0	08/2013		Pesce	Cacciatori	Venturini
Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Verificato	Approvato

REGIONE LIGURIA PROVINCIA DI GENOVA COMUNE DI GENOVA

PROTOCOLLO D'INTESA PER GLI INTERVENTI STRUTTURALI VOLTI ALLA MITIGAZIONE DELL'EMERGENZA IDRAULICA DEL BACINO DEL TORRENTE BISAGNO, ALLA RIDEFINIZIONE URBANISTICA DEL TRATTO TERMINALE ED ALLA RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE DELL'ALVEO E DELLE AREE CIRCOSTANTI

COMUNE DI GENOVA

AREA TECNICA - DIREZIONE MANUTENZIONE INFRASTRUTTURE E VERDE PUBBLICO

Dirigente **Ing. Stefano PINASCO**

PROGETTISTI:

A.T.I.

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)
STUDIO MAIONE INGEGNERI ASSOCIATI
SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.p.A.
ARTELIA GROUP S.A.

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO **Ing. Stefano PINASCO**

Staff tecnico

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)
Ing. A.Scotti - Ing. S. Venturini
STUDIO MAIONE INGEGNERI ASSOCIATI
Ing. D Cerlini - Ing. M. Ferrari
SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.p.A.
Ing. A.Galli - Ing. U. Galli
ARTELIA GROUP S.A.
Mr. O. Cazaillet

Intervento/Opera

SCOLMATORE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA
PRIMO LOTTO: REALIZZAZIONE DELLE OPERE PER LA MESSA IN SICUREZZA IDRAULICA DEL TORRENTE FEREGGIANO (E RIVI ROVARE E NOCE)

Elaborato
TECHNITAL S.p.A.

Dott. Ing. Simone Venturini

Oggetto della tavola

RELAZIONI DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
Galleria di adduzione principale
Calcoli preliminari delle strutture

Scala

Data
Agosto 2013

Progetto Definitivo

Tavola N° PD1.RC.01

Codice GULP	Codice Commessa Precedente	Revisione
12383	DSU100	0

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DEL COMUNE DI GENOVA E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

GALLERIA DI ADDUZIONE PRINCIPALE

CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

I N D I C E

1. PREMESSA 3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 5
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMECCANICO 6
   - 3.1. Geomorfologia 6
   - 3.2. Geologia 6
   - 3.3. Idrogeologia 7
   - 3.4. Caratteristiche geomeccaniche delle formazioni litologiche 8
4. SEZIONI DI SCAVO 10
   - 4.1. Descrizione generale degli interventi 10
   - 4.2. Sezioni tipologiche Galleria Naturale 11
     - 4.2.1. Sezione tipo A0 11
     - 4.2.2. Sezione tipo A1 12
     - 4.2.3. Sezione tipo B0 14
     - 4.2.4. Sezione tipo B1 16
     - 4.2.5. Sezione tipo B1* 18
   - 4.3. Tratte di applicazione delle sezioni tipo 20
5. SCELTA DELLE SEZIONI DI CALCOLO 21
6. ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE 23
   - 6.1. Metodologia di analisi 23
   - 6.2. Applicazione alle sezioni di calcolo 23
7. ANALISI TENSO-DEFORMATIVA DELLE SEZIONI DI CALCOLO 27
   - 7.1. Caratteristiche del modello agli elementi finiti 27
     - 7.1.1. Stato di sforzo iniziale 27
     - 7.1.2. Influenza della falda freatica 27
     - 7.1.3. Scavo delle gallerie 28
     - 7.1.4. Verifiche dei rivestimenti 28
   - 7.2. Analisi della sezione 1 - pk 1+250 km 32
   - 7.3. Analisi della sezione 2 - pk 3+300 km 38
8. VALUTAZIONE DEL MASSIMO CARICO IDRAULICO AMMISSIBILE DAL RIVESTIMENTO DEFINITIVO 45

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo preliminare della galleria principale del progetto definitivo delle opere di laminazione e controllo delle piene dei rii Fereggiano, Rovare e Noce. Trattasi del Primo Lotto del Progetto Definitivo Generale, datato 2007, relativo al torrente Bisagno ed ai suoi affluenti Fereggiano, Rovare e Noce, in questa sede adeguato anche al fine di destinare il prolungamento dell'esistente galleria del deviatore Fereggiano (costruita nel 1992 senza arrivare a completamento) non a galleria di servizio dello scolmatore del Bisagno (come previsto nel PD 2007) bensì a galleria idraulica a servizio dello scolmatore del Fereggiano, Rovare e Noce.
Il presente progetto di Primo Lotto trova motivazione nella determinazione del Comune di Genova di avviare il più celermente possibile la realizzazione di alcune opere urgenti onde porre in sicurezza idraulica le zone (fra cui in particolare quella del rio Fereggiano) che nell'evento alluvionale del 4 Novembre 2011 furono più duramente colpite, anche con perdita di vite umane.

Lo schema delle opere previste in progetto è il seguente:
- prolungamento dell'esistente galleria del deviatore del Fereggiano dall'attuale progressiva 0+909 alla progressiva 3717;
- n. 3 opere di presa sui rii Fereggiano, Rovare e Noce collegate alla galleria principale; la prima in modo diretto, le altre due attraverso gallerie secondarie a sezione policentrica, diametro interno 3,20 m, la cui lunghezza complessiva somma a circa 500 m;
- n° 4 aerofori/sfiati in corrispondenza della galleria principale, e n° 1 su ciascuna delle opere di presa;
- opera di sbocco a mare, comprensiva di un tratto di raccordo avente lo scopo di abbassare le quote di scorrimento dell'opera attuale in modo da non impattare con le strutture litoranee.

La galleria principale, compresa fra l'opera di presa sul Fereggiano (in Via Pinetti) e lo sbocco a mare (all'altezza dei bagni Benvenuto) si sviluppa con decorso circa nord - sud. Ha sezione policentrica con diametro interno netto di 5,20 m (analogo alla galleria esistente, che però ha sezione circolare) e le seguenti caratteristiche geometriche:
- sezione tipo policentrica con diametro: 5,20 m
- lunghezza complessiva: 909 + 2.808 = 3.717 m
- quota all'imbocco a monte: 12,99 m s.m.m.

- quota al filo esterno di C.so Italia: - 2,82 m s.m.m.
- portata di progetto dal Fereggiano (progr. 3.717 m): 80 m3/s

Le ubicazioni degli aerofori lungo la galleria principale, definite cercando un compromesso fra l'inserimento nel tessuto urbano e le esigenze idrauliche, sono:

- Giardini Casu – progressiva 870 (tratto galleria esistente)
- Via Forte san Martino – progressiva 1.730 m
- Giardini dell'Ospedale Generale san Martino – progressiva 2.370 m
- Via Pasquale Berghini – progressiva 2.900 m

La tipologia adottata per le tre opere di presa è quella delle luci e soglie. Il collegamento con la galleria di derivazione avviene mediante un pozzo a vortice che permette di superare i notevoli dislivelli tra la quota del corso d'acqua e la galleria, garantendo al contempo efficienza idraulica e dissipazione dell'energia. Sul fondo della struttura è prevista una vasca atta a dissipare energia e rilasciare l'aria eventualmente trascinata dalla corrente.
Ogni manufatto di presa è inoltre dotato di una scala di servizio utile per accedere all'opera in condizioni di sicurezza favorendo al contempo le operazioni di ispezione e manutenzione.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nel seguito si riassume la normativa in vigore, utilizzata come riferimento per la redazione della presente relazione.

- D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- D.M. 14/01/2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- D.M. 5 novembre 2001 "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade";
- AFTES – "Considerations on the usual methods of tunnel lining design" – Working Group n° 7, 1993;
- AICAP "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce" – Raccomandazioni, 1993.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMECCANICO

Si presenta di seguito una breve descrizione del quadro geologico-geomorfologico dell'area in esame, ma soprattutto si riporta la classificazione e la caratterizzazione geomeccanica delle formazioni ivi presenti; le considerazioni qui riportate si basano sia su una serie di indagini in sito e in laboratorio, i cui risultati sono dettagliatamente riportati nelle relazioni Geologica e Geotecnica-Geomeccanica di progetto, sia sull'esperienza maturata nella caratterizzazione svolta in analoghi contesti geotecnico-geomeccanici.

3.1. Geomorfologia

L'area interessata dal tracciato dall'opera in oggetto include la porzione inferiore della Val Bisagno, che scorre in direzione N-S, e parte dei bacini dei Rii Fereggiano, Rovare e Noce.

Lo sviluppo del tracciato attraversa settori di bassa montagna con coperture massime intorno ai 170 m.

3.2. Geologia

Dal punto di vista geolitologico questo settore è caratterizzato dalla presenza delle tre seguenti Formazioni, distinte in ordine cronologico dalla più antica alla più recente:

- Argilliti di Montoggio – (Cenomaniano – Turoniano);
- Flysch di Monte Antola (Campaniano superiore, Maastrichtiano – Paleocene basale);
- Argille di Ortovero (Pliocene inferiore).

Le prime due formazioni concorrono a formare l'Unità tettonica di Monte Antola (U-MA), che compete ad un'area di bacino di fondo oceanico sviluppatasi a partire dal Giurassico superiore fra i margini paleoeuropeo e adriatico, non interessata da metamorfismo di alta pressione e colmata rapidamente nel corso delle fasi orogeniche iniziali dell'edificio strutturale nord appenninico.
Lo scavo della galleria va ad intestarsi nella formazione litologica dei Flysch di Monte Antola (FMA). Essa è la formazione maggiormente diffusa nell'area di studio ed è costituita prevalentemente da un'alternanza di strati o banchi di calcari

e calcari marnosi di spessore variabile da decimetrico a pluridecimetrico con intercalazioni di marne e argilliti in strati generalmente sottili.

3.3. Idrogeologia

Dalle analisi svolte anche nelle precedenti fasi progettuali, e come già precedentemente espresso, la formazione più diffusa nell'ambito del bacino del Torrente Bisagno è rappresentata dalla sequenza flyschoide di Monte Antola con calcari e calcari marnosi prevalenti e subordinate marne calcaree ed argilliti.

La formazione di Monte Antola può essere considerata, a grande scala, permeabile per fessurazione e caratterizzata da un grado di carsismo estremamente blando.
In presenza di una disomogeneità litologica, i termini più calcarei presentano permeabilità variabile in funzione del diverso grado di fratturazione. In caso di fessurazione e fratturazione intensa, la permeabilità risulta elevata e i circuiti idrici presenti sono fortemente condizionati dall'andamento (orientazione e densità) e dalla persistenza delle discontinuità presenti. Le discontinuità possono essere cementate o presentare un riempimento che ridurrebbe sensibilmente la permeabilità dell'ammasso. Anche sulla base di riferimenti bibliografici, al Flysch di Monte Antola viene attribuita una permeabilità media isotropa.

Gli interstrati argillitici in seno al Flysch e alle Argilliti di Montoggio alla base dello stesso, rappresentano materiali a permeabilità estremamente modesta. Costituiscono quindi soglie impermeabili che determinano localmente, a contatto con i calcari, la comparsa di locali emergenze idriche. Allo stesso modo a bassissima permeabilità sono le argille di Ortovero.

Il Flysch di Monte Antola si presenta come un materiale caratterizzato da una permeabilità per fratturazione generalmente modesta. Lo stato di fratturazione è molto variabile, mentre la presenza d'intercalazioni argillitiche rappresenta un ulteriore elemento di disomogeneità ed indeterminazione.

Dalle analisi e verifiche condotte anche delle precedenti fasi progettuali si può evincere come la permeabilità della roccia sia tale da determinare in fase di scavo condizioni di stillicidio. Venute concentrate sono da attendersi solo nelle zone a maggior grado di fratturazione o in presenza di fessure aperte.

Le prove in sito condotte evidenziano come il materiale sia iniettabile; iniezioni di impermeabilizzazione e/o di consolidamento sono di fatto in grado di ridurre il coefficiente di permeabilità.

I depositi alluvionali presenti lungo l'alveo del Bisagno, con spessori crescenti da monte verso valle, sono permeabili per porosità e sede di una importante falda idrica. La permeabilità media dei depositi alluvionali, sulla base dei dati reperiti in letteratura può essere ritenuta dell'ordine di 10^{-4}m/s, il cui monitoraggio dei piezometri posizionati lungo lo sviluppo della galleria ha evidenziato la presenza di una falda idrica a modeste profondità dal piano campagna e con oscillazione stagionali modeste.

I rilievi ed i riscontri in sito, relativi anche alle precedenti fasi progettuali, segnalano un'evidente scarsità di sorgenti naturali nelle aree poste nell'intorno dell'opera in esame.

L'alimentazione della falda contenuta nella subalvea del Bisagno avviene essenzialmente grazie agli apporti diretti del corso d'acqua principale e dei suoi affluenti.

3.4. Caratteristiche geomeccaniche delle formazioni litologiche

Per la parametrizzazione degli ammassi rocciosi si fa riferimento all'insieme dei dati raccolti durante le campagne geognostiche delle ultime fasi progettuali, nonché alle conoscenze degli stessi litotipi maturate in analoghi contesti geologico-geomeccanici.

La formazione del Flysch di Monte Antola è costituita da un'alternanza di calcari marnosi, marne calcaree, marne argillose e argilliti nerastre. Nelle aree oggetto di studio, le facies calcareo marnose e marnoso calcaree sono nettamente dominanti.
Lo spessore degli strati carbonatici è variabile da pochi centimetri ad alcuni metri; per gli altri litotipi, si hanno spessori dell'ordine di 50-60cm per i livelli più marnosi e 10-20cm per le argilliti. Il grado di fratturazione è medio o medio basso con una tendenza ad aumentare in base al livello di deformazione tettonica. Il grado di alterazione della roccia è generalmente basso.

Come già accennato, le caratteristiche meccaniche dei materiali sono state indagate sia direttamente, tramite una serie di prove dilatometriche e pressiometriche eseguite nei fori di sondaggio e di prove di laboratorio, sia indirettamente attraverso la conoscenza degli stessi litotipi in analoghi contesti geotecnico-geomeccanici.
Nello specifico, anche sulla base dei risultati delle precedenti fasi progettuali, si evidenzia una marcata variabilità dei valori ottenuti dalle prove dilatometriche in situ, che avvalorerebbe la presenza di una materiale prevalentemente calcareo o calcareo marnoso caratterizzato da una certa eterogeneità.

Di seguito vengono riportati i parametri fondamentali della caratterizzazione geomeccanica.

Formazione	**Peso di volume [kN/m^3]**	**Modulo Elastico [GPa]**	**Modulo di Poisson ν**	**Coesione [kPa]**	**Angolo di attrito [°]**
Flysch di Monte Antola	25.0 ÷ 26.0	4.5 ÷ 6.0	0.25 ÷ 0.27	400÷1400	42 ÷ 62
Flysch di M.A. alterato	25.0 ÷ 26.0	2.5 ÷ 3.0	0.28 ÷ 0.30	160÷800	40 ÷ 50

TABELLA – Parametri geomeccanici

4. SEZIONI DI SCAVO

Nel seguito vengono riportate le descrizioni e le fasi esecutive dello scavo per le diverse sezioni tipo di avanzamento, individuate sulla base delle considerazioni sviluppate in funzione delle coperture e delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso attraversato.

4.1. Descrizione generale degli interventi

La tipologia proposta per l'avanzamento dello scavo secondo il metodo ADECO-RS, prevede lo scavo della galleria a piena sezione con tecnica tradizionale.

In base alla litologia, alle coperture ed alle caratteristiche geomeccaniche dei materiali attraversati, si sono individuate cinque sezioni tipo denominate, in base al comportamento dell'ammasso allo scavo, A0, A1, B0, B1 e B1*.

Laddove l'ammasso roccioso interessato dallo scavo presenta un comportamento di tipo A, "fronte stabile", lo scavo è seguito, nel caso in cui la litologia e la giacitura favorevole degli strati lo consente, dalla messa in opera di una bullonatura radiale sistematica e di uno strato di spritz beton (Sezione tipo A0) o dalla realizzazione di un prerivestimento costituito da centine metalliche e spritz-beton (Sezione tipo A1).

Nelle tratte in cui l'ammasso presenta un comportamento tipo B, "fronte stabile a breve termine", si prevede la realizzazione in avanzamento di interventi di preconsolidamento al solo contorno di scavo (Sezione tipo B0) o anche del fronte di scavo mediante elementi strutturali in VTR volti a contrastare l'evoluzione dei fenomeni deformativi in presenza di materiali alterati nelle zone di faglia (Sezione tipo B1), associati alla realizzazione del rivestimento di prima fase in centine e spritz-beton. Gli interventi al fronte verranno dosati quantitativamente e geometricamente in funzione della situazione geologica presente al fronte in fase di scavo.

La sezione tipo B1*, analoga alla precedente, presenta un consolidamento al contorno più esteso ed uno spessore maggiore nel rivestimento definitivo, per superare in condizioni di sicurezza il sottopasso della linea ferroviaria Genova-La Spezia esistente.

Lo scavo a piena sezione consente di "chiudere" il prerivestimento mediante il getto di murette e arco rovescio a distanza ravvicinata dal fronte, incrementandone la capacità portante, e di procedere in tempi brevi al completamento del rivestimento definitivo con il getto della calotta; in tale modo si limitano consistentemente i fenomeni deformativi.

4.2. Sezioni tipologiche Galleria Naturale

Si riportano nel dettaglio gli interventi previsti e la sequenza delle fasi esecutive per ciascuna sezione tipo.

4.2.1. Sezione tipo A0

La sezione tipo *A0*, è costituita da:

- n. 4 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), L=30.0m e sovrapposizione pari a 10m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;
- un prerivestimento costituito da uno strato di 15 cm di spritz-beton con rete elettrosaldata ϕ6/10x10cm o fibrorinforzato;
- una bullonatura in calotta costituita da raggiere alternate di 5-6 barre in acciaio ϕ24mm ad aderenza migliorata in raggiere alternate di lunghezza L=4.5 m e passo p=1.5 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento definitivo in cls semplice dello spessore di 50 cm in arco rovescio e di 30 cm in calotta.

Interventi previsti

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione di drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua)

FASE 2: scavo
Lo sfondo potrà avere lunghezza massima pari a 4.0-4.5 m, compreso il disgaggio, eseguendo lo scavo a piena sezione, sagomando il fronte a forma concava.
Al termine dello sfondo e prima di porre in opera gli interventi di prima fase, verrà eseguito un accurato disgaggio di tutti i blocchi instabili.

FASE 3: messa in opera dello spritz-beton e della bullonatura radiale
Lo spritz-beton deve essere armato con rete elettrosaldata o fibroriforzato, e preferibilmente posto in opera in due strati, un primo strato di regolarizzazione, di spessore pari a 5cm, ed un secondo strato di completamento, fino allo spessore totale di 15cm, a seguito della messa in opera dei bulloni.
Perforazione e messa in opera dei bulloni in acciaio ad una distanza massima dal fronte pari a metà del diametro di scavo.

FASE 4: getto di murette e arco rovescio in CLS
Il getto delle murette e dell'arco rovescio sarà effettuato a distanza non vincolata dal fronte; dovrà comunque essere regolato in funzione del comportamento deformativo del cavo.

FASE 5: impermeabilizzazione
La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 6: getto del rivestimento definitivo
Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte di scavo non vincolata e comunque funzione del comportamento deformativo del cavo riscontrato in corso d'opera.
Qualora le operazioni vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, sarà necessario porre in opera uno strato di spritz-beton armato o fibrorinforzato di 10 cm al fronte.
Inoltre, se il fermo delle lavorazioni supererà le 48 ore (festività o altro), il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con la sagomatura a forma concava del fronte e con la messa in opera del rivestimento di prima fase a ridosso del fronte stesso. In relazione al comportamento deformativo del fronte e del cavo, il getto del rivestimento definitivo dovrà essere opportunamente avvicinate al fronte.

4.2.2. Sezione tipo A1

La sezione tipo *A1*, è costituita da:

- n. 4 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), L=30.0m e sovrapposizione pari a 10m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;
- un prerivestimento composto da centine 2IPE140 con passo p = 1.20-1,40 m e da uno strato di 20 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata ϕ6/10x10 cm o fibrorinforzato;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento definitivo in cls semplice dello spessore di 50 cm in arco rovescio e di 30 cm in calotta.

Interventi previsti
Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione dei drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua)

FASE 2: scavo
Lo sfondo potrà avere lunghezza massima pari a 2,4-2,8 m, compreso il disgaggio, eseguendo lo scavo a piena sezione, sagomando il fronte a forma concava.
Al termine dello sfondo e prima di porre in opera gli interventi di prima fase, verrà eseguito un accurato disgaggio di tutti i blocchi instabili.

FASE 3: messa in opera delle centine e dello spritz-beton
Appena posate le centine devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz-beton deve essere armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato.
La distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo è pari a 0.60m circa.

FASE 4: getto di murette e arco rovescio
Il getto delle murette e dell'arco rovescio non è vincolato dalla distanza dal fronte, ma dovrà comunque essere regolato in funzione del comportamento deformativo del cavo.

FASE 5: impermeabilizzazione
La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 6: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte di scavo non vincolata ma comunque funzione del comportamento deformativo del cavo riscontrato in corso d'opera.

L'intercettazione in fase di scavo di forti venute d'acqua concentrate potrà comportare una riduzione della distanza di getto del rivestimento definitivo.

Qualora le operazioni vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, sarà necessario porre in opera uno strato di spritz-beton armato o fibrorinforzato di 10cm al fronte.

Inoltre, se il fermo delle lavorazioni supererà le 48 ore (festività o altro), il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con la sagomatura a forma concava del fronte e con la messa in opera del rivestimento di prima fase a ridosso del fronte stesso. In relazione al comportamento deformativo del fronte e del cavo, l'arco rovescio e le murette dovranno essere opportunamente avvicinate al fronte.

4.2.3. Sezione tipo B0

La sezione tipo *B1* è costituita da:

- n. 4 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), L=30.0m e sovrapposizione pari a 10 m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;
- un intervento di pre-sostegno costituito da una coronella di n°19 tubi in acciaio ϕ114.3 mm, sp.=10 mm, disposti su un angolo 120° con passo p=0.45m, lunghezza L=14.0m e sovrapposizione 4.0m;
- un prerivestimento composto da centine 2IPE160 con passo p = 1.00 m e da uno strato di 20 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata ϕ 6/10x10cm o in alternativa fibrorinforzato;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento definitivo in c.a. dello spessore di 60 cm in arco rovescio ed in cls semplice dello spessore medio di 60 cm (variab. 30÷90cm) in calotta.

Interventi previsti

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione dei drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua)

FASE 2: esecuzione interventi di pre-sostegno e di pre-consolidamento
Sagomatura del fronte di scavo a forma concava (f~1.00m).
Esecuzione sul fronte di scavo di uno strato di spritz-beton fibrorinforzato o in alternativa armato con rete elettrosaldata.
Esecuzione del presostegno in calotta e preconsolidamento al fronte secondo la geometria di progetto con la seguente modalità:
- Posa in opera dei tubi metallici al contorno:
  a) perforazione;
  b) inserimento tubo e sigillatura boccaforo;
  c) cementazione del tubo.

FASE 3: scavo
lo scavo deve essere eseguito a piena sezione, per singoli sfondi di lunghezza massima pari a 1.0-1.2 m compreso il disgaggio, sagomando il fronte a forma concava anche ad ogni sfondo parziale (eseguendo se necessario lo spritz-beton armato sp. 10cm anche su ognuno di tali fronti).

FASE 4: messa in opera dello spritz-beton e delle centine
Appena posate le centine devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz-beton deve essere armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato.
La distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo è pari a circa 0.50m.

FASE 5: getto di murette ed arco rovescio
Il getto delle murette e dell'arco rovescio dovrà avvenire entro 5∅ dal fronte di scavo.

FASE 6: impermeabilizzazione
La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 7: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte di scavo non vincolata, ma comunque funzione del comportamento deformativo del cavo riscontrato in corso d'opera.
L'intercettazione in fase di scavo di forti venute d'acqua concentrate potrà comportare una riduzione della distanza di getto del rivestimento definitivo.
Qualora le operazioni vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, sarà necessario porre in opera uno strato di spritz-beton armato o fibrorinforzato di 15cm al fronte.
Inoltre, se il fermo delle lavorazioni supererà le 48 ore (festività o fermi di qualsiasi natura), il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con il consolidamento incrementato del fronte appena eseguito (previa sagomatura a forma concava ed esecuzione dello strato di spritz-beton armato Sp≥10cm) e con il rivestimento di prima fase, l'arco rovescio e le murette avvicinati al fronte stesso.

4.2.4. Sezione tipo B1

La sezione tipo *B1* è costituita da:
- n. 4 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), L=30.0m e sovrapposizione pari a 10÷20m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;
- un intervento di pre-sostegno costituito da una coronella di n°19 tubi in acciaio ϕ114.3 mm, sp.=10 mm, disposti su un angolo 120° con passo p=0.45m, lunghezza L=14.0m e sovrapposizione 4.0m;
- un preconsolidamento del fronte realizzato mediante la messa in opera di n° 15 elementi strutturali in vetroresina, aventi lunghezza pari a L=18.00 m e sovrapposizione minima con il campo successivo pari a 8.00m;
- un prerivestimento composto da centine 2IPE160 con passo p = 1.00 m e da uno strato di 20 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata ϕ 6/10x10cm o in alternativa fibrorinforzato;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento definitivo in c.a. dello spessore di 60 cm in arco rovescio ed in cls semplice dello spessore medio di 60 cm (variab. 30÷90cm) in calotta.

Interventi previsti
Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione dei drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua)

FASE 2: esecuzione interventi di pre-sostegno e di pre-consolidamento
Sagomatura del fronte di scavo a forma concava (f~1.00m).
Esecuzione sul fronte di scavo di uno strato di spritz-beton fibrorinforzato o in alternativa armato con rete elettrosaldata dello spessore minimo di 10cm.
Esecuzione del presostegno in calotta e preconsolidamento al fronte secondo la geometria di progetto con la seguente modalità:
- Posa in opera dei tubi metallici al contorno:
  a) perforazione;
  b) inserimento tubo e sigillatura boccaforo;
  c) cementazione del tubo.

- Posa in opera degli elementi strutturali in di pre-consolidamento del fronte con le seguenti modalità:
  a) perforazione eseguita a secco $\phi \geq 100$mm;
  b) inserimento dell'elemento strutturale in VTR;
  c) cementazione dell'elemento strutturale ogni 4-5 fori.

FASE 3: scavo
lo scavo deve essere eseguito a piena sezione, per singoli sfondi di lunghezza massima pari a 1.0-1.2 m compreso il disgaggio, sagomando il fronte a forma concava anche ad ogni sfondo parziale (eseguendo se necessario lo spritz-beton armato sp. 10 cm anche su ognuno di tali fronti).

FASE 4: messa in opera dello spritz-beton e delle centine
Appena posate le centine devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz-beton deve essere armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato.
La distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo è pari a circa 0.50m.

FASE 5: getto di murette ed arco rovescio
Il getto delle murette e dell'arco rovescio dovrà avvenire entro 5∅ dal fronte di scavo.

FASE 6: impermeabilizzazione

La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 7: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte di scavo funzione del comportamento deformativo del cavo riscontrato in corso d'opera, e comunque entro una distanza non superiore a 10∅.

L'intercettazione in fase di scavo di forti venute d'acqua concentrate potrà comportare una riduzione della distanza di getto del rivestimento definitivo.

Qualora le operazioni vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, sarà necessario porre in opera uno strato di spritz-beton armato o fibrorinforzato di 15cm al fronte.

Inoltre, se il fermo delle lavorazioni supererà le 48 ore (festività o fermi di qualsiasi natura), il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con il consolidamento incrementato del fronte appena eseguito (previa sagomatura a forma concava ed esecuzione dello strato di spritz-beton armato Sp≥10cm) e con il rivestimento di prima fase, l'arco rovescio e le murette avvicinati al fronte stesso.

4.2.5. Sezione tipo B1*

La sezione tipo *B1** è costituita da:

- n. 4 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), L=30.0m e sovrapposizione pari a 10 m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;
- un intervento di pre-sostegno costituito da una coronella di n°29 tubi in acciaio cementati ϕ114,3 mm, sp.10 mm, disposti su un angolo 180° con passo p=0.35m, lunghezza L=14.0m e sovrapposizione 4 m;
- un preconsolidamento del fronte realizzato mediante la messa in opera di n°15 elementi strutturali in vetroresina, aventi lunghezza pari a L=18.00 m e sovrapposizione minima con il campo successivo pari a 8.00 m;
- un prerivestimento composto da centine 2IPE160 con passo p = 1,0 m e da uno strato di 20 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata ϕ 6/10x10cm o in alternativa fibrorinforzato;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;

– rivestimento definitivo in c.a. di spessore 60 cm in arco rovescio e spessore medio 70 cm (variab. 40÷100 cm) in calotta.

Interventi previsti
Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:
FASE 1: esecuzione dei drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua)

FASE 2: esecuzione interventi di pre-sostegno e di pre-consolidamento
Sagomatura del fronte di scavo a forma concava (f~1.00m).
Esecuzione sul fronte di scavo di uno strato di spritz-beton fibrorinforzato o in alternativa armato con rete elettrosaldata dello spessore minimo di 10cm.
Esecuzione del presostegno in calotta e consolidamento al fronte secondo la geometria di progetto con la seguente modalità:
- Posa in opera dei tubi metallici al contorno:
a) perforazione;
b) inserimento tubo e sigillatura boccaforo;
c) cementazione del tubo.
- Posa in opera degli elementi strutturali di pre-consolidamento del fronte con le seguenti modalità:
a) perforazione eseguita a secco $\phi \geq 100$mm;
b) inserimento dell'elemento strutturale in VTR;
c) cementazione dell'elemento strutturale ogni 4-5 fori.

FASE 3: scavo
Lo scavo dovrà essere eseguito a piena sezione, per singoli sfondi di lunghezza massima pari a 0.50 m compreso il disgaggio, sagomando il fronte a forma concava anche ad ogni sfondo parziale (eseguendo se necessario lo spritz-beton armato sp. 10cm anche su ognuno di tali fronti).

FASE 4: messa in opera dello spritz-beton e delle centine
Appena posate le centine devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz-beton deve essere armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato.
La distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo è pari a circa 1,0 m.

FASE 5: getto di murette ed arco rovescio
Il getto delle murette e dell'arco rovescio dovrà avvenire entro 3∅ dal fronte.

FASE 6: impermeabilizzazione
La posa in opera della impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 7: getto del rivestimento definitivo
Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte di scavo funzione del comportamento deformativo del cavo riscontrato in corso d'opera, e comunque entro una distanza non superiore a 6∅.
L'intercettazione in fase di scavo di forti venute d'acqua concentrate potrà comportare una riduzione della distanza di getto del rivestimento definitivo.
Qualora le operazioni vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, sarà necessario porre in opera uno strato di spritz-beton armato o fibrorinforzato di 10cm al fronte.
Inoltre, se il fermo delle lavorazioni supererà le 48 ore (festività o fermi di qualsiasi natura), il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con il consolidamento incrementato del fronte appena eseguito (previa sagomatura a forma concava ed esecuzione dello strato di spritz-beton armato Sp≥10cm) e con il rivestimento di prima fase, l'arco rovescio e le murette avvicinati al fronte stesso.

4.3. Tratte di applicazione delle sezioni tipo

Le tratte di applicazione delle sezioni tipologiche di avanzamento precedentemente descritte sono riportate nel "Profilo Geomeccanico Costruttivo" facente parte degli elaborati del presente Progetto.

5. SCELTA DELLE SEZIONI DI CALCOLO

La verifica preliminare delle condizioni di stabilità del cavo e del fronte lungo il tracciato è stata realizzata in corrispondenza di 2 sezioni rappresentative, applicando ai fini dell'analisi la sezione più leggera tra quelle previste. Di seguito, per ciascuna delle sezioni esaminate, si descrivono le condizioni geostrutturali dell'ammasso roccioso, la copertura media in calotta e le caratteristiche della sezione tipo di avanzamento analizzata:

Analisi 1

- sezione a copertura medio-bassa, pk 1250 m;
- h = copertura da calotta = 40 m
  h_w = battente idraulico in condizioni indisturbate, da calotta = 15 m
- condizioni geomeccaniche dell'ammasso roccioso:
  Flysch Monte Antola
  $RMR_b = 50$, GSI = 45, $RMR_c = 40$
  $\sigma_{ci} = 75$ MPa, $m_i = 15$
  $\gamma = 26$ kN/m^3

Resistenza alla copertura:	$c_p = 0.64$ MPa	$\phi_p = 57°$
	$c_r = 0.37$ MPa	$\phi_r = 56°$
Resistenza all'origine:	$c_p = 320$ kPa	$\phi_p = 68°$
Deformabilità:	E = 5 GPa	$\nu = 0.25$

- Variabilità delle sezioni tipo: A0 40%, A1 50%, B0 10%
- Sezione tipo di calcolo: A1
- Sostegni preliminari della sezione A1: centine 2IPE 140/1.2-1.4 m
  20 cm spritz beton
- Rivestimento definitivo:

calotta	sp = 0.30 m	non armato
arco rovescio	sp = 0.50 m	non armato
murette	sp = 0.60 m	non armato

Analisi 2

- sezione a copertura elevata, pk 3300 m
- h = copertura da calotta = 145 m

h_w = battente idraulico in condizioni indisturbate, da calotta = 125 m

- condizioni geomeccaniche dell'ammasso roccioso:
  Flysch Monte Antola
  RMR_b = 56, GSI = 51, RMR_c = 46
  σ_{ci} = 75 MPa, m_i = 15
  γ = 26 kN/m^3

Resistenza alla copertura:	c_p = 1 MPa	ϕ_p = 54°
	c_r = 0.64 MPa	ϕ_r = 53°
Resistenza all'origine:	c_p = 400 kPa	ϕ_p = 64°
Deformabilità:	E = 6 GPa	ν = 0.25

- Variabilità delle sezioni tipo: A0 50%, A1 40%, B0 10%
- Sezione tipo di calcolo: A0
- Sostegni preliminari della sezione A0: barre ∅ 24 mm, L = 4.5 m, interasse long. 1.5 m
  15 cm spritz beton
- Rivestimento definitivo:

calotta	sp = 0.30 m	non armato
arco rovescio	sp = 0.50 m	non armato
murette	sp = 0.60 m	non armato

Di seguito si elencano le caratteristiche di resistenza e deformabilità dei rivestimenti:

spritz beton	R_{ck} = 30 MPa
	E = 28500 MPa
	$\sigma_{adm} = \frac{}{\gamma_c} = \frac{}{1.5} =$
centine S275	f_{yk} = 275 MPa
	E = 210000 MPa
	$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{2.75}{1.15} = 239\ MPa$
Riv. definitivo:	- calcestruzzo R_{ck} = 40 MPa E = 36000 MPa
	- armatura acciato FeB44k
chiodi radiali	barre ∅ 24 mm cementate lungo foro
	acciato f_{yk} = 350 MPa

6. ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE

6.1. Metodologia di analisi

La stabilità del fronte in assenza di interventi è stata analizzata applicando il metodo all'equilibrio limite proposto da Tamez nel 1991.
L'analisi di ciascuna sezione è stata realizzata imponendo nel foglio di calcolo le seguenti caratteristiche:

- caratteristiche geometriche della sezione di scavo
- caratteristiche geotecniche dell'ammasso roccioso al fronte
- condizioni idrauliche e di drenaggio
- copertura e lunghezza libera non sostenuta

In particolare, per quanto riguarda i parametri di resistenza all'ammasso roccioso, si è fatto riferimento alle caratteristiche di resistenza all'origine, valutate cioè in presenza di una tensione di confinamento σ_3 tendente a zero, per tener conto dello scarico tensionale indotto dallo scavo in prossimità del fronte di avanzamento.
Le analisi proposte tengono conto della presenza della falda freatica, schematizzando le condizioni idrauliche che potranno interessare il fronte e la chiave.

6.2. Applicazione alle sezioni di calcolo

Nella seguente Fig. 6.1 si elencano tutti i parametri utilizzati per le analisi Tamez delle due sezioni di calcolo e i risultati dell'analisi in assenza di interventi di sostegno.
Come si può osservare, entrambe le sezioni di calcolo sono caratterizzate da un fattore di sicurezza al fronte elevato, che ne dimostra la stabilità a breve e lungo termine.
Analogamente, anche la chiave risulta ovunque stabile, con fattore di sicurezza di 1.6 circa per la sezione 1, pari a 2.6 per la sezione 2.
Ne consegue una condizione di stabilità globale del cavo per entrambe le condizioni esaminate.

Si sottolinea che entrambe le analisi presentate sono state implementate adottando i parametri caratteristici dell'ammasso roccioso, di conseguenza i fattori di sicurezza ottenuti vanno analizzati in confronto ad un fattore di sicurezza globale, che può essere posto pari a 1.3-1.5 in analogia con gli approcci normativi pregressi.
Volendo fare riferimento alle NTC 2008, le analisi andrebbero realizzate assegnando all'ammasso roccioso parametri di resistenza ridotti con opportuni coefficienti parziali

di sicurezza, in questo caso il fattore di sicurezza che ne consegue va messo a confronto con un fattore di sicurezza limite unitario.
In questo caso, le analisi prima presentate forniscono i risultati proposti in Fig. 6.2, comunque del tutto concordi ai precedenti.

ANALISI DI STABILITA' DI TAMEZ - TABELLE RIEPILOGATIVE
CASO GENERALE

RIASSUNTO DATI DI INGRESSO

GEOMETRIA			
a	lunghezza libera	1.4	m
A	h galleria	6.15	m
D	largh. galleria	6.4	m
L	estens.longitud.cuneo	1.20	m
H	copertura da calotta	40	m
Z_d	tratto di influenza scavo	10.88	m
S	sezione di scavo	34.96	m^2

TERRENO			
γ	peso di volume	26	kNm^3
c	coesione	320	kPa
ϕ	attrito	68	°
q_s	sovraccarico	0	kPa

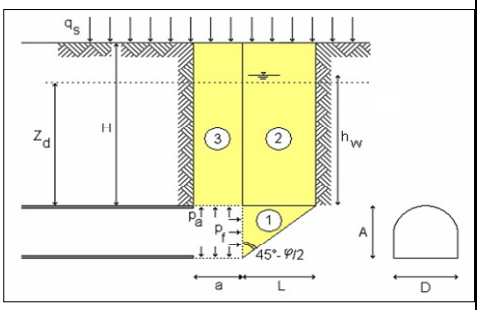
CONDIZIONI IDRAULICHE			
γ_w	peso di volume	10	kN/m^3
α_1	condizioni di drenaggio	0.5	
β	permeab.ammasso	0.9	
h_w	copertura acqua	15	m
	presenza di raggiera drenante in chiave?	no	si/no

RIASSUNTO RISULTATI - no interventi

STABILITA' DEL FRONTE			
FS_f	fattore di sicurezza	4.8	
p_f	pressione al fronte	0.00	kPa
$p_{f\,max}$	pressione massima applicabile	-125.63	kPa

STABILITA' DELLA CHIAVE			
$FS_{c\,pl}$	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	1.62	
FS_c	fattore di sicurezza	1.7	
p_a	pressione in chiave	0.00	kPa

STABILITA' GLOBALE			
FS_g	fattore di sicurezza	2.69	



Sezione 1

ANALISI DI STABILITA' DI TAMEZ - TABELLE RIEPILOGATIVE
CASO GENERALE

RIASSUNTO DATI DI INGRESSO

GEOMETRIA			
a	lunghezza libera	1.5	m
A	h galleria	6.15	m
D	largh. galleria	6.4	m
L	estens.longitud.cuneo	1.42	m
H	copertura da calotta	145	m
Z_d	tratto di influenza scavo	10.88	m
S	sezione di scavo	34.96	m^2

TERRENO			
γ	peso di volume	26	kNm^3
c	coesione	400	kPa
ϕ	attrito	64	°
q_s	sovraccarico	0	kPa

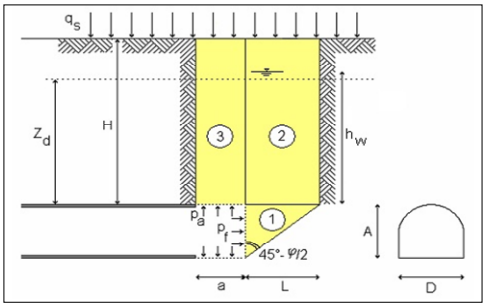
CONDIZIONI IDRAULICHE			
γ_w	peso di volume	10	kN/m^3
α_1	condizioni di drenaggio	0.5	
β	permeab.ammasso	0.9	
h_w	copertura acqua	125	m
	presenza di raggiera drenante in chiave?	no	si/no

RIASSUNTO RISULTATI - no interventi

STABILITA' DEL FRONTE			
FS_f	fattore di sicurezza	5.1	
p_f	pressione al fronte	0.00	kPa
$p_{f\,max}$	pressione massima applicabile	-44.13	kPa

STABILITA' DELLA CHIAVE			
$FS_{c\,pl}$	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	2.69	
FS_c	fattore di sicurezza	1.8	
p_a	pressione in chiave	0.00	kPa

STABILITA' GLOBALE			
FS_g	fattore di sicurezza	3.04	



Sezione 2

Fig. 6.1 - Sezioni 1 e 2 - Analisi Tamez - Parametri caratteristici

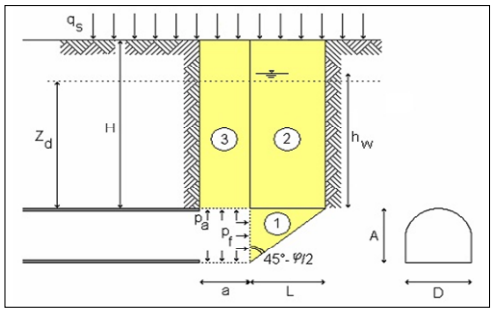
ANALISI DI STABILITA' DI TAMEZ - TABELLE RIEPILOGATIVE
CASO GENERALE

RIASSUNTO DATI DI INGRESSO

	GEOMETRIA		
a	lunghezza libera	1.4	m
A	h galleria	6.15	m
D	largh. galleria	6.4	m
L	estens.longitud.cuneo	1.48	m
H	copertura da calotta	40	m
Z_d	tratto di influenza scavo	10.88	m
S	sezione di scavo	34.96	m^2
	TERRENO		
γ	peso di volume	26	kNm^3
c	coesione	256	kPa
ϕ	attrito	63	°
q_s	sovraccarico	0	kPa
	CONDIZIONI IDRAULICHE		
γ_w	peso di volume	10	kN/m^3
α_1	condizioni di drenaggio	0.5	
β	permeab.ammasso	0.9	
h_w	copertura acqua	15	m
	presenza di raggiera drenante in chiave?	no	si/no

RIASSUNTO RISULTATI - no interventi

	STABILITA' DEL FRONTE		
FS_f	fattore di sicurezza	4.9	
p_f	pressione al fronte	0.00	kPa
$p_{f\,max}$	pressione massima applicabile	-101.39	kPa
	STABILITA' DELLA CHIAVE		
$FS_{c\,pl}$	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	1.97	
FS_c	fattore di sicurezza	2.0	
p_a	pressione in chiave	0.00	kPa
	STABILITA' GLOBALE		
FS_g	fattore di sicurezza	3.02	



Sezione 1

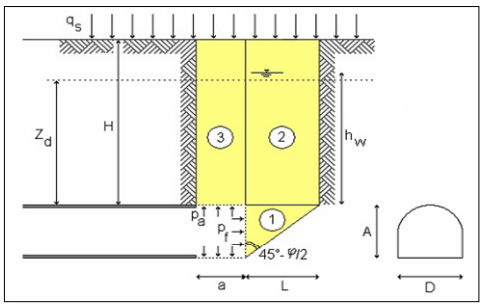
ANALISI DI STABILITA' DI TAMEZ - TABELLE RIEPILOGATIVE
CASO GENERALE

RIASSUNTO DATI DI INGRESSO

	GEOMETRIA		
a	lunghezza libera	1.5	m
A	h galleria	6.15	m
D	largh. galleria	6.4	m
L	estens.longitud.cuneo	1.73	m
H	copertura da calotta	145	m
Z_d	tratto di influenza scavo	10.88	m
S	sezione di scavo	34.96	m^2
	TERRENO		
γ	peso di volume	26	kNm^3
c	coesione	320	kPa
ϕ	attrito	58.6	°
q_s	sovraccarico	0	kPa
	CONDIZIONI IDRAULICHE		
γ_w	peso di volume	10	kN/m^3
α_1	condizioni di drenaggio	0.5	
β	permeab.ammasso	0.9	
h_w	copertura acqua	125	m
	presenza di raggiera drenante in chiave?	no	si/no

RIASSUNTO RISULTATI - no interventi

	STABILITA' DEL FRONTE		
FS_f	fattore di sicurezza	4.5	
p_f	pressione al fronte	0.00	kPa
$p_{f\,max}$	pressione massima applicabile	61.33	kPa
	STABILITA' DELLA CHIAVE		
$FS_{c\,pl}$	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	3.18	
FS_c	fattore di sicurezza	2.1	
p_a	pressione in chiave	0.00	kPa
	STABILITA' GLOBALE		
FS_g	fattore di sicurezza	2.95	



Sezione 2

Fig. 6.2 - Sezioni 1 e 2 - Analisi Tamez - Parametri ridotti, NTC 2008

7. ANALISI TENSO-DEFORMATIVA DELLE SEZIONI DI CALCOLO

7.1. Caratteristiche del modello agli elementi finiti

Di seguito si propone l'analisi delle due sezioni di calcolo attraverso altrettanti modelli agli elementi finiti, realizzati con il programma di calcolo Phase 2D in condizioni bidimensionali.
L'analisi numerica, volta a valutare lo stato tenso-deformativo nell'ammasso roccioso al contorno del cavo e nei rivestimenti, è stata condotta in condizioni di deformazione piana.
L'analisi numerica è stata condotta considerando un reticolo di forma rettangolare, con piano campagna orizzontale, il contorno del modello è stato vincolato lateralmente e alla base con carrelli.
Tutte le analisi sono state condotte associando all'ammasso roccioso una legge di comportamento elastico - perfettamente plastico, il criterio di rottura adottato è quello di Mohr-Coulomb in relazione ai parametri di resistenza alla copertura. All'ammasso roccioso è stata assegnata una resistenza nulla.

7.1.1. Stato di sforzo iniziale

Il primo passo di calcolo consiste nell'imposizione dello stato tensionale naturale agente in sito in condizioni indisturbate, ovvero prima dello scavo della galleria.
In assenza di determinazioni specifiche, si è adottato un coefficiente di spinta k_0 pari a 1, di conseguenza alle diverse quote del modello le tensioni verticali e orizzontali sono identiche e corrispondono al carico litostatico agente.

7.1.2. Influenza della falda freatica

Lungo il tracciato è stata evidenziata la presenza di una superficie piezometrica che si estende per tutto il tracciato al di sopra della calotta. La sua influenza si riflette sulla stabilità del cavo e dei rivestimenti durante la costruzione e a lungo termine.
Durante la costruzione
Lo scavo impone al contorno una condizione di pressione dell'acqua pari a quella atmosferica. La rigidezza dell'ammasso stabilisce rapidamente una condizione di flusso: la pressione dell'acqua risulta quindi molto ridotta in una fascia di roccia intorno al cavo sufficientemente estesa da non alterare lo stato di sollecitazione al cavo.

L'analisi viene condotta in sforzi totali, che nella zona prossima allo scavo possono essere considerati analoghi agli sforzi efficaci, a cui si somma il residuo della pressione di acqua.

A lungo termine

Si suppone che il regime idrostatico si ristabilisca alle condizioni iniziali. Lo stato di sollecitazione sarà dunque caratterizzato dalla pressione della colonna di acqua a cui si somma la tensione efficace indotta dal detensionamento dell'ammasso roccioso per effetto dello scavo.

Nell'analisi Tamez, che ipotizza una condizione di equilibrio limite con superficie di rottura predeterminata, si tiene conto della pressione d'acqua agente secondo un ipotizzato reticolo di flusso che consente di calcolare gli sforzi efficaci agenti lungo queste superfici.

In ogni caso le caratteristiche idrogeologiche dell'ammasso roccioso associate ad un adeguato drenaggio a lungo termine di fatto non coinvolgeranno i rivestimenti definitivi della struttura in esame in un regime di spinte idrostatiche, vista la bassa permeabilità del materiale in cui avviene lo scavo.

7.1.3. Scavo delle gallerie

Lo scavo della galleria viene simulato attraverso la graduale riduzione delle pressioni litostatiche agenti all'interno della sagoma di scavo, a sostituzione della roccia indisturbata. Questa procedura consente di tener conto, nell'ambito di un'analisi bidimensionale, dell'effetto tridimensionale del fronte di scavo in avanzamento. La scelta delle percentuali di rilassamento delle forze nodali per ciascuna fase di calcolo è stata fatta sulla base delle curve di Panet, con un fattore di stabilità Ns pari a 2, adeguato per materiali a comportamento plastico con una plasticizzazione di estensione modesta, come evidenziato dalle analisi Tamez.

Le fasi di calcolo adottate per l'analisi delle sezioni 1 e 2 sono di seguito elencate:

fase geostatica, scarico 0%

fase fronte, scarico 35%

avanzamento di 1-1.5 m, scarico 65%

posa sostegni di prima fase, scarico 95%

posa sostegni di seconda fase, scarico 100%

7.1.4. Verifiche dei rivestimenti

Gli elementi strutturali componenti il prerivestimento ed il rivestimento definitivo sono stati analizzati come di seguito descritto al fine di valutare il tasso di sollecitazione a cui

sono sottoposti in tutte le fasi di calcolo, verificando la compatibilità con le resistenze dei materiali.

Prerivestimento

La verifica strutturale dei prerivestimenti è stata realizzata ripartendo le sollecitazioni ricavate dal modello tra i due elementi costituenti il prerivestimento, in relazione alle rispettive rigidezze.

Rivestimento definitivo

Analogamente a quanto fatto per i prerivestimenti, trattandosi per le due sezioni esaminate di rivestimenti in calcestruzzo non armato, in prima approssimazione anche la verifica strutturale dei rivestimenti definitivi è stata realizzata con l'approccio dei diagrammi di interazione, associando al calcestruzzo le resistenze definite al paragrafo 4.1.11.1 delle NTC2008 per calcestruzzo non armato:

$\sigma_c = 0.25 \cdot f_{ck} = 8.75$ MPa

$\tau_c = 0.21 \cdot f_{ctk} = 0.48$ MPa

Non potendo amplificare secondo normativa le sollecitazioni agenti nel prerivestimento del fattore 1.3, tale fattore è stato indicato all'interno dei diagrammi di interazione come se si trattasse di un fattore di sicurezza a valle della verifica strutturale.

Diagrammi di interazione

Di seguito si propone una breve trattazione che descrive l'approccio delle verifiche di resistenza dei rivestimenti di prima e seconda fase, così come indicato da Carranza Torres & Diederichs (2009).

La trattazione viene proposta per il prerivestimento, in quanto in questo caso le sollecitazioni vanno ripartite per i due componenti del sistema di sostegno, ma la stessa metodologia è applicata per il rivestimento definitivo, che invece nei casi considerati è monocomponente.

Il primo passo per comprendere in quali proporzioni si distribuiscano le sollecitazioni nelle due componenti del sostegno composito, è la valutazione dei coefficienti di compressibilità e flessibilità per le centine e per il calcestruzzo proiettato, nell'ipotesi di condizione di deformazione piana.

Nel caso delle centine:

$$D_{cent} = \frac{E_{cent} \cdot A_{cent}}{1 - \nu_{cent}^2} \qquad K_{cent} = \frac{E_{cent} \cdot I_{cent}}{1 - \nu_{cent}^2}$$

Per quanto riguarda il calcestruzzo proiettato:

$$D_{cls} = \frac{E_{cls} \cdot A_{cls}}{1 - \nu_{cls}^2} \qquad K_{cls} = \frac{E_{cls} \cdot I_{cls}}{1 - \nu_{cls}^2}$$

dove:

E = modulo elastico dell'acciaio o dello spritz

A = area delle centine o dello spritz

I = momento d'inerzia delle centine o dello spritz

ν = modulo di Poisson delle centine o dello spritz

Sulla base di tali coefficienti è possibile ridistribuire gli sforzi ottenuti dal programma sui due elementi costituenti il prerivestimento nel modo seguente:

Momento flettente

Centine: $M_{cent} = \frac{M \cdot K_{cent}}{n\left(K_{cent} + K_{cls}\right)}$

Calcestruzzo proiettato: $M_{cls} = \frac{M \cdot K_{cls}}{n\left(K_{cent} + K_{cls}\right)}$

Sforzo normale

Centine: $N_{cent} = \frac{N \cdot D_{cent}}{n\left(D_{cent} + D_{cls}\right)} + \frac{M\left(D_{cls}K_{cent} - D_{cent}K_{cls}\right)}{nR\left(D_{cent} + D_{cls}\right)\left(K_{cent} + K_{cls}\right)}$

Calcestr. proiett.: $N_{cls} = \frac{N \cdot D_{cls}}{n\left(D_{cent} + D_{cls}\right)} + \frac{M\left(D_{cls}K_{cent} - D_{cent}K_{cls}\right)}{nR\left(D_{cent} + D_{cls}\right)\left(K_{cent} + K_{cls}\right)}$

Taglio

Centine: $Q_{cent} = \frac{Q \cdot K_{cent}}{n\left(K_{cent} + K_{cls}\right)}$

Calcestruzzo proiettato: $Q_{cls} = \frac{Q \cdot K_{cls}}{n\left(K_{cent} + K_{cls}\right)}$

In cui n è il numero di centine in un metro lineare di galleria ed R è il raggio della galleria.

Con le sollecitazioni così ottenute sui due elementi vengono quindi svolte le verifiche strutturali, confrontando tali sollecitazioni con le resistenze di progetto dei materiali.

Tale confronto viene sviluppato in forma grafica, definendo i domini di resistenza N-M e Q-N, distinguendo tra le centine e lo spritz.

Le resistenze dei materiali sono calcolate nel modo seguente.

Dominio di resistenza N-M

La massima tensione di compressione e trazione accettabile è pari a:

$$\frac{\sigma_{\max}}{FS} = \frac{N}{A} + \frac{Mt}{2I} \qquad \frac{\sigma_{\min}}{FS} = \frac{N}{A} - \frac{Mt}{2I}$$

Considerando un momento flettente nullo, si ottiene l'espressione per la stima della massima e minima forza normale che non comporta un superamento della resistenza del supporto:

$$N_{\max} = \frac{A \cdot \sigma_{\max}}{FS} \qquad N_{\min} = \frac{A \cdot \sigma_{\min}}{FS}$$

Il massimo momento flettente agisce invece quando si verifica un simultaneo superamento della resistenza a trazione e compressione, ovvero:

$$M_{\max} = \pm\left(\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{FS}\right)\frac{I}{t}$$

a cui corrisponde

$$N_{cr} = \frac{A \cdot \left(\sigma_{\max} + \sigma_{\min}\right)}{FS}$$

Si ricava quindi il dominio resistente sia per le centine che per lo spritz adottando a seconda dei casi le relative caratteristiche geometriche e di resistenza.

Dominio di resistenza N-Q

Si vuole ora definire una correlazione fra la sollecitazione di taglio e quella di sforzo normale. Ricordiamo che:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{A} \qquad \tau_{\max} = \frac{3Q}{2A}$$

Dai cerchi di Mohr:

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_{\max}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\max}}{2}\right)^2 + \tau_{\max}^2}$$

Il fattore di sicurezza può essere inoltre definito come: $FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{\sigma_t}{\sigma_3}$

Di conseguenza, accorpando le precedenti equazioni, si ottiengono per le resistenze a compressione e trazione rispettivamente:

$$N = \frac{\sigma_c \cdot A}{FS} - \frac{9Q^2 \cdot FS}{4\sigma_c \cdot A}$$

$$N = \frac{\sigma_t \cdot A}{FS} - \frac{9Q^2 \cdot FS}{4\sigma_t \cdot A}$$

Il valore critico di taglio a cui si verificano nello stesso tempo il collasso in compressione e trazione è pari a:

$$Q_{cr} = \pm \frac{A}{FS} \cdot \sqrt{-\frac{4 \cdot \sigma_c \cdot \sigma_t}{9}}$$

Si ricava quindi il dominio resistente sia per le centine che per lo spritz adottando a seconda dei casi le relative caratteristiche geometriche e di resistenza.

7.2. Analisi della sezione 1 - pk 1+250 km

Nelle seguenti figure si propongono i risultati dell'analisi agli elementi finiti della sezione 1 esaminata. Come si può osservare in Fig. 7.1 e Fig. 7.2 il comportamento dell'ammasso roccioso allo scavo è del tutto elastico, la fascia plastica è assente, come testimoniato anche dell'arco ben riconoscibile nell'andamento delle tensioni al contorno del cavo, Fig. 7.3. Gli spostamenti radiali sono di ordine millimetrico al termine del processo di scarico.

Questi risultati ben si confrontano con i carichi modesti agenti sui rivestimenti di prima e seconda fase, riportati rispettivamente in Fig. 7.4 per i prerivestimenti, Fig. 7.5 per i rivestimenti definitivi. Le verifiche strutturali dei rivestimenti di prima e seconda fase, rispettivamente Fig. 7.6, Fig. 7.7, Fig. 7.8 e Fig. 7.9, di conseguenza, risultano verificate con elevati fattori di sicurezza.

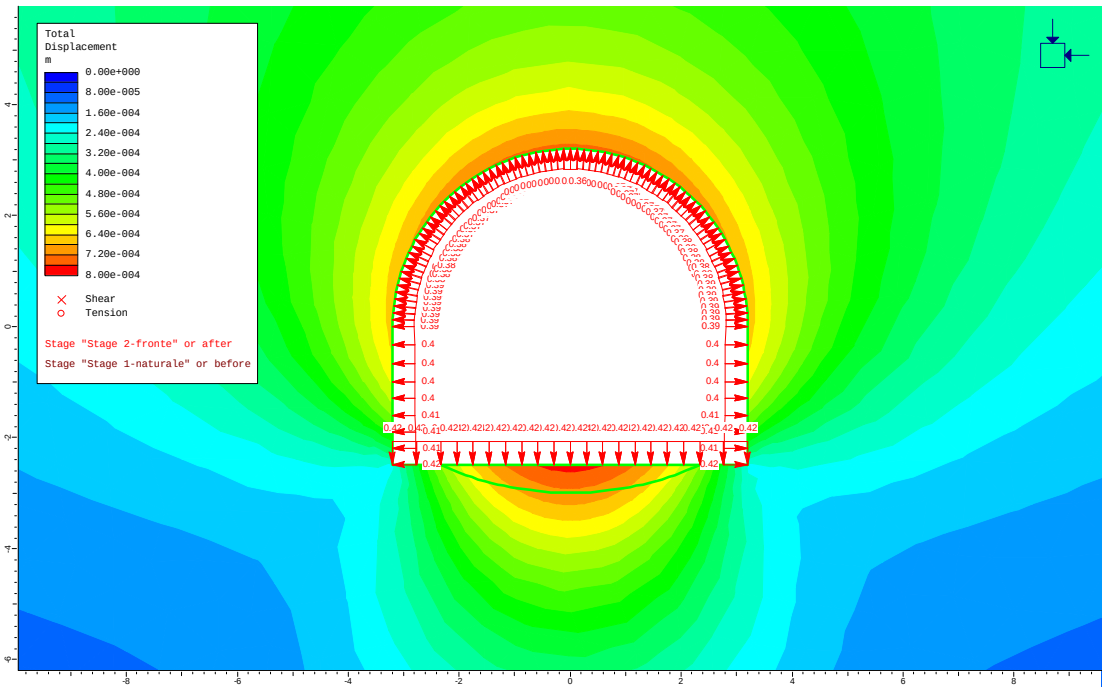


Fig. 7.1 - Spostamenti radiali al termine dell'avanzamento di 1.4 m

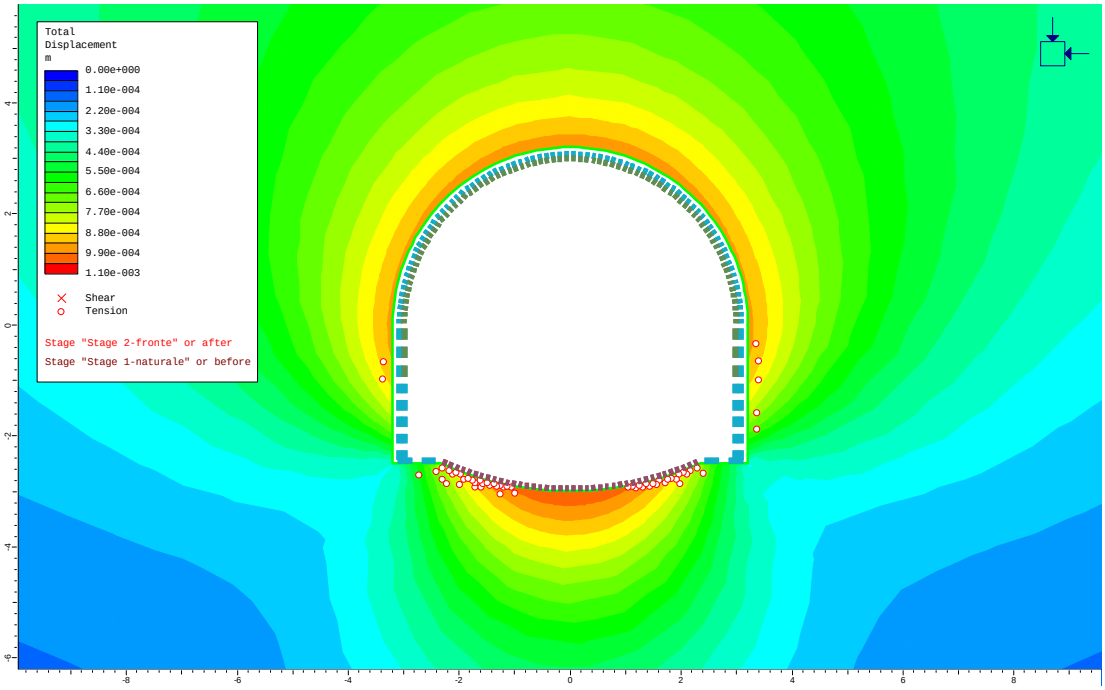


Fig. 7.2 - Spostamenti radiali al termine del processo di scarico

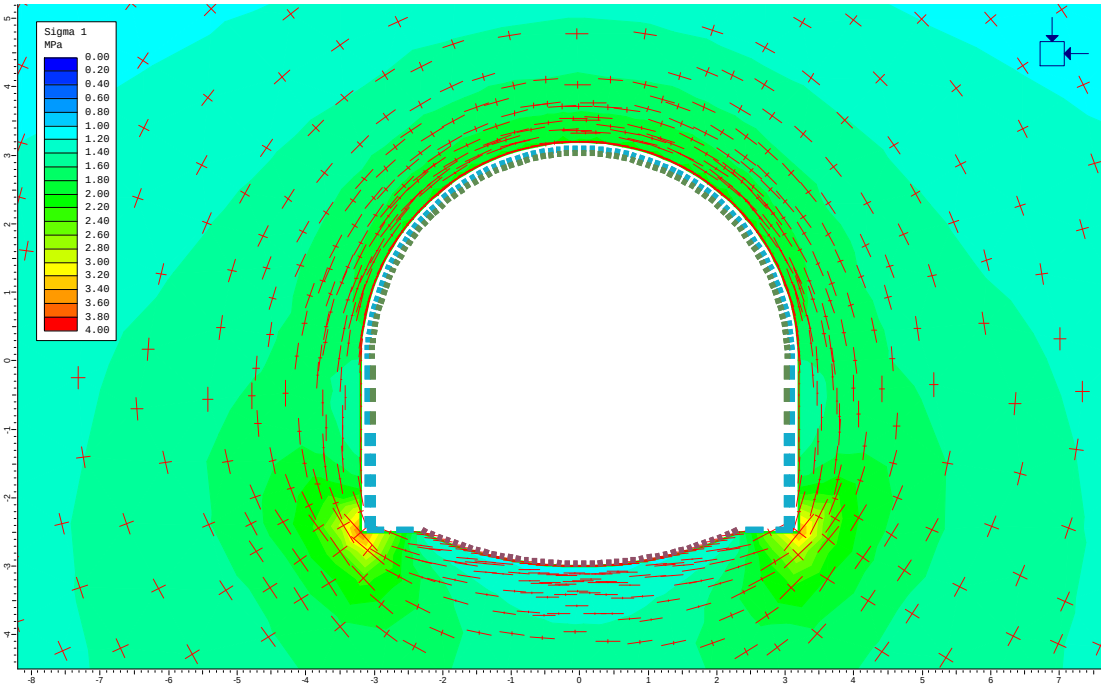


Fig. 7.3 - Distribuzione delle tensioni principali al termine del processo di scarico

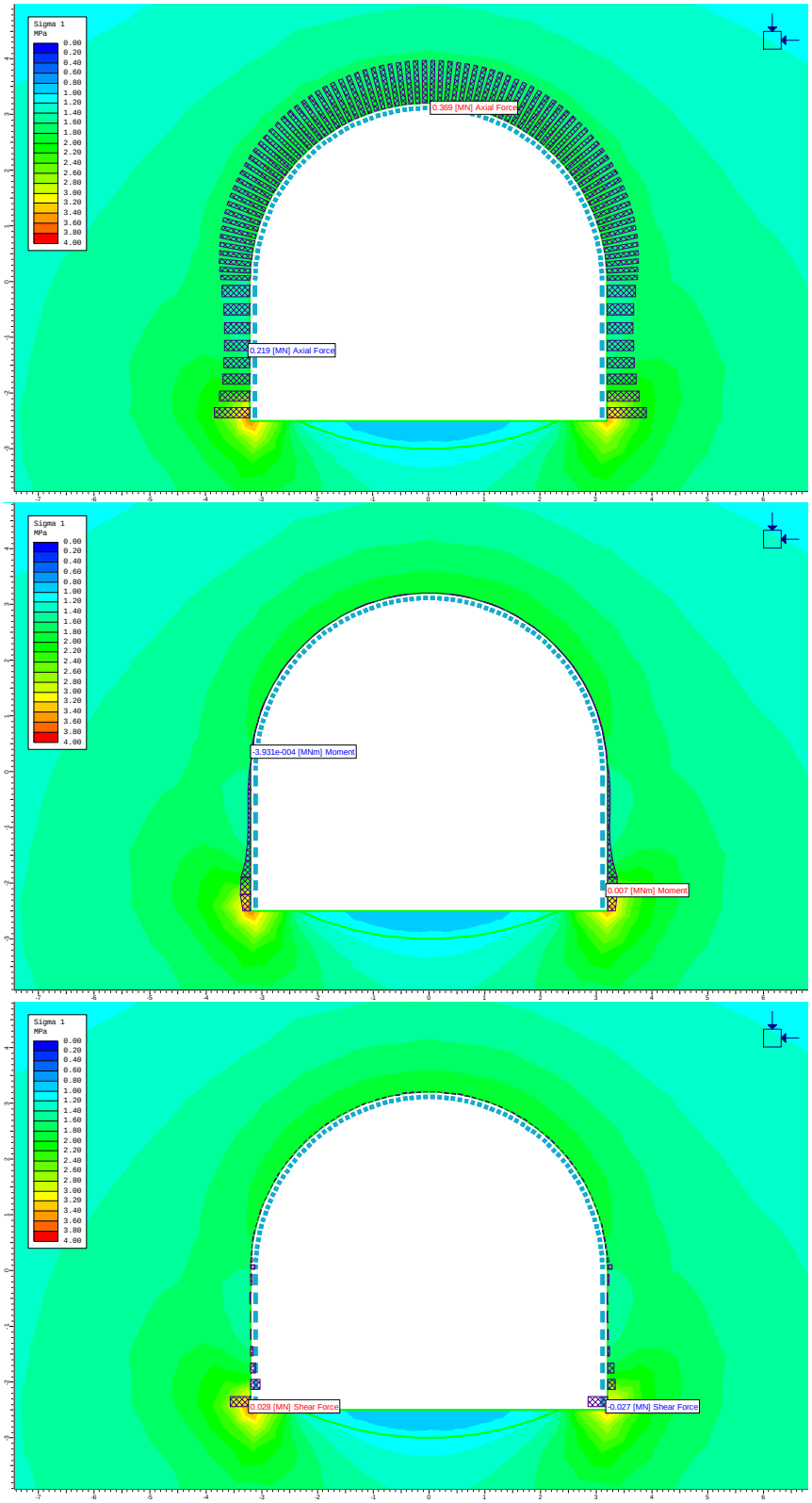


Fig. 7.4 - Prerivestimenti – Sforzo normale, momento flettente e taglio

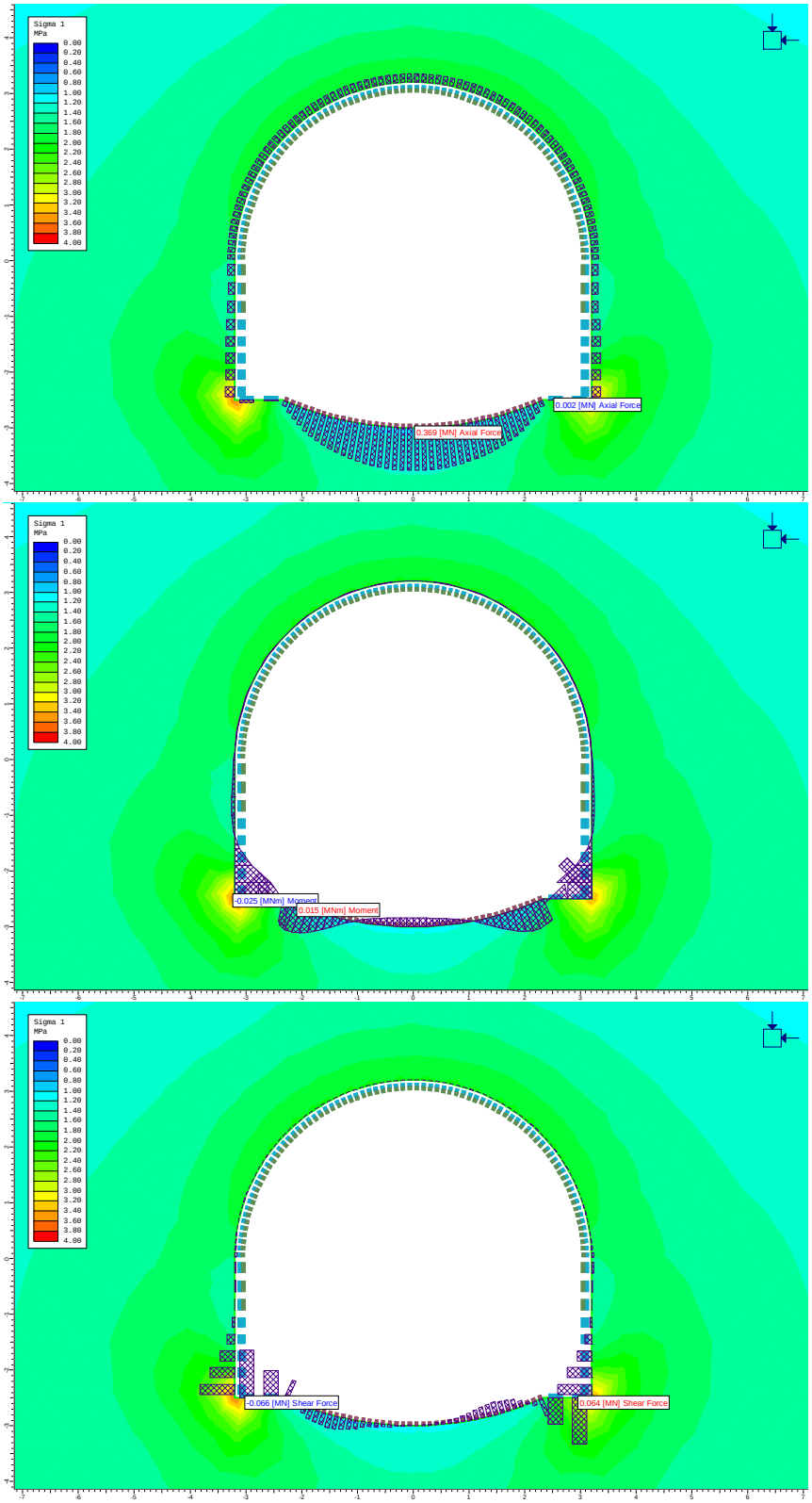
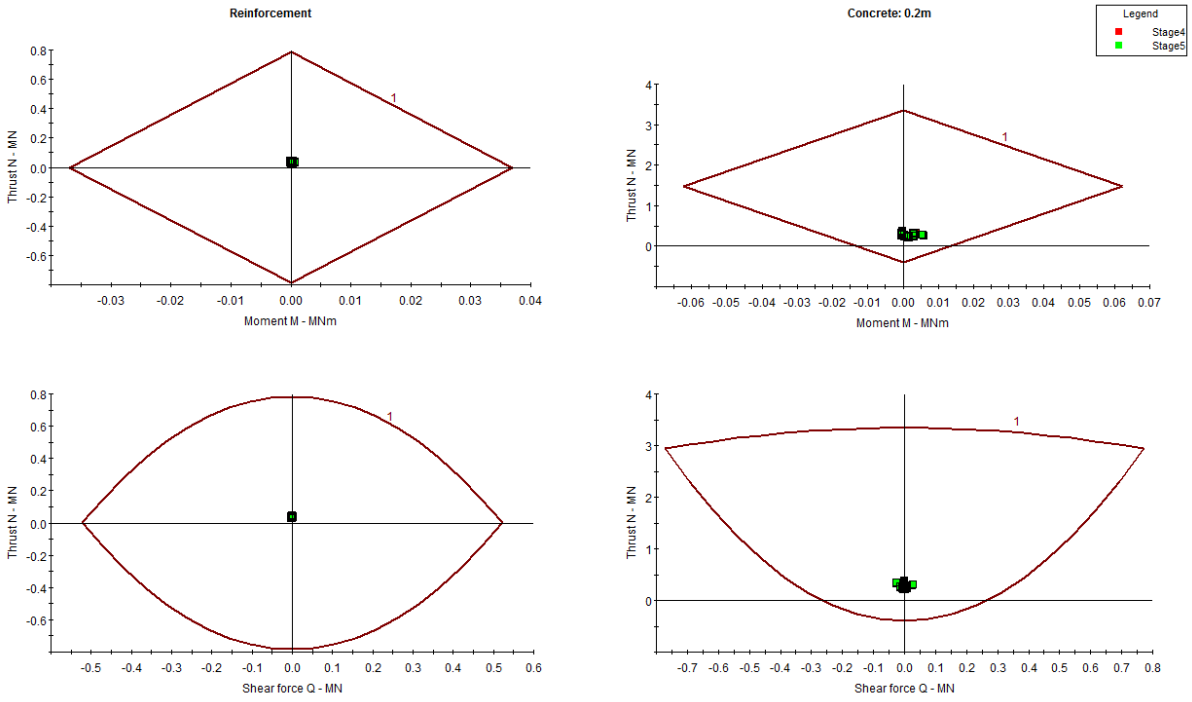
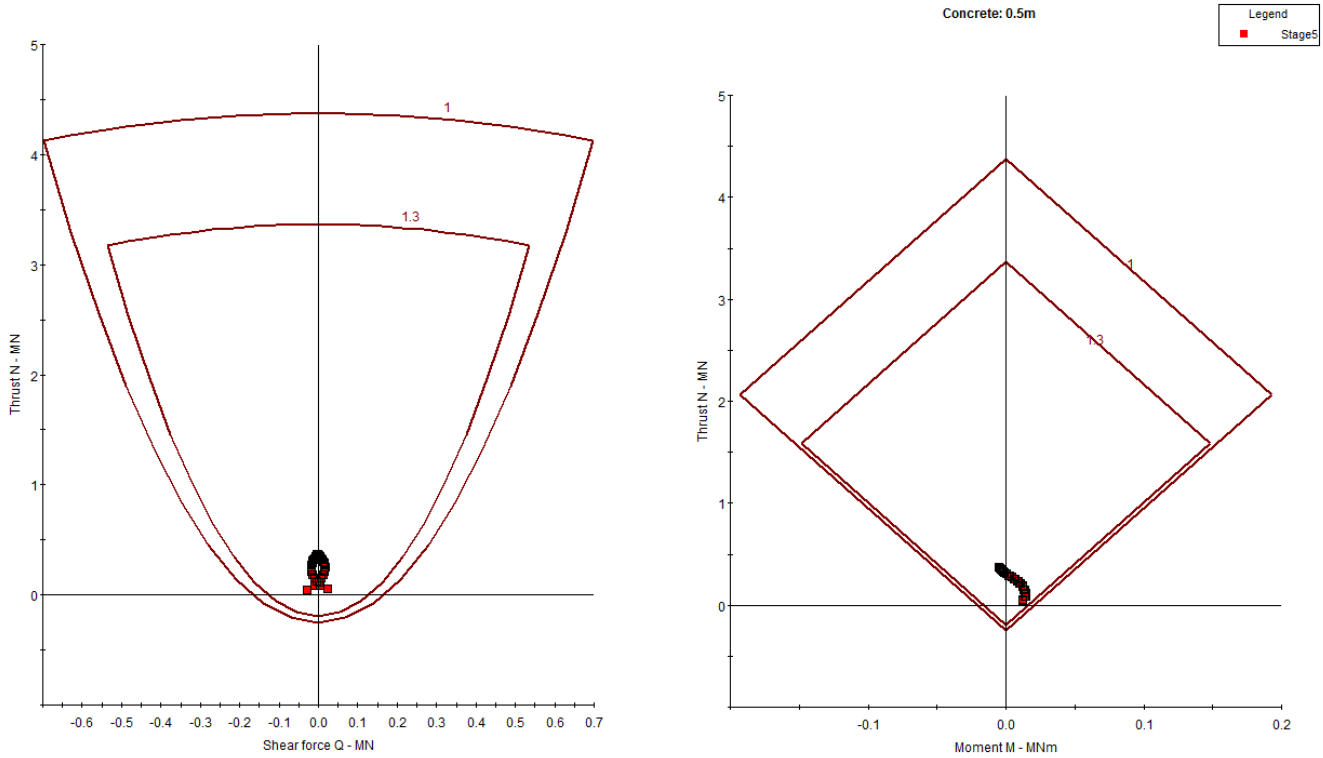


Fig. 7.5 - Rivestimento definitivo – Sforzo normale, momento flettente e taglio



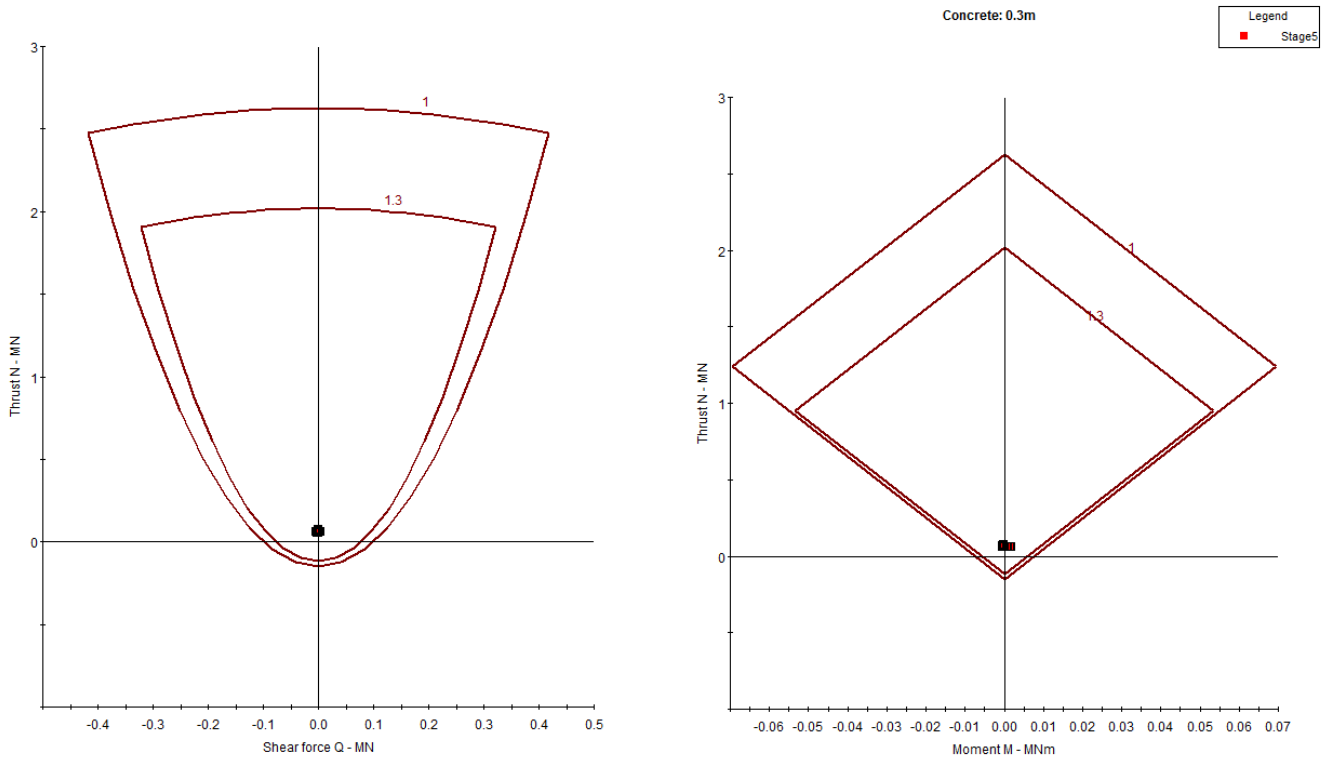
Support Element: Preriv 1

Fig. 7.6 – Verifica strutturale dei rivestimenti di prima fase



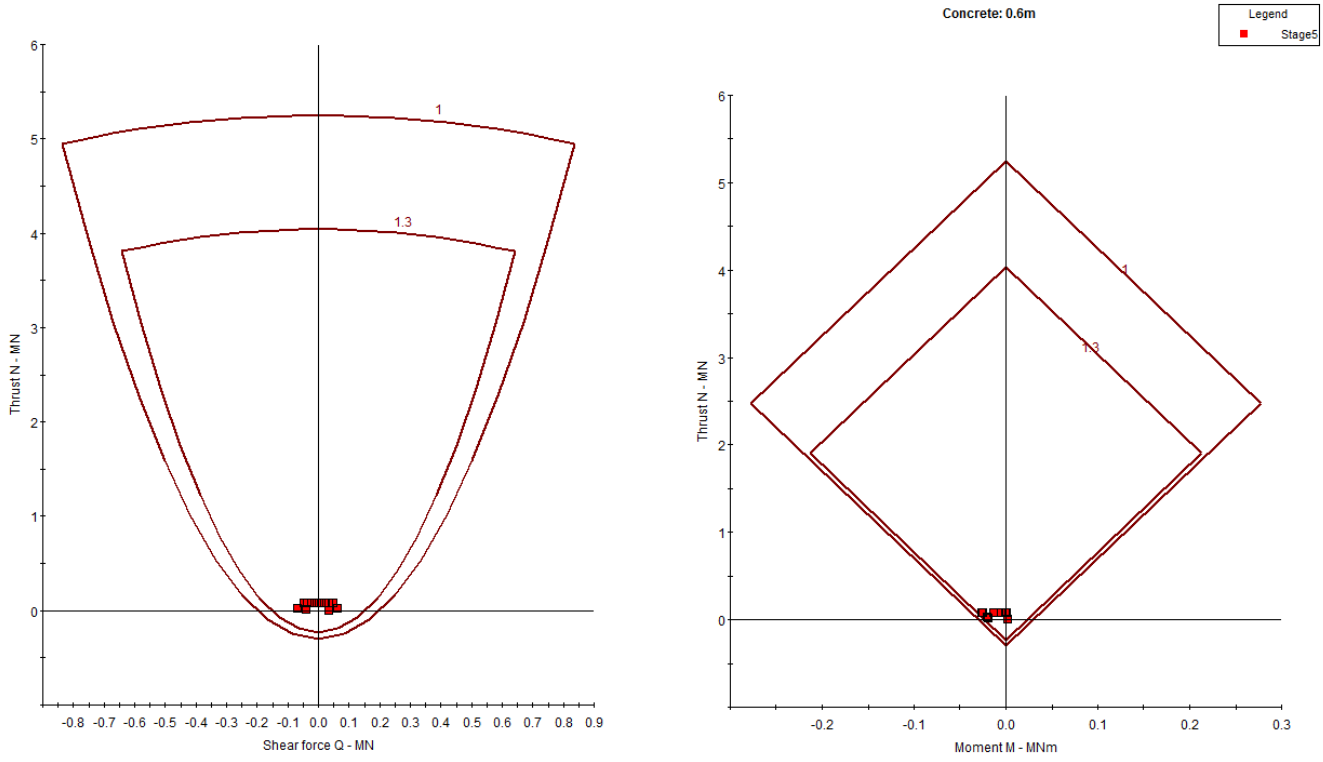
Support Element: Arco 1

Fig. 7.7 – Verifica strutturale del rivestimento definitivo – Arco rovescio



Support Element: Calotta 1

Fig. 7.8 - Verifica strutturale del rivestimento definitivo – Calotta



Support Element: Muretta 1

Fig. 7.9 - Verifica strutturale del rivestimento definitivo – Muretta

7.3. Analisi della sezione 2 - pk 3+300 km

Nelle seguenti figure si propongono i risultati dell'analisi agli elementi finiti della sezione 1 esaminata. Come si può osservare in Fig. 7.10 e Fig. 7.11 il comportamento dell'ammasso roccioso allo scavo è prettamente elastico, la fascia plastica è assente, come testimoniato anche dall'effetto arco ben riconoscibile nell'andamento delle tensioni al contorno del cavo, Fig. 7.12. Gli spostamenti radiali sono di ordine millimetrico al termine del processo di scarico.

Questi risultati ben si confrontano con i carichi modesti agenti sui rivestimenti di prima e seconda fase, riportati rispettivamente in Fig. 7.13 e Fig. 7.14 per i prerivestimenti, Fig. 7.15 per i rivestimenti definitivi. Le verifiche strutturali dei rivestimenti di prima e seconda fase, rispettivamente Fig. 7.16, Fig. 7.17, Fig. 7.18 e Fig. 7.19, di conseguenza, risultano verificate con adeguati fattori di sicurezza. I chiodi sono soggetti a sforzi assiali ridotti, del tutto adeguati all'aderenza barra-malta e malta-roccia e alla resistenza della barra metallica.

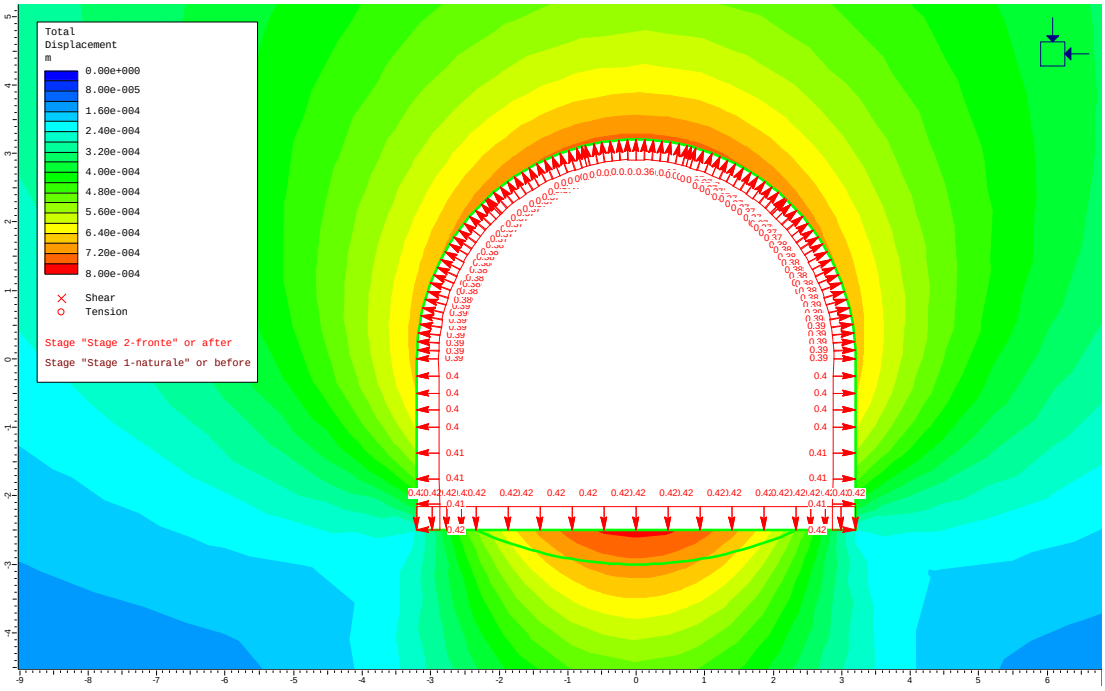


Fig. 7.10 - Spostamenti radiali al termine dell'avanzamento di 1.5 m

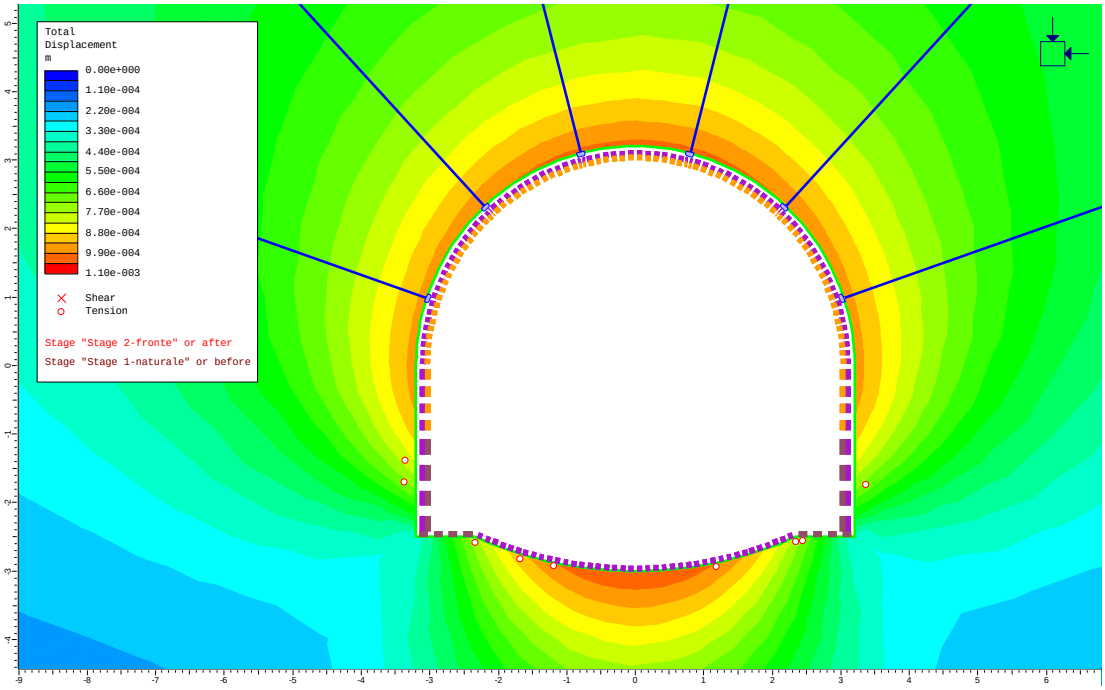


Fig. 7.11 - Spostamenti radiali al termine del processo di scarico

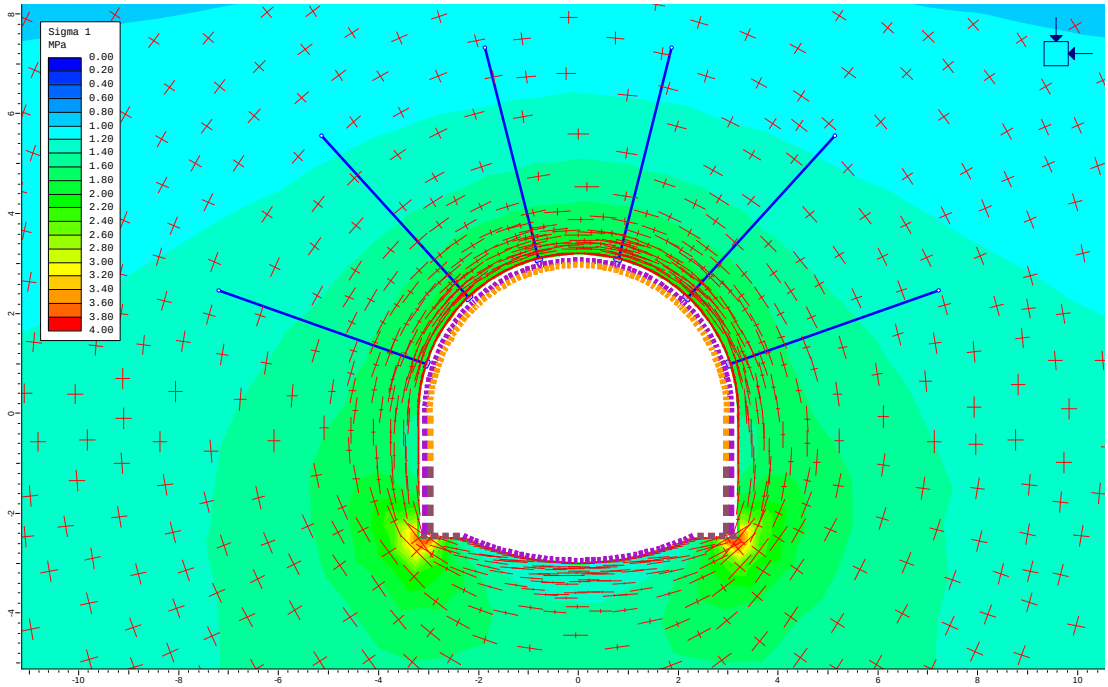


Fig. 7.12 - Distribuzione delle tensioni principali al termine del processo di scarico

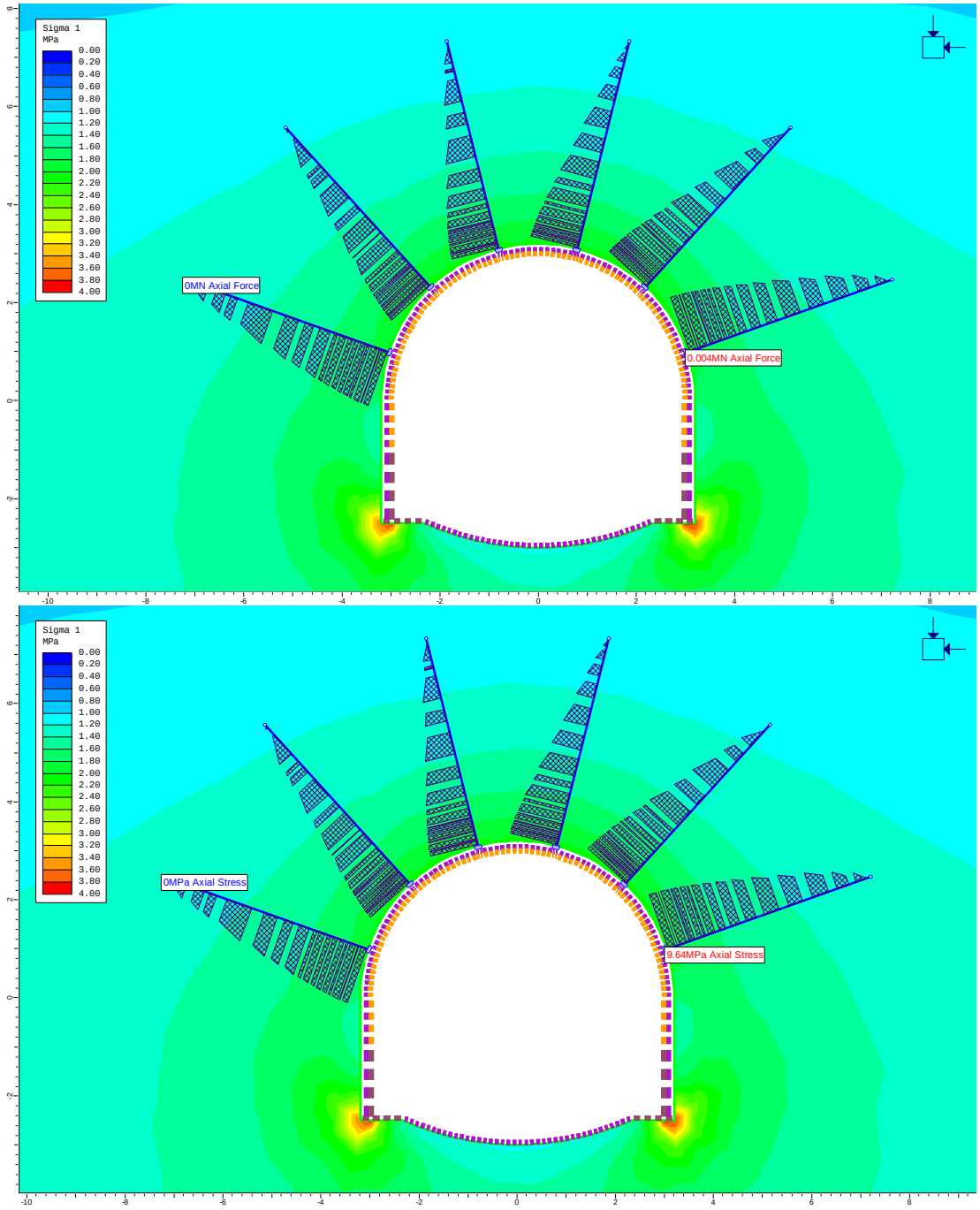


Fig. 7.13 - Forze e sollecitazioni assiali agenti nelle barre di acciaio al termine del detensionamento

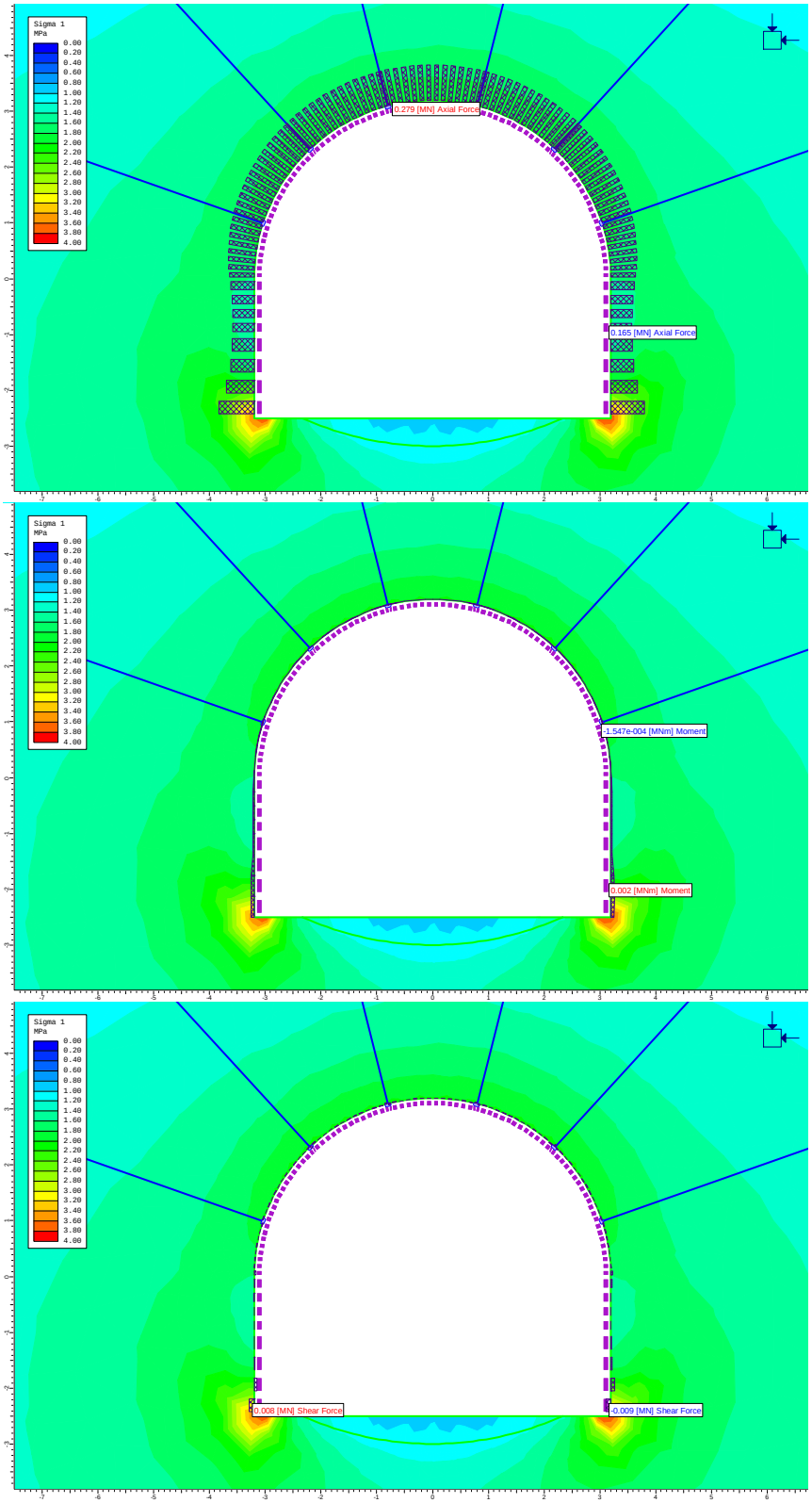


Fig. 7.14 - Prerivestimenti – Sforzo normale, momento flettente e taglio

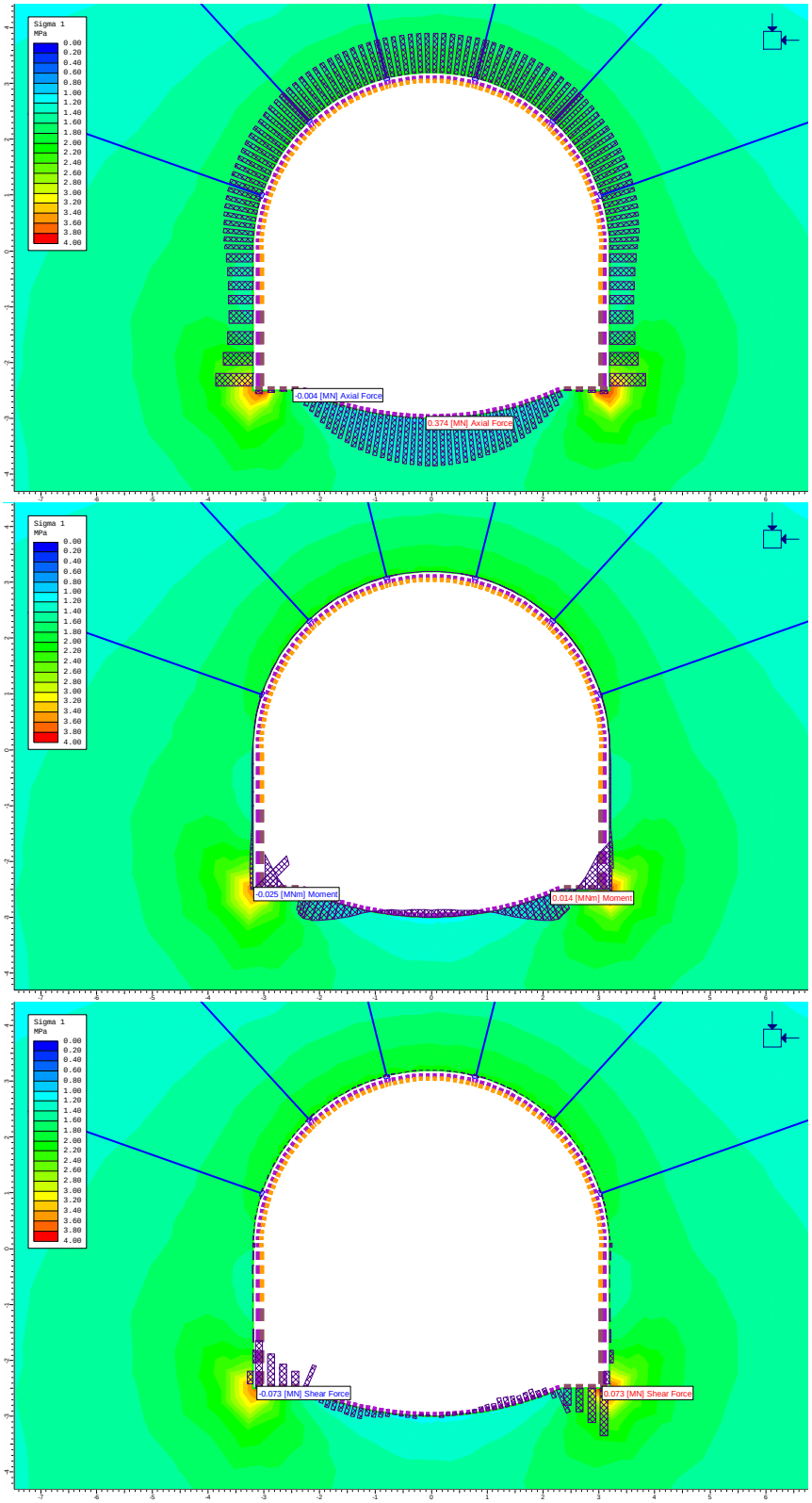
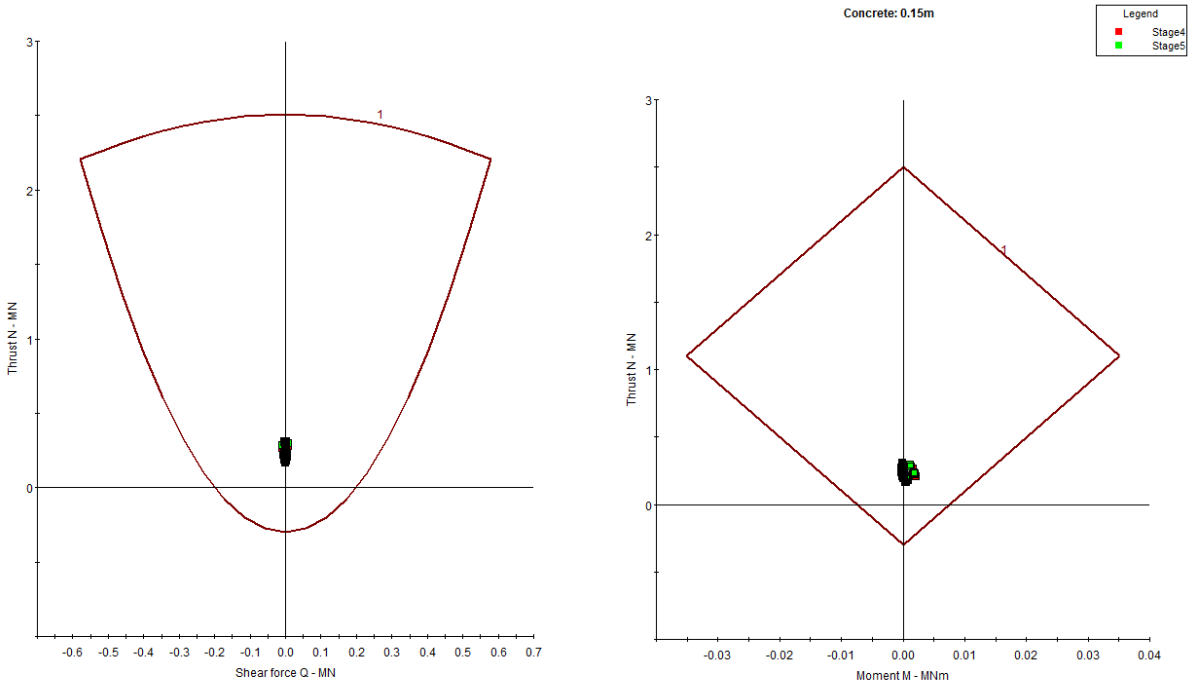
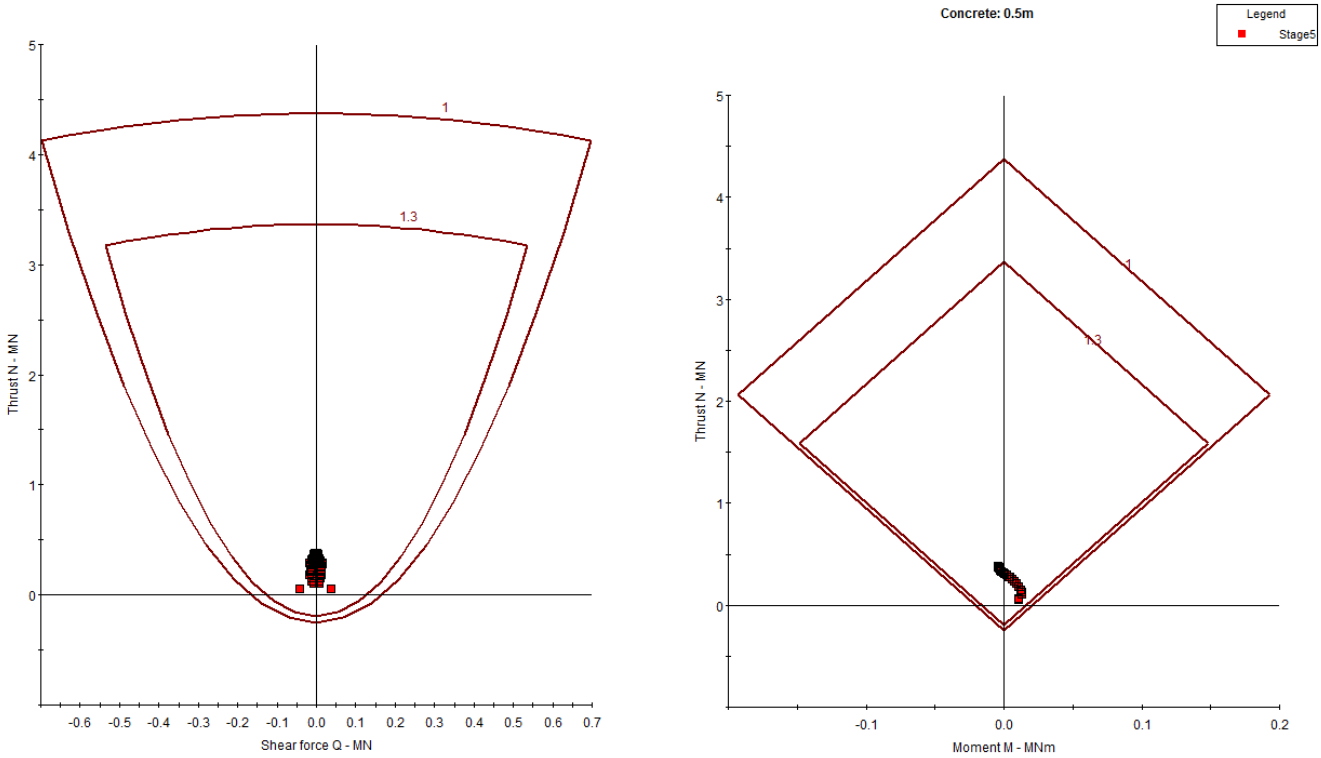


Fig. 7.15 - Rivestimento definitivo – Sforzo normale, momento flettente e taglio



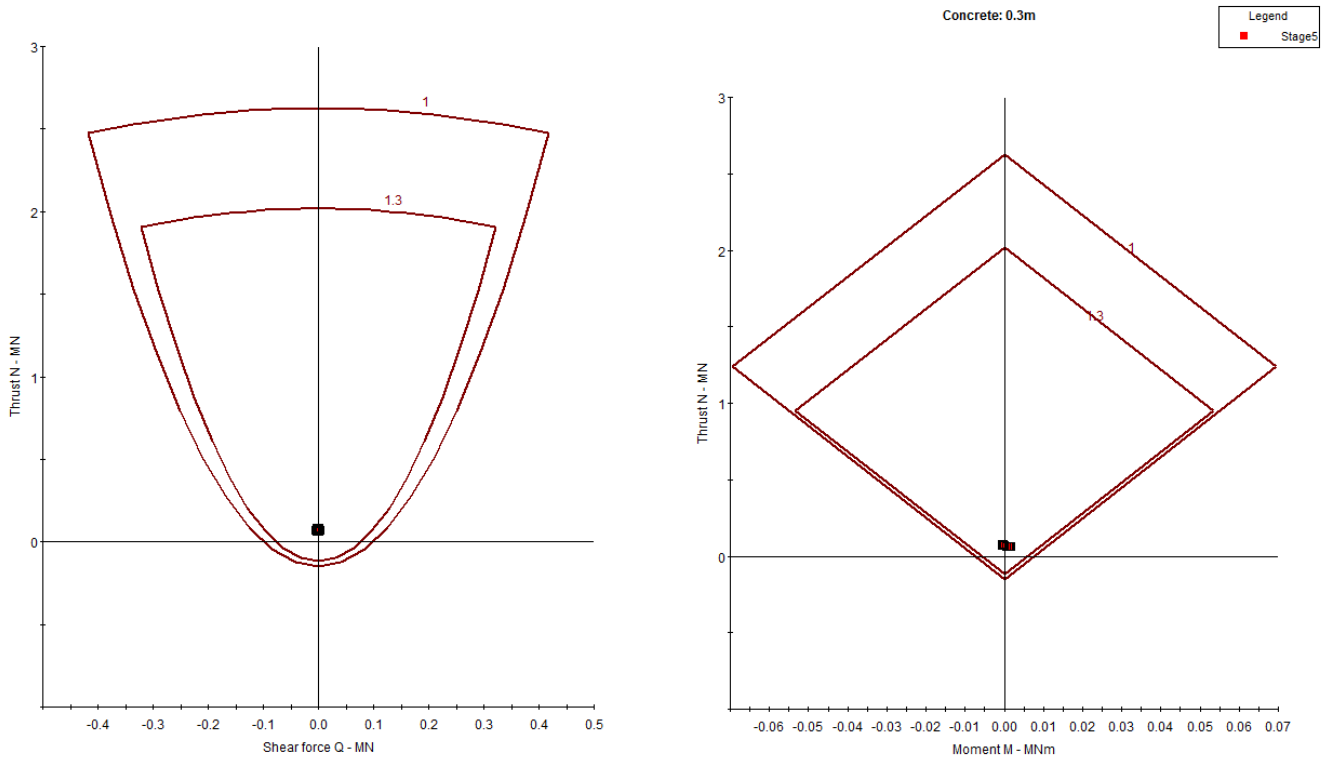
Support Element: Preriv 2

Fig. 7.16 – Verifica strutturale dei rivestimenti di prima fase



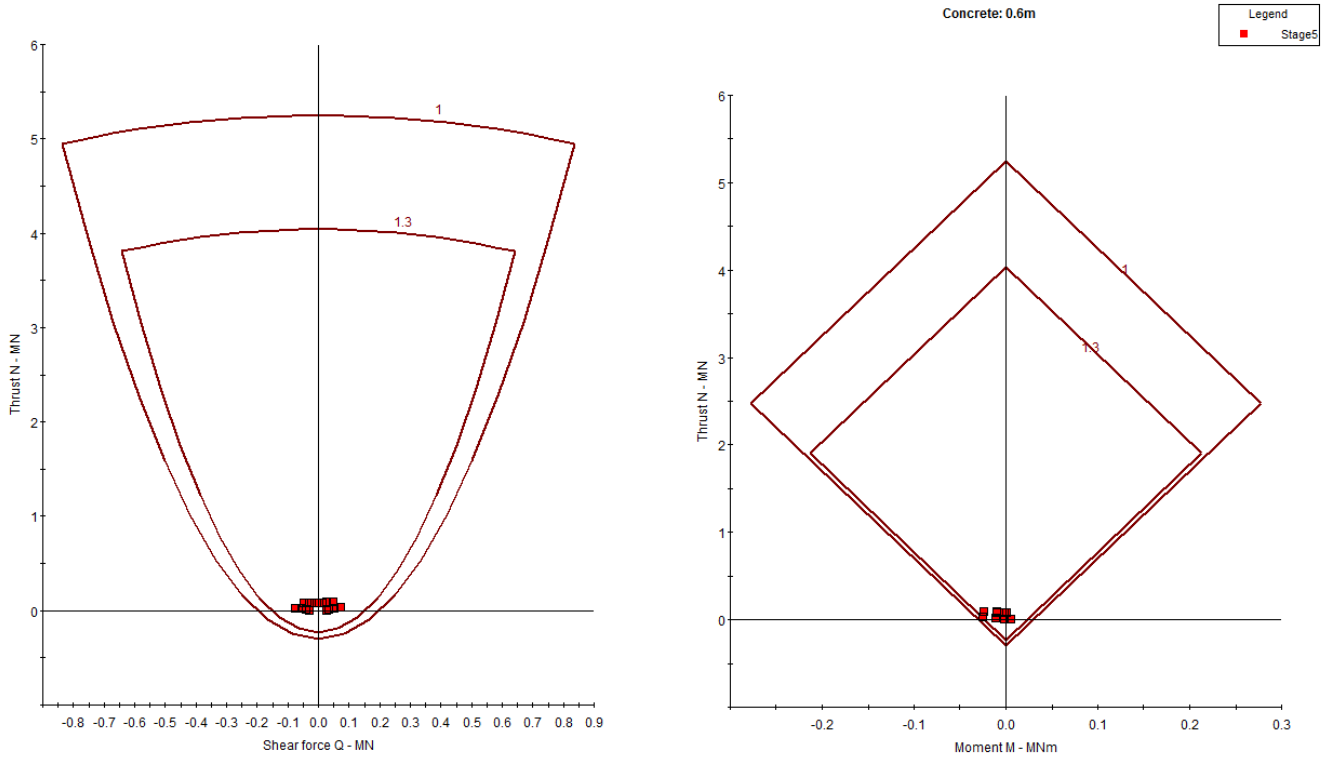
Support Element: Arco 2

Fig. 7.17 – Verifica strutturale del rivestimento definitivo – Arco rovescio



Support Element: Calotta 2

Fig. 7.18 - Verifica strutturale del rivestimento definitivo – Calotta



Support Element: Muretta 2

Fig. 7.19 - Verifica strutturale del rivestimento definitivo – Muretta

8. VALUTAZIONE DEL MASSIMO CARICO IDRAULICO AMMISSIBILE DAL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

L'effetto della falda freatica da un punto di vista strutturale è quello di indurre delle tensioni di compressione che si suppone vengano assorbite dal solo rivestimento definitivo. Per valutare l'entità di questa compressione indotta nel calcestruzzo, è possibile in prima battuta assimilare la galleria ad una corona circolare di dimensioni equivalenti, a cui è applicata in modo omogeneo una pressione idrostatica corrispondente all'altezza della falda rispetto al piano dei centri.

La valutazione della compressione indotta, nell'ipotesi di rivestimento ad anello circolare di spessore s e raggio interno R_i a ui è applicato un carico esterno omogeneo p, deriva dalla formula di Mariotte per tubi sottili:

$$\sigma_{adm} = \frac{2p \cdot (R_i + s)^2}{s^2 + 2R_i s}$$

Nell'ipotesi in cui il carico esterno sia rappresentato dal solo battente idraulico, si ha:

$$\sigma_{adm} = \frac{2\gamma_w h_w \cdot (R_i + s)^2}{s^2 + 2R_i s}$$

Applicando la formula al contrario, ovvero note le caratteristiche geometriche e di resistenza del rivestimento, è possibile derivare il massimo carico idraulico ammissibile dal definitivo:

$$h_w^{\max} = \frac{\sigma_{adm} \cdot (s^2 + 2R_i s)}{2\gamma_w (R_i + s)^2}$$

In via preliminare, per la galleria in esame si può assumere:

$R_i = 2.6m$

$s = 0.4m$

$f_{ck} = 35MPa$

$f_{cd} = \sigma_{adm} = 0.25 \cdot f_{ck} = 8.75MPa$ per calcestruzzo non armato

Da cui deriva: $h_w^{\max} = \frac{8750 \cdot (0.4^2 + 2 \cdot 2.6 \cdot 0.4)}{2 \cdot 10 \cdot (2.6 + 0.4)^2} = 120m$, inferiore in ogni punto del tracciato al battente agente sulla galleria

Questo carico idraulico inoltre è relativo ad una galleria non drenante, soggetta all'intero battente idraulico. Nel caso in esame tale ipotesi risulta particolarmente cautelativa, in quanto la presenza di un sistema drenante a lungo termine al contorno del cavo consentirà di controllare il carico idraulico sui rivestimenti, consentendo che solo una

piccola parte di esso agisca direttamente sui rivestimenti definitivi, inducendo sollecitazioni di compressione.