac	σ_{cp}	VRd,c	vmin	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[-]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[MPa ^{^(1/2)}]	[kN]	[-]
cal	150	-868	889	1.474	2513.3	0.003	9488	-0.915	443	0.343	427	2.94
ren	375	-1454	891	1.474	2513.3	0.003	9508	-1.529	525	0.343	510	1.40
pie	501	-1897	1046	1.437	2513.3	0.002	11060	-1.715	618	0.330	615	1.23
ar	-490	-1604	733	1.523	2513.3	0.003	7925	-2.024	513	0.360	486	1.05

Verifica a taglio SLU – Time 7

SHEAR CHECK FOR MEMBERS NOT REQUIRING DESIGN SHEAR REBAR												
ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	ρ_l	Ac	σ_{cp}	VRd,c	vmin	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[-]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[MPa ^{^(1/2)}]	[kN]	[-]
cal	224	-1040	889	1.474	2513.3	0.003	9488	-1.096	467	0.343	451	2.09
ren	395	-1675	891	1.474	2513.3	0.003	9505	-1.762	556	0.343	541	1.41
pie	492	-2117	1046	1.437	2513.3	0.002	11060	-1.914	649	0.330	646	1.32
ar	-474	-1634	733	1.523	2513.3	0.003	7925	-2.062	518	0.360	490	1.09

Verifica a taglio SLU – Time 8

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - SLE

Se tensioni nel rivestimento definitivo sono compatibili coi limiti di normativa.

ELEMENT	Height	As	As'	d intrados	d extrados	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
cal	0.95	25.13	25.13	6	6	54.0	-124.2	-1.1	70.2	0.10
ren	0.95	25.13	25.13	6	6	-262.6	104.4	-1.0	11.3	0.01
pie	1.00	25.13	25.13	6	6	-377.1	131.4	-1.2	9.3	0.01
ar	0.80	25.13	25.13	6	6	150.8	-174.3	-2.0	131.4	0.16

Verifica a pressoflessione SLE – Time 6

ELEMENT	Height	As	As'	d intrados	d extrados	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
cal	0.95	25.13	25.13	6	6	-483.5	-307.0	-3.1	67.2	0.08
ren	0.95	25.13	25.13	6	6	-1118.4	620.4	-6.2	116.2	0.13
pie	1.00	25.13	25.13	6	6	-1248.2	1013.2	-8.7	228.4	0.29
ar	0.80	25.13	25.13	6	6	-1206.6	-650.5	-8.9	179.1	0.18

Verifica a pressoflessione SLE – Time 7

ELEMENT	Height	As	As'	d intrados	d extrados	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
cal	0.95	25.13	25.13	6	6	-571.0	-446.8	-4.5	117.5	0.14
ren	0.95	25.13	25.13	6	6	-1309.1	769.2	-7.7	154.4	0.17
pie	1.00	25.13	25.13	6	6	-1431.5	1109.1	-9.5	240.3	0.30
ar	0.80	25.13	25.13	6	6	-1195.5	-724.8	-9.9	221.6	0.22

Verifica a pressoflessione SLE – Time 8

6. Verifiche in condizioni sismiche

Nel presente capitolo si riportano le verifiche dei rivestimenti definitivi nella situazione di lungo termine in condizioni di sollecitazione sismica.

6.1 Analisi dei carichi

I casi di carico elementari utilizzati sono:

- Peso proprio (G1);
- Pressione geostatica verticale (PV)
- Pressione geostatica orizzontale (PH)
- Pressioni idrostatiche della falda
- Azioni sismiche e relativi incrementi di pressione del terreno

6.1.1 Peso proprio (G1)

Il peso proprio della struttura viene assegnato automaticamente dal programma di calcolo in funzione della geometria degli elementi e dei rispettivi pesi specifici.

6.1.2 Pressione geostatica verticale (PV)

In relazione alle caratteristiche geotecniche e geomeccaniche dei terreni interessati dallo scavo della galleria, si è determinata la pressione verticale agente in calotta con riferimento, in via cautelativa, ai parametri geotecnici dello strato limoso.

La pressione verticale, in corrispondenza della calotta, viene definita secondo la formula di Terzaghi:

$$p_v = \frac{B \cdot \left(\gamma - \frac{2 \cdot c}{B} \right)}{2 \cdot \operatorname{tg} \varphi} \cdot \left(1 - e^{-\frac{2H \operatorname{tg} \varphi}{B}} \right)$$

con:

$$B = b + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Dove:

b = larghezza della galleria;

h = altezza della galleria;

H = copertura della galleria (assunta pari a 15 m).

Sostituendo i rispettivi valori nella formula si ottiene: $P_v = 210 \text{ kPa}$

6.1.3 Pressione geostatica orizzontale (PH)

La spinta orizzontale agente sulla struttura, esercitata dal terreno in condizioni di riposo, è calcolata assumendo un coefficiente di spinta a riposo K_0 pari a 0.5.

La spinta delle terre genera sul rivestimento della struttura un carico distribuito di forma trapezia, il quale può essere definito dai due valori estremi, calcolati in corrispondenza della calotta ($P_{H,top}$) ed in corrispondenza della base dell'arco rovescio ($P_{H,bottom}$).

I valori estremi della distribuzione della pressione orizzontale sulla galleria valgono dunque:

$$P_{H,top} = 105 \text{ kPa}$$

$$P_{H,bottom} = 215 \text{ kPa}$$

6.2 Pressione idrostatica della falda

Ai fini delle verifiche dei rivestimenti definitivi si è inoltre tenuto conto della pressione idrostatica dovuta alla falda che, nel lungo termine, tenderà a riacquistare i livelli originari.

Per la sezione di analisi in oggetto la falda è stata ripristinata alla quota della calotta.

6.3 Azioni sismiche

Il comportamento della struttura, sottoposta all'azione di un sisma, è determinato attraverso l'introduzione di un regime di forze pseudostatiche, valutate mediante l'amplificazione delle spinte ordinarie secondo opportuni coefficienti, dedotti con riferimento alle disposizioni normative.

L'azione sismica orizzontale è stata considerata agente da sinistra verso destra nel modello di calcolo. Gli incrementi di spinta del terreno sono quindi stati applicati nella stessa direzione.

Vista la simmetria del problema tale assunzione si considera valida anche nel caso di sisma rivolto verso opposto.

L'azione sismica verticale viene considerata rivolta verso il basso che è quella che determina le condizioni di sollecitazione più gravose.

L'accelerazione sismica viene valutata sulla base dei seguenti parametri caratterizzanti l'opera:

$$V_N = \text{vita nominale dell'opera} = 50 \text{ anni}$$

$$C_U = \text{coefficiente d'uso} = 1.5 \text{ (classe III)}$$

$$V_R = \text{periodo di riferimento} = 75 \text{ anni}$$

che unitamente alle coordinate geografiche del sito in esame forniscono i seguenti valori:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,048	2,520	0,240
SLD	75	0,059	2,541	0,260
SLV	712	0,142	2,389	0,295
SLC	1462	0,181	2,382	0,304

I valori di progetto delle accelerazioni sismiche saranno ottenuti sulla base delle caratteristiche del sottosuolo: l'incertezza delle proprietà fisiche dei terreni riscontrabili in sito suggerisce di utilizzare in via cautelativa una categoria di tipo C.

Essendo inoltre il sito in categoria topografica T1 si ottengono i seguenti risultati:

$$S_S = \text{coefficiente di amplificazione stratigrafica} = 1.5$$

$$S_T = \text{coefficiente di amplificazione topografica} = 1.0$$

$$S = S_S \cdot S_T = 1.5$$

L'amplificazione delle spinte del terreno quindi deriva dall'introduzione di coefficienti sismici K_h e K_v , la cui determinazione è stata eseguita in accordo con le indicazioni fornite dalla normativa:

$$K_h = \beta_m \cdot S \cdot a_g \text{ con } \beta_m = 1 \text{ in quanto l'opera non ammette spostamenti}$$

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

In definitiva si ottengono i seguenti valori:

$$K_h = 0.22 \text{ g}$$

$$K_v = 0.11 \text{ g}$$

Alle spinte statiche laterali del terreno si aggiungono poi le sovra spinte sismiche, calcolate in riferimento allo strato ghiaioso nel quale ricade la galleria, pari a:

$$\Delta P_{AE} = K_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

ossia:

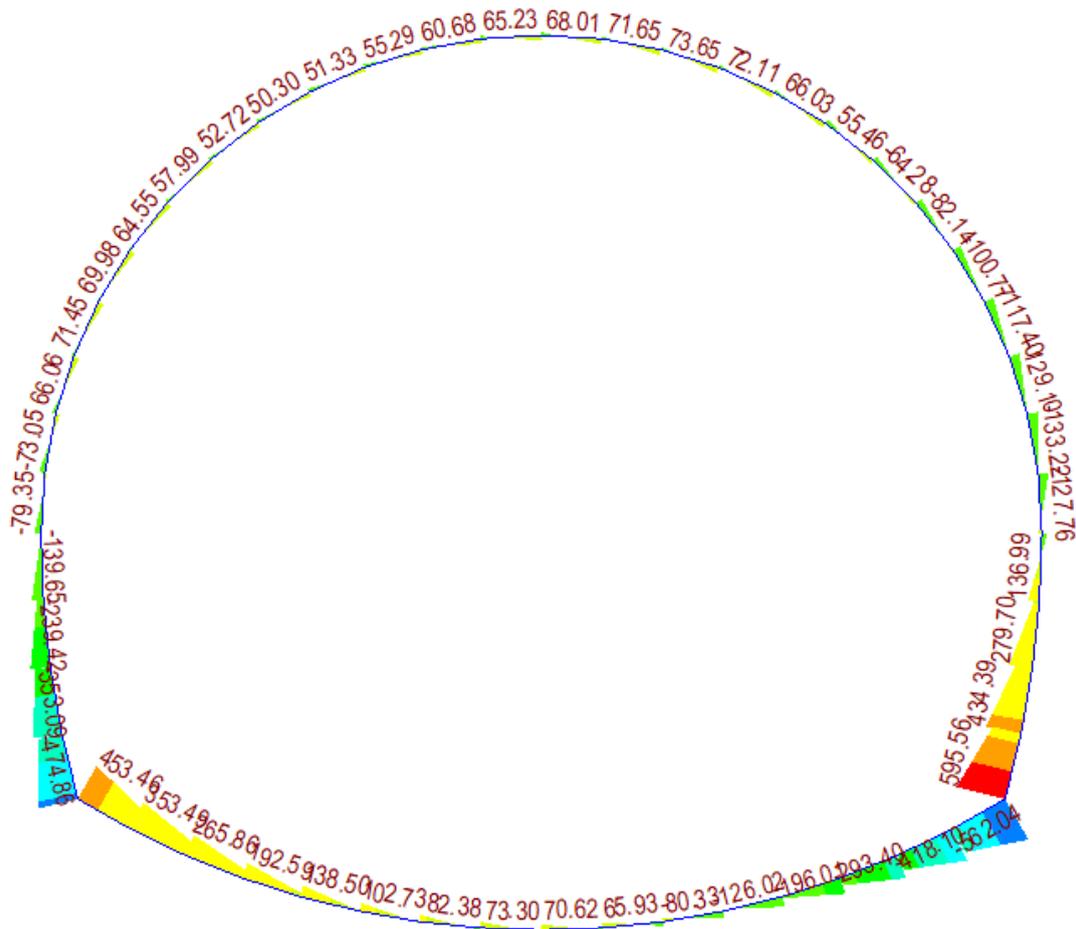
$$\Delta P_{AE} = 0.22 \cdot 21.00 \text{ kN/m}^3 \cdot (10.60\text{m})^2 = 520 \text{ kN/m}$$

Tale incremento di spinta viene applicato al modello concordemente con la direzione assunta per il sisma mediante un carico uniforme distribuito lungo l'altezza della struttura pari a:

$$q_E = \Delta P_{AE} / H = 49.0 \text{ kPa}$$

A seguire si riportano le restituzioni delle sollecitazioni risultanti nei rivestimenti definitivi nelle condizioni sismiche.

SOLLECITAZIONI SISMICHE – TAGLIO (T)



6.3.1 Verifiche a presso flessione (SLV)

Rivestimento definitivo

Sez.	H (cm)	b (cm)	Af (cm ²)	Af' (cm ²)	M (KNm)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
A.R.	80	100	25,12	25,12	540	1180	1,0	540	1180	1114	0,48
Piedr.	100	100	25,12	25,12	540	1180	1,0	540	1180	1429	0,38
Calotta	95	100	25,12	25,12	130	770	1,0	130	770	1181	0,11

6.3.2 Verifiche a taglio (SLV)

Rivestimento definitivo

Ove non è prevista armatura specifica a taglio, Vrd è relativo al contributo del solo calcestruzzo.

Sez.	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Nsd (KN)	Vrd (KN)	Is
A.R.	80	100	420	1180	1,0	420	1180	460	0,91
Piedr.	100	100	434	1180	1,0	434	1180	500	0,87

7. Interferenza con la linea ferroviaria

I risultati dell'analisi precedente permettono la valutazione dei cedimenti del rilevato ferroviario e la verifica dell'operatività dei binari.

Per la creazione del bacino di subsidenza indotto dallo scavo si considerano i cedimenti relativi alla Time 7 del calcolo precedente, quella relativa alla condizione di lungo termine, con i cedimenti massimizzati.

Il bacino di subsidenza viene ricavato alla quota di fondo rilevato, al fine di avere continuità di dati.

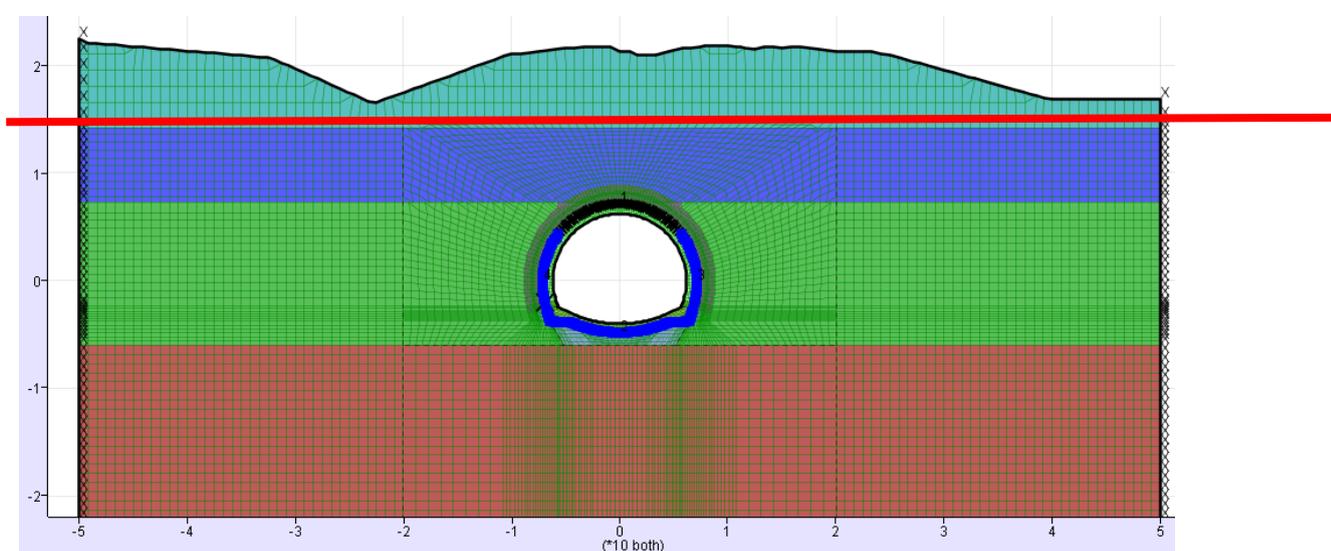


Figura 37 – Quota di analisi

7.1 Valutazione bacino di subsidenza

La valutazione dei cedimenti verticali in superficie indotti dallo scavo della galleria è stata effettuata con il programma alle differenze finite FLAC 8.0 descritto in precedenza. Il bacino di subsidenza valutato numericamente (FLAC) viene confrontato con una curva gaussiana la cui morfologia è governata dal volume perso e dal parametro k relativo al terreno. Una volta ricostruito lo stato deformativo mediante l'analisi dei dati di monitoraggio (convergenza del cavo ed estrusione), il volume perso diventa un dato del problema; il parametro k viene tarato fittando la curva di subsidenza numerica con la gaussiana.

Terminata la fase di valutazione del bacino di subsidenza sotto i binari, sarà possibile verificarne l'operatività.

Integrando l'area sottesa dal bacino di subsidenza e rapportando questa all'are di scavo, si ottiene un volume perso radialmente pari allo 0.5%.

Per la valutazione del volume perso dal fronte di scavo, si considera un'estrusione massima di 1cm, in accordo coi risultati ottenuti dal modello tridimensionale, realizzato per studiare il sottopassaggio della galleria Fornaci all'esistente galleria Vorticosa. Il sottopassaggio è ad una distanza di 50m circa dall'asse del rilevato ferroviario in esame e in condizioni geologico-geotecniche simili.

Mediante correlazioni di tipo geometrico è possibile valutare la percentuale di volume perso complessivo rispetto a volume di scavo corrispondente a uno sfondo di un metro. Il volume perso dovuto all'estrusione è pari allo 0.65%, per un volume perso totale pari a 1.15%.

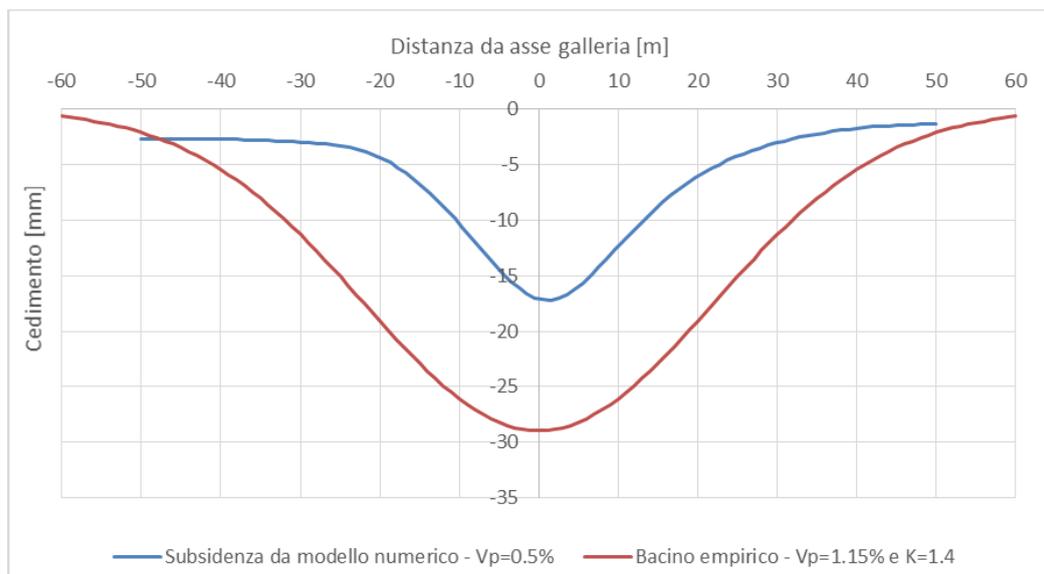
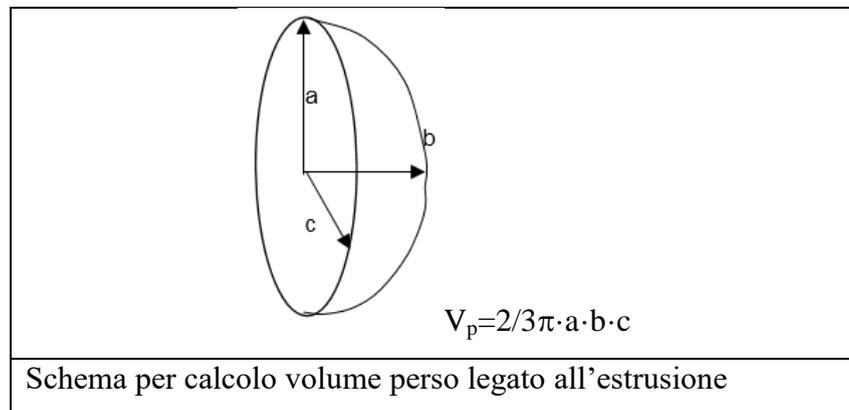


Figura 38 – Bacino di subsidenza - FLAC

Il parametro k è stato tarato per riprodurre la pendenza della curva di bacino derivante dalle analisi FLAC. Come si vede nella figura soprastante, la forma delle 2 curve è la medesima mentre l'entità degli spostamenti è maggiore nel caso empirico rispetto al caso numerico; tale differenza è data essenzialmente dall'aver considerato il volume perso da estrusione solo nel calcolo empirico in quanto un'analisi piana nelle deformazioni non consente di considerare questo aspetto tridimensionale.

Il valore del parametro k , normalmente intorno a 0.3-0.5 per scavo in terreni sciolti, in questo caso è pari a 1.4 in quanto ha l'obiettivo di mantenere la pendenza massima della curva del modello numerico. Si sottolinea che la forma della curva di subsidenza di partenza è influenzata a sua volta dalla presenza della coronella di irrigidimento al contorno del cavo, che modifica lo sviluppo dei cedimenti al di sopra della calotta, in particolare limitando proprio i massimi in asse galleria.

7.2 Tipologia di verifiche

In accordo alla Istruzione Tecnica di RFI "Standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300Km/h" – cod. RFI TCAR ST AR 01 001 B, nel seguito verranno eseguite 3 tipologie di verifica.

LIVELLO LONGITUDINALE

Abbreviazione **L**: è la misura, espressa in mm, della deviazione z_p , nella direzione z verticale, della tavola di rotolamento di ciascuna rotaia rispetto alla posizione media verticale (linea di riferimento). La misura, su base 9m, serve per controllare il cedimento differenziale del singolo binario.

LIVELLO TRASVERSALE

Abbreviazione **XL**: è la misura, espressa in mm, della deviazione in altezza tra le 2 tavole di rotolamento adiacenti; è espressa come l'altezza del triangolo rettangolo avente ipotenusa pari a 1500mm ed angolo al vertice pari all'angolo tra il piano di rotolamento ed un piano orizzontale di riferimento. La misura serve per controllare la rotazione del piano di appoggio in direzione trasversale all'avanzamento.

SGHEMBO

Abbreviazione γ : è l'inclinazione espressa in ‰ relativa di una fila di rotaia rispetto all'altra, calcolata come rapporto tra la differenza di livello trasversale XL fra due sezioni di binario poste ad una distanza data, che è la base di misura dello sghembo, e la base stessa.

Considerando una velocità inferiore ai 200km/h, per gli interventi di manutenzione sono previsti i seguenti limiti:

- 3.3 mm per il livello longitudinale
- 3 mm per il livello trasversale
- 2.7‰ per lo sghembo (I livello di qualità).

7.3 Controllo

Definiti i valori di volume perso e di forma della curva di subsidenza, si procede al calcolo degli spostamenti verticali relativi al piano dei binari.

A tal fine, si calcolano i cedimenti per sezioni di avanzamento dello scavo successive e distanziate di 3m, considerando la reale profondità della galleria.

Combinando poi i dati con un programma apposito (Surfer- versione 8), è possibile ottenere il bacino di subsidenza al piano del ferro, così come mostrato nella figura seguente, in cui vengono riportate le curve di isocedimento con passo 1mm e vengono evidenziate le curve dei 5mm, 10mm e 20mm).

Ottenuto il campo dei cedimenti verticali alla quota dei binari, si procede alle verifiche geometriche degli stessi, considerando le zone a massima pendenza, dove le curve di isocedimento sono più vicine.

Si considera la sezione A per la prima linea ferroviaria e la sezione B per la seconda e terza linea, che risultano ravvicinate e nella medesima condizione.

Le verifiche geometriche risultano soddisfatte.

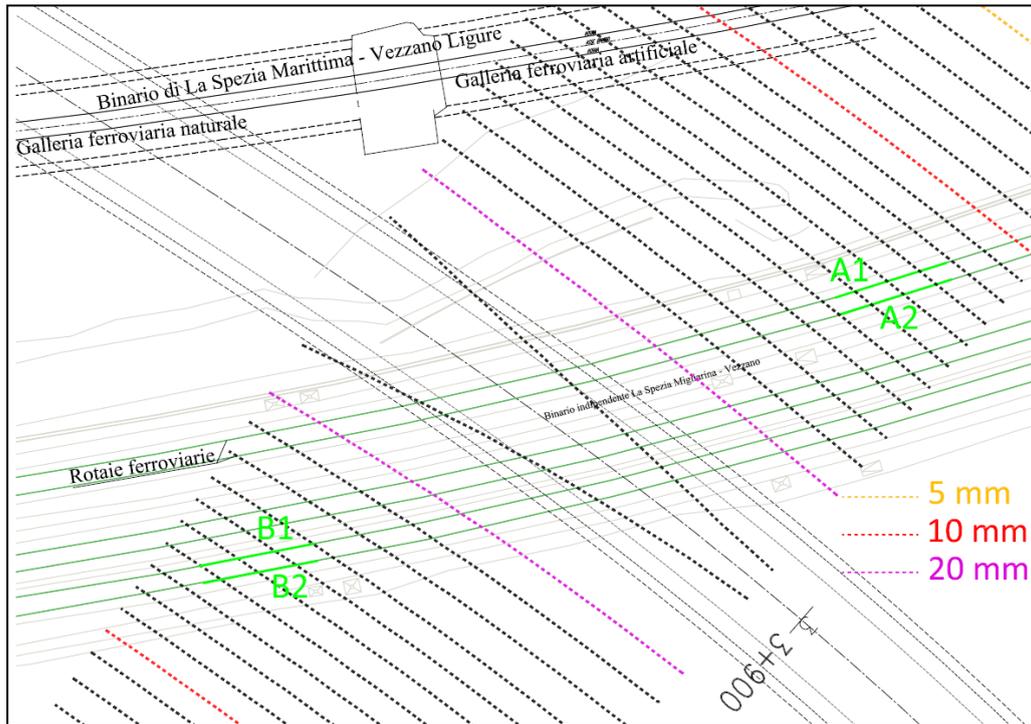


Figura 39 – Cedimenti attesi al piano dei binari

Livello Longitudinale - V < 200Km/h

L1 [mm]	3.10	< 3.3
L1 [mm]	3.08	< 3.3

Livello Trasversale - V < 200Km/h

XL [mm]	0.37	< 3
---------	------	-----

Sghembo - V < 200Km/h

C1	-15.62	mm
C2	-15.97	mm
C3	-12.53	mm
C4	-12.89	mm
λ	9	m
γ	0.00015%	< 0.27%

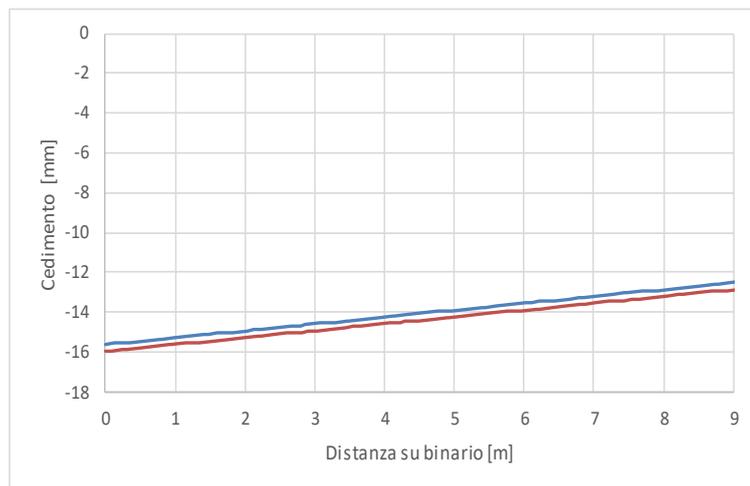


Figura 40 – Verifiche per la sezione A

Livello Longitudinale - V < 200Km/h

L1 [mm]	2.73	< 3.3
L1 [mm]	2.76	< 3.3

Livello Trasversale - V < 200Km/h

XL [mm]	0.48	< 3
---------	------	-----

Sghembo

C1	-17.04	mm
C2	-16.59	mm
C3	-14.31	mm
C4	-13.82	mm
λ	9	m
γ	0.00039%	< 0.27%

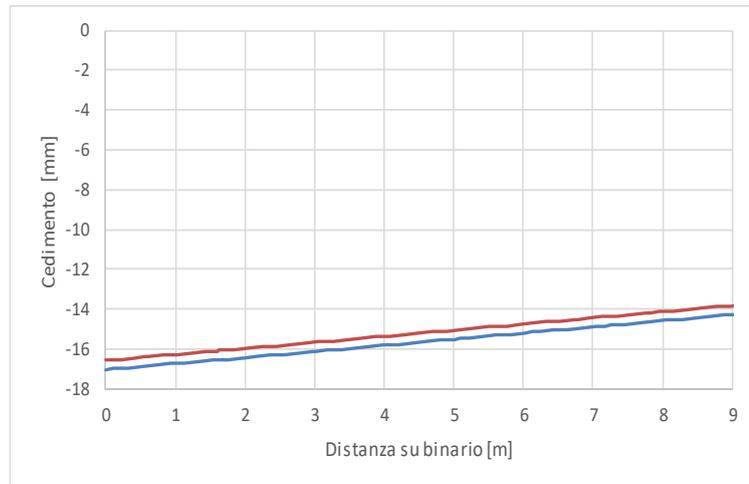


Figura 41 – Verifiche per la sezione B

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.4 Valutazione di possibili cedimenti aggiuntivi dovuti al regime idraulico

In caso di scavo sottofalda, con battenti idraulici rilevanti e materiale sciolto, una non corretta gestione della pressione idraulica al contorno di scavo può portare ad ingenti venute d'acqua e al trasporto di materiale fino, a causa delle forze di filtrazione. Questo porta ad ulteriori cedimenti istantanei, a causa della sottrazione del materiale dallo scheletro solido, e a cedimenti differiti nel tempo, a causa dell'instaurarsi di fenomeni di consolidazione, dovuti all'abbassamento della falda.

In questo caso, scavando in uno strato addensato e compatto, il rischio di venute d'acqua con trasporto di fino è minimi, considerando anche il fatto che il battente idraulico rimane al di sotto della chiave di calotta. Eventuali dreni in avanzamento possono essere utilizzati per abbassare il livello idraulico in fase di scavo, e quindi per un tempo ridotto.

Nel seguito si propone una stima della portata d'acqua prevista durante il sotto-atteveramento del rilevato ferroviario, al fine di valutare se il flusso idraulico è tale da attivare trasporto di materiale.

Per valutare la portata d'acqua dal contorno di scavo, si utilizza l'equazione di Goodman del '65, introducendo le seguenti valutazioni:

- in calotta, la galleria è schermata da una coronella in jet-grouting, che di norma ha una permeabilità di 10⁻⁷/10⁻⁸ m/s;
- in arco rovescio, i limi sabbiosi argillosi hanno una permeabilità di 10⁻⁶m/s, mentre il Calcere Cavernoso detritico (CC1) ha un k di 5*10⁻⁶m/s.

Si calcola la permeabilità media del profilo di scavo, considerando che la calotta occupa 2/3 dello sviluppo del profilo di scavo.

Per la galleria in esame, assunto il livello di falda in chiave di calotta, sebbene questo sia previsto al di sotto e i dreni ne possano abbassare ulteriormente il livello, risulta una portata d'acqua di circa 1.5 litri al minuto per metro di galleria per lo scavo nei limi argillosi sabbiosi e una Q di 6.5 l/min per il passaggio nel Calcere Cavernoso detritico. Questi valore risultano facilmente gestibili in galleria con pompe e non costituiscono un pericolo di ingresso d'acqua in pressione dal contorno con trasporto di fino.

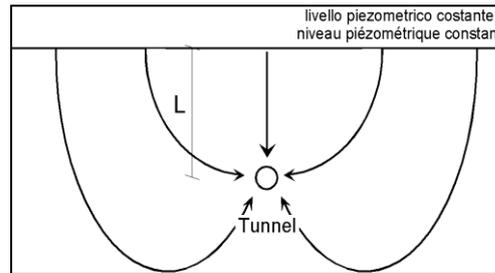
Modello analitico per flusso al contorno - Equazione di Goodman

Calcare Cavernoso detritico

k	1.7E-06	[m/s]
L	6.9	[m]
l	1.0	[m]
r ₀	6.9	[m]
Q dal contorno	0.0001085	[m ³ /s]
	6.51	[l/min]

$$Q = \frac{2 \pi K L l}{\ln\left(\frac{2 L}{r_0}\right)}$$

permeabilità del mezzo
 battente idraulico rispetto all'asse della galleria
 lunghezza della galleria
 raggio equivalente della sezione di scavo



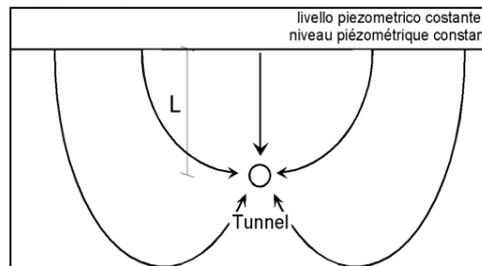
Modello analitico per flusso al contorno - Equazione di Goodman

Limi sabbiosi argillosi

k	4.0E-07	[m/s]
L	6.9	[m]
l	1.0	[m]
r ₀	6.9	[m]
Q dal contorno	0.0000250	[m ³ /s]
	1.50	[l/min]

$$Q = \frac{2 \pi K L l}{\ln\left(\frac{2 L}{r_0}\right)}$$

permeabilità del mezzo
 battente idraulico rispetto all'asse della galleria
 lunghezza della galleria
 raggio equivalente della sezione di scavo



Per quanto riguarda l'ingresso d'acqua dal fronte di scavo, che ha area pari a circa 150m², si considera la permeabilità media, tenendo conto della presenza di 35 colonne di jet-grouting Ø600. La portata al fronte (Q = k * A) risulta pari a circa 42l/min nel Calcare Cavernoso detritico e pari a 8.5l/min nei limi argillosi sabbiosi.

Assumendo che la completa perdita di carico idraulico avvenga ad una distanza ravvicinata dal fronte (10cm), la velocità del flusso d'acqua in ingresso in galleria rimane su valori molto bassi (meno di 2Km/h nel caso peggiore), per i quali non si prevede trasporto di materiale fino in galleria.

Flusso dal fronte

Calcare Cavernoso detritico

k	4.7E-06	[m/s]
A	150	[m ²]
Q al fronte	0.0007001	[m ³ /s]
	42.01	[l/min]
Δh	6.9	[m]
L	0.01	[m]
i	691.2	[-]
v	0.00323	[m/s]
	1.74203	[Km/h]

permeabilità del mezzo

area di scavo

perdita di carico da livello indisturbato

lunghezza del tratto in cui si perde il carico idraulico

gradiente idraulico

velocità flusso in ingresso

Flusso dal fronte

Limi sabbiosi argillosi

k	9.4E-07	[m/s]
A	150	[m ²]
Q al fronte	0.0001408	[m ³ /s]
	8.45	[l/min]
Δh	6.9	[m]
L	0.01	[m]
i	691.2	[-]
v	0.00065	[m/s]
	0.35038	[Km/h]

permeabilità del mezzo

area di scavo

perdita di carico da livello indisturbato

lunghezza del tratto in cui si perde il carico idraulico

gradiente idraulico

velocità flusso in ingresso

In conclusione, le misure adottate per limitare l'afflusso d'acqua in galleria, riducendo la permeabilità al fronte ed al contorno col jet-grouting e prevedendo dei dreni per pre-abbassare temporaneamente il livello idrico, risultano adeguate a evitare problemi di sifonamento e relativi cedimenti per trasporto di materiale.

8. Considerazioni conclusive

Nel seguito si riportano le considerazioni conclusive, in particolare relativamente al sottoattraversamento del rilevato ferroviario della Linea Genova-Pisa.

Le modalità costruttive studiate, consentono di contenere in maniera significativa i fenomeni deformativi del cavo e del fronte, ottenendo infatti valori decisamente limitati considerando la sezione di scavo ed il contesto geotecnico.

Si conviene che si ritiene pertanto efficace la soluzione adottata, ritenendo difficilmente realizzabile dal punto di vista esecutivo un'ulteriore riduzione dell'impatto in termini tensio-deformativi sul rilevato ferroviario.

Le modifiche apportate nel Progetto Esecutivo di completamento sono sintetizzate nei punti seguenti rispetto al Progetto Esecutivo precedente:

- è stata portata l'estensione della lunghezza dei trattamenti a 18.0 m e sono state date prescrizioni riguardo alla realizzazione dei consolidamenti in jet-grouting in avanzamento;
- si è aumentato lo spessore dello strato di spritz-beton sul fronte di scavo in ogni campo da 10.0 cm a 25.0 cm;
- è stato modificato il sistema di monitoraggio prevedendo l'acquisizione di dati in continuo con teodolite robotizzato.

In ultimo si evidenzia che non si ritiene efficace, in tale caso, il rinforzo preventivo dei binari con travature tipo Essen o similari. Questo per l'entità e la conformazione delle deformate previste per i binari.

Allegato 1

Allegati analisi FLAC

DATI DI RIFERIMENTO

Prerivestimenti - Caratteristiche dei materiali

Spritz-beton Rck ≥ 37 Mpa :

E = 33 GPa a 28gg;

Centine S275 :

E = 210 GPa.

Rivestimenti definitivi - Calcestruzzo C30/37 Mpa :

E = 33 GPa a 28gg;

$\nu = 0.20$.

Parametri geotecnici e carichi applicati

FORMAZIONE	γ	c'	Φ	E	ν
	KN/m ³	Kpa	°	MPa	[-]
RILEVATO FERROVIARIO	19	0	30	40	0.3
LIMI ARGILLOSI SABBIOSI	20	10	25	50	0.3
GHIAIE E SABBIE LIMOSE	21	15	35	120	0.3

Jet-grouting, al contorno del cavo :

γ	c'	ϕ	E	ν
[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]
22	650	35	1500	0.3

Fasi di calcolo

TIME 0 – Geostatico

In questa prima fase di calcolo vengono applicati il peso proprio del terreno e le caratteristiche di resistenza e deformabilità delle formazioni in sito, in modo tale da ricostruire la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.

TIME 1 – Coronella e fronte di scavo – Relax 40%

In questa time di calcolo viene simulata la realizzazione delle colonne in jet grouting al contorno e la situazione al fronte prima della posa del prerivestimento.

TIME 2 – Sfondo – Relax 65%

Viene simulato l'avanzamento degli scavi pari ad uno sfondo di 1 m.

TIME 3 – Posa del prerivestimento – Relax 75%

Viene introdotto il prerivestimento in calotta.

TIME 4 – Posa del puntone – Relax 85%

Viene introdotto il prerivestimento in arco rovescio.

TIME 5 – Posa dell'arco rovescio – Relax 97%

Si attiva il rivestimento definitivo dell'arco rovescio.

TIME 6 – Posa della calotta – Relax 100%

Si attiva il rivestimento definitivo della calotta.

TIME 7 – Lungo termine

Si disattiva il prerivestimento e si impone il battente idraulico sul rivestimento definitivo. Il presostegno al contorno, costituito da jet-grouting, viene considerato ammalorato: il modulo elastico viene ridotto a 0.5 GPa, pari ad un terzo di quello iniziale, e la coesione viene ridotta da 650 kPa a 200 kPa.

TIME 8 – Passaggio treno

Viene simulata la presenza contemporanea di 3 treni sulle 3 linee passanti al di sopra della galleria. Come carico, si considera quello definito nel DM2008 al par. 5.2.2.3.1.1 per il treno di carico LM71. I 4 carichi Qvk da 250 kN agiscono su una lunghezza di 6,4 m e su una larghezza di 1,5 m, pari all'interasse tra i 2 binari, non considerando la diffusione offerta dalle traverse ferroviarie. Risulta una pressione di 105 kPa, applicabile al modello bidimensionale.

TIME 9 – Passaggio treno durante lo scavo

Poiché è previsto il mantenimento in esercizio delle linee ferroviarie durante il sottoscavo della galleria, si analizza anche la condizione intermedia con rivestimento definitivo in calotta non ancora gettato e passaggio del treno. La Time 9 segue la Time 5 e si applica il carico treno definito nella Time 8.

