

POLITECNICO DI TORINO

**Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile**

Tesi di Laurea Magistrale

**Studio della galleria Monte Mario in presenza di
argille grigio-azzurre rigonfianti**



Relatore

Prof. Marco Barla

Ing. Alessandra Insana

Candidato

Simone De Feudis

Ottobre 2021

SINTESI

Una delle questioni più delicate ed interessanti nell'ambito dell'ingegneria geotecnica, è, senza dubbio, quella inerente a scavi sotterranei in condizioni definite "difficili". Con tale espressione ci si riferisce alla manifestazione di abbondanti deformazioni differite nel tempo del geo-materiale interessato dallo scavo, di cui è fondamentale tenere opportunamente conto in fase progettuale, al fine di evitare conseguenze estremamente dannose. Comunemente, la genesi di tali deformazioni eccezionali, alle quali è connesso un sostanzioso incremento dello stato tensionale interno al supporto della galleria, è attribuibile a fenomeni di natura temporale di rocce e terreni. A tale tipologia di manifestazioni, sono ascrivibili i fenomeni di natura spingente e rigonfiante.

La preoccupazione causata dalla manifestazione di inaspettate deformazioni differite nel tempo, ha reso necessario un'analisi approfondita di quanto accaduto in corrispondenza della Galleria Naturale Monte Mario, scavata, per larghi tratti, in una formazione argillosa (argille grigio-azzurre) fortemente rigonfiante, nel tratto di attraversamento appenninico tra Sasso Marconi (BO) e Barberino del Mugello (FI) dell'Autostrada Milano-Napoli A1. L'attitudine al rigonfiamento delle sopra citate argille ha comportato ingenti danni al manto stradale del tratto autostradale in questione, comportando la necessità di interruzioni momentanee, interventi manutentivi leggeri e, infine, la messa in opera dell'intervento "pilota".

La suddetta analisi mira a:

- ricostruire l'evoluzione dello stato tensio-deformativo che ha interessato le argille grigio-azzurre, conseguentemente allo scavo di una galleria con copertura mediamente elevata;

- simulare i benefici e gli svantaggi indotti dalla realizzazione dell'intervento "pilota", resosi necessario per contrastare le spinte da rigonfiamento;
- proporre una diversa tipologia di intervento manutentivo per il futuro, in modo tale che risulti migliore nel contrasto delle spinte da rigonfiamento indotte dai litotipi con alta presenza di minerali argillosi.

La tesi principia con una trattazione approfondita circa il comportamento tempo-dipendente di rocce e terreni che si snoda in quattro tematiche principali:

- la presentazione e la spiegazione dei meccanismi e delle cause coinvolte nei comportamenti spingente e rigonfiante di diversi litotipi, ponendo una particolare attenzione sulle componenti chimico-fisiche a grande scala che determinano tale tipo di comportamento;
- la descrizione di alcune selezionate metodologie tra le più adottate ed efficaci presenti in letteratura per l'identificazione e la quantificazione dei fenomeni tempo-dipendenti, fornendone una opportuna classificazione tra metodologie empiriche, semi-empiriche e regolamentate;
- la rassegna di diversi metodi di analisi presenti in letteratura per la descrizione dei comportamenti dipendenti dal tempo di rocce e terreni, proponendone una opportuna classificazione tra metodi fenomenologici, reologici e meccanicistici;
- una chiosa sulle implicazioni che la presenza di litotipi rigonfianti e/o spingenti può avere sulle metodologie di scavo.

Dopodiché, la tesi prosegue con una completa narrazione circa lo stato della G. N. Monte Mario in seguito al suo completamento, fornendone una accurata descrizione dello stato di fatto preliminarmente e successivamente rispetto alla messa in opera dell'intervento "pilota", proponendo alcune evidenze visive reperite nel corso dell'anno 2021. A tal proposito, è anche fornita una reinterpretazione della campagna di indagini di laboratorio condotta a cavallo degli anni 2016 e 2017, ritenutasi necessaria per la progettazione del suddetto intervento manutentivo.

Il fulcro della trattazione consiste, senz'altro, nella comparazione e simulazione della messa in opera, nella sola canna Nord della G. N. Monte Mario, di due diversi interventi manutentivi (tra cui, ovviamente, l'intervento "pilota"), mediante il codice alle differenze finite F.L.A.C. A tal proposito, è stato necessario simulare opportunamente lo scavo a piena sezione delle due canne di cui si compone la G. N. Monte Mario, così da riprodurre in modo soddisfacente la situazione tensio-deformativa dei rivestimenti e delle argille preliminarmente all'installazione degli interventi manutentivi. La simulazione del rigonfiamento è stata condotta con la metodologia proposta da Wittke (1976), che fa riferimento alla variazione dello stato tensionale dovuta all'apertura del cavo. La trattazione si conclude analizzando i vantaggi e gli svantaggi dell'intervento manutentivo proposto nel corso della presente tesi rispetto all'intervento "pilota" che, nel corso degli anni, ha dimostrato di essere soggetta ad una criticità in particolare.

La *back analysis* condotta e commentata nel corso della presente tesi ha fornito risultati coerenti con le rilevazioni registrate nel corso delle varie campagne di monitoraggio organizzate tra il luglio 2016 e il novembre 2020. In particolare:

- lo stato tensionale del supporto definitivo delle due canne, preliminarmente agli effetti del rigonfiamento, risulta essere in accordo con le evidenze di monitoraggio reperite, nel novembre 2020, attraverso prove di martinetto piatto e *doorstopper*;
- gli innalzamenti indotti dal rigonfiamento, computati come già specificato, trovano una sorprendente corrispondenza con quelli rilevati *in situ*, nel corso della campagna di monitoraggio geodetico condotta tra il luglio 2013 e il luglio 2016;
- lo stato tensio-deformativo dell'intervento "pilota" trova una più che discreta corrispondenza con quanto registrato da estensimetri incrementali e barrette estensimetriche nel corso della campagna di monitoraggio strutturale e geotecnico tra l'aprile 2019 e il febbraio 2020.

In coincidenza della prima metà di giugno 2019, inoltre, è convinzione che sia avvenuto una perdita di resistenza improvvisa e localizzata dell'arco rovescio tale da determinare una redistribuzione delle tensioni verso l'intervento "pilota". È

convinzione che questa sia la vera criticità di tale tipologia di intervento: esso rappresenta una valida risposta per contrastare le spinte rigonfianti, ma una rottura fragile ed improvvisa dell'arco rovescio determinerebbe degli ingenti innalzamenti dello stesso.

Per tale motivazione è stato proposto un confronto con una ulteriore tipologia di intervento manutentivo che prevede la completa demolizione e ricostruzione dell'arco rovescio, in modo tale che il nuovo componente abbia una curvatura più accentuata della precedente. Tale confronto ha dimostrato che, ammesso che l'arco rovescio non perda la sua funzionalità, l'intervento "pilota" rappresenti l'alternativa più viabile, vista la sua possibilità di essere messo in opera senza interrompere totalmente l'esercizio dell'autostrada. A lungo termine, però, nonostante il bisogno di una chiusura temporanea di un tratto autostradale fortemente trafficato e di una momentanea riorganizzazione della viabilità e la maggior invasività dell'intervento manutentivo stesso, converrebbe eliminare la fonte della potenziale problematica individuata.

INDICE

CAPITOLO 1: Introduzione	11
CAPITOLO 2: Comportamento dipendente dal tempo di un ammasso roccioso	13
2.1 Introduzione	13
2.1.1 Reologia delle rocce	15
2.1.2 Comportamento spingente	16
2.1.3 Comportamento rigonfiante	18
2.2 Identificazione del comportamento tempo-dipendente	19
2.2.1 Identificazione del comportamento spingente	19
2.2.2 Identificazione del comportamento rigonfiante	30
2.3 Modellazione dei fenomeni tempo-dipendenti	43
2.3.1 Modellazione del comportamento di rocce spingenti	45
2.3.2 Modellazione del comportamento di rocce rigonfianti	54
2.4 Tecnologia di scavo in mezzi tempo-dipendenti	69
2.4.1 Metodologia di scavo	69
2.4.2 Tipologia di supporto	72
CAPITOLO 3: La Galleria Naturale Monte Mario	78
3.1 Premessa	78
3.2 Geologia ed idrologia del sito	79
3.2.1 Inquadramento idrogeologico	79
3.2.2 Parametri geo-meccanici	81
3.3 Strutture di sostegno	82
3.4 Fenomeni deformativi e degrado del supporto	84
3.4.1 Evidenze da monitoraggio topografico	84
3.4.2 Stato di degrado e fratturazione del supporto	87
3.4.3 Diagnosi preliminare per il supporto della G.N. Monte Mario	88

3.5	Campagna di indagini di laboratorio.....	89
3.5.1	Analisi volumetriche e fisiche	91
3.5.2	Analisi granulometriche	92
3.5.3	Limiti di Atterberg	96
3.5.4	Classificazione del materiale costituente la formazione “PLi”	97
3.5.5	Prova di taglio diretto (“ <i>D.S. test</i> ”)	99
3.5.6	Prova triassiale non consolidata non drenata (“ <i>T.X. test UU</i> ”).....	102
3.5.7	Prova edometrica di rigonfiamento (“ <i>Modified H.&A. test</i> ”)	110
3.5.8	Diagnosi definitiva per il supporto della G.N. Monte Mario.....	119
3.6	Intervento sperimentale “pilota”	120
3.6.1	Descrizione dell’intervento “pilota”	120
3.6.2	Progettazione dell’intervento “pilota”.....	123
3.7	Definizione delle soglie di monitoraggio	133
3.7.1	Soglie di monitoraggio per la soletta in calcestruzzo armato	133
3.7.2	Soglie di monitoraggio per la volta.....	133
3.8	Monitoraggio dell’intervento “pilota” in esercizio	134
3.8.1	Monitoraggio topografico.....	134
3.8.2	Monitoraggio geotecnico.....	135
3.8.3	Monitoraggio piezometrico	138
3.8.4	Monitoraggio strutturale.....	138
3.9	Valutazione dell’efficacia dell’intervento “pilota”	139
3.10	Evidenze visive del deterioramento della canna Nord della Galleria Naturale Monte Mario.....	140
 CAPITOLO 4: Simulazione degli effetti delle argille rigonfianti sulla G. N. Monte Mario.....		
4.1	Premessa	143
4.2	F.L.A.C. 8.1 e cenni sul metodo delle differenze finite	143
4.3	Costruzione del modello numerico	147
4.3.1	Geometria e griglia	148
4.3.2	Caratteristiche meccaniche dei materiali.....	149
4.3.3	Permeabilità delle argille grigio-azzurre	152
4.3.4	Configurazione grafica del cavo nelle varie fasi di calcolo.....	153
4.3.5	Taratura del modello numerico	155
4.3.6	“ <i>Stage 1</i> ”: condizioni geostatiche iniziali e falda acquifera.....	158

4.3.7	“Stage 2”: esecuzione dello scavo e rilascio tensionale pari al 40 % del totale.....	164
4.3.8	“Stage 3”: installazione del supporto temporaneo e rilascio tensionale pari all’85 % del totale	172
4.3.9	“Stage 4”: montaggio dell’arco rovescio e rilascio tensionale pari al 95 % del totale.....	181
4.3.10	“Stage 5”: completamento del supporto definitivo e rilascio tensionale completo.....	189
4.3.11	“Stage 6”: deterioramento dei rivestimenti temporanei	197
4.3.12	“Stage 7”: rigonfiamento delle argille grigio-azzurre sature.....	205
4.3.13	“Stage 8”: installazione dell’intervento “pilota”	222
4.3.14	“Stage 8 _{bis} ”: installazione dell’intervento proposto	233
CAPITOLO 5: Conclusioni.....		239
BIBLIOGRAFIA		243
ALLEGATO 1: Profilo geomeccanico – asse Nord.....		247
ALLEGATO 2: Planimetria della G. N. Monte Mario		249
RINGRAZIAMENTI		251

CAPITOLO 1

Introduzione

La tesi affronta uno studio di analisi del comportamento delle gallerie in terreni rigonfianti, problema di notevole interesse applicativo nel campo dell'Ingegneria Geotecnica. L'obiettivo è la quantificazione degli effetti, sia di natura tensionale, sia di natura deformativa, indotti dal rigonfiamento delle argille grigio-azzurre della formazione collinare Monte Mario (BO), mediante delle analisi di simulazione numerica eseguite in accordo alla soluzione proposta da Wittke (1976).

La tesi è suddivisa in cinque capitoli, tra cui il presente capitolo introduttivo, i cui contenuti sono brevemente illustrati nel seguito.

In Capitolo 2 si analizza il comportamento tempo-dipendente di rocce e terreni, con particolare riferimento ai meccanismi fisico-chimici di innesco alla base dei fenomeni deformativi spingenti e rigonfianti, ad una loro identificazione e classificazione sia qualitativa che quantitativa e alle diverse modalità ed approcci di descrizione dei suddetti fenomeni.

Nel Capitolo 3 è fornita una dettagliata analisi dell'evoluzione dello stato della Galleria Naturale Monte Mario, tramite una accurata descrizione dello stato di fatto preliminarmente e successivamente rispetto alla messa in opera dell'intervento "pilota", sfruttando i risultati di diverse campagne di indagine, di laboratorio e *in situ*, condotte nel corso degli anni.

Nel Capitolo 4, tramite apposito modello numerico alle differenze finite, si descrive, dapprima, la ricostruzione dello stato di fatto tensio-deformativo preliminarmente all'installazione dell'intervento "pilota" e, successivamente, si simula l'effetto che esso ed un secondo intervento manutentivo, proposto nel corso della trattazione, abbiano nei confronti delle spinte rigonfianti indotte dallo sviluppo di sovrappressioni interstiziali nelle argille grigio-azzurre.

Nel Capitolo 5 si fornisce un confronto tra le prestazioni in opera delle due alternative analizzate ed alcune considerazioni conclusive sullo studio effettuato.

CAPITOLO 2

Comportamento dipendente dal tempo di un ammasso roccioso

2.1 Introduzione

Una descrizione esatta e puntuale del comportamento tensio-deformativo di un ammasso roccioso soggetto ad uno specifico stato tensionale, per esempio in seguito alla realizzazione di un'opera in sotterraneo, è impossibile: ciò implicherebbe una descrizione veritiera delle proprietà meccaniche e deformative dello stesso, in funzione dello spazio e del tempo.

La determinazione esatta di relazioni simili, a meno di casi particolari, è pressoché impossibile, date l'elevata eterogeneità spaziale e l'ingente variabilità temporale del materiale a cui ci si riferisce. Infatti, pur supponendo di conoscere la composizione geologica dell'ammasso roccioso nel dettaglio, la determinazione di informazioni fondamentali a tal proposito, come lo stato iniziale degli sforzi ed eventuali proprietà meccaniche, è spesso eseguita considerando un modesto numero, rispettivamente, di verticalità (indagini geognostiche *in situ*) e di provini (indagini di laboratorio) rispetto alla mole di informazioni che si necessiterebbe per quanto espresso sopra.

Nonostante ciò, un numero consistente ed una appropriata tipologia e localizzazione di indagini geotecniche consentono una rappresentazione affine e soddisfacente, ma comunque approssimata, dell'ammasso roccioso in questione, seguendo pur sempre modelli generalizzati di comportamento, ma che contemplino meccanismi più complessi.

Parafrasando le parole di Baran e Sweezy (1968), il fine a cui mira la costruzione di un qualsiasi modello non è quello di dare una perfetta rappresentazione della realtà, bensì quello di individuare e racchiudere al suo interno tutti gli elementi ritenuti fondamentali per il fine perseguito: “Un modello è, e deve essere, - irrealistico - nel senso in cui tale parola è più comunemente usata. Nonostante ciò, paradossalmente, se si parla di un buon modello, esso fornisce la chiave per comprendere la realtà”.

È evidente come una esatta e realistica rappresentazione della realtà non sia né possibile né necessaria. Circoscrivendo il discorso all’ambito geotecnico, la descrizione di fenomeni e/o proprietà variabili nello spazio e/o nel tempo, generalmente, avviene come di seguito:

- la variabilità spaziale di un qualsivoglia ammasso roccioso è comunemente descritta considerando lo stesso come composto da formazioni diverse e perfettamente distinguibili spazialmente, al cui interno, però, i parametri meccanici sono considerati invariabili;
- la dipendenza temporale di un qualsivoglia parametro o fenomeno è, invece, spesso descritta con apposite funzioni di comportamento, ricavate per via teorica o per via sperimentale.

A tal proposito, il presente capitolo mira a fornire una panoramica teorica riguardo ciò che, nel linguaggio tecnico-scientifico dell’ingegneria geotecnica, viene definito come “comportamento tempo-dipendente”, approfondendo di pari passo sia gli aspetti inerenti al “comportamento spingente” sia quelli tipici del “comportamento rigonfiante”. Una trattazione teorica di quanto anticipato è ritenuta assolutamente necessaria per comprendere le motivazioni alla base di una eventuale scelta di una metodologia di analisi a sfavore di altre, procedimenti di calcolo e risultati riportati nei capitoli successivi. Si descriveranno i concetti base inerenti ad i due macrocomportamenti precedentemente citati, facendo un breve cenno circa i meccanismi fisico-chimici coinvolti nel fenomeno e, dal punto di vista prettamente geotecnico, chiarendo quali siano le modalità esecutive per la loro identificazione e la teoria alla base dei metodi di modellazione degli stessi. Infine, verranno passate in rassegna le tecnologie di scavo più affini alla tipologia di rocce in questione,

fornendo un approfondimento su alcuni approcci progettuali che potrebbero concorrere a limitare la manifestazione di tali fenomeni.

2.1.1 Reologia delle rocce

Come evidente in Figura 2.1, supponendo il mezzo in analisi come un materiale omogeneo e continuo, i tre aspetti reologici che permettono di delineare completamente il comportamento di una roccia sono (Conti, et al., 2008):

- comportamento elastico (descrivibile meccanicamente con la molla di Hook) – esso determina il verificarsi dell'aliquota di deformazione istantanea, direttamente proporzionale al carico applicato e reversibile.

$$\varepsilon = E \sigma \quad (1)$$

dove:

ε → deformazione;

E → modulo di Young;

σ → sforzo applicato.

A livello molecolare, tale fenomeno è dovuto alla capacità dei legami atomici, all'interno dei reticoli cristallini, di deformarsi (accorciarsi ed estendersi) senza giungere nelle condizioni di rottura. Cessato lo sforzo, essi ritornano nella loro configurazione originaria;

- comportamento viscoso (descrivibile meccanicamente con lo smorzatore viscoso) – esso determina il verificarsi dell'aliquota di deformazione dipendente, non solo dall'entità dello sforzo applicato, bensì dal tempo.

$$\sigma = \eta \dot{\varepsilon} \quad (2)$$

dove:

$\dot{\varepsilon}$ → tasso deformativo;

η → coefficiente di viscosità lineare;

σ → sforzo applicato.

A differenza della precedente, una volta cessata la sollecitazione, la deformazione non risulta essere recuperabile, a meno di stati tensionali opposti ed applicati per lo stesso lasso di tempo del precedente;

- comportamento plastico (descrivibile meccanicamente attraverso un corpo posto al di sopra di una superficie piana con attrito) – esso determina la verificarsi dell’aliquota di deformazione non lineare ed irreversibile.

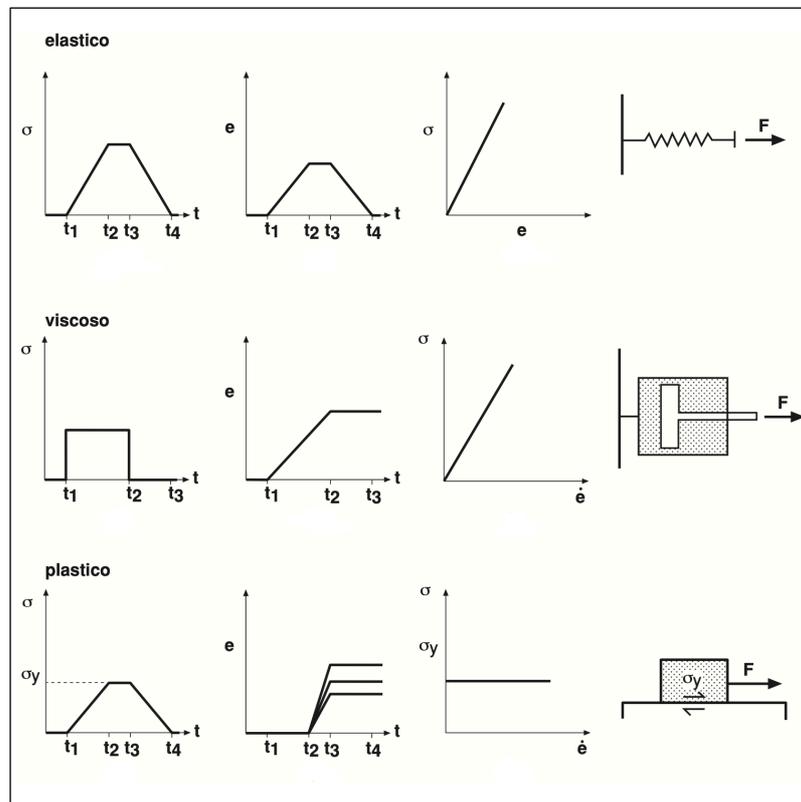


Figura 2.1: Grafici esplicativi circa il comportamento dei materiali continui, (Conti, et al., 2008).

Il modo più comune di rappresentare il comportamento di una generica roccia è fornito da una combinazione dei tre diversi aspetti sopracitati, i quali, in relazione alle condizioni intrinseche del litotipo in esame (composizione mineralogica, porosità, dimensione dei granuli, etc.) e a i parametri di stato dell’atmosfera in cui è immerso (pressione, temperatura, presenza e natura di eventuali fluidi), avranno un peso maggiore o minore rispetto agli altri sul computo delle deformazioni totali.

A partire dal paragrafo successivo, l’attenzione della presente trattazione sarà quasi completamente concentrata sui fenomeni di carattere viscoso.

2.1.2 Comportamento spingente

Basandosi sulla definizione fornitaci dall’ente I.S.R.M. (*“International Society for Rock Mechanics”*), per “comportamento spingente” si intende un fenomeno che porta alla nascita di deformazioni viscosi in corrispondenza del perimetro di scavo,

provocandone una diminuzione sezionale; generalmente, esso è associato ad ammassi rocciosi scadenti, sia in termini di resistenza sia di deformabilità.

Tale fenomeno è considerabile come provocato da dannose combinazioni di particolari stati tensionali indotti e proprietà meccaniche del materiale scavato che provocano il superamento dello sforzo di taglio limite, in corrispondenza del quale inizia il fenomeno di *creep* (Barla, 1995).

A livello microscopico, i meccanismi deformativi a causa dei quali si instaurano fenomeni di *creep*, in solidi soggetti a carichi permanenti, sono sostanzialmente tre (Conti, et al., 2008):

- plasticità (*creep* dislocazionale) – è provocato dalla rottura di legami atomici e dalla formazione di nuovi, favorendo il movimento di difetti nel reticolo cristallino. Tale meccanismo genera la formazione di cristalli allungati, ma non provoca nessuna forma di fratturazione, a nessuna scala di osservazione;
- scivolamento viscoso (*creep* diffusivo) – è provocato dalla capacità della roccia di favorire trasferimento di materia per diffusione, sfruttando la presenza di vacanze nel reticolo cristallino. Tale meccanismo può avvenire in corrispondenza del bordo di grano (Coble *creep*) o all'interno del grano stesso (Nabarro-Herring *creep*), provocandone una variazione nella forma;
- dissoluzione e riprecipitazione – è provocato dalla presenza di una fase fluida intergranulare che permette al materiale di entrare in soluzione e da cui, successivamente, può ricristallizzare. Tale meccanismo è riconosciuto come quello meno “performante” nell’accomodare la deformazione.

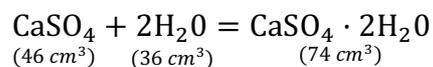
I meccanismi deformativi citati di sopra, in genere favoriti da alte temperature e da bassi stati tensionali, sono considerati come quelli capaci di instaurare un flusso viscoso (*viscous flow*). Essi si oppongono al meccanismo di cataclasi, capace di provocare una fratturazione lungo la quale si manifesta uno scivolamento relativo dei grani (*frictional flow*). Per cataclasi si intende il meccanismo di deformazione in cui le dimensioni dei grani diminuiscono a seguito dello sviluppo di fratture a tutte le scale di osservazione, sulle quali si ha scivolamento.

2.1.3 Comportamento rigonfiante

Basandosi sulla definizione fornitaci da “*Commission on Swelling Rock*” (ISRM, 1983), per “comportamento rigonfiante” si intende un meccanismo combinato di reazioni fisico-chimiche innescate da un determinato stato tensionale, ovvero la condizione di rilascio tensionale a seguito di uno scavo, e dalla presenza di acqua. Quest’ultima è riconosciuta come la componente capace di dare, generalmente, il maggiore contributo in termini di deformazioni viscosse sviluppate; nonostante ciò, tale aliquota di deformazioni rigonfianti può avere luogo unicamente in contemporanea o successivamente al suddetto rilascio tensionale.

Il processo di rigonfiamento indotto da tale meccanismo può essere suddiviso in due sotto-processi distinti:

- processo osmotico ed intercristallino – esso consiste nell’idratazione di particelle di materiali facenti parte della classe delle argille. Tipicamente, il rigonfiamento frutto di tale processo si manifesta contemporaneamente con il rilascio tensionale e ha durata limitata nel tempo;
- processo chimico – esso consiste nella dissoluzione e precipitazione di anidrite (solfato di calcio, CaSO_4) in gesso (solfato di calcio biidrato, $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$). In quest’ultimo caso, l’incremento volumico frutto di tale processo si manifesta successivamente al rilascio tensionale e può durare anche diversi anni, causando deformazioni ritardate. La reazione chimica fra le componenti è la seguente:



Analizzando i volumi in questione, si registra un decremento volumetrico pari al 10 %; comparando i volumi specifici del solfato di calcio nelle sue forme anidra e biidrata, invece, è evidente un sostanziale aumento volumetrico, in termini percentuali pari al 61 %.

Generalmente, quest’ultimo caso è quello tipico di uno scavo in un ammasso roccioso: l’acqua inizialmente potrebbe non essere presente, ma “richiamata” in corrispondenza delle pareti di scavo dall’effetto dello stesso, al fine riequilibrare le sovrappressioni interstiziali nell’ammasso roccioso in questione.

2.2 Identificazione del comportamento tempo-dipendente

I problemi causati dall'effetto spingente o rigonfiante di particolari litotipi (alcuni dei quali sono indicati in Tabella 2.1) sono largamente riconosciuti, da qui la necessità di affidarsi a metodologie empiriche, semi-empiriche o di laboratorio al fine di riconoscerne la tipologia e di effettuarne una "misurazione" per motivazioni inerenti alla progettazione geotecnica.

Tabella 2.1: Litotipi e tipologie di rocce riconosciute come appartenenti alla tipologia "spingente" e/o "rigonfiante".

Litotipi spingenti	Litotipi rigonfianti
Gneiss	Carniole
Micascisto	Anidriti
Calcescisto	Argille scagliose
Marna	Minerali argillosi

Nel seguito del presente paragrafo saranno riportate buona parte delle metodologie riconosciute come valide ed efficaci per il fine di cui si è parlato in precedenza; i metodi empirici e semi-empirici che saranno proposti nel seguito sono stati tarati sulla base di *case histories*, documentati ed esaminati dai corrispettivi autori.

2.2.1 Identificazione del comportamento spingente

Prima di iniziare con la rassegna di gran parte degli approcci proposti nel corso degli anni per l'identificazione del comportamento spingente delle rocce, si vuole specificare che, oltre ai documenti dei corrispettivi autori, al fine di stilare tale sezione, si è ritenuto opportuno ed efficace riportare interessanti spunti presenti nella trattazione di G. Barla (2002).

2.2.1.1 Metodologie empiriche

Due metodologie empiriche saranno proposte ed esaminate nel dettaglio, esse si basano sui vari sistemi di classificazione degli ammassi rocciosi:

- l'approccio proposto da Singh et al. (1992) considera unicamente l'entità di due parametri fondamentali quali la profondità della galleria (H) e l'indice

di qualità dell'ammasso roccioso secondo Barton (*Q system*). Sulla base di tali parametri, essi presentano un criterio grafico al fine di poter riconoscere la natura spingente o meno del litotipo esaminato (Figura 2.2). L'equazione della linea di confine tra i due comportamenti, tarata sulla base di 39 *case histories*, è la seguente:

$$H = 350 Q^{\frac{1}{3}} \quad (3)$$

Ci si aspetta un comportamento spingente quando si verifica quanto segue:

$$H \gg 350 Q^{\frac{1}{3}}$$

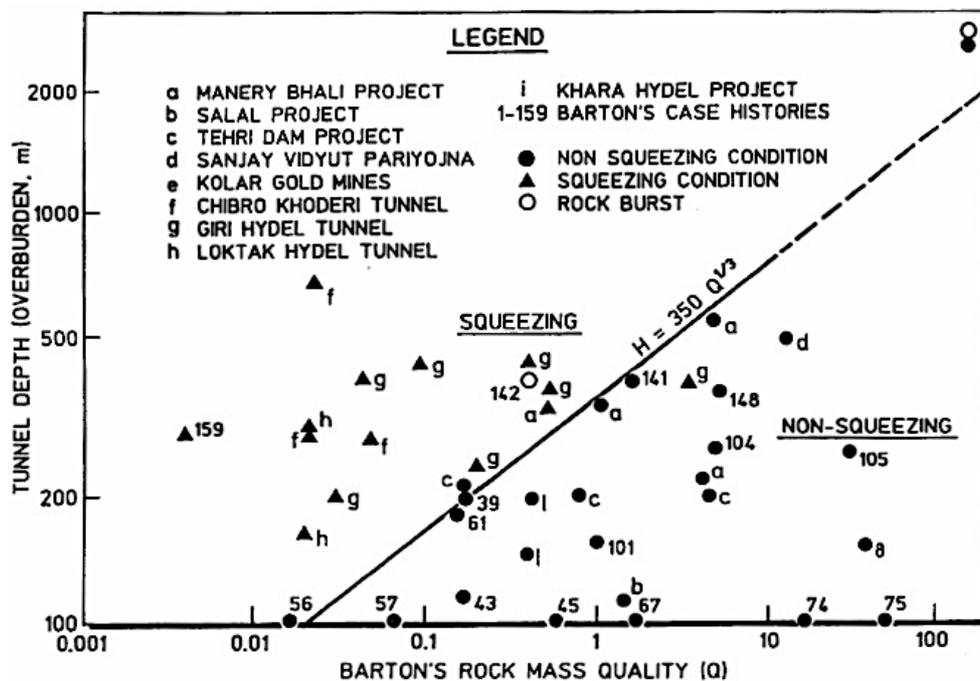


Figura 2.2: Approccio grafico proposto da Singh et al. (1992) per la predizione di comportamento spingente.

- l'approccio proposto da Goel et al. (1995), invece, ulteriormente alla profondità di scavo (H), considera l'entità del diametro della galleria stessa (B) ed il *Rock Mass Number* (N), definito come l'indice di qualità dell'ammasso roccioso secondo Barton, ma calcolato considerando un valore del parametro inerente allo stato tensionale unitario:

$$N = Q_{(SRF=1)} \quad (4)$$

Sulla base di 99 *case histories*, essi hanno sviluppato un ulteriore criterio grafico (Figura 2.3); esso appare più evoluto del precedente, in quanto permette di distinguere tra diversi gradi di spinta. Inoltre, esso fornisce

anche ulteriori indicazioni per altri annosi problemi del *tunnelling*, come quelli legati al comportamento fragile (non trattato nella presente tesi). L'equazione della linea di confine tra i due comportamenti è la seguente:

$$H = (275 N^{0,33}) B^{-1}$$

Ci si aspetta un comportamento spingente quando si verifica quanto segue⁽⁵⁾:

$$H \gg (275 N^{0,33}) B^{-1}$$

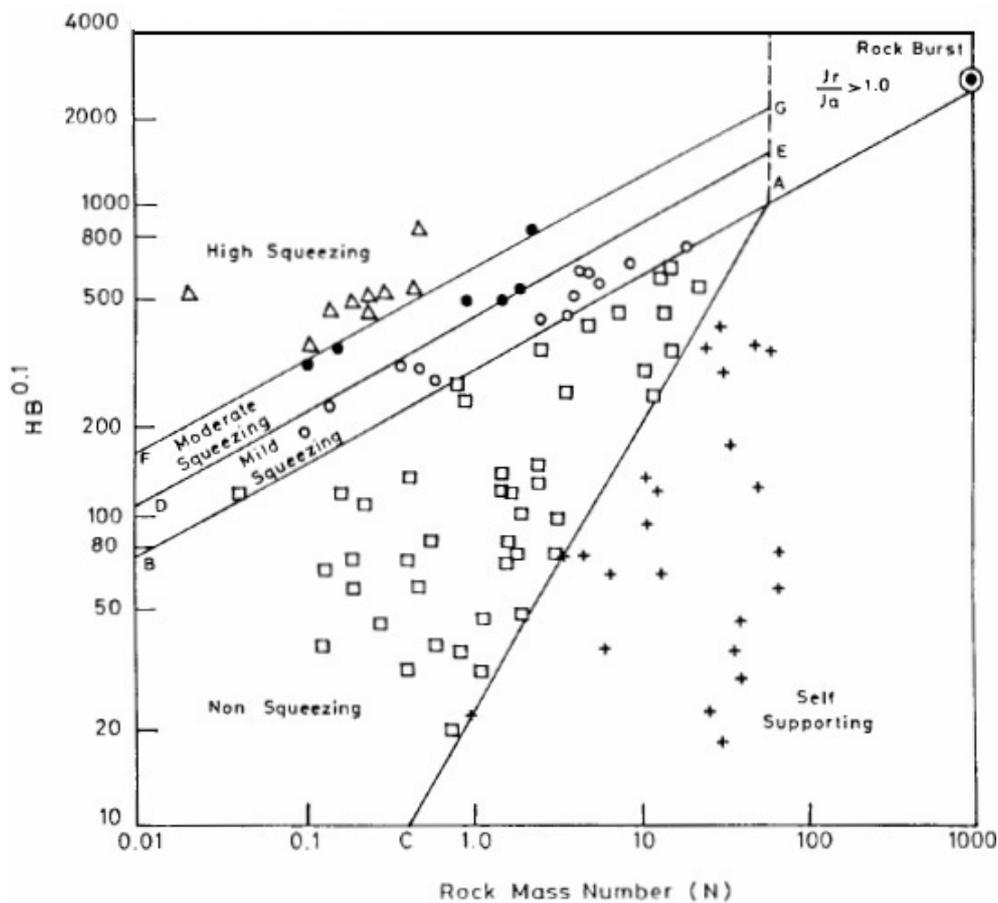


Figura 2.3: Approccio grafico proposto da Goel et al. (1995) per la predizione di comportamento spingente.

2.2.1.2 Metodologie semi-empiriche

Gli approcci semi-empirici, a differenza dei precedenti, oltre a fornire un criterio per identificare potenziali comportamenti spingenti, permettono di effettuare una stima sulla convergenza attesa e di quantificare, in prima approssimazione, la pressione che dovrà essere fornita dal sostegno della galleria in esame. A tal proposito, sono utilizzate soluzioni in forma chiusa che considerano

aperture circolari scavate in un mezzo elastico perfettamente plastico e soggette, ulteriormente, ad uno stato tensionale iniziale isotropo.

Tre metodologie semi-empiriche saranno proposte ed esaminate nel dettaglio:

- l'approccio proposto da Jethwa et al. (1984) considera unicamente l'entità del seguente rapporto, denominato *Stability Number* (N_c):

$$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{p_0} = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \quad (6)$$

dove:

σ_{cm} → resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso;

p_0 → stato tensionale iniziale presente *in situ*;

γ → peso specifico dell'ammasso roccioso;

H → profondità della galleria.

Basandosi su esso, è stata redatta la Tabella 2.2:

Tabella 2.2: Classificazione del comportamento spingente in accordo con l'approccio di Jethwa et al. (1984).

Grado di spinta	N_c [-]
Altamente spingente	$< 0,4$
Moderatamente spingente	$0,4 \div 0,8$
Mediamente spingente	$0,8 \div 2,0$
Non spingente	$> 2,0$

Sfruttando le già citate soluzioni in forma chiusa (in tal caso, trattando l'ammasso roccioso come un mezzo elasto-plastico fragile con coesione residua nulla) e dati provenienti dal monitoraggio *in situ*, è stata ricavata una equazione approssimata per la pressione ultima agente sul supporto:

$$\frac{p_u}{p_0} = D M_\phi [1 - \sin(\phi_p)] \left(1 - \frac{\sigma_{cm}}{2 p_0}\right) \quad (7)$$

con:

$$D = \frac{\left(\frac{R_c}{R}\right)^\alpha - \left(\frac{R}{R_c}\right)^2}{1 - \left(\frac{\alpha}{R_{pl}}\right)^2} \quad (7-a)$$

$$M_\phi = \left(\frac{R}{R_{pl}} \right)^\alpha \quad (7-b)$$

$$\sigma_{cm} = \frac{2 c_p \cos(\phi_p)}{1 - \sin(\phi_p)} \quad (7-c)$$

$$\alpha = \frac{2 \sin(\phi_r)}{1 - \sin(\phi_r)} \quad (7-d)$$

dove:

R → raggio della galleria;

R_{pl} → raggio della zona plastica;

R_c → raggio della zona compattata in contatto con il rivestimento;

$c_p; c_r$ → coesione di picco e residua dell'ammasso roccioso;

$\phi_p; \phi_r$ → angolo d'attrito di picco e residuo dell'ammasso roccioso.

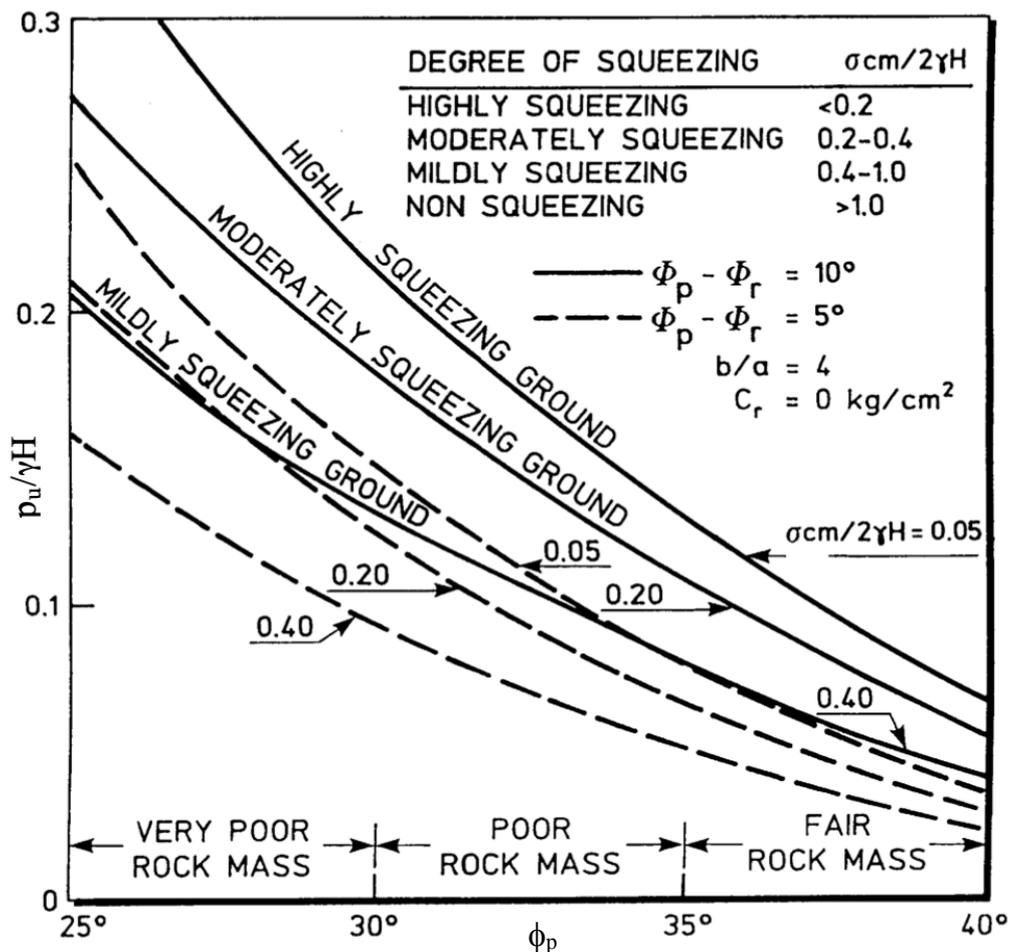


Figura 2.4: Approccio grafico proposto da Jethwa et al. (1984) per la predizione di comportamento spingente (con coesione residua nulla).

- l'approccio di Aydan et al. (1993) si basa su due diverse metodologie di valutazione per la tendenza al comportamento spingente. Il primo, prettamente grafico, si basa sulla stessa correlazione già riportata attraverso Eq. (6), ma ipotizzando che la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso sia uguale a quella della roccia intatta. Ci si aspetta un comportamento spingente quando si verifica quanto segue:

$$\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} < 2,0$$

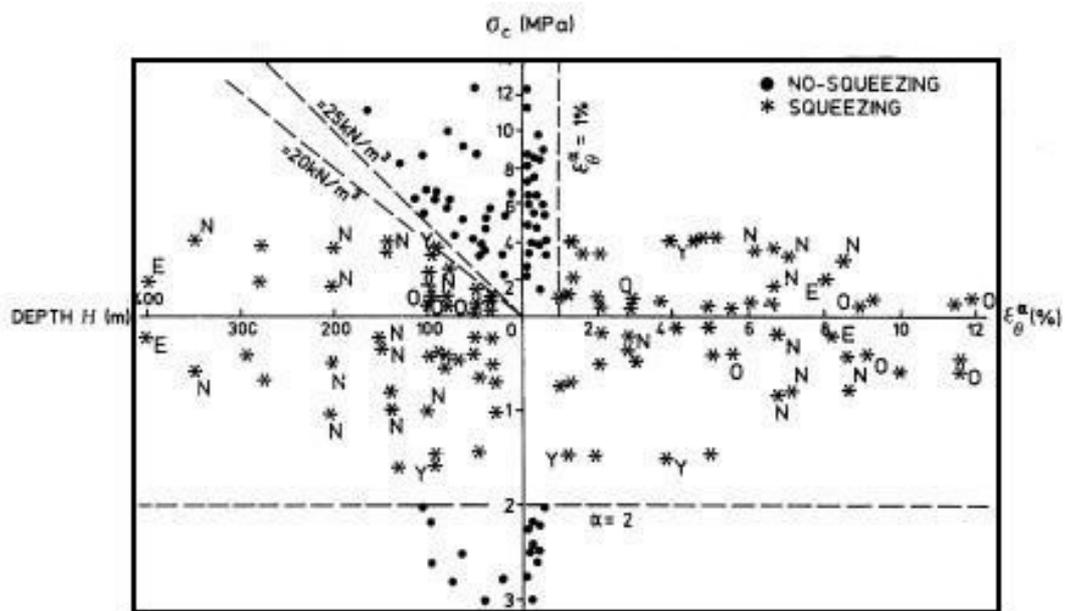


Figura 2.5: Approccio grafico proposto da Aydan et al. (1993) per la predizione di comportamento spingente.

Alternativamente, gli stessi autori propongono una stima della criticità del comportamento spingente sulla base della valutazione delle deformazioni prodotte dallo scavo. Il concetto essenziale si fonda sull'analogia tra la risposta tensio-deformativa di un provino di laboratorio, soggetto ad un carico deviatorico, e l'andamento delle tensioni tangenziali in corrispondenza del contorno della galleria. Basandosi su tale assunzione e sfruttando le soluzioni in forma chiusa per aperture circolari in mezzi elastoplastici perfetti, gli stessi autori propongono una correlazione tra il grado di criticità della spinta fornita dall'ammasso in esame ed il rapporto tra la deformazione effettiva e quella caratterizzante il limite elastico del mezzo, entrambe in corrispondenza del bordo scavo.

Tabella 2.3: Classificazione del comportamento spingente in accordo con l'approccio di Aydan et al. (1993). I commenti riguardanti il comportamento dello scavo sono stati tradotti dalla versione originale.

Grado di spinta	Espressione teorica	Commenti sul comportamento del bordo scavo
Non spingente	$\varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq 1$	La galleria si comporta in maniera elastica e risulta essere stabile al procedere del fronte di scavo.
Leggermente spingente	$1 \leq \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq \eta_p$	L'ammasso roccioso mostra un comportamento di tipo incrudente; come risultato, esso sarà stabile al procedere dello scavo, a meno di un leggero effetto convergente che cesserà una volta che l'effetto dell'avanzamento del fronte sia cessato a sua volta.
Mediamente spingente	$\eta_p \leq \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq \eta_s$	L'ammasso roccioso mostra un comportamento rammollente; ne risulta che, le deformazioni che si svilupperanno in corrispondenza del bordo scavo saranno più ingenti del caso precedente, ma, come prima, esso cesserà una volta che l'effetto di avanzamento del fronte sia cessato a sua volta.
Altamente spingente	$\eta_s \leq \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq \eta_f$	L'ammasso roccioso mostra un comportamento rammollente, con un secondo ramo molto più inclinato del caso sopra; ne risulta che, in coincidenza del bordo della galleria, si noteranno deformazioni più ingenti, che incrementeranno anche dopo che l'effetto dato dal proseguo dello scavo sia terminato.
Estremamente spingente	$\eta_f \leq \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e$	L'ammasso roccioso collassa con deformazioni così ingenti da dover essere ritenute non ammissibili. Si necessita della riprofilatura della galleria e della installazione di supporti.

I livelli deformativi riportati in Tabella 2.3 sono individuati dai seguenti valori limite:

$$\begin{cases} \eta_p = 2 \sigma_{ci}^{-0,17} \\ \eta_s = 3 \sigma_{ci}^{-0,25} \\ \eta_f = 5 \sigma_{ci}^{-0,32} \end{cases} \quad (8)$$

- l'approccio di Hoek & Marinos (2000) pone le proprie basi su di una correlazione simile alla precedente, legante la convergenza radiale della galleria (ε_t) ed il grado di spinta che l'ammasso roccioso può sviluppare; usando il rapporto in Eq. (6) come indicatore per il possibile verificarsi di complicazioni legate a tale problema. In tal caso, i due autori si sono avvalsi di analisi numeriche agli elementi finiti in condizioni di assialsimmetria per formulare quanto segue:

$$\varepsilon_t [\%] = 0.15 \left(1 - \frac{p_i}{p_0} \right) \left[\left(\frac{\sigma_{cm}}{p_0} \right)^{\frac{-(3 \frac{p_i}{p_0} + 1)}{(3,8 \frac{p_i}{p_0} + 0,54)}} \right] \quad (9)$$

dove:

p_i → pressione di sostegno fornita dal supporto;

p_0 → stato tensionale iniziale presente *in situ*;

σ_{cm} → resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso.

Similmente, riconoscendo l'importanza di prevedere l'ingenza delle deformazioni longitudinali in corrispondenza del fronte di scavo (ε_f) per poterne progettare correttamente le modalità esecutive, Hoek & Marinos propongono anche quanto segue:

$$\varepsilon_f [\%] = 0.10 \left(1 - \frac{p_i}{p_0} \right) \left[\left(\frac{\sigma_{cm}}{p_0} \right)^{\frac{-(3 \frac{p_i}{p_0} + 1)}{(3,8 \frac{p_i}{p_0} + 0,54)}} \right] \quad (10)$$

Risulta importante specificare come, nonostante le stime fornite da quest'ultimo approccio siano state considerate affidabili in prima approssimazione, esso non deve essere assolutamente considerato sostitutivo di metodologie più sofisticate che fanno capo all'analisi numerica. Il più grande ostacolo delle metodologie empiriche e semi-

empiriche consiste nella qualità ed affidabilità dei parametri descrittivi l'ammasso roccioso: spesso, in tali tipi di rocce, non risulta possibile estrarre campioni indisturbati per effettuare appositi prove triassiali in laboratorio. A tal proposito, relativamente all'approccio presentato, Hoek & Marinos forniscono anche la seguente equazione per ricavare la resistenza a compressione monoassiale di un qualsivoglia ammasso roccioso:

$$\sigma_{cm} = (0,0034 m_i^{0,8}) \sigma_{ci} [1,029 + 0,025 e^{-(0,1 m_i)}]^{GSI} \quad (11)$$

dove:

m_i → parametro inerente al litotipo in esame facente capo al criterio di rottura di Hoek-Brown;

σ_{ci} → resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;

GSI → “*Geological Strength Index*” come formulato da Hoek (1998).

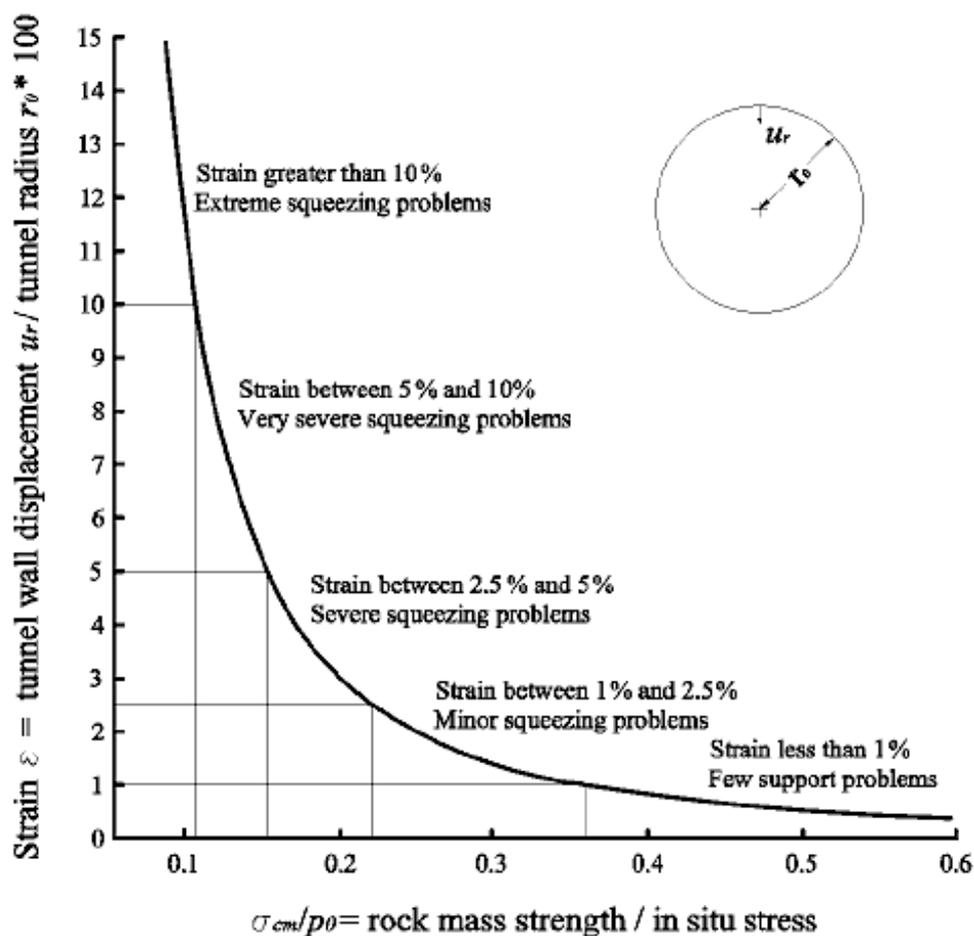


Figura 2.6: Classificazione grafica proposta da Hoek e Marinos (2000) per la predizione di comportamento spingente.

Tabella 2.4: Classificazione del comportamento spingente in accordo con l'approccio di Hoek e Marinos (2000).

Grado di spinta	Convergenza radiale [%]
Estremamente spingente	$\varepsilon_t \leq 1,0$
Altamente spingente	$1,0 < \varepsilon_t \leq 2,5$
Gravemente spingente	$2,5 < \varepsilon_t \leq 5,0$
Lievemente spingente	$5,0 < \varepsilon_t \leq 10,0$
Pochi problemi di sostegno	$\varepsilon_t > 10,0$

2.2.1.3 Prove di laboratorio

Studi sperimentali approfonditi sul comportamento tempo-dipendente delle rocce spingenti sono condotti con l'ausilio dell'apparecchio triassiale ordinario per rocce, ovvero la stessa strumentazione usata per effettuare la prova di compressione triassiale. Sfruttando l'ausilio di quest'ultimo, il provino viene sollecitato mediante particolari stati tensionali (come precisato nel seguito), al fine di studiarne le deformazioni viscosse accumulate al passare del tempo. Generalmente, data la notevole rilevanza della temperatura e delle condizioni tensionali iniziali ai fini dell'esecuzione della prova, quando possibile, più test sono condotti sullo stesso litotipo, facendo variare le due suddette variabili. In particolar modo, nel corso della trattazione, sarà evidente come il valore della temperatura omologa (T_0) sarà fondamentale per valutare correttamente il comportamento del litotipo in esame:

$$T_0 = \frac{T_m}{T_f} \quad (12)$$

dove:

T_m → temperatura a cui si effettua il test;

T_f → temperatura di fusione del litotipo da testare.

Tali esperimenti possono essere condotti a:

- tensione costante – si applica un carico deviatorico costante al campione (il pistone si muove con velocità costante) e si misura il raccorciamento che esso subisce nel corso del tempo;
- velocità di deformazione costante – si applica un certo carico deviatorico e, controllando che la velocità di deformazione rimanga costante durante tutto

l'esperimento, si misura il raccorciamento che esso subisce nel corso del tempo. Al fine di mantenere la velocità di deformazione costante, è necessario variare il carico deviatorico sul campione (ovvero, variare la velocità con cui si muove il pistone).

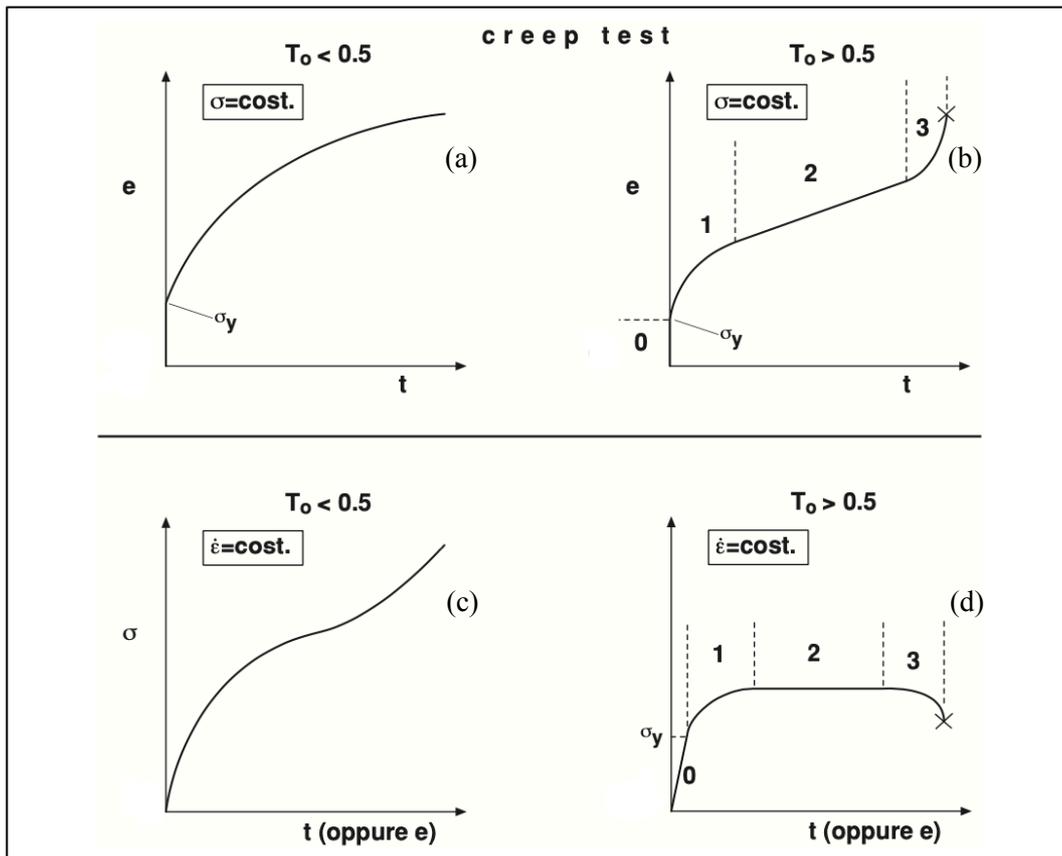


Figura 2.7: (a), (b) Tipiche curve per deformazioni sperimentali a stress costante. (c), (d) Curve per deformazioni a velocità di deformazione costante, (Conti, et al., 2008).

Da una corretta analisi di quanto riportato in Figura 2.7, risulta evidente l'importanza della temperatura omologa ai fini dell'interpretazione delle prove di laboratorio.

Per esperimenti condotti a basse temperature omologhe, le curve dimostrano un comportamento incrudente del provino in analisi nel tempo, nello specifico:

- a – nel corso della prova diventa sempre più difficile deformare il materiale in condizioni di tensione costante;
- c – nel corso della prova diventa necessaria una forza sempre maggiore per mantenere la velocità di deformazione del provino costante.

Gli esperimenti condotti a temperature omologhe maggiori (b, d), invece, fanno registrare curve in cui sono chiaramente distinguibili quattro rami distinti:

- “0” – tratto di comportamento prettamente elastico. Nel primo caso, si traduce in una deformazione elastica istantanea (b); nel secondo, invece, si traduce in una tensione che aumenta molto velocemente nel tempo (d);
- “1” – una volta raggiunto il carico di snervamento, il provino tende a deformarsi in modo duttile entrando nella fase di “*strain hardening*” o “*work hardening*”. Nel primo caso, ciò si traduce in una graduale diminuzione della velocità di deformazione fino al raggiungimento di un valore costante (b); nel secondo caso, invece, si traduce in una diminuzione graduale dell’incremento tensionale da imprimere al provino, fino al raggiungimento di uno sforzo costante (d). Esso è detto “*primary creep*”;
- “2” – tale tratto è detto di “*secondary creep*” o di “*steady-state creep*”. In entrambi casi (b, d) esso denota una deformazione che continua in maniera indefinita nel tempo, senza necessitare di un incremento del carico;
- “3” – il ramo detto di “*tertiary creep*” non è raggiungibile in ogni test. Esso denota un rammollimento finale del provino, fino al raggiungimento delle condizioni di rottura.

2.2.2 Identificazione del comportamento rigonfiante

Nella fase di riconoscimento preliminare, una stima circa l’identificazione del potenziale di rigonfiamento del geo-materiale esaminato è essenziale. Sfruttando correlazioni tra quest’ultima tendenza e parametri fisico-chimici dello stesso, varie metodologie empiriche sono state proposte in letteratura. Prima di proseguire con degli approcci caratterizzanti il materiale roccioso, saranno citati e presentati anche alcuni tipici dei terreni.

2.2.2.1 Metodologie empiriche per i terreni

Al fine di menzionare una parte degli approcci presenti in letteratura per l’identificazione del comportamento rigonfiante nei suoli, si vuole specificare che, oltre ai documenti dei corrispettivi autori, si è ritenuto opportuno ed efficace

riportare interessanti spunti presenti nella trattazione di F. Z. Merouane e S. M. A. Mamoune (2018).

Seed et al. (1962), Snethen (1984), l'ente "*Building Research Establishment*" (1980) e Chen (1988) propongono delle classificazioni della tendenza rigonfiante dei terreni in funzione della percentuale di frazione fine (F.C.), limite liquido (L.L.) ed indice di plasticità (P.I.), come evidente in seguito (rispettivamente in Tabella 2.5, Tabella 2.6, Tabella 2.7 e Tabella 2.8). Tra essi, l'unico approccio a fornire una stima, seppur molto approssimata, della pressione di rigonfiamento è quello di Chen.

Tabella 2.5: Approccio empirico secondo la correlazione di Seed et al. (1962).

Seed et al. (1962)	
Potenziale di rigonfiamento	P.I. [%]
Basso	0 ÷ 10
Medio	10 ÷ 20
Alto	20 ÷ 35

Tabella 2.6: Approccio empirico secondo la correlazione di Snethen (1984).

Snethen (1984)	
Potenziale di rigonfiamento	P.I. [%]
Basso	< 18
Medio	22 ÷ 32
Alto	22 ÷ 48
Molto alto	> 35

Tabella 2.7: Approccio empirico secondo la correlazione di "*Building Research Establishment*" (1980).

B.R.E. (1980)		
Potenziale di rigonfiamento	P.I. [%]	F.C. [%] (< 2 μ m)
Basso	< 18	< 30
Medio	18 ÷ 22	30 ÷ 60
Alto	22 ÷ 35	60 ÷ 95
Molto alto	> 35	> 95

Tabella 2.8: Approccio empirico secondo la correlazione di Chen (1988).

Chen (1988)			
Potenziale di rigonfiamento	L.L. [%]	F.C. [%] (< 74 μ m)	Pressione di rigonf. [bar]
Basso	< 30	< 30	< 0,5
Medio	30 ÷ 40	30 ÷ 60	1,5 ÷ 2,5
Alto	40 ÷ 60	60 ÷ 95	2,5 ÷ 5
Molto alto	> 60	> 95	> 10

Altri autori propongono abachi ed approcci grafici per il riconoscimento della tendenza rigonfiante dei suoli. Nonostante ne siano presenti molti in letteratura, la maggior parte di essi risulta essere stata sviluppata all'interno del diagramma di Casagrande, sfruttando principi selettivi simili al fine di distinguere un comportamento da un altro. Per tali ragioni, si è ritenuto opportuno riportare unicamente l'approccio grafico di Dakshanamurphy and Raman (1973), in quanto considerato come un buon esempio di tutti gli approcci facenti parte di tale classe.

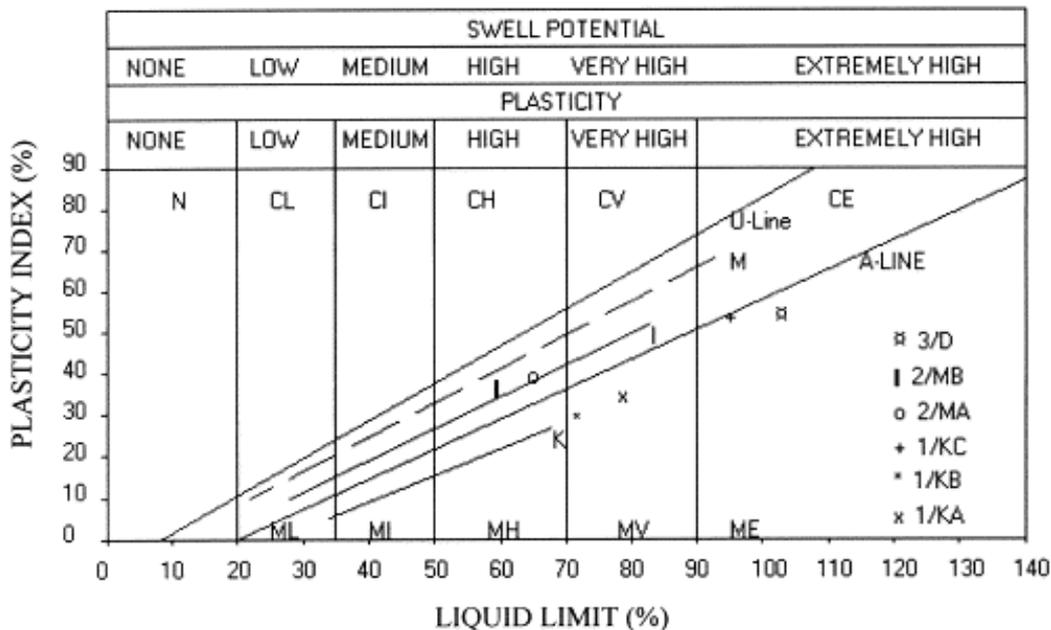


Figura 2.8: Approccio grafico proposto da Dakshanamurphy and Raman (1973) per la predizione di comportamento rigonfiante nei terreni.

2.2.2.2 Metodologie empiriche per rocce

Per quanto concerne le rocce, in letteratura sono presenti diversi abachi ed approcci grafici per l'identificazione empirica del potenziale di rigonfiamento di un determinato litotipo. Come per il caso precedente, la grande parte di essi risulta

essere stato costruito su diagrammi di composizioni ternari, come quello riportato in Figura 2.9.

Il concetto alla base di tali approcci è il bisogno di una conoscenza più o meno approfondita del contenuto mineralogico del litotipo oggetto di studio. Essa può essere raggiunta attraverso delle preliminari prove di laboratorio:

- analisi di diffrazione dei raggi-X – attraverso l'interazione tra onde elettromagnetiche (aventi appropriata lunghezza d'onda, dell'ordine dell'Å) e particelle atomiche è possibile risalire al contenuto mineralogico di un particolare litotipo;
- analisi petrografica – attraverso lo studio di sezioni sottili, essa consente di analizzare otticamente i minerali, di osservarne le microstrutture e di capirne l'origine.

Sulla base dei risultati ottenuti, si stima il potenziale di rigonfiamento del litotipo. La correlazione proposta nel seguito è la stessa utilizzata da M. Barla (1999) per una iniziale caratterizzazione dell'argilla di Caneva-Stevenà.

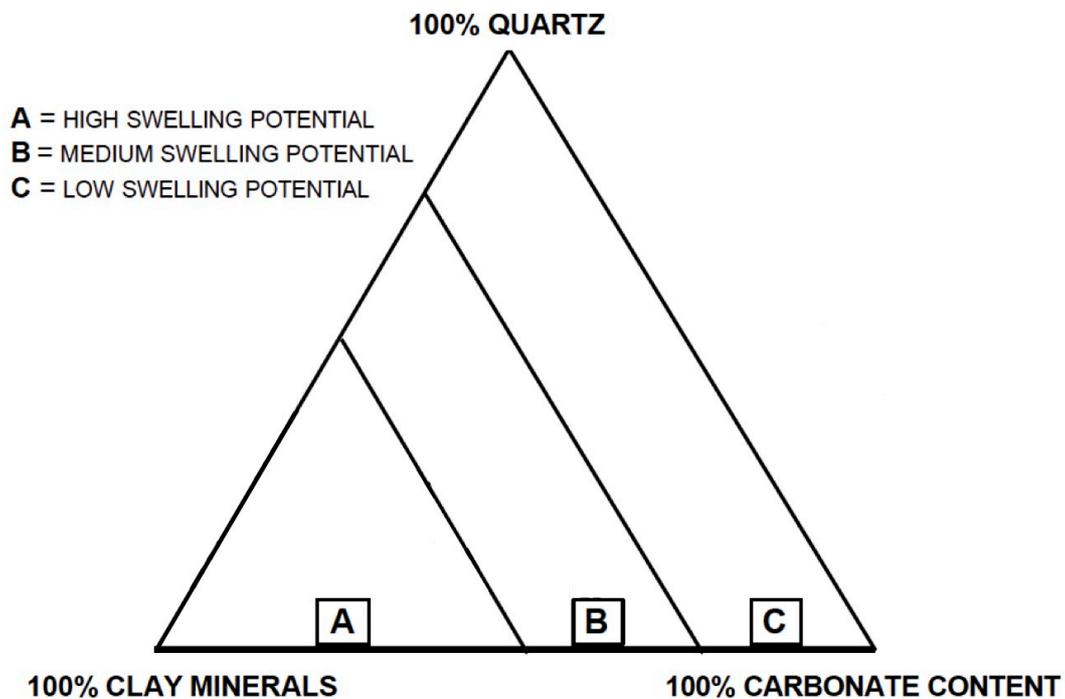


Figura 2.9: Diagramma per il riconoscimento del potenziale rigonfiante delle rocce, (Barla, 1999).

2.2.2.3 Prove edometriche di laboratorio

L'ente appartenente all'I.S.R.M. "*Commission on Swelling Rock*" fu fondato nel 1980 al fine di fornire, in ambito prettamente ingegneristico, una metodologia univoca e sistematica per la caratterizzazione delle rocce rigonfianti. Per i fini della presente tesi, si presenteranno finalità e metodologie inerenti alla seconda generazione di "*I.S.R.M. Suggested Methods*" (Madsen, 1999), ovvero prescrizioni circa le modalità di test di laboratorio tutt'oggi in vigore.

In fase preliminare, tra le suddette prescrizioni, risultano essere fondamentali le indicazioni fornite riguardo la sistematicità con cui prelevare, conservare e preparare il campione.

Il prelievo deve avvenire sfruttando, preferibilmente, carotaggi caratterizzati, obbligatoriamente, dall'ausilio di aria compressa o liquidi anti-rigonfianti (Antisol). Dopodiché si procede con la sigillatura del campione per mezzo di, procedendo dall'interno verso l'esterno, una pellicola impermeabile, un foglio di alluminio ed una miscela di paraffina e cera d'api. Si prosegue con la conservazione (è da minimizzare in termini temporali), essa deve avvenire a temperatura ed umidità controllata. Tali accorgimenti sono fondamentali al fine di avere provini con caratteristiche fisiche (densità, contenuto d'acqua, etc.) rappresentative di quelle reali *in situ*.

Qualora si necessitasse di una ulteriore modellazione dello stesso, la preparazione del campione deve avvenire con gli stessi accorgimenti già riportati precedentemente. Per i test che saranno descritti nel seguito, è prescritto l'utilizzo di provini cilindrici con diametri e spessori oscillanti, rispettivamente, tra 50 ÷ 100 mm e 20 ÷ 30 mm; l'unica eccezione è rappresentata dal secondo fra essi: in tal caso, anche provini non preliminarmente sagomati possono essere efficacemente adoperati.

Si procede con la rassegna dei "*Suggested Methods*" consigliati dall'I.S.R.M.

Determinazione della massima tensione di rigonfiamento assiale

Il test ha la finalità di misurare la massima tensione di rigonfiamento assiale al trascorrere del tempo, caratterizzante un provino cilindrico immerso in acqua e sottoposto a condizioni tensionali edometriche. La prova si svolge imprimendo un carico iniziale al campione in questione, per poi permetterne il rigonfiamento attraverso l'introduzione di acqua nel sistema. Ciò provoca una deformazione

assiale dello stesso che, affidandosi ad incrementi di carico gradualmente, deve essere totalmente compensata, fino a che più nessuna elongazione assiale possa essere registrata. Uno schema della strumentazione necessaria è mostrato in Figura 2.10.

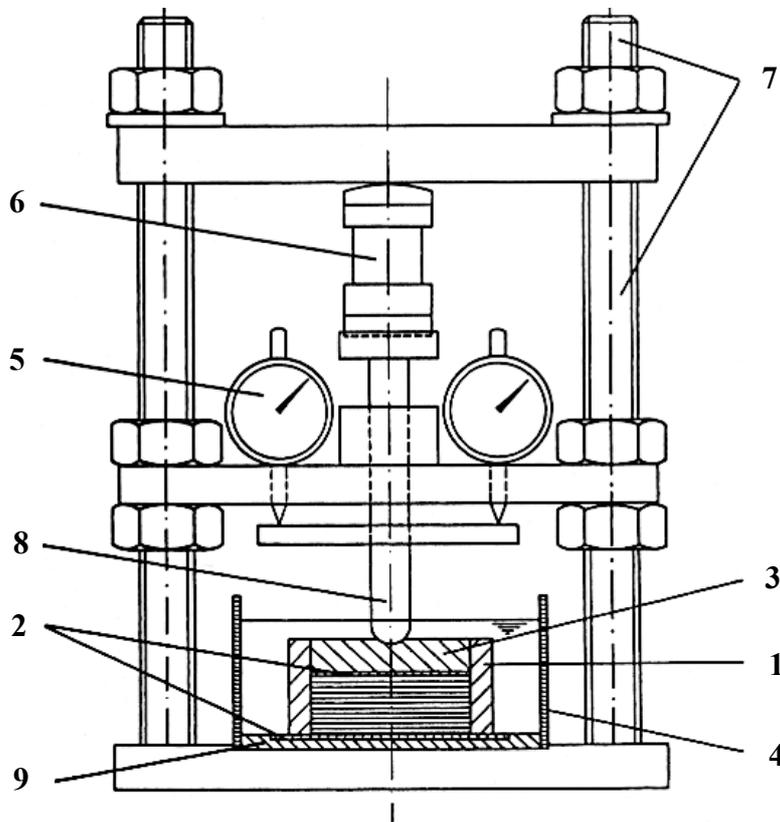


Figura 2.10: Strumentazione per la determinazione della massima tensione di rigonfiamento assiale: (1) anello in acciaio inossidabile, (2) lamine porose in metallo, (3) lamina di carico in acciaio inossidabile, (4) cella, (5) comparatori, (6) sistema di misurazione del carico, (7) telaio rigido e (8) pistone per il carico, (9) lamina in acciaio inossidabile, (Madsen, 1999).

Analizzando i risultati delle prove, è evidente come la composizione dei processi osmotico e chimico, tipico delle rocce in cui sia presente anidrite, renda il fenomeno legato al rigonfiamento molto più duraturo nel tempo (Figura 2.11-a e Figura 2.12-a). Inoltre, la reversibilità del processo osmotico, tipico dei litotipi contenenti minerali di argilla, rende possibile la totale compensazione delle deformazioni accumulate (è sempre possibile riportare il provino nelle condizioni di altezza originali); lo stesso non si può affermare per le rocce contenenti anche anidrite, la dissoluzione di quest'ultimo e la sua precipitazione in gesso risultano essere reversibili per carichi irragionevoli e non supportabili dalla strumentazione in uso. Ciò implica che una "tensione massima", in tal caso, non debba essere ricavata.

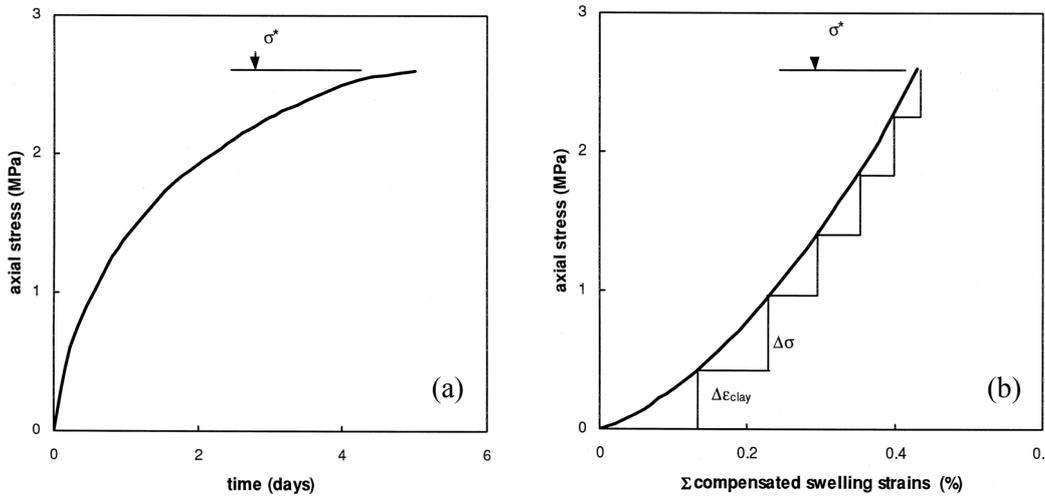


Figura 2.11: Tipici risultati della prova di determinazione della massima tensione di rigonfiamento assiale in rocce contenenti minerali di argilla nel piano (a) $(\sigma-t)$ e (b) $(\sigma-\epsilon)$, (Madsen, 1999).

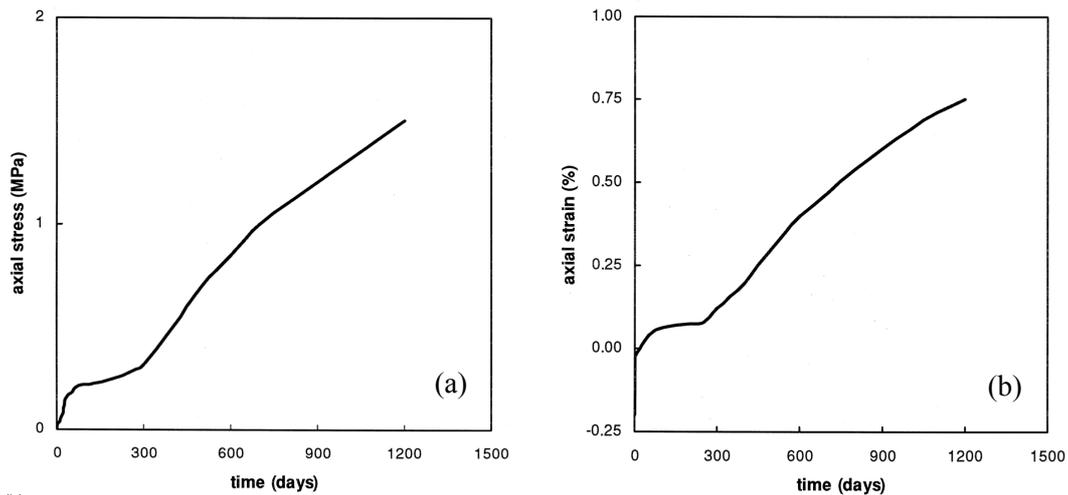


Figura 2.12: Tipici risultati della prova di determinazione della tensione di rigonfiamento assiale in rocce contenenti minerali di argilla ed anidrite nel piano (a) $(\sigma-t)$ e (b) $(\epsilon-t)$, (Madsen, 1999).

Determinazione delle massime deformazioni di rigonfiamento assiale e radiale

Il test ha la finalità di tarare le massime deformazioni di rigonfiamento assiale e radiale al trascorrere del tempo, caratterizzanti un provino non confinato ed immerso in acqua. La prova si svolge permettendo allo stesso di accumulare indisturbatamente deformazione e misurando l'elongazione assiale e radiale che sviluppa, in seguito al fenomeno del rigonfiamento libero (l'elongazione assiale e radiale sono misurate attraverso, rispettivamente, un comparatore ed un sottile anello di acciaio inossidabile flessibile che avvolge il provino). La prova dura finché nessuna ulteriore elongazione possa essere misurata. Uno schema della strumentazione necessaria è mostrato in Figura 2.13.

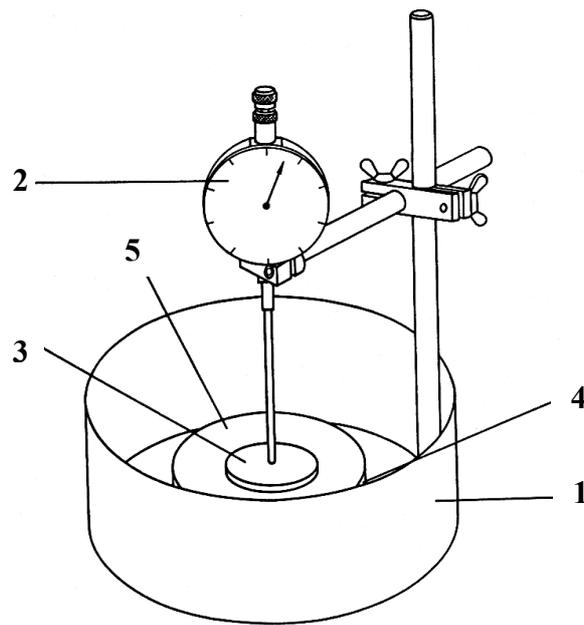


Figura 2.13: Strumentazione per la determinazione delle massime deformazioni di rigonfiamento assiale e radiale: (1) cella, (2) comparatore, (3) lamina di vetro, (4) lamina in acciaio inossidabile e (5) provino, (Madsen, 1999).

Analizzando i risultati delle prove, è evidente come il processo osmotico di rigonfiamento conduca a deformazioni modeste e totalmente accomodabili in tempi ragionevoli (Figura 2.14-a). La combinazione dei processi chimico ed osmotico di rigonfiamento rende l'appena descritto fenomeno molto più problematico e disastroso: si registra un incremento in termini sia di severità delle deformazioni, sia di tempo necessario affinché esse possano essere completamente accomodate (Figura 2.14-b).

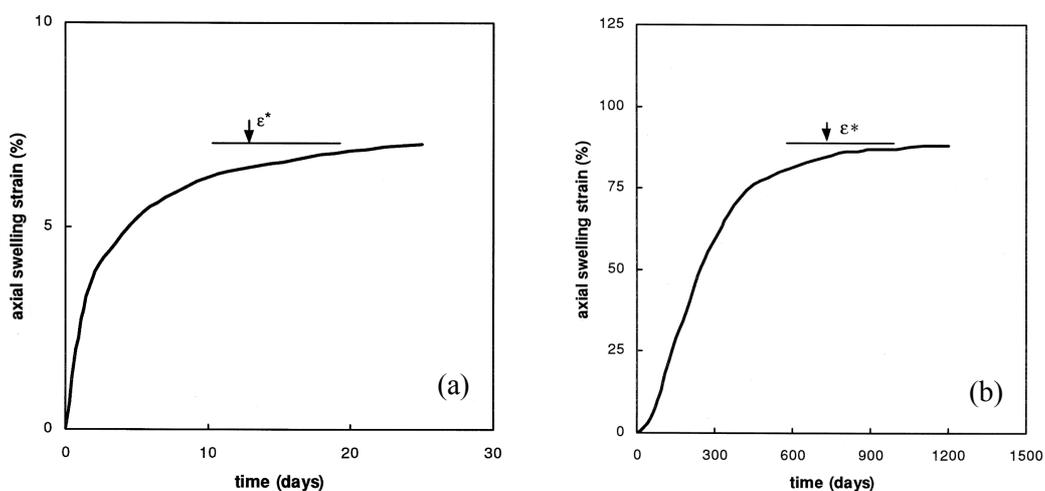


Figura 2.14: Tipici risultati della prova di determinazione della tensione di rigonfiamento assiale in rocce contenenti minerali di argilla (a) e di argilla ed anidrite (b), (Madsen, 1999).

Determinazione della tensione di rigonfiamento assiale in funzione della deformazione di rigonfiamento assiale

Il test ha la finalità di derivare una curva capace di indicare l'entità della tensione assiale necessaria per ridurre la severità delle deformazioni da rigonfiamento (derivabile unicamente in rocce argillacee). Essa rappresenta uno strumento progettuale da poter utilizzare in casi in cui le condizioni tensionali presenti *in situ* siano simili a quelle testate in laboratorio. La prova si svolge caricando preliminarmente il provino in testa, in condizioni edometriche, ad un livello tensionale coerente con quello reale (generalmente esso corrisponde con la tensione verticale geostatica presente *in situ* alla profondità di riferimento). Dopodiché, l'acqua è introdotta nel sistema permettendone il rigonfiamento. Il test procede scaricando gradualmente il campione e registrando il rigonfiamento indotto da ogni decremento di carico. La prova è considerata terminata una volta raggiunto un carico residuo pari a 25 kPa. Uno schema della strumentazione necessaria è mostrato in Figura 2.15.

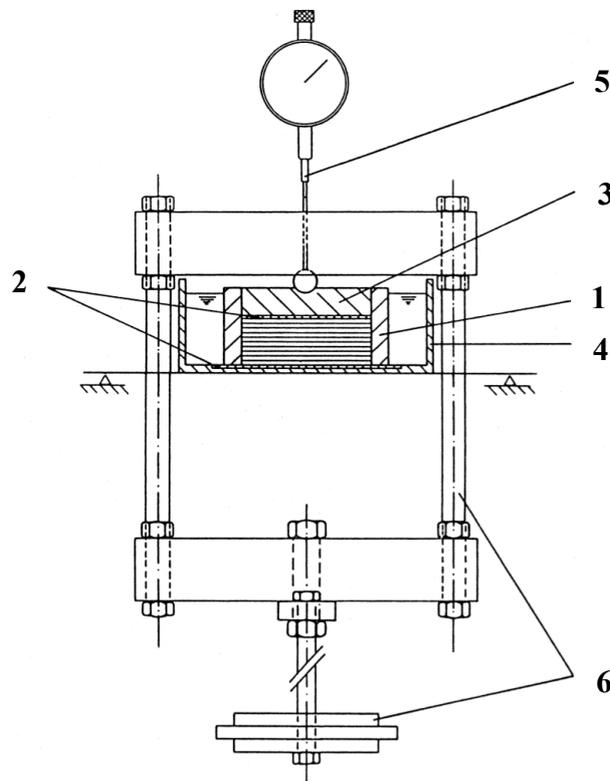


Figura 2.15: Strumentazione per la determinazione della massima tensione di rigonfiamento assiale in funzione della deformazione di rigonfiamento assiale: (1) anello in acciaio inossidabile, (2) lamine porose in metallo, (3) lamina di carico in acciaio inossidabile, (4) cella, (5) comparatori e (6) telaio rigido, (Madsen, 1999).

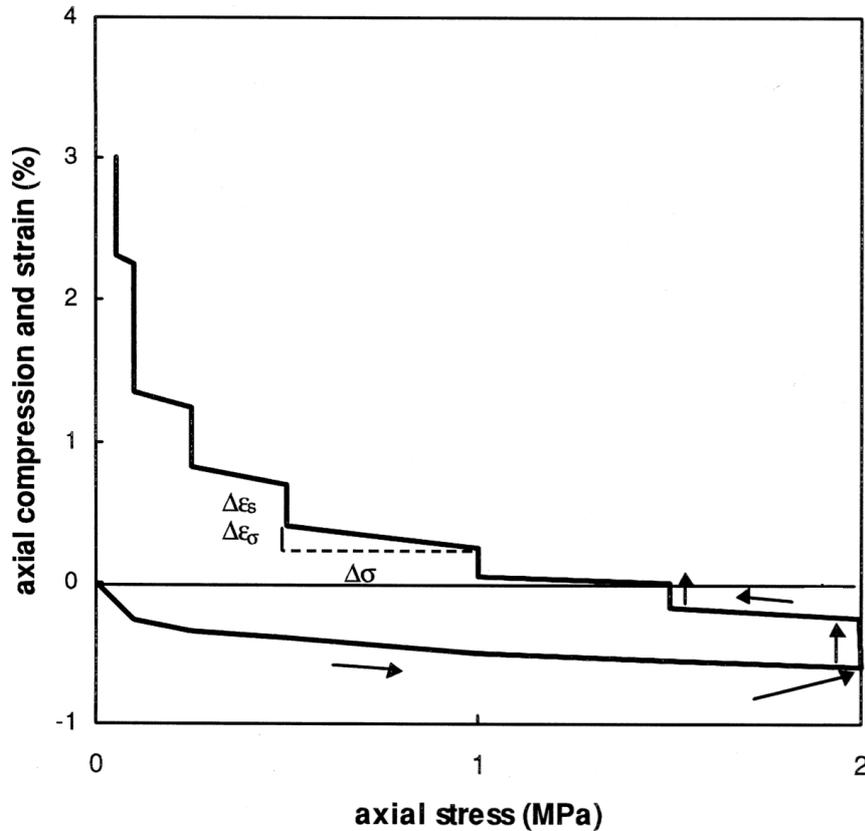


Figura 2.16: Curva di carico per la determinazione della tensione di rigonfiamento in funzione della deformazione di rigonfiamento, (Madsen, 1999).

Esaminando i risultati delle prove, è evidente che, in seguito ad ogni decremento di carico, la deformazione sviluppata dal provino risulta divisibile in due componenti: la prima risponde direttamente alla variazione tensionale ($\Delta\varepsilon_\sigma$), la seconda è propria del processo di rigonfiamento che è lasciato avvenire a tensione costante ($\Delta\varepsilon_s$). Secondo quanto espresso, vale ciò che segue:

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_\sigma + \varepsilon_s \quad (13)$$

Depurando i risultati di Figura 2.16 dalla componente prettamente tensionale, è possibile ricavare una curva correlante la deformazione di rigonfiamento ed il corrispondente decremento tensionale (Figura 2.17). Risulta evidente che, per limitare le deformazioni da rigonfiamento, sia necessario mantenere un determinato stato tensionale del provino. Traslando tale concetto in corrispondenza di quanto accade *in situ* durante uno scavo, come sarà più evidente in § 2.4, ciò può essere raggiunto secondo due approcci: anticipando l'installazione del sostegno durante lo stesso e/o progettando una forma dell'apertura più regolare.

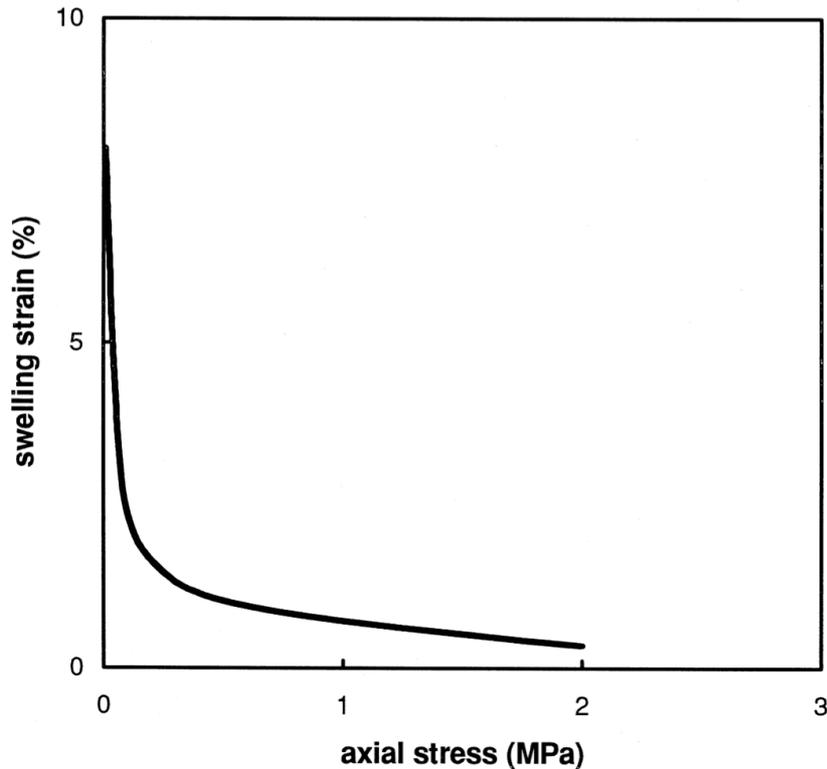


Figura 2.17: Relazione tra tensione di rigonfiamento assiale e deformazione di rigonfiamento assiale (*swelling curve*), (Madsen, 1999).

2.2.2.4 Prove triassiali di laboratorio

Nonostante i precedentemente descritti “*Suggested Methods*” (Madsen, 1999) siano delle metodologie con cui caratterizzare il potenziale rigonfiante di un litotipo tutt’oggi in vigore, è possibile affermare che il percorso dei carichi da loro imposto non sia rappresentativo di quello indotto da una attività di scavo. A tal proposito, è possibile adottare un approccio differente rispetto a quelli già esposti: si tratta di una prova triassiale di laboratorio (“*TX swelling test*”) che ha la finalità di monitorare l’entità di sovrappressioni interne accumulate durante l’applicazione del carico e, una volta dissipate queste ultime, le conseguenti deformazioni volumetriche sviluppate.

Tale tipo di prova, descritta nel dettaglio da M. Barla (1999) ed usata per la caratterizzazione della già citata argilla di Caneva-Stevenà, fatta eccezione per la fase di preparazione del provino, consta di cinque fasi, esposte di seguito (la preparazione del provino deve avvenire, con le stesse modalità già specificate per i “*Suggested Methods*”, in modo tale da prevenire qualsivoglia irregolarità della classica forma cilindrica e per non indurre rigonfiamento precoce):

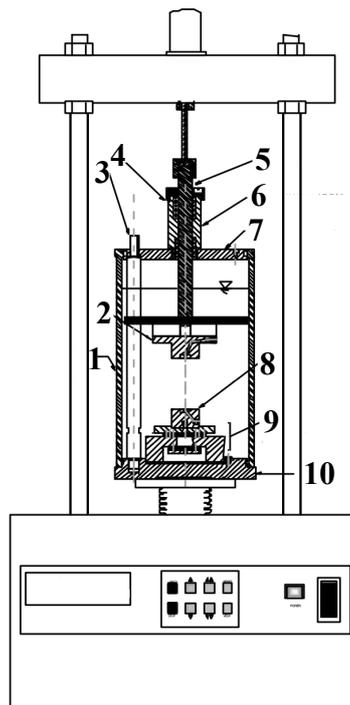


Figura 2.18: Cella triassiale per l'esecuzione del "TX swelling test" denominata "S.D.T.A. – Soft Rock Triaxial Apparatus" (Barla, 1999): (1) cella in pressione, (2) tappo superiore del sistema di drenaggio, (3) tirante, (4) sistema di bloccaggio, (5) pistone di carico e (6) cuscinetto a sfere, (7) piastra superiore, (8) base del sistema di drenaggio, (9) meccanismo di scorrimento, (10) piastra inferiore, (Barla, 1999).

- fase di rimozione della fase gassosa (*flushing*) – evitando di indurre rigonfiamento precoce nel provino, un flusso d'acqua a basse pressioni è lasciato scorrere nel macchinario, al fine di eliminare l'aria nelle condutture;
- fase di saturazione – con l'accortezza di non indurre rigonfiamento precoce nel provino, la pressione dell'acqua è aumentata al fine di favorire la solubilità della fase gassosa nella fase liquida;
- fase di consolidazione – poiché il completamento delle due precedenti fasi non implica l'imposizione dello stato tensionale desiderato, il provino è ulteriormente caricato in condizioni drenate, al fine di raggiungere uno stato tensionale triassiale comparabile con quello geostatico presente *in situ*;
- fase di carico – il provino è soggetto a *stress paths* comparabili con quelli che dovranno essere sopportati dal materiale *in situ*, in condizioni non drenate (nel caso di scavo in sotterranea, sarà fondamentale riprodurre accuratamente il rilascio tensionale e la seguente installazione del supporto);

- fase di dissipazione delle sovrappressioni – il sistema di drenaggio viene abilitato, al fine di registrare gli effetti di consolidamento/rigonfiamento in funzione dell'entità e del segno delle sovrappressioni interstiziali.

Il netto vantaggio della suddetta prova risiede nell'imposizione del percorso di carico considerato appropriato per il campione in esame, in funzione di quello che sperimenterebbe *in situ* conseguentemente alla costruzione di una galleria.

Uno *stress path* indotto da una qualsivoglia attività di scavo dipende dalle caratteristiche meccaniche del materiale (dunque, dal conseguimento o meno di stati tensionali critici, tali da indurre snervamento e da provocare lo sviluppo di deformazioni plastiche), dallo stato tensionale geostatico iniziale presente *in situ* (dipendentemente dalla profondità a cui si esegue lo scavo) e dalla forma dello scavo stesso.

A scopo totalmente esplicativo, si supponga di dover trattare il percorso dei carichi indotto dal rilascio tensionale, in seguito ad uno scavo, in un mezzo elastico lineare (I.L.E.); si supponga, inoltre, lo stesso caratterizzato da determinati valori delle corrispondenti caratteristiche meccaniche necessarie per una sua completa descrizione tensio-deformativa (modulo di Young e coefficiente di Poisson) e da uno stato tensionale iniziale isotropo ($K_0=1$).

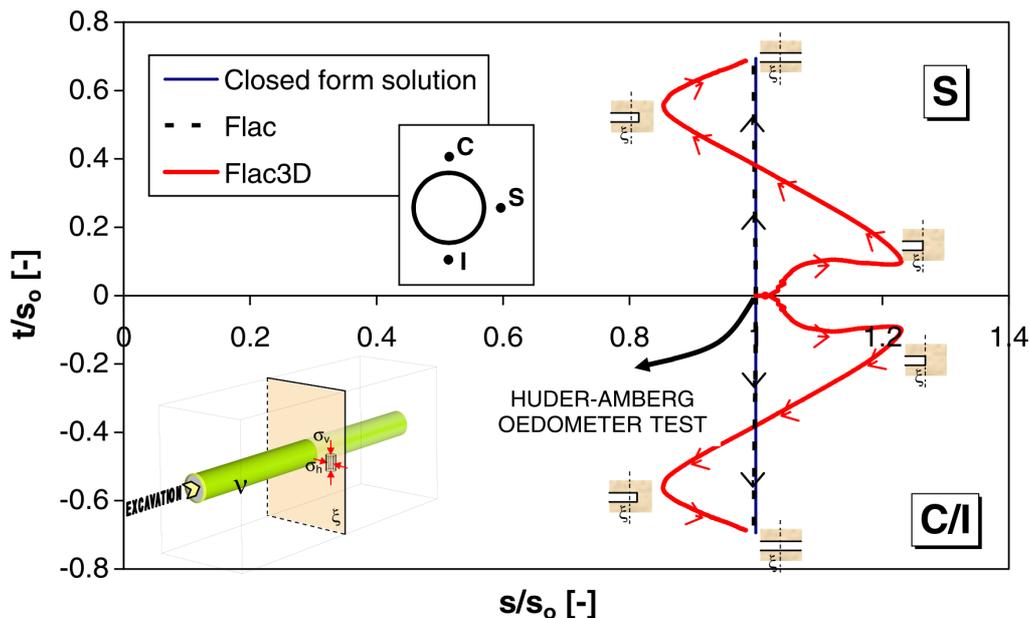


Figura 2.19: *Stress paths* per elementi di roccia posti ai piedritti (S), in corona ed arco rovescio (C/I) di una galleria circolare in un mezzo I.L.E. Gli *stress paths* sono stati ricavati con equazioni in forma chiusa (Kirsch) e software di calcolo in ambiente 2D e 3D, (Barla, 2007).

Coerentemente con le suddette ipotesi, Barla (2007) dimostra come l'effetto provocato dall'avanzamento del fronte di scavo e, dunque, la componente tridimensionale giochino un ruolo fondamentale a tale proposito.

Da una analisi di Figura 2.19, risulta evidente come il percorso tensionale tipico di una prova di Huder & Amberg (test da cui l'I.S.R.M. attinge per la formulazione dei “*Suggested Methods*”, molto simile all'ultimo analizzato) non sia capace di descrivere accuratamente il reale *stress path* indotto da una attività di scavo, in particolar modo in corrispondenza del fronte dello scavo stesso.

2.3 Modellazione dei fenomeni tempo-dipendenti

Una accurata modellazione dei fenomeni tempo-dipendenti delle rocce, rigonfianti o spingenti che siano, permette di cogliere gli aspetti fondamentali della loro interazione con gli elementi di supporto di una galleria (centine metalliche, anelli di calcestruzzo, ancoraggi, etc.). Generalmente essi sono formulati nell'ambito della meccanica del continuo, considerando le condizioni tensionali iniziali, la geometria dello scavo e le proprietà meccaniche della roccia ottenute mediante il compimento di prove di laboratorio o di indagini *in situ*. La letteratura scientifica, facente capo alla meccanica delle rocce, prevede la seguente divisione.

- Modelli fenomenologici – tali modelli sono basati sulla derivazione di una legge di comportamento interessante l'effetto indotto dalla tempo-dipendenza, senza che la variabile tempo sia effettivamente considerata; essa dovrà essere applicata su una tipologia di mezzo definito, inizialmente, come elastico lineare. L'esperienza maturata nel corso degli anni ha mostrato come descrizioni simili siano più adatte a fenomeni di tipo rigonfiante. Sulla base dell'interpretazione delle prove di laboratorio descritte in § 2.2.2.3 e/o § 2.2.2.4, è possibile ottenere una legge di rigonfiamento la quale assume che, a partire da un dato livello tensionale, il materiale in cui si effettua lo scavo sperimenta una variazione volumetrica, che aumenta al proseguire dello scarico tensionale indotto dallo stesso.
- Modelli reologici – tali modelli sono basati su una accurata raffigurazione fenomenologica del mezzo interessato dallo scavo (indipendentemente dalla scala del problema), con la finalità di sottolineare la dipendenza temporale

del comportamento che lo stesso manifesta. Si parla, sostanzialmente, di modelli che prendono in considerazione una descrizione della roccia oggetto di studio in una maniera più o meno complessa, ma basata su tre elementi fondamentali: la molla Hook, lo smorzatore di Newton ed il carrello di St. Venant (Figura 2.1). Modelli del genere sono utilizzati in particolar modo per la descrizione di rocce spingenti.

- Modelli meccanicistici – tali modelli considerano gli elementi essenziali che provocano l’inizio ed il perdurare del comportamento tempo-dipendente del mezzo in questione. È evidente che una descrizione simile risulta essere più affine al comportamento rigonfiante delle rocce, in cui la presenza dell’acqua gioca un ruolo chiave. Limitatamente a quest’ultimo contesto, modelli del genere propongono approcci più razionali basati su leggi di comportamento più o meno complesse inerenti al fenomeno di diffusione dell’acqua, valutato come la causa principale del rigonfiamento (è considerato solo il rigonfiamento “meccanico” e non quello “fisico-chimico”). Essi possono essere formulati in modo tale da considerare i problemi meccanico e diffusivo in maniera accoppiata o disaccoppiata.

Nel corso della trattazione saranno analizzati nel dettaglio alcuni fra i più efficaci modelli di rappresentazione per rocce spingenti e rigonfianti; tuttavia è da sottolineare che non saranno presentate le modalità con cui è effettuata la loro calibrazione. La calibrazione di ognuno dei modelli di seguito presentati avviene basandosi sui risultati di test di laboratorio: si parte dall’esecuzione dei più comuni “*UC test*”, “*DS test*” e “*TX test*”, per la caratterizzazione delle proprietà elasto-plastiche della roccia (fondamentali per la definizione del suo comportamento di “breve termine”), dopodiché, a seconda della tipologia di tempo-dipendenza, si prosegue con quanto esposto in § 2.2.1.3, § 2.2.2.3 e § 2.2.2.4, per la determinazione delle proprietà viscoso e visco-plastiche della stessa (essenziali per la definizione del suo comportamento di “lungo termine”).

Qualora fossero presenti dati di monitoraggio, la calibrazione del modello finirebbe con una eventuale correzione dei parametri meccanici più soggetti al concetto di incertezza epistemica: comunemente, ciò avviene attraverso processi di *trial and error* con la finalità di far combaciare, entro predefiniti livelli di

precisione, apposite analisi numeriche con le evidenze empiriche ottenute attraverso l'attività di monitoraggio.

2.3.1 Modellazione del comportamento di rocce spingenti

In totale accordo con quanto già anticipato, gran parte dei modelli sviluppati per la descrizione del comportamento spingente sono stati formulati come modelli reologici con la finalità di enfatizzare, in particolar modo, la componente viscosa tempo-dipendente. A tal fine, si sfruttano evidenze empiriche derivate da prove di laboratorio per la derivazione di leggi viscose; generalmente, si punta ad una accurata descrizione del “*primary creep*” e del “*secondary creep*”.

I modelli reologici sono comunemente caratterizzati dalla mancanza di un componente atto alla descrizione della deformazione volumetrica legata alla dipendenza temporale del materiale: ciò rende la maggior parte di essi inutilizzabili per la descrizione dei fenomeni rigonfianti.

2.3.1.1 Modello CVISC (“*Visco-Elastic-Plastic*”)

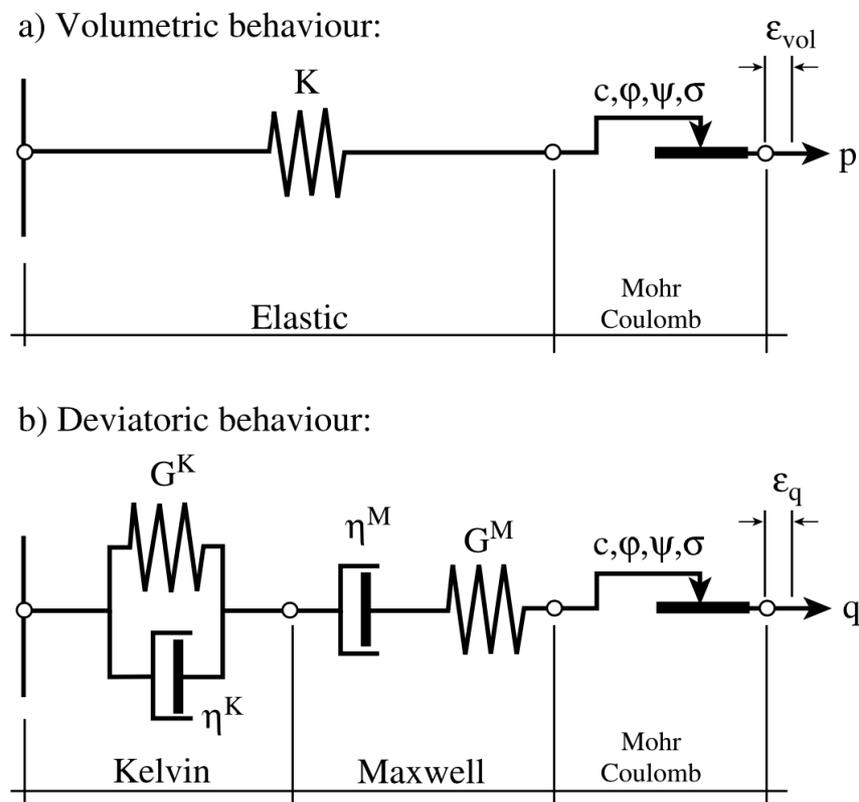


Figura 2.20: Schematizzazione del modello CVISC (Itasca Inc., 2006).

Il modello CVISC (Itasca Inc., 2006) è un modello analogico che descrive il comportamento di un materiale attraverso le sue componenti:

- volumetrica (Figura 2.20-a) – mediante l'accoppiamento in serie di una legge elastica lineare ed una di flusso plastico basata sul criterio di snervamento di Mohr-Coulomb;
- deviatorica (Figura 2.20-b) – mediante l'accoppiamento in serie del modello visco-elastico di Burger e la stessa legge di flusso plastica citata al punto precedente.

Come è evidente da quanto espresso di sopra, l'assunzione fondamentale per l'utilizzo di tale modello prevede una scissione del comportamento meccanico deviatorico da quello volumetrico.

In termini di equazioni riguardanti le deformazioni, si ha quanto segue:

$$\begin{cases} \varepsilon_{vol} = I_{1,\varepsilon} \\ \varepsilon_{vol} = \varepsilon_{vol}^e + \varepsilon_{vol}^p \end{cases} \quad (14)$$

dove:

ε_{vol} → deformazione volumetrica;

$I_{1,\varepsilon}$ → primo invariante delle deformazioni;

$\varepsilon_{vol}^{e/p}$ → deformazione volumetrica elastica e plastica, rispettivamente;

$$\begin{cases} \gamma_{ij} = \varepsilon_{ij} - \delta_{ij} (\varepsilon_{vol}/3) \\ \gamma_{ij} = \gamma_{ij}^{ve} + \gamma_{ij}^p \end{cases} \quad (15)$$

dove:

γ_{ij} → tensore delle deformazioni deviatoriche;

ε_{ij} → tensore delle deformazioni;

δ_{ij} → delta di Kronecker;

γ_{ij}^{ve} → tensore delle deformazioni deviatoriche visco-elastiche;

γ_{ij}^p → tensore delle deformazioni deviatoriche plastiche.

È evidente come le deformazioni visco-elastiche siano unicamente deviatoriche e, in quanto tali, dipendano unicamente dalla componente deviatorica dello stato

tensionale applicato, a differenza delle deformazioni plastiche che, invece, hanno natura volumetrica e deviatorica.

Le deformazioni di natura elastica sono determinabili attraverso la classica legge dell'elasticità lineare, al contrario, la loro componente visco-elastica, in quanto governata unicamente dal modello di Burger, è resa attraverso la somma delle componenti indotte dai "sotto-modelli" di Kelvin (individuata con una "K" nel seguito) e Maxwell (individuata con una "M" nel seguito):

$$\gamma_{ij}^{ve} = \gamma_{ij}^{ve,K} + \gamma_{ij}^{ve,M} \quad (17)$$

$$\begin{cases} \tau_{ij} = 2G^K \gamma_{ij}^{ve,K} + 2\eta^K \dot{\gamma}_{ij}^{ve,K} \\ \dot{\gamma}_{ij}^{ve,M} = (\dot{\tau}_{ij}/2G^M) + (\tau_{ij}/2\eta^M) \end{cases} \quad (16)$$

dove:

$\dot{\gamma}_{ij}^{ve}$ → tensore del tasso delle deformazioni visco-elastiche deviatoriche;

τ_{ij} → tensore delle tensioni deviatoriche;

$\dot{\tau}_{ij}$ → tensore del tasso tensionale deviatorico;

$G^{K/M}$ → modulo di taglio di Kelvin e Maxwell, rispettivamente;

$\eta^{K/M}$ → viscosità dinamica secondo Kelvin e Maxwell, rispettivamente.

La componente plastica delle deformazioni è governata da una legge di flusso plastico, espressa nella stessa forma del criterio di snervamento di Mohr-Coulomb, ma governata dall'angolo di dilatanza del materiale in esame:

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (18)$$

$$\begin{cases} \varepsilon_{vol}^p = \lambda \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_{1,1}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{2,2}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{3,3}} \right) \\ \gamma_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} - \delta_{ij} \left(\varepsilon_{vol}^p / 3 \right) \end{cases} \quad (19)$$

dove:

λ → moltiplicatore plastico (grandezza scalare);

g → potenziale plastico nella stessa forma del criterio di Mohr-Coulomb:

$$g(\sigma, \tau) = \tau - \sigma \tan(\psi) + k \quad (20)$$

con:

ψ → angolo di dilatanza (da investigare con apposite prove di laboratorio).

In definitiva, il modello CVISC necessita di nove parametri indipendenti, suddivisi come in Tabella 2.9.

Tabella 2.9: Parametri indipendenti per il modello reologico CVISC (Itasca Inc., 2006).

Parametri meccanici indipendenti per il modello CVISC		
Parametri elastici	Parametri viscosi	Parametri plastici
Modulo di compressibilità (K)	Viscosità dinamica di M. (η^M)	Coazione secondo M. & C. (c)
-	Viscosità dinamica di K. (η^K)	Angolo di resistenza al taglio (φ)
-	Modulo di taglio di M. (G^M)	Resistenza di tensione uniassiale (σ_t)
-	Modulo di taglio di K. (G^K)	Angolo di dilatanza (ψ)

2.3.1.2 Modello VIPLA (“Elastic-Visco-Plastic”)

Il modello VIPLA (Pellet, et al., 2005) è un modello incrementale del primo ordine e deriva dalla teoria generale dell’elasto-visco-plasticità di Perzyna.

L’assunzione fondamentale per l’utilizzo di tale modello prevede una scissione del tensore del tasso di deformazione nelle componenti elastica e visco-plastica:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} \quad (21)$$

dove:

$\dot{\epsilon}_{ij}$ → tensore del tasso delle deformazioni;

$\dot{\epsilon}_{ij}^e$ → tensore del tasso delle deformazioni elastiche;

$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$ → tensore del tasso delle deformazioni visco-plastiche.

Per la componente elastica delle deformazioni vale quanto spiegato di sopra, mentre, la sua componente visco-plastica è governata dalla seguente legge di flusso:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \gamma \Phi(\langle F \rangle) \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (22)$$

dove:

γ → moltiplicatore visco-plastico (grandezza scalare);

F → funzione di *over-stress* rappresentante la distanza dello stato tensionale dalla superficie di snervamento (influenza il modulo del nucleo viscoso);

$\Phi(\langle F \rangle)$ → nucleo viscoso;

g → potenziale visco-plastico, assunta come espressa nel seguito.

La dipendenza temporale è introdotta nel modello abolendo la condizione di consistenza del criterio di snervamento e, cioè, permettendo alla stessa di essere positiva o negativa (ciò implica un suo possibile “attraversamento”).

Nel VIPLA, il nucleo viscoso assume la forma di una funzione esponenziale, con la funzione di *over-stress* sostituita dalla funzione di snervamento:

$$\Phi(\langle F \rangle) = \left\langle \frac{F}{F_0} \right\rangle^n = \left\langle \frac{f}{f_0} \right\rangle^n \quad (23)$$

dove:

F_0, f_0 → parametro tensionale di riferimento;

n ($n \geq 1$) → parametro costitutivo visco-plastico;

f → funzione di snervamento divisibile in due componenti:

$$f = \frac{\bar{f}(\sigma_{ij})}{\kappa(\varepsilon_{ij}^{vp})} \quad (24)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f}(\sigma_{ij}) = q \\ \kappa(\varepsilon_{ij}^{vp}) = \left(\sqrt{\frac{4}{3}} I_{2,\varepsilon^{vp}} \right)^{-\frac{m}{n}} \end{array} \right. \quad (25)$$

con:

$\bar{f}(\sigma_{ij})$ → componente dipendente unicamente dallo stato tensionale assunta nella forma della funzione di snervamento di Von Mises;

$\kappa(\varepsilon_{ij}^{vp})$ → componente dipendente unicamente dal tasso di deformazione visco-plastico esprime incrudimento, definibile attraverso:

m → parametro costitutivo visco-plastico;

$I_{2,\varepsilon^{vp}}$ → secondo invariante della deformazione deviatorica visco-plastica.

In accordo con quanto espresso di sopra, il potenziale visco-plastico è assunto nella stessa forma della componente tensionale della funzione di snervamento (legge di flusso associata). Con questa assunzione, la deformazione visco-plastica dipende unicamente dallo stato tensionale deviatorico e non induce deformazione volumetrica.

In definitiva, il modello VIPLA necessita di sei parametri indipendenti, suddivisi come in Tabella 2.10.

Tabella 2.10: Parametri indipendenti per il modello reologico VIPLA (Pellet, et al., 2005).

Parametri meccanici indipendenti per il modello VIPLA	
Parametri elastici	Parametri visco-plastici
Modulo di Young (E)	Parametro costitutivo del nucleo viscoso (n)
Coefficiente di Poisson (ν)	Parametro costitutivo della legge di incrudimento (m)
-	Moltiplicatore visco-plastico (γ)
-	Parametro di riferimento tensionale (f ₀)

2.3.1.3 Modello SHELVIP (“*Stress Hardening Elastic Viscous Plastic*”)

Il modello SHELVIP (Debernardi, 2008) è un modello incrementale del primo ordine ed accoppia la classica teoria dell’elasto-visco-plasticità con un comportamento tempo-dipendente, basandosi sugli studi di Perzyna. Per la sua formulazione, è stato considerato un mezzo isotropico in cui l’effetto dell’acqua è stato investigato mediante il principio di Terzaghi (principio delle tensioni efficaci); al contrario, gli effetti dinamici e termici non sono stati tenuti in considerazione.

L’assunzione fondamentale per l’utilizzo di tale modello prevede una scissione del tensore del tasso di deformazione in tre componenti: elastica, visco-plastica e plastica:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} + \dot{\varepsilon}_{ij}^p \quad (26)$$

dove:

$\dot{\varepsilon}_{ij}$ → tensore del tasso delle deformazioni;

$\dot{\varepsilon}_{ij}^e$ → tensore del tasso delle deformazioni elastiche;

$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$ → tensore del tasso delle deformazioni viscoso;

$\dot{\varepsilon}_{ij}^p$ → tensore del tasso delle deformazioni plastiche.

Sulla base di ciò, risulta evidente la necessità di un criterio grazie al quale si possa definire distintamente l’inizio del comportamento viscoso da quello plastico. A tal fine, il modello prevede la definizione di due superfici limite di comportamento omotetiche, definite attraverso il criterio di snervamento di Drucker-Prager: esse delimitano tre diversi campi di comportamento nel piano delle tensioni principali, di seguito divisi in relazione alla natura delle deformazioni sviluppate ed individuati con l’ausilio di quanto illustrato in Figura 2.21.

- a) Campo di comportamento puramente elastico – lo stato tensionale in analisi è posto al di sotto della superficie di snervamento visco-plastica, ciò implica che le deformazioni sviluppate siano unicamente elastiche;
- b) Campo di comportamento elastico e visco-plastico – lo stato tensionale in analisi è posto al di là della superficie di snervamento visco-plastica ed al di sotto di quella plastica, ciò implica che le deformazioni sviluppate siano di natura elastica e visco-plastica;
- c) Campo di comportamento elastico, plastico e visco-plastico – lo stato tensionale in analisi è posto al di là della superficie di snervamento plastica, ciò implica che le deformazioni sviluppate siano di natura elastica, plastica e visco-plastica.

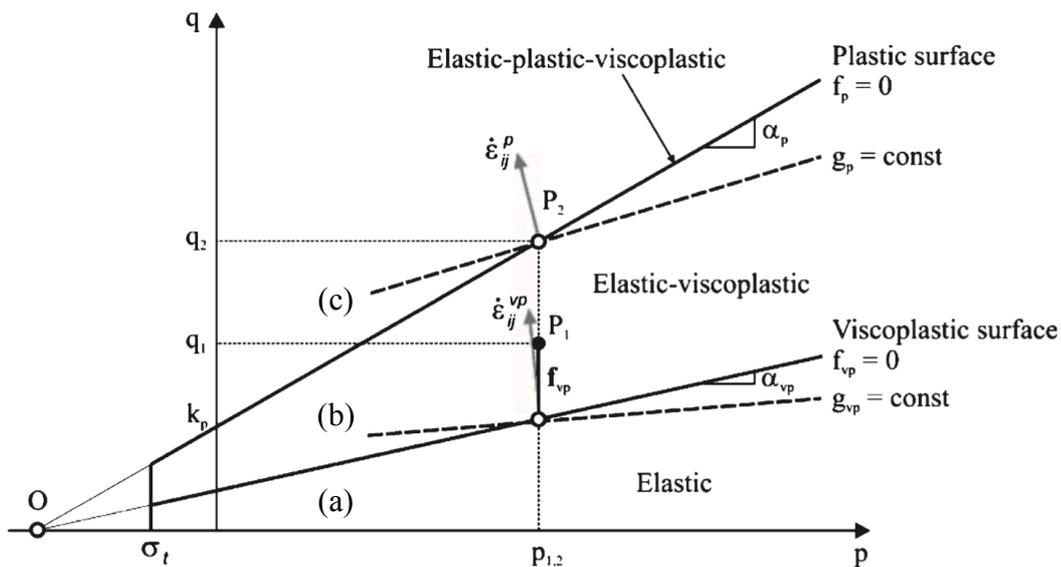


Figura 2.21: Superfici limite di comportamento per il modello SHELVIP (Debernardi, 2008).

La superficie di snervamento plastica non risulta essere caratterizzata da componenti incrudenti/rammollenti ed è definita, nel piano (q-p), come di seguito:

$$f_p = q - \alpha_p p - k_p; \quad p \geq \sigma_t \quad (27)$$

dove:

α_p → inclinazione del criterio plastico di Drucker-Prager nel piano (q-p);

k_p → intercetta del criterio plastico di Drucker-Prager nel piano (q-p);

σ_t → stato tensionale volumetrico di *cut-off*.

La superficie di snervamento visco-plastica risulta essere caratterizzata da una componente incrudente ed è definita, nel piano (q-p), come di seguito:

$$f_{vp} = q - \alpha_{vp} \left(p + \frac{k_p}{\alpha_p} \right); \quad p \geq \sigma_t \quad (28)$$

dove:

α_{vp} → inclinazione del criterio visco-plastico di Drucker-Prager, esso è definito come funzione della storia tensionale caratterizzante il mezzo in esame.

Una sua variazione determina il realizzarsi del comportamento incrudente.

La componente elastica delle deformazioni, sempre presente, è ricavabile attraverso le leggi dell'elasticità lineare sfruttando la matrice di cedevolezza del materiale in questione:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^e = C_{ijkl} \dot{\sigma}_{kl} \quad (29)$$

dove:

C_{ijkl} → matrice di cedevolezza.

La componente visco-plastica delle deformazioni è governata dalla seguente legge di flusso visco-plastica:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \gamma \Phi(\langle F \rangle) \frac{\partial g_{vp}}{\partial \sigma_{ij}} \quad (30)$$

dove:

γ → moltiplicatore visco-plastico (grandezza scalare);

$F = f_{vp}$ → funzione di *over-stress* rappresentante la distanza dello stato tensionale dalla superficie di snervamento assunta uguale alla legge di snervamento visco-plastica (influenza il modulo del nucleo viscoso);

$\Phi(\langle F \rangle)$ → nucleo viscoso, esso influenza la dimensione del tasso di deformazione visco-plastica. Per il modello SHELVIP, esso assume la seguente forma:

$$\Phi(\langle F \rangle) = \langle F \rangle^n = \langle f_{vp} \rangle^n \quad (31)$$

con:

n ($n > 0$) → parametro costitutivo visco-plastico;

g_{vp} → potenziale visco-plastico, esso definisce la direzione del tasso di deformazione visco-plastica. Per il modello SHELVIP, esso vale:

$$g_{vp} = q - \omega_{vp} p \quad (32)$$

con:

ω_{vp} → dilatanza visco-plastica, esprime il rapporto tra la deformazione visco-plastica volumetrica e quella deviatorica.

La componente plastica delle deformazioni è governata dalla seguente legge di flusso plastica:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g_p}{\partial \sigma_{ij}} \quad (33)$$

dove:

λ → moltiplicatore plastico (grandezza scalare), esso influenza la dimensione del tasso di deformazione plastica;

g_p → potenziale plastico, esso definisce la direzione del tasso di deformazione plastica. Per il modello SHELVIP esso è assunto come segue:

$$g_p = q - \omega_p p \quad (34)$$

con:

ω_p → dilatanza plastica, esprime il rapporto tra la deformazione plastica volumetrica e quella deviatorica.

La componente più importante del modello è, senza dubbio, la sua legge di incrudimento: la maggior parte dei modelli visco-plastici formula la propria legge di incrudimento come funzione della deformazione visco-plastica o del lavoro visco-plastico, i quali sono difficili da determinare attraverso test di laboratorio ed indagini *in situ*.

Per tale ragione, per il modello SHELVIP, è stata proposta la seguente relazione differenziale:

$$\dot{\alpha}_{vp} = \frac{l}{m n} \cdot \frac{f_{vp}}{p + \frac{k_p}{\alpha_p}} \left[\left(\frac{f_{vp}}{q} \right)^{m-1} \right]^n \quad (35)$$

dove:

l ($l > 0$) → parametro costitutivo visco-plastico;

m ($m > 0$) → parametro costitutivo visco-plastico.

Tale espressione porta alla conclusione secondo cui uno stato tensionale deviatorico, agente sul materiale in questione per un determinato lasso di tempo, porti ad una precisa variazione della superficie di snervamento visco-plastica e, allo stesso tempo, ad una evoluzione delle deformazioni visco-plastiche nel tempo (com'è evidente se si considera la formulazione di Eq. (30)).

Una formulazione del genere porta a due sostanziali vantaggi:

- il livello di incrudimento del materiale può essere direttamente calcolato a partire dallo stato tensionale limite per lo sviluppo delle deformazioni visco-plastiche. Ciò, generalmente, avviene con l'ausilio dei test di laboratorio di cui si è ampiamente discusso;
- la tempo-dipendenza può essere completamente espressa attraverso l'implementazione di un singolo parametro costitutivo.

Di contro, per il suo utilizzo, si ha la necessità di adottare un ulteriore parametro (l), con il fine di soddisfare l'uguaglianza dimensionale tra i due termini di Eq. (35).

In definitiva, il modello SHELVIP necessita di undici parametri indipendenti, suddivisi come in Tabella 2.11 (il parametro di incrudimento dipende dalla storia del materiale in esame, ciò fa sì che non sia un parametro intrinseco del materiale).

Tabella 2.11: Parametri indipendenti per il modello reologico SHELVIP (Debernardi, 2008).

Parametri meccanici indipendenti per il modello SHELVIP		
Parametri elastici	Parametri visco-plastici	Parametri plastici
Modulo di Young (E)	Fattore di dipendenza dal carico (n)	Inclinazione del criterio di D. & P. (α_p)
Coefficiente di Poisson (ν)	Fattore di forma (m)	Intercetta del criterio di D. & P. (k_p)
-	Fattore di dipendenza temporale (l)	<i>Cut-off</i> tensionale (σ_t)
-	Moltiplicatore visco-plastico (γ)	Dilatanza plastica (ω_p)
-	Dilatanza viscoplastica (ω_{vp})	-

2.3.2 Modellazione del comportamento di rocce rigonfianti

In totale accordo con quanto già anticipato e data la limitazione tipica della quasi totalità dei modelli reologici (§ 2.3.1), vari autori, nel corso degli anni, hanno

proposto diverse metodologie di modellazione del comportamento rigonfiante delle rocce, appellandosi alle seguenti tipologie di modelli:

- modelli fenomenologici – si sfruttano evidenze empiriche derivate da prove di laboratorio, per lo più test edometrici o test triassiali, per formulare leggi correlanti l'entità del rigonfiamento, rispettivamente, con il livello tensio-deformativo agente o l'effetto del fenomeno diffusivo dell'acqua nel mezzo in questione, dopo il fenomeno del rilascio tensionale indotto dallo scavo;
- modelli meccanicistici – si sfruttano leggi di comportamento più o meno complesse (sfruttando una formulazione di problemi in forma accoppiata o disaccoppiata) per una descrizione meccanica più razionale dell'effetto del fenomeno diffusivo dell'acqua nel mezzo in questione, indotto dal rilassamento dello stesso successivamente allo scavo.

Nel seguito della trattazione, saranno analizzati nel dettaglio solo alcuni dei modelli presenti in letteratura. A tal proposito, è necessario specificare come i primi due modelli fenomenologici proposti si basino su una traslazione in tre dimensioni di modelli rigonfianti più datati, formulati in ambito monodimensionale; per tale ragione, si è scelto di riportare anche le formulazioni di quelli più “elementari” al fine di comprenderne in maniera più profonda le loro rispettive evoluzioni.

Prima di procedere, è, inoltre, essenziale notare come queste ultime tipologie di descrizioni possano essere utili per ottenere una prima, più o meno approssimativa, stima di ciò che accade realmente *in situ*. La ragione alla base di ciò risiede nelle numerose restrizioni entro cui tali modelli risultano essere validi:

- è ipotizzato un comportamento elastico lineare per la roccia in questione;
- unicamente il livello deformativo corrispondente all'equilibrio finale può essere calcolato;
- se lo stato tensionale iniziale è isotropo, tali modelli non riescono a predire rigonfiamento;
- è sempre necessaria una generalizzazione dei risultati del test edometrico in ambito tridimensionale.

2.3.2.1 Modello di Wittke & Rissler (1976)

Il modello di Wittke e Rissler (1976) pone le proprie basi su uno sviluppo tridimensionale del modello di Grob (1972), espresso in ambito monodimensionale. Egli, al fine di modellare il comportamento rigonfiante dell'arco rovescio di una galleria, approssima le condizioni tensionali dovute al fenomeno del rilassamento indotto da uno scavo, a quelle sviluppate durante l'esecuzione di un test di Huder & Amberg. Come già anticipato, essa si configura come un test estremamente simile all'ultima prescrizione dell'I.S.R.M. (Madsen, 1999) per la caratterizzazione delle rocce rigonfianti; a differenza di quest'ultima, la fase iniziale risulta essere l'unica parte effettivamente modificata: nella versione di Huder & Amberg, essa è caratterizzata dall'aggiunta di un processo di consolidazione iniziale, tramite una preliminare fase di carico e scarico.

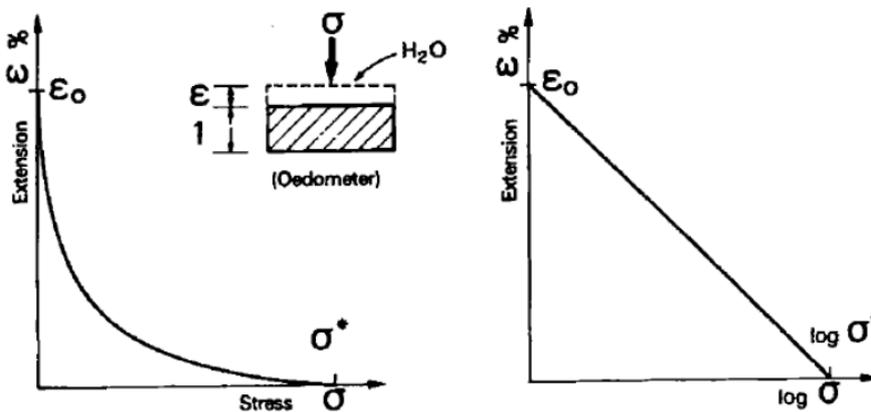


Figura 2.22: Comportamento rigonfiante delle rocce argillitiche e dei terreni argillosi a partire da considerazioni sulla prova edometrica di Huder & Amberg, (Grob, 1972).

Dall'interpretazione dei risultati della suddetta prova, è stata formulata la seguente relazione:

$$\varepsilon^{s(t \rightarrow \infty)} = -k_s \log \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_{s,\max}} \right) \quad (36)$$

dove:

$\varepsilon^{s(t \rightarrow \infty)}$ → deformazione assiale massima da rigonfiamento;

k_s → parametro di rigonfiamento assiale. Esso rappresenta la pendenza della retta interpolante i dati sperimentali nel piano $[\varepsilon^{s(t \rightarrow \infty)} - \sigma]$;

σ_a → tensione assiale da rigonfiamento;

$\sigma_{s,\max}$ → tensione assiale massima da rigonfiamento.

Allo stesso tempo, Einstein (1972), comprendendo l'importanza della natura tridimensionale del problema, assume, per le rocce rigonfianti, una tipologia di comportamento elastico lineare. Ciò permette di ricavare le tensioni radiali indotte dallo schema vincolare edometrico come segue:

$$\sigma_r = \left(\frac{\nu}{1-\nu} \right) \sigma_a \quad (37)$$

dove:

$\sigma_a \rightarrow$ tensione assiale da rigonfiamento;

$\sigma_r \rightarrow$ tensione radiale da rigonfiamento;

$\nu \rightarrow$ coefficiente di Poisson.

In seguito, questi risultati sono stati utilizzati per la formulazione di numerosi modelli tempo-indipendenti, con legge di rigonfiamento monodimensionale ed estensione tridimensionale.

Tra essi, il già menzionato modello di Wittke & Rissler (1976) permette di descrivere la deformazione sviluppata in seguito al fenomeno di rigonfiamento. Esso, assumendo delle condizioni al contorno che rispecchino quelle della prova di laboratorio di Huder & Amberg, ipotizza che l'incremento volumetrico causato dal fenomeno del rigonfiamento sia governato dall'entità iniziale e dalla variazione del primo invariante tensionale, come segue:

$$I_{1,\varepsilon}^s = -k_s \left[\log \left(\frac{I_{1,\sigma} \frac{1-\nu}{1+\nu}}{I_{1,\sigma_0} \frac{1-\nu}{1+\nu}} \right) \right] = -k_s \left[\log \left(\frac{I_{1,\sigma}}{I_{1,\sigma_0}} \right) \right] \quad (38)$$

dove:

$I_{1,\varepsilon}^s \rightarrow$ primo invariante delle deformazioni dovute al rigonfiamento, tale che:

$$I_{1,\varepsilon}^s = \varepsilon_x^s + \varepsilon_y^s + \varepsilon_z^s = \varepsilon_z^s = \varepsilon^{s(t \rightarrow \infty)} \quad (38-a)$$

$I_{1,\sigma} \rightarrow$ primo invariante delle tensioni al termine del rilascio tensionale, tale che:

$$I_{1,\sigma} = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_z = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_a \quad (38-b)$$

$I_{1,\sigma_0} \rightarrow$ primo invariante delle tensioni all'istante iniziale, tale che:

$$I_{1,\sigma_0} = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_0 = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_{s,\max} \quad (38-c)$$

2.3.2.2 Modello di Wittke-Gattermann (2004)

Il modello di Wittke-Gattermann (2004) presenta un differente sviluppo del modello di Grob all'ambito della tridimensionalità, ipotizzando la validità della legge riportata in Eq. (36) in ognuna delle direzioni principali del sistema (dunque, secondo un sistema di riferimento le cui direzioni sono individuate da quelle delle tensioni principali) e la possibilità di non considerare un qualunque accoppiamento tra le deformazioni rigonfianti nelle precedentemente citate direzioni.

A differenza dell'estensione tridimensionale proposta da Wittke & Rissler (1976), tale modello permette la valutazione dell'evoluzione delle deformazioni rigonfianti a differenti istanti temporali, mediante leggi empiriche in cui il tempo compare in forma esplicita (al pari di un modello reologico); una convergenza di tipo esponenziale è assunta per la transizione temporale, tra la deformazione nulla e la massima sviluppabile ($\varepsilon^{s(t \rightarrow \infty)}$). Essa è riportata di seguito:

$$\begin{cases} \varepsilon^s(t) = \varepsilon^{s(t \rightarrow \infty)} \left(1 - e^{-\frac{t}{\eta_s(t)}} \right) \\ \eta_s(t) = \frac{1}{A_0 + A_e \varepsilon_{vol,0}^e + A_p \varepsilon_{vol}^{vp}} \end{cases} \quad (39)$$

dove:

$\varepsilon^s(t)$ → deformazione da rigonfiamento in funzione del tempo;

t → variabile temporale;

$\eta_s(t)$ → parametro temporale di rigonfiamento, esso influenza la velocità con cui si tende al valore di deformazione massima sviluppabile in funzione del processo di penetrazione dell'acqua nel mezzo in questione;

A_0, A_e, A_p → parametri tipici del mezzo rigonfiante, essi dipendono dalle dimensioni dello strato di mezzo rigonfiante *in situ*. Solitamente, non è possibile ricavarli da prove di laboratorio;

$\varepsilon_{vol,0}^e$ → deformazione volumetrica elastica sviluppata prima del rigonfiamento;

ε_{vol}^{vp} → deformazione volumetriche visco-plastiche dovute al rigonfiamento.

Per la distinzione tra deformazioni elastiche e visco-plastiche si necessita, ovviamente, di una legge di snervamento, per comprendere quando la resistenza dell'ammasso roccioso venga superata, e di una legge di flusso visco-plastico, per la determinazione dell'entità delle deformazioni da rigonfiamento.

2.3.2.3 Modello di Gysel & Bellwald (1987)

Il modello proposto da Gysel & Bellwald (1987), in totale somiglianza con quello espresso di sopra, è fondato sulla seguente legge di comportamento rigonfiante monodimensionale. Essa è frutto di una antecedente interpretazione del rigonfiamento delle rocce associato al *tunnelling*, svolta da Gysel stesso (1977):

$$\varepsilon^{s(t \rightarrow \infty)} = K_s \left[1 - \frac{\log(\sigma_a)}{\log(\sigma_{s,\max})} \right] \quad (40)$$

dove:

$K_s \rightarrow$ parametro di rigonfiamento assiale, esso rappresenta il rapporto di rigonfiamento libero in edometro.

Sfruttando quanto postulato e derivato da Einstein (1972) e dividendo in tre fasi, secondo gli stati tensio-deformativi vigenti, il processo di esecuzione di una galleria in sotterranea:

- fase I – stato tensio-deformativo geostatico presente *in situ*,
- fase II – stato tensio-deformativo indotto dallo scavo,
- fase III – stato tensio-deformativo finale, considerante gli effetti del supporto e del rigonfiamento,

è proposta la seguente estensione tridimensionale di Eq. (39):

$$\Delta I_{1,\varepsilon} = K_s \left[1 - \frac{\log\left(I_{1,\sigma}^{\text{III}} \frac{1-\nu}{1+\nu}\right)}{\log\left(I_{1,\sigma_0} \frac{1-\nu}{1+\nu}\right)} \right] = \frac{K_s}{\log\left(I_{1,\sigma_0} \frac{1-\nu}{1+\nu}\right)} \log\left(\frac{I_{1,\sigma}^{\text{III}}}{I_{1,\sigma_0}}\right) \quad (41)$$

dove:

$\Delta I_{1,\varepsilon} \rightarrow$ variazione del primo invariante delle deformazioni per il rigonfiamento:

$$\Delta I_{1,\varepsilon} = \Delta\varepsilon_x + \Delta\varepsilon_y + \Delta\varepsilon_z = \Delta\varepsilon_z = \varepsilon^{s(t \rightarrow \infty)} \quad (41-a)$$

$I_{1,\sigma}^{\text{III}} \rightarrow$ primo invariante delle tensioni nello stato tensio-deformativo finale, tale che:

$$I_{1,\sigma} = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_z = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_a \quad (41-b)$$

$I_{1,\sigma_0} \rightarrow$ primo invariante delle tensioni all'istante iniziale, tale che:

$$I_{1,\sigma_0} = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_0 = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_{s,\max} \quad (41-c)$$

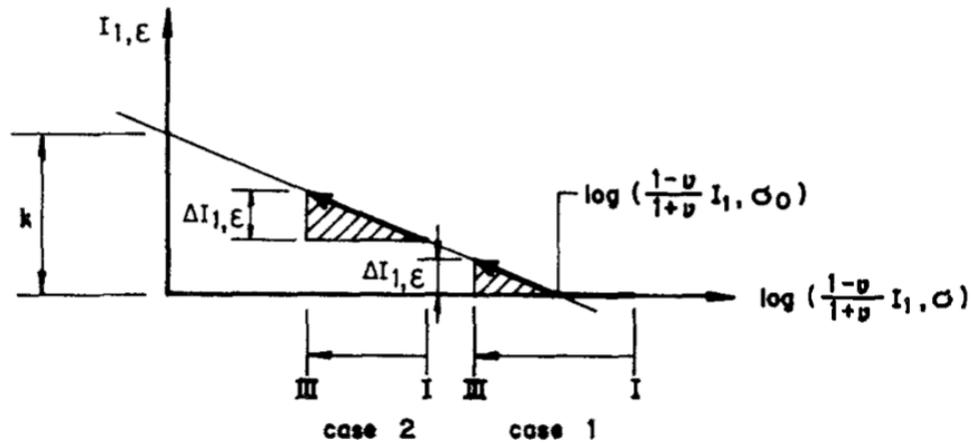


Figura 2.23: Rappresentazione della legge di rigonfiamento di Gysel & Bellwald (1987).

Eq. (41) si basa sulla concezione secondo cui il fenomeno del rigonfiamento sia indotto dalla variazione dello stato tensionale nel passaggio dalla “fase I” alla “fase III”. Ma ciò non basta: poiché essa risulta essere costruita sulla base di evidenze di laboratorio ($\sigma_{s,max}$ è un valore ricavato mediante la prova di Huder & Amberg), è necessario distinguere tra i due casi che possono presentarsi (Figura 2.23):

- $I_{1,\sigma_0} = I_{1,\sigma_{ed}} < I_{1,\sigma}^I \rightarrow$ le tensioni delle prove edometriche possono essere usate per calcolare le variazioni di sforzo;
- $I_{1,\sigma_0} = I_{1,\sigma}^I < I_{1,\sigma_{ed}}$; le tensioni geostatiche presenti *in situ* possono essere usate per calcolare le variazioni di sforzo.

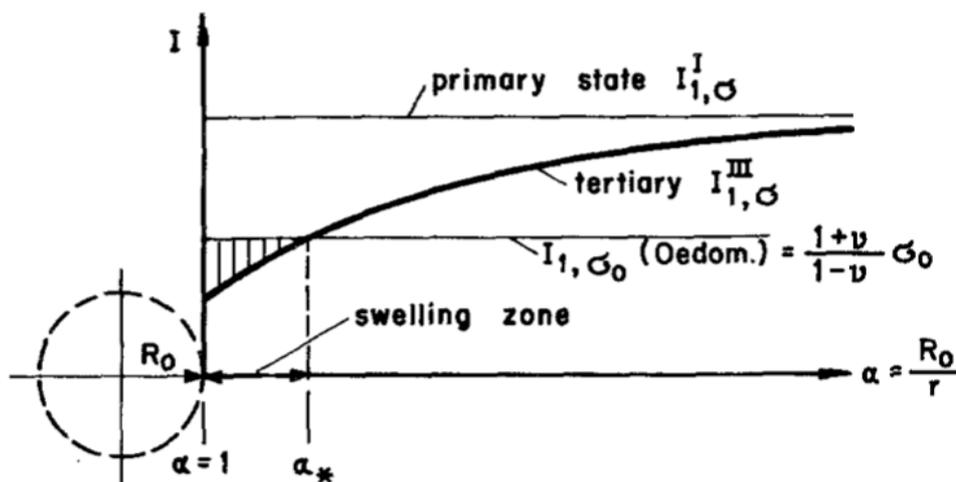


Figura 2.24: Correlazione tra il decremento tensionale e la formazione di una zona rigonfiante secondo Gysel & Bellwald (1987).

Se si esamina l'applicazione del modello al caso della galleria (Figura 2.24), è evidente come il rigonfiamento all'interno del mezzo di scavo abbia luogo finché il primo invariante tensionale corrispondente alla "fase III" sia minore di quello corrispondente alla fase iniziale (in accordo con i diversi due casi descritti di sopra).

Ciò evidenzia come solo una porzione limitata di ammasso roccioso sia soggetta a rigonfiamento, ovvero quella caratterizzata da uno stato di decompressione post-scavo.

Sfruttando l'ipotesi di galleria circolari profonde, il concetto di risposta del terreno e la teoria di inflessione elastica dei supporti di scavo proposta da Morgan (1961), l'autore sviluppa anche delle espressioni in forma chiusa per la valutazione dell'entità del rigonfiamento.

2.3.2.4 Modello di Lombardi (1984)

Lombardi (1984) fornisce una procedura per la determinazione di una "linea caratteristica": essa descrive, seppur in maniera approssimata, la relazione tra il sollevamento dell'arco rovescio di una qualsivoglia galleria e la pressione a cui lo stesso è soggetto (all'equilibrio, quest'ultima è uguale e contraria all'effetto di supporto indotto dalla presenza dell'arco rovescio stesso).

Tale procedura non prevede la conoscenza delle condizioni tensionali iniziali, né la loro redistribuzione sul supporto a seguito del completamento dello scavo. Tutto ciò può essere omesso, ammettendo che sia noto quanto segue:

- l'andamento delle deformazioni della roccia rigonfiante con la profondità. In particolare si assume che il valore massimo di deformazione da rigonfiamento si registri in corrispondenza dell'interfaccia tra roccia e arco rovescio e che esso diminuisca fino al valore nullo ad una profondità pari a circa un diametro della soprastante galleria;
- la legge di rigonfiamento nella stessa forma generale di Eq. (40) che, dunque, può essere considerata linearizzabile nel piano semi-logaritmico $[\varepsilon^{s(t-\infty)} - \log(\sigma)]$.

Assunto ciò, il sollevamento dell'arco rovescio è da ricavare per mezzo di dell'integrazione del profilo delle deformazioni lungo la profondità a partire dalle suddette condizioni al contorno note.

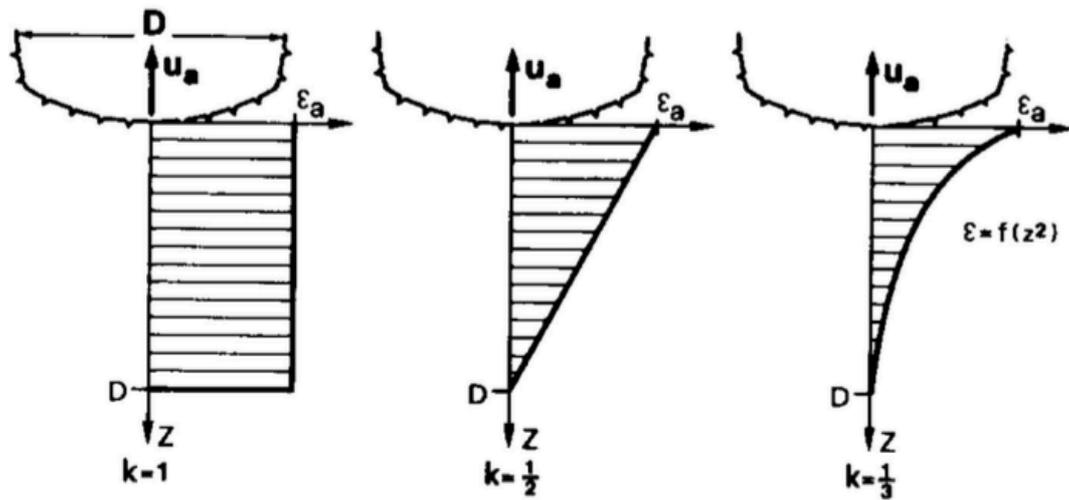


Figura 2.25: Andamenti ammissibili delle deformazioni da rigonfiamento con la profondità e corrispondenti fattori di forma "k", (Lombardi, 1984).

Pertanto, la formulazione generale è:

$$u_a = k D \varepsilon^{S(t \rightarrow \infty)} \quad (42)$$

dove:

$k \rightarrow$ fattore di forma della curva che fornisce l'andamento delle deformazioni con la profondità (come in Figura 2.25),

$D \rightarrow$ diametro della galleria,

$\varepsilon^{S(t \rightarrow \infty)} \rightarrow$ deformazione massima dell'ammasso che si registra all'arco rovescio.

Supponendo noto lo sforzo verticale e la deformazione (che assume il valore massimo) in corrispondenza della superficie di scavo e ricordando l'espressione che fornisce il legame sforzo deformazione nel piano semi-logaritmico $[\varepsilon^{S(t \rightarrow \infty)} - \log(\sigma)]$ nella sua espressione più generica:

$$\varepsilon^{S(t \rightarrow \infty)} = a - b \log(\sigma_a) \quad (43)$$

se si sostituisce Eq. (42) in Eq. (43) si ottiene quanto segue:

$$u_a = k D [a - b \log(\sigma_a)] = A - B \log(\sigma_a) \quad (44)$$

dove:

$A = k D a \rightarrow$ primo parametro di rigonfiamento dipendente dalla capacità rigonfiante del geo-materiale in questione;

$B = k D b \rightarrow$ secondo parametro di rigonfiamento dipendente dalla massima tensione di rigonfiamento esercitabile dallo stesso.

Il sollevamento dovuto al rigonfiamento, nella formulazione di Lombardi, dipende direttamente dall'entità dello scavo eseguito (D) e dal fattore di forma (k); inoltre, la linea caratteristica così ottenuta mostra sostanzialmente un comportamento simile alla legge di rigonfiamento registrabile in laboratorio durante le prove di rigonfiamento edometriche (tra l'altro, l'assunzione della validità di tale legge è stata postulata inizialmente).

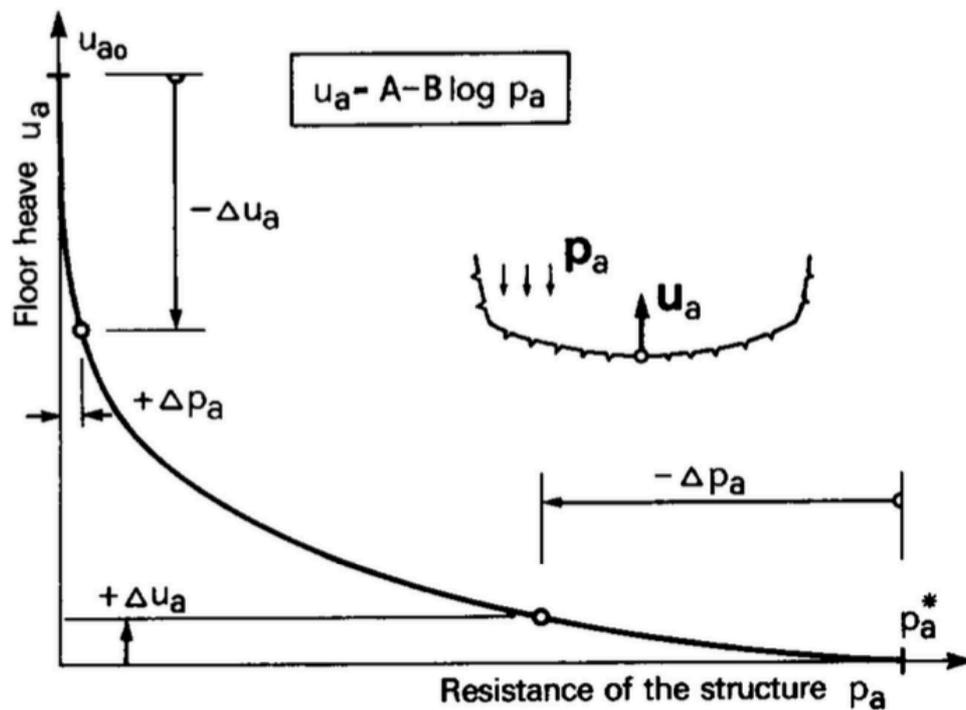


Figura 2.26: Aspetti di interesse ingegneristico derivabili dalla linea caratteristica di un ammasso roccioso rigonfiante nella formulazione di Lombardi (1984).

Come evincibile da Figura 2.26, da un punto di vista prettamente ingegneristico è importante evidenziare quanto segue:

- il massimo valore di resistenza per cui ha senso progettare l'arco rovescio corrisponde alla massima pressione di rigonfiamento, registrabile nella prova edometrica impedendo la deformazione verticale del provino,
- un modesto sollevamento consentito all'arco rovescio permette di progettare il rivestimento per resistenze estremamente minori;
- un modesto incremento di resistenza del rivestimento permette una significativa riduzione del sollevamento dell'arco rovescio indotto dai fenomeni rigonfianti.

2.3.2.5 Modello di Anagnostou (1993)

Anagnostou (1993) propone un modello meccanicistico (da lui definito come “modello continuo meccanico”) in cui l’effetto della diffusione dell’acqua nel mezzo è presa in considerazione mediante un’analisi idro-meccanica accoppiata, secondo la teoria della poroelasticità di Biot (1941), basata sul modello concettuale di matrice solida porosa e di fluido libero di muoversi all’interno di essa.

L’autore propone un sistema di due equazioni governanti il problema idro-meccanico accoppiato:

- le deformazioni indotte dallo scavo (ε_{ij}) sono calcolate mediante Eq. (45); essa è caratterizzata dalla presenza di una componente lineare, derivata per mezzo della teoria della elasticità lineare, e di una non lineare, derivata analizzando ed interpretando macroscopicamente gli effetti provocati dal rigonfiamento tramite prove di laboratorio triassiali:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2\mu} \left\{ \Delta\sigma'_{ij} - \delta_{ij} \frac{\lambda}{3K} \Delta I_{1,\sigma'} \right\} - B\beta_{ij} \ln \frac{\beta_{ij} \sigma'_{ij}}{\beta_{ij} \sigma'_{ij,0}} \quad (45)$$

dove:

$\mu, \lambda \rightarrow$ costanti elastiche di Lamé,

$K \rightarrow$ modulo di compressibilità del mezzo,

$\sigma'_{ij,0}, \sigma'_{ij} \rightarrow$ tensore delle tensioni efficaci iniziale e ad un istante generico,

$I_{1,\sigma'} \rightarrow$ primo invariante tensionale per le tensioni efficaci,

$B, \beta_{ij} \rightarrow$ parametri di rigonfiamento legati, rispettivamente, alla deformazione di rigonfiamento ed alla anisotropia di rigonfiamento;

- la variazione del contenuto di acqua nel mezzo è calcolata tramite Eq. (46):

$$\frac{m}{p_0} = I_{1,\varepsilon} + \Lambda (p - p_0) \quad (46)$$

dove:

$m \rightarrow$ contenuto d’acqua,

$I_{1,\varepsilon} \rightarrow$ primo invariante deformativo,

$p_0, p \rightarrow$ pressione dell’acqua iniziale e ad un istante generico,

$\Lambda \rightarrow$ coefficiente di immagazzinamento specifico.

Tali equazioni sono state ricavate assumendo una totale incompressibilità dello scheletro solido: studi parametrici hanno evidenziato come questa componente potesse essere ritenuta trascurabile nel computo totale delle deformazioni rigonfianti.

Analizzando i parametri di rigonfiamento, derivabili per mezzo di prove di laboratorio triassiali, si nota quanto segue:

- un incremento del parametro “B” determina un peso sempre maggiore della componente non lineare delle deformazioni legate al rigonfiamento;
- un incremento del parametro “ β ”, variabile tra il valore nullo e l’unità, determina una più o meno accentuata anisotropia del mezzo.

Infine, è da analizzare la modellazione inerente al flusso idraulico all’interno di un qualsivoglia ammasso roccioso: esso può essere caratterizzato da diverse discontinuità che contribuiscono alla permeabilità totale dello stesso, finché risultino essere sature d’acqua; qualora esse non fossero sature, la diffusione sarebbe costretta ad avvenire attraverso la matrice rocciosa.

Assumendo valida la legge di Darcy, Anagnostou propone un andamento lineare a tratti descrivente la variazione di conducibilità idraulica nel mezzo, in funzione della saturazione caratterizzante le suddette discontinuità:

- per pressioni positive dell’acqua, l’ammasso roccioso è completamente saturo. In tal caso, la massima conduttività idraulica deve essere considerata: essa corrisponde a quella propria delle discontinuità;
- per pressioni negative dell’acqua, il contributo delle discontinuità e delle fratture alla permeabilità totale dell’ammasso roccioso diminuisce, a causa dell’entrata dell’aria nel sistema. In tal caso, è assunta una variazione lineare;
- per pressioni dell’acqua minori del grado di saturazione delle discontinuità, il contributo di queste ultime è così basso da poter essere ritenuto nullo. In tal caso, la minima conduttività idraulica deve essere considerata: essa non può essere maggiore della permeabilità della roccia intatta.

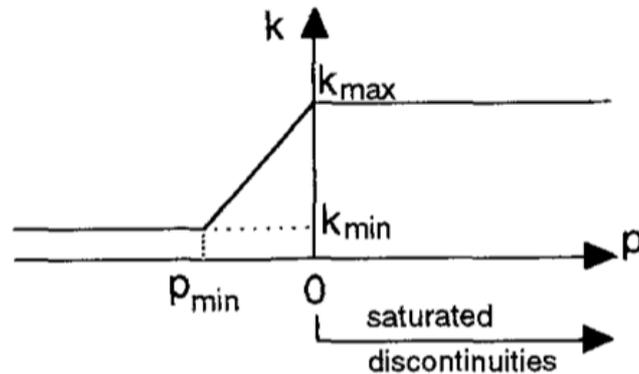


Figura 2.27: Dipendenza della conducibilità idraulica dalla pressione dell'acqua, Anagnostou (1993).

Per l'utilizzo di tale modello, è necessaria l'introduzione di condizioni al contorno idrauliche verosimili che permettano di determinare un comportamento realistico del mezzo di scavo.

2.3.2.6 Modello di Barla (1999)

Il modello fenomenologico proposto da Barla (1999) si basa sulle seguenti evidenze (comprovate nel corso della trattazione della sua già citata tesi di dottorato, presso il Politecnico di Torino, dal titolo "*Tunnels in Swelling Ground*"):

- i "*Suggested Methods*" prescritti dall'I.S.R.M., così come il più vetusto test di Huder & Amberg, non sono in grado di descrivere il reale percorso dei carichi a cui è soggetto il materiale scavato *in situ* (§ 2.2.2.4);
- il processo di diffusione dell'acqua, in litotipi soggetti alla possibilità di rigonfiamento, è il maggior deterrente per il concretizzarsi di tale tipo di fenomeno.

In particolar modo, lo studio realizzato per la stabilizzazione della cava di Caneva-Stevenà (Barla, 2007) e le prove triassiali di rigonfiamento eseguite sui campioni in questione hanno permesso di analizzare come delle sovrappressioni interstiziali positive portino ad un decremento volumetrico, ma debolmente dipendente dall'entità delle suddette sovrappressioni. Al contrario, delle sovrappressioni interstiziali negative inducono un incremento volumetrico, ma fortemente dipendente dalla variazione della pressione dell'acqua nel mezzo. Si è osservato, inoltre, come, per valori molto alti di quest'ultima, la deformazione totale volumetrica si mantenga costante ad un valore paragonabile alla massima

deformazione ottenuta nella prova di rigonfiamento in condizione edometrica di Huder & Amberg.

A tal proposito, l'autore propone di investigare, seppur alla scala di laboratorio, il comportamento di un dato litotipo, mediante l'ausilio della prova già descritta e presentata in § 2.2.2.4, denominata come “*TX swelling test*”, con la finalità di derivare una legge correlante la mole di deformazioni da rigonfiamento e l'entità delle sovrappressioni interstiziali sviluppatesi nel corso della prova.

La relazione in questione assume la seguente forma generalizzata:

$$\varepsilon_{vol}^s = a + b \arctan \left(c \frac{\Delta u}{p'} + d \right) \quad (47)$$

dove:

ε_{vol}^s → deformazione volumetrica da rigonfiamento;

a, b, c, d → costanti derivate dalla interpolazione dei dati sperimentali;

p' → stato tensionale effettivo caratterizzante il materiale durante la prova, più precisamente durante la fase di dissipazione delle sovrappressioni;

Δu → variazione della pressione interstiziale sviluppata durante la prova.

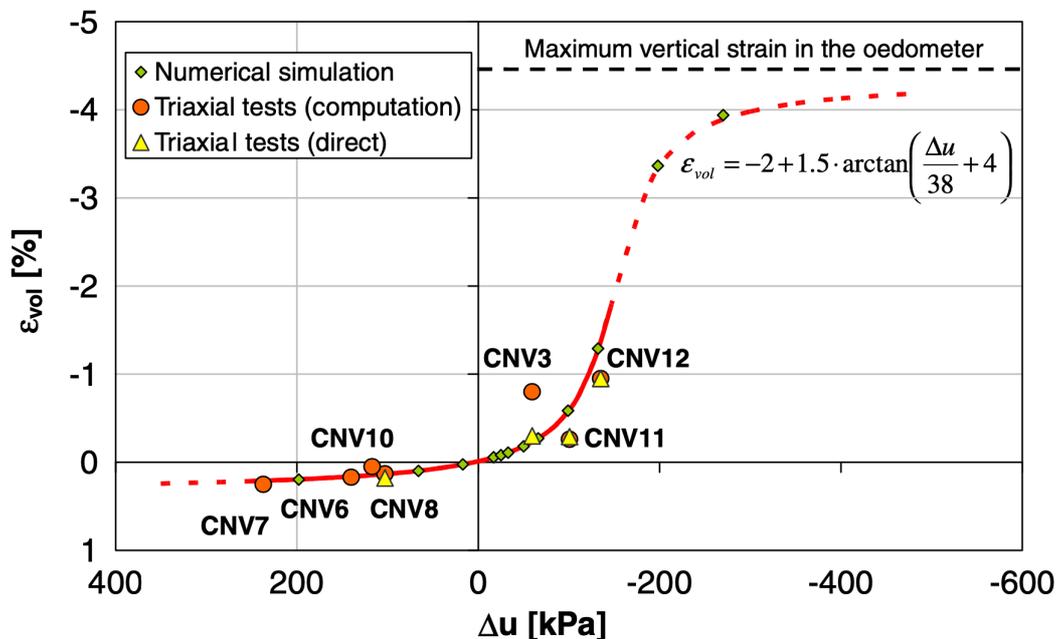


Figura 2.28: Relazione tra la mole di deformazioni da rigonfiamento (ε_{vol}) e l'entità delle sovrappressioni interstiziali (Δu) trovata in seguito allo studio per la stabilizzazione della cava di Caneva-Stevenà (Barla, 2007). È, inoltre, mostrata una comparazione tra la suddetta legge ed i dati derivanti da “*TX swelling tests*” realmente eseguiti e simulati numericamente.

Eq. (47) deve essere ricavata imponendo al provino un percorso dei carichi il più simile possibile a quello che lo interesserebbe durante un'attività di scavo *in situ*, coerentemente con le caratteristiche meccaniche (di breve termine) del materiale, le condizioni tensionali geostatiche iniziali e la forma dello scavo stesso. A tal fine, gli *stress paths* necessari possono essere determinati mediante analisi numeriche preliminari, in cui si simula lo scavo del materiale in questione. Come già anticipato in § 2.2.2.4, tali analisi è necessario che avvengano in ambito tridimensionale, in modo tale da avere una corretta descrizione dell'effetto di avanzamento del fronte di scavo (Figura 2.19 fornisce un esempio per un mezzo I.L.E.).

Sulla base di ciò, la simulazione numerica del rigonfiamento è da effettuarsi tenendo conto di due fasi distinte:

- fase non drenata – si attua una analisi di pressioni efficaci con flusso d'acqua impedito, al fine di determinare l'entità della variazione della pressione dell'acqua e, in particolar modo, le zone in cui essa risulti essere negativa;
- fase drenata – al termine della precedente fase, si applica una deformazione volumetrica al materiale, coerentemente con la relazione empirica derivata. A tal fine, in campo elastico lineare, si sfruttano le seguenti relazioni:

$$\begin{cases} \Delta\sigma_x = - \left[K + \frac{G}{3} \right] \varepsilon_{vol}^s \\ \Delta\sigma_y = - \left[K + \frac{G}{3} \right] \varepsilon_{vol}^s \\ \Delta\sigma_z = - \left[K - \frac{2}{3} G \right] \varepsilon_{vol}^s \end{cases} \quad (48)$$

dove:

$\Delta\sigma_{x/y/z}$ → variazione tensionale da applicare per simulare il rigonfiamento;

K → modulo di compressibilità del litotipo in analisi;

G → modulo di taglio del litotipo in analisi.

Qualora si raggiungessero le condizioni di snervamento, le sopra citate variazioni tensionali dovrebbero essere applicate per via incrementale: tali incrementi devono essere tali da poter essere considerati trascurabili rispetto ad una tensione di plasticizzazione caratteristica della simulazione in essere.

2.4 Tecnologia di scavo in mezzi tempo-dipendenti

Il comportamento tempo-dipendente fin qui trattato ha causato, spesso, ingenti difficoltà nell'esecuzione di opere in sotterraneo, provocandone una dilatazione dei tempi di costruzione ed una lievitazione dei costi stimati inizialmente.

A tal proposito, un famoso esempio è sicuramente quello inerente alla discenderia di *Saint Martin La Porte* (appartenente al tunnel ferroviario Lione-Torino): elevate deformazioni, con convergenze fino a 2 m, hanno reso necessaria una attività di riprofilatura dello scavo, passando da una sezione “a ferro di cavallo” ad una circolare, con conseguente riprogettazione del sistema di supporto.

Per evitare che ciò accada, tenendo in considerazione per i fini di tale paragrafo unicamente l'aspetto tecnologico, è fondamentale operare con metodologie di scavo appropriate ed affidare il sostegno della galleria a supporti di classe opportuna.

2.4.1 Metodologia di scavo

La prima grande divisione circa le metodologie di scavo di opere in sotterraneo distingue tra modalità di scavo meccanizzato e modalità di scavo tradizionale; quest'ultimo è stato, senz'altro, quello che ha avuto più successo per far fronte alle problematiche oggetto di studio della presente tesi, in particolare nella sua versione “a piena sezione”.

Lo scavo meccanizzato con T.B.M. (“*Tunnel Boring Machine*”) è, in genere, sconsigliato, poiché un elevato tasso deformativo nelle ore successive all'esecuzione dello stesso potrebbe indurre il blocco della macchina (con conseguente incremento dei costi e del tempo necessario per l'esecuzione della galleria). Nonostante ciò, il recente sviluppo di T.B.M.s a sezioni variabili ha reso possibile un impiego della modalità di scavo meccanizzato anche in presenza di tali “condizioni difficili”.

La modalità di scavo tradizionale “a piena sezione”, al contrario, risulta essere da sempre la miglior scelta per fronteggiare tali problematiche. Il significativo vantaggio offerto da tale metodo è “la grande area di lavoro disponibile al fronte, in modo tale da poter utilizzare attrezzature per l'installazione di sistemi di sostegno/stabilizzazione al contorno della galleria e sul fronte” (Barla, et al., 2008).

Un'attività di scavo tradizionale risulta caratterizzata dalle fasi lavorative riportate di seguito:

- I. perforazione dei fori e predisposizione delle cariche – tenendo conto di uno schema prestabilito, sono eseguiti dei fori sul fronte di scavo in modo tale da allocare le cariche esplosive (la quantità di cariche è proporzionale alla qualità della roccia in questione);
- II. brillamento delle cariche – le cariche vengono fatte esplodere, ma non tutte contemporaneamente, bensì a determinati intervalli (micro-ritardi). A tal proposito, l'apparato di ventilazione è fondamentale per permettere il proseguo dei lavori, allontanando la commistione di gas e polveri prodotta durante l'esplosione;
- III. asporto del materiale – i detriti formati in seguito all'esplosione e ad un eventuale disgaggio (attività di asportazione di porzioni di materiale non frammentatesi durante l'esplosione) sono trasportati all'esterno per mezzo di autocarri a cassone o nastri trasportatori;
- IV. rilevamento geologico – le operazioni di rilievo in corrispondenza del fronte di scavo (ora liberamente accessibile) consistono nella registrazione della tipologia di roccia visibile, di eventuali stratificazioni e pieghe, della sua integrità e della giacitura descrivente possibili famiglie di discontinuità;
- V. consolidamento e rivestimento interno – il cavo formatosi in seguito al brillamento delle cariche deve essere consolidato, mediante l'utilizzo di calcestruzzo proiettato, centine metalliche e, eventualmente, chiodature (supporto temporaneo). In seguito, al termine dello scavo, viene realizzato un rivestimento interno permanente, tramite anelli di calcestruzzo armato gettato in opera o componibili mediante elementi prefabbricati; tra i due livelli di supporti è applicata una membrana impermeabilizzante. Conclusa tale fase, si ricomincia con un nuovo ciclo di brillamento.

Tenendo conto di quanto esposto e considerando unicamente le modalità di scavo tradizionale, ciò che differenzia l'approccio “a piena sezione” da tutti gli altri approcci (“ad attacchi laterali”, “calotta e ribasso” e “N.A.T.M.”) risiede nella

tempistica ed impostazione di brillamento delle cariche e, dunque, nell'avanzamento del fronte di scavo; nel caso di approccio "a sezione piena", esso avviene in modo graduale, interessando, ovviamente, tutta la sezione del cavo.

Tale particolare, come già anticipato, permette:

- il consolidamento sistematico del fronte e del nucleo di avanzamento, preliminarmente alla fase di brillamento. Per perseguire il suddetto proposito, un metodo efficace consiste nell'adoperare barre in vetroresina cementate; questi elementi strutturali in fibra di vetro (Figura 2.29) risultano essere particolarmente resistenti, se sollecitati parallelamente al loro asse, ed estremamente fragili, se sollecitati ortogonalmente ad esso. Qualora efficacemente messi in opera, essi sono capaci di limitare le deformazioni spingenti/rigonfianti in corrispondenza del fronte e delle pareti del cavo: per la stabilità del fronte, è fondamentale che la loro lunghezza ($6 \div 12$ m) sia maggiore dell'avanzamento indotto da un singolo ciclo di brillamento;

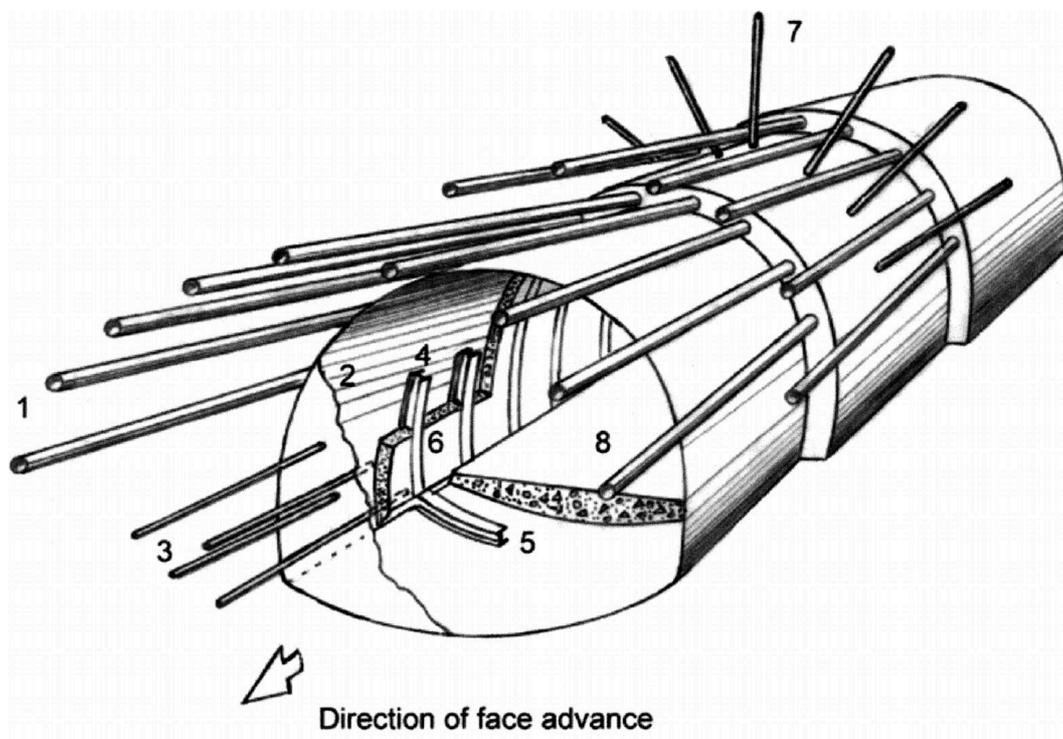


Figura 2.29: Metodologia di scavo tradizionale "a piena sezione" attraverso rocce scadenti: (1) perni in vetroresina cementati in una miscela espansiva, (2) calcestruzzo proiettato, (3) perni in vetroresina installati sul fronte, (4) centine metalliche, (5) arco rovescio, (6) anello di calcestruzzo permanente-parte superiore, (7) ancoraggi e (8) anello di calcestruzzo permanente-parte inferiore, (Hoek, 2000).

- l'installazione del supporto temporaneo nei pressi del fronte, appena terminato lo scavo dell'ennesima porzione da esportare. In accordo con tutti i modelli di rilassamento (che prevedono un incremento della convergenza del cavo in funzione dell'avanzamento del fronte), ciò implicherebbe, a parità di tipologia di supporto installato, un maggior carico agente su quest'ultimo e, conseguentemente, un minor quantitativo di deformazione libera accomodata.

2.4.2 Tipologia di supporto

Una struttura in sotterraneo, così come qualsivoglia altra struttura, deve essere costruita in modo tale che essa conservi le condizioni di sicurezza ed efficienza durante l'intera vita utile per la quale la stessa è stata progettata.

Nel caso di gallerie scavate in rocce spingenti o rigonfianti, ciò significherebbe che le tensioni agenti nel supporto in calcestruzzo armato e, di conseguenza, le deformazioni sviluppate dallo stesso rimangano entro limiti ammissibili definiti a priori.

I concetti alla base di una progettazione simile sono principalmente due:

- un più o meno accentuato accomodamento delle deformazioni tempo-dipendenti, prediligendo, dunque, un approccio progettuale di tipo passivo,
- una più o meno marcata limitazione delle deformazioni tempo-dipendenti, prediligendo, dunque, un approccio progettuale di tipo attivo;

ad ogni modo, è da segnalare un sempre più frequente impiego di un approccio progettuale intermedio fra i due precedentemente citati, il quale favorisce, inizialmente, l'accomodamento libero delle deformazioni spingenti/rigonfianti, per poi permettere al supporto di caricarsi, una volta che un determinato limite deformativo sia stato raggiunto.

Nel seguito della trattazione saranno analizzati i tre approcci progettuali precedentemente citati, ponendo una maggior attenzione su quello di carattere intermedio, data la sua larga diffusione nel settore. A tal proposito, è stato ritenuto opportuno ed efficace riportare particolari spunti presenti nella trattazione stilata da H. Einstein (1994).

2.4.2.2 Approccio progettuale attivo

Una progettazione di attivo si basa sul concetto di arginare o contrastare artificialmente le deformazioni tempo-dipendenti di rocce spingenti/rigonfianti, cosicché, nonostante le tensioni crescenti agenti nel sistema di supporto disposto, esso possa conservare le condizioni di sicurezza ed efficienza a lungo.

Quanto esposto appena sopra può essere perseguito mediante due tecniche: la prima implica una riduzione dell'acqua corrente nell'ammasso roccioso in questione (ovviamente tale soluzione risulta percorribile unicamente per rocce rigonfianti), la seconda richiede l'applicazione di ingenti pressioni interne.

Seguendo quanto esposto, la progettazione di tipo attivo prevede quattro tipi di soluzioni:

- l'applicazione sistemi di drenaggio risulta essere una delle soluzioni più efficaci per contrastare il rigonfiamento. Ovviamente, per perseguire tal fine, deve essere necessariamente garantita una pianificazione accurata della loro manutenzione nel tempo;
- allo stesso modo, la sigillatura delle discontinuità è ritenuta una ottima soluzione per ridurre l'accesso di acqua ed umidità in corrispondenza dello scavo. Nonostante ciò, una soluzione simile può essere adottata nel caso in cui il flusso d'acqua risulti proveniente da larghe aperture; se tale flusso risultasse essere provocato dal "richiamo" d'acqua causato dal rilassamento post-scavo, è praticamente impossibile pensare di arginarlo "sigillando" tutti i pori;
- l'adozione di sistemi di supporto estremamente robusti opportunamente installati, in funzione della loro distanza dal fronte di scavo, può garantire la creazione di una consistente pressione interna agente sulla superficie in roccia, capace di limitare in modo massiccio lo sviluppo di deformazioni tempo-dipendenti. Un esempio è "*Haunstein Tunnel*" in Svizzera;
- sulla base dello stesso principio esposto al punto precedente, l'installazione di ancoraggi potrebbe essere una soluzione, seppur spesso molto costosa, per la creazione della suddetta pressione interna.

2.4.2.3 Approccio progettuale intermedio

Una progettazione di tipo intermedio si basa su una composizione dei due precedenti approcci: permettere una deformazione più o meno libera dell'ammasso roccioso in questione, prima che il sistema di supporto inizi ad addossarsi del carico.

A tal proposito, da una attenta analisi delle reazioni di due supporti, il primo di tipo attivo (Figura 2.31-a) ed il secondo di tipo intermedio (Figura 2.31-b), alla crescente convergenza di un generico cavo indotto dall'esecuzione e proseguo di uno scavo (descritta dalla di una linea caratteristica propria di un generico ammasso roccioso), è immediato cogliere i vantaggi implicati da un iniziale accomodamento libero delle deformazioni. Come evidente in Figura 2.31, una scelta progettuale di tal tipo condurrebbe verso un soddisfacimento delle condizioni di equilibrio, ma per livelli tensionali minori rispetto a quanto si avrebbe per supporti di tipo attivo; ciò eviterebbe il collasso prematuro degli stessi ed un incremento sostanziale dei costi per raggiungere spessori irragionevoli.

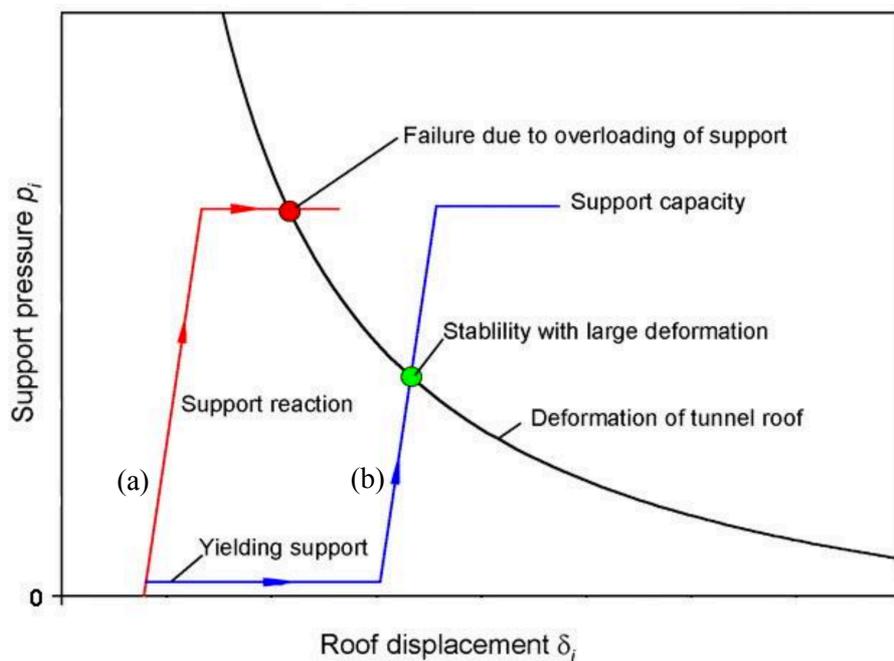


Figura 2.31: Comportamento dei supporti di tipo intermedio rispetto a quelli attivi, (Hoek, 2000).

Tutt'oggi, nell'ambito oggetto di studio della presente tesi, l'approccio in questione risulta essere sempre più adottato, in virtù di una progressiva evoluzione tecnologica che, nel corso degli anni, ha permesso l'introduzione di un maggior quantitativo e tipologia di soluzioni in tal senso.

Seguendo quanto esposto, la progettazione di tipo intermedio prevede due tipi di soluzioni:

- l'introduzione di uno strato estremamente compressibile tra supporto e roccia. Tale strato può essere diffuso lungo tutta la suddetta interfaccia o concentrato laddove necessario, per esempio, qualora si volesse arginare specificatamente le deformazioni da rigonfiamento, in corrispondenza dell'arco rovescio. Un esempio è “*Buechberg Tunnel*” in Svizzera;
- l'adozione di *modular yielding elements*. Sotto tale nomenclatura sono compresi: ancoraggi caratterizzati da sistemi deformabili di bloccaggio, centine metalliche con elementi di connessione scorrevoli ed elementi altamente compressibili collocabili tra le porzioni prefabbricate dei supporti rigidi in calcestruzzo armato.

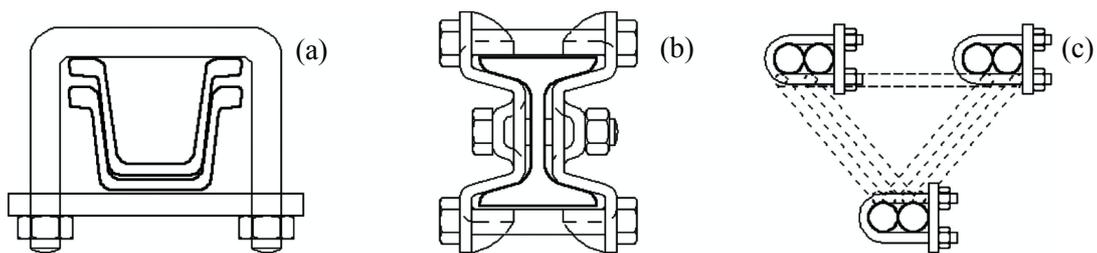


Figura 2.32: Sezioni di centine metalliche con connessioni scorrevoli o porzioni altamente compressibili: (a) anello deformabile “*Top Hat*”, (b) anello deformabile con giunti ad “H” e (c) trave reticolare con giunti scorrevoli.

Tra questi ultimi, gli elementi duttili in cemento altamente deformabile, anche detti “*Hi.D.Con. elements*”, risultano essere particolarmente validi e, soprattutto, flessibili in termini di punti e modalità di applicazione. La loro elevata duttilità, spiccatamente incrudente per elevati livelli deformativi, è dovuta alla presenza di piastre di acciaio tra porzioni cilindriche tozze di calcestruzzo ad aggregati porosi. Ciò ne determina un meccanismo deformativo sotto carico per lo più tangenziale (le deformazioni radiali sono impedito dalla disposizione delle piastre in acciaio), basato su una graduale e progressiva chiusura dei suddetti pori.

È opportuno specificare, infine, che l'approccio progettuale di tipo intermedio si basi su l'assunzione secondo cui ci sia un limite alla massima deformazione spingente/rigonfiante sviluppabile. Ciò è ragionevolmente ipotizzabile in rocce

spingenti o rigonfianti da meccanismo osmotico (rocce argillacee), ma non per quanto concerne alcune tipologie tra quelle rigonfianti da meccanismo combinato osmotico-chimico (rocce argillacee-anidritiche). In tal caso, l'utilizzo di supporti ascrivibili all'approccio progettuale intermedio potrebbe non essere possibile.

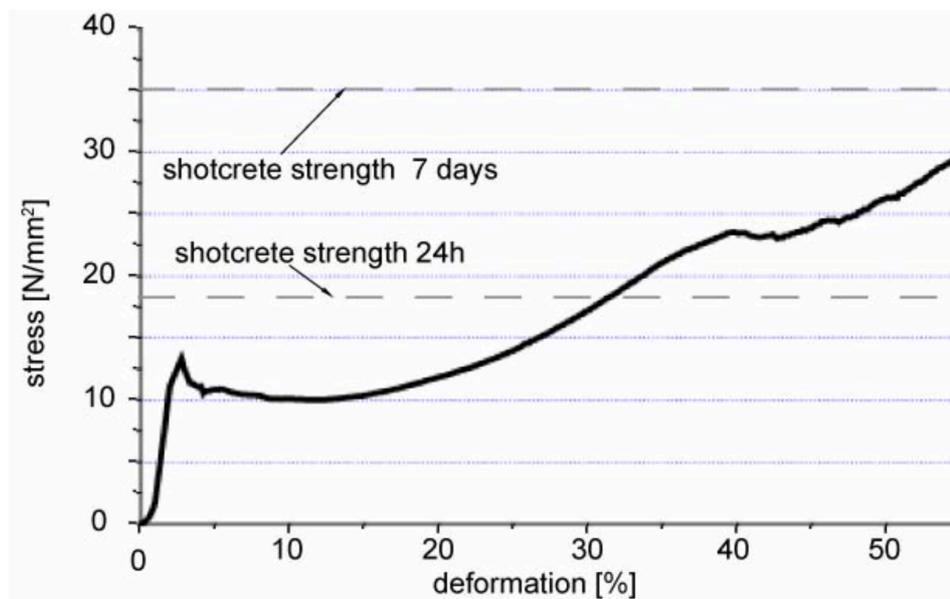


Figura 2.33: Diagramma costitutivo tipo per *Hi.D.Con. elements*, (Dr. Thut, et al.).

CAPITOLO 3

La Galleria Naturale Monte Mario

3.1 Premessa

Nel presente capitolo verranno illustrate geometria, modalità costruttive ed attività di monitoraggio caratterizzanti la Galleria Naturale Monte Mario ed il successivo intervento “pilota”, nonché le proprietà idrogeologiche e meccaniche dell’ammasso roccioso in cui essa è stata scavata.



Figura 3.1: Inquadramento geografico del tratto autostradale Galleria Naturale Monte Mario (porzione della mappa Michelin Nord Italia).

La Galleria Naturale Monte Mario risulta costituita da due tunnel, realizzati nell'ambito dei lavori dell'adeguamento del tratto di attraversamento appenninico tra Sasso Marconi e Barberino del Mugello dell'Autostrada Milano-Napoli A1. I suddetti tunnel, con assi divergenti, procedono, rispettivamente, per una lunghezza di circa 2.256 m (canna Nord) e di circa 2.201 m (canna Sud).

Contemporaneamente allo svolgimento ed al termine dei lavori della galleria oggetto di studio, è stato deciso di installare un sistema di monitoraggio: date le condizioni "difficili" in cui si è svolto lo scavo, una verifica del reale comportamento dell'ammasso roccioso è essenziale. Alla luce delle evidenze di monitoraggio, che hanno dimostrato la presenza massiccia di fenomeni rigonfianti, si è scelto di realizzare un intervento atto a contrastare tale tendenza, l'intervento "pilota", sul quale sarà maggiormente concentrata l'attenzione del tale capitolo.

3.2 Geologia ed idrologia del sito

3.2.1 Inquadramento idrogeologico

La ricostruzione geologica del progetto esecutivo evidenzia come il tratto autostradale passante all'interno della Galleria Naturale Monte Mario interessi la presenza di una formazione del Pliocene Inferiore ("PLi"), che si trova in posizione stratigrafica inferiore rispetto ad una formazione del Pliocene Superiore ("PLs").

I sondaggi eseguiti, in particolar modo in corrispondenza della corsia di sorpasso della carreggiata della canna Nord, hanno evidenziato quanto segue:

- la formazione del "PLs", in colorazione gialla in Allegato 1, risulta essere costituita da sabbie grigie e giallastre (acquiferi), caratterizzate da gradi di addensamento e cementazione variabile, data l'evidenza della presenza di intercalazioni di strati arenacei (conducibilità idraulica nulla);
- la formazione del "PLi", in colorazione marrone in Allegato 1, risulta essere costituita da pochi metri di conglomerati e sabbie, seguite da argille grigio-azzurre e argille limose (impermeabili) con intercalazioni sabbiose, che rappresentano acquiferi di potenza non trascurabile. Le argille grigio azzurre costituiscono il litotipo prevalente della formazione e sono generalmente molto consistenti.

Inoltre, è importante evidenziare che, nel settore di imbocco lato Firenze (loc. La Casella), la galleria intercetta un corpo detritico costituito, in prevalenza, dall'accumulo di una antica ed estesa frana sul versante Sud di Monte Mario.

Tale particolare non risulta essere rilevante ai fini della progettazione ed esecuzione dell'intervento "pilota", bensì potrebbe essere fondamentale nei confronti dell'organizzazione delle acque sotterranee ad uso domestico ed irriguo. Come si evince da "Relazione Idrogeologica, Galleria Monte Mario" (SPEA Engineering, 1998), la grande permeabilità del materiale caratterizzante il corpo frana induce delle condizioni di drenaggio tali da intaccare rapidamente la riserva idrica permanente immagazzinata nello stesso.

Al contrario, gli acquiferi di origine pliocenica, "PLs" e "PLi", mostrano un comportamento stimato totalmente diverso:

- all'interno della formazione del Pliocene superiore si evidenzia la presenza di una falda di fondo, il cui carico idraulico sul fronte di scavo varia tra $15 \div 20$ m nel settore di imbocco lato Bologna (loc. Guardiola) e $90 \div 100$ m in prossimità del contatto tra le due formazioni. L'entità delle venute idriche, in regime permanente, è stata stimata essere poco rilevante e, in particolar modo, al netto della ricarica dell'acquifero, ciò non risulta intaccare le suddette riserve idriche;
- l'attraversamento della formazione del Pliocene inferiore non induce, in generale, nessuna attivazione di venute idriche a meno di eventuali modesti contributi in corrispondenza delle bancate sabbiose.

Al fine di stimare la permeabilità delle due formazioni sopra citate, sono state adoperate prove di permeabilità Lugeon, prove Lefranc e misure di permeabilità su campioni indisturbati mediante cella edometrica. Da una opportuna interpretazione dei risultati, in funzione della rappresentatività globale delle prove e della loro attendibilità, sono state stimate permeabilità pari a $4,37 \cdot 10^{-8}$ m/s e $6,65 \cdot 10^{-8}$ m/s, rispettivamente per le formazioni "PLs" e "PLi". A tal proposito, nel documento sopra menzionato, è chiaramente segnalato che quest'ultima stima "non rispecchi le condizioni idrogeologiche reali" e che rappresenti "una sottostima". Se ne terrà conto nel proseguo della presente tesi.

3.2.2 Parametri geo-meccanici

In quanto non di interesse ai fini dell'esecuzione dell'intervento "pilota", non verrà trattata la caratterizzazione geo-meccanica del deposito detritico in corrispondenza dell'imbocco lato Firenze.

Date le evidenti differenze sorte nella fase di inquadramento geologico circa i litotipi costituenti le due formazioni rocciose prevalenti ("PLi" e "PLs"), ci si aspetta che altrettante disparità sorgano anche nel corso della caratterizzazione geo-meccanica (è evidente che una formazione sabbiosa più o meno addensata e/o cementata abbia caratteristiche meccaniche migliori di stratificazioni di argilliti e siltiti). I risultati della prima "Relazione Geo-meccanica, Galleria Monte Mario" (SPEA Engineering, 1998), svolta sulla base di prove di laboratorio non specificate, non hanno disatteso le aspettative (si veda Tabella 3.1 e Tabella 3.2).

Tabella 3.1: Parametri geo-meccanici della formazione "PLi" (SPEA Engineering, 1998).

Tipo	Profondità [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [MPa]	Modulo di deformabilità [GPa]
Pliocene inf.	150 ÷ 300	24	22 ÷ 25	0,20 ÷ 0,25	1,25
Pliocene inf.	75 ÷ 150	24	20 ÷ 23	0,20 ÷ 0,25	1,00
Pliocene inf.	20 ÷ 75	22	18	0,15 ÷ 0,18	0,50

Tabella 3.2: Parametri geo-meccanici della formazione "PLs" (SPEA Engineering, 1998).

Tipo	Grado di cementazione	Profondità [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [MPa]	Modulo di deformabilità [GPa]
Pliocene sup.	Alto	10 ÷ 150	22	40	0,10 ÷ 0,25	2,00
Pliocene sup.	Basso/Nulla	10 ÷ 150	22	35	0,05 ÷ 0,10	1,50

Come si può facilmente comprendere da quanto riportato sopra, la formazione "PLi" è caratterizzata da un modulo di deformabilità tale da permetterle grandi deformazioni, anche se può essere apprezzabile un suo leggero incremento con la profondità. La formazione "PLs", come si ci poteva aspettare, gode di proprietà geo-meccaniche migliori, variabili in funzione del grado di cementazione.

È, infine, fondamentale sottolineare che tale caratterizzazione geo-meccanica è stata utilizzata per la progettazione dell'intervento "pilota".

3.3 Strutture di sostegno

In totale accordo con quanto dichiarato in § 2.4.1, le due canne della Galleria Monte Mario sono state realizzate sfruttando la metodologia di scavo tradizionale "a piena sezione". Il suo progetto esecutivo (SPEA Engineering, 1999) prevedeva la realizzazione del sistema portante nelle modalità espresse nel seguito:

- il preconsolidamento del fronte di scavo mediante perforazioni di rinforzo,
- l'installazione di un sostegno preliminare, a pochi metri dal fronte, costituito da calcestruzzo proiettato e centinatura metallica (profilati "INP");
- una volta raggiunta una distanza di trenta metri dal fronte di scavo, la messa in opera di murette alte due metri;
- la realizzazione dell'arco rovescio, altri dieci metri più dietro;
- completamento del sostegno definitivo con la messa in opera della calotta.

Le strutture portanti, come dimensionate e verificate nel suddetto progetto esecutivo, sono state ottimizzate durante il processo di realizzazione, in particolar modo per far fronte ai problemi inerenti al rigonfiamento indotto dall'attività di scavo (come sarà evidente dall'interpretazione dei dati di monitoraggio, tale problematica è sorta in maniera più evidente in corrispondenza della formazione del Pliocene inferiore). A tal proposito, è stato preferito ispessire la sezione trasversale del supporto e rinunciare alla disposizione di armatura di collegamento tra murette ed arco rovescio.

Le sezioni tipo effettivamente adottate nelle zone di maggior copertura sono quelle identificate come "P5.2 & P5.3", "P5.2 Var." e "P5.3 Var.". Quest'ultima, che centralizzerà l'attenzione nel proseguo della trattazione, è stata adoperata per l'attraversamento della formazione "PLi" con copertura maggiore (150 ÷ 300 m) e per il tratto interessato dall'intervento "pilota". Una riproduzione in "AutoCAD" delle sezioni "P5.2 & P5.3", "P5.2 Var." e "P5.3 Var." è riportata nel seguito.

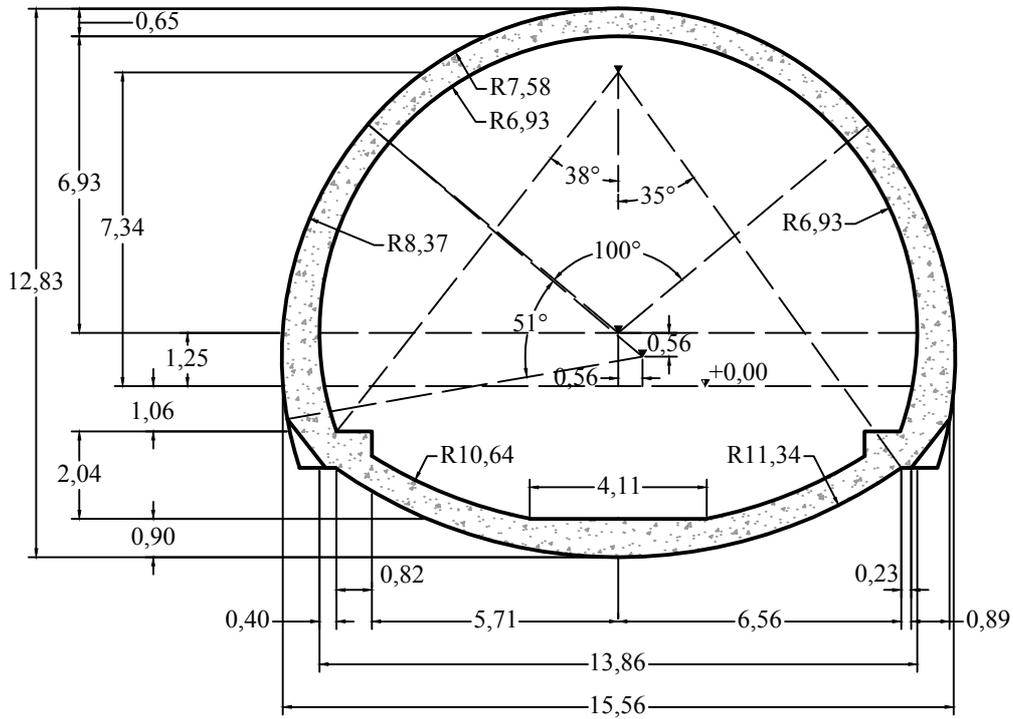


Figura 3.2: Sezione "P5.2 & P5.3" quotata, quote in metri (scala 1:175).

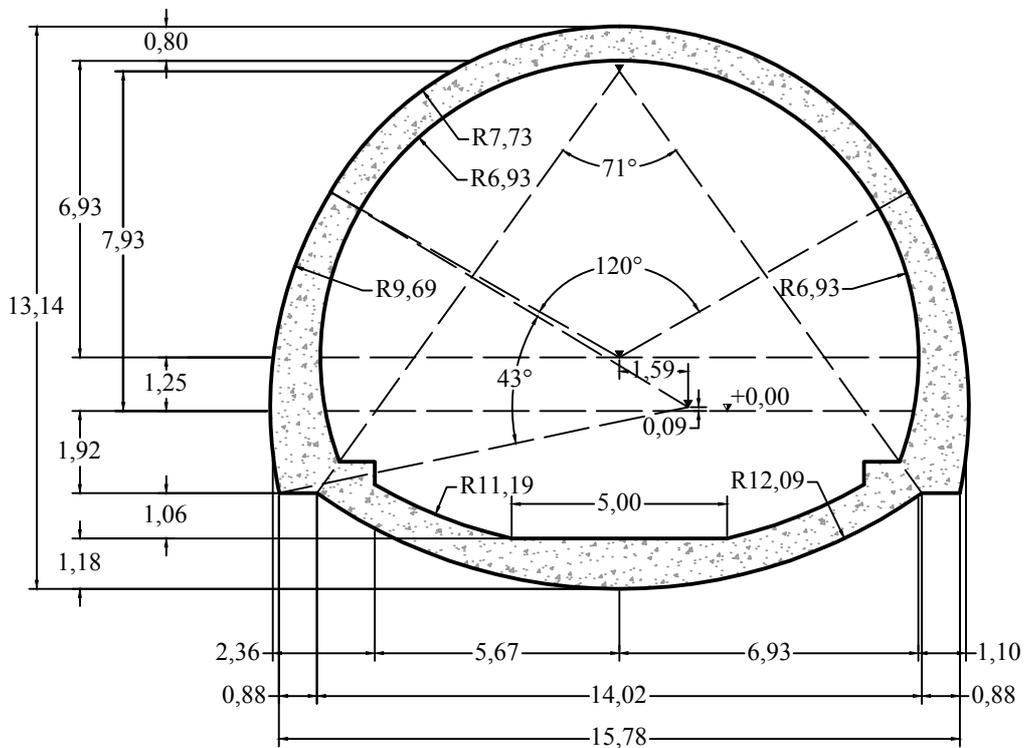


Figura 3.3: Sezione "P5.2 Var." quotata, quote in metri (scala 1:175).

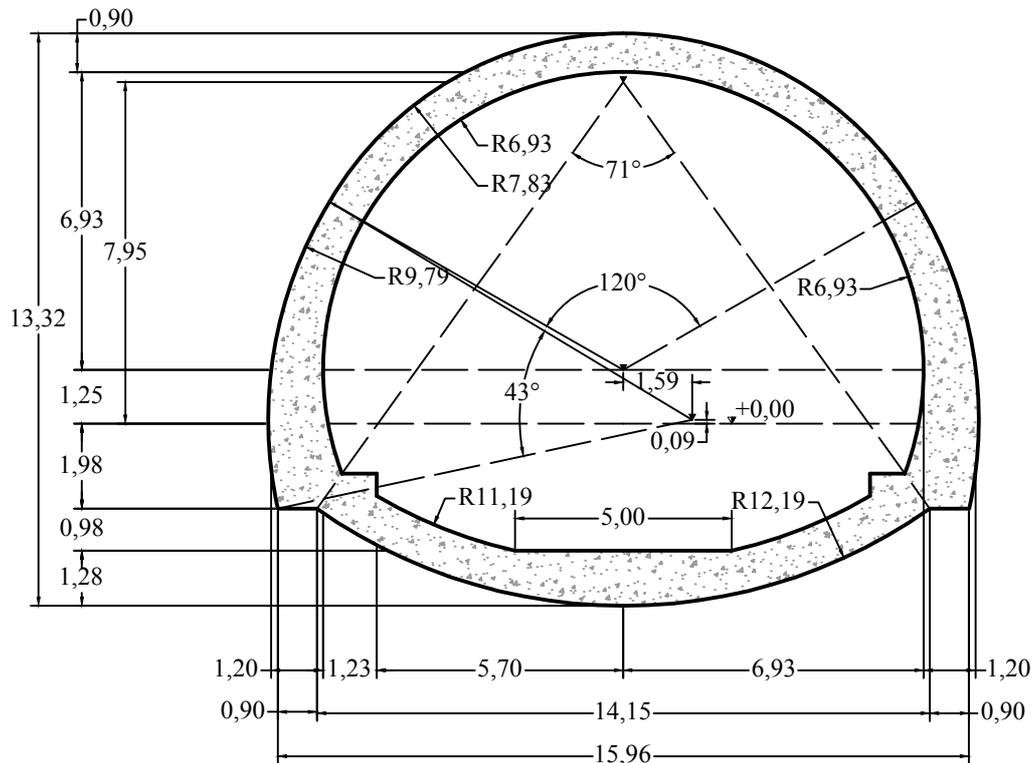


Figura 3.4: Sezione “P5.3 Var.” quotata, quote in metri (scala 1:175).

3.4 Fenomeni deformativi e degrado del supporto

Nonostante non sia stato sempre possibile avere una correlazione diretta tra fenomeni deformativi attesi e problematiche riscontrate durante la fase di scavo, l'attività di monitoraggio topografico indetta per il controllo della Galleria Naturale Monte Mario, della durata di tre anni (dal 07/2013 al 07/2016), ha evidenziato sollevamenti ingenti, in particolar modo nei tratti in cui la galleria attraversa la formazione “PLi”. In alcune porzioni di galleria interessate da fenomeni rigonfianti, inoltre, sono stati scavati “pozzetti esplorativi” per il controllo dello stato di degrado e fessurazione del supporto, soprattutto arco rovescio e murette.

3.4.1 Evidenze da monitoraggio topografico

È stato scelto di affidarsi alla metodologia *laser scanning* per il monitoraggio topografico della sede stradale. A tal proposito, esso è stato organizzato secondo misurazioni differite nel tempo, per cogliere propriamente la dipendenza temporale del fenomeno, e nello spazio, interessando ognuna delle corsie di marcia (lenta, centrale, sorpasso) e le banchine laterali.

Al fine di una corretta interpretazione dei dati, è necessario far presente come i dati di monitoraggio siano stati fortemente influenzati dalle attività di scarifica e regolazione della livelletta del piano stradale: sebbene siano disponibili documenti in merito, questi non specificano l'entità della regolazione stessa e possono quindi essere utilizzati solo qualitativamente. Tuttavia, sulla base di considerazioni del personale tecnico coinvolto nel rilievo, tali "influenze" risultano essere percentualmente modeste se rapportate all'entità dei sollevamenti indotti da rigonfiamento; ciò implica che, anche al netto di tali informazioni, un semplice confronto può indurre considerazioni importanti circa il fenomeno in essere, sia dal punto di vista temporale che spaziale.

Il compimento dell'attività di monitoraggio descritta precedentemente e la sovrapposizione dei risultati al profilo geo-meccanico (Allegato 1) hanno dato il seguente esito: le misurazioni geodetiche condotte tra il 2013 e il 2016 mostrano una zona soggetta a deformazioni di circa 700 m tra le chilometriche autostradali 207+200 e 207+900; si nota, inoltre, come essa corrisponda quasi esclusivamente al tratto attraversante la formazione pliocenica inferiore, nella zona con copertura più ingente.

Da "Relazione Geotecnica e di Calcolo, Galleria Monte Mario" (SPEA Engineering, 2017) si evince quanto riportato in Figura 3.5 (canna Nord) e Figura 3.6 (canna Sud). A tal proposito, è stato deciso di non riportare nella trattazione della presente tesi gli spostamenti rilevati in corrispondenza delle banchine, poiché il loro monitoraggio è stato effettuato per un solo anno. Ad ogni modo, nel suddetto documento, è dichiarato che essi risultino essere correlati agli spostamenti verticali delle rispettive corsie di marcia ed inferiori ad essi di circa un ordine di grandezza.

In Tabella 3.3, sono stati indicati i valori di spostamento massimo raggiunti dalla piattaforma stradale in entrambe le canne monitorate, per ognuna delle corsie di marcia.

Tabella 3.3: Spostamenti verticali massimi della piattaforma autostradale.

Canna di G.N. Monte Mario	Corsia di sorpasso [cm]	Corsia centrale [cm]	Corsia di marcia lenta [cm]
Nord	9,3	11,4	13,8
Sud	9,8	11,2	8,1

Soffermandosi unicamente sulla canna interessata dalla realizzazione dell'intervento "pilota" (canna Nord), è stato possibile registrare un graduale rallentamento del fenomeno deformativo nel corso del periodo di osservazione: è stato rilevato un passaggio da picchi di 6mm/mese nel periodo 2013-2014 a minimi di 4mm/mese nel periodo 2015-2016.

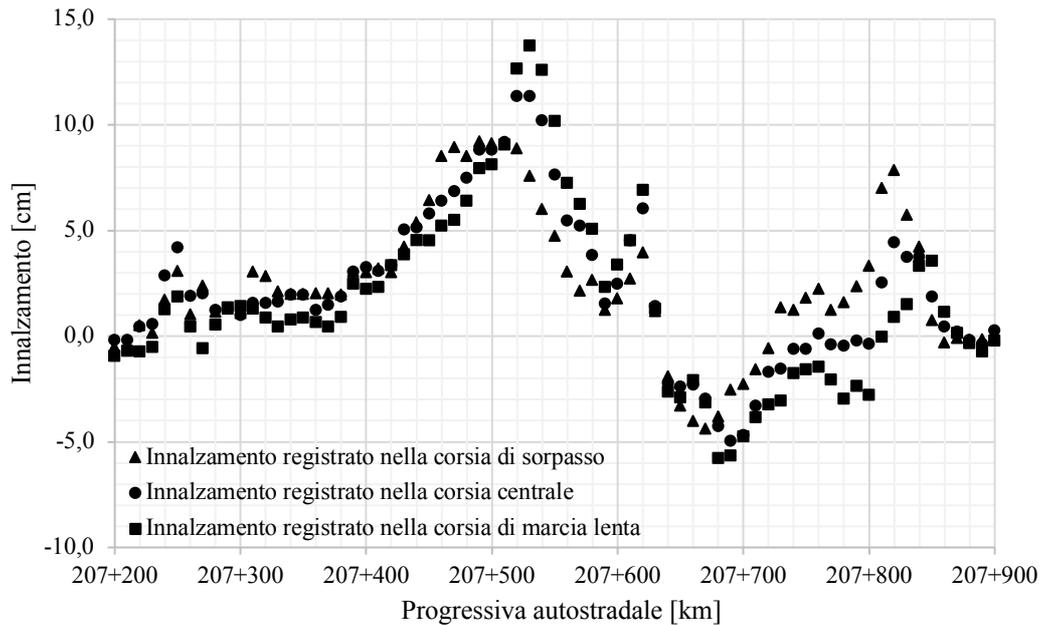


Figura 3.5: Monitoraggio topografico della pavimentazione stradale della canna Nord della G. N. Monte Mario (luglio 2013-luglio 2016).

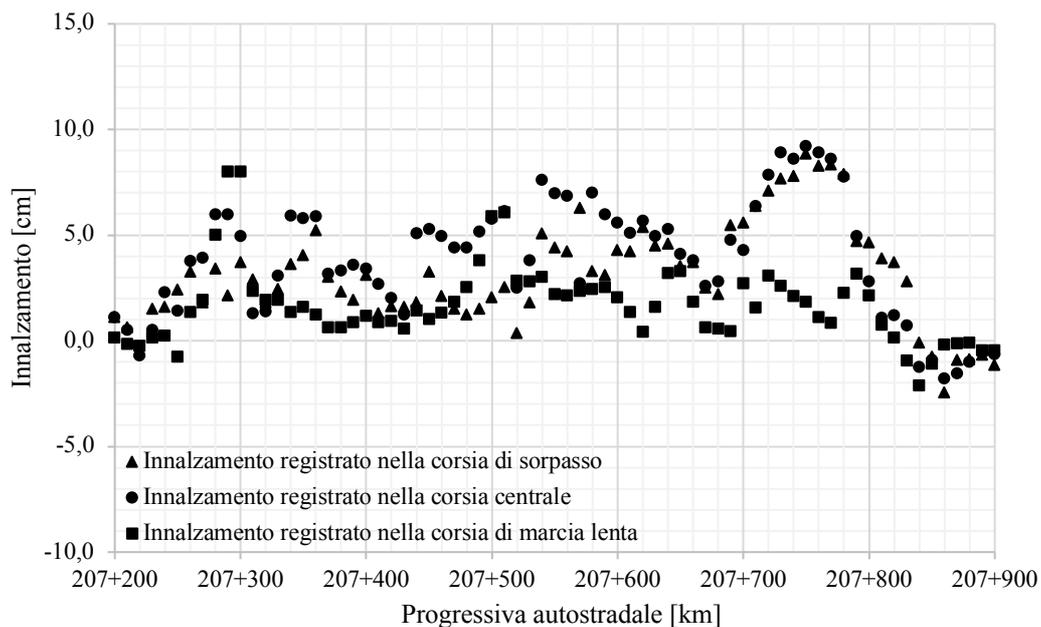


Figura 3.6: Monitoraggio topografico della pavimentazione stradale della canna Sud della G. N. Monte Mario (luglio 2013-luglio 2016).

3.4.2 Stato di degrado e fratturazione del supporto

Come si evince da una constatazione riportata in “Progetto Esecutivo, Galleria Monte Mario” (SPEA Engineering, 1999): “...la muretta appare fittamente lesionata anche longitudinalmente, in particolare si segnala una lesione inclinata di 45° di circa 20 cm di ampiezza all’interno della muretta che segue l’andamento dell’intradosso del rivestimento della galleria.”, inoltre “...all’intersezione tra arco rovescio e muretta, in corrispondenza con la lesione di cui sopra, si è individuata una zona con il calcestruzzo della muretta e dell’arco rovescio particolarmente fratturati.”

Ricordando anche quanto si è evinto dai risultati del monitoraggio geodetico della sede stradale, la presenza di lesioni oblique in corrispondenza della zona di collegamento tra muretta ed arco rovescio, oltre a rafforzare l’ipotesi secondo cui il materiale argilloso al di sotto di quest’ultimo sia interessato da fenomeni di rigonfiamento, evidenzia quale sia il possibile cinematismo di collasso del supporto indotto dal rigonfiamento stesso.

A tal proposito, l’evidenza secondo cui il sollevamento della sede stradale non sia omogeneo, bensì più marcato in corrispondenza di una delle corsie laterali (sorpasso o lenta) induce a presumere che l’arco rovescio abbia subito una frattura per taglio in corrispondenza di uno solo dei due collegamenti muretta-arco rovescio e che, in corrispondenza dell’altro, si sia formato un giunto di rotazione, più o meno saldamente connesso al supporto (il grado di connessione può essere deducibile dai risultati del monitoraggio geodetico).

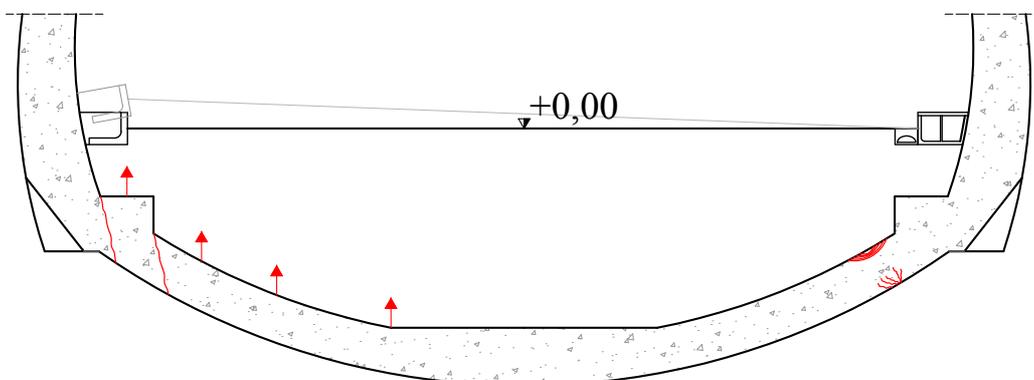


Figura 3.7: Meccanismi di rottura presunti in corrispondenza dell’arco rovescio che portano al sollevamento della piattaforma (in rosso lo schema fessurativo tipo ed il meccanismo a taglio corrispondente, la sede stradale è posta orizzontale per semplicità).

In ultima istanza, ad avvalorare tale tesi, ci sarebbero ulteriori evidenze emerse nel corso delle indagini sopra descritte.

Durante l'apertura dei pozzetti di ispezione si è evinto quanto segue:

- al chilometro 207+320 della canna Nord della G.N. Monte Mario (porzione supportata da un sostegno con sezione "P5.2"), è stato registrato un quantitativo di armatura di collegamento per la connessione tra muretta-arco rovescio non congruo al minimo calcolato in fase progettuale;
- al chilometro 207+531 della canna Nord della G.N. Monte Mario (porzione supportata da un sostegno con sezione "P5.3 Var"), è stato registrato uno spessore dell'arco rovescio non congruo allo spessore minimo calcolato in fase progettuale;
- al chilometro 207+533 della canna Sud della G.N. Monte Mario (porzione supportata da un sostegno con sezione "P5.3 Var"), non è solo stato registrato uno spessore della porzione inferiore del supporto non congruo, bensì il pozzetto di ispezione ha chiaramente evidenziato la presenza di acqua, probabilmente proveniente dal sistema di drenaggio non più funzionante e/o intasato.

3.4.3 Diagnosi preliminare per il supporto della G.N. Monte Mario

Quanto riportato in § 3.4.1 e § 3.4.2, nonché le ipotesi proposte in relazione alla rassegna delle varie evidenze di monitoraggio (visivo e geodetico) registrate, ha condotto verso la formulazione della seguente diagnosi: i supporti delle due canne della G. N. Monte Mario sono soggetti ad ingenti carichi da rigonfiamento, in particolare tra le chilometriche autostradali 207+200 e 207+900. A tal proposito, una non corretta messa in opera del sistema di supporto in più di una sua porzione e l'otturazione/malfunzionamento del sistema di drenaggio complicano sicuramente la situazione: il mancato drenaggio dell'acqua favorisce la sua diffusione nella formazione del "PLi", innescando i fenomeni osmotici e chimici del rigonfiamento: ciò provoca il sovraccarico di supporti non adeguatamente messi in opera, in termini di quantitativo minimo di armatura da disporre e di spessori minimi di progetto da rispettare.

3.5 Campagna di indagini di laboratorio

Alla luce di quanto emerso dalla campagna investigativa condotta *in situ*, è stato ritenuto necessario condurre una ulteriore campagna di indagini di laboratorio nell'arco del periodo 2016-2017. A tal fine, sono stati eseguiti due sondaggi geognostici, individuati come “MM1” e “MM2” nel corso della trattazione, rispettivamente alle chilometriche autostradali 207+468 e 207+447 (entrambi nella porzione che, da lì a pochi mesi, sarebbe stata interessata dalla realizzazione dell'intervento “pilota”); a partire dal piano autostradale, entrambi i sondaggi hanno raggiunto profondità pari a 25 m. La finalità di tale campagna di indagini è duplice: verificare i risultati ottenuti anni prima in concomitanza di “Relazione Geomeccanica, Galleria Monte Mario” (SPEA Engineering, 1998) e risalire al potenziale di rigonfiamento del materiale sottostante l'arco rovescio valutandone, in prima battuta, l'indice di plasticità secondo Atterberg e, successivamente, la massima pressione da rigonfiamento secondo quanto prescritto dall'I.S.R.M.

I sondaggi “MM1” e “MM2” hanno permesso il recupero di carote ed il prelievo di campioni da diverse profondità e a diversi gradi di disturbo; nello specifico, le carote recuperate dai due suddetti sondaggi hanno fornito un numero di campioni pari, rispettivamente, a sei e sette, per un totale di tredici campioni da testare in laboratorio. Due di essi sono mostrati nelle figure che seguono.



Figura 3.8: Campione da laboratorio “MM1-BR3” con relativa dimensione.



Figura 3.9: Campione da laboratorio “MM2-BR1” con relativa dimensione.

A tal proposito, i nominativi assegnati ad i vari campioni, le profondità alle quali sono stati recuperati e le tipologie di analisi/prove eseguite sugli stessi sono riportate nelle Tabella 3.4 e Tabella 3.5, valide, rispettivamente, per i campioni derivanti dai sondaggi “MM1” e “MM2”. È necessario specificare che:

- “×” indica che il relativo test di laboratorio sia stato opportunamente eseguito sul campione in questione;
- “-” indica che il relativo test di laboratorio non sia stato eseguito sul campione in questione.

Tabella 3.4: Sintesi delle prove eseguite per i provini del sondaggio “MM1”.

Nominativo campione	Profondità [m]	Analisi delle caratteristiche volum. e gran.	Limiti di Atterberg	Prova di taglio diretto	Prova di compressione triassiale UU	Prova edometrica I.S.R.M.
MM1-BR1	6,70 ÷ 7,00	×	×	-	×	-
MM1-BR2	9,60 ÷ 10,00	×	×	-	-	×
MM1-BR3	11,35 ÷ 11,75	×	×	-	×	-
MM1-BR4	14,80 ÷ 15,20	×	×	×	-	-
MM1-CR3	19,50 ÷ 19,60	×	-	-	-	-
MM1-CR5	23,20 ÷ 23,60	×	×	-	-	×

Tabella 3.5: Sintesi delle prove eseguite per i provini del sondaggio “MM2”.

Nominativo campione	Profondità [m]	Analisi delle caratteristiche volum. e gran.	Limiti di Atterberg	Prova di taglio diretto	Prova di compressione triassiale UU	Prova edometrica I.S.R.M.
MM2-CI1	4,50 ÷ 4,80	×	×	-	-	×
MM2-CI2	6,50 ÷ 7,00	×	×	-	×	-
MM2-BR1	7,60 ÷ 7,90	×	×	-	-	×
MM2-BR2	8,70 ÷ 9,00	×	×	-	×	-
MM2-BR3	10,60 ÷ 11,00	×	×	×	-	-
MM2-BR5	14,30 ÷ 14,80	×	×	-	-	×
MM2-CR1	21,35 ÷ 21,50	×	×	-	×	-

3.5.1 Analisi volumetriche e fisiche

La determinazione delle caratteristiche volumetriche e fisiche mira ad una prima classificazione del materiale argilloso costituente la formazione del “PLi”. A tal proposito, per ognuno dei provini indicati in Tabella 3.4 e Tabella 3.5, sono stati calcolati peso di volume umido e secco e contenuto d’acqua: per tale fine, è stata adoperata una serie di due pesate successive, prima e dopo l’essiccazione del provino in forno a 105 ÷ 110 °C. In aggiunta, la massa volumica dei grani è stata calcolata mediante la procedura di prova picnometrica. I risultati sono riportati in Tabella 3.6 e Tabella 3.7.

Tabella 3.6: Risultati delle analisi volumetriche e fisiche dei provini del sondaggio “MM1”.

MM1	BR1	BR2	BR3	BR4	CR3	CR5
Umidità naturale [%]	9,0	10,0	9,0	6,0	8,0	15,0
Peso di volume [kN/m ³]	23,44	22,74	23,15	23,23	20,97	21,83
Peso di volume secco [kN/m ³]	21,50	20,67	21,24	21,92	19,42	18,98
Peso specifico dei grani [-]	2,752	2,743	2,736	2,736	2,720	2,756

Tabella 3.7: Risultati delle analisi volumetriche e fisiche dei provini del sondaggio “MM2”.

MM2	CI1	CI2	BR1	BR2	BR3	BR5	CR1
Umidità naturale [%]	11,0	8,0	9,0	8,0	7,0	8,0	12,0
Peso di volume [kN/m ³]	21,90	23,17	22,73	23,67	21,76	23,13	21,87
Peso di volume secco [kN/m ³]	19,73	21,45	20,85	21,92	20,34	21,42	19,53
Peso specifico dei grani [-]	2,736	2,748	2,733	2,710	2,719	2,735	2,742

3.5.2 Analisi granulometriche

Sfruttando i risultati ottenuti dalla setacciatura granulometrica dei campioni in analisi, eseguita in accordo con la metodologia descritta nella normativa “ASTM D422/07”, è stata analizzata la composizione di ognuno di essi. Nel seguito, sono riportate le curve granulometriche ottenute secondo le raccomandazioni “USCS”.

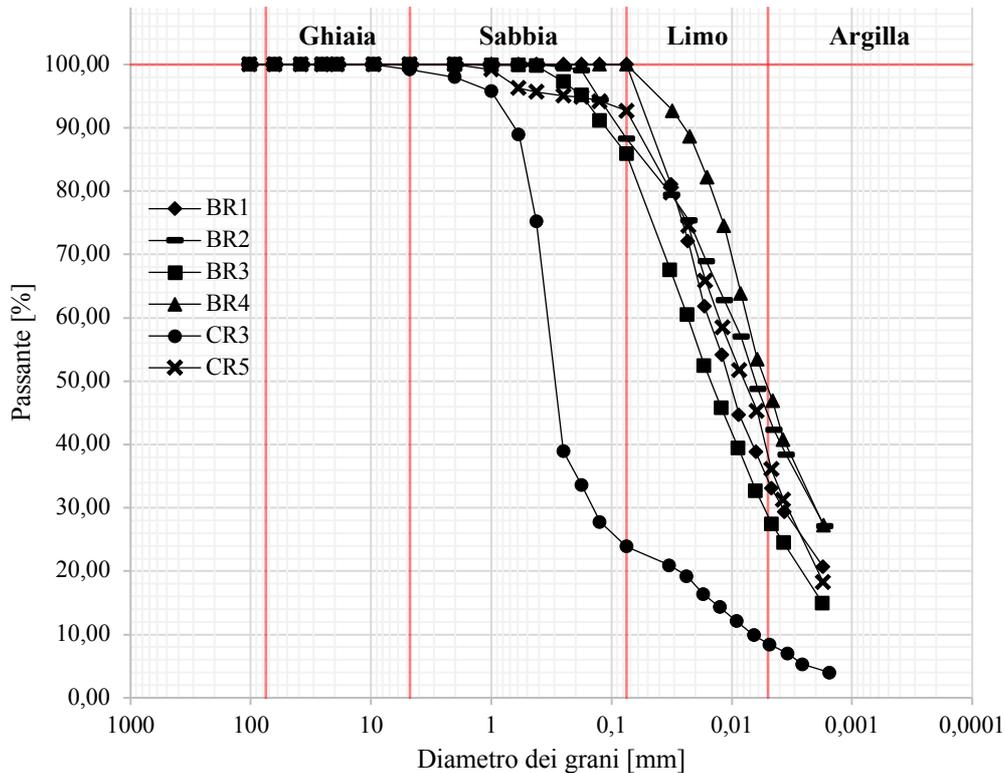


Figura 3.10: Risultati dell'analisi granulometrica dei provini del sondaggio “MM1” (USCS).

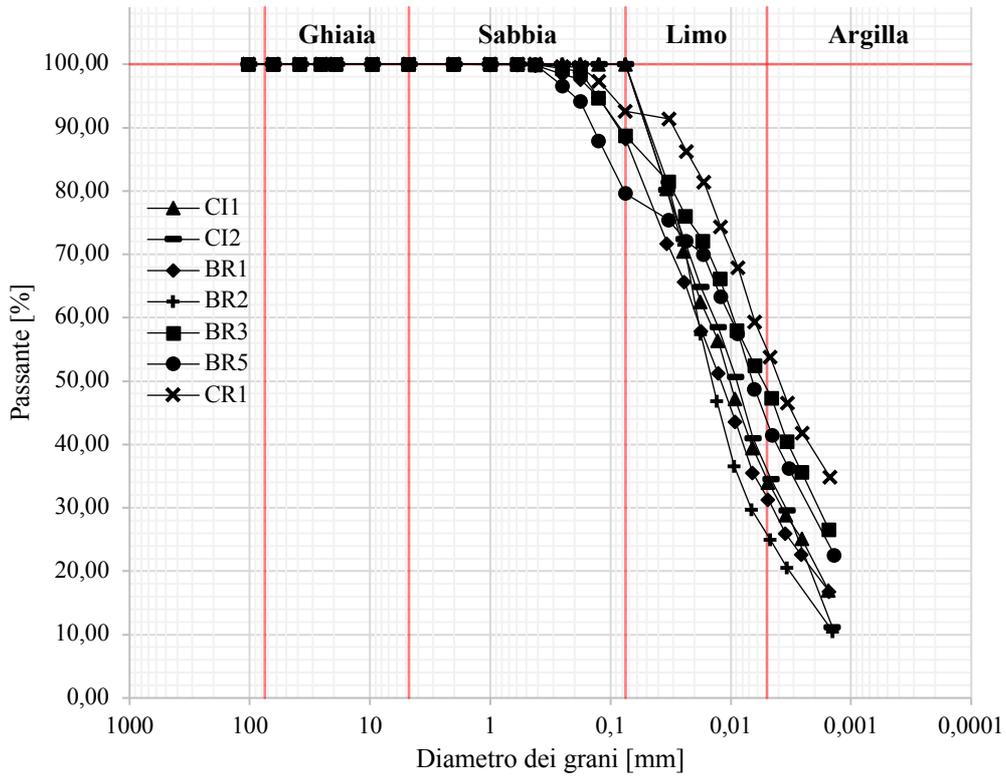


Figura 3.11: Risultati dell'analisi granulometrica dei provini del sondaggio "MM2" (USCS).

Ne è stata, inoltre, fornita una raffigurazione secondo le raccomandazioni AGI.

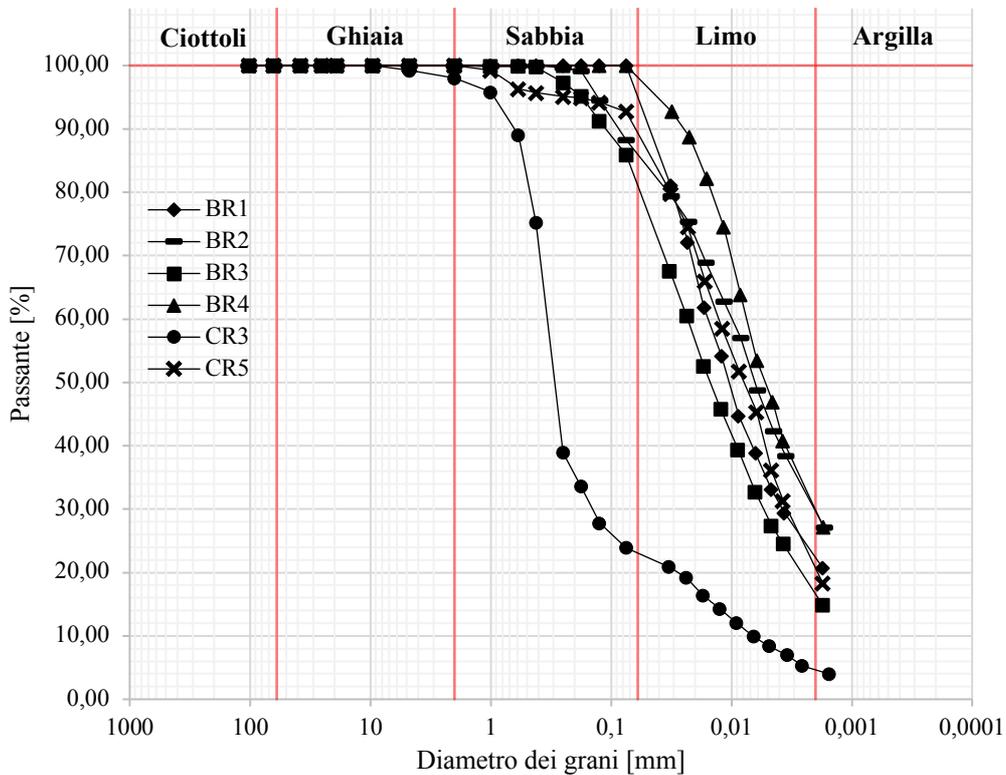


Figura 3.12: Risultati dell'analisi granulometrica dei provini del sondaggio "MM1" (AGI).

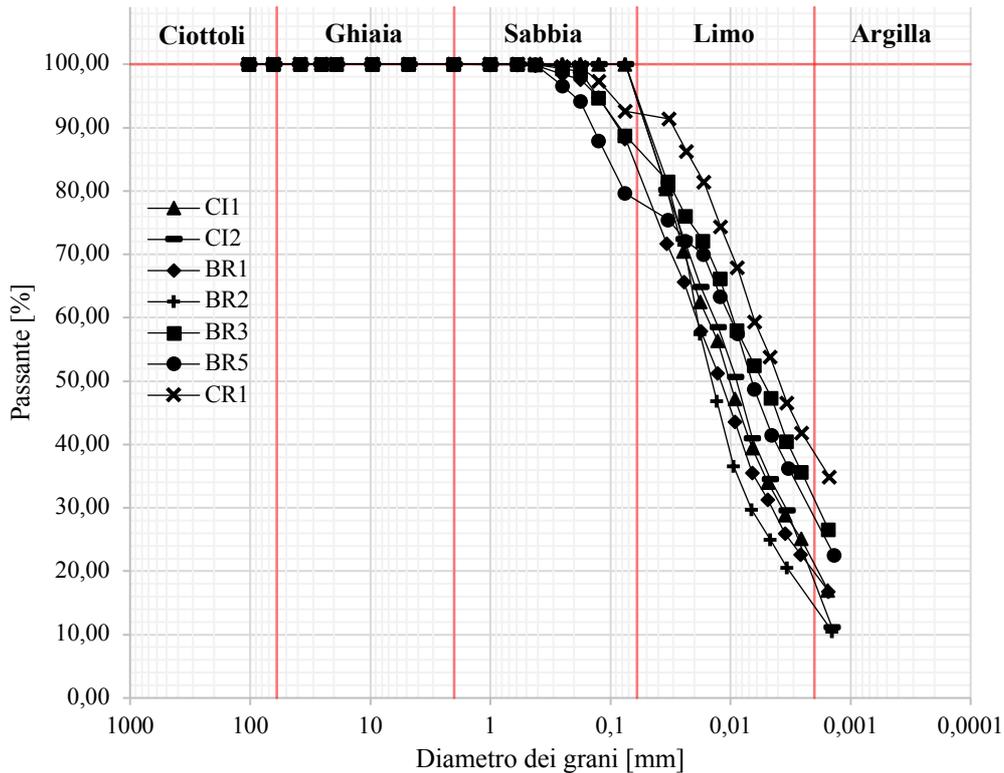


Figura 3.13: Risultati dell'analisi granulometrica dei provini del sondaggio "MM2" (AGI).

Le regolamentazioni adoperate per la classificazione del geo-materiale oggetto di studio sono le normative "CNR-UNI 10006" e "ASTM 2487-93 (USCS)". Esse sfruttano la percentuale passante ai setacci ASTM n°4 (di diametro pari a 4,75 mm) e n°200 (di diametro pari a 0,075 mm) per fornire una prima suddivisione del materiale in funzione di quattro componenti definite come di seguito:

- ghiaia – materiale trattenuto dal setaccio ASTM n°4;
- sabbia – materiale passante al setaccio ASTM n°4 e trattenuto dal setaccio ASTM n°200;
- argilla e limo – materiale passante al setaccio ASTM n°200.

La divisione delle componenti limose e argillose è ciò che differenzia le due metodologie: la normativa "CNR-UNI 10006", prevede l'utilizzo della procedura aerometrica, che sfrutta la legge di Stokes al fine di correlare la velocità di sedimentazione del materiale e la dimensione delle particelle, la normativa "ASTM 2487-93 (USCS)", invece, richiede necessariamente la determinazione dei limiti di Atterberg e l'ausilio del diagramma di plasticità. Nonostante non siano strettamente

obbligatorie, le informazioni derivanti dalle prove geotecniche per la definizione dei limiti di Atterberg risultano utili anche ai fini di una più precisa classificazione ai sensi della prima fra le due normative sopra citate.

Le composizioni dei provini risultanti dall'analisi granulometrica sono indicate in Tabella 3.8 e Tabella 3.9. Analizzando tali risultati, risulta evidente come la composizione granulometrica del provino "MM1-CR3" sia ben differente da quella di tutti gli altri provini analizzati. Con molta probabilità, durante l'attuazione della verticalità "MM1", è stato intercettato una di quelle bancate arenacee/sabbiose di cui si è parlato durante l'inquadramento idrogeologico di Monte Mario (§ 3.2.1). Tale evidenza testimonia la presenza di flussi d'acqua viaggianti attraverso porzioni dell'ammasso roccioso oggetto di studio non immediatamente individuabili, se non con altri sondaggi geotecnici.

Tabella 3.8: Risultati dell'analisi granulometrica dei provini del sondaggio "MM1".

MM1	BR1	BR2	BR3	BR4	CR3	CR5
Ghiaia [%]	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0
Sabbia [%]	0,0	12,0	14,0	0,0	75,0	7,0
Limo [%]	66,0	45,0	58,0	51,0	15,0	55,0
Argilla [%]	34,0	44,0	28,0	49,0	9,0	37,0

Tabella 3.9: Risultati dell'analisi granulometrica dei provini del sondaggio "MM2".

MM2	CI1	CI2	BR1	BR2	BR3	BR5	CR1
Ghiaia [%]	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Sabbia [%]	0,0	0,0	12,0	0,0	11,0	20,0	7,0
Limo [%]	66,0	64,0	57,0	74,0	40,0	37,0	38,0
Argilla [%]	35,0	36,0	32,0	26,0	48,0	43,0	55,0

Quanto appena ricavato sarà combinato ai risultati delle prove geotecniche necessarie alla definizione dei suddetti limiti di Atterberg, con la finalità di classificare il materiale in esame ai sensi delle due norme sopra menzionate.

3.5.3 Limiti di Atterberg

Al fine di effettuare una prima valutazione circa il potenziale plastico delle argille costituenti la formazione del Pliocene inferiore, sono stati valutati i limiti di Atterberg di carattere plastico e liquido per ognuno dei provini in analisi, ad eccezione di “MM1-CR3” (vista la sua natura quasi prettamente granulare).

A tal fine, le modalità di prova adottate sono di seguito esplicate:

- limite plastico (contenuto d’acqua oltre cui il materiale perde la sua plasticità) – si è sfruttata una manipolazione di un campione di terra di forma cilindrica (con diametro pari a 3 mm) in modo tale da favorirne una graduale diminuzione del contenuto d’acqua, fino alla fessurazione;
- limite liquido (contenuto d’acqua oltre cui il materiale si comporta in maniera più vicina ad un liquido) – si è sfruttata la strumentazione riconosciuta come “cucchiaio di Casagrande” al fine di determinare il contenuto d’acqua corrispondente ad un numero di colpi pari a 25.

I risultati ottenuti sono mostrati in Tabella 3.10 e Tabella 3.11.

Tabella 3.10: Limiti di Atterberg ed indice di plasticità dei provini del sondaggio “MM1”.

MM1	BR1	BR2	BR3	BR4	CR3	CR5
Limite liquido [%]	38,9	32,5	36,5	31,1	-	36,2
Limite plastico [%]	18,8	17,9	20,4	18,7	-	18,2
Indice di plasticità [%]	20,1	14,6	16,1	12,4	-	18,0

Tabella 3.11: Limiti di Atterberg ed indice di plasticità dei provini del sondaggio “MM2”.

MM2	CI1	CI2	BR1	BR2	BR3	BR5	CR1
Limite liquido [%]	38,1	35,7	33,8	34,4	33,1	26,9	33,4
Limite plastico [%]	17,6	19,3	19,1	18,8	19,8	15,3	17,7
Indice di plasticità [%]	20,5	16,4	14,7	15,6	13,3	11,6	15,7

3.5.4 Classificazione del materiale costituente la formazione “PLi”

Sulla base dei risultati ottenuti in § 3.5.2 e § 0, è stato possibile attuare una classificazione del materiale costituente la formazione del Pliocene inferiore ai sensi delle norme “CNR-UNI 1000” e “ASTM 2487-93 (USCS)”. In totale accordo con quanto già evidenziato durante la prima ricostruzione geologica eseguita nel corso del 1998, il materiale oggetto di studio risulta essere classificabile sotto le denominazioni:

- “CNR-UNI 1000” – “Gruppo A6” indicante argille di bassa plasticità e, fra le altre cose, estremamente suscettibili al rigonfiamento;
- “ASTM 2487-93 (USCS)” – “CL” indicante argille inorganiche di media plasticità (il relativo diagramma di plasticità è riportato in Figura 3.14),

La classificazione sopra riportata vale per ognuno dei provini analizzati, fatta eccezione per il “MM1-CR3”, il quale risulta essere classificabile sotto la denominazione “Gruppo A2” (senza ulteriori specifiche vista la mancata valutazione dei limiti di Atterberg), indicante ghiaia e sabbia limosa o argillosa. Inerentemente al rigonfiamento, la loro presenza rappresenta un allarme: essi rappresentano acquiferi di potenza variabile da cui attingere acqua per soddisfare la chimica legata a tale processo.

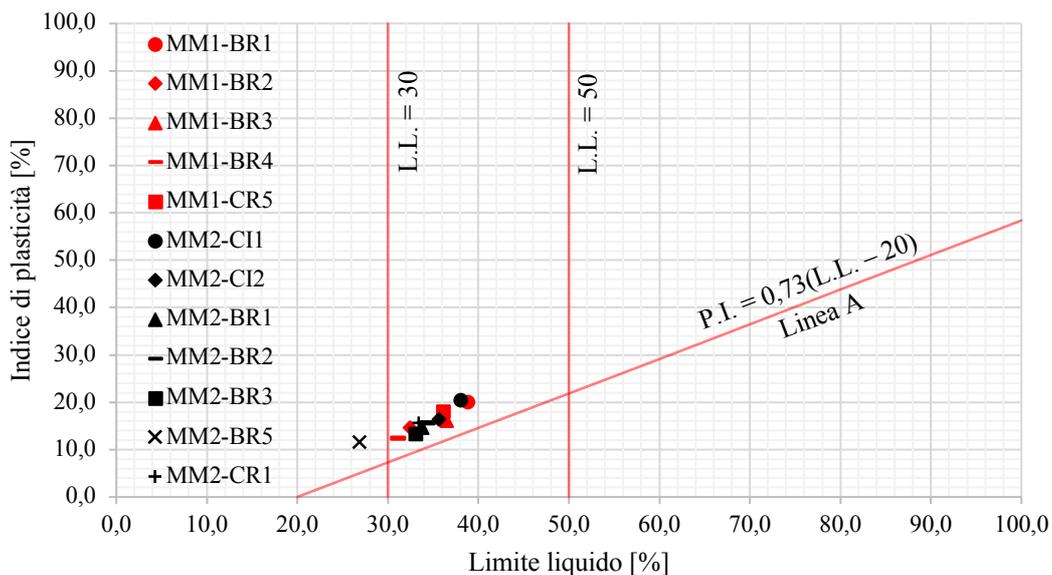


Figura 3.14: Carta di plasticità di Casagrande per la determinazione del comportamento della frazione fine di un geo-materiale.

3.5.4.1 Analisi diffrattometrica ai raggi X

Al fine di corroborare l'esito della classificazione del materiale in questione, è stato scelto di riportare i risultati di una serie di analisi diffrattometriche ai raggi X, eseguite ai fini di una nuova campagna di indagini, che si è tenuta nel giugno 2021 e che ha interessato entrambe le canne della G. N. Monte Mario. Tali risultati sono stati riportati sul diagramma di composizione ternario per il riconoscimento del potenziale rigonfiante di cui si è già discusso nel capitolo precedente (Figura 3.15).

Inoltre, al fine di avere un termine di paragone con altre formazioni argillose rinomatamente rigonfianti, è stato ritenuto interessante comparare i risultati ottenuti per le argille grigio-azzurre della formazione "PLi" con quanto constatato da M. Barla (1999) per l'argilla di Caneva-Stevenà, l'argilla di Terravecchia e le argille varicolori.

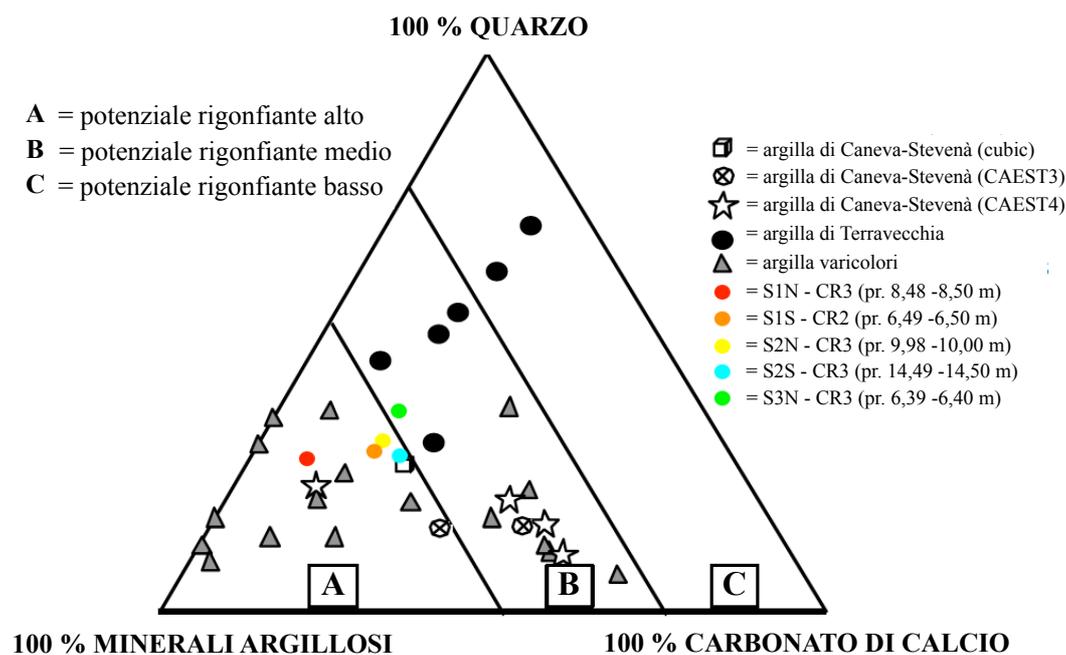


Figura 3.15: Risultati delle prove diffrattometriche ai raggi X rappresentati nel diagramma di composizione ternario (ovali colorati) e confronto con altre tipologie di argille (Barla, 1999).

I risultati delle analisi diffrattometriche ai raggi X, in accordo con quanto si è evinto in § 3.5.2, § 3.5.3 e § 3.5.4, evidenziano una presenza preponderante di minerali argillosi (49 ÷ 66 %) nel geo-materiale costituente la formazione "PLi", in particolar modo illite e clorite. Di conseguenza, si evince come le stesse godano di un medio-alto potenziale rigonfiante, in linea con quanto registrato per le argille varicolori.

3.5.5 Prova di taglio diretto (“D.S. test”)

Le proprietà meccaniche di picco e residue delle argille grigio-azzurre costituenti la formazione del “PLi” sono state indagate per mezzo di prove di taglio diretto: è stato ritenuto opportuno selezionare un campione da ognuno dei due sondaggi geognostici eseguiti, “MM1-BR4” e “MM2-BR3”, per poi derivarne, rispettivamente, tre e due provini da sottoporre al “D.S. test”. Per l’occasione, sono stati preparati provini di forma cilindrica di altezza ed area di base pari, rispettivamente, a 20 mm e 36 cm². Per ognuno dei suddetti cinque provini, è stato scelto uno stato tensionale normale di confinamento diverso, al fine di poter attuare una corretta interpretazione dei risultati ottenuti per mezzo di una loro interpolazione nel piano $[\tau_{\max}-\sigma'_{v}]$, sfruttando una legge costitutiva nella classica forma proposta da Mohr-Coulomb.

A tal proposito, nonostante la natura argillosa del litotipo oggetto di studio, nella fase di interpretazione dei dati è stato ritenuto opportuno non considerare la presenza di una coesione residua (la retta interpolante i risultati ottenuti nel piano $[\tau_{\max}-\sigma'_{v}]$ è stata “forzata” a passare per l’origine degli assi).

I dati acquisiti durante l’esecuzione delle prove di taglio diretto sono riportati nel seguito in forma grafica.

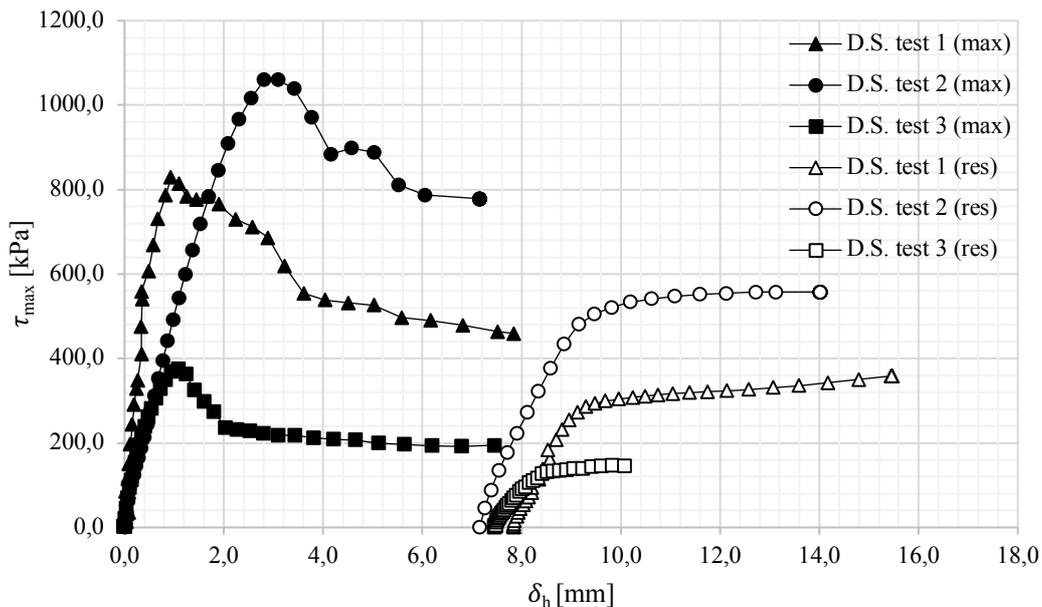


Figura 3.16: Dati acquisiti durante l’esecuzione delle prove di taglio diretto sui provini derivanti dal campione “MM1-BR4”.

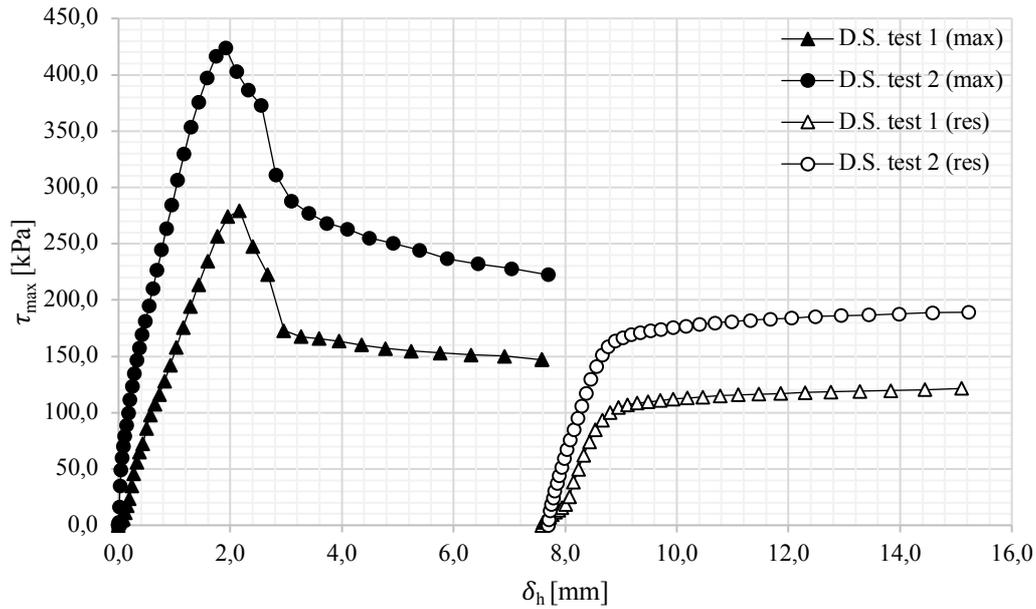


Figura 3.17: Dati acquisiti durante l'esecuzione delle prove di taglio diretto sui provini derivanti dal campione "MM2-BR3".

Come si può intuire da Figura 3.16 e Figura 3.17, ognuno dei provini è stato testato secondo due cicli diversi di prova, al fine evidenziarne il comportamento in condizioni indisturbate (evidentemente tale stato dell'argilla è caratterizzato da un non trascurabile grado di sovraconsolidazione) e disturbate, in seguito all'esecuzione del primo ciclo di prova. Tale condizione implica che le micro-asperità lungo la superficie di rottura siano già completamente frantumate e che il legame interparticellare che caratterizza il litotipo oggetto di studio sia già distrutto.

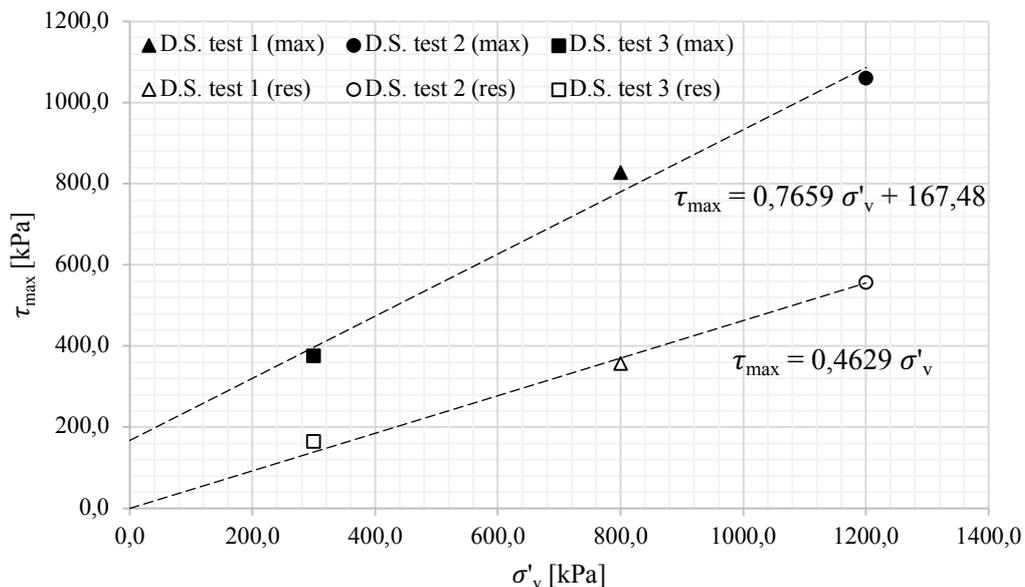


Figura 3.18: Interpolazione dei risultati ottenuti dal "D.S. test" dei provini del sondaggio "MM1"

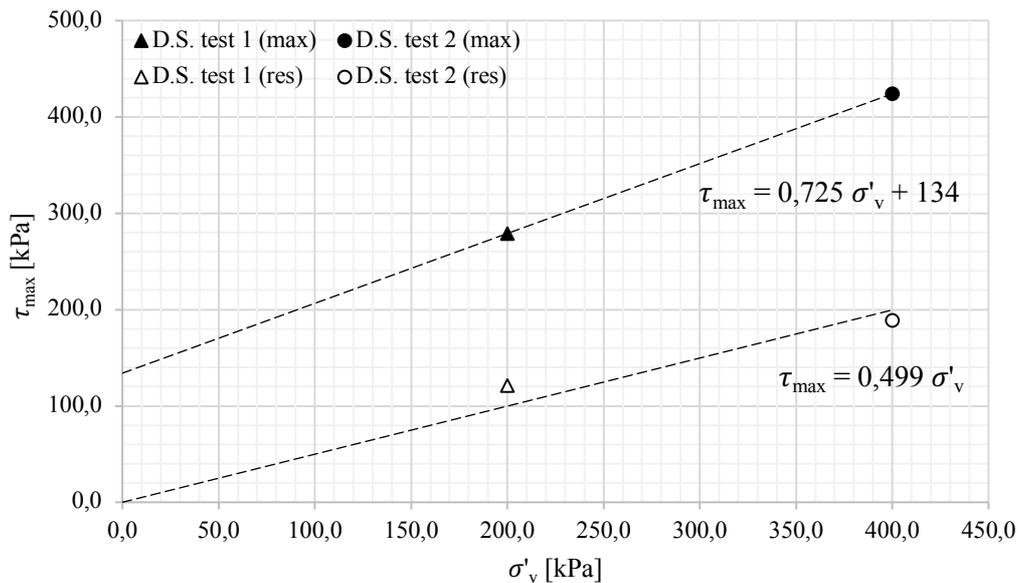


Figura 3.19: Interpolazione dei risultati ottenuti dal “D.S. test” dei provini del sondaggio “MM2”.

Sulla base delle interpolazioni ottenute in Figura 3.18 e Figura 3.19, sfruttando il modello costitutivo proposto da Mohr-Coulomb nella forma:

$$\tau_{\max} = \sigma'_v \tan(\varphi') + c' \quad (49)$$

dove:

τ_{\max} → resistenza tagliante del litotipo oggetto di studio;

σ'_v → stato di confinamento verticale;

φ' → angolo di resistenza al taglio del litotipo oggetto di studio;

c' → coesione caratterizzante il litotipo oggetto di studio;

è stato possibile ricavare i parametri descriventi il comportamento drenato del litotipo oggetto di studio. I risultati ottenuti, che mostrano una forte componente coesiva di picco, sono riportati in Tabella 3.12 (il confronto tra i parametri che seguono e quelli riportati in Tabella 3.1 è stato svolto in § 4.3.2).

Tabella 3.12: Risultati ottenuti alla luce dei risultati del “D.S. test” sui provini derivanti da entrambi i campioni.

Nominativo campione	Angolo di resistenza al taglio di picco [°]	Angolo di resistenza al taglio residuo [°]	Coesione di picco [kPa]	Coesione residua [kPa]
MM1-BR4	37,4	24,8	167,5	0,0
MM2-BR3	35,9	26,5	134,0	0,0

3.5.6 Prova triassiale non consolidata non drenata (“*T.X. test UU*”)

Data la natura argillosa del litotipo oggetto di studio e la ragionevolmente bassa propensione a permettere la permeazione dell’acqua (la classe delle argille è nota per essere caratterizzata da una bassa conducibilità idraulica), ci si aspetta che, nelle prime fasi di carico/scarico tensionale, le argille grigio-azzurre si comportino in maniera non drenata. Al fine di investigare le proprietà meccaniche inerenti alla tipologia di comportamento precedentemente citata, è stato scelto di prelevare un numero di campioni pari a cinque, scegliendone due dal sondaggio “MM1” e tre dal sondaggio “MM2”, per derivare, da ognuno di esso, un certo quantitativo di provini cilindrici (due o tre) da sottoporre al “*T.X. test UU*”. Per ognuno di essi, dimensioni e pressione di prova in cella sono indicati in Tabella 3.13 e Tabella 3.14.

Tabella 3.13: Dati inerenti dimensioni e stato tensionale preliminare di ogni provino derivante dal sondaggio geognostico “MM1”.

MM1	BR1 (Pr.1)	BR1 (Pr.2)	BR1 (Pr.3)	BR3 (Pr.1)	BR3 (Pr.2)
Diametro [mm]	77,0	71,0	77,5	77,3	77,3
Altezza [mm]	141,0	135,0	137,0	140,0	140,4
Pressione in cella [kPa]	400,0	600,0	500,0	600,0	800,0

Tabella 3.14: Dati inerenti dimensioni e stato tensionale preliminare di ogni provino derivante dal sondaggio geognostico “MM2”.

MM2	CI2 (Pr.1)	CI2 (Pr.2)	BR2 (Pr.1)	BR2 (Pr.2)	BR1 (Pr.1)	BR1 (Pr.2)
Diametro [mm]	78,6	78,2	77,9	78,0	50,0	50,0
Altezza [mm]	100,9	100,6	129,5	134,2	90,4	92,4
Pressione in cella [kPa]	400,0	500,0	500,0	600,0	600,0	800,0

3.5.6.1 Campione “MM1-BR1”

Il percorso tensionale imposto al campione “MM1-BR1” durante il “*T.X. test U.U.*” e la relativa registrazione della deformazione assiale in funzione dello sforzo deviatorico applicato sono riportati, in forma grafica, in Figura 3.20 e Figura 3.21.

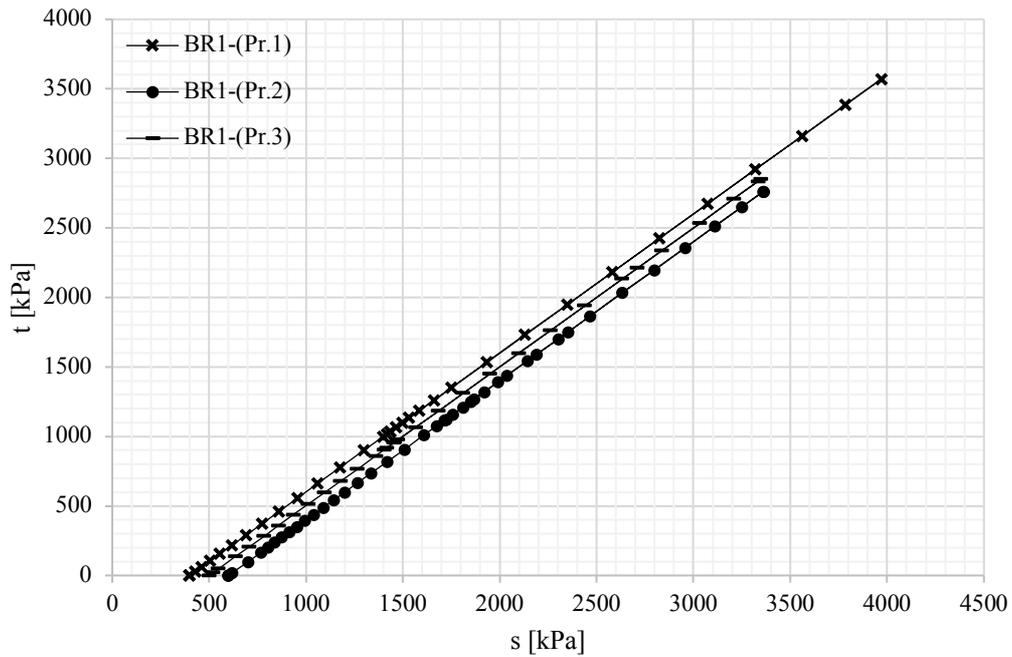


Figura 3.20: Percorso tensionale imposto ai provini derivanti dal campione “MM1-BR1”.

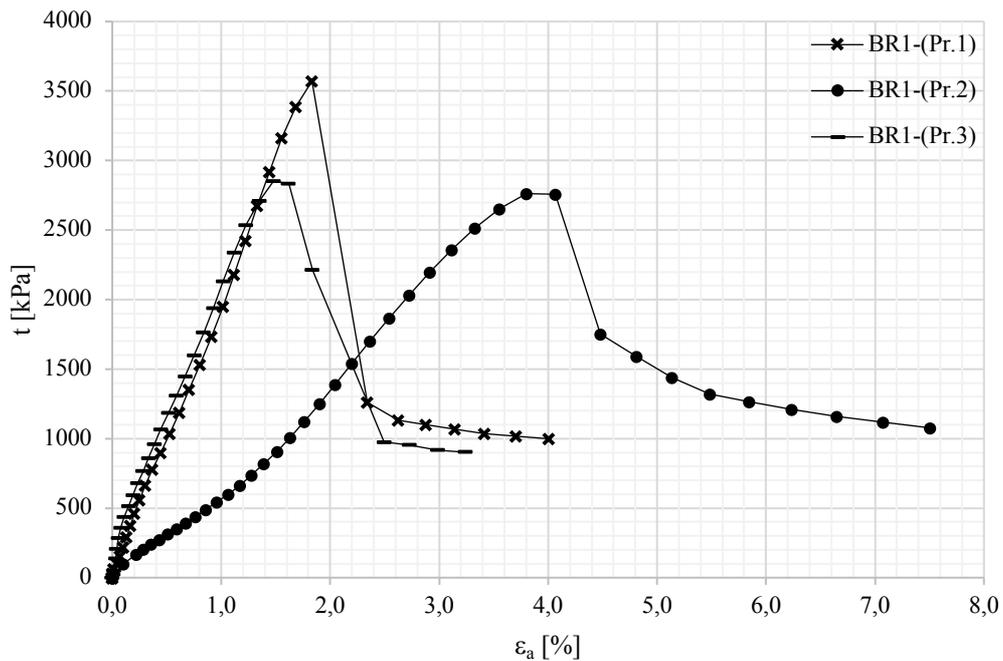


Figura 3.21: Andamento delle deformazioni assiali in funzione del carico imposto in testa (prova svolta in controllo di spostamento).

3.5.6.2 Campione “MM1-BR3”

Il percorso tensionale imposto al campione “MM1-BR3” durante il “*T.X. test U.U.*” e la relativa registrazione della deformazione assiale in funzione dello sforzo deviatorico applicato sono riportati, in forma grafica, in Figura 3.22 e Figura 3.23.

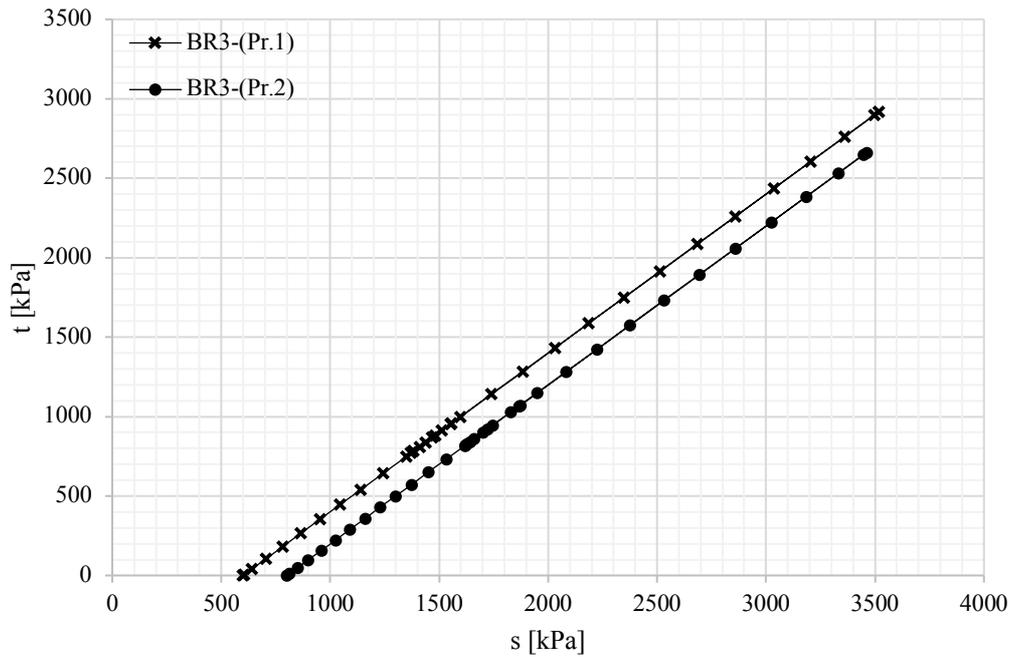


Figura 3.22: Percorso tensionale imposto ai provini derivanti dal campione “MM1-BR3”.

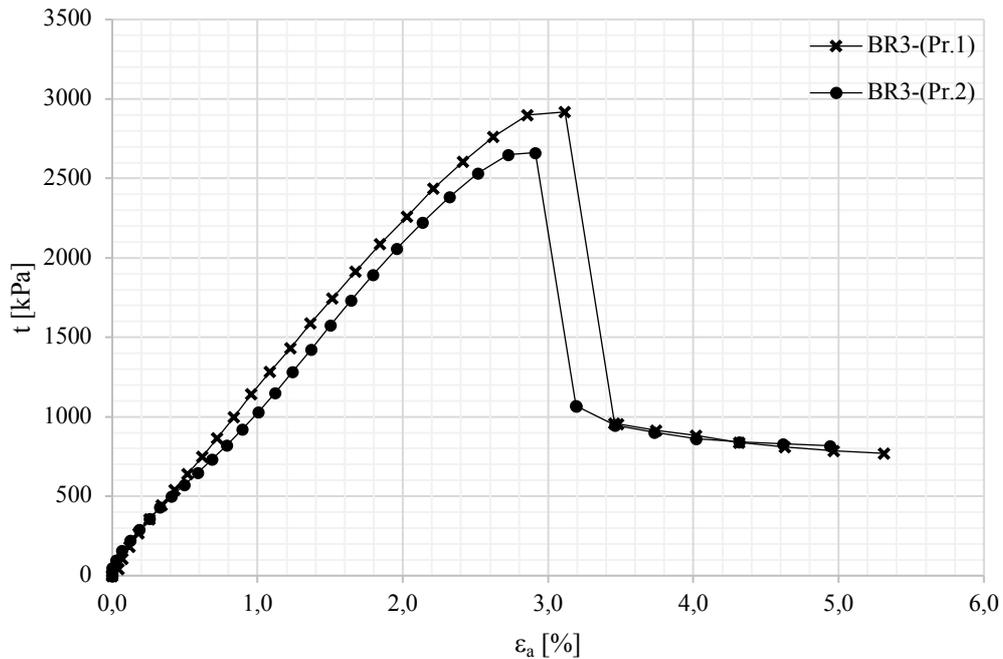


Figura 3.23: Andamento delle deformazioni assiali in funzione del carico imposto in testa per i provini del campione “MM1-BR3” (prova svolta in controllo di spostamento).

3.5.6.3 Campione “MM2-CI2”

Il percorso tensionale imposto al campione “MM2-CI2” durante il “*T.X. test U.U.*” e la relativa registrazione della deformazione assiale in funzione dello sforzo deviatorico applicato sono riportati, in forma grafica, in Figura 3.24 e Figura 3.25.

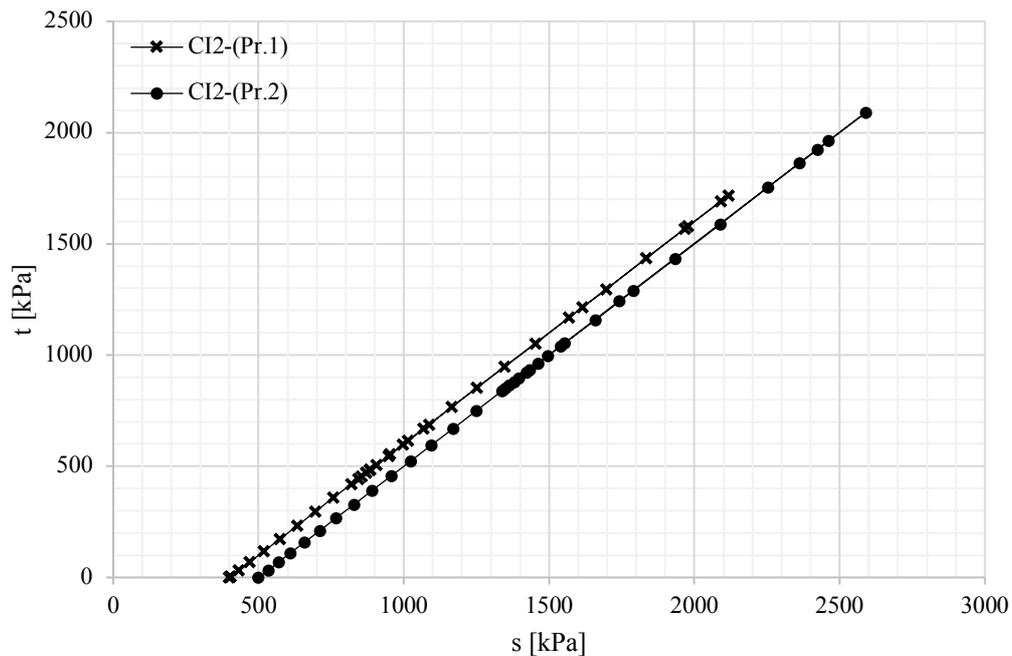


Figura 3.24: Percorso tensionale imposto ai provini derivanti dal campione “MM2-CI2”.

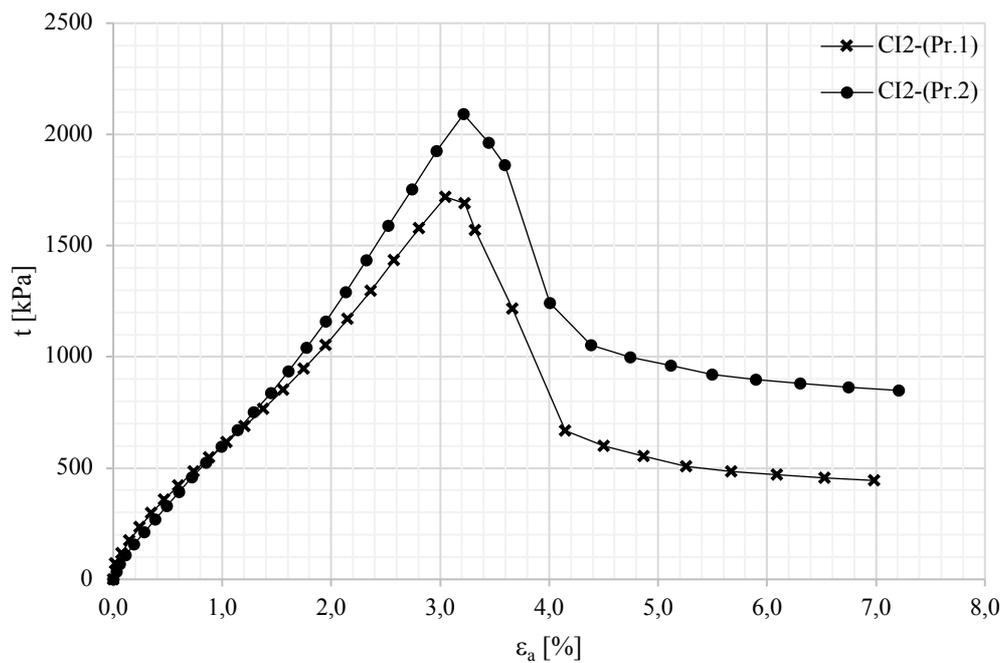


Figura 3.25: Andamento delle deformazioni assiali in funzione del carico imposto in testa per i provini del campione “MM2-CI2” (prova svolta in controllo di spostamento).

3.5.6.4 Campione “MM2-BR2”

Il percorso tensionale imposto al campione “MM2-BR2” durante il “*T.X. test U.U.*” e la relativa registrazione della deformazione assiale in funzione dello sforzo deviatorico applicato sono riportati, in forma grafica, in Figura 3.26 e Figura 3.27.

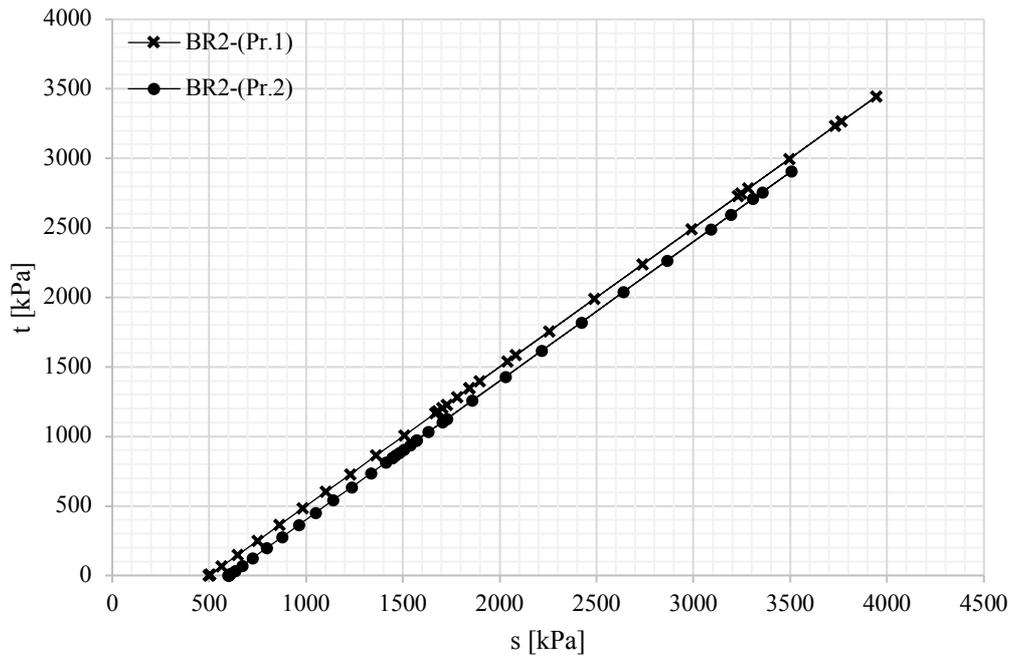


Figura 3.26: Percorso tensionale imposto ai provini derivanti dal campione “MM2-BR2”.

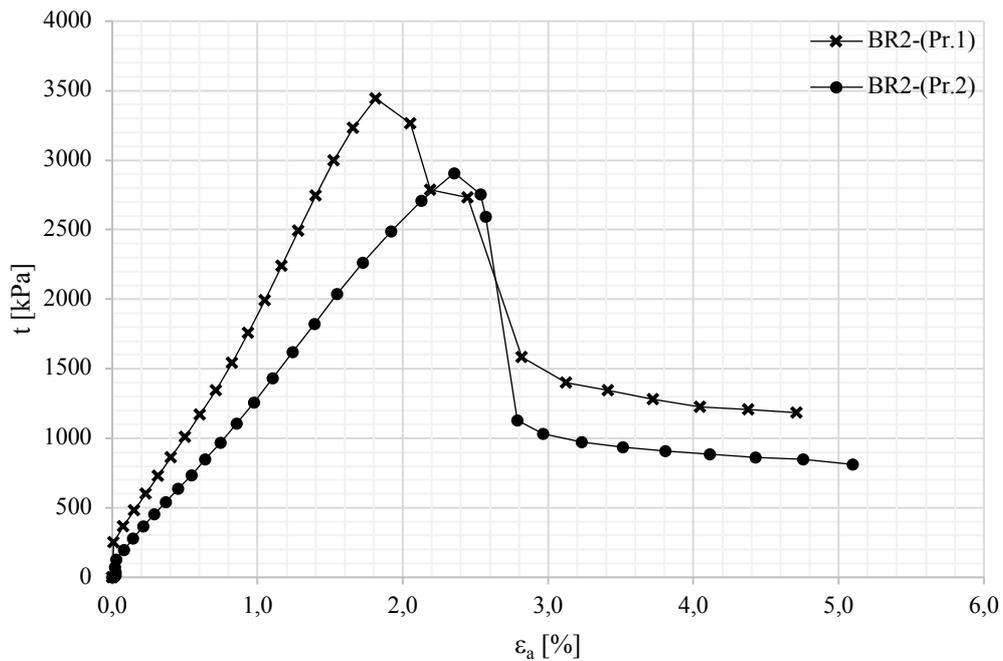


Figura 3.27: Andamento delle deformazioni assiali in funzione del carico imposto in testa per i provini del campione “MM2-BR2” (prova svolta in controllo di spostamento).

3.5.6.5 Campione “MM2-CR1”

Il percorso tensionale imposto al campione “MM2-CR1” durante il “*T.X. test U.U.*” e la relativa registrazione della deformazione assiale in funzione dello sforzo deviatorico applicato sono riportati, in forma grafica, in Figura 3.28 e Figura 3.29.

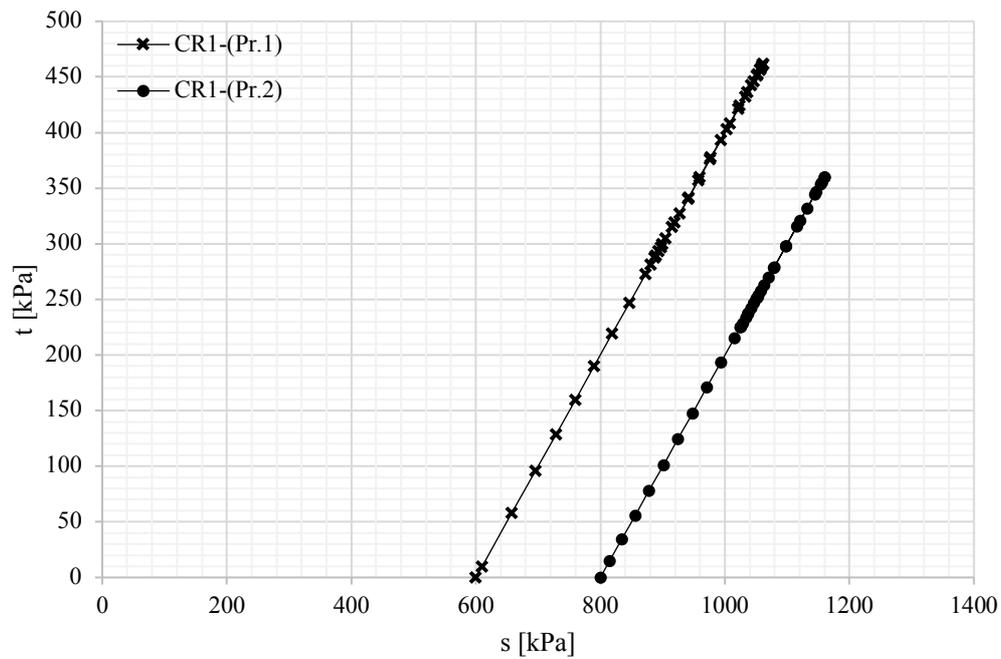


Figura 3.28: Percorso tensionale imposto ai provini derivanti dal campione “MM2-CR1”.

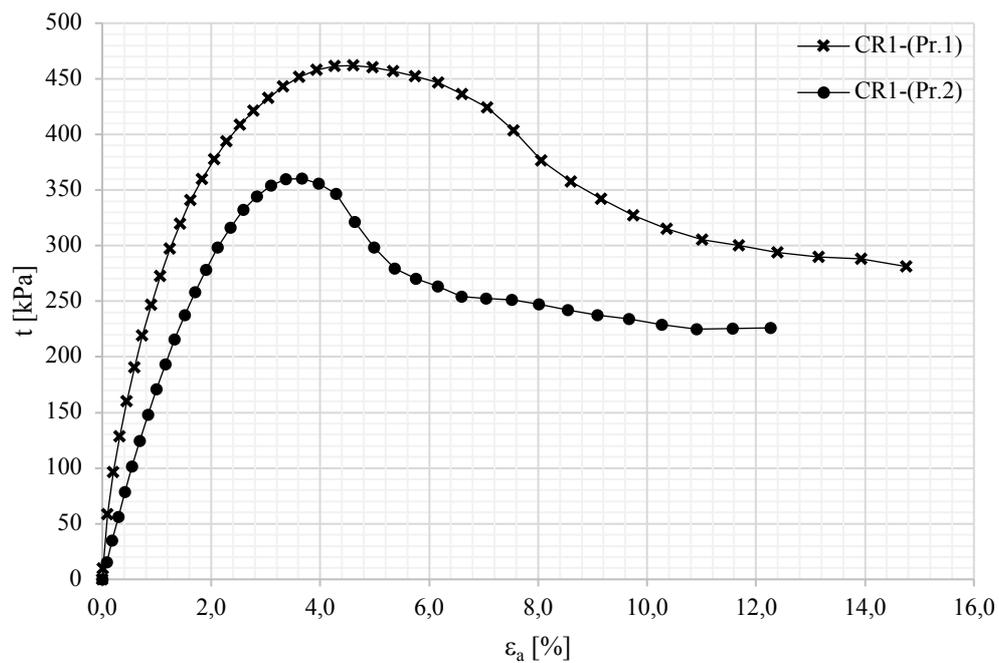


Figura 3.29: Andamento delle deformazioni assiali in funzione del carico imposto in testa per i provini del campione “MM2-CR1” (prova svolta in controllo di spostamento).

3.5.6.6 Risultati delle prove triassiali non consolidate non drenate

Interpretando i suddetti dati sulla base del modello costitutivo proposto da Tresca nella forma:

$$\tau_{\max} = C_u \quad (50)$$

dove:

C_u → coesione non drenata caratterizzante il litotipo oggetto di studio;

è stato possibile ricavare i parametri descrittivi il comportamento non drenato del litotipo oggetto di studio. I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 3.15 e Tabella 3.16.

Tabella 3.15: Risultati ottenuti alla luce dei risultati del “*T.X. test UU*” sui provini derivanti dai campioni reperiti dal sondaggio geognostico “MM1”.

MM1	BR1 (Pr.1)	BR1 (Pr.2)	BR1 (Pr.3)	BR3 (Pr.1)	BR3 (Pr.2)
Coesione non drenata [kPa]	3571,8	2762,2	2850,3	2918,5	2662,5

Tabella 3.16: Risultati ottenuti alla luce dei risultati del “*T.X. test UU*” sui provini derivanti dai campioni reperiti dal sondaggio geognostico “MM2”.

MM2	CI2 (Pr.1)	CI2 (Pr.2)	BR2 (Pr.1)	BR2 (Pr.2)	CR1 (Pr.1)	CR1 (Pr.2)
Coesione non drenata [kPa]	1718,2	2090,4	3445,0	2908,2	461,9	360,9

Le notevoli e chiare differenze che mostrano i due provini derivanti dal campione “MM2-CR1” nei confronti degli altri sono, probabilmente, dovute alla ingente quantità di argilla (intesa come materiale con granulometria uguale o inferiore a 5 μm) che esso presenta se paragonata a questi ultimi (si analizzino nel dettaglio i risultati riportati in Tabella 3.8 e Tabella 3.9). Tale caratteristica ne determina un minor carico verticale limite rispetto a quello caratterizzante gli altri provini e, di conseguenza, una minor coesione non drenata sviluppabile secondo la seguente formulazione (valida per depositi di terreno coesivo ed estendibile, con le

dovute accortezze, al caso in essere, vista la natura indisturbata dei campioni reperiti *in situ*):

$$C_u = \alpha \sigma'_v f(O.C.R) \tag{51}$$

dove:

α → coefficiente che tiene conto del livello di plasticità del materiale in esame;

O.C.R → grado di sovraconsolidazione del materiale in esame.

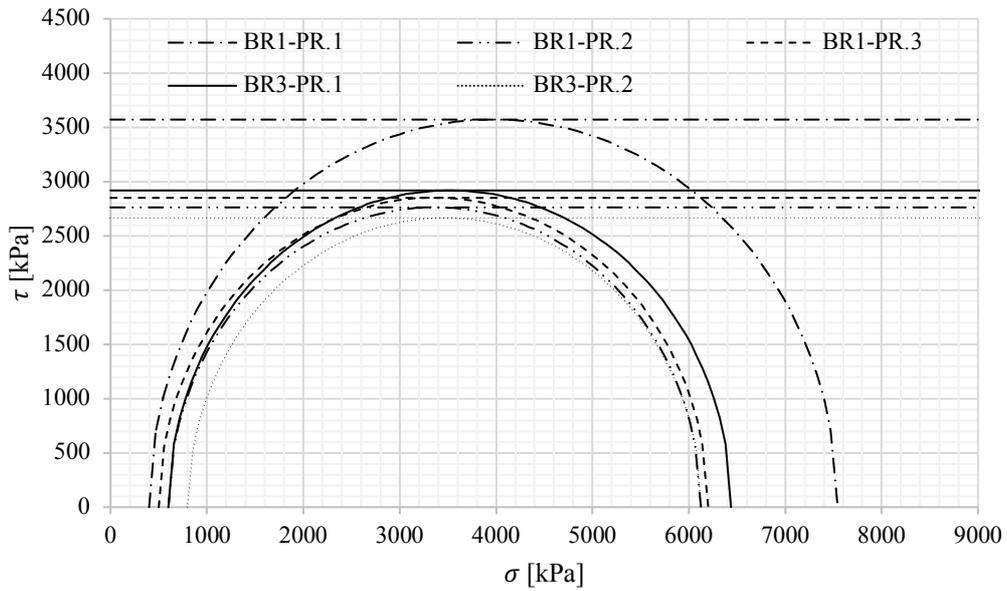


Figura 3.30: Stato tensionale di collasso per i provini dei campioni reperiti dal sondaggio “MM1”.

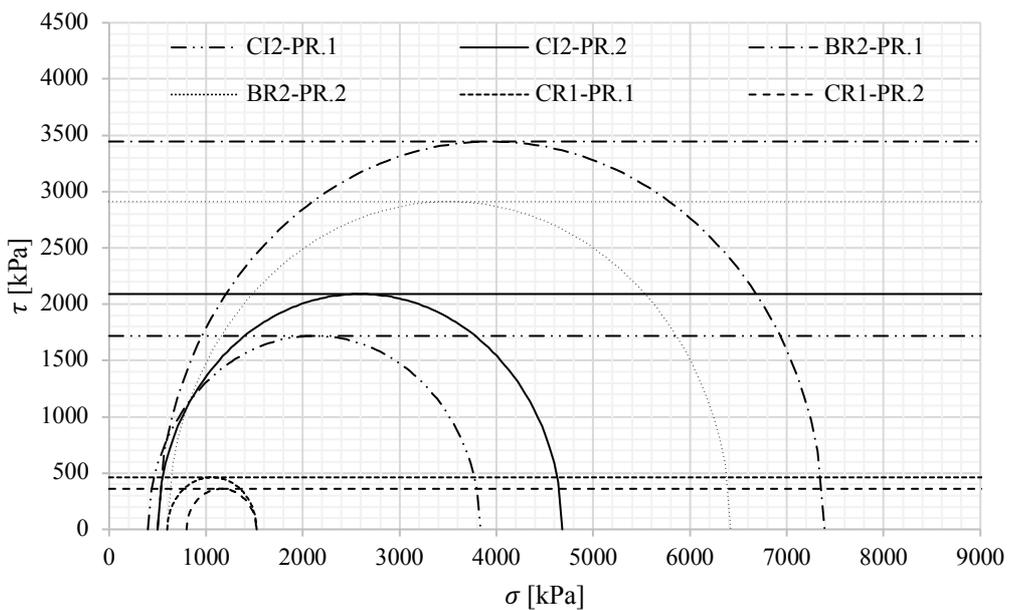


Figura 3.31: Stato tensionale di collasso per i provini dei campioni reperiti dal sondaggio “MM2”.

3.5.7 Prova edometrica di rigonfiamento (“*Modified H. & A. test*”)

Le prove edometriche di rigonfiamento svolte per il caso in esame non rispondono perfettamente alle prescrizioni riportate in “*Suggested Methods for Laboratory Testing of Swelling Rocks*” (Madsen, 1999). Ognuna delle suddette prove è stata svolta tenendo conto delle due seguenti differenze:

- l’acqua è stata inserita nella cella edometrica fin dalla fase iniziale di carico;
- il provino è stato caricato in testa oltre il valore di tensione principale massima alla quale lo stesso era soggetto *in situ*, dunque in un momento successivo rispetto alla costruzione della Galleria Naturale Monte Mario.

A tal proposito, considerato quanto appena espresso e gli inevitabili effetti di disturbo tensionale indotti dalle attività di campionamento, è stato deciso di considerare la pressione di rigonfiamento caratteristica pari al massimo carico verticale raggiunto durante la prova. Tale decisione è scaturita anche da alcune considerazioni riportate nella letteratura tecnica dalle quali si evince che, generalmente, la prova modificata di Huder & Amberg tende a sottostimare l’effettiva pressione di rigonfiamento. Allo stesso modo, è stata inoltre assunta come deformazione massima da rigonfiamento il valore di deformazione raggiunto dal provino nella parte conclusiva della fase di scarico, in corrispondenza di un carico verticale residuo pari a 7,5 kPa o 6,9 kPa, a seconda della tensione verticale minima raggiunta in un dato test.

Per ognuno dei provini investigati, è stata costruita una curva caratteristica di rigonfiamento esprime il potenziale rigonfiante del geo-materiale oggetto di studio, in funzione del carico verticale a cui lo stesso è soggetto. A tal fine, sono state sfruttate le variazioni dimensionali che i provini hanno dimostrato di poter sviluppare nel tempo per ogni gradino di scarico tensionale, tenendo conto di una deformazione totale sviluppata (ε_{tot}) scindibile nelle due seguenti componenti:

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t) = \varepsilon^{\text{el}} + \varepsilon^{\text{s}}(t) \quad (52)$$

dove:

ε^{el} → deformazione elastica sviluppata dal provino in esame;

$\varepsilon^{\text{s}}(t)$ → deformazione rigonfiante sviluppata dal provino in esame.

3.5.7.1 Campione “MM1-BR2”

La registrazione delle deformazioni assiali del campione “MM1-BR2” durante la prova edometrica di rigonfiamento e la derivazione della relativa *swelling rule* sono riportate, in forma grafica, in Figura 3.32 e Figura 3.33.

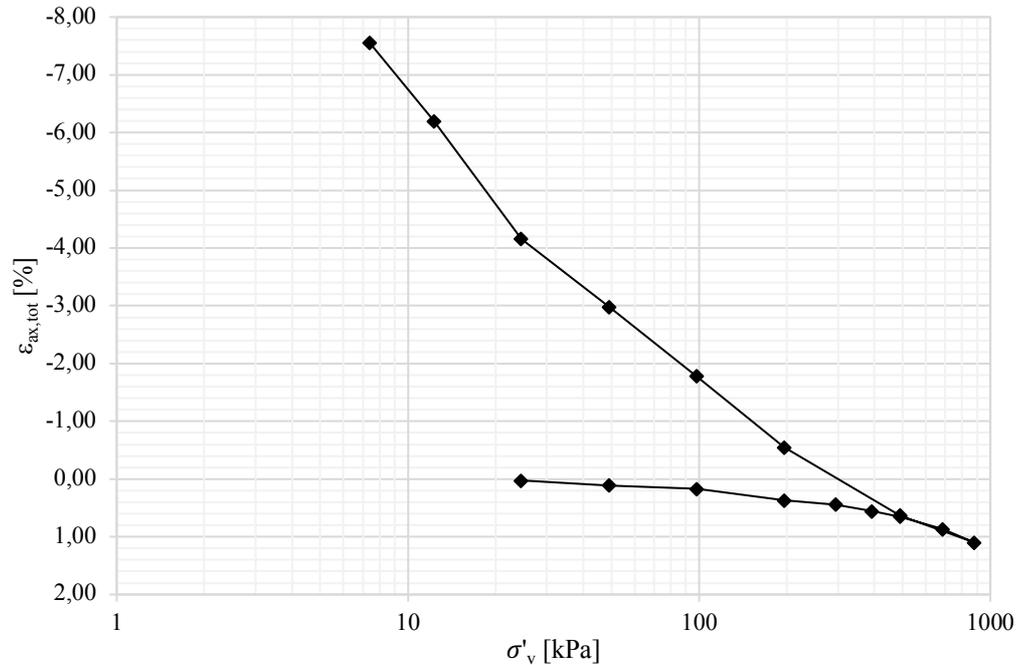


Figura 3.32: Andamento delle deformazioni assiali totali nel corso della prova edometrica di rigonfiamento svolta sul provino “MM1-BR2”.

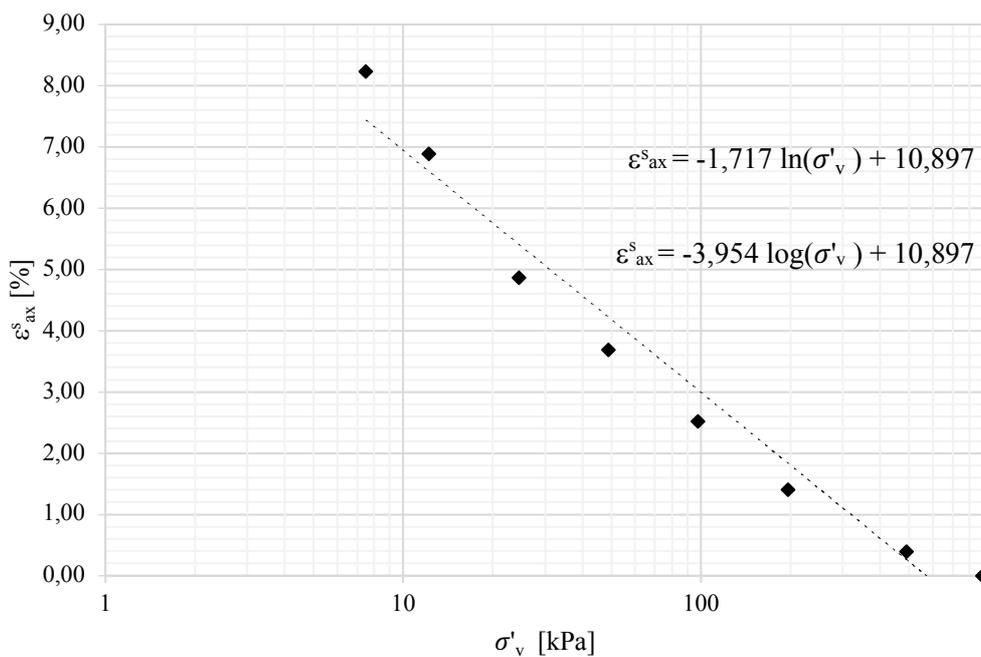


Figura 3.33: Curva caratteristica di rigonfiamento dedotta a partire dal provino “MM1-BR2”.

3.5.7.2 Campione “MM1-CR3”

La registrazione delle deformazioni assiali del campione “MM1-CR3” durante la prova edometrica di rigonfiamento e la derivazione della relativa *swelling rule* sono riportate, in forma grafica, in Figura 3.34 e Figura 3.35.

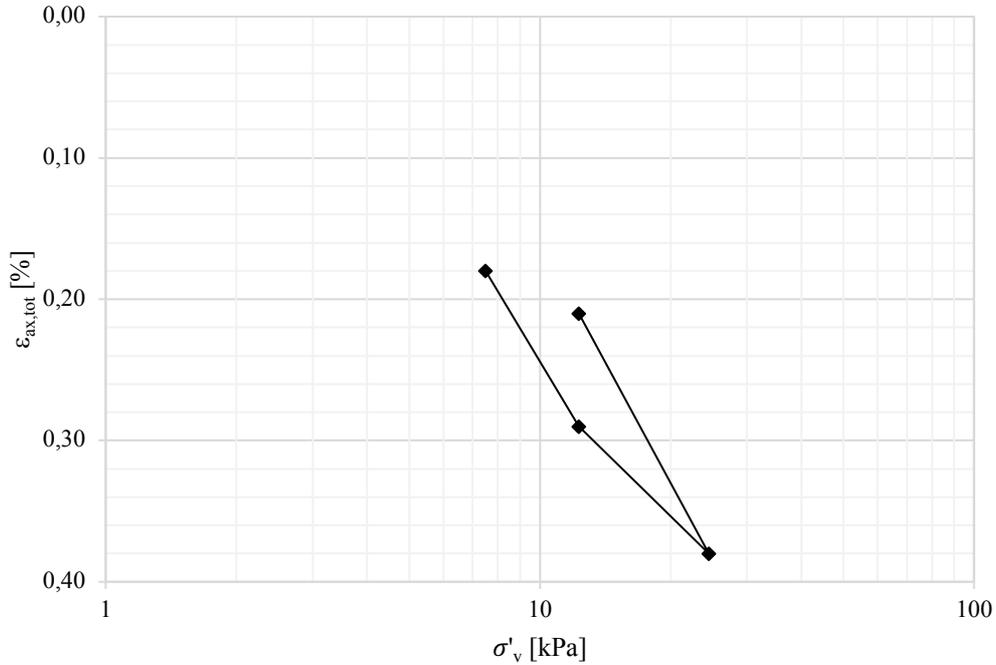


Figura 3.34: Andamento delle deformazioni assiali totali nel corso della prova edometrica di rigonfiamento svolta sul provino “MM1-CR3”.

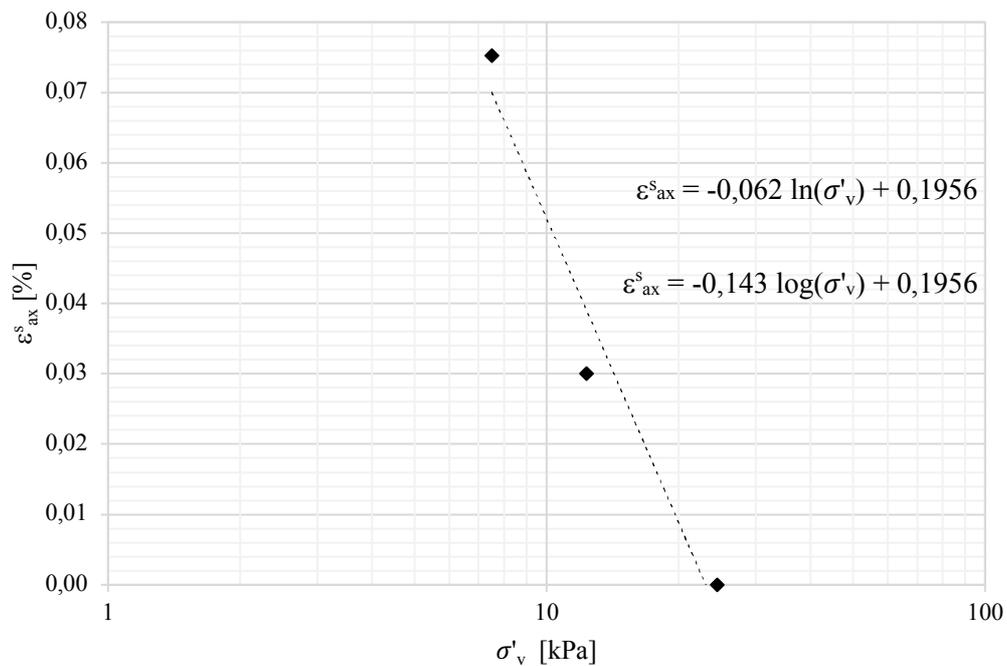


Figura 3.35: Curva caratteristica di rigonfiamento dedotta a partire dal provino “MM1-CR3”.

3.5.7.3 Campione “MM1-CR5”

La registrazione delle deformazioni assiali del campione “MM1-CR5” durante la prova edometrica di rigonfiamento e la derivazione della relativa *swelling rule* sono riportate, in forma grafica, in Figura 3.36 e Figura 3.37.

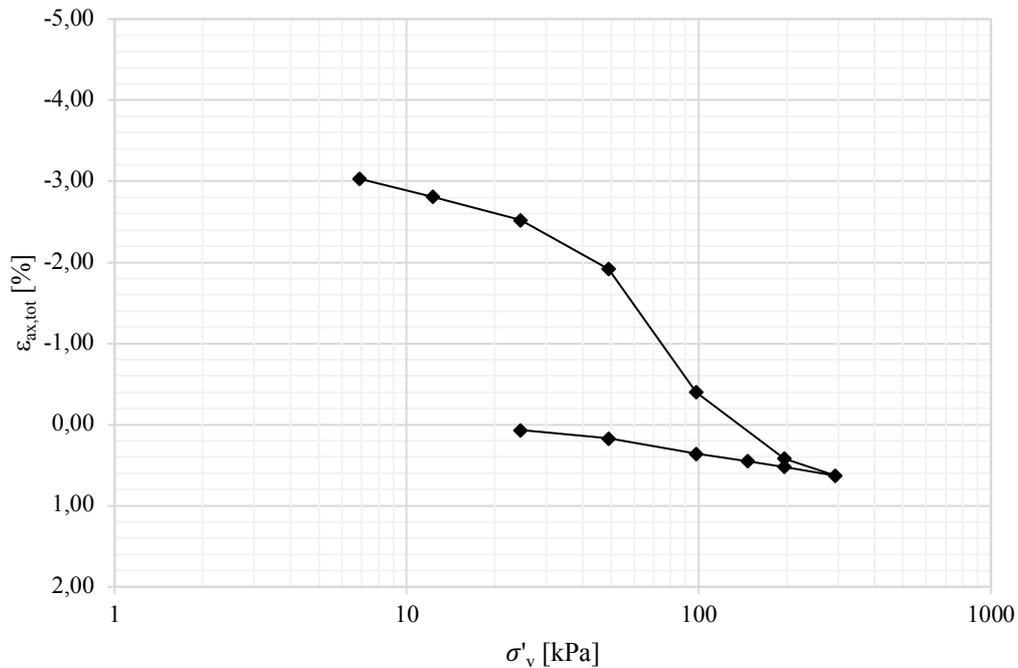


Figura 3.36: Andamento delle deformazioni assiali totali nel corso della prova edometrica di rigonfiamento svolta sul provino “MM1-CR5”.

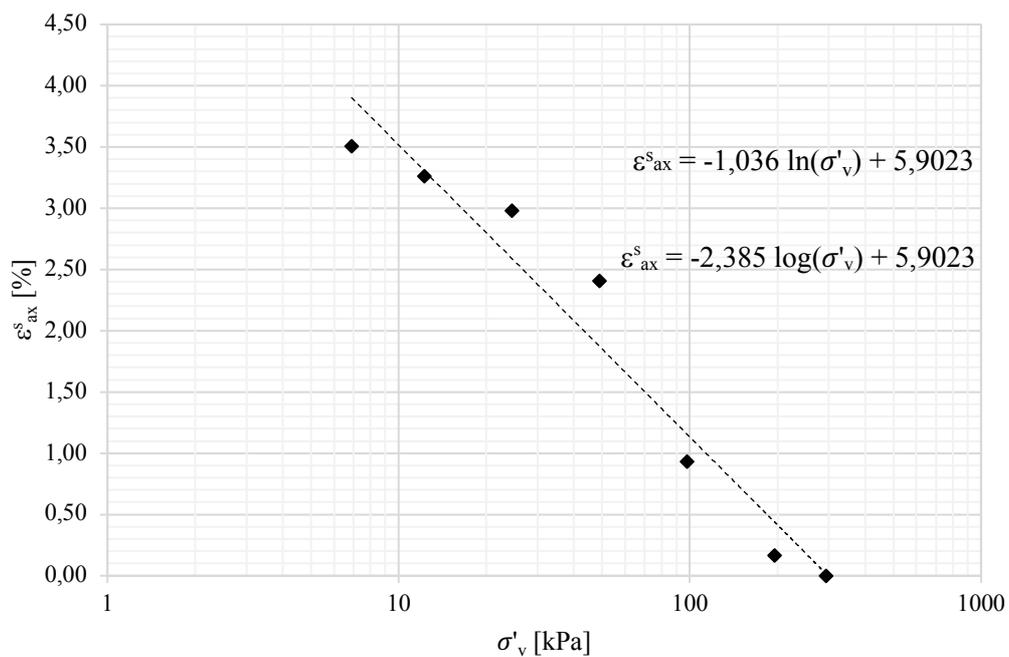


Figura 3.37: Curva caratteristica di rigonfiamento dedotta a partire dal provino “MM1-CR5”.

3.5.7.4 Campione “MM2-CI1”

La registrazione delle deformazioni assiali del campione “MM2-CI1” durante la prova edometrica di rigonfiamento e la derivazione della relativa *swelling rule* sono riportate, in forma grafica, in Figura 3.38 e Figura 3.39.

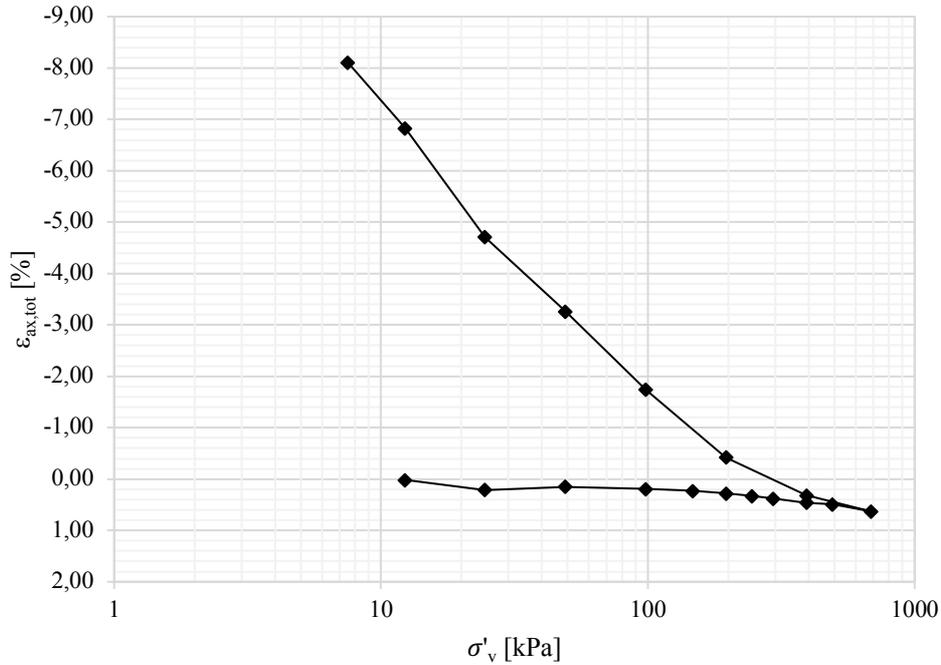


Figura 3.38: Andamento delle deformazioni assiali totali nel corso della prova edometrica di rigonfiamento svolta sul provino “MM2-CI1”.

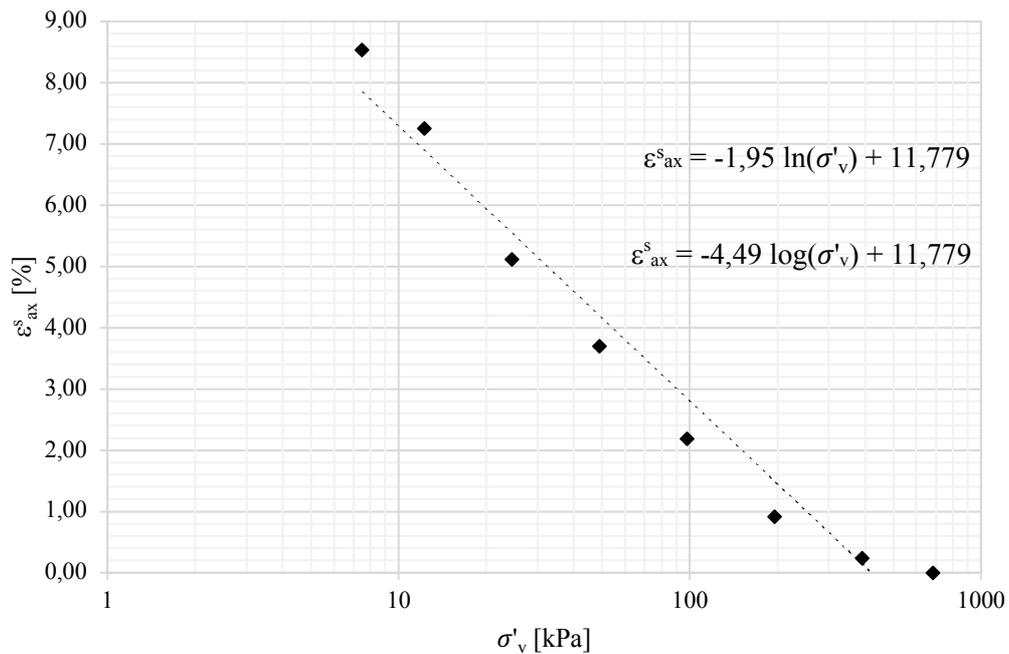


Figura 3.39: Curva caratteristica di rigonfiamento dedotta a partire dal provino “MM2-CI1”.

3.5.7.5 Campione “MM2-BR1”

La registrazione delle deformazioni assiali del campione “MM2-BR1” durante la prova edometrica di rigonfiamento e la derivazione della relativa *swelling rule* sono riportate, in forma grafica, in Figura 3.40 e Figura 3.41.

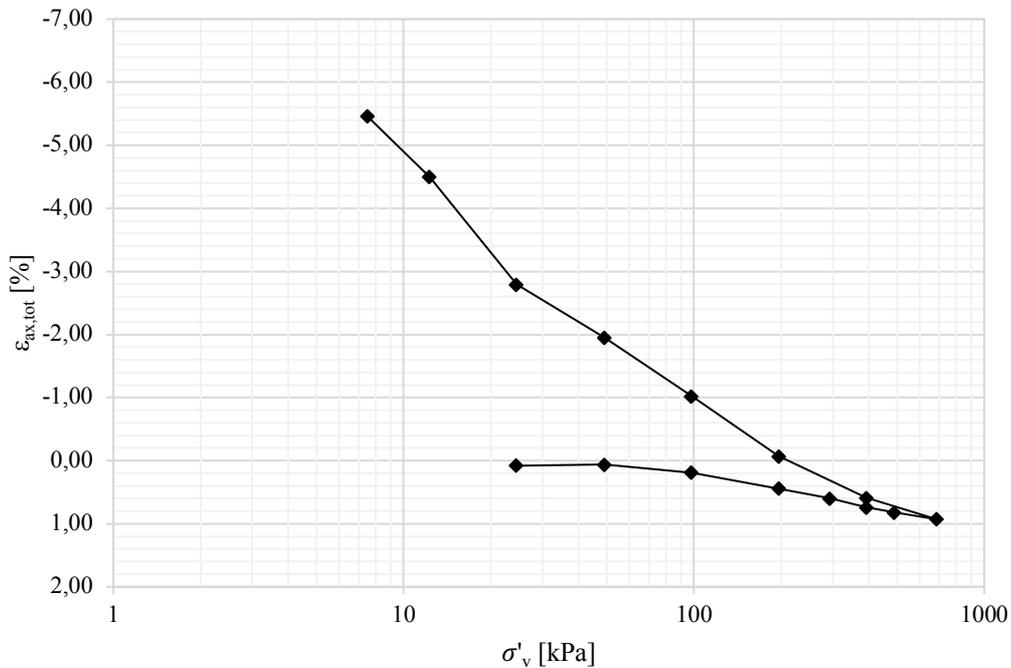


Figura 3.40: Andamento delle deformazioni assiali totali nel corso della prova edometrica di rigonfiamento svolta sul provino “MM2-BR1”.

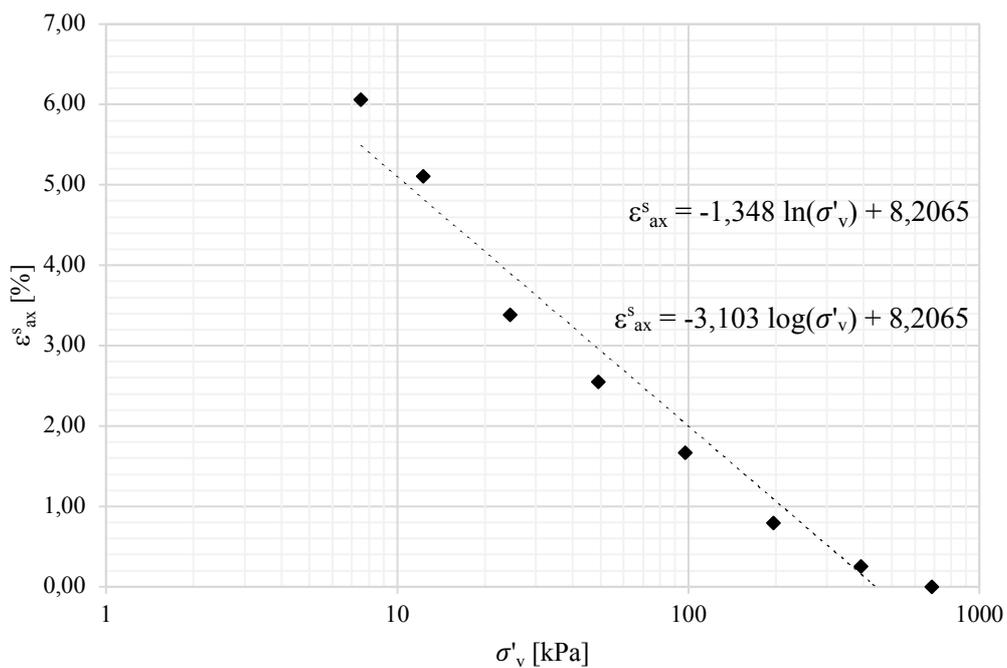


Figura 3.41: Curva caratteristica di rigonfiamento dedotta a partire dal provino “MM2-BR1”.

3.5.7.6 Campione “MM2-BR5”

La registrazione delle deformazioni assiali del campione “MM2-BR5” durante la prova edometrica di rigonfiamento e la derivazione della relativa *swelling rule* sono riportate, in forma grafica, in Figura 3.42 e Figura 3.43.

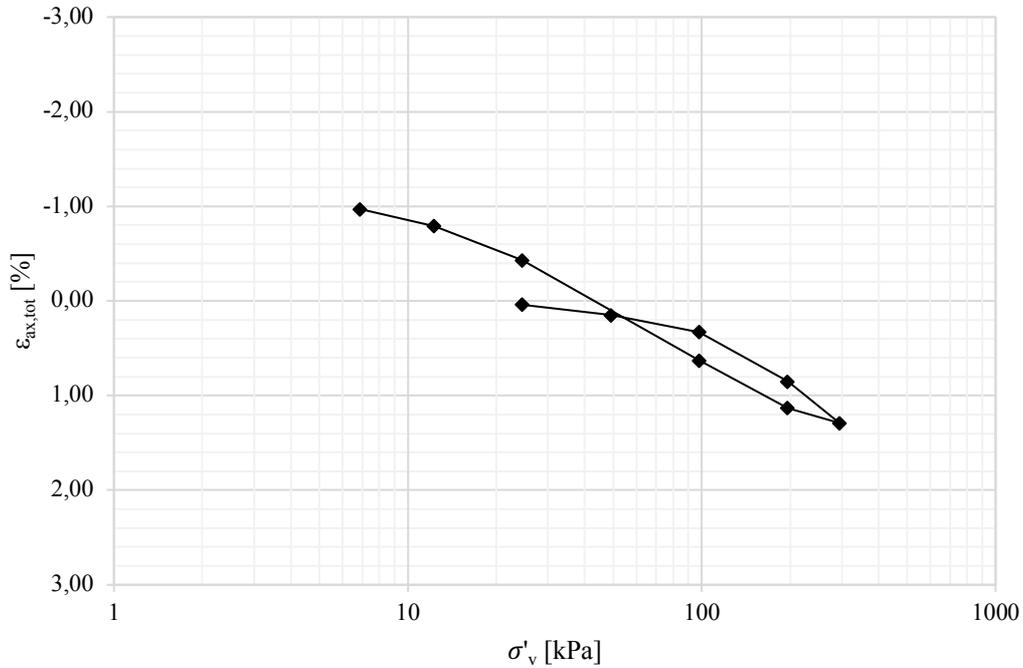


Figura 3.42: Andamento delle deformazioni assiali totali nel corso della prova edometrica di rigonfiamento svolta sul provino “MM2-BR5”.

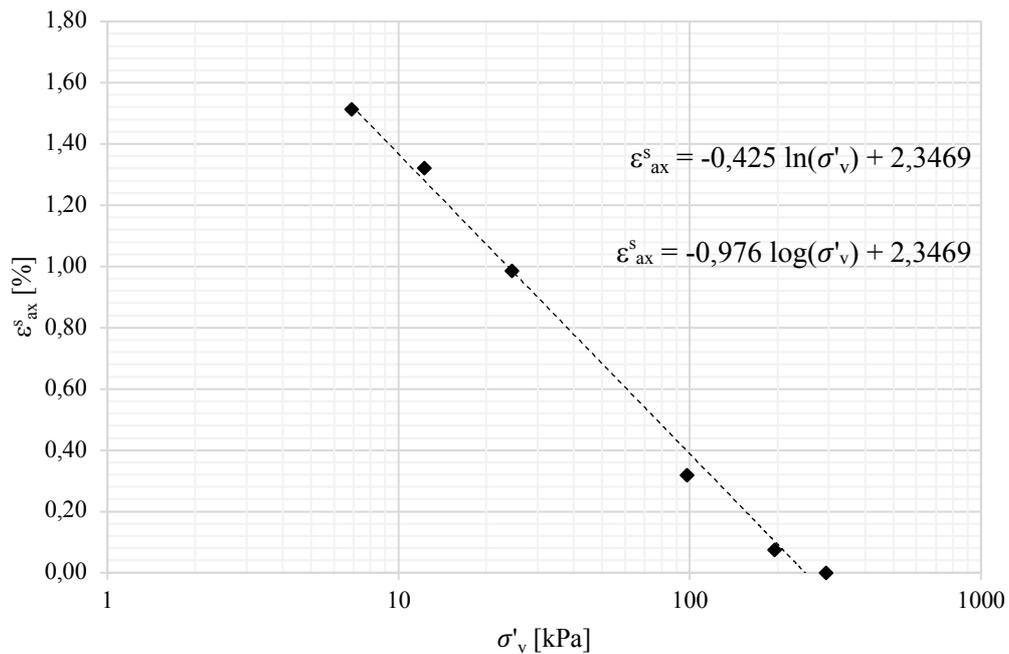


Figura 3.43: Curva caratteristica di rigonfiamento dedotta a partire dal provino “MM2-BR5”.

3.5.7.7 Risultati delle prove edometriche di rigonfiamento

Dall'analisi e manipolazione dei dati acquisiti ed elaborati durante l'esecuzione della prova edometrica di rigonfiamento per il provino derivante dal campione "MM1-CR3", si evince una particolarità: il suddetto provino dimostra di possedere un potenziale rigonfiante che, in ambito pratico, può considerarsi nullo. La motivazione alla base di ciò è facilmente riconducibile alla natura granulometrica del provino in esame: come dichiarato in § 3.5.4, esso risulta essere classificabile sotto la denominazione "Gruppo A2" indicante sabbie con piccola frazione di fine, dunque poteva essere ipotizzato a priori che tale tipo di prova avesse fornito esiti inutili per i fini perseguiti. Sulla base di ciò, i risultati scaturiti dalla prova discussa fin qui non possono essere considerati validi ai fini della caratterizzazione del potenziale rigonfiante delle argille grigio-azzurre costituenti la formazione del Pliocene inferiore.

Considerando quanto appena detto ed i criteri riportati in § 3.5.7, in Tabella 3.17 sono riportati i risultati ottenuti. Da una attenta analisi, appare evidente che, al crescere della profondità a cui il campione risulta esser stato reperito, il potenziale rigonfiante dello stesso tende a diminuire. La motivazione alla base di ciò è stata largamente spiegata nel corso del Capitolo 2 della presente tesi, ma sarà di seguito brevemente ricordato: un materiale rigonfiante, in una posizione non prossima al cavo, subisce uno scarico tensionale parziale tale da indurre un flusso d'acqua verso tale zona minore rispetto a quanto accade nelle vicinanze dello stesso.

Tabella 3.17: Sintesi dei risultati delle prove edometriche da rigonfiamento eseguite per i provini dei sondaggi "MM1" e "MM2".

Nominativo campione	Profondità [m]	Pressione di rigonfiamento caratteristica [kPa]	Deformazione massima da rigonfiamento [%]
MM1-BR2	9,80	882,9	7,55
MM1-CR3	19,55	-	-
MM1-CR5	23,50	294,3	3,03
MM2-CI1	4,65	686,7	8,11
MM2-BR1	7,70	686,7	5,46
MM2-BR5	14,50	294,3	0,97

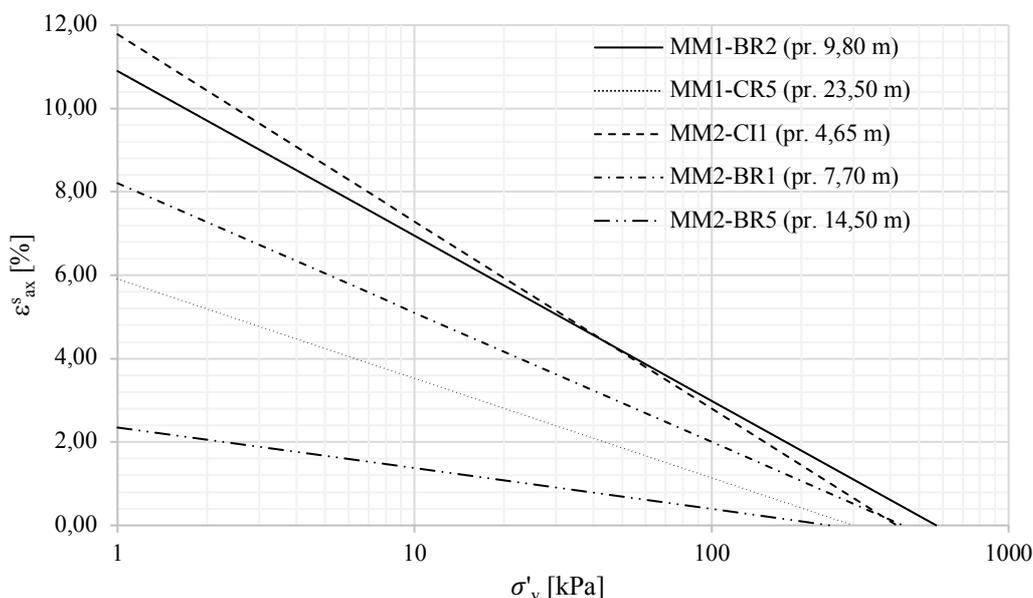


Figura 3.44: Confronto tra le leggi di rigonfiamento ottenute per i provini soggetti al test edometrico di rigonfiamento (si è escluso il provino appartenente al campione “MM1-CR3”).

In Figura 3.44 è riportato un paragone tra le leggi di rigonfiamento ottenute attraverso la manipolazione dei dati reperiti in laboratorio (seguendo quanto detto di sopra, è stato scelto di non considerare quella relativa al campione “MM1-CR3”).

È possibile fare due constatazioni:

- le leggi di rigonfiamento ricavate rispettano perfettamente la condizione di potenziale rigonfiante crescente al decrescere della profondità di reperimento del provino;
- le modalità non conformi a quanto suggerito da Madsen (1999) provocano, probabilmente, una sottostima, in certi casi anche ingente, della pressione di rigonfiamento caratteristica e della deformazione da rigonfiamento massima, come opportunatamente definite.

Per quanto concerne l'ultima constatazione, se una sottostima fra la prima delle due grandezze citate non risulti essere un problema proprio per le modalità stesse con cui la prova edometrica di rigonfiamento è stata svolta (il provino è stato caricato ben oltre lo stato tensionale vigente in situ e ben oltre il carico per cui non fossero più apprezzabili rigonfiamenti), una sottostima della seconda fra esse potrebbe comportare errori di dimensionamento del supporto, qualora fosse ritenuto opportuno accomodare grande parte delle deformazioni sviluppabili.

3.5.8 Diagnosi definitiva per il supporto della G.N. Monte Mario

Sulla base dei risultati ottenuti dalle prove di laboratorio, è stato possibile confermare la diagnosi preliminare formulata a partire dalle evidenze delle investigazioni *in situ*: i provini recuperati alle chilometriche autostradali 207+447 e 207+468 (argille costituenti la formazione del Pliocene inferiore ed appartenenti ad uno dei tratti che ha manifestato il più alto livello di sollevamento durante il monitoraggio geodetico) godono di un importante potenziale rigonfiante che affligge la stabilità dei supporti già messi in opera. A tal proposito, i risultati delle prove edometriche di rigonfiamento forniscono informazioni per la derivazione della cosiddetta *swelling rule* da poter adottare in una fase progettuale successiva.

In aggiunta, considerando i risultati delle prove triassiali e di taglio diretto, non è stato possibile cogliere una netta e chiara corrispondenza tra i parametri geo-meccanici ottenuti nel corso della presente campagna di indagini di laboratorio e quelli desunti da “Relazione Geo-meccanica, Galleria Monte Mario” (SPEA Engineering, 1998). A tal proposito, quest’ultimo mostra delle semplificazioni in termini di descrizione delle diverse tipologie di comportamento del materiale oggetto di studio: nel suddetto documento, è stato scelto di trattare l’argilla grigio-azzurra come un materiale elastico-perfettamente plastico secondo una legge di resistenza alla Mohr-Coulomb, non distinguendo in alcun modo tra fasi di comportamento drenato e non drenato e non menzionando alcuna tendenza particolare in seguito allo snervamento. Al contrario, per le argille in questione, l’attività investigativa di laboratorio ha sottolineato:

- ingenti resistenze al taglio in fase di comportamento non drenato;
- un non ulteriormente specificabile grado di sovraconsolidazione che, però, permette di asserire che le suddette argille siano caratterizzate da un comportamento rammollente post-snervamento.

Considerando quanto dichiarato, è possibile che gli esiti raggiunti in “Relazione Geo-meccanica, Galleria Monte Mario” (SPEA Engineering, 1998) possano essere una *summa* dei diversi tipi di comportamento delle argille grigio-azzurre che, nella presente tesi, sono stati analizzati in maniera indipendente. La modellazione delle argille grigio-azzurre che ne deriva sarà specificata in Capitolo 4.

3.6 Intervento sperimentale “pilota”

3.6.1 Descrizione dell'intervento “pilota”

Sulla base delle diagnosi riportate in § 3.4.3 e § 3.5.8, la S.p.A. “SPEA Engineering” ha concluso che, tra le chilometriche autostradali 207+446 e 207+485, la canna Nord della G. N. Monte Mario necessitasse di un intervento *ad hoc* per contrastare l'effetto indotto dal rigonfiamento.

L'intervento sperimentale proposto, denominato “pilota”, prevede la realizzazione di una massiccia soletta in calcestruzzo armato, di larghezza alla base pari a 14,30 m e caratterizzata da uno spessore variabile: da un massimo di 1,20 m nella porzione centrale ad un minimo di 0,85 m nei tratti prossimi ai piedritti, in modo tale da permettervi la collocazione dell'impiantistica della galleria e del drenaggio idraulico. La suddetta soletta troverebbe contrasto in elementi di ancoraggio costituiti da micropali, realizzati con iniezioni a bassa pressione della lunghezza di 21,00 m; essi svolgerebbero una funzione statica assimilabile a quella di ancoraggi di tipo passivo. Tali micropali sarebbero caratterizzati da un diametro di perforazione pari a 240 mm e risulterebbero armati con profilo tubolare $\varnothing_{168,3}$ (spaziatura pari a 10 mm), alla cui sommità sarebbero saldati spezzoni di armatura per incrementare il livello di connessione con la soletta.

Essi sarebbero, inoltre, contraddistinti da una disposizione sviluppata su cinque allineamenti con inclinazione diversificata in funzione della posizione nella sezione trasversale:

- i micropali più esterni sarebbero caratterizzati da un'inclinazione di 35° sulla verticale, disposti con interasse longitudinale costante pari a 1,10 m;
- i micropali intermedi sarebbero caratterizzati da un'inclinazione di 20° sulla verticale, disposti con interasse longitudinale costante pari a 1,10 m;
- i micropali centrali sarebbero verticali, ma, nonostante l'interasse costante pari a 1,10 m, sarebbero disposti planimetricamente sfalsati rispetto all'asse della galleria, in modo da non intercettare la tubazione di drenaggio idraulico realizzata in asse.

Il posizionamento dell'intervento "pilota" è stato individuato correlando le informazioni ottenute dal monitoraggio geodetico della sede stradale con la teoria delle curve caratteristiche. A tal proposito, è stato scelto di individuare la porzione di galleria interessata dal più alto tasso deformativo nell'arco dell'ultimo anno di monitoraggio (2015-2016); in questo modo, l'intervento "pilota" è stato realizzato in corrispondenza della porzione della canna Nord in cui è atteso che il fenomeno del rigonfiamento sia più ingente nel breve-medio futuro.

Per quanto concerne la metodologia di messa in opera, invece, gli aspetti fondamentali sono i seguenti:

- per limitare il peggioramento del comportamento statico del rivestimento della galleria, si propone di realizzare la soletta per conci di estensione longitudinale massima di 3,0 m e di eseguire il suo getto non oltre le 12 ore successive alla conclusione della fase di scavo;
- nei tratti terminali (conci indicati con i numeri "1" e "13" in Figura 3.46), per evitare bruschi passaggi di "rigidezza" che potrebbero determinare fenomeni di ammaloramento della pavimentazione nelle zone di transizione, è previsto che gli scavi necessari per la realizzazione dei suddetti conci in posizione terminale siano riempiti con terreno stabilizzato;
- la realizzazione dell'intervento è previsto che avvenga con l'autostrada in esercizio, a meno di parziali chiusure notturne adoperate unicamente per la messa in opera dei micropali e per il getto della soletta in calcestruzzo armato sopra di essi.

Di seguito sono riportate tavole esplicative del già interamente realizzato intervento "pilota" (completato nell'aprile del 2019), con la finalità di chiarire la variazione della geometria della sezione in seguito all'intervento nel tratto in questione, lo schema costruttivo adoperato e la sistemazione del nuovo sistema di monitoraggio. A tal proposito, al fine di verificare l'efficacia del suddetto intervento in termini di controllo dei fenomeni di rigonfiamento in atto al contorno del cavo, sono state allestite più sezioni strumentate che prevedono la sistemazione di estensimetri, mire geodetiche e, in un caso, di barrette estensimetriche in soletta.

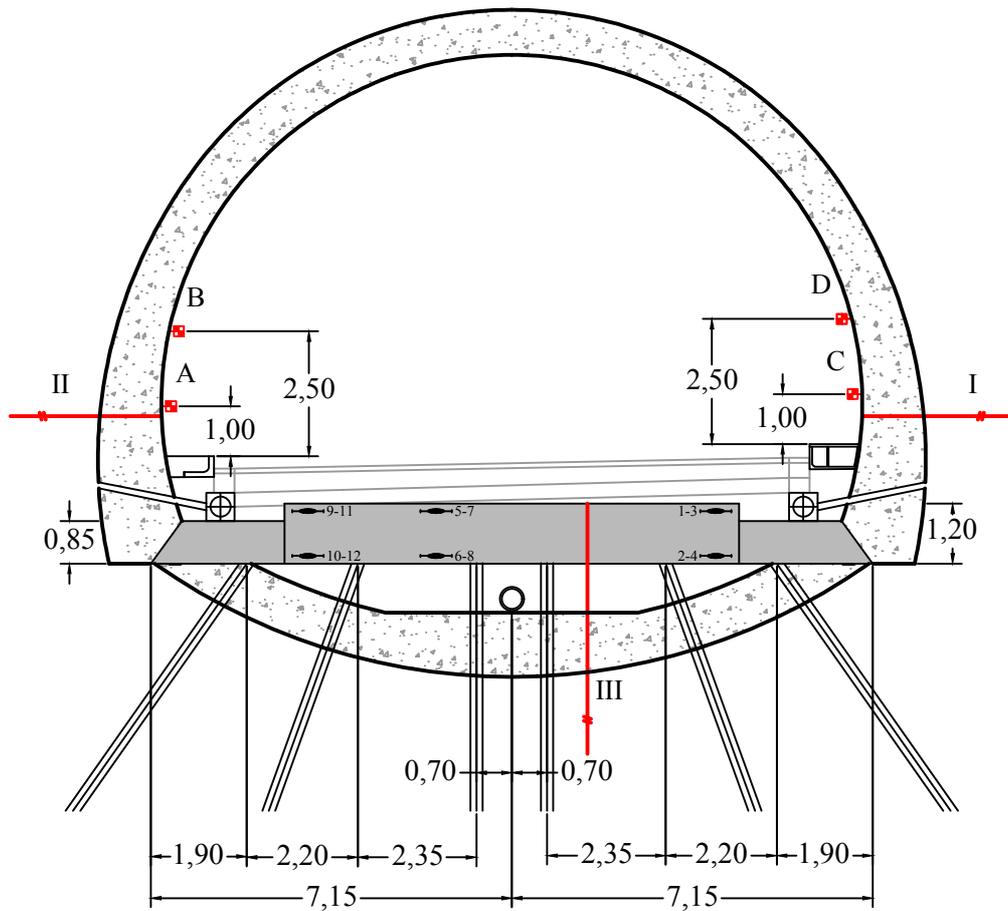


Figura 3.45: Sezione “P5.3 Var.” con intervento “pilota” ed indicazione della strumentazione di monitoraggio: in rosso le mire geodetiche ed estensimetri e in nero le barrette estensimetriche; quote in metri (scala 1:150).

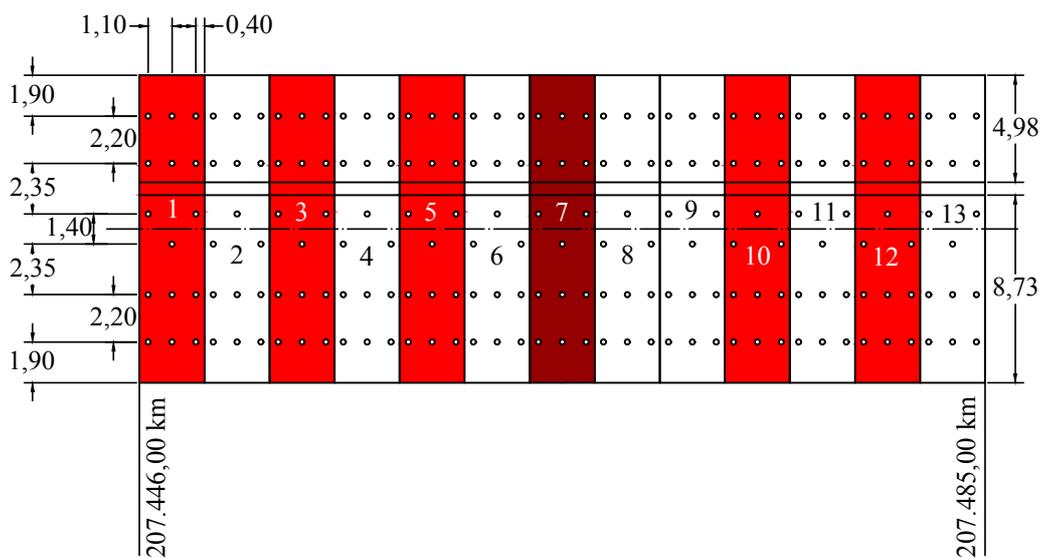


Figura 3.46: Pianta dell'intervento “pilota”: in rosso i conchi caratterizzati dalla presenza di mire geodetiche, una colorazione più scura indica l'ulteriore presenza di estensimetri e barrette estensimetriche in soletta; quote in metri (scala 1:300).

3.6.2 Progettazione dell'intervento "pilota"

Il progetto dell'intervento "pilota", riportato nel documento "Relazione Geotecnica e di Calcolo, Intervento Sperimentale" (SPEA Engineering, 2017), è stato eseguito sfruttando la formulazione di Lombardi (1984), di cui al § 2.3.2.4

Per la derivazione delle *swelling rules* di progetto, la "SPEA Engineering" ha ritenuto opportuno considerare validi i risultati delle sole prove edometriche di rigonfiamento riconducibili ai campioni recuperati in prossimità dell'arco rovescio.

In aggiunta, al fine di garantire una progettazione a favore di sicurezza e contrariamente a quanto svolto in § 3.5.7:

- si è tenuto conto delle deformazioni totali sviluppate dai provini di ciascuna delle suddette prove, non facendo alcuna distinzione circa la natura delle stesse (in tal modo, è considerata anche la loro quota parte elastica);
- si è tenuto conto dei soli livelli tensio-deformativi corrispondenti alla deformazione massima da rigonfiamento (considerata sviluppabile ad una pressione vigente di 1 kPa) e alla pressione di rigonfiamento caratteristica;

Al fine di considerare opportunamente gli effetti di disturbo tensionale indotti dalle attività di campionamento dei provini e le incertezze alla base del fenomeno, è stato deciso di definire due diverse classi di valori per quanto concerne la pressione di rigonfiamento caratteristica. La prima classe di valori, considerata come "corretta", deriva direttamente dai risultati delle prove edometriche di rigonfiamento che, come è noto, non sono state svolte in totale accordo con i "Suggested Methods" (Madsen, 1999). La seconda classe di valori, considerata come "da laboratorio", tiene conto del non consono svolgimento delle suddette prove e prevede valori calmierati rispetto ad i precedenti. Sulla base di ciò, sono state derivate due leggi di rigonfiamento per ognuna delle prove inizialmente indicate come valide.

Dopo aver definito le *swelling rules* di progetto, è stato necessario avanzare alcune ipotesi circa i livelli deformativi del terreno nell'intorno dell'arco rovescio: per i soli scopi progettuali, è stato ritenuto opportuno eguagliare l'innalzamento monitorato nel corso della campagna di monitoraggio topografico (§ 3.4.1) a quello

vigente all'epoca della progettazione e dell'esecuzione. Tale assunzione comporta le seguenti conclusioni:

- non è possibile conteggiare i livelli deformativi della formazione "PLi" in corrispondenza di una posizione sovrastante rispetto all'arco rovescio;
- non è possibile escludere dal computo gli effetti delle attività di ricarica e di scarifica del piano stradale;
- il livello deformativo di progetto risulta essere a favore di sicurezza, in quanto trascura le deformazioni già accomodate in fase di scavo e quelle che sarebbero state sviluppate durante l'esecuzione dell'intervento "pilota".

A tal fine, i sollevamenti cumulati della pavimentazione registrati nel triennio 2013-2016 (unicamente quelli corrispondenti alle sezioni monitorate comprese tra le chilometriche autostradali delimitanti l'intervento "pilota") sono stati considerati come valori campionari di una grandezza statistica distribuita secondo una distribuzione normale, la cui media e varianza derivano direttamente dai suddetti valori campionari. Una volta definita tale distribuzione, per stabilire il livello di innalzamento di partenza necessario per stimare la spinta rigonfiante da adottare per i dimensionamenti geotecnici e strutturali dell'intervento, si è deciso di affidarsi ad un criterio probabilistico, date le elevate fonti di incertezza in gioco.

Di seguito saranno chiarite le modalità con cui sono avvenute le verifiche progettuali dell'intervento "pilota".

Tabella 3.18: Valori degli spostamenti cumulati registrati nel periodo 07/2013-07/2016 in corrispondenza delle chilometriche autostradali delimitanti l'intervento "pilota".

Chilometrica autostradale	Corsia di sorpasso [mm]	Corsia centrale [mm]	Corsia di marcia lenta [mm]	Marciapiiede destro [mm]	Marciapiiede sinistro [mm]
207+450	65,0	59,0	47,0	-	17,0
207+460	87,0	68,0	52,0	15,0	23,0
207+470	90,0	69,0	57,0	11,0	31,0
207+480	87,0	76,0	65,0	17,0	26,0
207+490	93,0	89,0	80,0	13,0	34,0

3.6.2.1 Verifiche S.L.U. di tipo “GEO”

Per le verifiche dei micropali (verifiche S.L.U. di tipo “GEO” di collasso per carico verticale di trazione negli elementi di ancoraggio e relative ad uno stato di completa mobilitazione degli sforzi attritivi/di adesione al contatto miscela-terreno), al fine di tenere in considerazione un cinematiso di collasso associato generalmente di tipo duttile, si è deciso di adottare:

- un profilo deformativo parabolico in funzione della distanza dal bordo di scavo (Figura 2.25);
- la classe di valori “corretti” per quanto concerne la pressione di rigonfiamento caratteristica;
- uno schema deformativo iniziale dipendente dal valor medio degli innalzamenti cumulati registrati per il piano stradale (corsie di marcia lenta, centrale e di sorpasso), nel periodo 07/2013-07/2016.

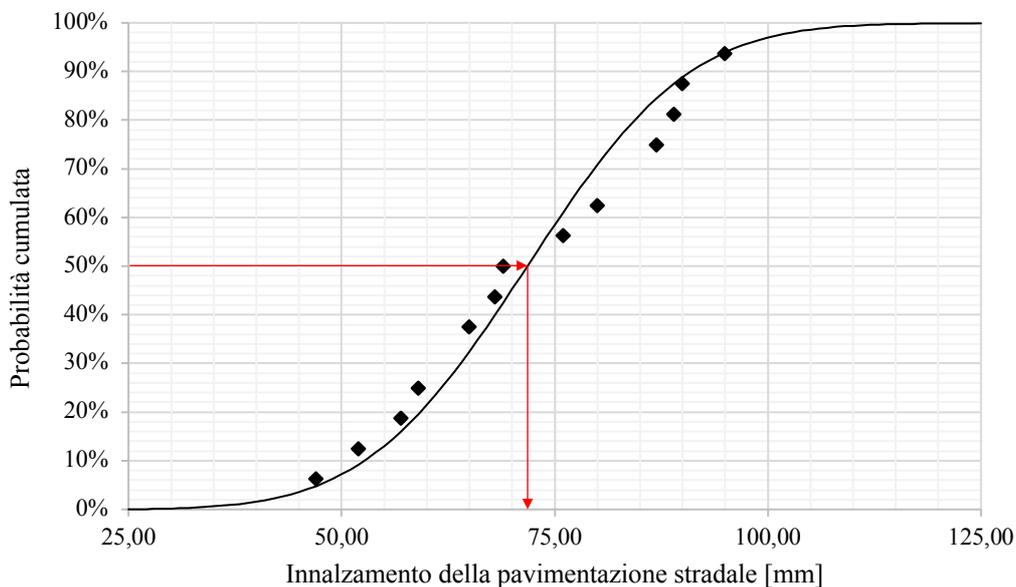


Figura 3.47: Funzione di probabilità associata alla variabile statistica “innalzamento della pavimentazione stradale” nel periodo 07/2013-07/2016 e conseguente derivazione dello stato di innalzamento iniziale in accordo con le ipotesi progettuali delle verifiche S.L.U. di tipo “GEO” (in figura sono mostrati anche i valori campionari alla base della statistica).

Sulla base di quanto espresso precedentemente, in caso di verifiche S.L.U. di tipo “GEO”, è stato assunto un profilo di innalzamento iniziale uniforme della pavimentazione stradale, il cui valore di riferimento è pari a circa 71,8 mm.

3.6.2.2 Verifiche S.L.U. di tipo “STR”

Per le verifiche di resistenza strutturale (per tutte le verifiche S.L.U. di tipo “STR” relative al raggiungimento della resistenza strutturale delle sezioni della soletta in calcestruzzo armato e dell’armatura tubolare dei micropali), al fine di tenere in considerazione un cinematismo di collasso associato generalmente di tipo fragile, si è deciso di adottare:

- a seconda di quanto specificato nel seguito, un profilo deformativo lineare o parabolico in funzione della distanza dal bordo di scavo (Figura 2.25);
- a seconda di quanto specificato nel seguito, i valori “di laboratorio” o “corretti” di pressione di rigonfiamento caratteristica;
- un primo schema deformativo iniziale dipendente dal frattile inferiore del 15% degli innalzamenti cumulati registrati per il piano stradale (corsie di marcia lenta, centrale e di sorpasso), nel periodo 07/2013-07/2016;
- un secondo schema deformativo iniziale dipendente dalla media degli innalzamenti registrati per le banchine, nel periodo 07/2015-07/2016.

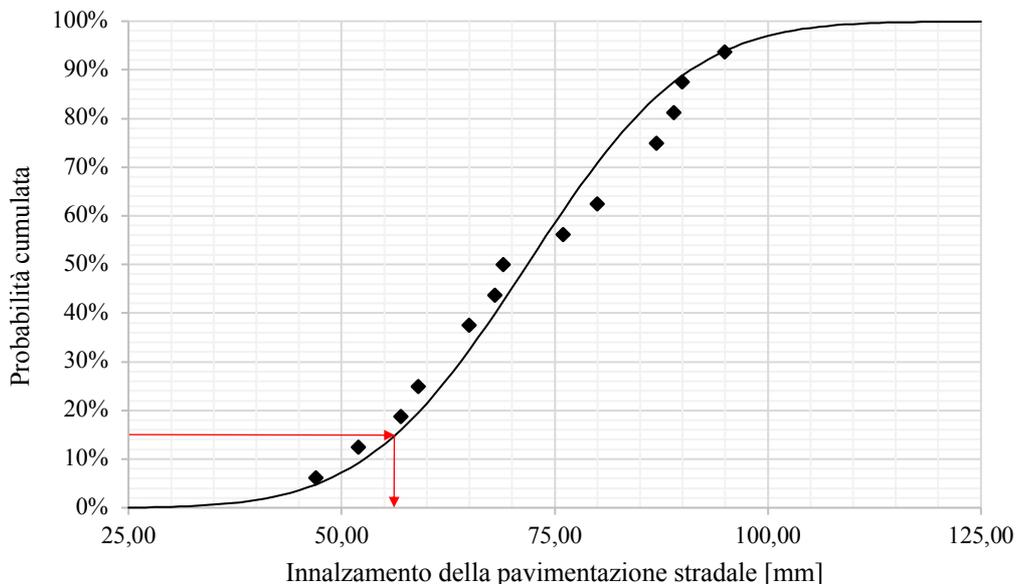


Figura 3.48: Funzione di probabilità associata alla variabile statistica “innalzamento della pavimentazione stradale” nel periodo 07/2013-07/2016 e conseguente derivazione dello stato di innalzamento iniziale in accordo con le ipotesi progettuali delle verifiche S.L.U. di tipo “STR” (in figura sono mostrati anche i valori campionari alla base della statistica).

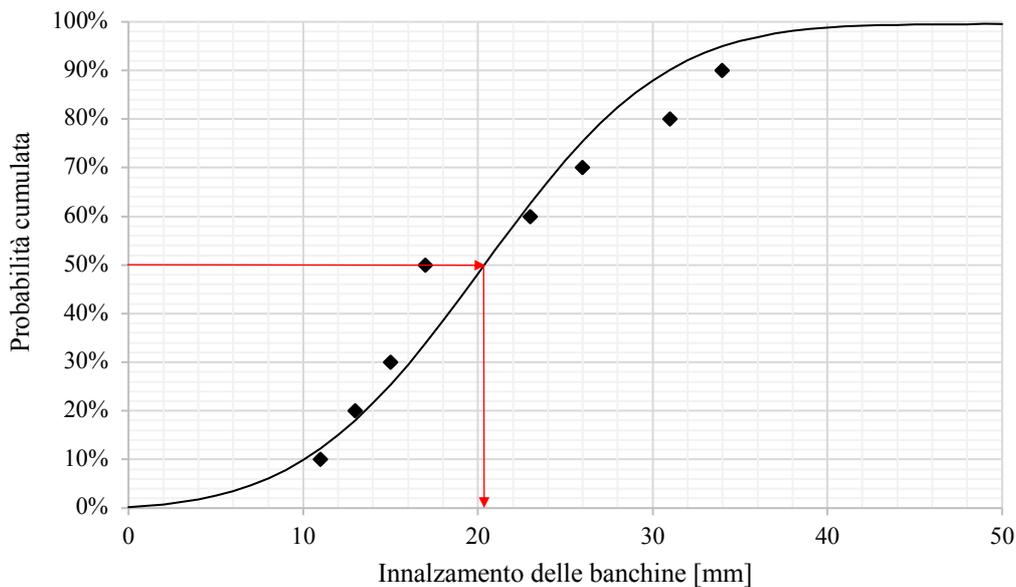


Figura 3.49: Funzione di probabilità associata alla variabile statistica “innalzamento delle banchine” nel periodo 07/2015-07/2016 e conseguente derivazione dello stato di innalzamento iniziale in accordo con le ipotesi progettuali delle verifiche S.L.U. di tipo “STR” (in figura sono mostrati anche i valori campionari alla base della statistica).

Sulla base di quanto espresso precedentemente, in caso di verifiche S.L.U. di tipo “GEO”, sono stati assunti due diversi profili di innalzamento iniziale della pavimentazione stradale. Il primo, uniforme, è caratterizzato da un valore di riferimento pari a circa 56,4 mm; per il secondo, invece, considerando l’evidenza secondo cui il vincolo laterale imposto dai piedritti del supporto potrebbe impedire lo stesso sviluppo di deformazioni che avverrebbe in asse alla pavimentazione, si è ipotizzato un profilo variabile linearmente lungo la dimensione trasversale della soletta in calcestruzzo armato.

A tal proposito, per la pressione agente ai bordi ed in asse della suddetta soletta, si è deciso di adottare due diversi valori di innalzamento di riferimento pari, rispettivamente, a circa $34,0 \div 35,0$ mm e $43,0 \div 45,0$ mm. Essi sono stati calcolati a partire dal valor medio della funzione di probabilità riferita agli innalzamenti registrati per le banchine nel periodo 07/2015-07/2016 (pari a circa 20,4 mm), ma aumentato di un valore tra $13 \div 15$ mm, nel primo caso, e $23 \div 25$ mm, nel secondo caso (adottare un valore di riferimento pari a 20,4 mm sarebbe stato fin troppo conservativo). Per mezzo di tale espediente, si è cercato di tenere in considerazione l’eventualità in cui l’effetto di contrasto dei piedritti/murette del supporto potessero determinare un profilo di innalzamento di partenza non uniforme.

3.6.2.3 Swelling rules di progetto

Le *swelling rules* di progetto sono state determinate con le modalità già espresse in § 3.6.2, a partire dai risultati delle prove di laboratorio condotte sui provini riconducibili ai campioni “MM1-BR2”, “MM2-CI1”, “MM2-BR1” e “NS0780bis-CR1”, risalente ad una campagna geognostica del periodo 2012-2013.

Di seguito sono riportate le *swelling rules* adottate da “SPEA Engineering”.

Tabella 3.19: Risultati delle prove edometriche di rigonfiamento (derivazione delle *swelling rules* in accordo con le modalità adottate dalla SPEA Engineering).

Nominativo campione	Pressione di rigonfiam. caratteristica (Val. “corretto”) [kPa]	Pressione di rigonfiam. caratteristica (Val. “di laboratorio”) [kPa]	Deformazione massima da rigonfiamento [%]
NS0780bis-CR1	784,8	500,0	7,30
MM1-BR2	882,9	700,0	7,55
MM2-CI1	686,7	500,0	8,11
MM2-BR1	686,7	500,0	5,46

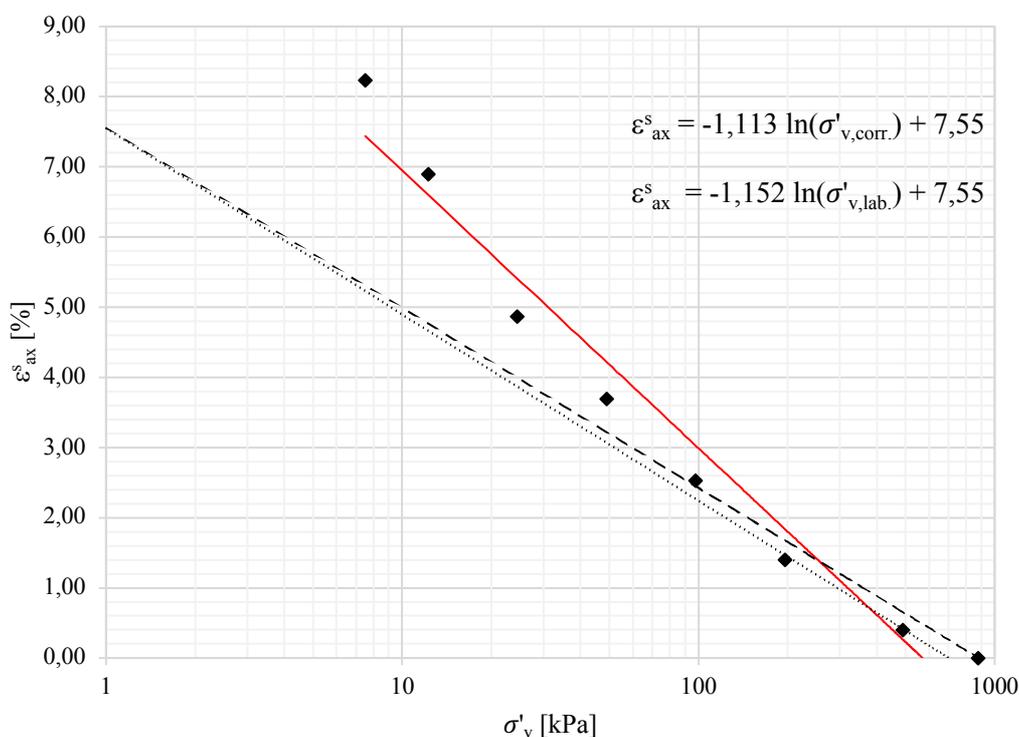


Figura 3.50: Leggi di rigonfiamento per il campione “MM1-BR2” (linee tratteggiata e puntinata) e confronto con la curva di rigonfiamento caratteristica dello stesso (linea rossa).

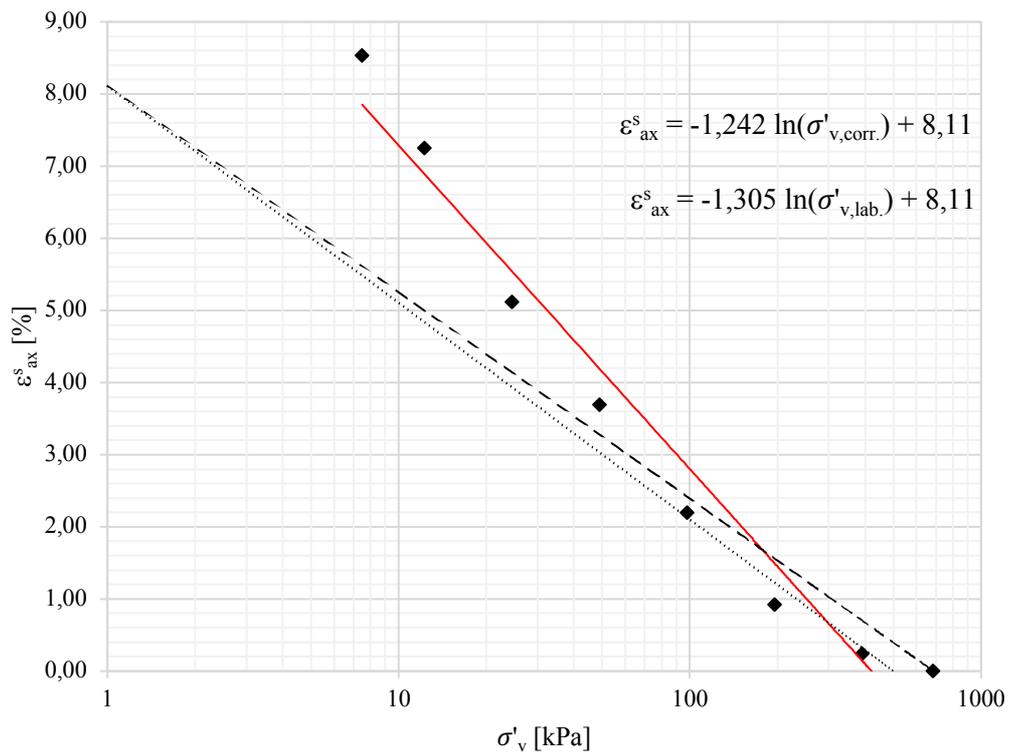


Figura 3.51: Leggi di rigonfiamento per il campione “MM2-C11” (linee tratteggiata e puntinata) e confronto con la curva di rigonfiamento caratteristica dello stesso (linea rossa).

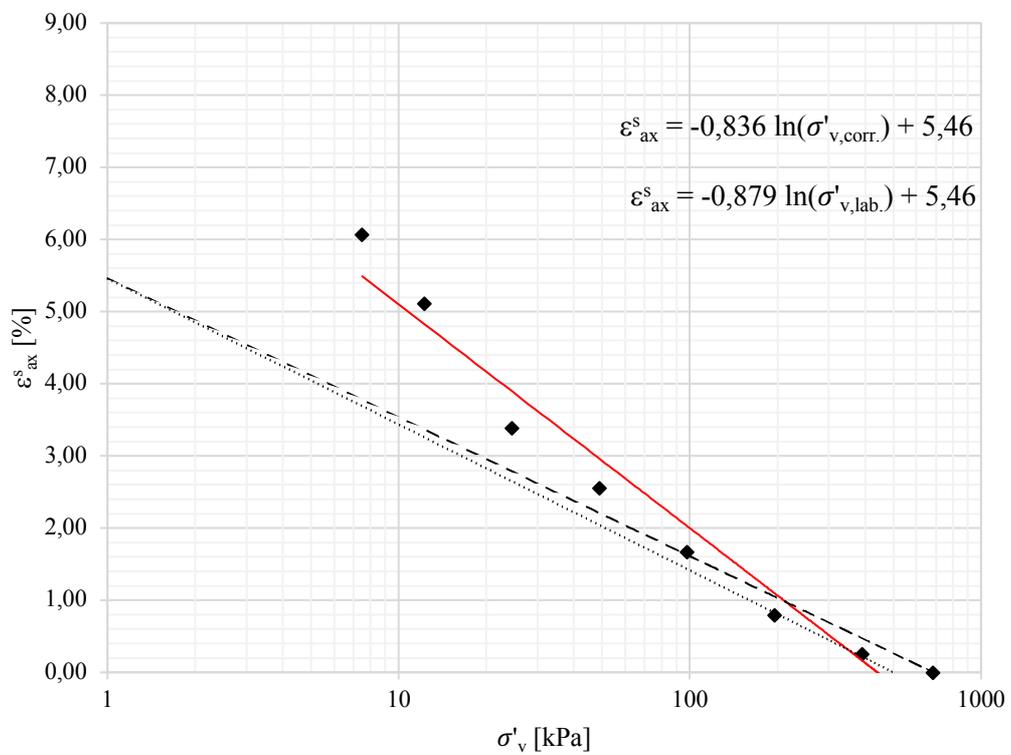


Figura 3.52: Leggi di rigonfiamento per il campione “MM2-BR1” (linee tratteggiata e puntinata) e confronto con la curva di rigonfiamento caratteristica dello stesso (linea rossa).

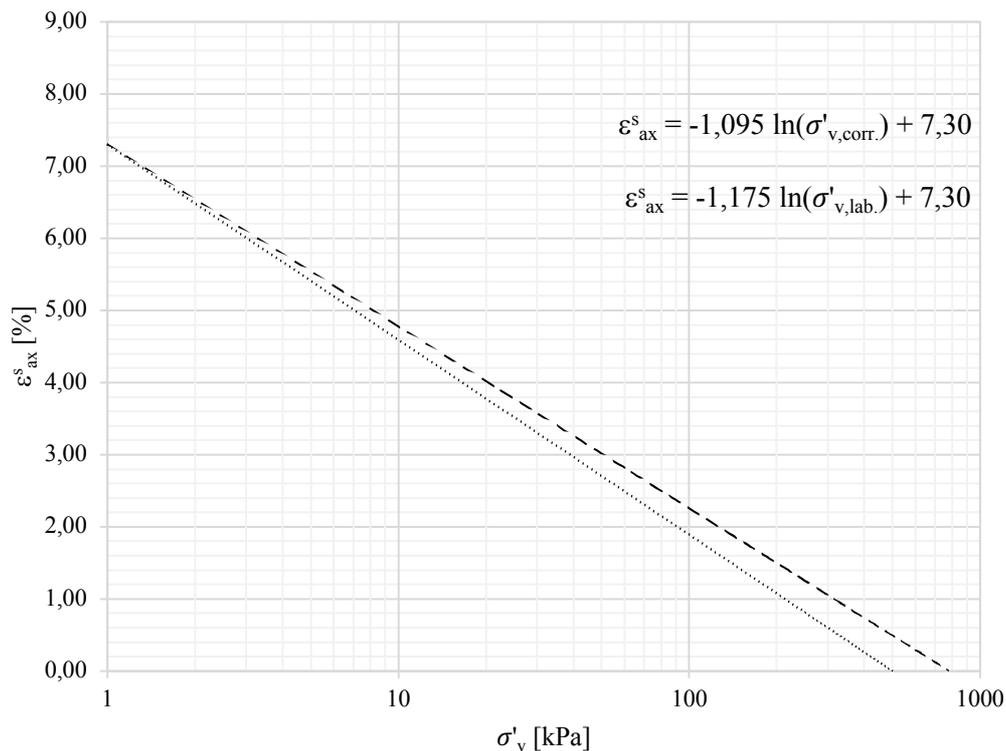


Figura 3.53: Leggi di rigonfiamento per il campione “NS0780bis-CR1”.

3.6.2.4 Stima delle pressioni agenti

In accordo con la metodologia proposta da Lombardi (1984), è stata fatta una stima delle pressioni agenti sulla soletta in calcestruzzo armato in funzione della dimensione della galleria, del livello di innalzamento iniziale stimato e del profilo deformativo ipotizzato in funzione della profondità. Date le quattro *swelling rules* di progetto, individuate per ognuna delle classi di valori inerenti alla pressione di rigonfiamento caratteristica, è stato considerato opportuno adottare un criterio di selezione differente a seconda della tipologia di verifica in questione. A partire dai quattro valori di spinta rigonfiante ricavata dalle altrettante leggi di rigonfiamento, il conseguente valore di progetto è stato calcolato come di seguito:

- per le verifiche S.L.U. di tipo “GEO”, nell’ipotesi di profilo deformativo parabolico, è stato considerato il valore massimo tra essi;
- per le verifiche S.L.U. di tipo “STR”, in caso di profilo deformativo parabolico ed ugualmente a quanto espresso precedente, è stato considerato il valore massimo tra essi; in caso di profilo deformativo lineare, ne è stato adottato il valor medio.

Ad ogni modo, è fondamentale specificare che in riferimento a valori di pressione di rigonfiamento caratteristica più conservativi (valori “di laboratorio”), si sono adottate ipotesi circa il profilo delle deformazioni con la profondità più realistiche (profilo parabolico), mentre per i valori di pressione di rigonfiamento caratteristica calmierati a posteriori (valori “corretti”), si sono adottate ipotesi più conservative circa l’andamento delle deformazioni con la profondità (profilo lineare).

Per le verifiche S.L.U. di tipo “GEO”, è stata calcolata una sottospinta rigonfiante agente sulla soletta in calcestruzzo armato pari a 251,3 kPa (in corrispondenza di un innalzamento iniziale pari a 71,8 mm).

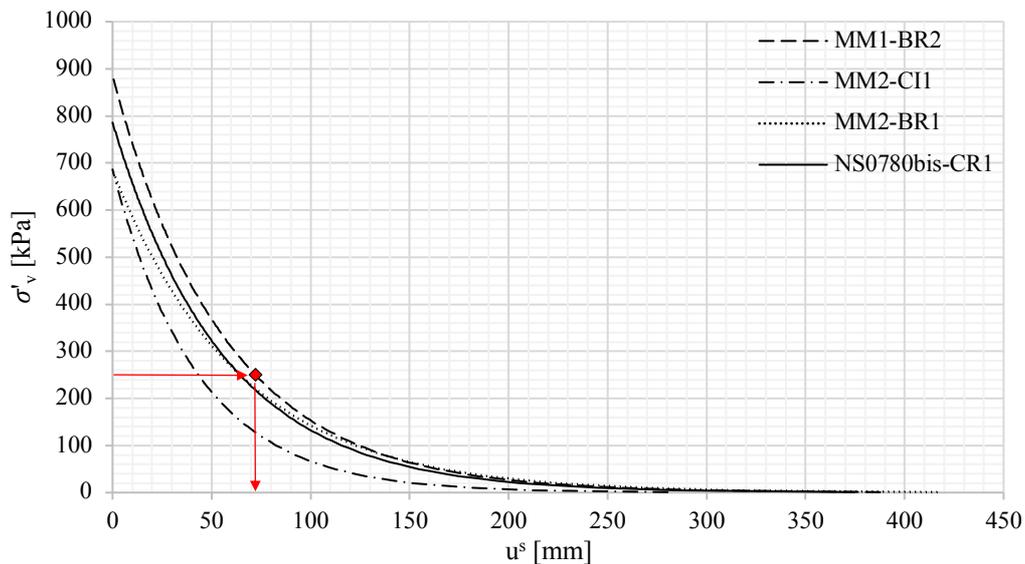


Figura 3.54: Curve caratteristiche nel piano $[\sigma'_v-u^s]$ per i provini presi in considerazione nella progettazione dell’intervento “pilota”, per quanto concerne le verifiche S.L.U. di tipo “GEO”.

Per le verifiche S.L.U. di tipo “STR”, è stato necessario derivare un numero maggiore di sottospinte rigonfianti agenti sulla soletta in calcestruzzo armato in funzione del caso analizzato. Ipotizzando un profilo deformativo parabolico (in combinazione con la classe di valori “corretti”), è stata calcolata una sottospinta pari a 329,1 kPa (per un innalzamento iniziale pari a 56,4 mm); ipotizzando un profilo deformativo lineare (in combinazione con la classe di valori “di laboratorio”), sono state calcolate delle sottospinte pari a 366,0 kPa e 328,2 kPa, rispettivamente, ai bordi ed in asse della soletta in calcestruzzo armato oggetto di studio.

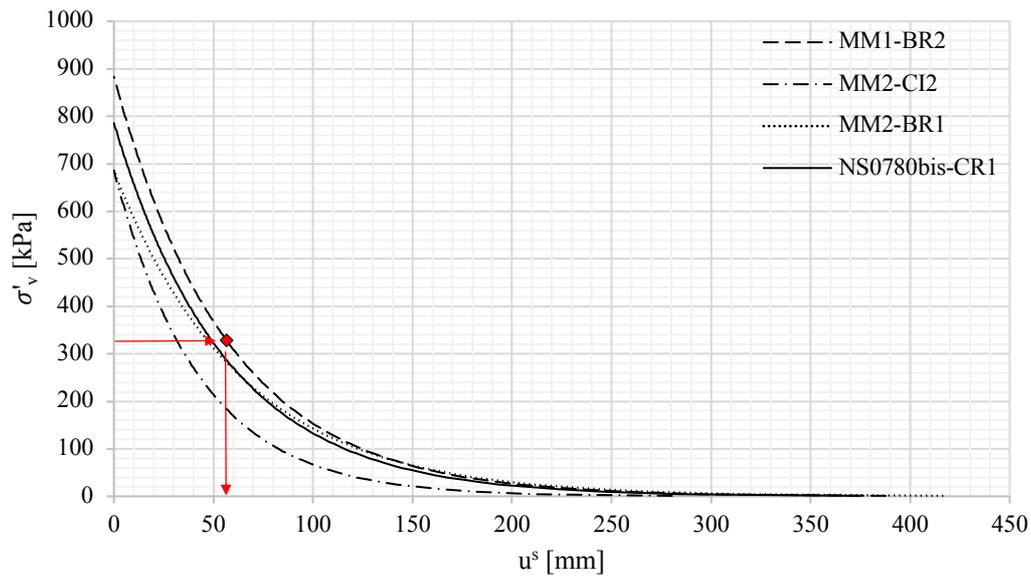


Figura 3.55: Curve caratteristiche nel piano $[\sigma'_v-u^s]$ per i provini presi in considerazione nella progettazione dell'intervento "pilota", per quanto concerne le verifiche S.L.U. di tipo "STR" (profilo di deformazione parabolico con la profondità).

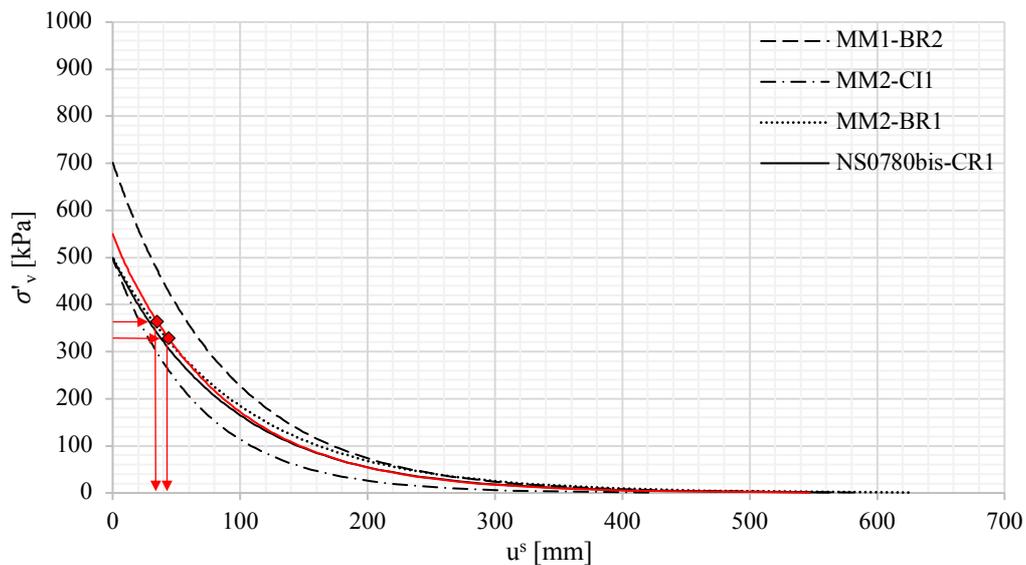


Figura 3.56: Curve caratteristiche nel piano $[\sigma'_v-u^s]$ per i provini presi in considerazione nella progettazione dell'intervento "pilota", per quanto concerne le verifiche S.L.U. di tipo "STR" (profilo di deformazione lineare con la profondità).

3.6.2.5 Calcoli strutturali

Sulla base delle sottospinte rigonfianti ricavate nei paragrafi precedenti, sono stati ipotizzati diversi schemi strutturali esemplificativi della cooperazione soletta-micropali, al fine di poterne attuare una progettazione a favore di sicurezza. Questo particolare punto della progettazione non è oggetto di studio della presente tesi.

3.7 Definizione delle soglie di monitoraggio

3.7.1 Soglie di monitoraggio per la soletta in calcestruzzo armato

Al fine di stabilire la correttezza delle ipotesi poste alla base della progettazione dell'intervento "pilota", in "Relazione Geotecnica e di Calcolo, Intervento pilota" (SPEA Engineering, 2017), sono stati calcolati dei sollevamenti soglia che la soletta in calcestruzzo armato oggetto di studio potrebbe presentare in condizioni di esercizio e da raffrontare, in un secondo momento, con le risultanze delle attività di monitoraggio topografico e geotecnico.

Sulla base di una analisi di interazione tra effetto di rigonfiamento del terreno, risposta deformativa della soletta in calcestruzzo armato e contrasto indotto dai micropali, sono stati ricavati i valori di soglia riportati in Tabella 3.20.

Tabella 3.20: Definizione delle soglie nel monitoraggio della soletta e della volta della galleria.

Elemento monitorato	Soglia di attenzione [mm]	Soglia di pre-allarme [mm]	Soglia di allarme [mm]
Soletta	9,0	15,0	50,0
Volta	-	10,0	40,0

3.7.2 Soglie di monitoraggio per la volta

Per quanto concerne il monitoraggio topografico della volta, sulla base dei valori di soglia adottati per la prima attività di monitoraggio topografico eseguito sulla suddetta nel periodo 02/2013-07/2014, è stato deciso di adottarne di nuovi che tengano conto degli spostamenti già sviluppati in corrispondenza della volta stessa.

Sulla base dello stato fessurativo diffuso caratterizzante la volta del supporto della G.N. Monte Mario successivamente all'intervento "pilota", è stato deciso di abbattere uniformemente le soglie di monitoraggio precedentemente adottate di una quota pari a 10,0 mm (Tabella 3.20). Tale quota, precedentemente riferita alla soglia di attenzione, indicava ingenti danni nell'arco rovescio (ormai sostituito con la soletta in calcestruzzo armato) ed un leggero stato fessurativo della volta; al momento del secondo monitoraggio, estese porzioni di galleria presentavano tali condizioni.

3.8 Monitoraggio dell'intervento "pilota" in esercizio

L'acquisizione in continuo dei dati ha interessato il lasso temporale tra marzo 2019 e febbraio 2020, coinvolgendo anche alcune fasi di scavo (più precisamente, tra il 5 marzo e il 10 aprile 2019). Quanto trattato nel seguito deriva da "Commento Tecnico alle Evidenze di Monitoraggio" (Ing. P. Bongio, 2020)

3.8.1 Monitoraggio topografico

In riferimento alla numerazione dei conci introdotta in Figura 3.46, per ognuno dei conci contrassegnati dai numeri "1", "3", "5", "7", "10" e "12", sono state installate quattro mire ottiche, due per ritto del supporto, a delle quote pari a +1,00 m e +2,50 m a partire dal piano di calpestio delle banchine (Figura 3.45).

Facendo riferimento alla nomenclatura delle mire riportata in Figura 3.45, in Tabella 3.21 sono riportati gli spostamenti massimi registrati da ognuna di esse nella direzione orizzontale e verticale tra il 05/03/19 e il 09/04/19 (i tabulati relativi alla registrazione in continuo della strumentazione non sono disponibili).

Tabella 3.21: Spostamenti e cedimenti massimi registrati durante il monitoraggio topografico.

Mira topografica	Spostamento orizzontale [mm]	Spostamento verticale [mm]	Mira topografica	Spostamento orizzontale [mm]	Spostamento verticale [mm]
1-A	2,72	-2,00	1-B	1,86	-1,00
1-C	1,50	-2,00	1-D	1,30	-2,00
3-A	2,24	-2,30	3-B	1,62	-2,00
3-C	2,00	-3,00	3-D	2,00	-2,00
5-A	1,75	-2,00	5-B	1,30	-2,00
5-C	2,33	-3,00	5-D	1,75	-2,00
7-A	1,88	-3,00	7-B	1,42	-2,00
7-C	2,75	-3,00	7-D	2,34	-2,00
10-A	1,53	-2,00	10-B	1,14	-2,00
10-C	2,35	-4,00	10-D	2,21	-3,00
12-A	2,61	-2,00	12-B	2,09	-1,00
12-C	3,51	-4,00	12-D	3,82	-4,00

Sulla base degli spostamenti e cedimenti massimi registrati dalle suddette mire ottiche (Tabella 3.21), si evince che le modalità costruttive dell'intervento "pilota" (come opportunamente descritte in § 3.6.1) non inducano particolari fenomeni deformativi in corrispondenza del rivestimento di piedritto. Nello specifico, l'opzione di scavo di porzioni alternate di estensione massima di 3,0 m risulta particolarmente valida: la demolizione dell'arco rovescio secondo tale modalità non pregiudica la stabilità e la staticità del rivestimento della galleria.

3.8.2 Monitoraggio geotecnico

Al fine di verificare l'efficacia dell'intervento "pilota" in termini di controllo dei fenomeni di rigonfiamento in atto al contorno del cavo, in corrispondenza del concio contrassegnato con il numero "7" (con riferimento alla numerazione dei conci introdotta in Figura 3.46), è stata predisposta una sezione strumentata costituita da:

- un estensimetro multibase verticale di lunghezza pari a 22,0 m, installato in corrispondenza della porzione laterale destra (secondo senso di marcia) della soletta in calcestruzzo armato;
- due estensimetri multibase sub-orizzontali automatizzati di lunghezza pari a 20,0 m, installati in corrispondenza dei piedritti destro e sinistro.

Facendo riferimento alla nomenclatura degli estensimetri riportata in Figura 3.45, in Figura 3.57, Figura 3.58 e in Figura 3.59 sono mostrati gli andamenti degli spostamenti orizzontali e verticali nel tempo catturati dalle cinque basi dei tre estensimetri incrementali, mentre in Tabella 3.22 sono riportati gli spostamenti massimi registrati da ognuno di essi.

Tabella 3.22: Spostamenti e cedimenti massimi registrati durante il monitoraggio topografico; è fornito, inoltre, anche una ulteriore indicazione circa l'affidabilità della misurazione.

Estensimetro	Spostamento massimo [mm]	Affidabilità della misura
I	≈ 0,5	Moderata
II	≈ 3,0	Moderata
III	15,0 ÷ 18,0	Scarsa

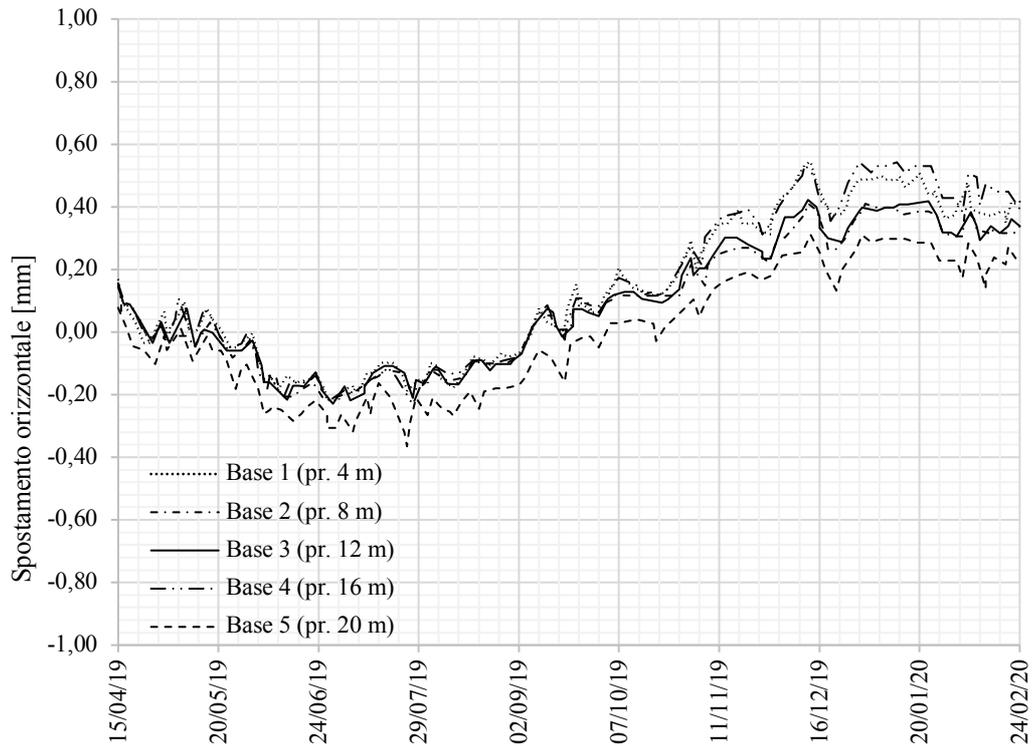


Figura 3.57: Andamento temporale degli spostamenti orizzontali dell'estensimetro incrementale "I" (aprile 2019 – febbraio 2020).

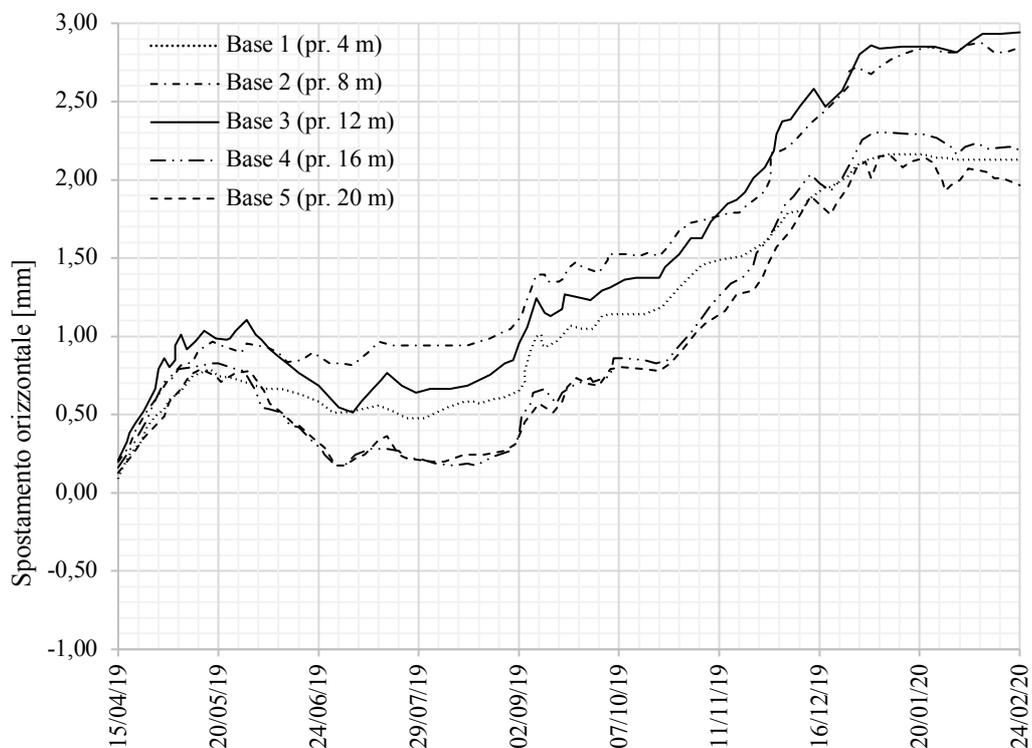


Figura 3.58: Andamento temporale degli spostamenti orizzontali dell'estensimetro incrementale "II" (aprile 2019 – febbraio 2020)

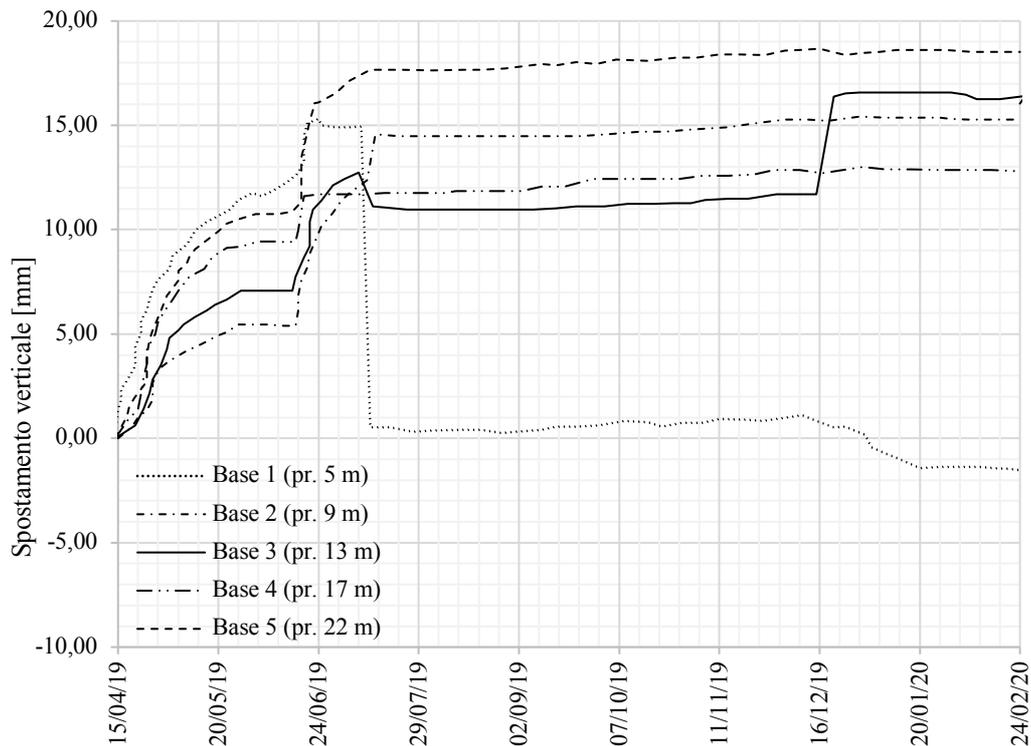


Figura 3.59: Andamento temporale degli spostamenti verticali dell'estensimetro incrementale "III" (aprile 2019 – febbraio 2020).

L'evidenza di spostamenti orizzontali massimi trascurabili registrati dagli estensimetri "I" e "II" (Tabella 3.22) conduce alle seguenti conclusioni: date le convergenze non significative registrate dagli estensimetri orizzontali (Figura 3.57 e Figura 3.58), si evince che la soletta sia in grado di contrastare efficacemente le risultati delle azioni sul rivestimento; al contrario, date le evidenze riportate dall'estensimetro verticale (Figura 3.59), si desume che le criticità più serie siano legate all'innalzamento della pavimentazione stradale e, in particolare delle banchine. Inoltre, per tutti gli estensimetri, ma in particolar modo per quello verticale, si evidenzia un andamento anomalo delle misure delle basi: tali registrazioni, invece di mostrare un andamento gradualmente decrescente con la profondità, mostrano irregolarità tali che, ad esempio, l'ultima base dell'estensimetro verticale fornisca valori più alti di tutte le altre basi (tale caratteristica è stata indicata con "Affidabilità della misura" in Tabella 3.22).

Sulla base di ciò, si reputa che l'unica informazione deducibile dal monitoraggio geotecnico sia la magnitudo degli spostamenti verticali che si attesta al limite della soglia di pre-allarme; ciò permette di asserire come il comportamento dell'intervento "pilota" risponda in modo accettabile alle previsioni analitiche.

3.8.3 Monitoraggio piezometrico

In corrispondenza dell'estensimetro multibase verticale, sono stati installati due ulteriori sensori piezometrici ubicati a 2,0 m e 15,0 m dalla soletta in calcestruzzo armato.

I risultati da essi forniti hanno permesso di individuare due sistemi di falda distinti caratterizzati da piezometrica fissa pari, rispettivamente, a 1,60 m e 6,50 m, dalla quota relativa all'intradosso dell'arco rovescio.

3.8.4 Monitoraggio strutturale

Al fine di verificare il tasso di lavoro dell'acciaio di armatura della soletta in calcestruzzo armato, in corrispondenza del già citato concio contrassegnato con il numero "7", sono state predisposte tre sezioni strumentate della suddetta soletta costituite da un totale di quattro barrette estensimetriche per ognuna di esse, due installate sull'armatura di estradosso e due sull'armatura di intradosso (con riferimento alla numerazione introdotta in Figura 3.46). I trend temporali delle deformazioni registrate in corrispondenza delle barre di armatura della soletta in calcestruzzo sono riportati in Figura 3.60.

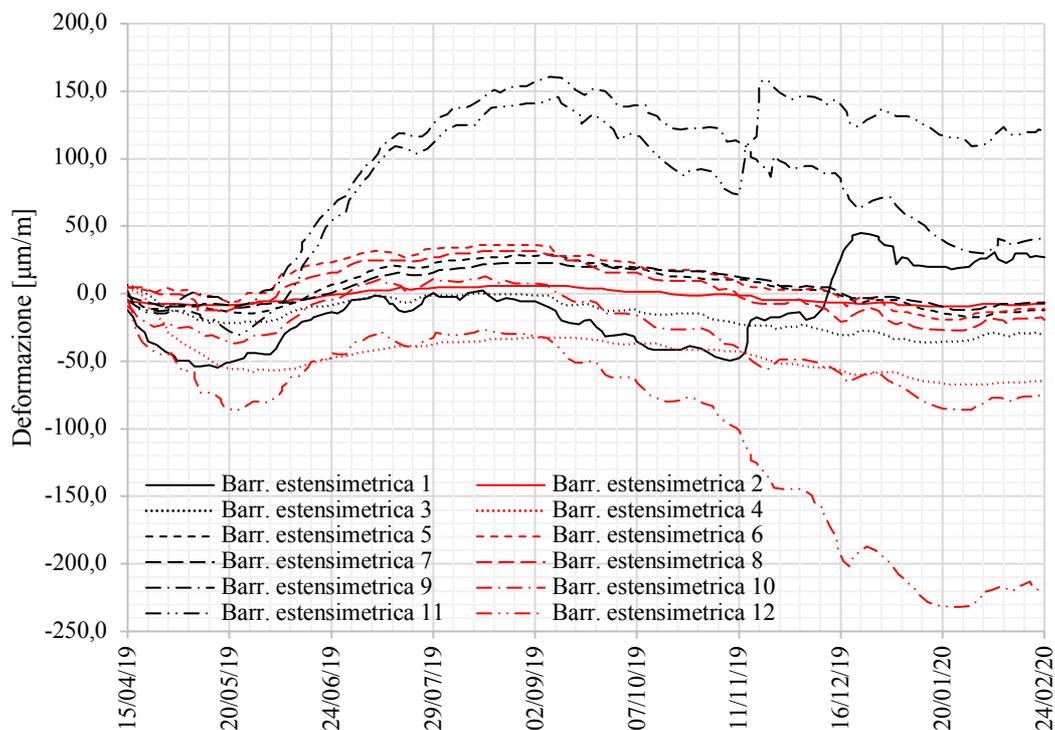


Figura 3.60: Andamento temporale delle deformazioni registrate in corrispondenza delle barre di armatura della soletta in calcestruzzo dell'intervento "pilota" (aprile 2019 – febbraio 2020).

I risultati forniti evidenziano un tasso di lavoro nettamente inferiore a quanto si era ipotizzato in ambito progettuale in fase di esercizio (30 ÷ 40 MPa a fronte di circa 230 MPa). Tale abbondante sovrastima può essere ricondotta a diversi fattori:

- in ambito progettuale si è tenuto conto di sollecitazioni di flessione semplice per il dimensionamento dell'intervento "pilota", ovvero trascurando l'azione positiva di compressione indotta dai piedritti del supporto che determina un contenimento degli sforzi di trazione del lembo teso;
- le prove di rigonfiamento non sono state condotte secondo i "*Suggested Methods*" (Madsen, 1999), anzi è stato deciso di assumere valori fortemente conservativi di pressione di rigonfiamento caratteristica per ognuno dei provini investigati (come opportunamente esposto in § 3.5.7).

A tal proposito, però, si può altresì affermare che la derivazione della legge di rigonfiamento, avvenuta con modalità meno conservative rispetto a quanto eseguito per la presente tesi nell'apposita sezione, non è riuscita a bilanciare le sovrastime indotte dai precedentemente esposti fattori. Ad ogni modo, è convinzione che il maggior grado di sovrastima sia dato dal primo fra essi (nel Capitolo 4, dopo la fase di modellazione numerica, saranno forniti ulteriori commenti a riguardo).

3.9 Valutazione dell'efficacia dell'intervento "pilota"

Constatando che non è ancora possibile sapere gli effetti dell'esecuzione dell'intervento "pilota" su sezioni limitrofe all'intervento stesso, i dati di monitoraggio geodetico, geotecnico, piezometrico e strutturale evidenziano la sua indubbia efficacia nel contrastare le reazioni laterali indotte dai piedritti del supporto e le sottospinte provocate dal rigonfiamento delle argille grigio-azzurre della formazione del Pliocene inferiore. Nonostante tale tipologia di intervento sia ottima per quanto concerne la sua realizzazione durante l'esercizio autostradale, permangono ancora dubbi circa la sua capacità di sopportazione a lungo termine e le modalità di evoluzione dei vincoli degli elementi strutturali (una galleria con un arco rovescio rinnovato darebbe più garanzie sotto questo punto di vista, senza la necessità di doversi affidare a vincoli la cui efficacia è dubbia nel tempo). In ultima istanza, tale soluzione non permette l'accesso diretto al sistema di drenaggio.

3.10 Evidenze visive del deterioramento della canna Nord della Galleria Naturale Monte Mario

Nel corso del corrente paragrafo sono state presentate alcune delle evidenze visive del deterioramento della Galleria Naturale Monte Mario al 19/04/2021.

La Figura 3.61 e la Figura 3.62 mostrano, rispettivamente, lo stato fessurativo del supporto definitivo e il sollevamento delle banchine laterali della canna Nord della G. N. Monte Mario nei pressi della chilometrica autostradale 207+870. Data la lontananza dal tratto interessato dalla messa in opera dell'intervento "pilota", tale evidenza può fornire un'idea circa lo stato di fatto del settore autostradale oggetto di studio prima che il suddetto intervento manutentivo fosse messo in opera.

Figura 3.63, in particolar modo, fornisce un'idea concreta della magnitudo della deformazione sviluppatasi in corrispondenza delle banchine laterali, ad una chilometrica non meglio specificata. L'innalzamento ivi creatosi è paragonabile all'altezza di un classico portablocco A4 e, dunque, dell'ordine dei 30 cm.

In Figura 3.64, invece, è mostrata una visione più globale della deformazione interessante le banchine laterali di un tratto della G. N. Monte Mario non meglio specificata.



Figura 3.61: Stato fessurativo della volta in corrispondenza della chilometrica autostradale 207+877 (19/04/21 – sopralluogo *in situ*).

Figura 3.62 e Figura 3.63 mostrano una situazione deformativa delle banchine laterali più critica di quanto asserito in § 3.4.1; si ricordi, però, che il monitoraggio geodetico delle banchine è durato un solo anno (luglio 2015 – luglio 2016).



Figura 3.62: Sollevamento delle banchine laterali in corrispondenza della chilometrica autostradale 207+873 (19/04/21 – sopralluogo *in situ*).



Figura 3.63: Comparazione tra un portablocco A4 e la magnitudo della deformazione delle banchine laterali ad una chilometrica autostradale non specificata (19/04/21 – sopralluogo *in situ*).

In Figura 3.64 è, inoltre, catturato uno dei numerosi momenti di deviazione del traffico per le operazioni di manutenzione del manto stradale (scarica e ricarica).

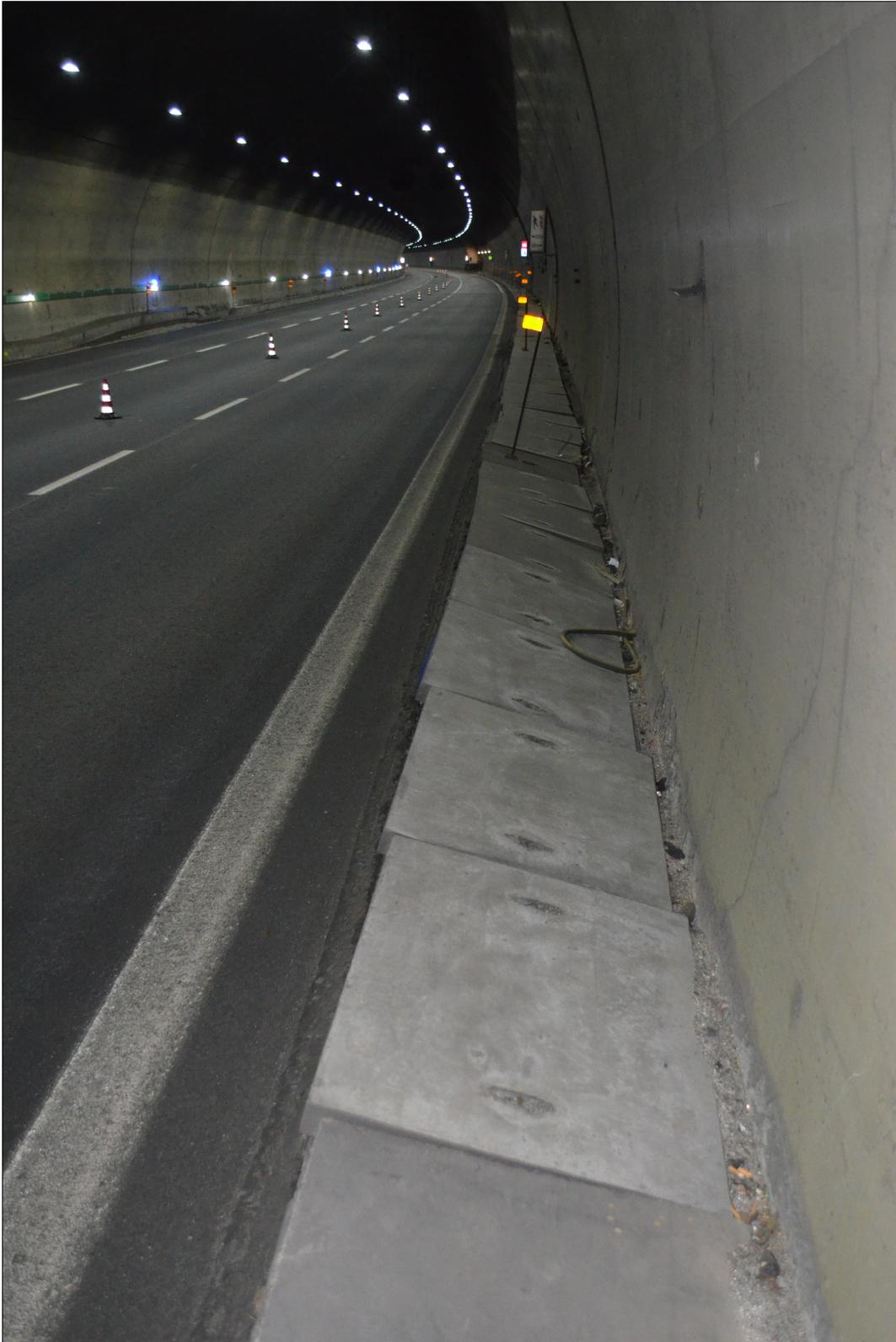


Figura 3.64: Visione globale di un tratto della G. N. Monte Mario (19/04/21 – sopralluogo *in situ*).

CAPITOLO 4

Simulazione degli effetti delle argille rigonfianti sulla G. N. Monte Mario

4.1 Premessa

Nel presente capitolo verrà presentata l'analisi numerica che è stata svolta per quantificare e verificare gli effetti dei fenomeni rigonfianti (per mezzo di una apposita legge di rigonfiamento) che hanno interessato la due canne della Galleria Naturale Monte Mario, nonché testare l'efficacia di un potenziale intervento alternativo a quello già messo in opera (intervento "pilota"). Il modello geotecnico è stato costruito sulla base dei parametri caratteristici del terreno nel sito di scavo e sulla base dei parametri descrittivi del rigonfiamento ottenuti dalla sperimentazione in laboratorio.

4.2 F.L.A.C. 8.1 e cenni sul metodo delle differenze finite

Le equazioni che governano il comportamento di sistemi reali sono di solito complesse equazioni differenziali estremamente difficili da risolvere in termini matematici: solo per particolari situazioni semplificate, in termini di condizioni geometriche, di carico e proprietà dei materiali, si possono ottenere soluzioni analitiche. Per tale motivo, per la risoluzione di problemi più complessi, si tenta di introdurre opportune ipotesi ed idealizzazioni al fine di:

- rendere il problema matematicamente più facile e capace di fornire soluzioni sufficientemente approssimate e risultati soddisfacenti;
- ridurre il problema dato ad uno possibile da trattare.

Cronologicamente, il primo metodo di analisi numerica sviluppato è stato il F.D.M. (“*Finite Differences Method*”): pur lasciando inalterato il modello fisico, esso si basa su una discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema, permettendo di trasformare un problema differenziale in un sistema algebrico approssimato, in funzione della variabile di campo (generalmente lo spostamento). Tale sistema coinvolge la totalità dei punti discreti dello spazio (denominati *grid points*) costituenti il dominio di interesse (denominato *grid*), cosicché quest’ultimo venga diviso in un numero finito di elementi geometrici (denominati *zones*), i cui vertici siano rappresentati, appunto, dai suddetti punti.

Prendendo in esame il caso di una funzione incognita ad una sola variabile, una sua completa rappresentazione secondo il F.D.M. avviene attraverso l’insieme dei valori che la stessa assume in un opportuno insieme di punti del dominio; tali valori rappresentano le incognite del problema algebrico approssimante.

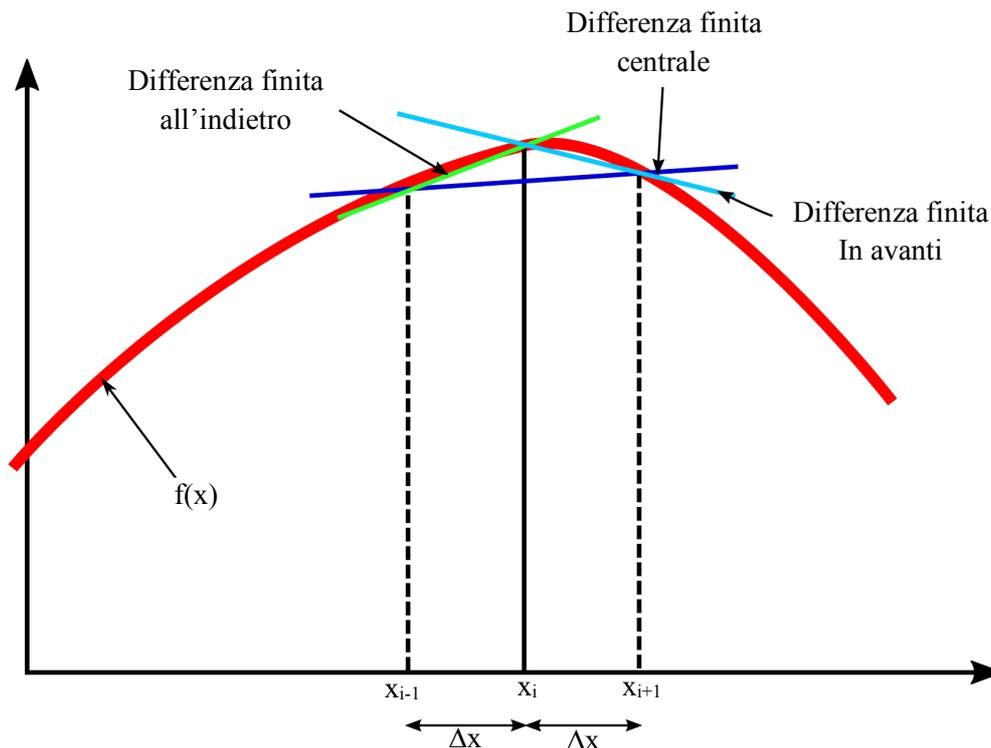


Figura 4.1: Rappresentazione grafica di F.D.M. nel caso di una funzione a singola variabile incognita.

La definizione razionale dell'approssimazione delle equazioni alle derivate ordinarie (o parziali, se presenti più variabili) nel punto di interesse del dominio (x_i) avviene tramite diverse modalità, in funzione della formulazione adottata:

- determinando il valore approssimato del punto immediatamente successivo a quello di interesse (x_{i+1}), per mezzo dello sviluppo della funzione in serie di Taylor, arrestandosi al termine lineare (differenze finite “in avanti”):

$$f(x_{i+1}) = f(x_i) + \left. \frac{\partial f}{\partial x} \right|_{x=x_i} (\Delta x) \rightarrow \left. \frac{\partial f}{\partial x} \right|_{x=x_i} = \frac{f(x_{i+1}) - f(x_i)}{\Delta x} \quad (53)$$

- determinando il valore approssimato del punto immediatamente precedente a quello di interesse (x_{i-1}), per mezzo dello sviluppo della funzione in serie di Taylor, arrestandosi al termine lineare (differenze finite “all’indietro”):

$$f(x_{i-1}) = f(x_i) + \left. \frac{\partial f}{\partial x} \right|_{x=x_i} (-\Delta x) \rightarrow \left. \frac{\partial f}{\partial x} \right|_{x=x_i} = \frac{f(x_i) - f(x_{i-1})}{\Delta x} \quad (54)$$

- determinando il valore approssimato dei punti immediatamente precedente e successivo a quello di interesse, per mezzo dello sviluppo della funzione in serie di Taylor, arrestandosi al termine quadratico (differenze finite “centrate”):

$$\begin{cases} f(x_{i+1}) = f(x_i) + \left. \frac{\partial f}{\partial x} \right|_{x=x_i} (\Delta x) + \frac{1}{2} \left. \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} \right|_{x=x_i} (\Delta x)^2 \\ f(x_{i-1}) = f(x_i) + \left. \frac{\partial f}{\partial x} \right|_{x=x_i} (-\Delta x) + \frac{1}{2} \left. \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} \right|_{x=x_i} (-\Delta x)^2 \end{cases} \quad (55)$$

sottraendo e sommando membro a membro si ottiene quanto segue:

$$\begin{cases} \left. \frac{\partial f}{\partial x} \right|_{x=x_i} = \frac{f(x_{i+1}) - f(x_{i-1})}{2 \Delta x} \\ \left. \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} \right|_{x=x_i} = \frac{f(x_{i+1}) + f(x_{i-1}) - 2 f(x_i)}{\Delta x^2} \end{cases} \quad (56)$$

L’ultima delle opzioni proposte è, senz’altro, la più soddisfacente.

A tal proposito, in funzione della procedura di risoluzione adottata, uno schema numerico alle differenze finite deve assolutamente possedere le tre seguenti caratteristiche fondamentali:

- consistenza – l’operatore discreto approssimante tende all’operatore differenziale reale al tendere a zero del passo di discretizzazione;

- convergenza – la soluzione approssimata tende alla soluzione reale al tendere a zero del passo di discretizzazione;
- stabilità – un errore in entrata non deve degenerare anomalie in termini di risultati a seguito delle manipolazioni fornite dall’algoritmo.

Sulla base di quanto esposto finora, è possibile introdurre il programma di modellazione numerica adottato per la presente trattazione: F.L.A.C. 8.1 (“*Fast Lagrangian Analysis of Continua*”), fornito dalla società “*ITASCA Consulting Group*”. Esso sfrutta il metodo numerico delle differenze finite accoppiato ad una procedura di risoluzione esplicita che, in quanto tale, sfrutta la classica equazione del moto:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{F\} \quad (57)$$

dove:

$[m], [c], [k]$ → rispettivamente matrici di massa, smorzamento e rigidezza;

$\{\ddot{u}\}, \{\dot{u}\}, \{u\}$ → rispettivamente vettori accelerazione, velocità e spostamento;

$\{F\}$ → forze nodali.

In accordo con la figura seguente, tale procedura di calcolo valuta, inizialmente, spostamenti e velocità a partire dalle tensioni e forze applicate ai nodi della griglia in questione, tramite l’equazione del moto. Successivamente, a partire dalle velocità, assunte congelate al valore del passo precedente, si ottengono le velocità di deformazione e, da quest’ultime, delle nuove tensioni per mezzo dei legami costitutivi adottati. Al fine di adottare tale schema, è necessario optare per una opportuna discretizzazione temporale che permetta di considerare le propagazioni di perturbazioni tensionali nulle all’interno di un singolo intervallo temporale.

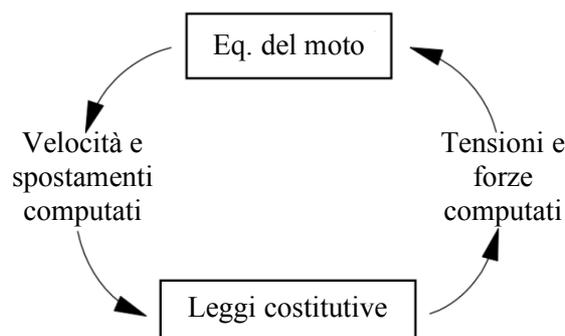


Figura 4.2: Ciclo di calcolo di base di F.L.A.C. 8.1.

4.3 Costruzione del modello numerico

Il modello numerico è stato costruito in modo da seguire dettagliatamente le diverse fasi costruttive della G. N. Monte Mario; a tal proposito, è stata considerata la stessa sezione trasversale del tratto autostradale in questione utilizzata dalla S.p.A. “SPEA Engineering” per la verifica, secondo calcolo F.E.M., delle sollecitazioni agenti nella soletta di calcestruzzo a posteriori rispetto alla messa in opera dell’intervento “pilota” (SPEA Engineering, 1999 p. 185-191). In accordo con quanto appena dichiarato, il suddetto modello numerico è stato costruito tenendo in opportuna considerazione l’effetto della gravità. Nonostante si potesse optare per le condizioni di “galleria profonda”, tale *modus operandi* è stato preferito per due ragioni: la volontà di operare sulla stessa sezione trasversale adottata nella fase di verifica dell’intervento “pilota” e la necessità di cogliere nel modo migliore possibile la nascita delle sovrappressioni interstiziali, data la posizione ribassata della falda rispetto al livello di scavo delle due canne della G. N. Monte Mario.

L’analisi numerica è stata prevista per essere scandita da diverse fasi di calcolo (denominate *stages*), in funzione dell’evoluzione del processo costruttivo e del graduale rilascio tensionale conseguente allo scavo (Tabella 4.1). A tal proposito, sulla base dell’analisi dei documenti di progetto, è stato assunto che lo scavo delle due canne avvenga contemporaneamente. Il modello numerico oggetto di studio è stato costruito considerando la sezione “A – A” illustrata in Allegato 2.

Tabella 4.1: *Stages* di calcolo del modello numerico.

Fasi di calcolo	Descrizione delle fasi di calcolo
“Stage 1”	Condizioni geostatiche iniziali e falda acquifera
“Stage 2”	Scavo con rilascio tensionale del 40 %
“Stage 3”	Installazione del rivestimento temporaneo e rilascio tensionale dell’85 %
“Stage 4”	Montaggio dell’arco rovescio e rilascio tensionale del 95 %
“Stage 5”	Completamento del supporto definitivo e rilascio tensionale del 100 %
“Stage 6”	Deterioramento del rivestimento temporaneo
“Stage 7”	Rigonfiamento delle argille grigio-azzurre
“Stage 8”	Installazione dell’intervento “pilota” e rigonfiamento (canna Nord)
“Stage 8 _{bis} ”	Installazione dell’intervento proposto e rigonfiamento (canna Nord)

4.3.1 Geometria e griglia

La geometria del modello numerico (Figura 4.3) è stata costruita sulla base della sezione topografica trasversale, a cui si faceva riferimento in precedenza, e delle caratteristiche geometriche inerenti alla tipologia di sostegno “P5.3 Var.” (Figura 3.4). A tal proposito, nei pressi dei due scavi, la zonazione della griglia è stata studiata in modo tale da far convivere all’interno di un solo modello numerico le geometrie dei supporti definitivi e degli interventi manutentivi oggetto di studio. Inoltre, il posizionamento dei limiti inferiore e laterali del modello numerico è stato scelto in modo tale che, in prossimità dei suddetti bordi, la variazione tensionale conseguente allo scavo sia minima.

È fondamentale notare come l’accuratezza dei risultati dell’analisi numerica sia strettamente legata alle caratteristiche della griglia e che tale aspetto sia di primaria importanza laddove si necessiti di informazioni dettagliate. A tal fine, si è scelto di infittire la discretizzazione in corrispondenza delle regioni più critiche del modello, andando a favorire la loro zonazione per mezzo di elementi dalla forma regolare e pressoché quadrati (soprattutto per la discretizzazione del supporto definitivo).

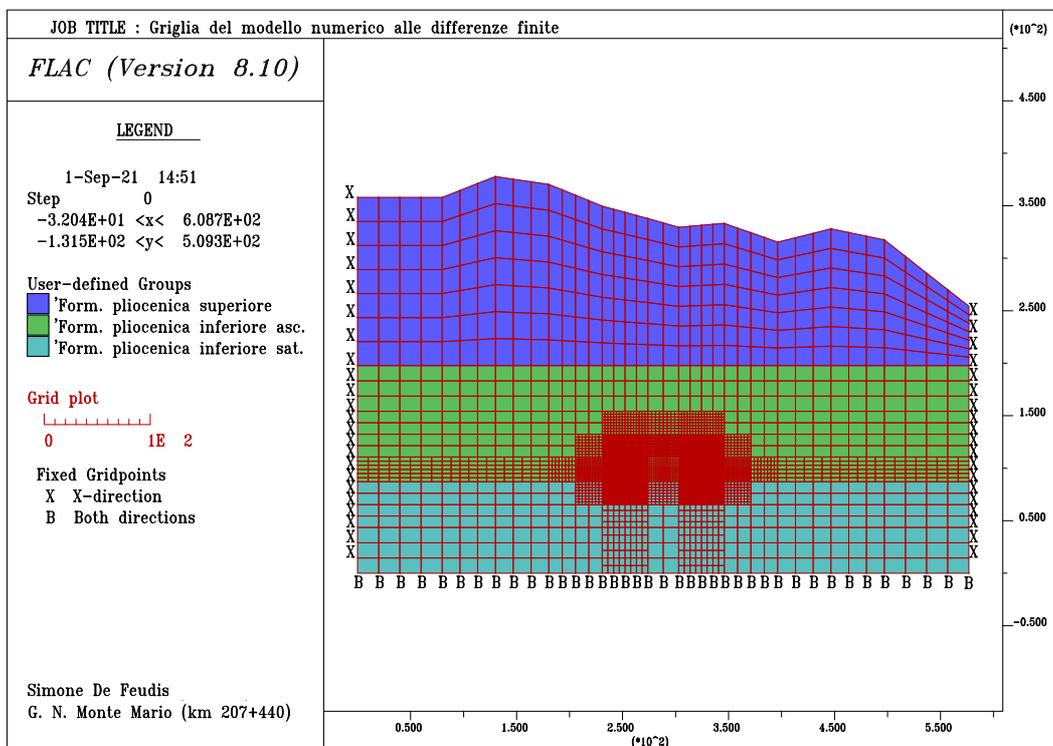


Figura 4.3: Griglia del modello numerico per la simulazione e la verifica degli effetti del rigonfiamento sulla canna Nord della G. N. Monte Mario (in assenza di linee di costruzione esterne alle regioni degli scavi).

In Figura 4.4 è mostrato il particolare della canna Nord della griglia.

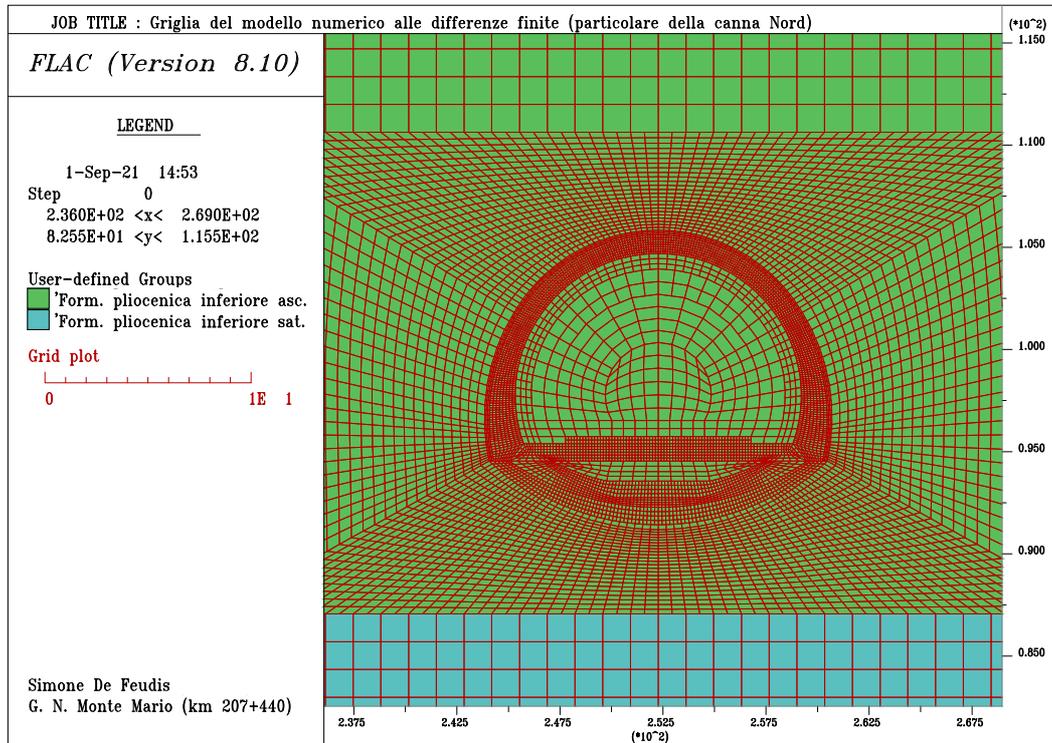


Figura 4.4: Particolare della griglia del modello numerico per la simulazione e la verifica degli effetti del rigonfiamento sulla canna Nord della G. N. Monte Mario.

4.3.2 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Circa la definizione dei parametri di resistenza e deformabilità dei materiali costituenti il modello numerico in esame, si è scelto di adottare i seguenti criteri:

- poiché l'ultima campagna di indagine non ha previsto ulteriori test di laboratorio per il materiale appartenente alla formazione pliocenica superiore, per la sua caratterizzazione meccanica si è scelto di impiegare gli stessi parametri ricavati nel corso della prima "Relazione Geo-meccanica, Galleria Monte Mario" (SPEA Engineering, 1998) e riportati in Tabella 3.2;
- per quanto concerne il materiale appartenente alla formazione pliocenica inferiore, invece, la sua caratterizzazione meccanica è avvenuta in accordo con i risultati della campagna di indagini di laboratorio commentata ed interpretata nel corso del capitolo precedente e riportati in Tabella 3.12.

Ne consegue che, per i fini della presente tesi, si è scelto di affidarsi, per ognuna delle due formazioni modellate, alla campagna di investigazione più recente.

Al fine di giustificare in modo appropriato tale scelta, è stato effettuato un confronto tra i parametri geo-meccanici discussi in precedenza e le relative leggi costitutive. Innanzitutto, è fondamentale specificare le differenze circa il modello costitutivo adottato: se i parametri geo-meccanici forniti da “SPEA Engineering” (1998) sono stati calcolati con l’intento di tarare il comportamento del materiale costituente la formazione “PLi” sulla base di una legge elasto-plastica ideale, per i fini della presente tesi, il suo comportamento meccanico verrà descritto con una formulazione elasto-plastica perfettamente fragile, con conseguente degradamento delle caratteristiche meccaniche di picco a quelle residue dopo il raggiungimento del limite elastico. A tal proposito, al fine di riprodurre in maniera più attendibile la risposta delle argille grigio-azzurre, è stato ritenuto opportuno correggere il loro valore di coesione residua ricavato nel corso delle investigazioni. Tale correzione, riportata in Tabella 4.2, è pari a circa un terzo del corrispettivo valore di picco e permette di ottenere risultati più affini a quelli ricavati in fase progettuale (§ 4.3.5).

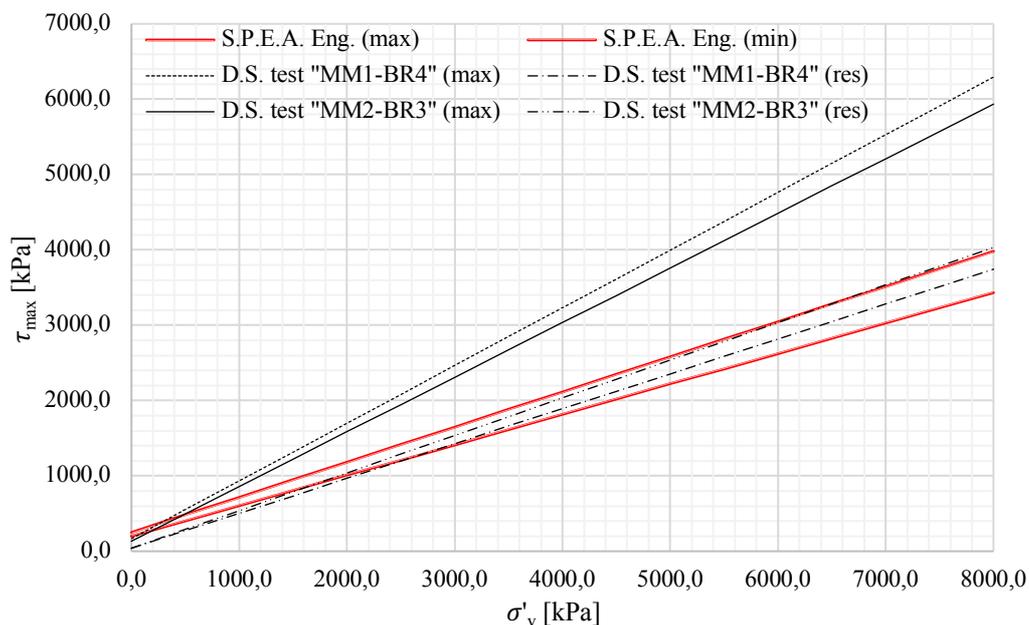


Figura 4.5: Confronto tra le leggi costitutive proposte da “SPEA Engineering” e quelle derivate per i fini della presente tesi.

Chiarito tale aspetto, si può procedere traendo alcune conclusioni attraverso il confronto riportato in Figura 4.5. È evidente che la formulazione proposta dalla S.p.A. “SPEA Engineering” possa essere reputata, in prima approssimazione, come una generalizzazione in forma elastica perfettamente plastica della più completa formulazione elasto-plastica perfettamente fragile; infatti:

- per bassi livelli tensionali, essa evidenzia un criterio di rottura intermedio tra quelli descrittivi le condizioni di picco e di residuo del “PLi”, secondo la caratterizzazione geo-meccanica svolta per i fini della presente tesi;
- per alti livelli tensionali, essa evidenzia un criterio di rottura molto affine a quello descrittivo le condizioni di residuo del “PLi”, secondo la caratterizzazione geo-meccanica svolta per i fini della presente tesi.

Si può dunque affermare che la caratterizzazione geo-meccanica proposta dalla S.p.A. “SPEA Engineering” sia ben lontana dall’essere errata, bensì leggermente approssimata, specialmente per alti livelli tensionali (si ricordi che la copertura delle due canne della G. N. Monte Mario, è di circa 210 ÷ 240 m).

Sulla base di quanto appena precisato, i parametri di resistenza e deformabilità dei materiali definiti nel modello sono elencati in Tabella 4.2.

Tabella 4.2: Parametri di resistenza e deformabilità dei materiali.

Materiale	Modello costitutivo	E [MPa]	ν [-]	ϕ_p [°]	ϕ_r [°]	c_p [kPa]	c_r [kPa]	σ_t [kPa]
Form. “PLs”	Elasto-plastico perfetto	1750	0,30	37	-	150	-	15
Form. “PLi”	Elasto-plastico perfettamente fragile	1250	0,30	37	25	150	40	15
Riv. temporaneo	Elastico lineare	73500	0,20	-	-	-	-	-
Riv. definitivo	Elastico lineare	30000	0,20	-	-	-	-	-

Per la stima del parametro di deformabilità del rivestimento temporaneo, è stato fondamentale considerare quanto riportato nei documenti di progettazione originali della G. N. Monte Mario. Essi prevedono la messa in opera di:

- centine in acciaio caratterizzate dall’affiancamento e collegamento di due profili “INP 220” e interasse pari a 1 m, il cui completamento è previsto ad una distanza massima pari a quella dell’interasse stesso dal fronte di scavo;

- calcestruzzo C28/35 proiettato fibrorinforzato di spessore pari a 20 cm, il cui completamento è previsto ad una distanza massima pari a 3 m dal fronte di scavo.

4.3.3 Permeabilità delle argille grigio-azzurre

Per la definizione delle caratteristiche idrauliche dei geo-materiali costituenti le formazioni plioceniche superiore e inferiore, è stato necessario basarsi sui risultati dell'inquadramento idrogeologico riportati in "Relazione Idrogeologica, Galleria Monte Mario" (SPEA Engineering, 1998).

Ricordando quanto già riportato in § 3.2.1, la caratterizzazione idraulica delle argille grigio-azzurre oggetto di studio è stata segnalata come "non rispecchiante le condizioni idrogeologiche reali" del materiale, cosicché da considerare la relativa stima della permeabilità come una chiara "sottostima".

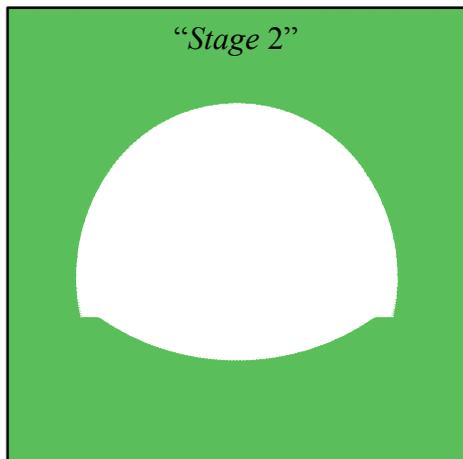
Per i fini della presente tesi, è stato scelto di esaminare direttamente i valori di permeabilità registrati *in situ* nel 1998 e riportati nel suddetto documento. A tal proposito, è stato reputato opportuno considerare i risultati derivanti dal sondaggio disponibile più vicino al tratto autostradale in esame. In "Relazione Idrogeologica, Galleria Monte Mario" (SPEA Engineering, 1998), il sondaggio che corrisponde alle suddette caratteristiche è quello codificato con la sigla "TM3". In Tabella 4.3, sono riportate le stime di permeabilità effettuate tramite prove Lugeon in foro.

Tabella 4.3: Risultati delle prove Lugeon per il sondaggio "TM3", (SPEA Engineering, 1998).

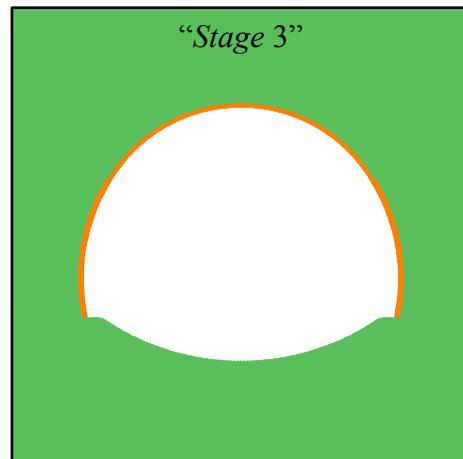
Profondità [m]		Litologia e formazione geologica	Permeabilità [m/s]
94,6 ÷ 99,6	"PLi"	Marna argillosa deb. fratturata	$1,52 \cdot 10^{-8}$
104,5 ÷ 109,5	"PLi"	Marna e marna argillosa deb. fratturata	$2,13 \cdot 10^{-8}$
126,6 ÷ 130,6	"PLi"	Marna deb. arenacea	$7,29 \cdot 10^{-8}$
135,0 ÷ 140,0	"PLi"	Marna e marna deb. arenacea	$2,44 \cdot 10^{-8}$
149,7 ÷ 154,9	"PLi"	Marna e marna deb. arenacea	$1,88 \cdot 10^{-8}$
161,3 ÷ 166,3	"PLi"	Conglomerato pseudolitoide in matrice sabbiosa	$3,02 \cdot 10^{-7}$

Sulla base di quanto riportato sopra, è stato reputato opportuna considerare un coefficiente di permeabilità equivalente pari a $2,00 \cdot 10^{-8}$ m/s.

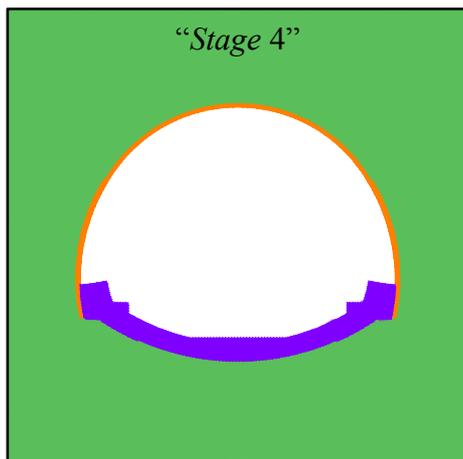
4.3.4 Configurazione grafica del cavo nelle varie fasi di calcolo



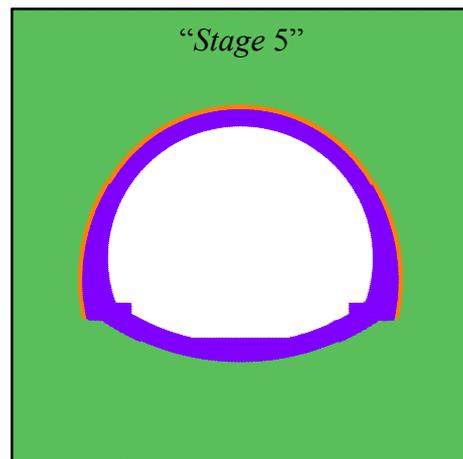
“Stage 2”
Esecuzione dello scavo con rilascio tensionale del 40 %



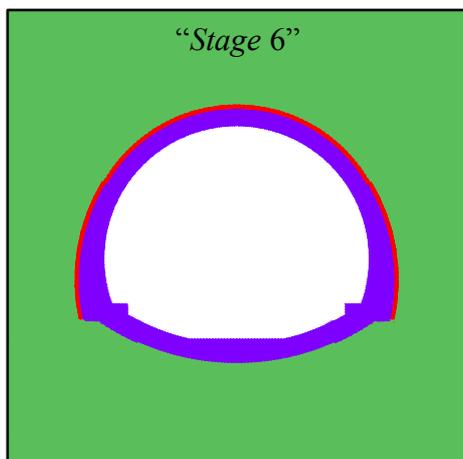
“Stage 3”
Installazione del rivestimento temporaneo con rilascio tensionale dell’85 %



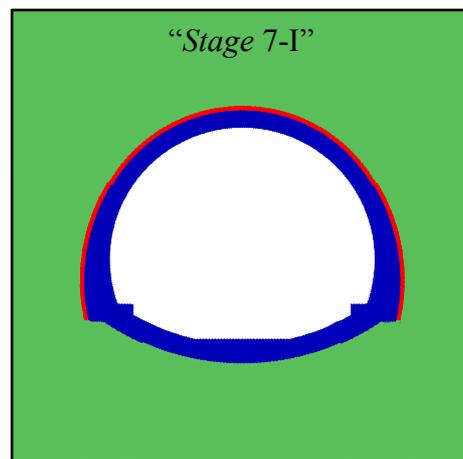
“Stage 4”
Montaggio dell’arco rovescio con rilascio tensionale del 95 %



“Stage 5”
Completamento del supporto definitivo con rilascio tensionale del 100 %

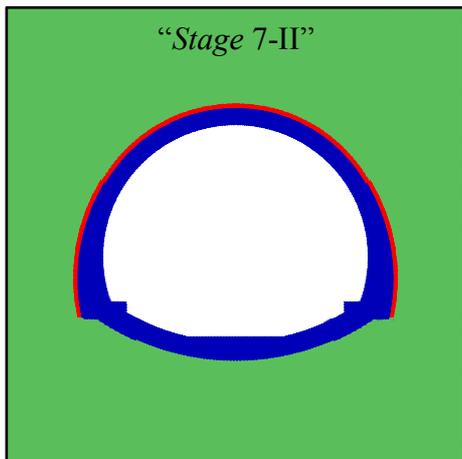


“Stage 6”
Deterioramento del rivestimento temporaneo

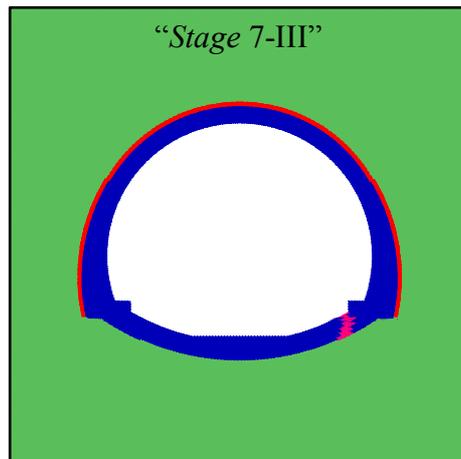


“Stage 7-I”
Rigonfiamento delle argille grigio-azzurre sottofalda

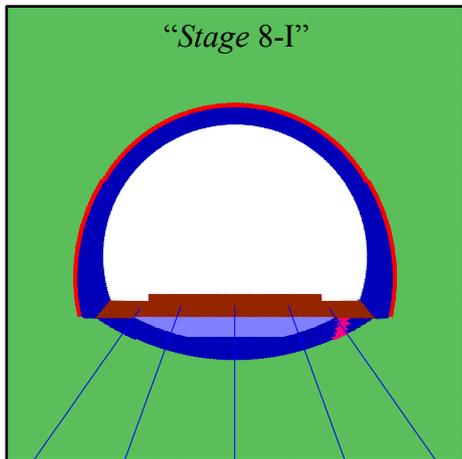
Figura 4.6: Configurazione del cavo nelle varie fasi di calcolo in forma grafica (parte 1). Un cambiamento di colore di una porzione indica un cambiamento delle sue qualità meccaniche.



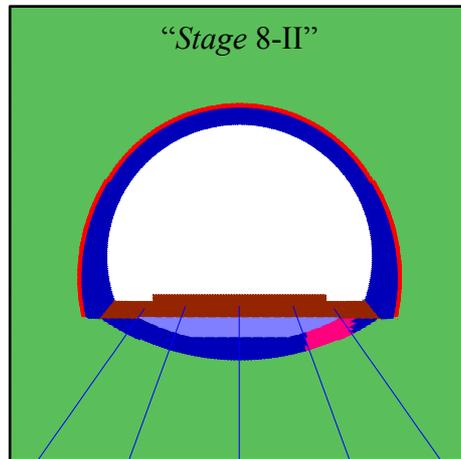
Rigonfiamento (80 %) delle argille grigio-azzurre sottofalda e/o interessate dal processo di filtrazione



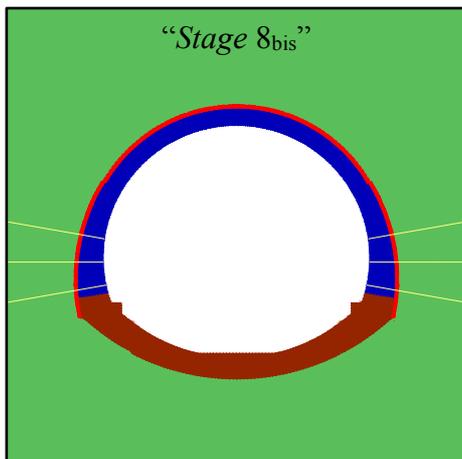
Rigonfiamento (80 %) delle argille grigio-azzurre sottofalda e/o interessate dal processo di filtrazione (giunto di distacco)



Installazione dell'intervento "pilota" a partire dallo "Stage 7-III" con nuovo rigonfiamento (20 %)



Estensione della porzione fratturata dell'arco rovescio dopo l'installazione dell'intervento "pilota"



Installazione dell'intervento manutentivo alternativo a partire dallo "Stage 7-III" con nuovo rigonfiamento (20 %)

Figura 4.7: Configurazione del cavo nelle varie fasi di calcolo in forma grafica (parte 2). Un cambiamento di colore di una porzione indica un cambiamento delle sue qualità meccaniche

4.3.5 Taratura del modello numerico

Constatata l'assenza, nei documenti originali, di qualsivoglia indicazione circa i valori dei coefficienti di spinta a riposo dei geo-materiali costituenti le formazioni plioceniche superiore ed inferiore, è stato ritenuto opportuno eseguire un'analisi a ritroso preliminare, per poter stimare in maniera verosimile le anzidette incognite. La *back analysis* in questione si è basata sui risultati ottenuti nel corso del primo progetto esecutivo della G. N. Monte Mario (SPEA Engineering, 1999), tramite la modellazione numerica di specifiche sezioni della suddetta. A tal fine, sono stati adottati modelli numerici (F.L.A.C. 3.30) che prevedessero la validità dell'ipotesi di "galleria profonda" e l'adozione del metodo delle linee caratteristiche per la definizione degli *stages* di calcolo: ciò rappresenta un'approssimazione rispetto a quanto riportato in § 4.3, ma, per i fini perseguiti, può essere considerata trascurabile.

Sulla base di quanto appena esposto, la progettazione di ogni singola sezione ha previsto la simulazione della corrispettiva fase di scavo nell'ipotesi in cui il rivestimento provvisorio, a prescindere dal momento della sua installazione, ed il bordo dello scavo raggiungessero l'equilibrio statico in corrispondenza di un rilascio tensionale pari al 90 %. Tale informazione e i risultati ad essa annessi hanno permesso di stimare il coefficiente di spinta a riposo adottato in fase progettuale per il geo-materiale della formazione "PLi" confrontando gli spostamenti stimati, in corrispondenza del suddetto rilascio tensionale, rispettivamente, nel corso della progettazione e dal modello numerico creato per la presente tesi. A tal proposito, considerando le convergenze computate per le sezioni "P5.2" (200 m di profondità) e "S1.1" (300 m di profondità), senz'altro le più affini, tra le disponibili, a quella oggetto di studio in termini di forma, dimensioni e copertura, sono state stimate, per la canna Sud della G. N. Monte Mario (≈ 225 m di copertura), le convergenze di *target* verticale ed orizzontale mostrate in Tabella 4.4.

Per chiarire come sia stato possibile arrivare ad i risultati mostrati in Figura 4.8 e Figura 4.9, di seguito vengono riportati nel dettaglio i passaggi svolti:

- adottando i parametri geo-meccanici forniti da "SPEA Engineering", sono state computate, attraverso il modello numerico mostrato in Figura 4.3, le

convergenze sviluppate dalla canna Sud della G. N. Monte Mario in funzione di diversi valori del coefficiente di spinta a riposo;

- è stato stimato il valore del suddetto coefficiente di spinta a riposo incognito attraverso l'intersezione tra le leggi di convergenza ricavate in precedenza e la corrispettiva retta di *target*;
- è stato controllato che le leggi di convergenza ottenute con i parametri geo-meccanici ricavati nel corso della campagna di investigazione di cui al § 3.5 fossero concordi con quelle risultanti dai parametri geo-meccanici adottati da "SPEA Engineering".

Tabella 4.4: Convergenze compute durante il primo progetto esecutivo della G. N. Monte Mario per le sezioni "P5.2" e "S1.1" e convergenze di *target* stimate (*: tiene conto della presenza di cunicoli laterali scavati e riempiti di calcestruzzo prima dell'effettivo scavo a piena sezione).

Sezioni	Convergenza verticale	Convergenza orizzontale
	[cm]	[cm]
"P5.2"	35,0	33,0
"S1.1"	66,0	44,0*
"P5.3 Var" / <i>Target</i>	43,0	36,0

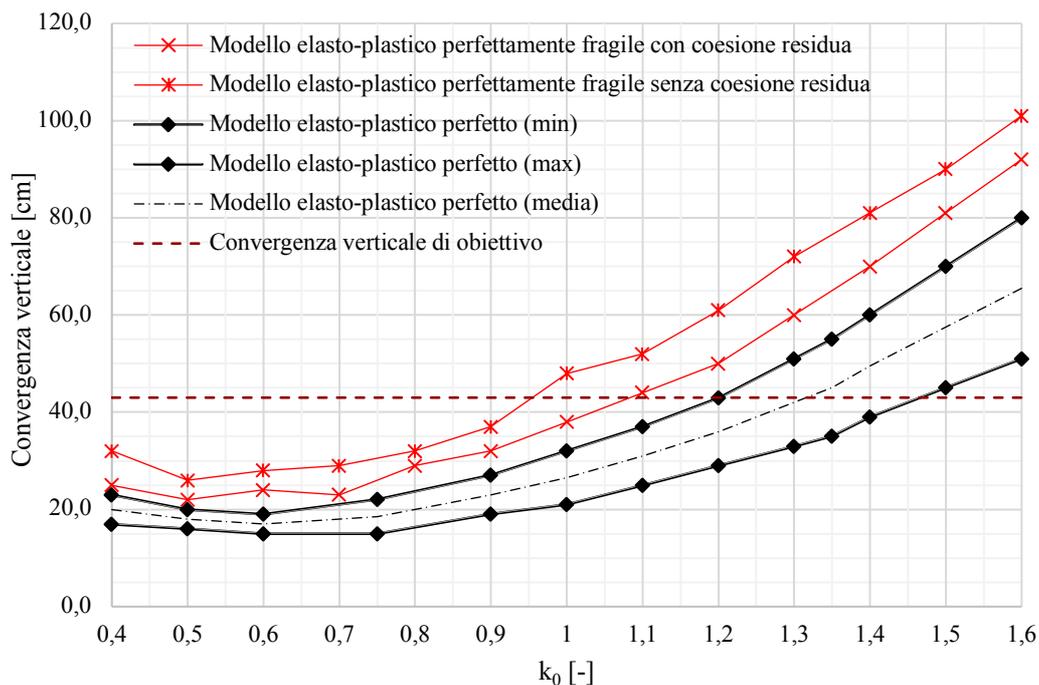


Figura 4.8: Confronto tra gli andamenti delle convergenze verticali e corrispettivo *target*.

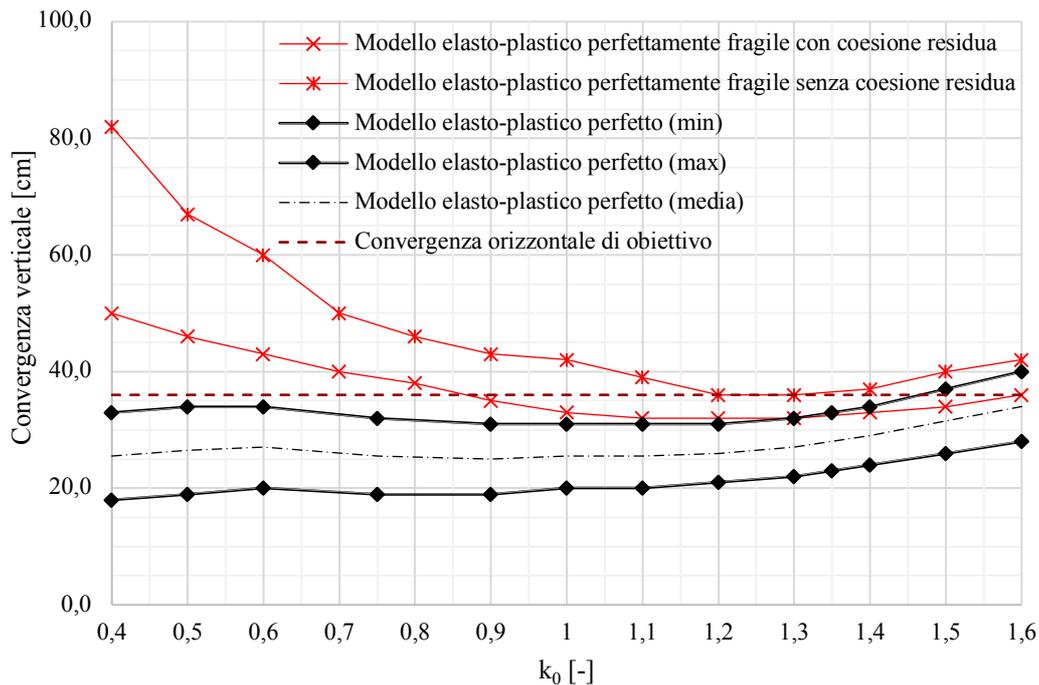


Figura 4.9: Confronto tra gli andamenti delle convergenze orizzontali e corrispettivo *target*.

Prima di arrivare alle conclusioni della *back analysis* è importante specificare che, per i fini che si stanno perseguendo nel corso di tale paragrafo, è stato ritenuto opportuno basarsi principalmente sull'interpretazione degli andamenti delle convergenze verticali. Tale scelta è giustificata dal fatto che la determinazione della convergenza orizzontale di *target* sia influenzata dalle modalità di scavo della sezione "S1.1", la quale avrebbe previsto lo scavo preliminare di due cunicoli laterali che sarebbero stati riempiti di calcestruzzo prima dell'effettivo scavo a piena sezione del nucleo; tale accortezza, non prevista per le altre tipologie di sezioni, avrebbe permesso di limitare lo sviluppo di deformazioni orizzontali ai piedritti.

L'analisi a ritroso appena descritta, ha evidenziato che, in fase progettuale, sia stato adoperato un valore di coefficiente di spinta a riposo nell'intervallo $1,2 \div 1,3$ (intersezione tra retta di *target* della convergenza verticale, in rosso, e leggi di convergenza verticale ottenute con i parametri geo-meccanici forniti da "SPEA Engineering", in nero). Nonostante ciò, per il modello numerico oggetto di studio della presente tesi, è stato ritenuto appropriato adottare un valore del suddetto coefficiente pari a 1,1, in modo tale che esso sviluppasse l'esatto quantitativo di convergenza verticale individuato con il corrispettivo *target*; i risultati in termini di convergenze orizzontali risultano essere in accordo con tale assunzione.

La taratura del coefficiente di spinta a riposo del materiale costituente la formazione “PLs”, invece, non risulta essere né possibile, né di interesse per i fini della presente tesi. Sulla base di ciò, è stato scelto di adottare lo stesso valore stimato precedentemente per la formazione “PLi”: seppur tale scelta possa apparire semplicistica e approssimativa, la reale motivazione alla base della stessa è che, qualunque decisione venga presa, essa non influenzerà, se non limitatamente, il comportamento delle gallerie durante lo scavo.

Inoltre, data la natura bidimensionale del modello, al fine di rispettare la condizione di deformazione planare, la seguente correlazione coefficienti di spinta a riposo nel piano e fuori dal piano è stata considerata valida:

$$k_{0,out} = v(1 + k_{0,in})$$

Sulla base di quanto specificato, in Tabella 4.5 sono riportati i valori dei sopra discussi coefficienti, in funzione del materiale in questione.

Tabella 4.5: Coefficienti di spinta a riposo nel piano e fuori dal piano per il calcolo delle tensioni geostatiche orizzontali iniziali (le variazioni di “PLs” dipendono dalla profondità).

Materiale	$k_{0,in}$ [-]	$k_{0,out}$ [-]
Form. “PLs”	1,10	0,63
Form. “PLi”	1,10	0,63

4.3.6 “Stage 1”: condizioni geostatiche iniziali e falda acquifera

Lo “Stage 1” consiste nell’applicazione delle condizioni al contorno e dello stato tensionale geostatico iniziale, precedente allo scavo. In particolare, le condizioni al contorno sono definite considerando la presenza di una superficie libera in testa al modello numerico e, dunque, vincolando i gradi di libertà ai soli spostamenti orizzontali e agli spostamenti orizzontali e verticali dei punti appartenenti, rispettivamente, ai bordi laterali ed inferiore dello stesso. All’interno del modello, invece, sono state imposte le tensioni geostatiche iniziali, verticali ed orizzontali, secondo un andamento lineare con la profondità dipendentemente dal peso di volume del materiale in questione, dalla presenza o meno della falda e dal valore del corrispettivo coefficiente di spinta a riposo nel piano e fuori dal piano.

Per una coerente assegnazione degli sforzi geostatici totali presenti *in situ*, secondo la formulazione seguente:

$$\begin{cases} \sigma_{y,tot} = \rho^{tot} g h \\ \sigma_{x,tot} = k_{0,in}(\sigma_{y,tot} - pp) + pp \\ \sigma_{z,tot} = k_{0,out}(\sigma_{y,tot} - pp) + pp \end{cases}$$

dove:

$h(y)$ → copertura totale alla profondità di interesse;

$\sigma_{x-y-z,tot}$ → sforzi geostatici totali presenti *in situ*;

pp → pressioni neutre presenti *in situ*;

è stato considerata una legge di variazione bidimensionale nella formulazione che segue:

$$\sigma(x; y) = \sigma^s + \frac{x - x^s}{x^e - x^s} v^x + \frac{y - y^s}{y^e - y^s} v^y \quad (58)$$

dove:

$\sigma(x; y)$ → valore dello sforzo totale in un punto generico della griglia;

σ^s → valore dello sforzo totale nel punto di partenza della griglia;

$(x^s; y^s)$ → coordinate del punto di partenza della griglia;

$(x^e; y^e)$ → coordinate del punto finale della griglia;

v^x, v^y → variazione dello sforzo totale iniziale lungo i due assi.

Essa è stata necessaria per tenere in considerazione la proporzionalità degli sforzi geostatici con la profondità e la loro variazione in funzione della forma della topografia descritta in testa al modello numerico. È stato, inoltre, necessario tenere conto del valore di densità satura per il materiale della formazione “PLi” nella sezione interessata dalla presenza della falda, calcolabile attraverso l’espressione che segue:

$$\rho^{tot} = \rho^{asc} + n s \rho_{acqua} \quad (59)$$

dove:

ρ^{tot} → densità satura di un geo-materiale poroso;

ρ^{asc} → densità asciutta di un geo-materiale;

n → porosità (considerata pari a 0,2 per la il geo-materiale saturo del “PLi”);

s → saturazione;

a tale fine, per questioni di semplicità, è stata considerata una saturazione pari all'unità lungo l'intera porzione di materiale interessata dalla presenza della falda e nulla altrove.

Dopo aver impostato, come opportunamente discusso, le condizioni al contorno e le tensioni geostatiche interne, è necessario impostare le giuste condizioni di falda. Come già specificato durante il commento dei dati di monitoraggio piezometrico in § 3.8.3, ci sono due livelli di falda distinti, il primo dei quali gode di una potenza molto limitata. Per tale motivo, ai fini della costruzione del modello numerico, è stato deciso di non prenderlo in considerazione in questa fase.

In Figura 4.10 è mostrato l'andamento delle pressioni neutre all'interno del modello numerico oggetto di studio.

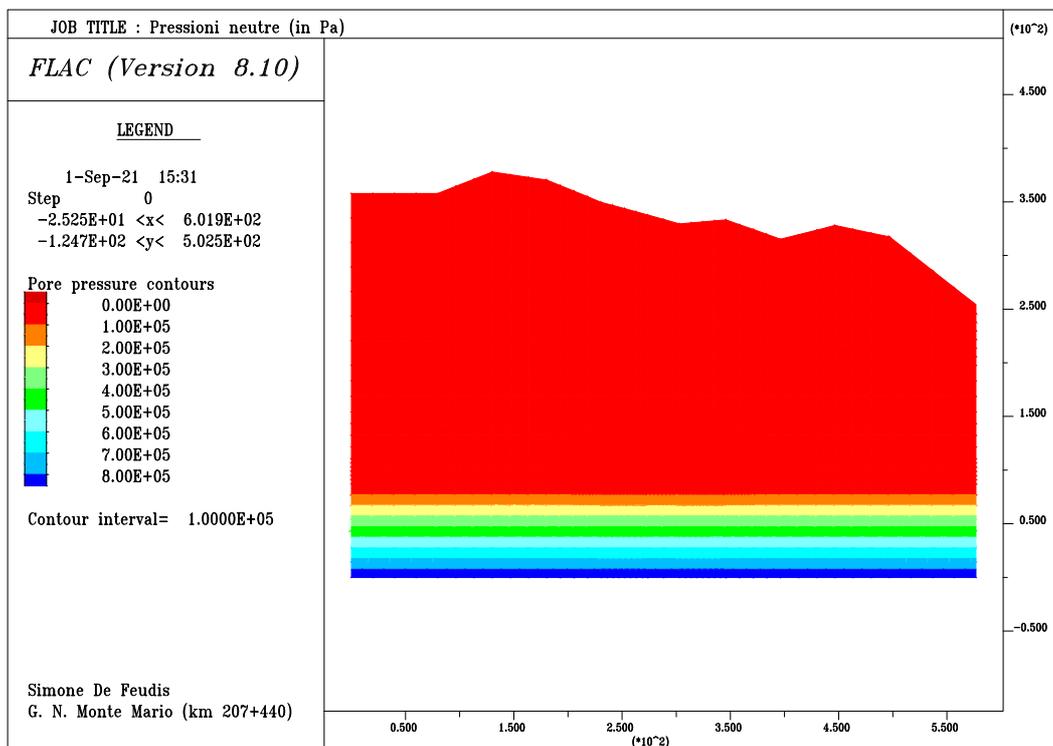


Figura 4.10: Andamento delle pressioni neutre all'interno del modello numerico oggetto di studio.

La fase finale dello “*Stage 1*” consiste nell'esecuzione del modello numerico in presenza di gravità, in modo tale che lo stesso raggiunga l'equilibrio iniziale su cui basare le computazioni successive. In questa fase, è necessario che le condizioni siano drenate: ciò è stato simulato in F.L.A.C. tramite un'analisi non accoppiata, assegnando all'acqua un modulo di compressibilità nullo. Così facendo, in seguito alla variazione di volume degli elementi della griglia, è reso impossibile l'insorgere di variazioni di pressione interstiziale.

In Figura 4.11 e Figura 4.12 sono riportate le tensioni geostatiche orizzontali nel piano, prima e dopo rispetto all'ottenimento dell'equilibrio iniziale.

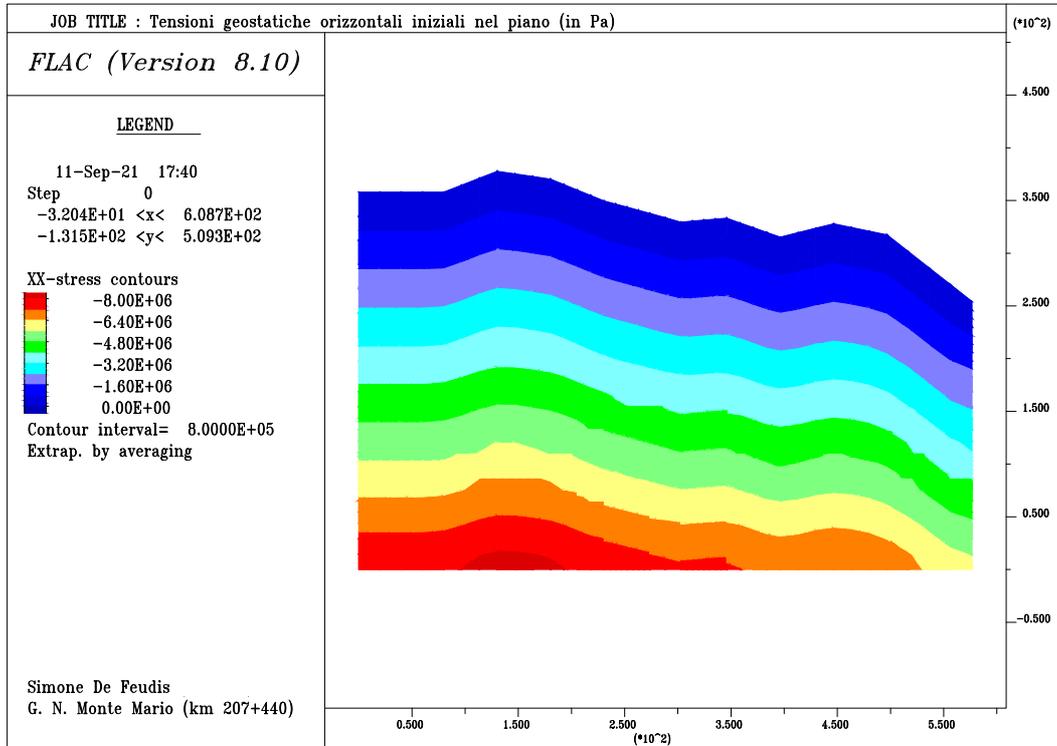


Figura 4.11: Tensioni geostatiche orizzontali nel piano iniziali.

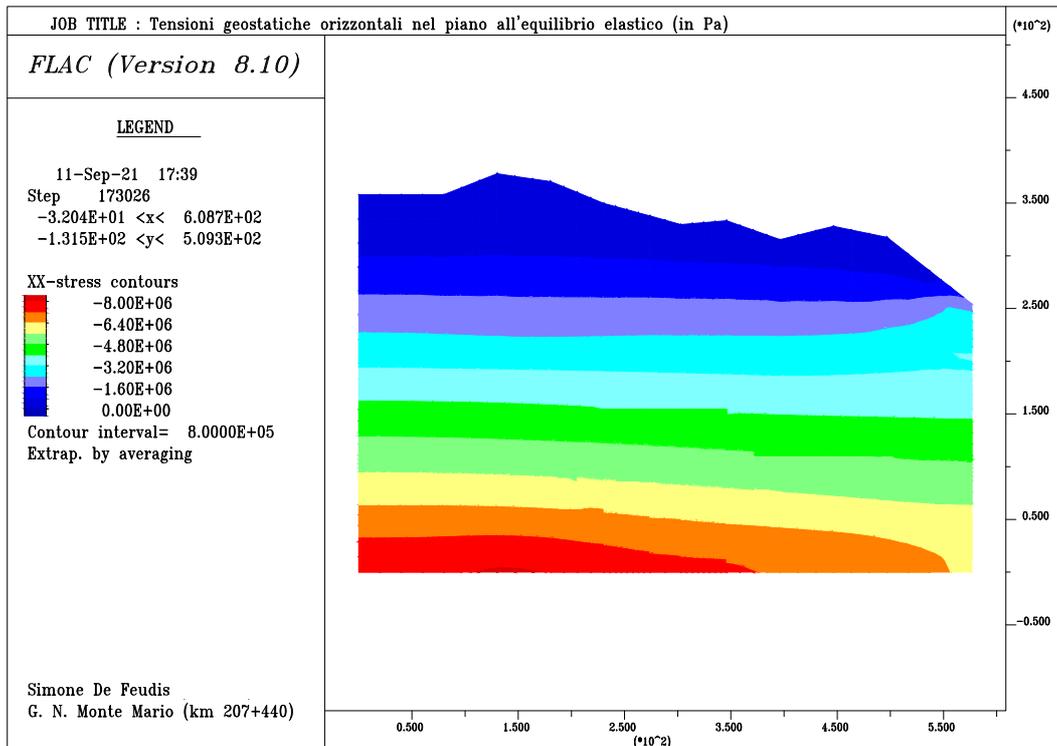


Figura 4.12: Tensioni geostatiche orizzontali nel piano ad equilibrio raggiunto.

In Figura 4.13 e Figura 4.14 sono riportate le tensioni geostatiche verticali, prima e dopo rispetto all'ottenimento dell'equilibrio iniziale.

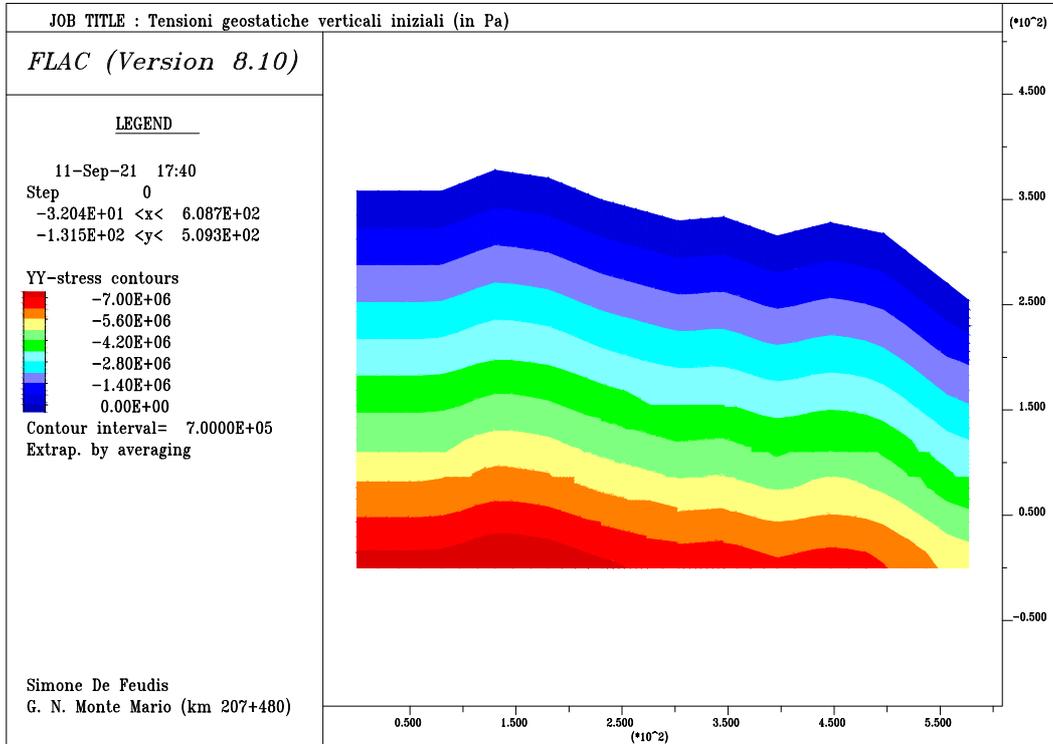


Figura 4.13: Tensioni geostatiche verticali iniziali.

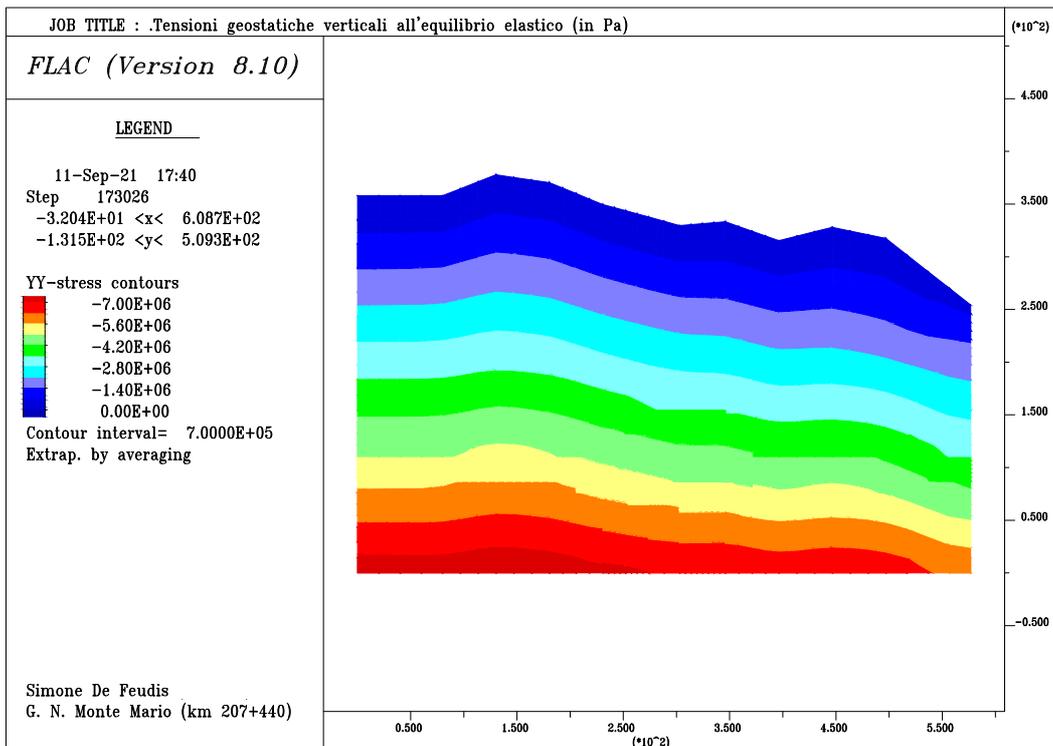


Figura 4.14: Tensioni geostatiche verticali all'equilibrio raggiunto.

In Figura 4.15 e Figura 4.16 sono riportate le tensioni geostatiche orizzontali fuori dal piano, prima e dopo rispetto all'ottenimento dell'equilibrio iniziale.

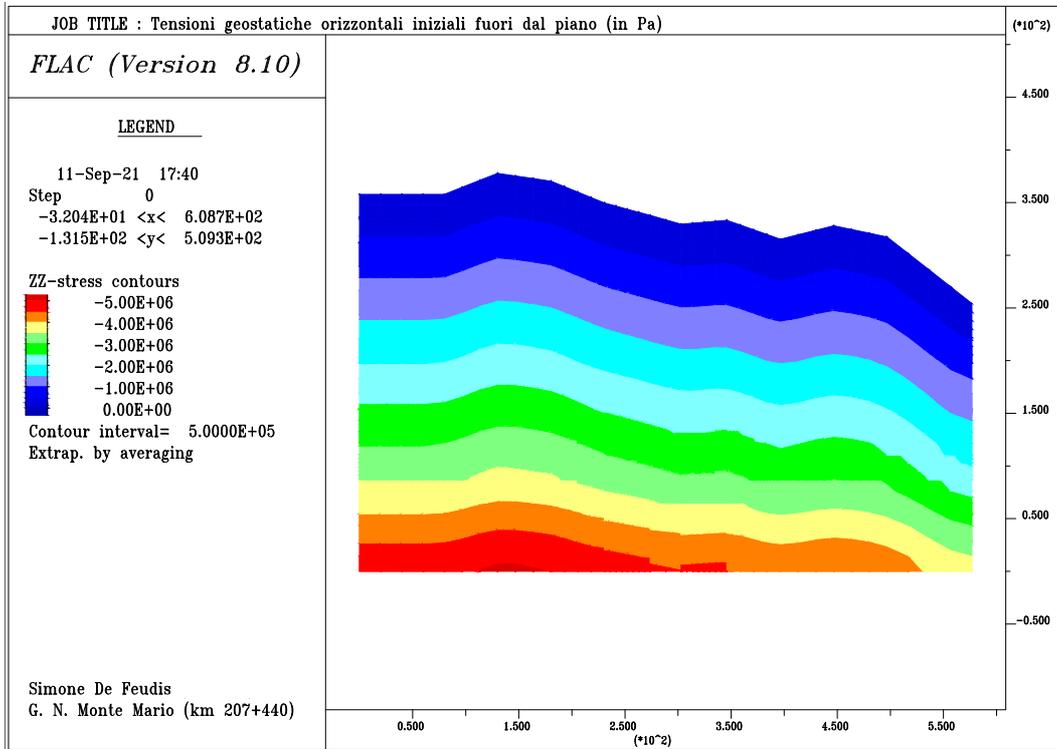


Figura 4.15: Tensioni geostatiche orizzontali fuori dal piano iniziali.

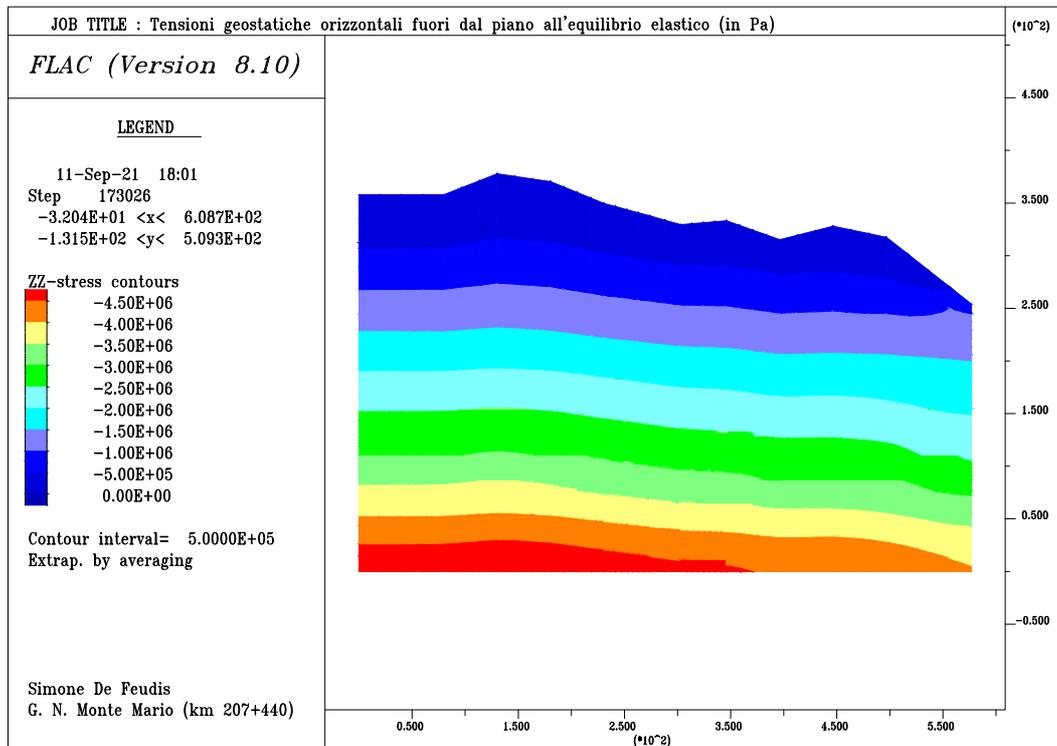


Figura 4.16: Tensioni geostatiche orizzontali fuori dal piano ad equilibrio raggiunto.

Un confronto tra le tensioni geostatiche iniziali stimate e quelle computate da F.L.A.C. per raggiungere l'equilibrio può essere un utile indicatore circa la bontà delle ipotesi adottate per la ricostruzione della situazione tensionale geostatica *in situ*. A tal proposito, esaminando le figure riportate in precedenza, è evidente che l'andamento e la magnitudo delle tensioni geostatiche verticali siano quasi del tutto invariate e che gli andamenti delle tensioni geostatiche orizzontali, internamente ed esternamente rispetto al piano di sviluppo del modello numerico in questione, vengano notevolmente mutati, soprattutto nella porzione superiore di quest'ultimo, nonostante la magnitudo delle tensioni rimanga pressoché invariata. Ciò è, probabilmente, dovuto alle assunzioni circa i coefficienti di spinta a riposo (§ 4.3.5) e, ai bordi del modello, dalla sua interazione con le condizioni di vincolo imposte.

Una loro ipotesi, in assenza di qualsivoglia indicazione proveniente dai risultati di una campagna di investigazione *in situ* (prove pressiométrica, dilatometrica o di carico con singolo martinetto piatto), risulta essere particolarmente complicata. Ciò è dovuto, in particolar modo, alla storia tensionale a cui l'ammasso roccioso oggetto di studio è stato soggetto nel corso delle varie ere geologiche, nonché al litotipo che lo contraddistingue. In aggiunta a ciò, nei geo-materiali più scadenti, l'alternanza di processi di erosione e sedimentazione, potrebbe far nascere delle tensioni di trazione tali da indurre la rottura superficiale dell'ammasso.

Dunque, sulla base di quanto espresso sopra, non è importante che venga proposta una accurata descrizione tensionale iniziale dell'intero modello numerico che è stato costruito, bensì, è fondamentale che lo sia quella nei pressi delle due canne della G. N. Monte Mario.

4.3.7 “Stage 2”: esecuzione dello scavo e rilascio tensionale pari al 40 % del totale

Lo “Stage 2” prevede la disattivazione degli elementi della sezione di scavo e la simulazione dell'avanzamento del fronte, in modo tale che nelle sezioni oggetto di studio si verifichi un rilascio tensionale pari al 40 %. A tal proposito, al fine di incrementare l'accuratezza del calcolo, si è scelto di far avvenire il suddetto detensionamento in maniera graduale, imponendo che esso avvenga attraverso passaggi intermedi che prevedano un rilascio tensionale parziale del 10 %.

Nell'intorno delle sezioni delle due canne, al termine dello “Stage 2”, si nota:

- la seguente variazione del profilo delle tensioni orizzontali nel piano per le due canne, come evidenziato in Figura 4.17 e Figura 4.18;

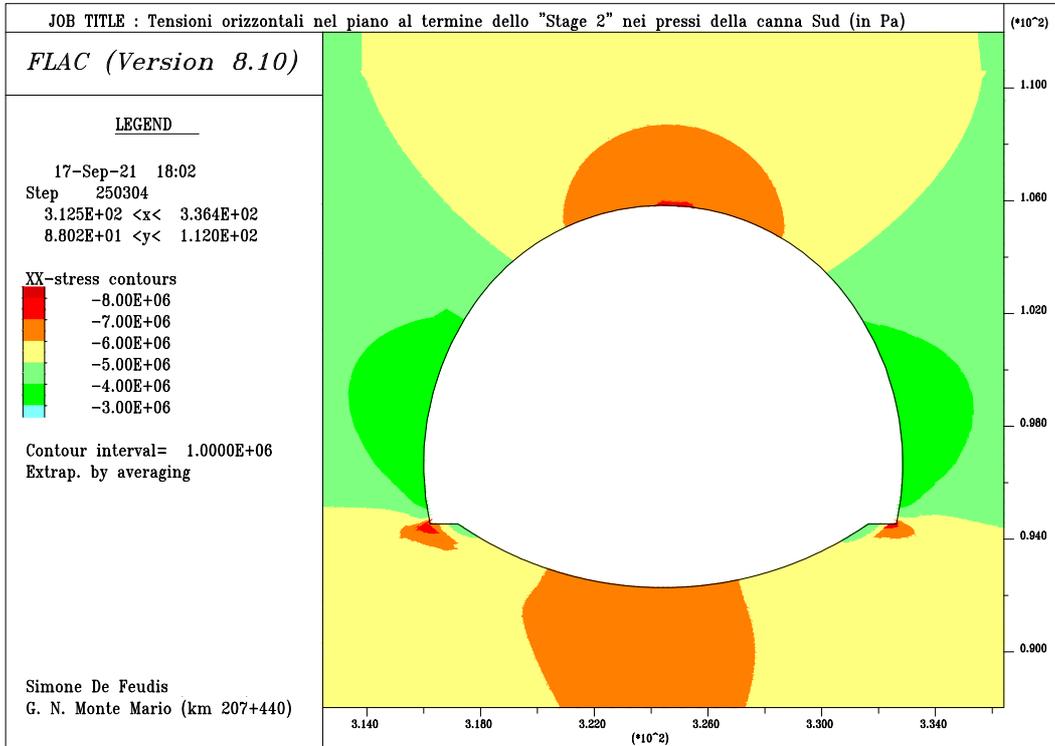


Figura 4.17: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 2" (canna Sud).

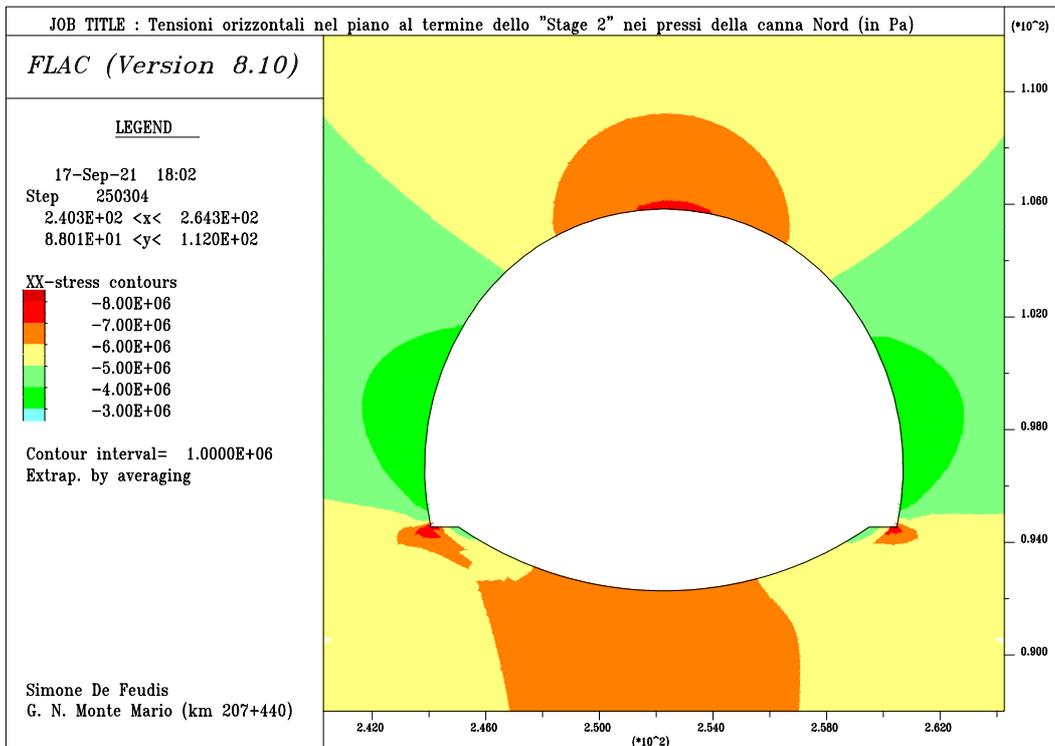


Figura 4.18: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 2" (canna Nord).

- la seguente variazione del profilo delle tensioni verticali per le due canne, come evidenziato in Figura 4.19 e Figura 4.20;

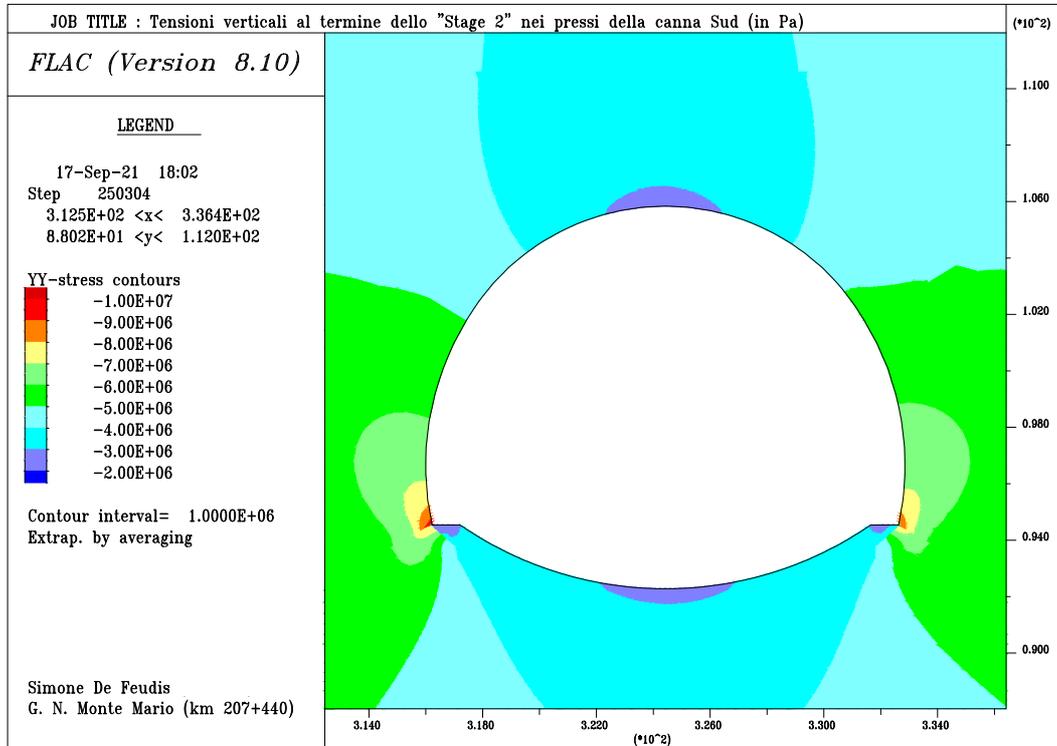


Figura 4.19: Tensioni verticali al termine di "Stage 2" (canna Sud).

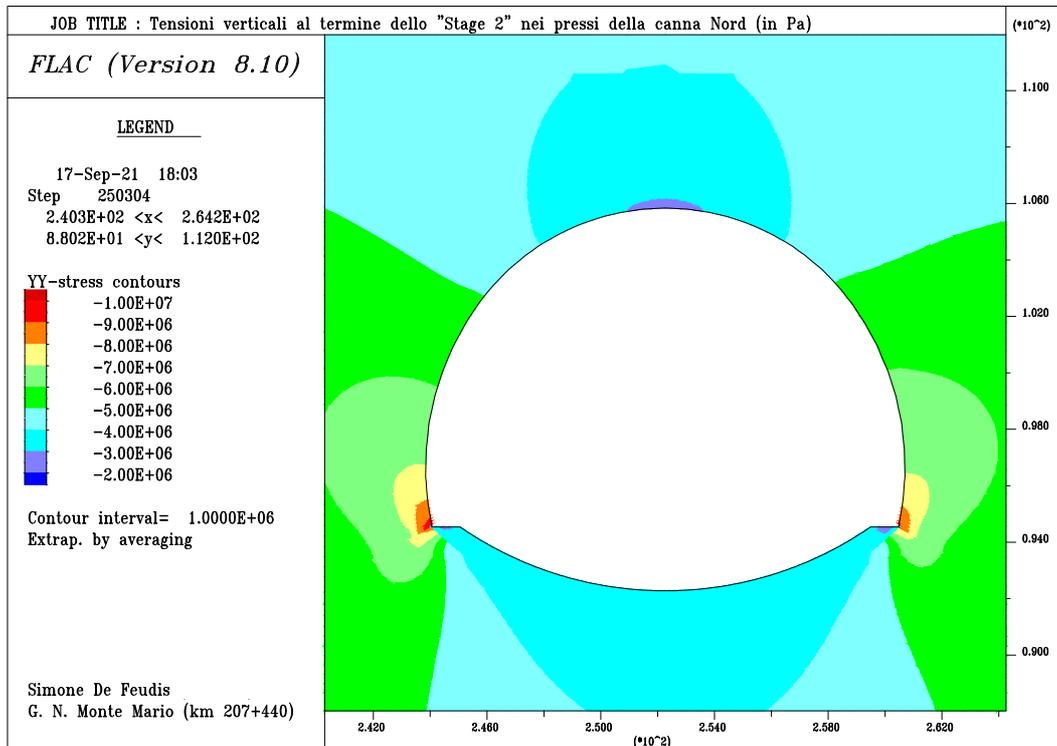


Figura 4.20: Tensioni verticali al termine di "Stage 2" (canna Nord).

- la seguente variazione del profilo delle tensioni orizzontali fuori dal piano per le due canne, come evidenziato in Figura 4.21 e Figura 4.22;

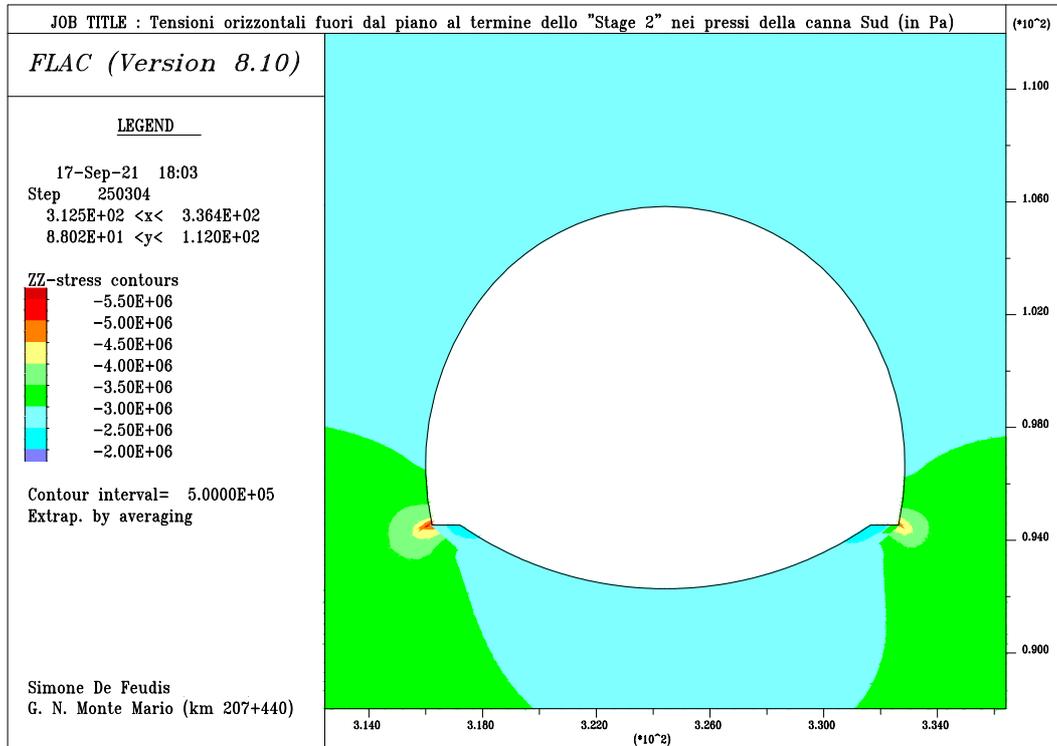


Figura 4.21: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 2" (canna Sud).

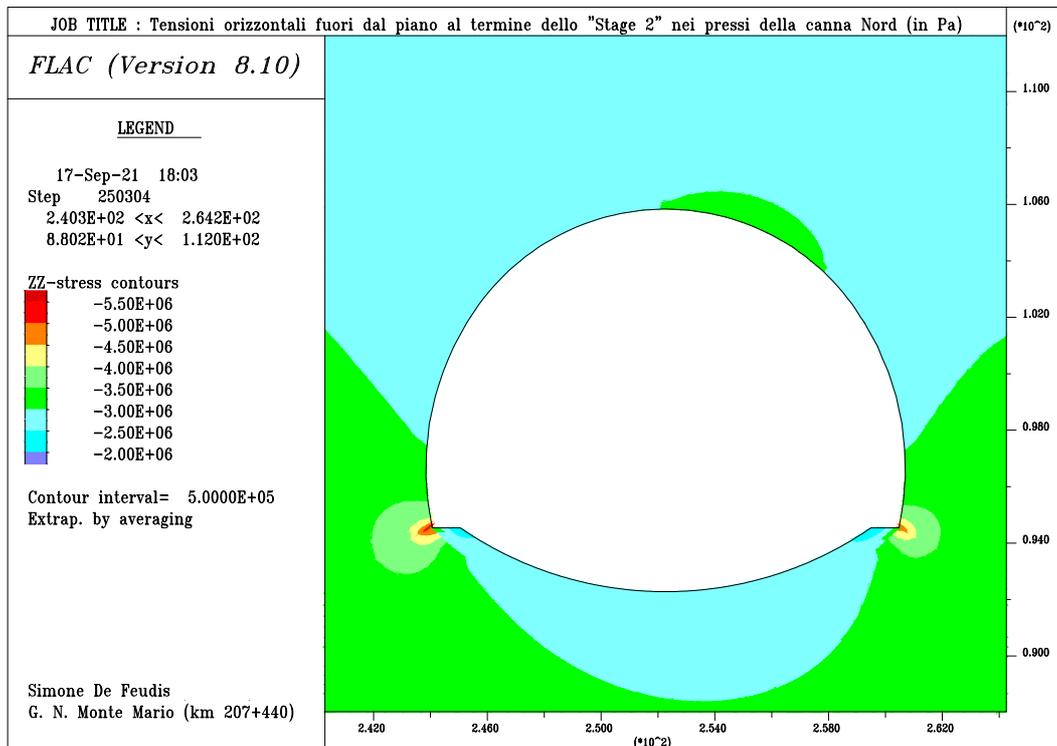


Figura 4.22: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 2" (canna Nord).

- il seguente incremento delle sovrappressioni interstiziali in corrispondenza delle due canne, come evidenziato in Figura 4.23 e Figura 4.24;

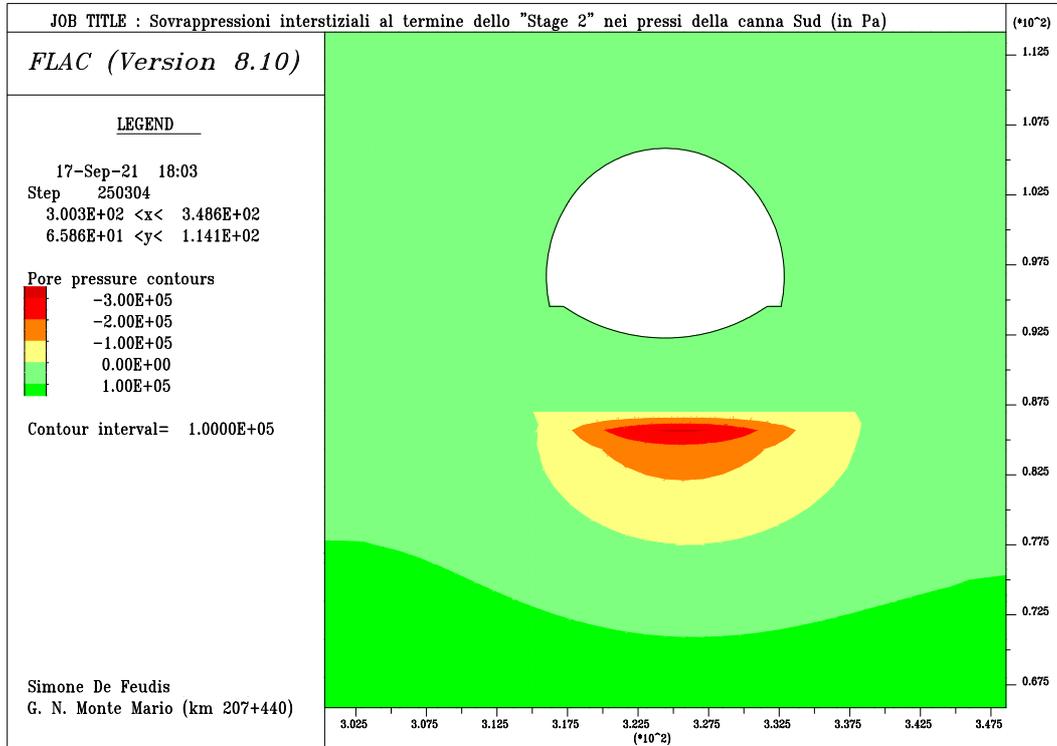


Figura 4.23: Sovrappressioni interstiziali al termine di "Stage 2" (canna Sud).

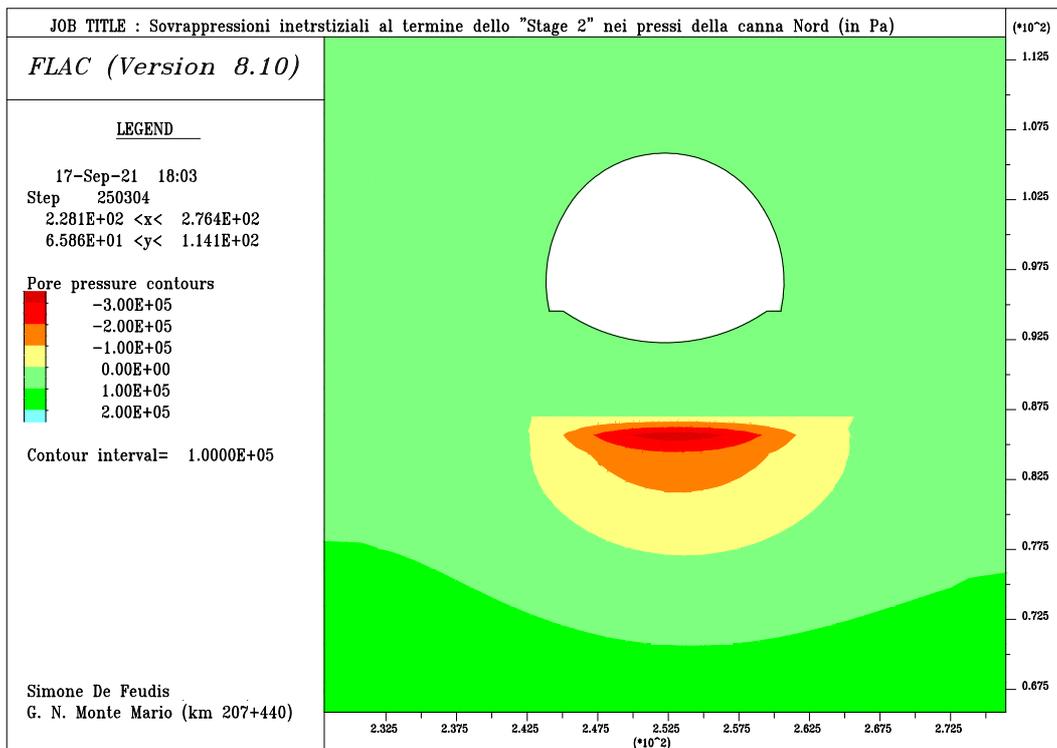


Figura 4.24: Sovrappressioni interstiziali al termine di "Stage 2" (canna Nord).

- il seguente sviluppo di spostamenti orizzontali nel piano in corrispondenza del bordo di scavo delle due canne, come in Figura 4.25 e Figura 4.26;

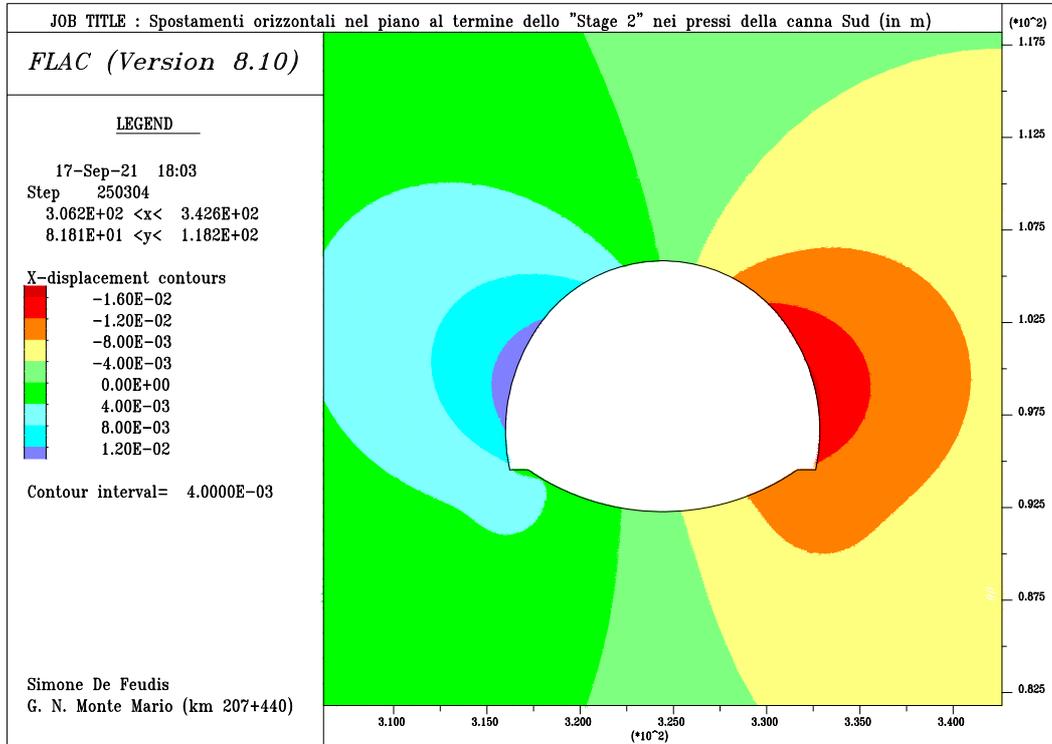


Figura 4.25: Spostamenti orizzontali (nel piano) al termine di "Stage 2" (canna Sud).

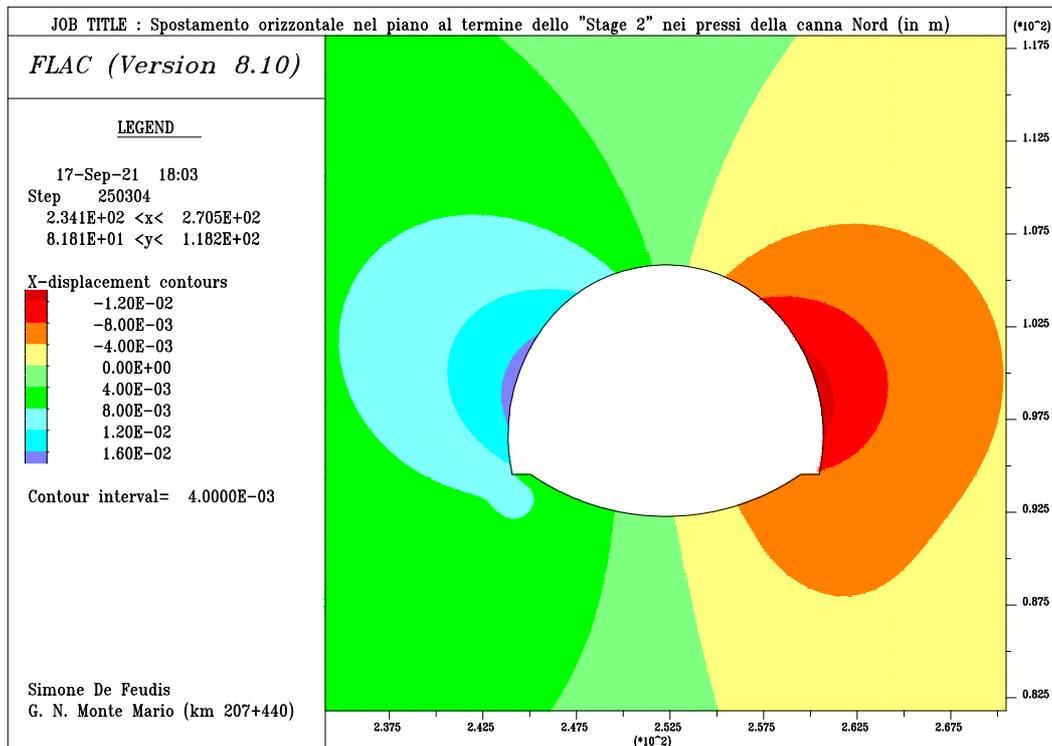


Figura 4.26: Spostamenti orizzontali (nel piano) al termine di "Stage 2" (canna Nord).

- il seguente sviluppo di spostamenti verticali in corrispondenza del bordo di scavo delle due canne, come in Figura 4.27 e Figura 4.28;

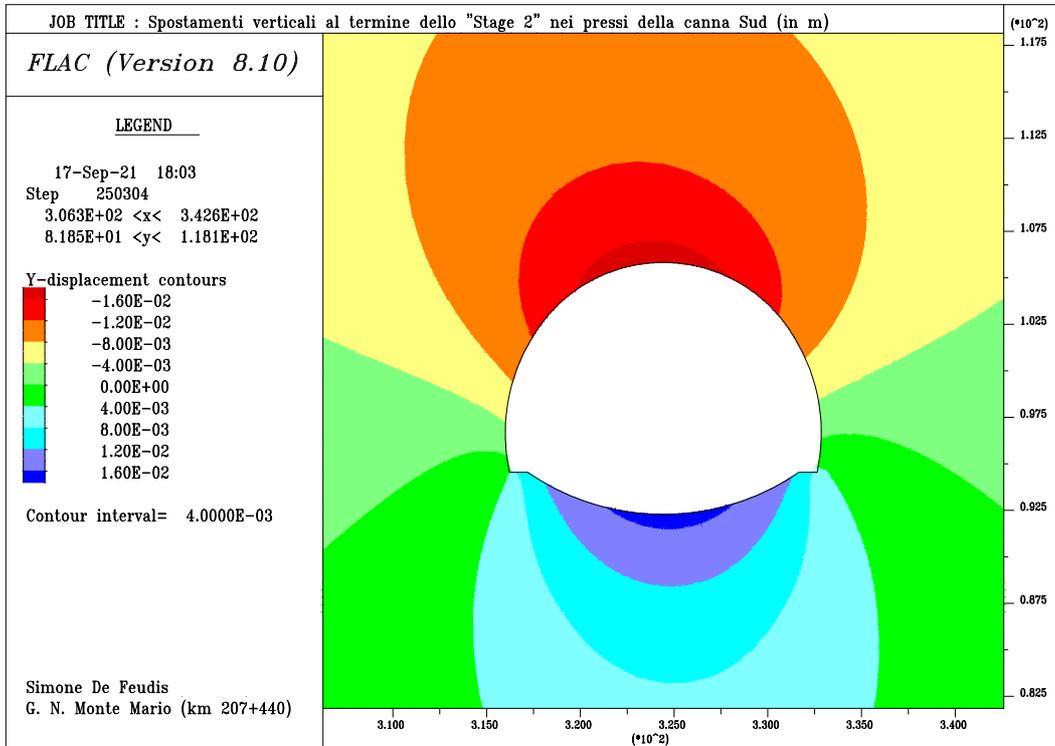


Figura 4.27: Spostamenti verticali al termine di "Stage 2" (canna Sud).

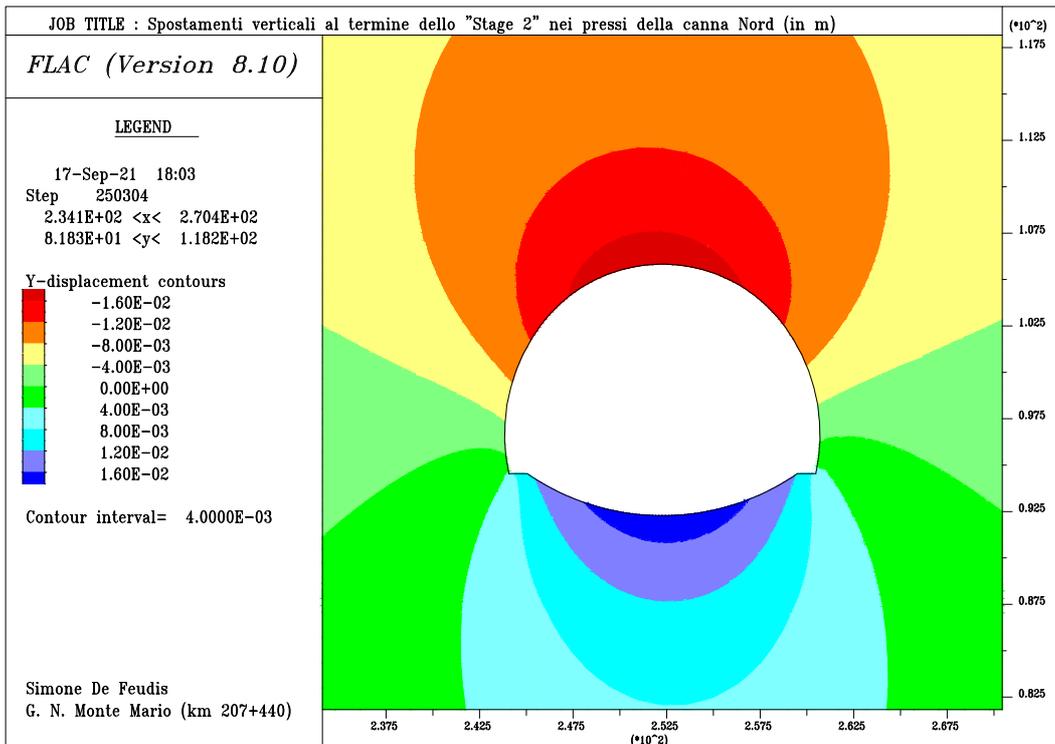


Figura 4.28: Spostamenti verticali al termine di "Stage 2" (canna Nord).

- la seguente transizione in regime plastico delle porzioni laterali di argilla grigio-azzurra per le due canne, come mostrato in Figura 4.29 e Figura 4.30;

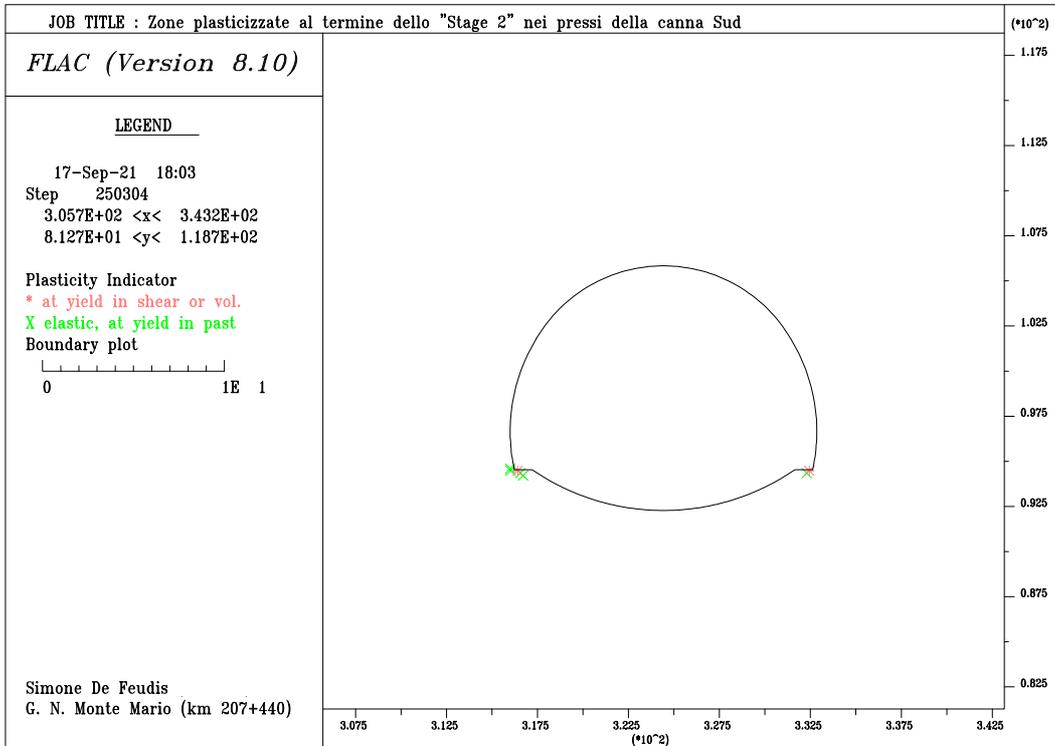


Figura 4.29: Estensione della zona in regime plastico, al termine di "Stage 2" (canna Sud).

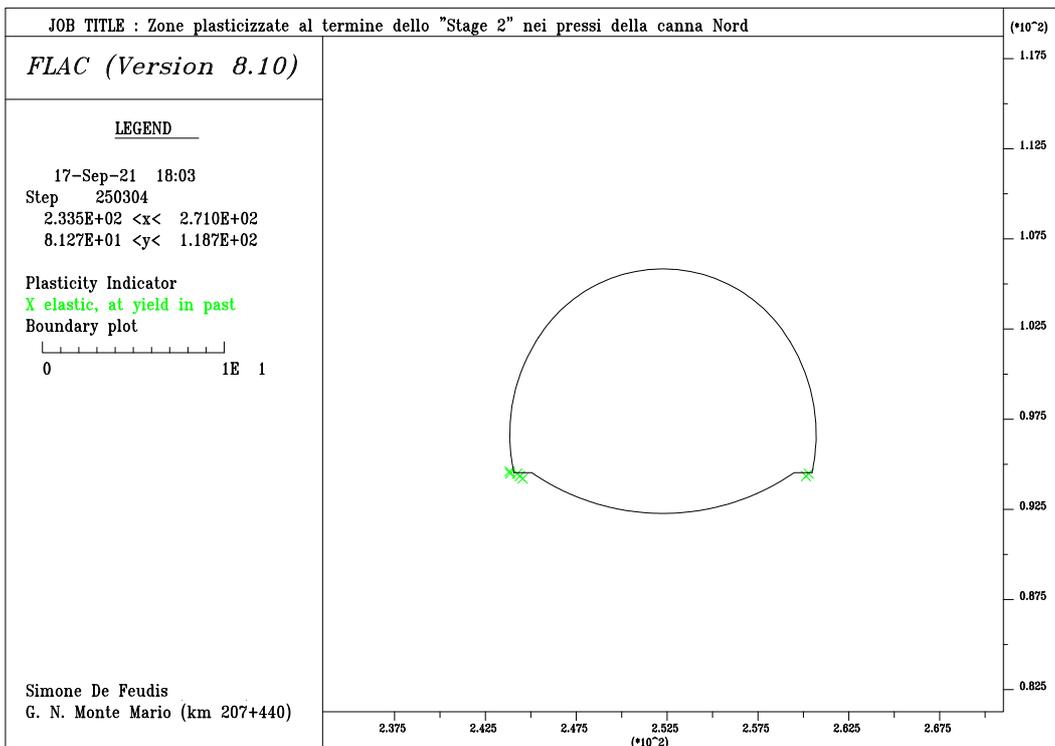


Figura 4.30: Estensione della zona in regime plastico, al termine di "Stage 2" (canna Nord).

4.3.8 “Stage 3”: installazione del supporto temporaneo e rilascio tensionale pari all’85 % del totale

Lo “Stage 3” prevede l’attivazione degli elementi del sistema di supporto provvisorio e la simulazione di un ulteriore avanzamento del fronte, in modo tale che nelle sezioni oggetto di studio si verifichi un rilascio tensionale pari all’85 %. A tal proposito, al fine di incrementare l’accuratezza del calcolo, si è scelto di far avvenire il suddetto detensionamento in maniera graduale, imponendo che esso avvenga attraverso passaggi intermedi che prevedano un rilascio tensionale parziale del 5 %.

In questa fase di calcolo, al fine di simulare opportunamente le superficie di separazione tra rivestimento provvisorio e argille grigio-azzurre, è stato deciso di interporre un’interfaccia tra i due materiali, le cui proprietà meccaniche sono state riportate in Tabella 4.6. Il valore della rigidità normale è stato calcolato come suggerito dal manuale del codice F.L.A.C. (Itasca Inc., 2006):

$$k_n = \max \left[\frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (60)$$

dove:

K → modulo di compressibilità;

G → modulo di taglio;

Δz_{\min} → spessore minimo delle zone adiacenti all’interfaccia, misurato in direzione ortogonale all’interfaccia stessa.

Nella Eq. (60) sono stati sostituiti inizialmente i valori relativi al terreno, in seguito quelli del rivestimento provvisorio, determinando, infine, il loro valore medio. La rigidità tangenziale, invece, è stata assunta pari ad un decimo della corrispettiva rigidità normale.

Inoltre, poiché in fase progettuale era stato previsto il fissaggio delle porzioni terminali delle centine su delle basi in calcestruzzo gettate in opera, per evitare il loro sprofondamento per punzonamento e conseguente perdita della geometria del profilo, è stato ritenuto adeguato tenere in considerazione tale aspetto variando, ivi, le caratteristiche di deformabilità della già discussa interfaccia. A tal proposito, è stato scelto di assumere valori di rigidità normale e tangenziale di un ordine di

grandezza inferiori rispetto a quelli calcolati in precedenza. Tale scelta è giustificata dalle indicazioni riportate nel suddetto manuale, il quale raccomanda di “utilizzare la rigidità più bassa qualora dovesse essere prevista una minore deformazione dell’interfaccia”. Ciò è dovuto a problematiche inerenti al *mass scaling* che, nel codice di calcolo F.L.A.C., è basato sul valore delle rigidità: valori estremamente alti o bassi potrebbero rallentare e compromettere la convergenza della soluzione in fase di computazione.

Tabella 4.6: Proprietà meccaniche dell’interfaccia tra rivestimento provvisorio ed argille grigio-azzurre della formazione pliocenica inferiore.

Porzione del rivestimento prel.	Materiale di contatto	k_n [GPa/m]	k_s [GPa/m]	ϕ_{int} [°]	c_{int} [kPa]
Calotta	Argille	500	50	17	0
Piedritti	Argille	500	50	17	0
Porzioni terminali	Argille	50	5	-	-

Le caratteristiche di resistenza caratterizzanti l’interfaccia tra il rivestimento provvisorio e le argille grigio-azzurre sono state attribuite considerando solamente la componente di resistenza attritiva di queste ultime, ottenendone una stima come di seguito:

$$\phi_{int} = \frac{2}{3} \phi_p = \phi_r \quad (61)$$

dove:

ϕ_{int} → angolo di attrito caratterizzante le interfacce rivestimento-argilla;

ϕ_p → angolo di attrito di picco delle argille grigio-azzurre;

ϕ_r → angolo di attrito residuo delle argille grigio-azzurre.

Per quanto concerne le suddette porzioni terminali delle centine, è stato ritenuto opportuno non considerare la possibilità di poter raggiungere un limite di resistenza elastica e, dunque, la conseguente possibilità di accumulare un quantitativo di deformazione indefinita una volta che esso fosse stato raggiunto. È convinzione che ciò non sarebbe stato in linea con il reale stato di fatto, vista la messa in opera di apposite basi in calcestruzzo.

Nell’intorno delle sezioni delle due canne, al termine dello “Stage 3”, si nota:

- la seguente variazione del profilo delle tensioni orizzontali nel piano per le due canne, come evidenziato in Figura 4.31 e Figura 4.32;

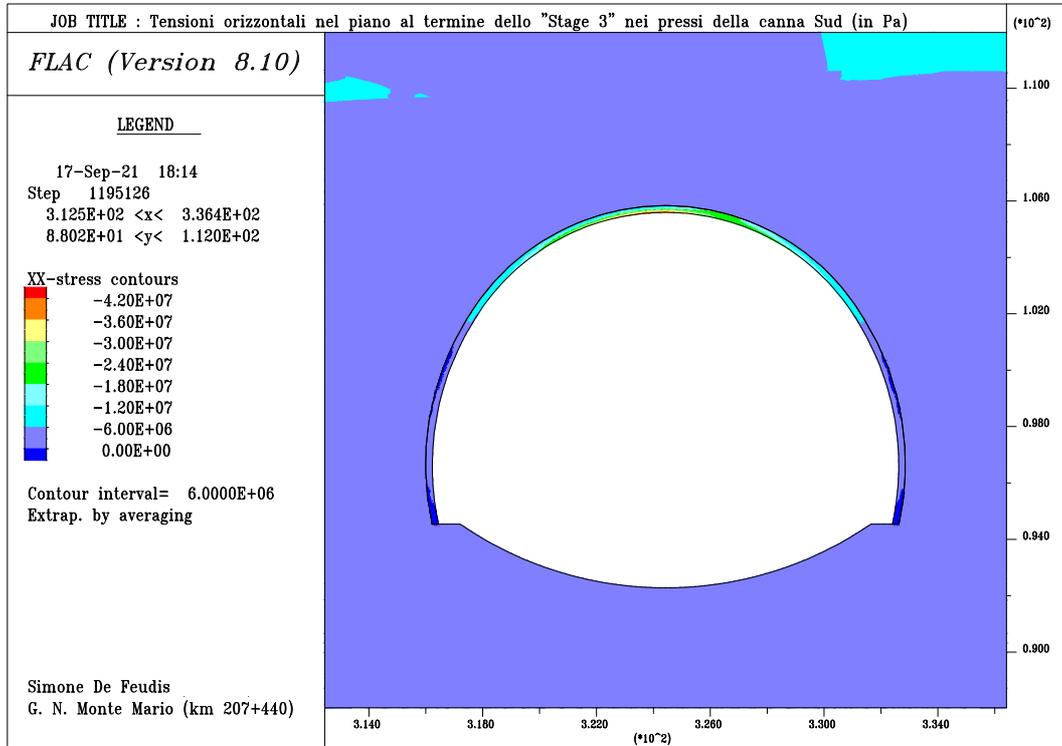


Figura 4.31: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 3" (canna Sud).

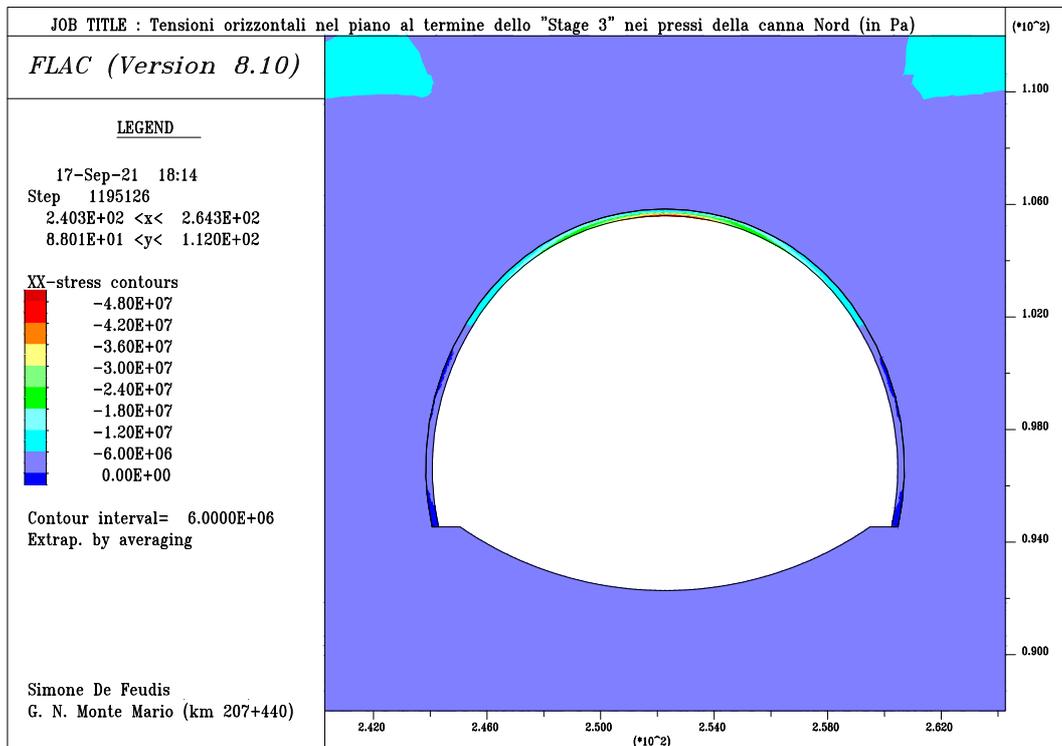


Figura 4.32: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 3" (canna Nord).

- la seguente variazione del profilo delle tensioni verticali per le due canne, come evidenziato in Figura 4.33 e Figura 4.34;

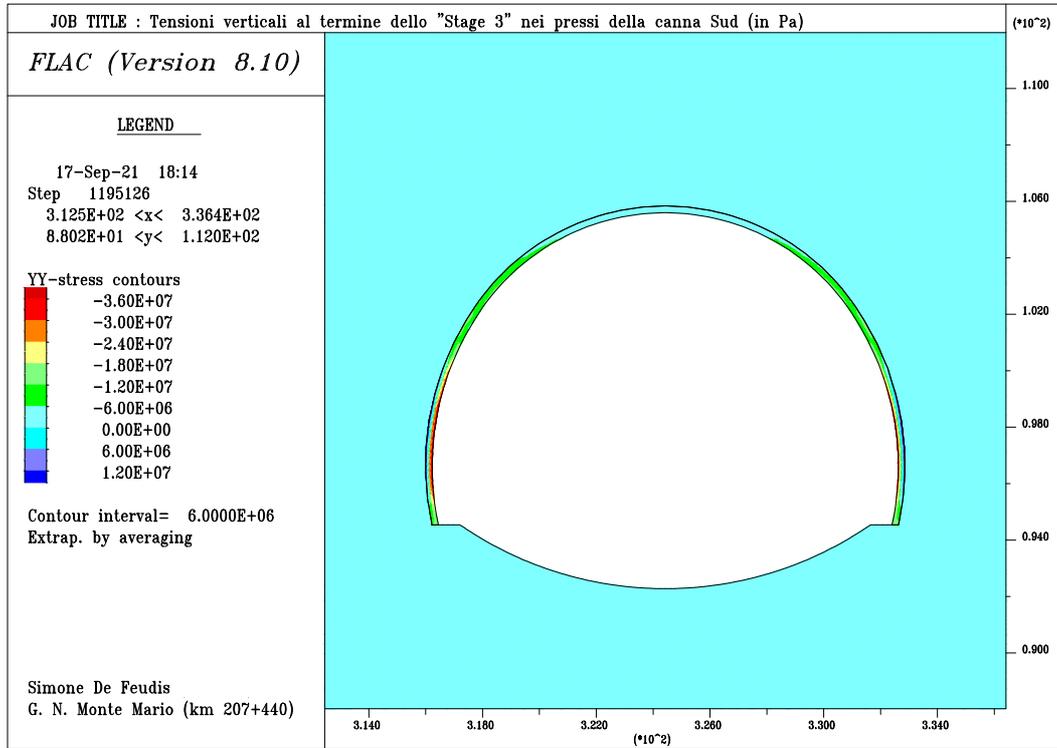


Figura 4.33: Tensioni verticali al termine di "Stage 3" (canna Sud).

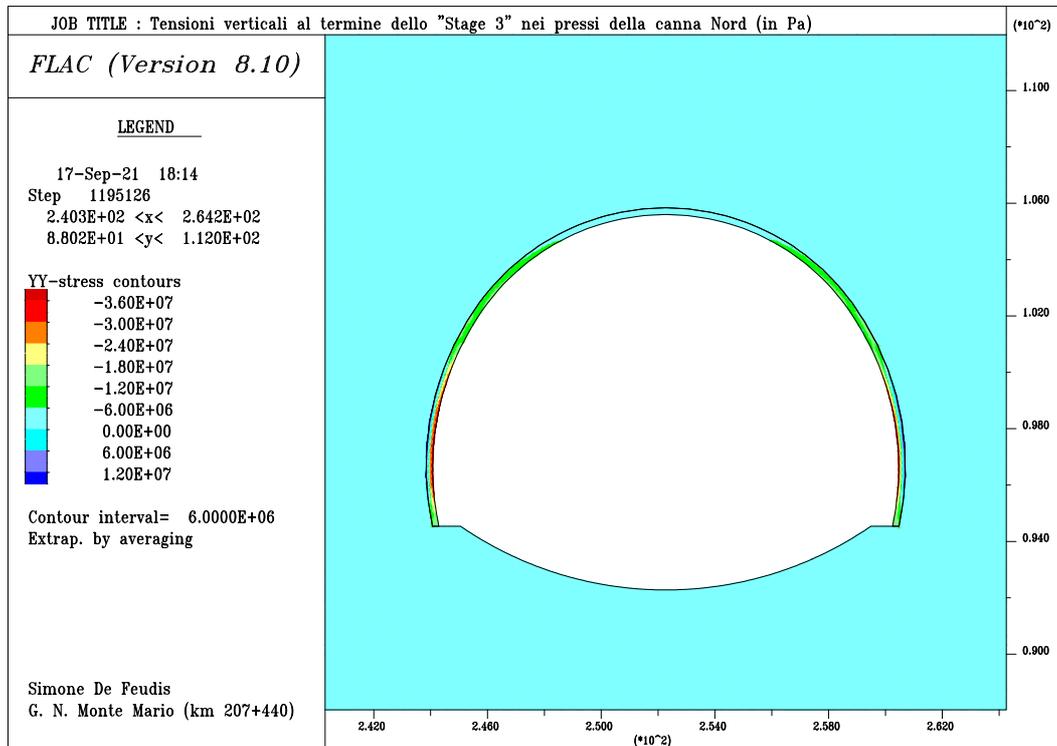


Figura 4.34: Tensioni verticali al termine di "Stage 3" (canna Nord).

- la seguente variazione del profilo delle tensioni orizzontali fuori dal piano per le due canne, come evidenziato in Figura 4.35 e Figura 4.36;

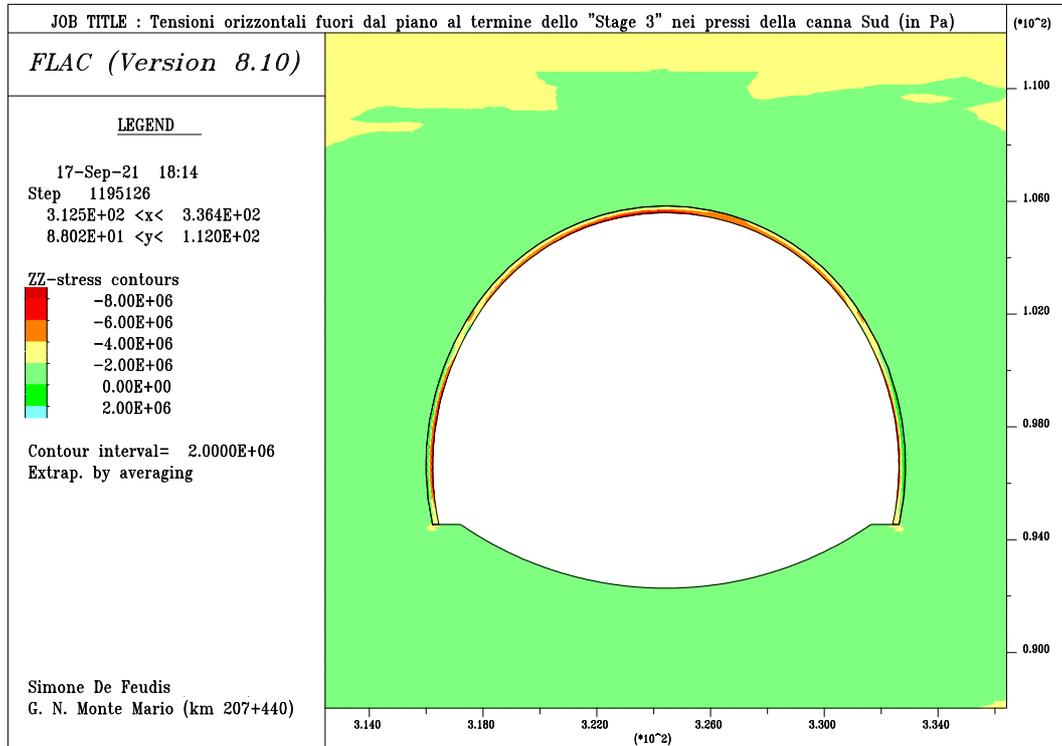


Figura 4.35: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 3" (canna Sud).

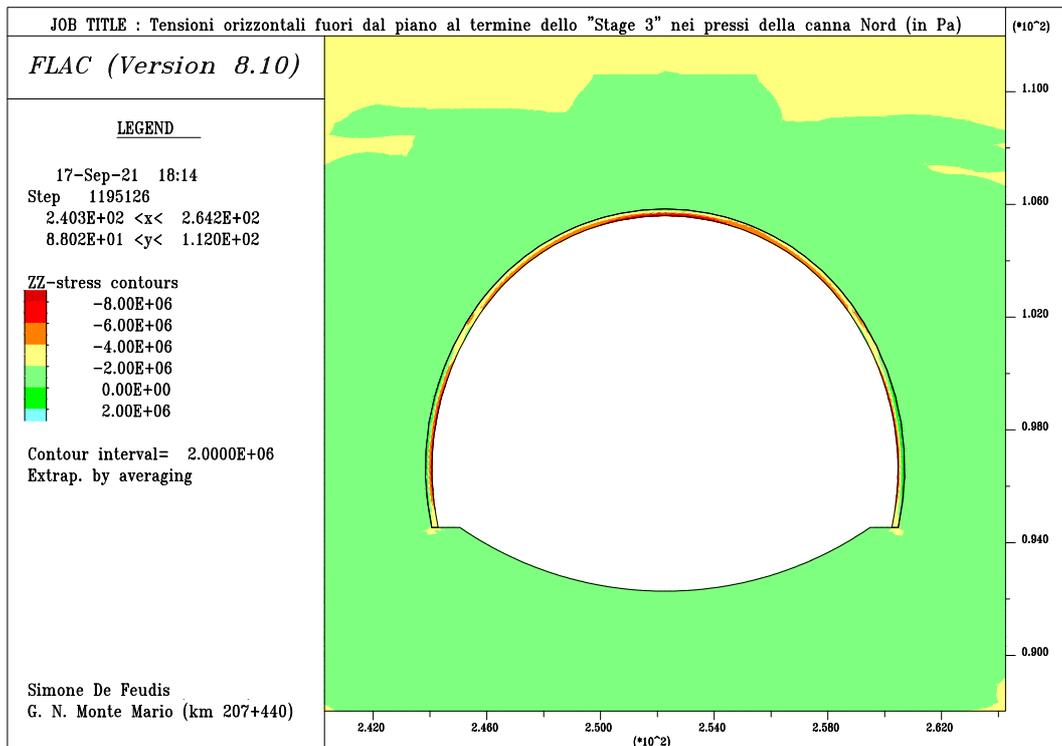


Figura 4.36: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 3" (canna Nord).

- il seguente incremento delle sovrappressioni interstiziali in corrispondenza delle due canne, come evidenziato in Figura 4.37 e Figura 4.38;

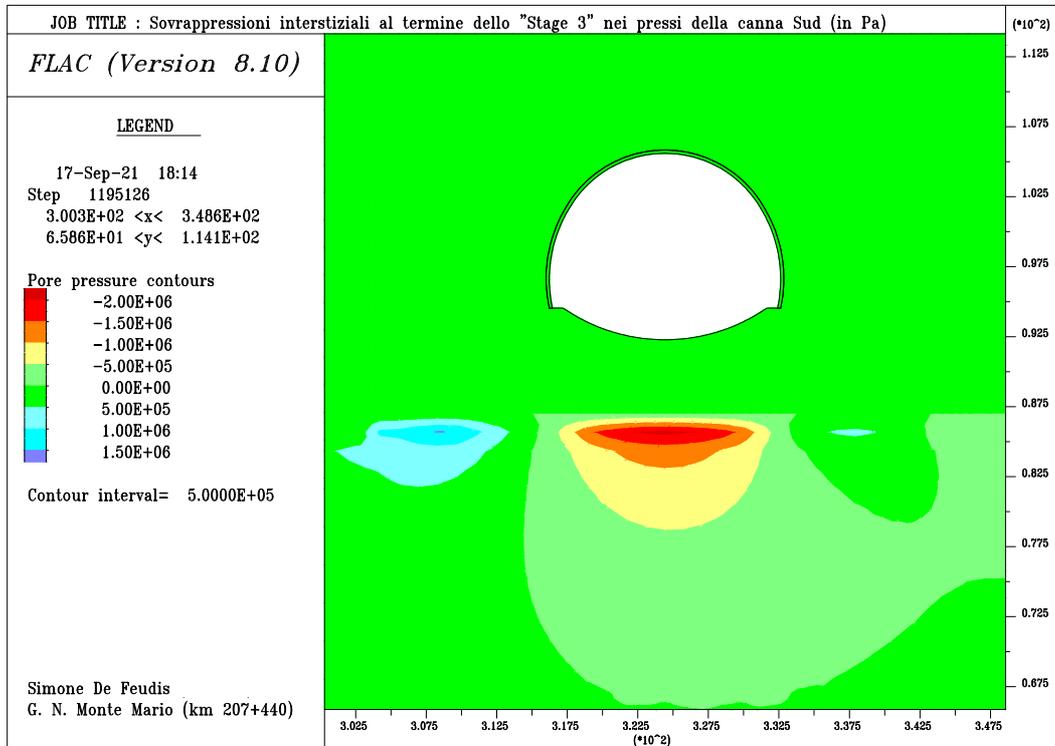


Figura 4.37: Sovrappressioni interstiziali al termine di "Stage 3" (canna Sud).

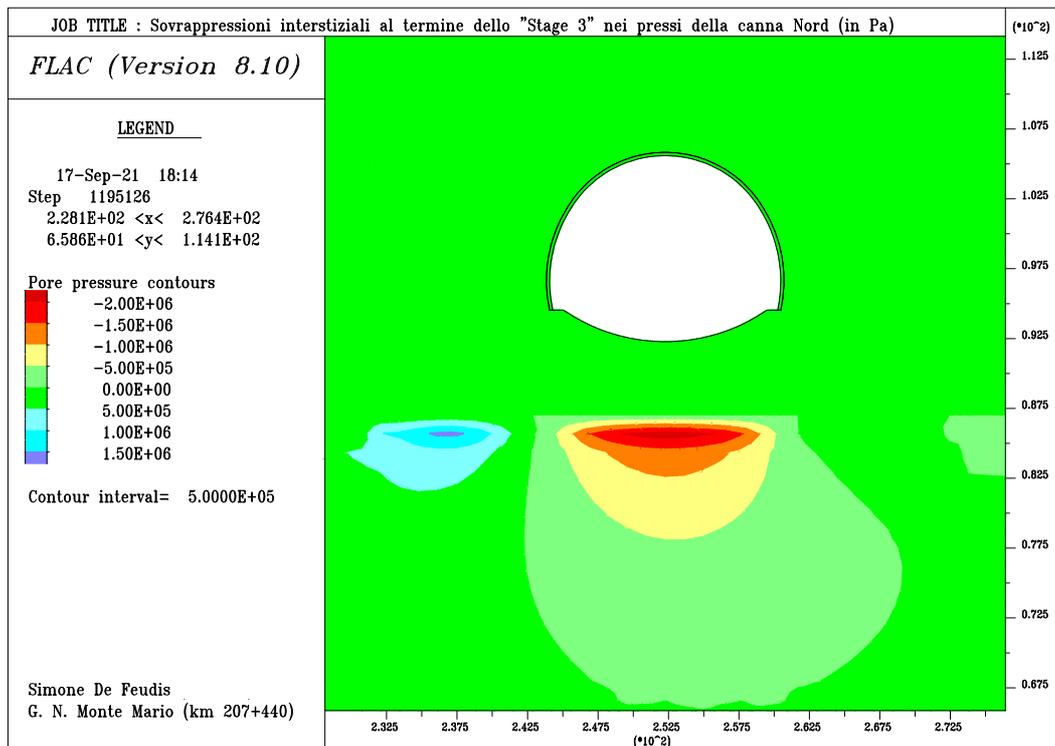


Figura 4.38: Sovrappressioni interstiziali al termine di "Stage 3" (canna Nord).

- il seguente sviluppo di spostamenti orizzontali nel piano in corrispondenza del bordo di scavo delle due canne, come in Figura 4.39 e Figura 4.40;

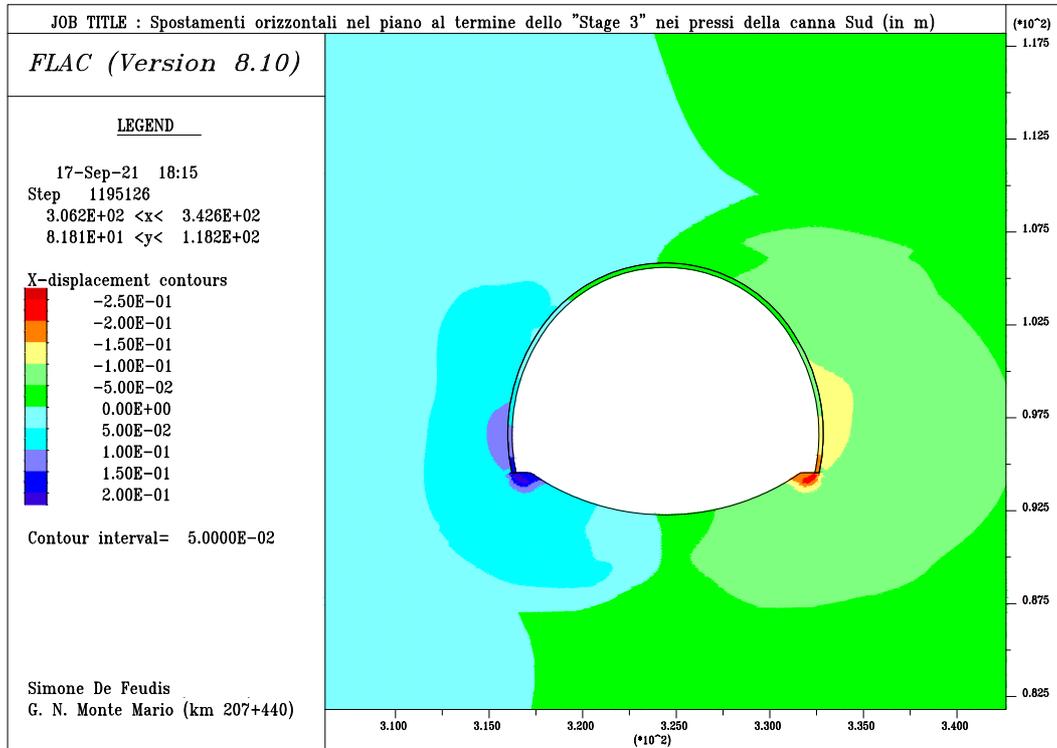


Figura 4.39: Spostamenti orizzontali (nel piano) al termine di "Stage 3" (canna Sud).

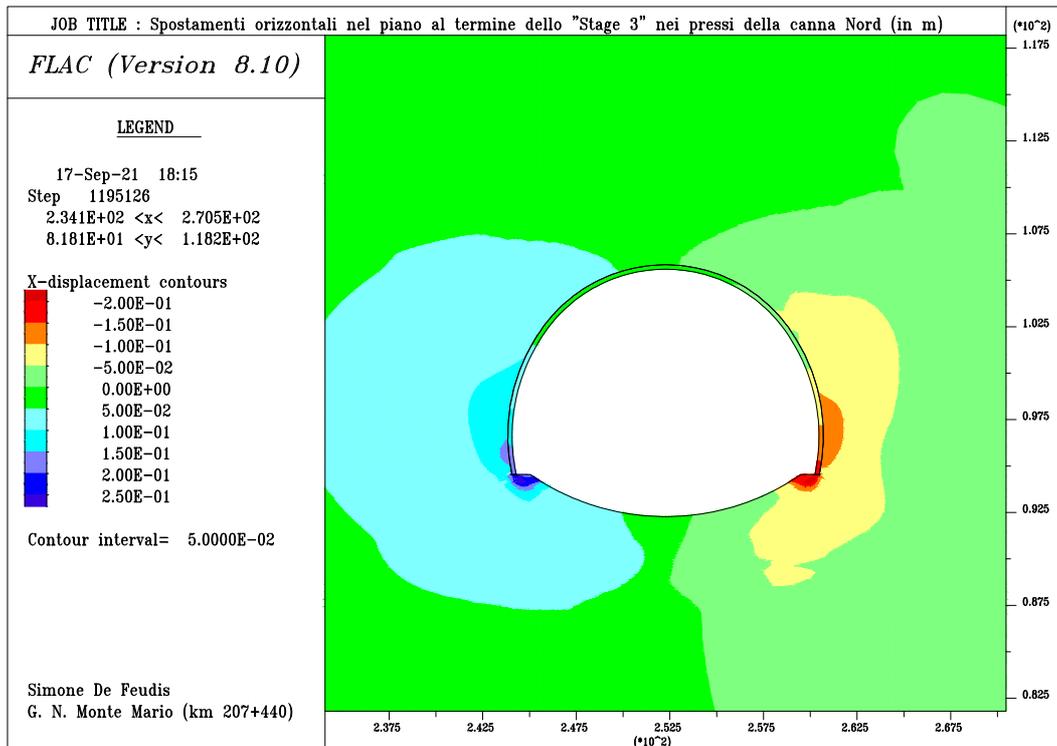


Figura 4.40: Spostamenti orizzontali (nel piano) al termine di "Stage 3" (canna Nord).

- il seguente sviluppo di spostamenti verticali in corrispondenza del bordo di scavo delle due canne, come in Figura 4.41 e Figura 4.42;

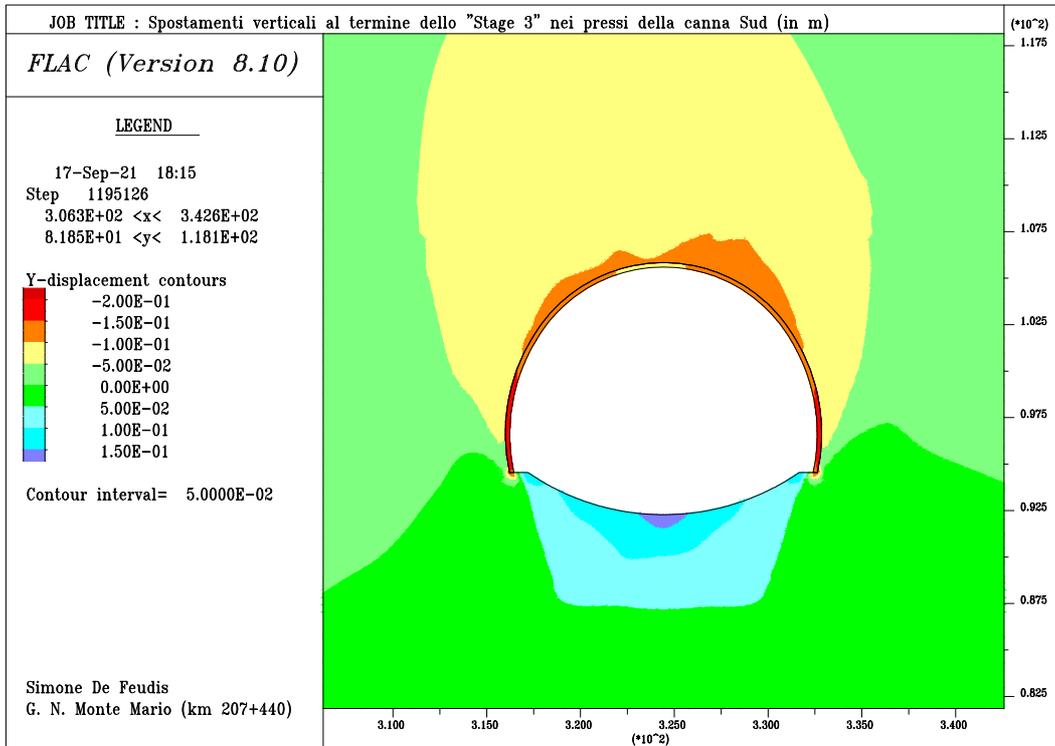


Figura 4.41: Spostamenti verticali al termine di "Stage 3" (canna Sud).

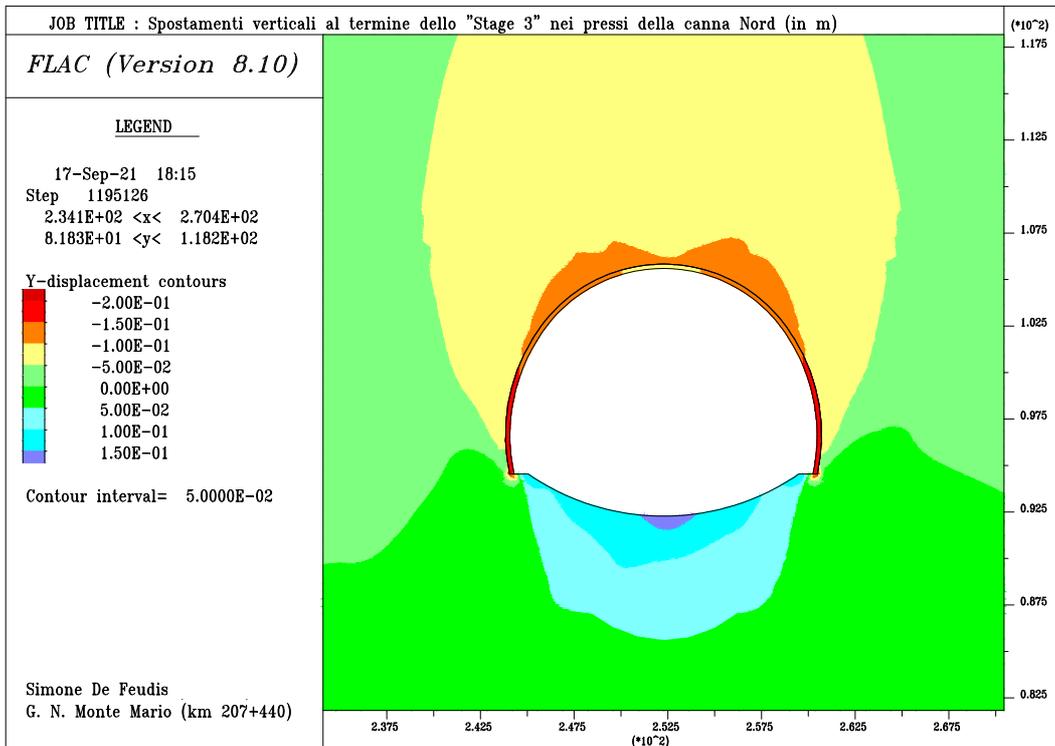


Figura 4.42: Spostamenti verticali al termine di "Stage 3" (canna Nord).

- la seguente transizione in regime plastico delle porzioni laterali di argilla grigio-azzurra per le due canne, come mostrato in Figura 4.43 e Figura 4.44;

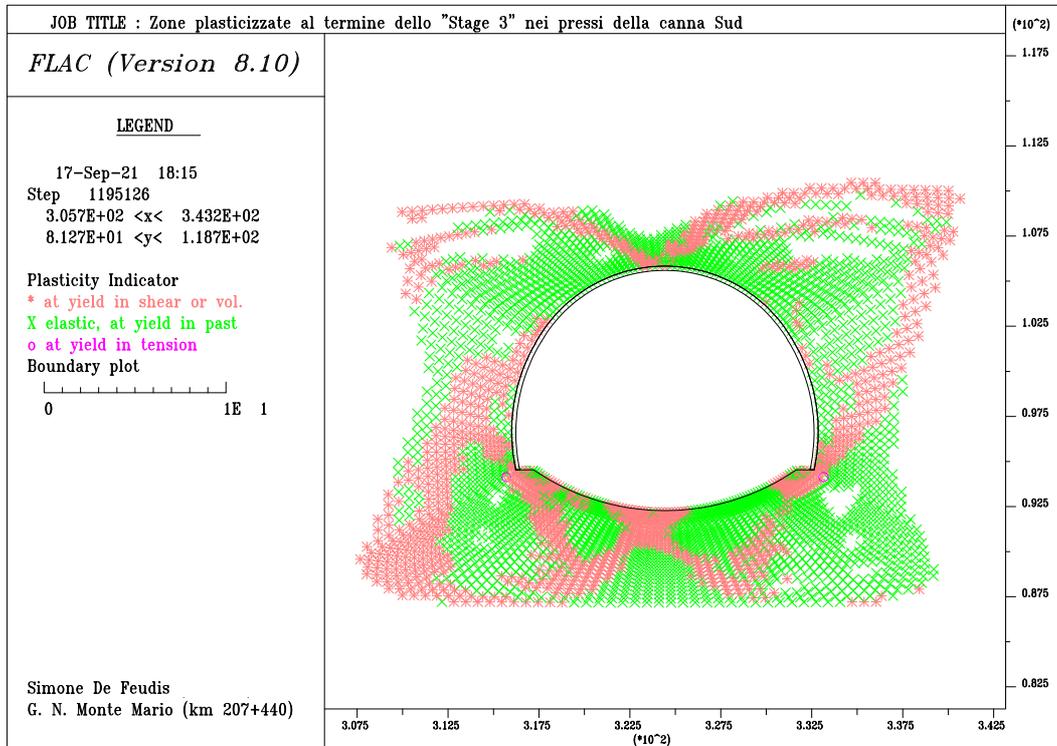


Figura 4.43: Estensione della zona in regime plastico, al termine di "Stage 3" (canna Sud).

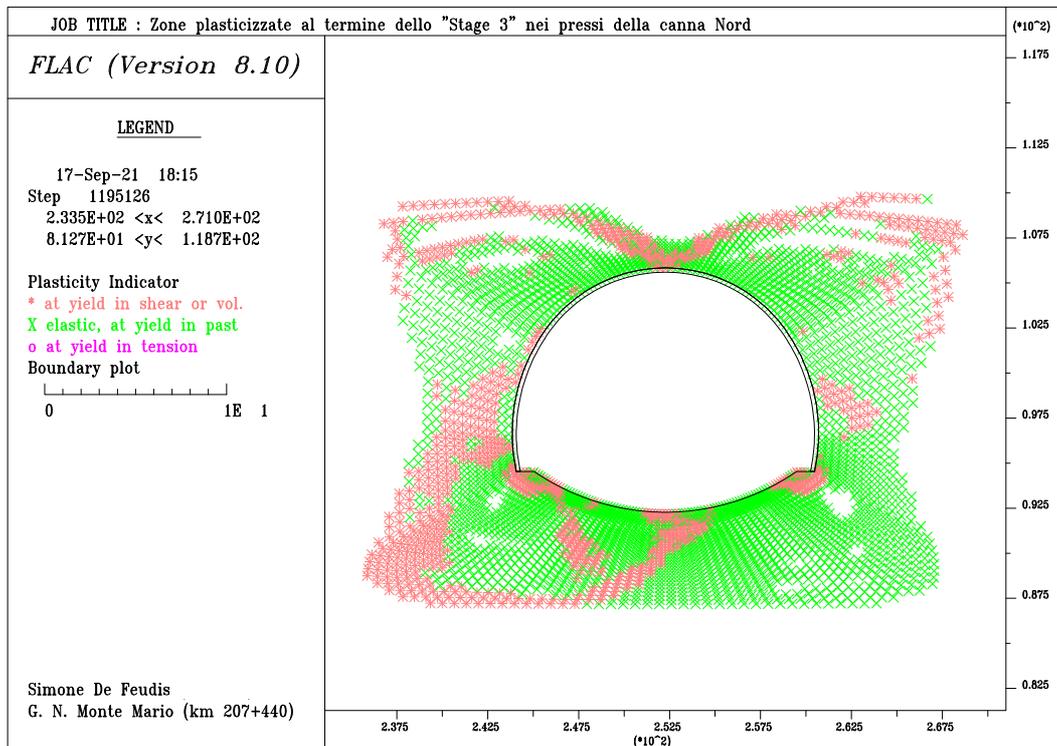


Figura 4.44: Estensione della zona in regime plastico, al termine di "Stage 3" (canna Nord).

4.3.9 “Stage 4”: montaggio dell’arco rovescio e rilascio tensionale pari al 95 % del totale

Lo “Stage 4” prevede l’attivazione degli elementi dell’arco rovescio e delle porzioni laterali del supporto definitivo, nonché la simulazione di un ulteriore avanzamento del fronte, in modo tale che nelle sezioni oggetto di studio si verifichi un rilascio tensionale pari al 95 %. Per le motivazioni già esplicate, il suddetto detensionamento è avvenuto attraverso rilasci tensionali parziali del 5 %.

L’installazione dell’arco rovescio avviene ad una distanza di ben 40 m dal fronte di scavo, il quale, come noto, gode di un diametro equivalente di circa 15 m. Stando alle soluzioni fornite in ambito elastico da Panet & Goenot (1982), ad una distanza tale dal fronte, il detensionamento dell’ammasso roccioso dovrebbe essersi completamente esaurito. Nonostante ciò, data la schematizzazione elasto-plastica delle argille grigio-azzurre e l’apporto della stabilizzazione del nucleo di scavo tramite barre in vetroresina, è stato scelto di stimare che la messa in opera dell’arco rovescio avvenga in corrispondenza di un rilascio tensionale pari all’85 %.

Come avvenuto per il rivestimento provvisorio, è stato deciso di interporre una superficie di separazione tra il rivestimento definitivo e le argille grigio-azzurre, le cui proprietà meccaniche sono state riportate in Tabella 4.7; esse sono state definite con lo stesso principio discusso al paragrafo precedente. Allo stesso modo, è stato ritenuto opportuno considerare la presenza di una ulteriore interfaccia tra i due livelli di rivestimenti per considerarne un possibile scorrimento relativo. La loro interazione, in assenza di tale interfaccia, avrebbe causato, successivamente all’installazione dell’arco rovescio, la nascita di forti trazioni che risulterebbero essere fisicamente inspiegabili ed ingiustificabili.

Tabella 4.7: Proprietà meccaniche dell’interfaccia tra supporto definitivo ed argilla.

Porzione del supporto def.	Materiale di contatto	k_n [GPa/m]	k_s [GPa/m]	ϕ_{int} [°]	c_{int} [kPa]
Calotta	Riv. prel.	700	70	40	0
Piedritti	Riv. prel.	700	70	40	0
Arco rovescio	Argille	100	10	17	0

Nell’intorno della sezione della canna Sud, al termine dello “Stage 4”, si nota:

- la seguente variazione del profilo delle tensioni orizzontali nel piano per le due canne, come evidenziato in Figura 4.45 e Figura 4.46;

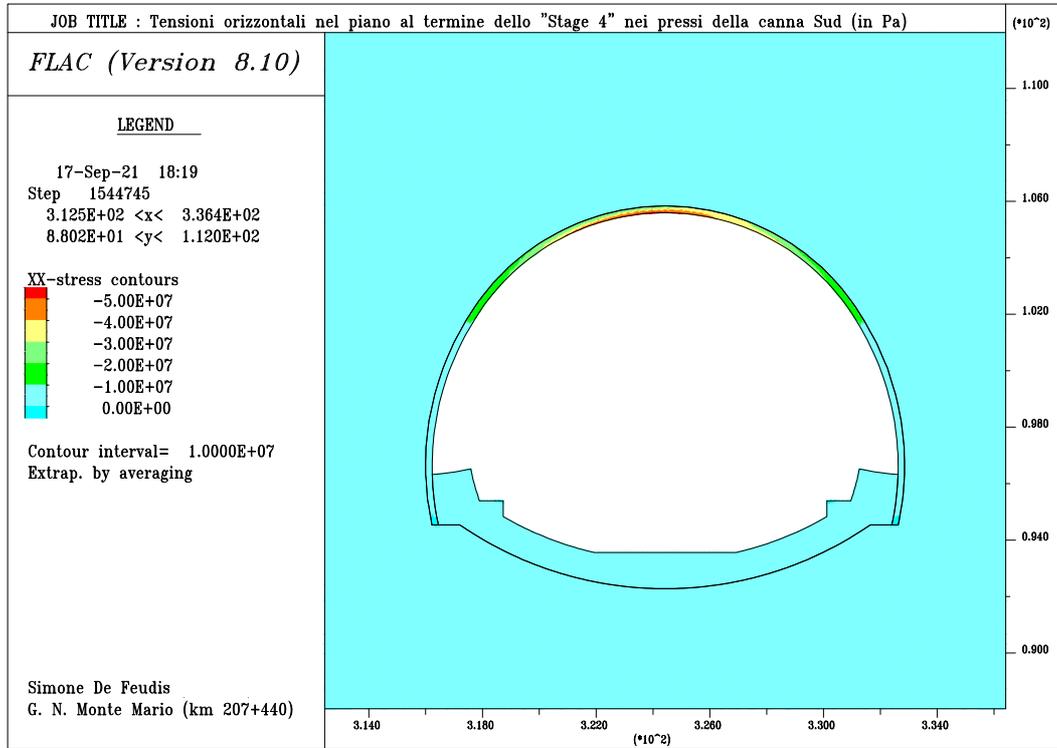


Figura 4.45: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 4" (canna Sud).

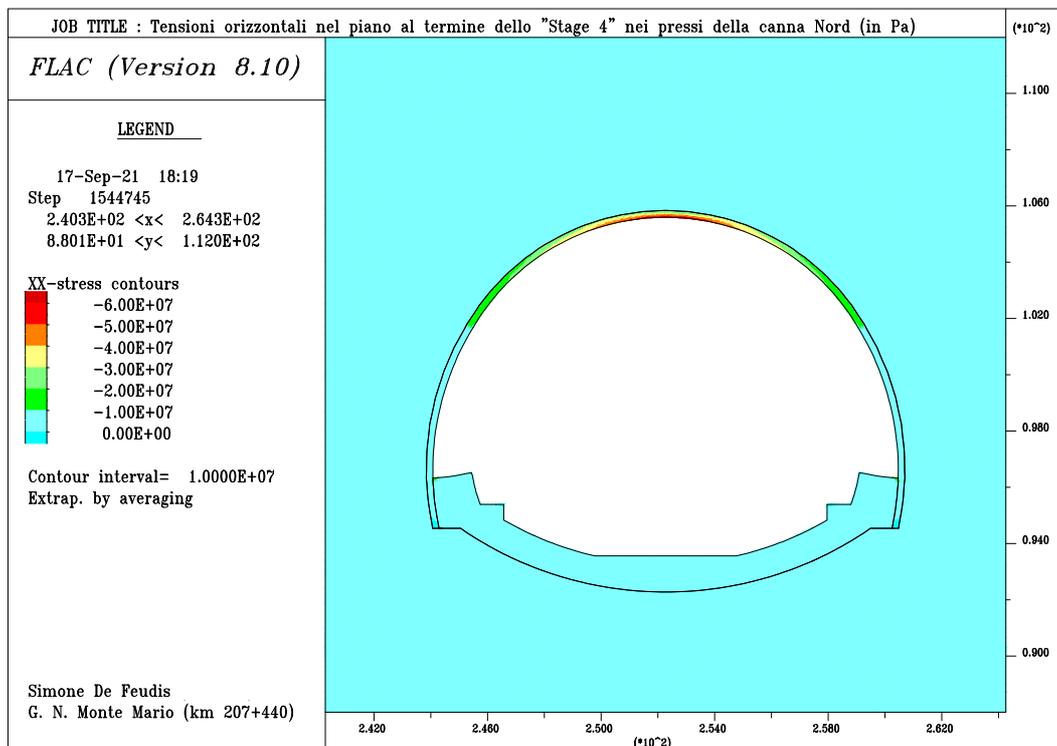


Figura 4.46: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 4" (canna Nord).

- la seguente variazione del profilo delle tensioni verticali per le due canne, come evidenziato in Figura 4.47 e Figura 4.48;

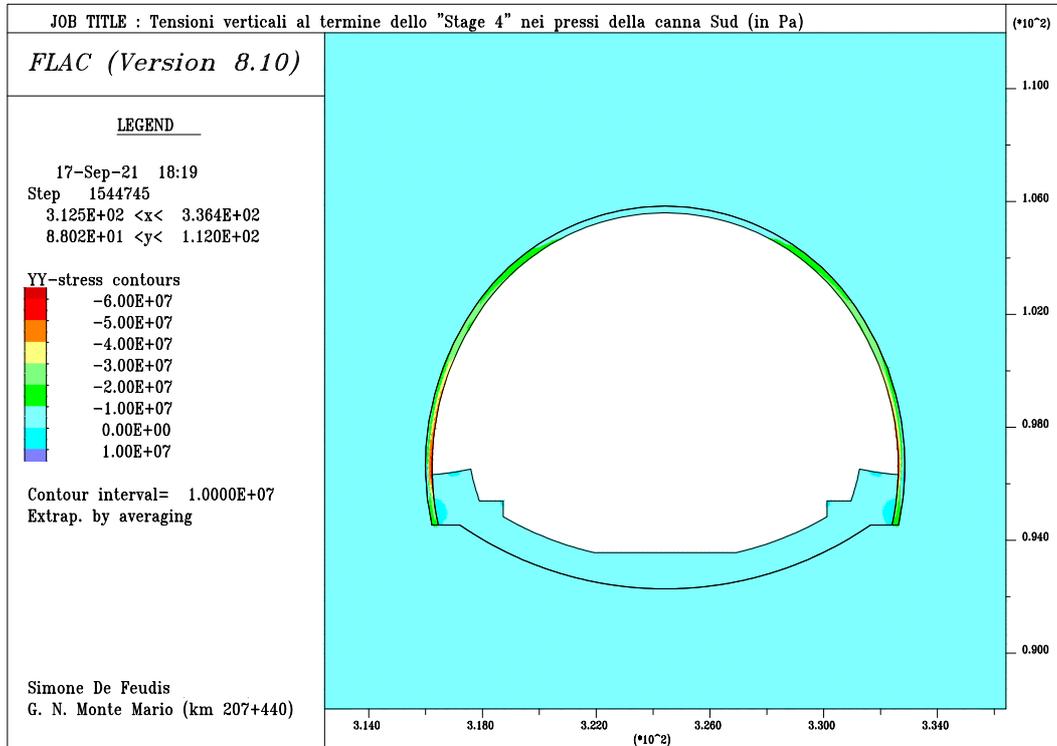


Figura 4.47: Tensioni verticali al termine di "Stage 4" (canna Sud).

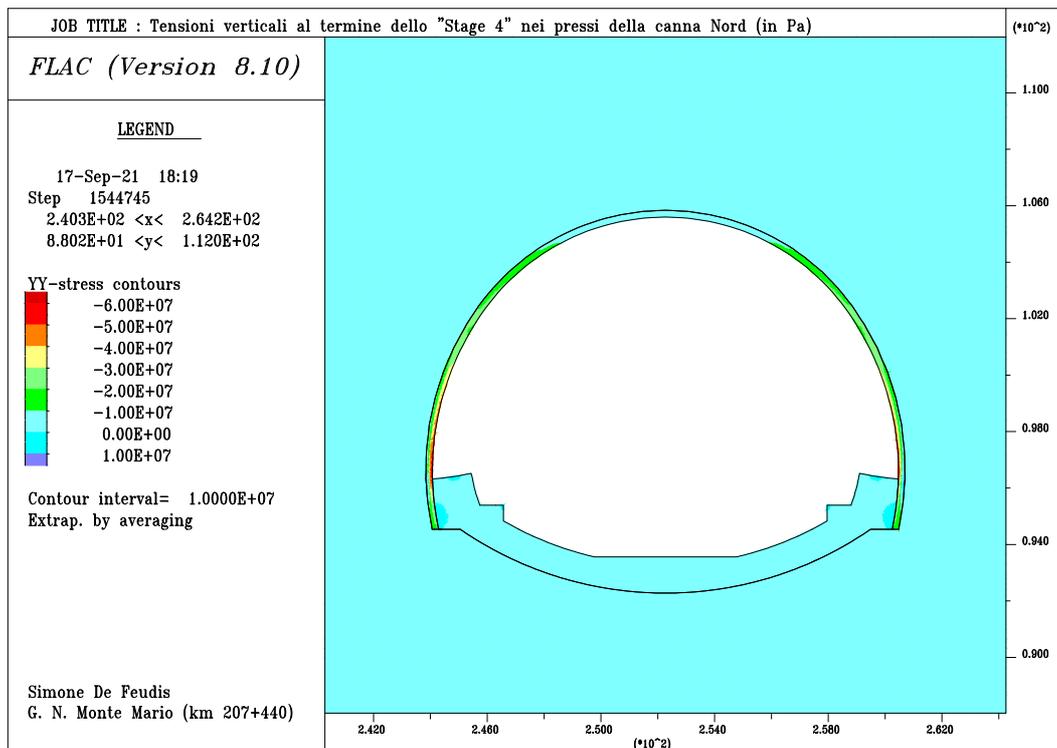


Figura 4.48: Tensioni verticali al termine di "Stage 4" (canna Nord).

- la seguente variazione del profilo delle tensioni orizzontali fuori dal piano per le due canne, come evidenziato in Figura 4.49 e Figura 4.50;

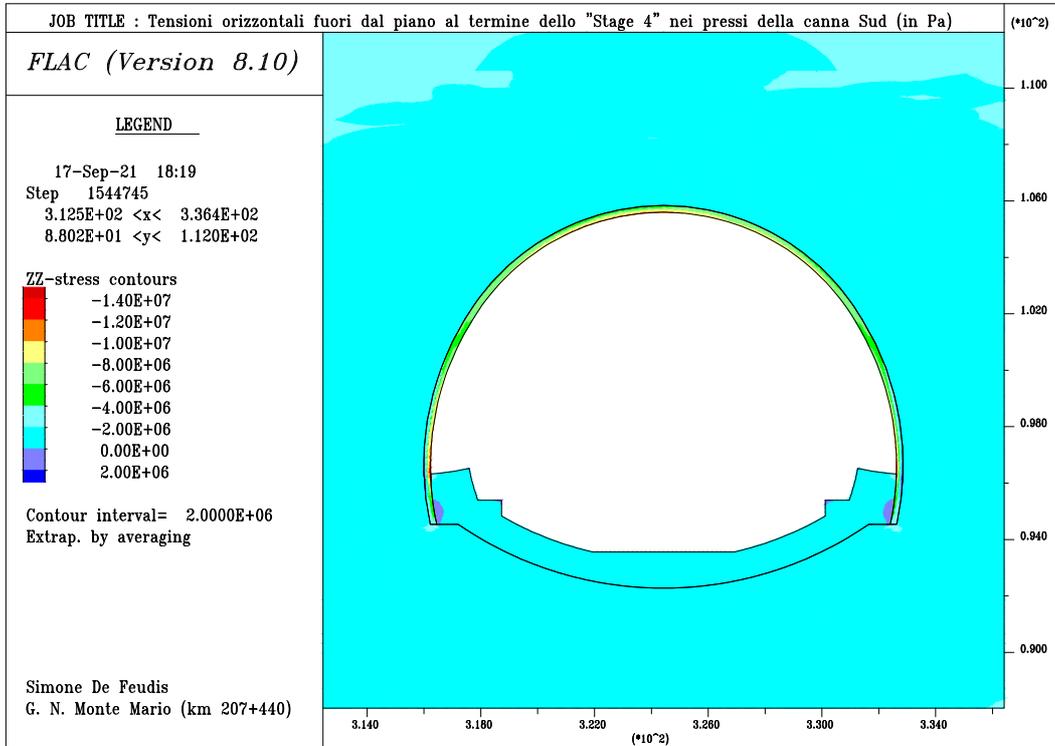


Figura 4.49: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 4" (canna Sud).

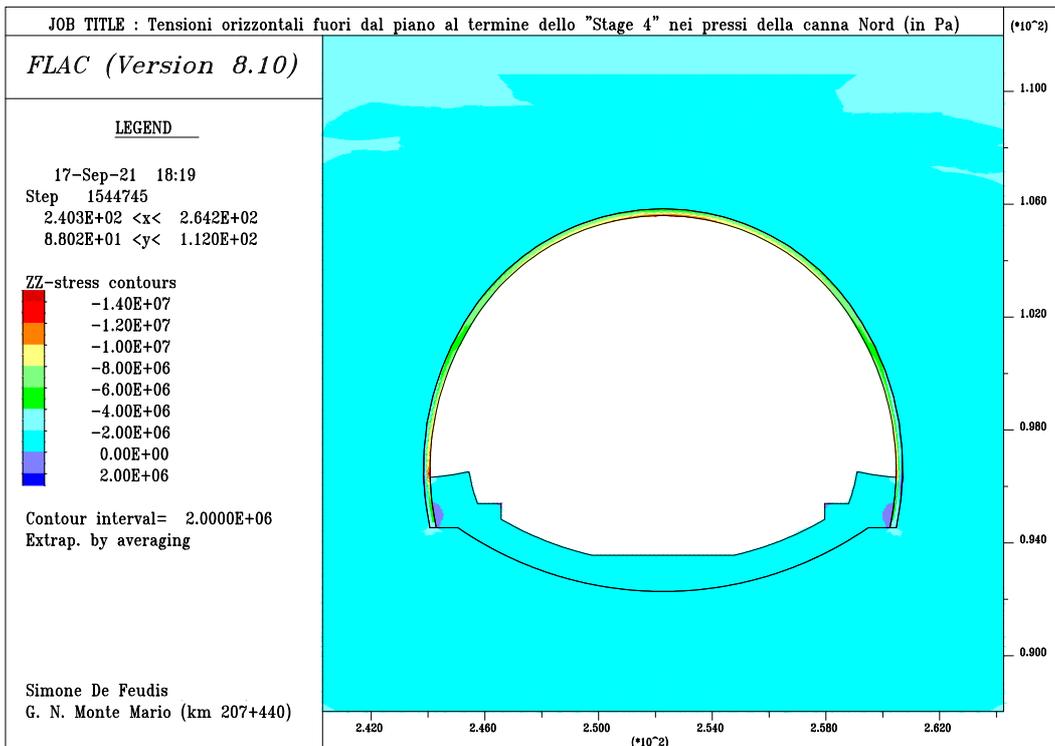


Figura 4.50: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 4" (canna Nord).

- il seguente incremento delle sovrappressioni interstiziali in corrispondenza delle due canne, come evidenziato in Figura 4.51 e Figura 4.52;

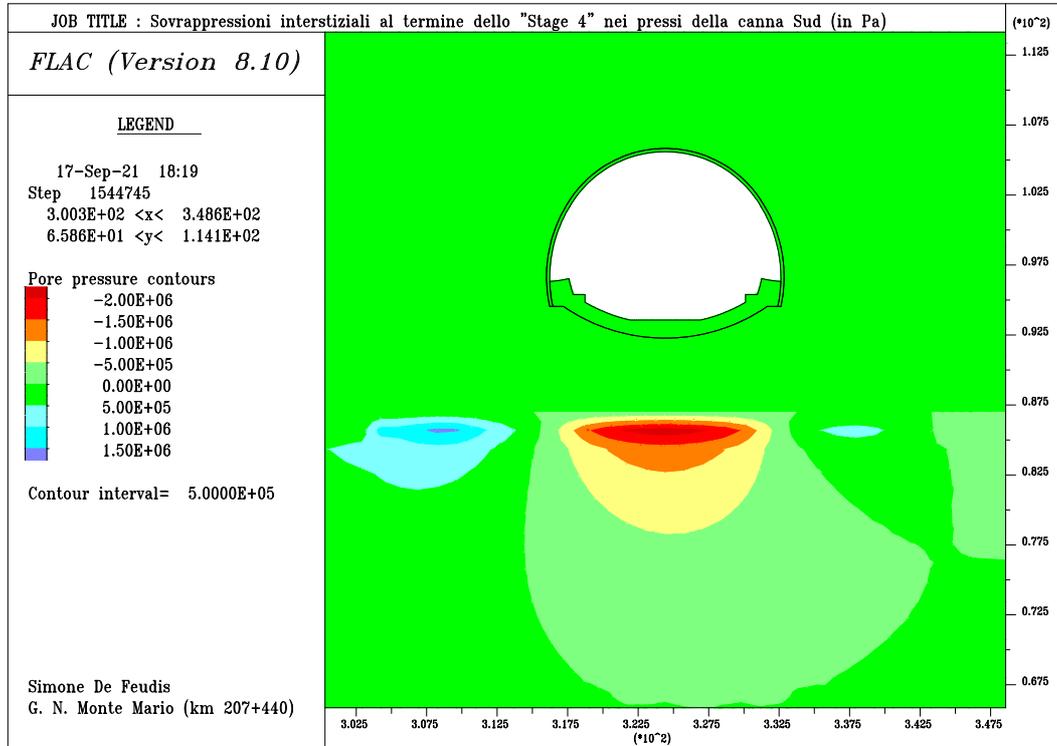


Figura 4.51: Sovrappressioni interstiziali al termine di "Stage 4" (canna Sud).

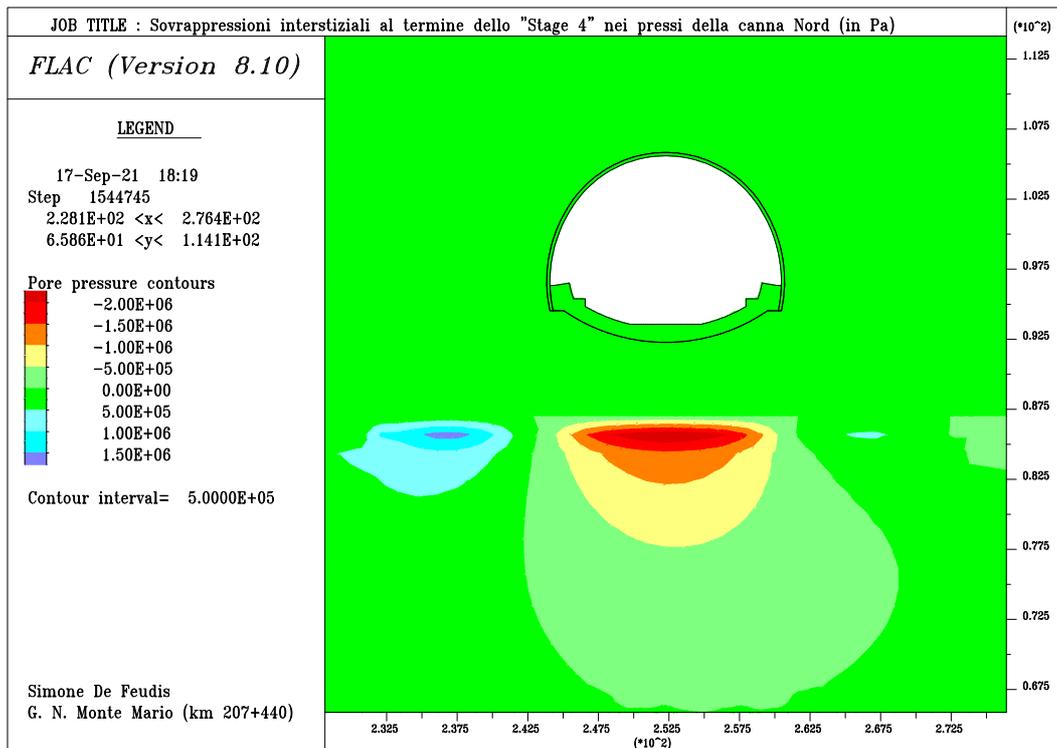


Figura 4.52: Sovrappressioni interstiziali al termine di "Stage 4" (canna Nord).

- il seguente sviluppo di spostamenti orizzontali nel piano in corrispondenza del bordo di scavo delle due canne, come in Figura 4.53 e Figura 4.54;

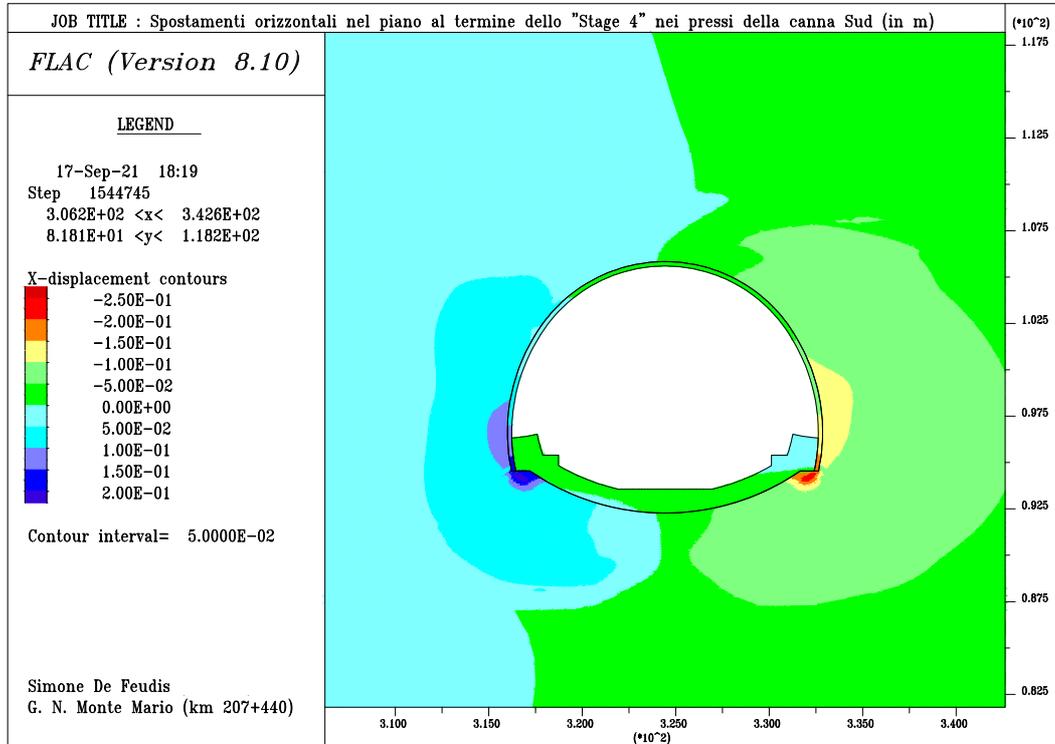


Figura 4.53: Spostamenti orizzontali (nel piano) al termine di "Stage 4" (canna Sud).

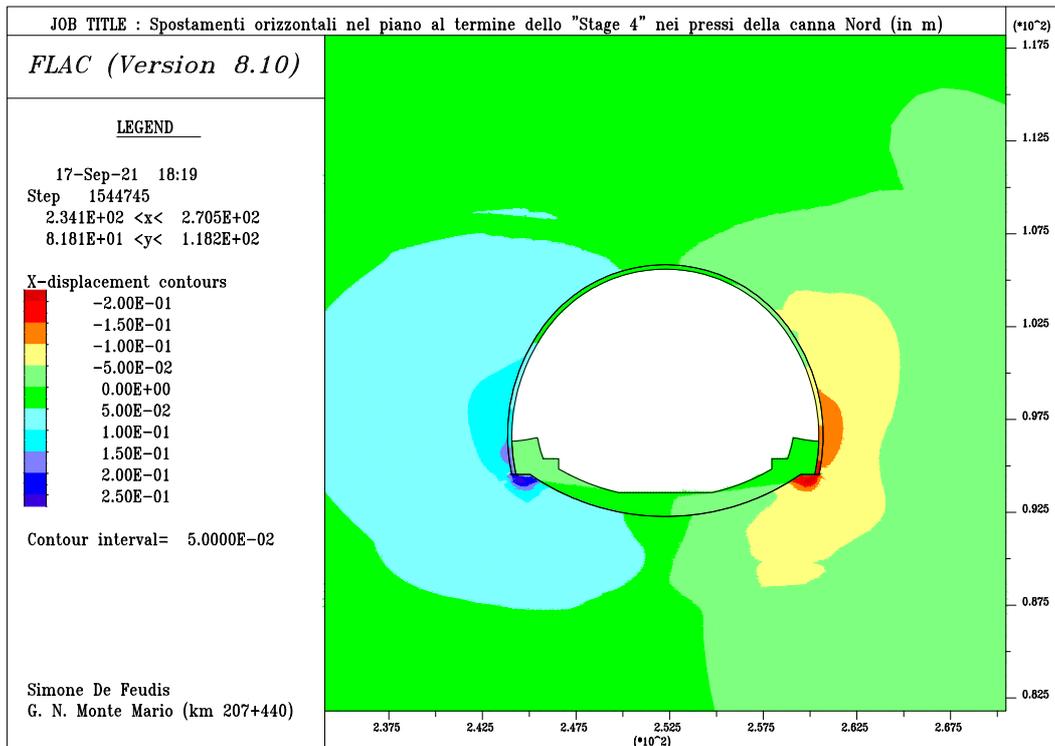


Figura 4.54: Spostamenti orizzontali (nel piano) al termine di "Stage 4" (canna Nord).

- il seguente sviluppo di spostamenti verticali in corrispondenza del bordo di scavo delle due canne, come in Figura 4.55 e Figura 4.56;

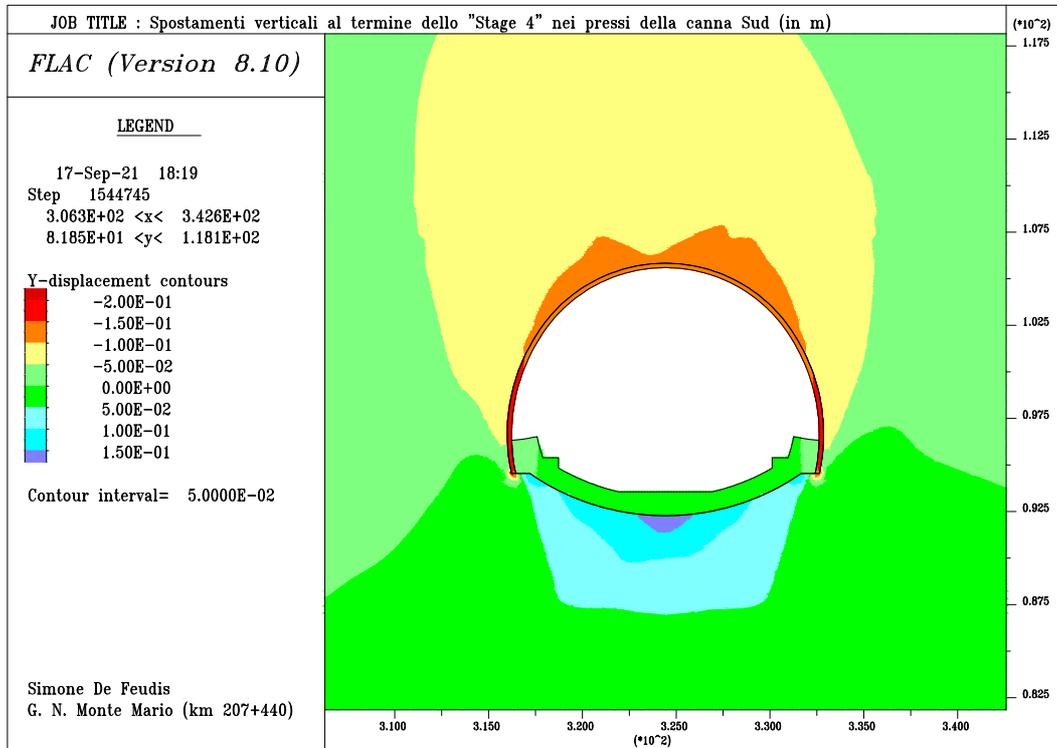


Figura 4.55: Spostamenti verticali al termine di "Stage 4" (canna Sud).

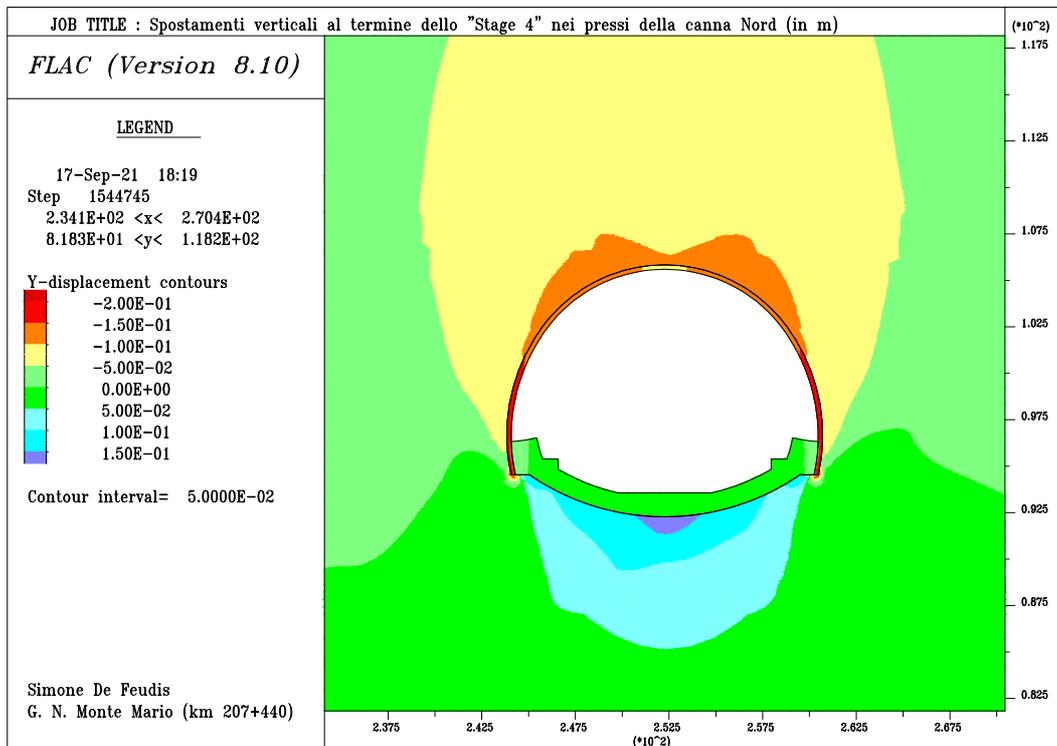


Figura 4.56: Spostamenti verticali al termine di "Stage 4" (canna Nord).

- la seguente transizione in regime plastico delle porzioni laterali di argilla grigio-azzurra per le due canne, come mostrato in Figura 4.57 e Figura 4.58;

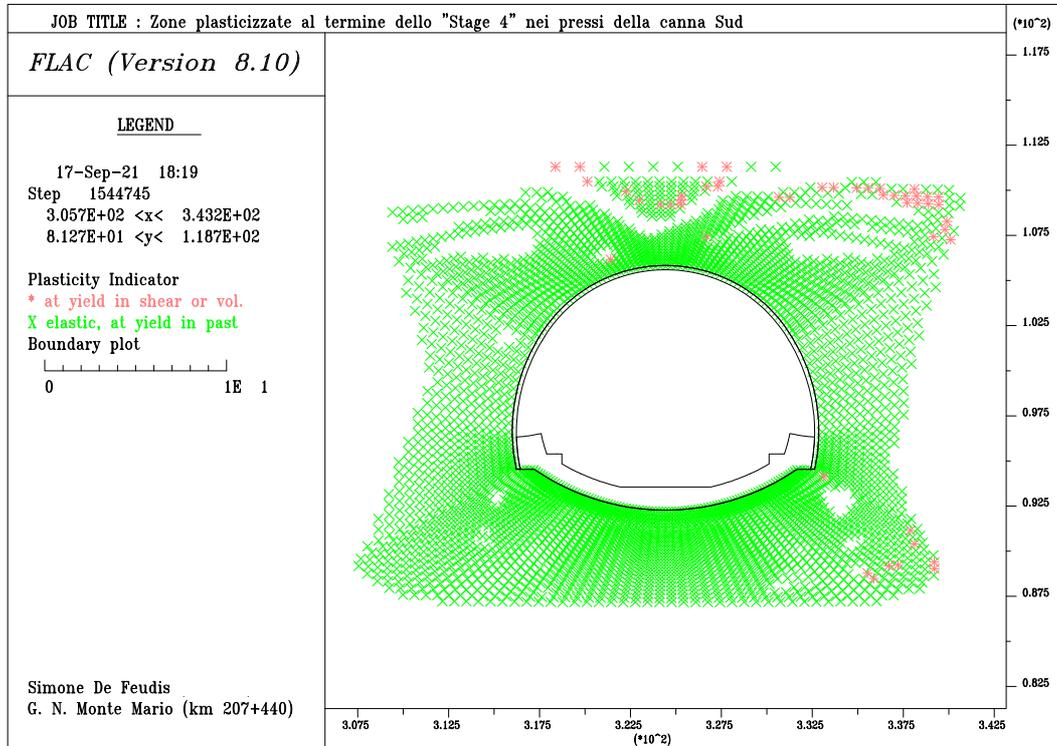


Figura 4.57: Estensione della zona in regime plastico, al termine di "Stage 4" (canna Sud).

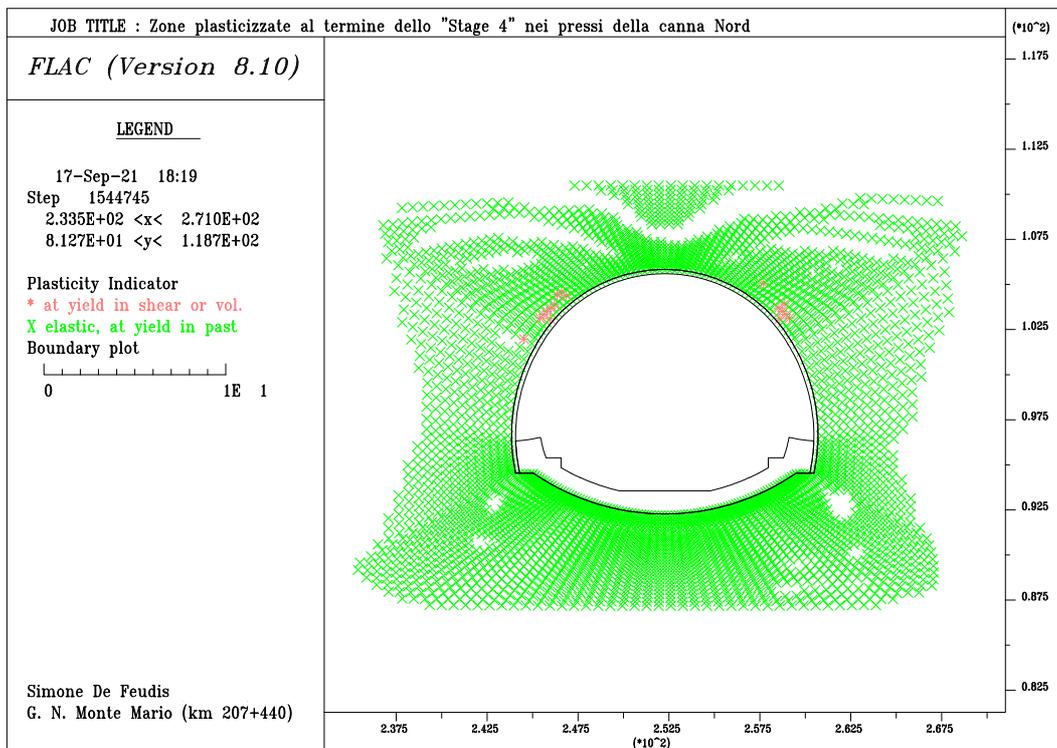


Figura 4.58: Estensione della zona in regime plastico, al termine di "Stage 4" (canna Nord).

4.3.10 “Stage 5”: completamento del supporto definitivo e rilascio tensionale completo

Lo “Stage 5” prevede l’attivazione degli elementi della calotta del supporto definitivo, nonché la simulazione di un ulteriore avanzamento del fronte, in modo tale che nelle sezioni oggetto di studio si verifichi un rilascio tensionale completo. Come già specificato al paragrafo precedente, è stata prevista la disposizione di un’interfaccia per permettere la separazione dei due diversi livelli di rivestimento, i cui parametri meccanici sono stati già discussi e riportati in Tabella 4.7.

Si ricorda che, nonostante quanto dichiarato in § 3.4.2 circa evidenze visive di spessori del supporto definitivo non conformi alle reali dimensioni di progetto, poiché non è stato possibile reperire informazioni della stessa tipologia in corrispondenza delle chilometriche di interesse (km 207+446 – 207+485), è stato ritenuto opportuno considerare che, ivi, i rivestimenti definitivi siano stati messi in opera come opportunamente progettato. In particolar modo, ci si riferisce agli spessori mostrati in Figura 3.4, riassunti brevemente in Tabella 4.8.

Tabella 4.8: Spessori delle sezioni radiali di maggior interesse del supporto definitivo “P5.3 Var” (gli angoli indicati sono considerati in senso orario rispetto al piano dei centri dei cerchi).

Denominazione della sezione	Angolo [°]	Spessori [m]
Piedritto	0 ÷ 180	1,20
Rene	45 ÷ 135	0,90
Calotta	90	0,90
Arco rovescio	270	1,28

Infine, il completamento del supporto definitivo avviene ad una distanza non precisata dal fronte di scavo, ma, senza dubbio, maggiore di 40 m. Ricordando le osservazioni espresse in occasione del precedente *stage* circa il livello di detensionamento dell’ammasso roccioso al momento dell’installazione dell’arco rovescio, è stato ritenuto opportuno considerare che la messa in opera della calotta del supporto definitivo avvenga in corrispondenza di un rilascio tensionale pari al 95 %.

Nell’intorno delle sezioni delle due canne, al termine dello “Stage 5”, si nota:

- la seguente variazione del profilo delle tensioni orizzontali nel piano per le due canne, come evidenziato in Figura 4.59 e Figura 4.60;

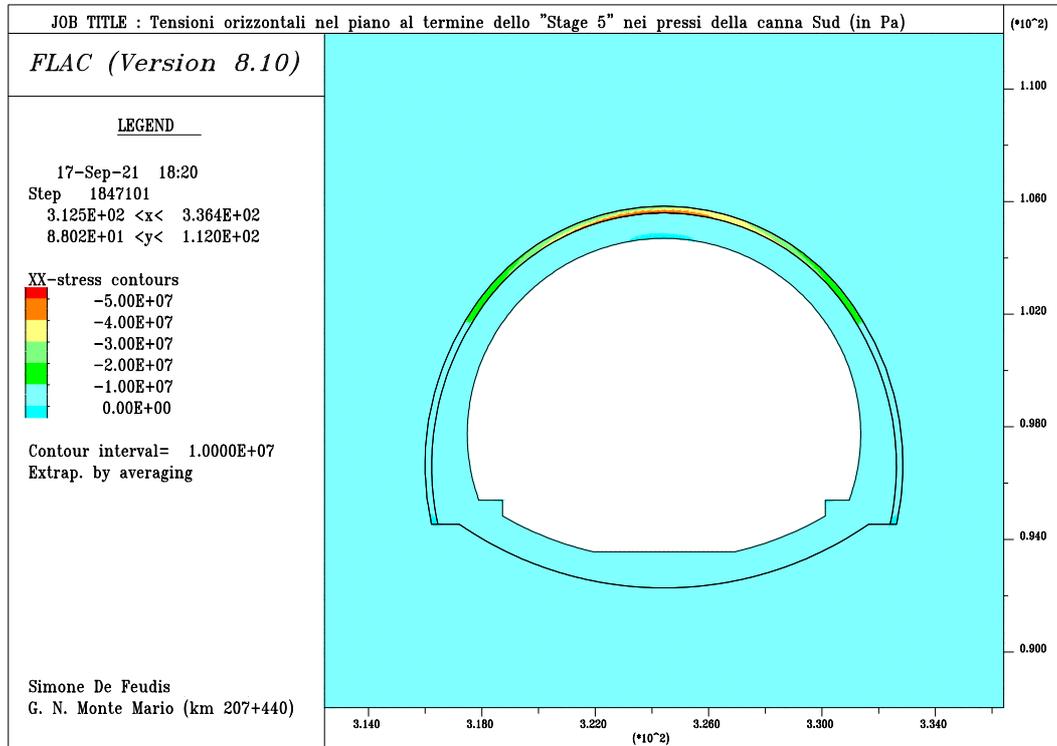


Figura 4.59: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 5" (canna Sud).

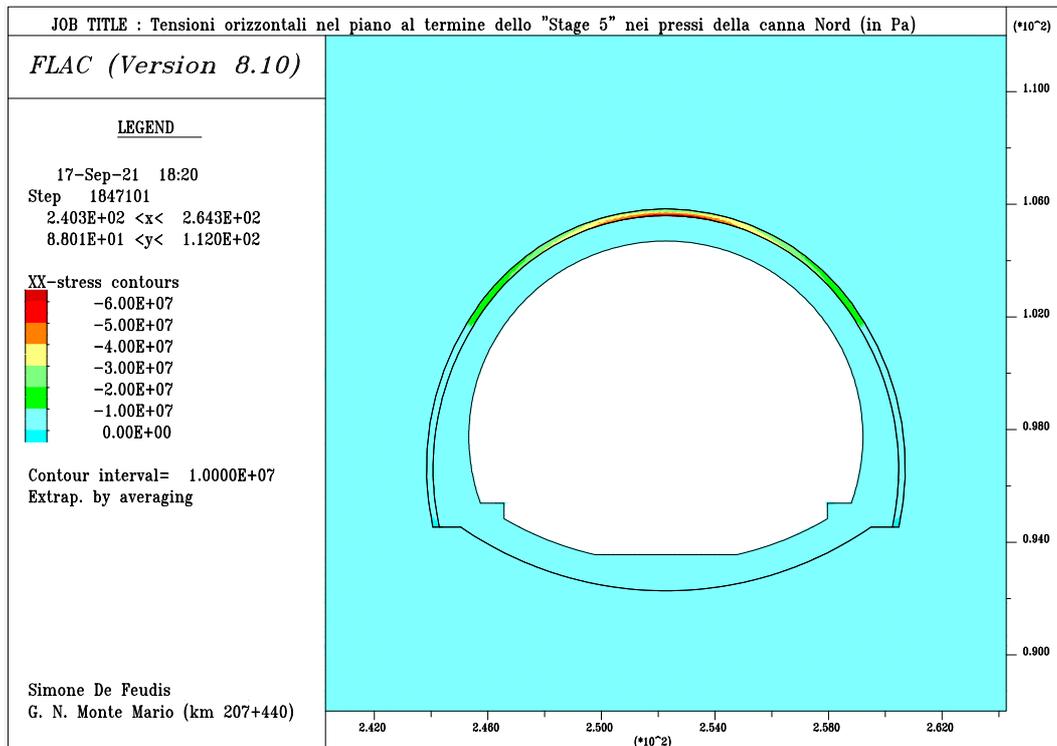


Figura 4.60: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 5" (canna Nord).

- la seguente variazione del profilo delle tensioni verticali per le due canne, come evidenziato in Figura 4.61 e Figura 4.62;

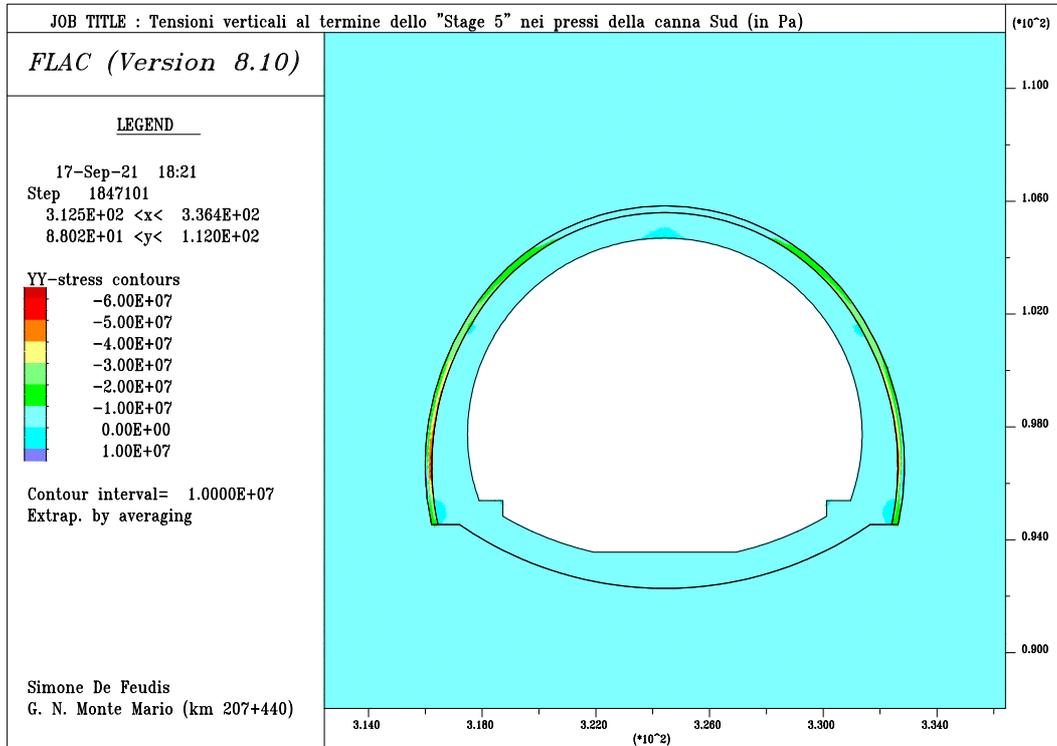


Figura 4.61: Tensioni verticali al termine di "Stage 5" (canna Sud).

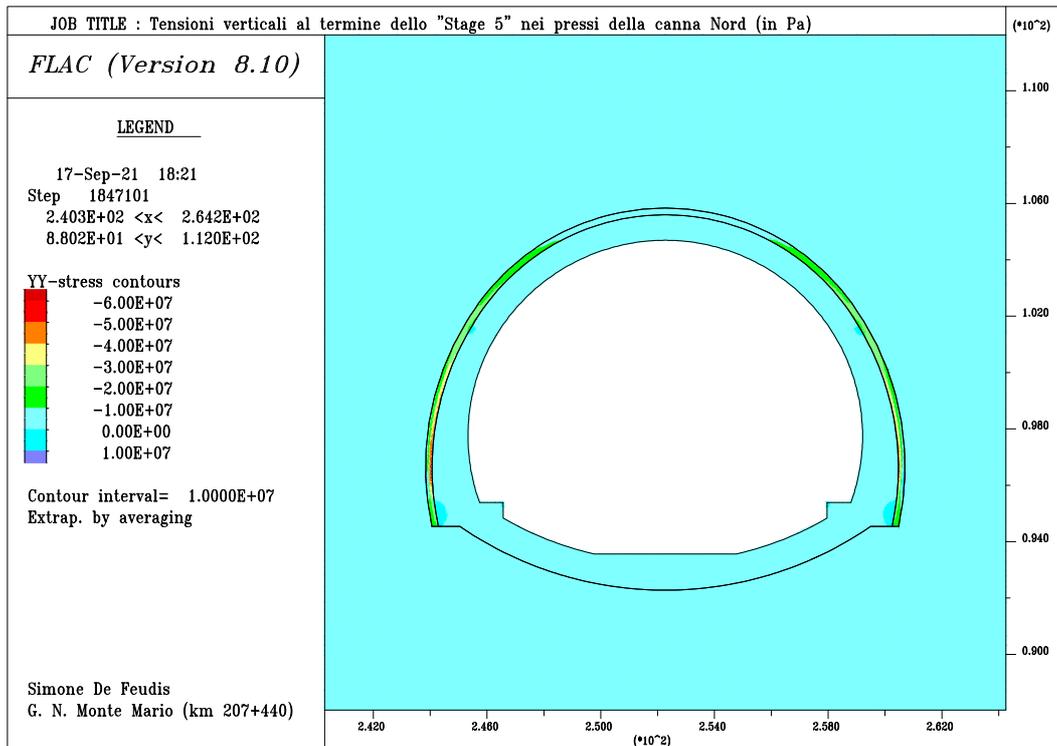


Figura 4.62: Tensioni verticali al termine di "Stage 5" (canna Nord).

- la seguente variazione del profilo delle tensioni orizzontali fuori dal piano per le due canne, come evidenziato in Figura 4.63 e Figura 4.64;

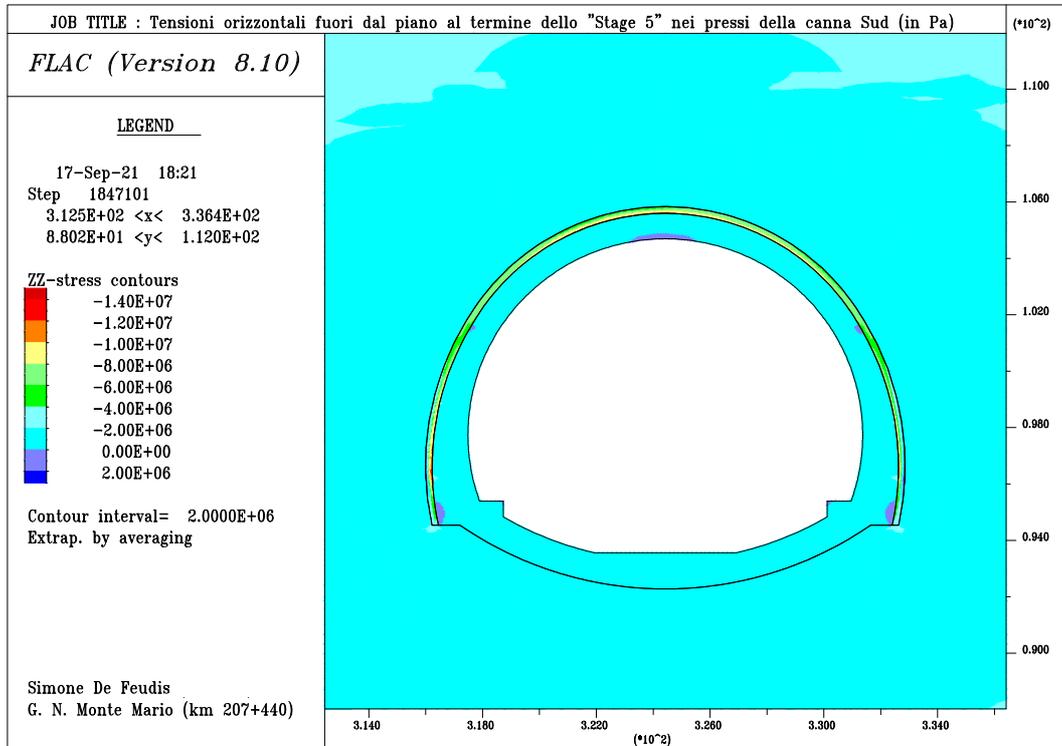


Figura 4.63: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 5" (canna Sud).

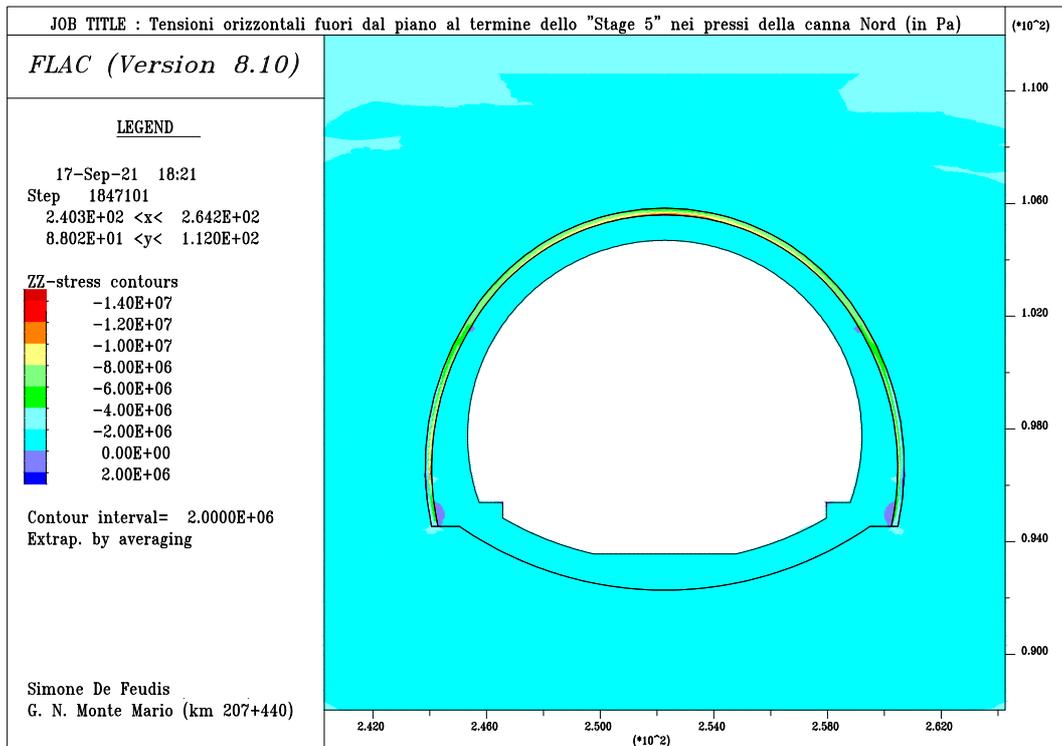


Figura 4.64: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 5" (canna Nord).

- il seguente incremento delle sovrappressioni interstiziali in corrispondenza delle due canne, come evidenziato in Figura 4.65 e Figura 4.66;

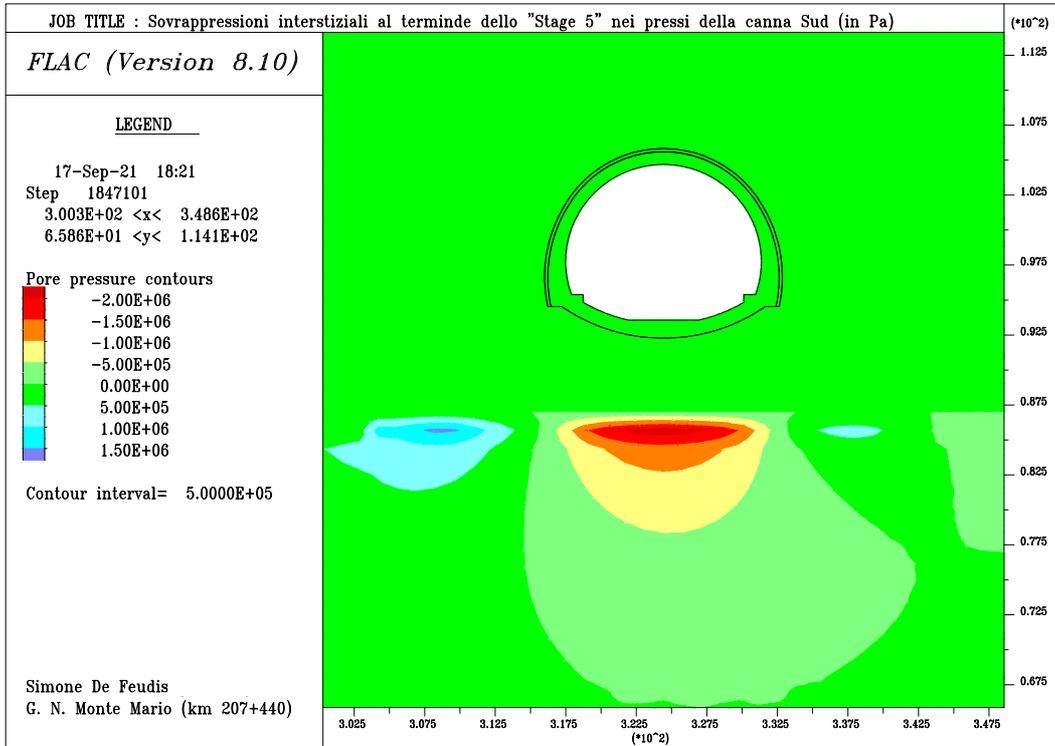


Figura 4.65: Sovrappressioni interstiziali al termine di “Stage 5” (canna Sud).

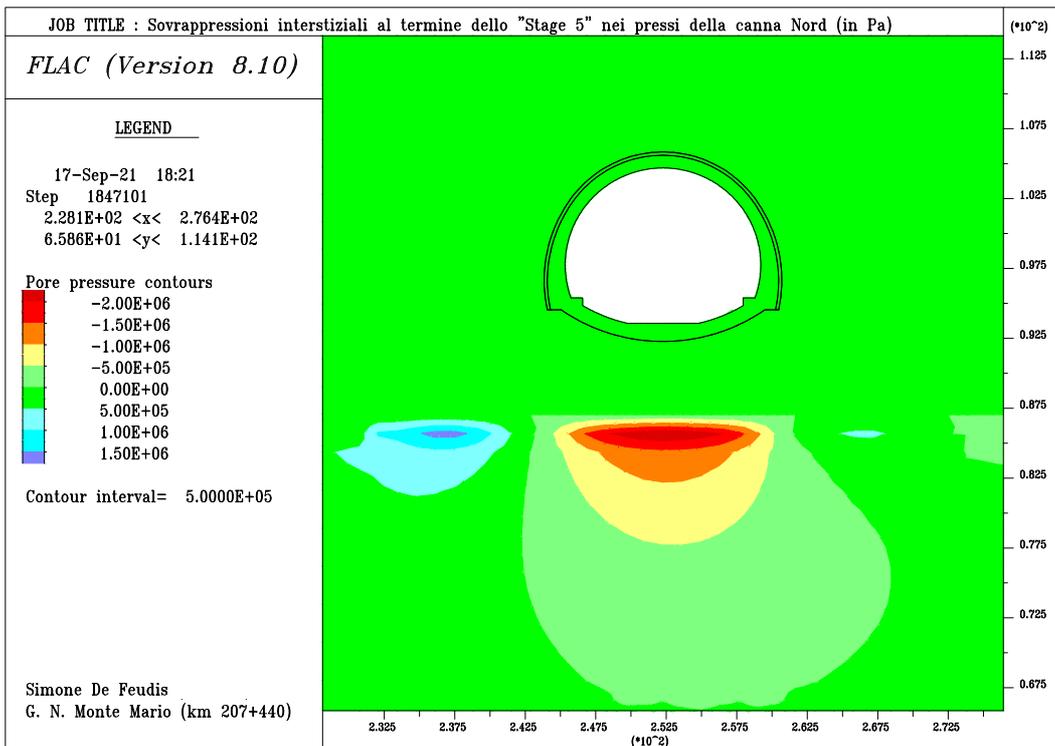


Figura 4.66: Sovrappressioni interstiziali al termine di “Stage 5” (canna Nord).

- il seguente sviluppo di spostamenti orizzontali nel piano in corrispondenza del bordo di scavo delle due canne, come in Figura 4.67 e Figura 4.68;

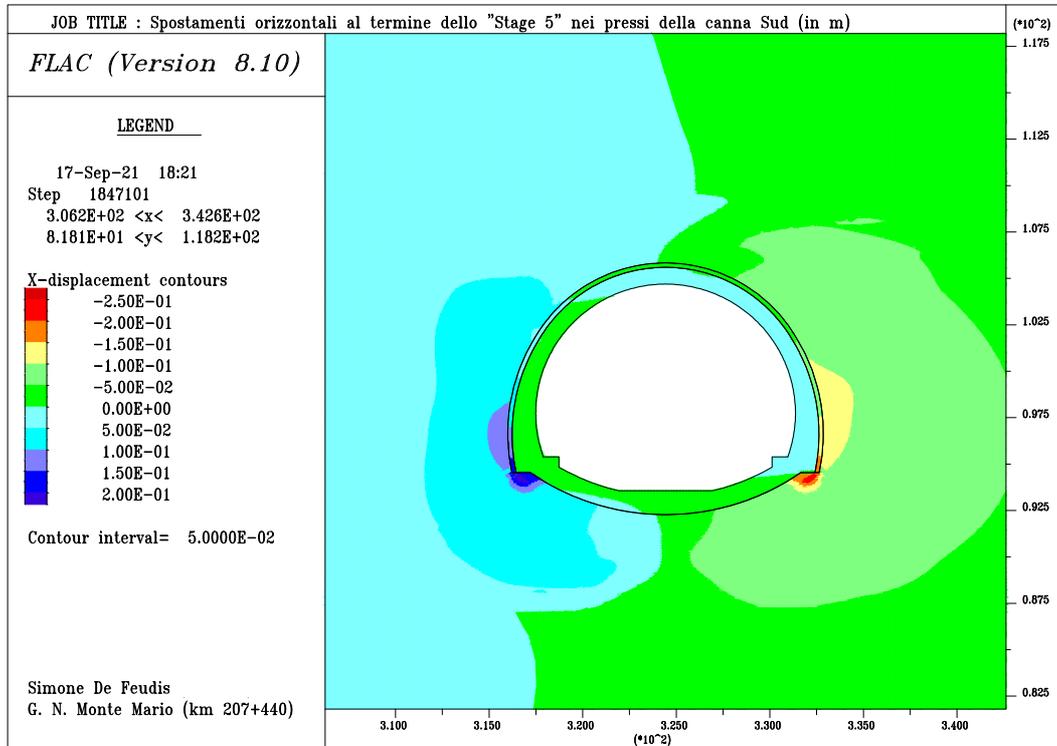


Figura 4.67: Spostamenti orizzontali (nel piano) al termine di "Stage 5" (canna Sud).

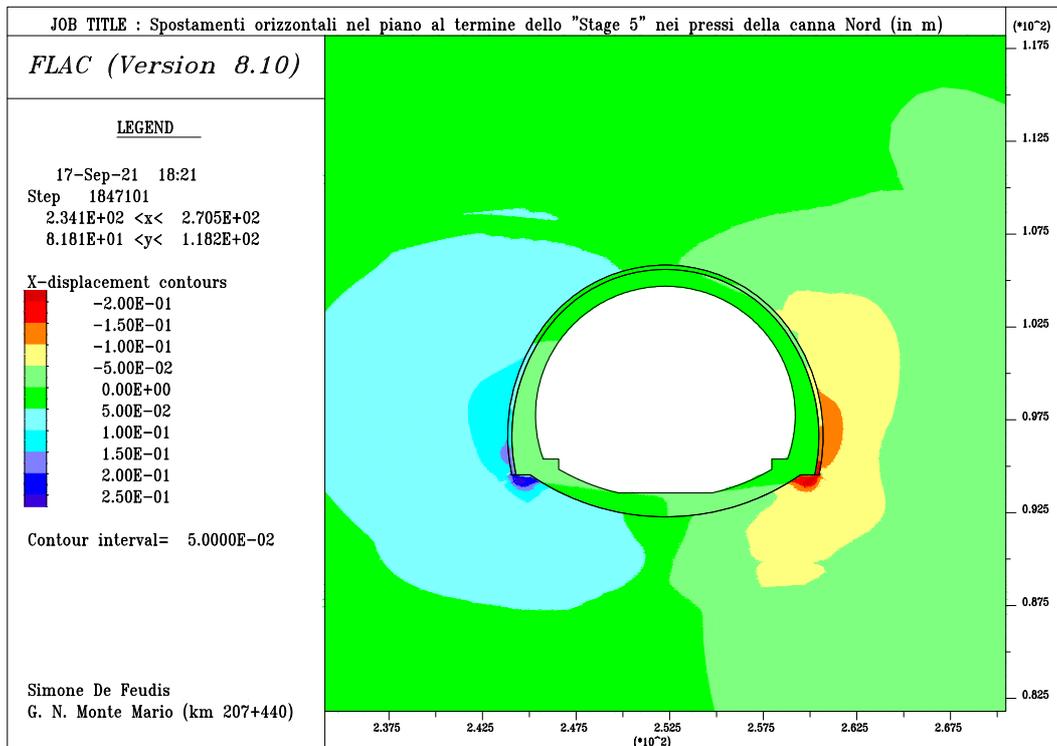


Figura 4.68: Spostamenti orizzontali (nel piano) al termine di "Stage 5" (canna Nord).

- il seguente sviluppo di spostamenti verticali in corrispondenza del bordo di scavo delle due canne, come in Figura 4.69 e Figura 4.70;

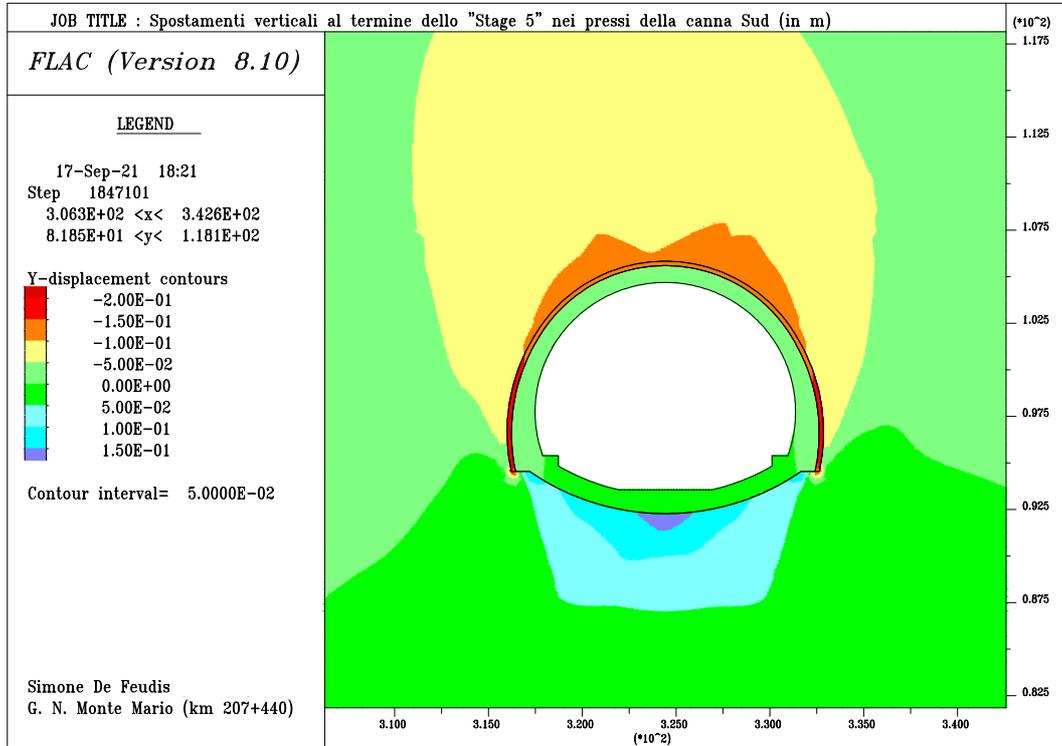


Figura 4.69: Spostamenti verticali al termine di "Stage 5" (canna Sud).

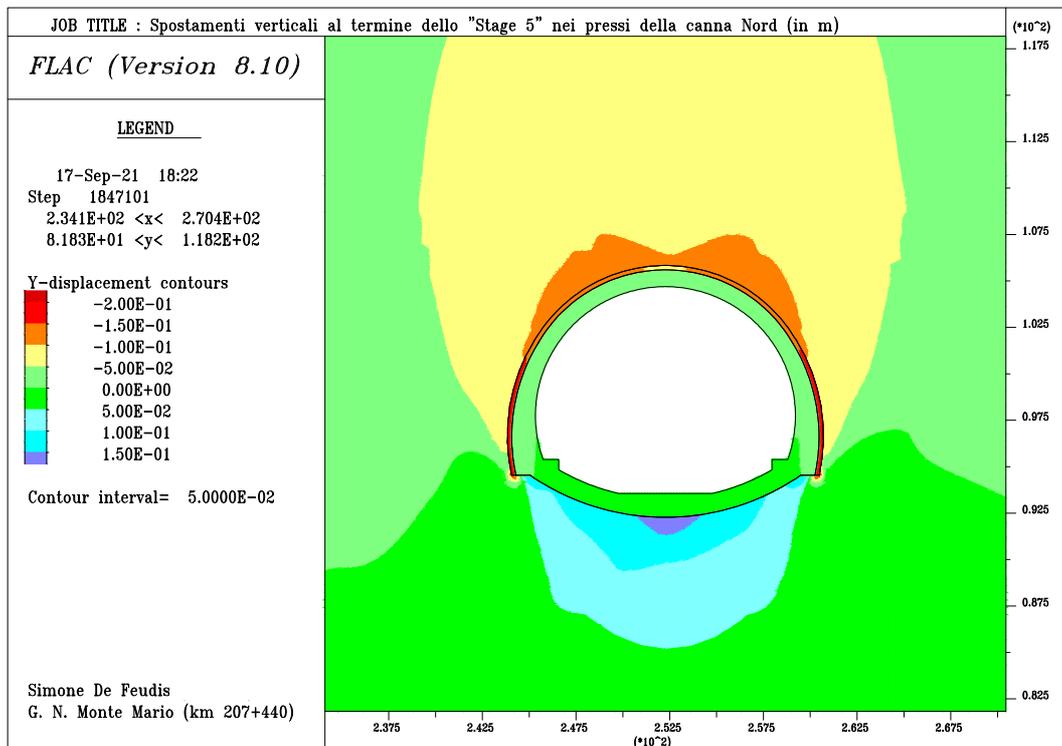


Figura 4.70: Spostamenti verticali al termine di "Stage 5" (canna Nord).

- la seguente transizione in regime plastico delle porzioni laterali di argilla grigio-azzurra per le due canne, come mostrato in Figura 4.71 e Figura 4.72;

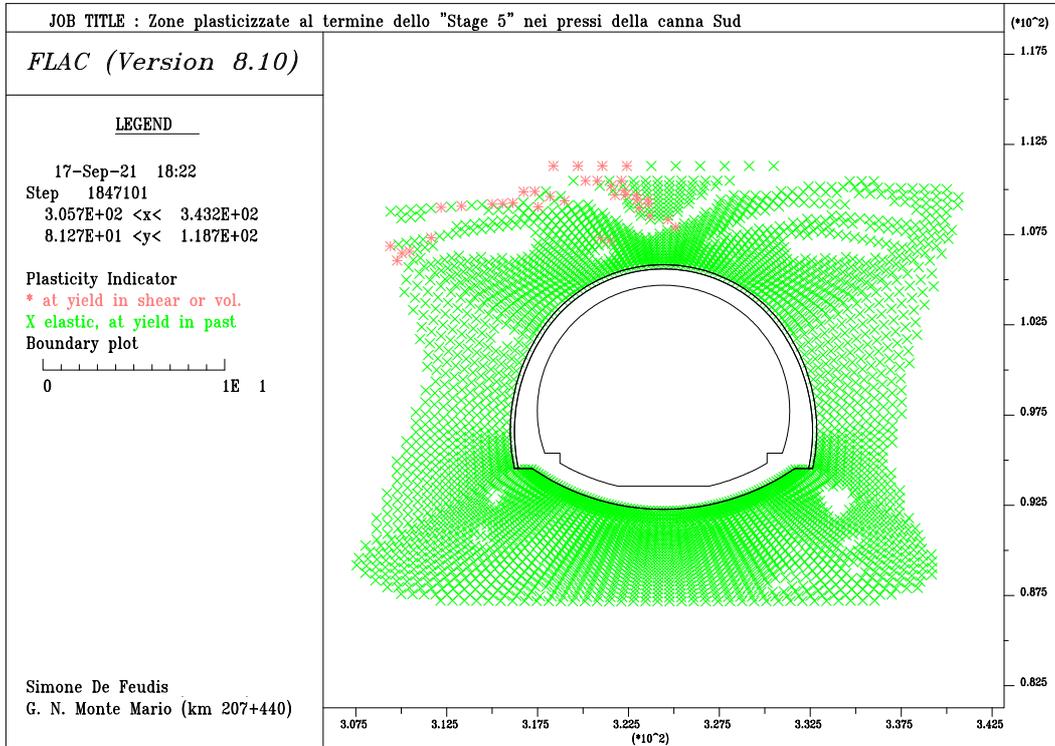


Figura 4.71: Estensione della zona in regime plastico, al termine di "Stage 5" (canna Sud).

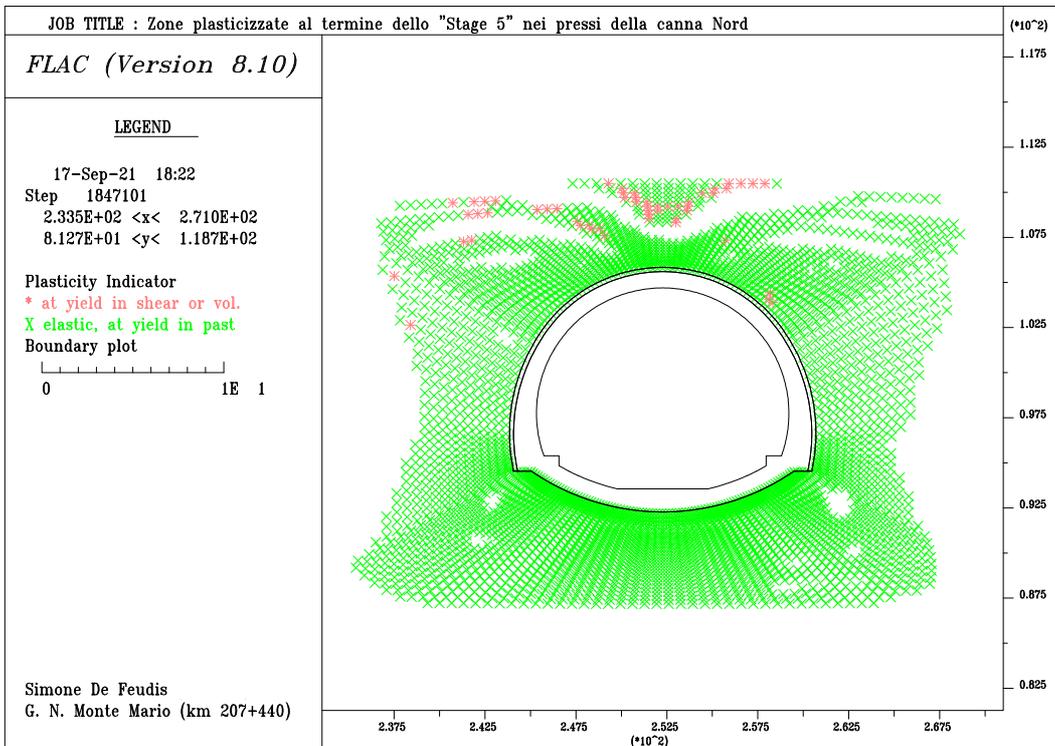


Figura 4.72: Estensione della zona in regime plastico, al termine di "Stage 5" (canna Nord).

4.3.11 “*Stage 6*”: deterioramento dei rivestimenti temporanei

Lo “*Stage 6*” prevede la simulazione del deterioramento dei rivestimenti temporanei di entrambe le canne, in modo tale che nelle sezioni oggetto di studio si verifichi una redistribuzione degli sforzi, coerentemente con il grado di plasticizzazione dei suddetti rivestimenti temporanei.

A partire da tale *stage*, dunque, è stato ritenuto necessario descrivere il loro comportamento tramite una legge elastica perfettamente plastica, i cui parametri meccanici sono stati scelti in modo che lo stato tensionale del supporto definitivo fosse in accordo con i risultati delle prove di martinetto piatto e *doorstopper* condotte sulla canna Nord della G. N. Monte Mario, alla chilometrica autostradale 207+350 (Sial Tec Engineering S.r.l., 2021). Nonostante esse siano state condotte nel corso dell’anno 2020 e ad una distanza di circa 100 ÷ 150 m dalla sezione oggetto di studio, i risultati ottenuti sono stati di grandissima utilità per la validazione del modello numerico.

Infatti, ipotizzando che alla suddetta chilometrica gli effetti del rigonfiamento siano stati tali da essere considerati trascurabili, è possibile tarare lo stato tensionale del supporto definitivo alla chilometrica 207+440 sulla base dei risultati ottenuti *in situ*. Quest’ultima assunzione risulta essere basata sui risultati del monitoraggio topografico di cui al § 3.4.1 (SPEA Engineering, 1999 p. 36-49): essi evidenziano come gli innalzamenti registrati alla chilometrica 207+350 siano molto minori di quelli registrati in corrispondenza della sezione di interesse e pari circa a 1 ÷ 2 cm. In quanto tali, essi risultano difficilmente distinguibili dagli effetti delle attività di manutenzione del manto stradale e di rettifica locale della livelletta autostradale.

Dopo aver esplicitato la validità della suddetta assunzione, vengono presentate le modalità con cui sono state condotte le prove di cui si è parlato in precedenza. Le prove di martinetto piatto e *doorstopper* sono state eseguite, rispettivamente, in tagli e perforazioni radiali, in corrispondenza del piano in cui giace il “centro dei cerchi” e ad una inclinazione, a partire da quest’ultimo, pari a 45°; ne viene proposta una schematizzazione in Figura 4.73. Inoltre, lungo lo stesso asse radiale, le prove *doorstopper* sono state eseguite a delle profondità pari a 12 cm e 52 cm dall’intradosso del supporto definitivo, a seconda degli spessori delle porzioni da esaminare.

In Tabella 4.9 e Tabella 4.10 sono riportati le tensioni circonferenziali registrate con le due metodologie.

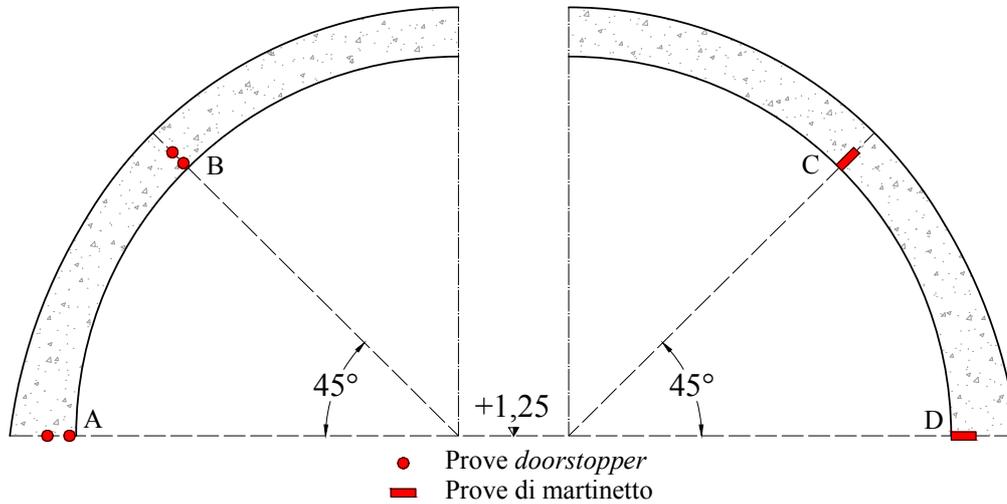


Figura 4.73: Posizioni delle prove di martinetto piatto e doorstopper.

Tabella 4.9: Sintesi dei risultati delle prove di martinetto piatto.

Posizione del martinetto piatto	Tensione circonferenziale [MPa]
A	2,47
B	3,40
C	1,09
D	1,70

Tabella 4.10: Sintesi dei risultati delle prove doorstopper.

Posizione del doorstopper	Profondità della prova [cm]	Tensione circonferenziale [MPa]
A	12,0	1,50 ± 0,00
	52,0	2,90 ± 0,10
B	12,0	4,70 ± 0,90
	52,0	5,00 ± 0,60
C	12,0	1,00 ± 0,10
	52,0	4,00 ± 0,80
D	12,0	4,30 ± 0,20
	52,0	3,40 ± 1,00

Sulla base di quanto riportato alla pagina precedente, si è cercato di riprodurre lo stato tensionale nel supporto definitivo preliminarmente agli effetti indotti dal rigonfiamento. A tal proposito, è stato ritenuto opportuno considerare invariate le proprietà deformative del rivestimento temporaneo ed assegnare allo stesso le proprietà meccaniche riportate in Tabella 4.11. Esse sono state ricavate in accordo con la metodologia proposta da J. Piratheepan et al. (2012): essi forniscono delle formulazioni empiriche che correlano le resistenze a compressione e trazione del calcestruzzo alle sue proprietà meccaniche in termini di angolo di resistenza al taglio e coesione. A tal proposito, è stato ritenuto opportuno applicare una riduzione del 15 % ai parametri risultanti dalle suddette correlazioni empiriche: si è cercato di riflettere un non completo sviluppo delle caratteristiche meccaniche nominali del calcestruzzo proiettato, in relazione alla sua modalità di messa in opera.

Tabella 4.11: Proprietà meccaniche del rivestimento preliminare nella fase di degrado.

E	ϕ	c	σ_t
[MPa]	[°]	[kPa]	[kPa]
73500	40	3000	1000

L’assunzione dei parametri meccanici riportati sopra ha fornito una buona correlazione tra lo stato tensionale del supporto definitivo misurato *in situ* e quello ricostruito tramite il modello numerico oggetto di studio della presente tesi. C’è, però, una criticità: come si evince dal documento redatto da Sial Tec Engineering S.r.l. (2021), il confronto tra i risultati delle prove *doorstopper* e di martinetto piatto “appare non del tutto soddisfacente, soprattutto per la posizione D.” Inoltre, essi segnalano che “il rivestimento appaia abbastanza fratturato e, per questo motivo, il suo stato tensionale può essere disomogeneo”.

Confrontando i dati riportati in Tabella 4.9 e Tabella 4.10 e considerando quanto riportato sopra, è convinzione che, in corrispondenza della chilometrica 207+350, la porzione destra (in direzione Bologna) del supporto definitivo sia caratterizzata dalla presenza di uno stato fessurativo tale da provocare un detensionamento nella parte più superficiale della posizione “B”, per permettere la redistribuzione degli sforzi verso la sua porzione più interna e, soprattutto, verso il corrispettivo piedritto (posizione “A”).

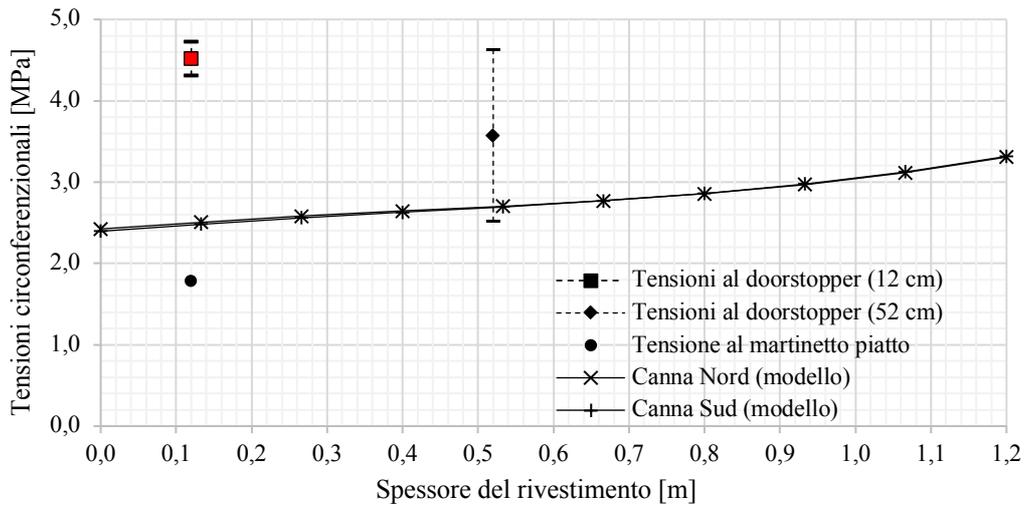


Figura 4.74: Confronto tra le tensioni circonferenziali ottenute in posizione “A”.

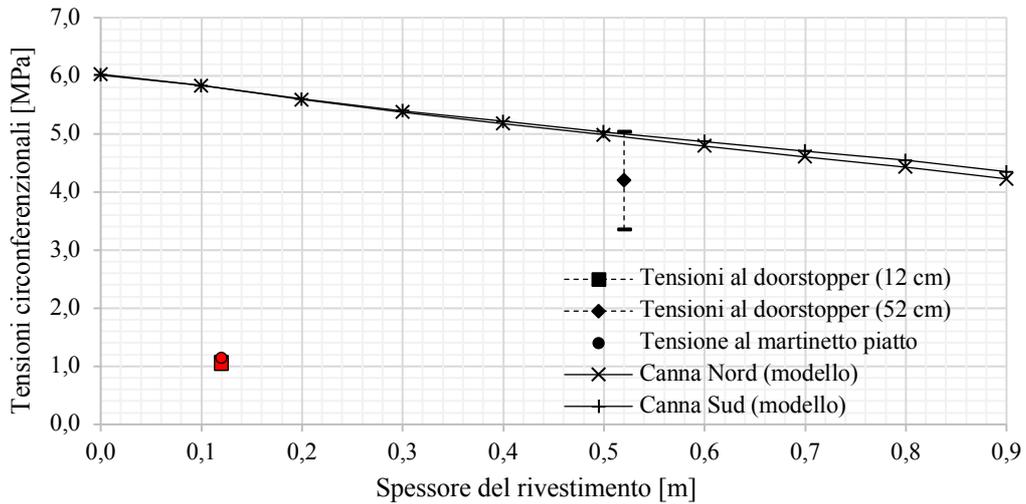


Figura 4.75: Confronto tra le tensioni circonferenziali ottenute in posizione “B”.

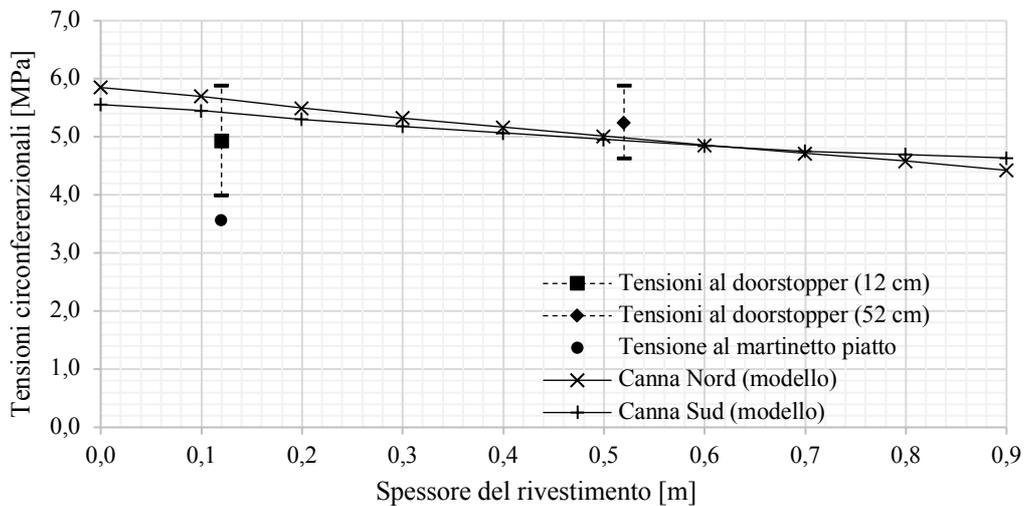


Figura 4.76: Confronto tra le tensioni circonferenziali ottenute in posizione “C”.

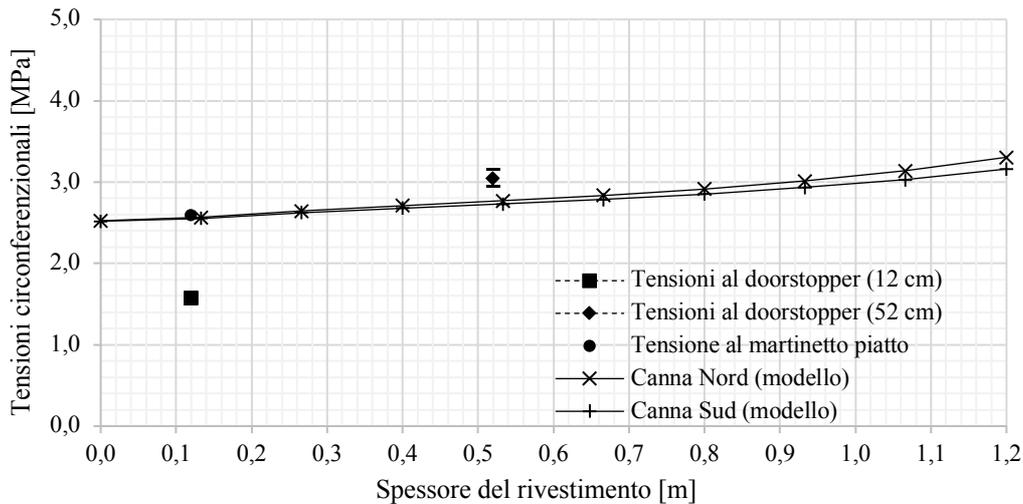


Figura 4.77: Confronto tra le tensioni circonferenziali ottenute in posizione “D”.

Le figure riportate sopra mostrano un confronto tra lo stato tensionale del supporto definitivo della galleria misurato *in situ* e quello ricostruito tramite modellazione numerica. Da una loro interpretazione si evince come il modello numerico riesca a ricostruire in maniera piuttosto fedele la situazione tensionale nella porzione non fessurata del supporto definitivo (Figura 4.76 e Figura 4.77); è plausibile che tale porzione, non essendo verosimilmente affetta da una marcata fessurazione, si comporti in maniera prettamente elastica. Al contrario, come ci si poteva attendere, risulta più complessa la ricostruzione della situazione tensionale della sua porzione fessurata: rispetto alla situazione elastica, è evidente un detensionamento del supporto in corrispondenza della posizione “B” ed un accumulo tensionale in corrispondenza della posizione “A”, in entrambi i casi nelle porzioni più superficiali delle corrispettive posizioni; tali anomalie (indicate in rosso nelle figure di sopra) si attenuano lungo lo spessore del supporto.

Si specifica che per tenere conto della differente copertura caratterizzante le chilometriche autostradali 207+350 e 207+440, i dati di monitoraggio riportati in Tabella 4.9 e Tabella 4.10 sono stati incrementati di una quota pari al 5 %.

Tenendo in considerazione quanto spiegato in precedenza, è convinzione che il modello numerico formulato in occasione della presente tesi rispecchi in modo fedele lo stato tensionale agente nel supporto definitivo preliminarmente all’azione indotta dal rigonfiamento e, dunque, che esso possa essere considerabile validato per i fini concernenti le prossime fasi di calcolo.

Nell’intorno delle sezioni delle due canne, al termine dello “Stage 6”, si nota:

- la seguente variazione del profilo delle tensioni orizzontali nel piano per le due canne, come evidenziato in Figura 4.78 e Figura 4.79;

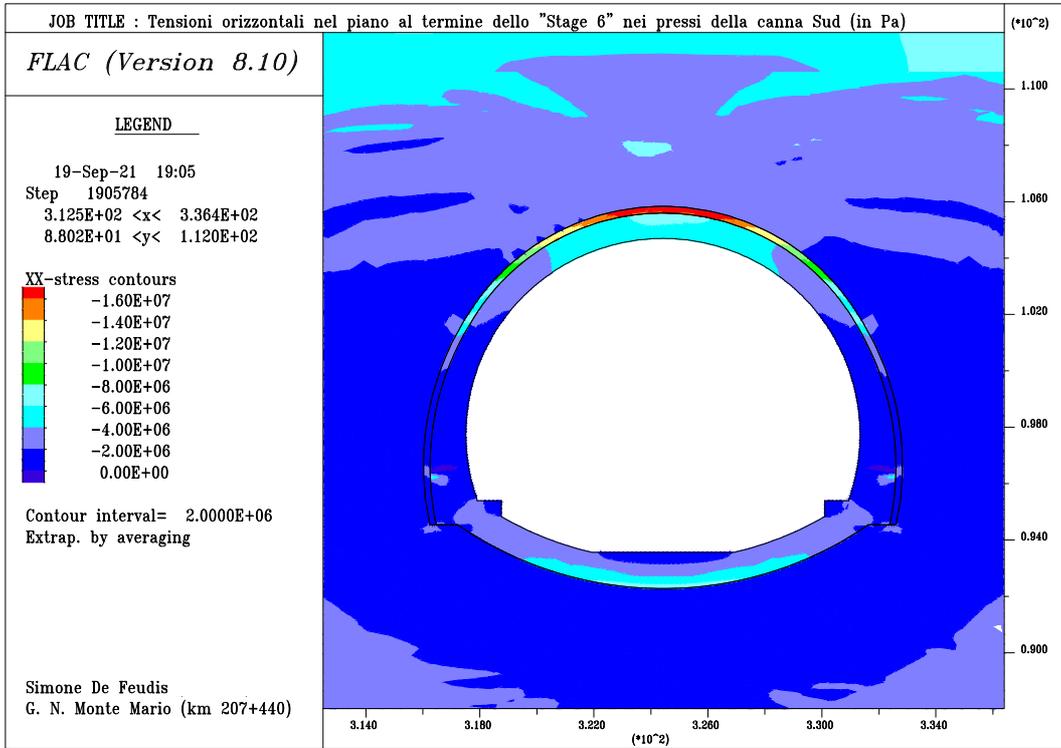


Figura 4.78: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 6" (canna Sud).

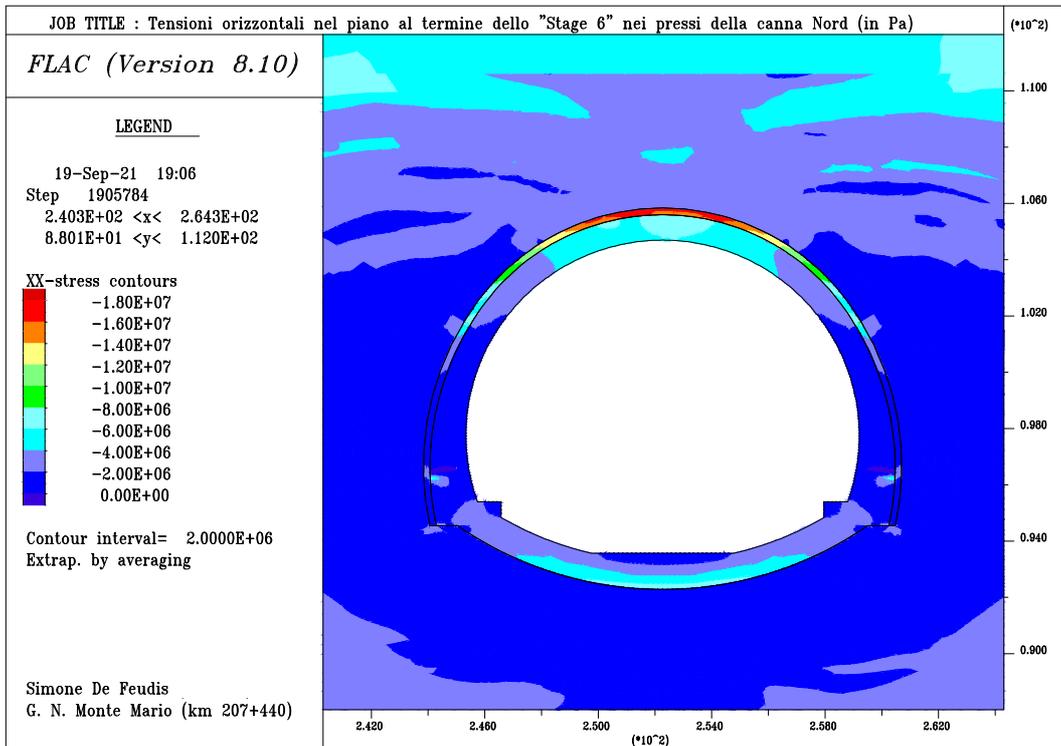


Figura 4.79: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 6" (canna Nord).

- la seguente variazione del profilo delle tensioni verticali per le due canne, come evidenziato in Figura 4.80 e Figura 4.81;

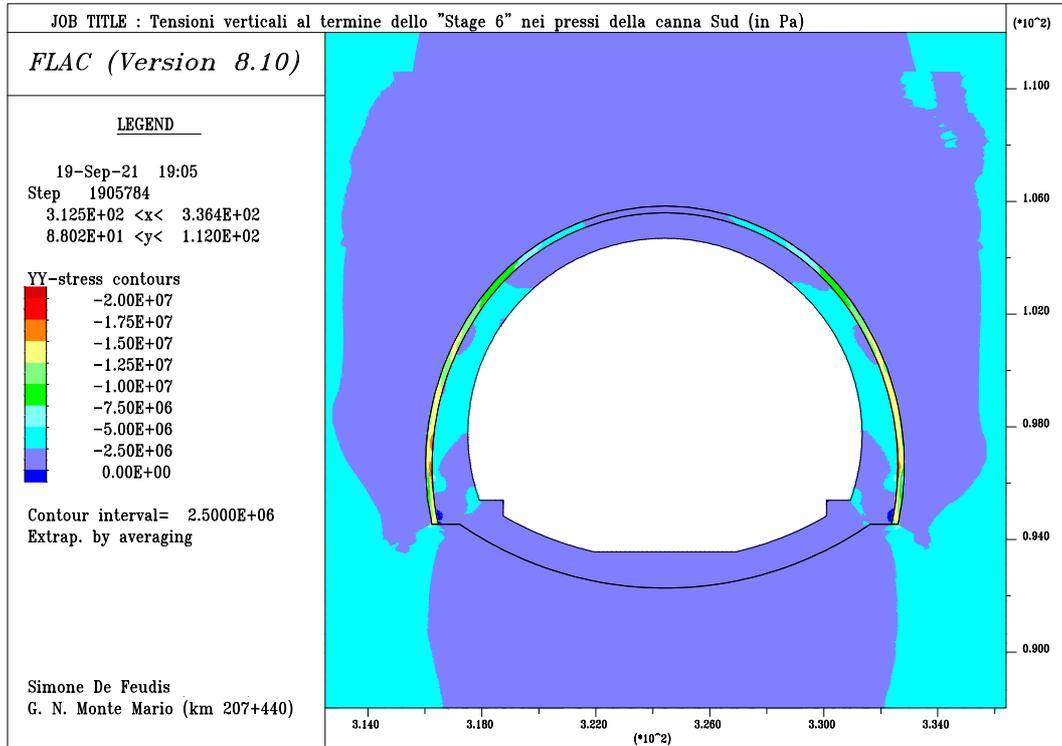


Figura 4.80: Tensioni verticali al termine di "Stage 6" (canna Sud).

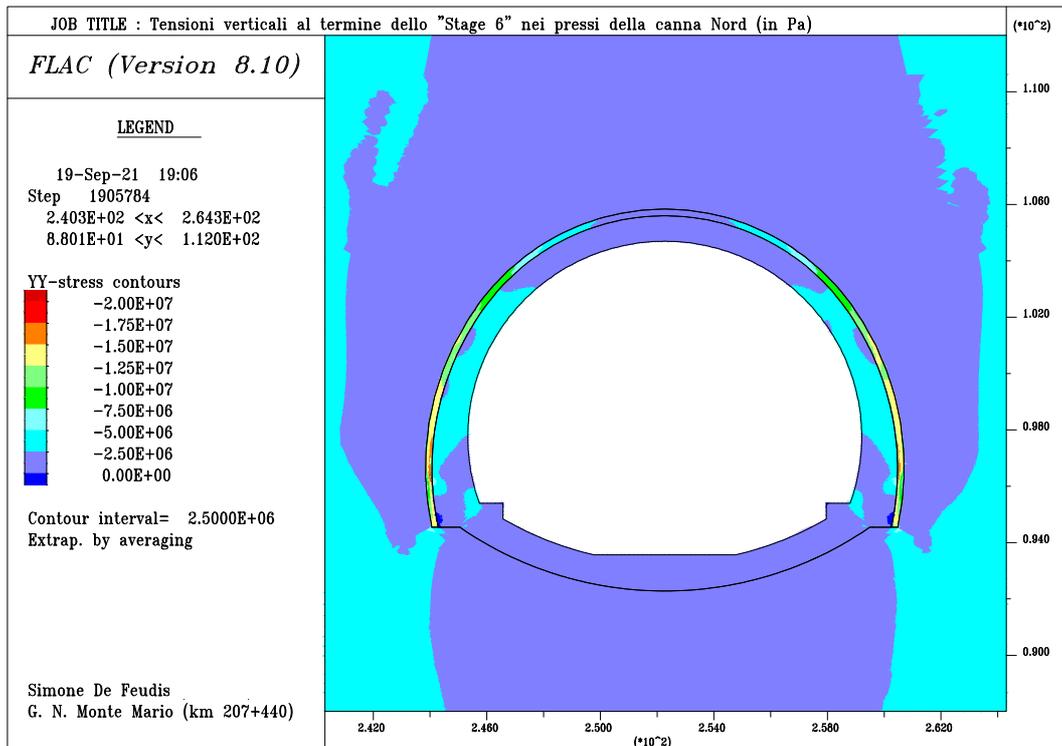


Figura 4.81: Tensioni verticali al termine di "Stage 6" (canna Nord).

- la seguente variazione del profilo delle tensioni orizzontali fuori dal piano per le due canne, come evidenziato in Figura 4.82 e Figura 4.83;

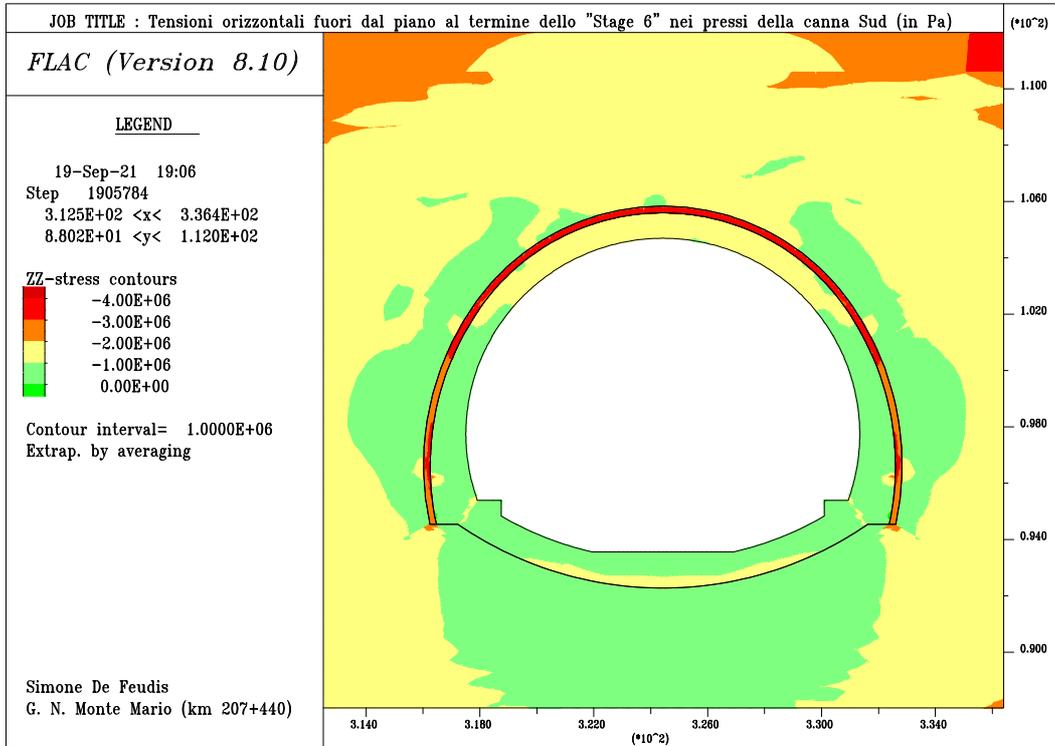


Figura 4.82: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 6" (canna Sud).

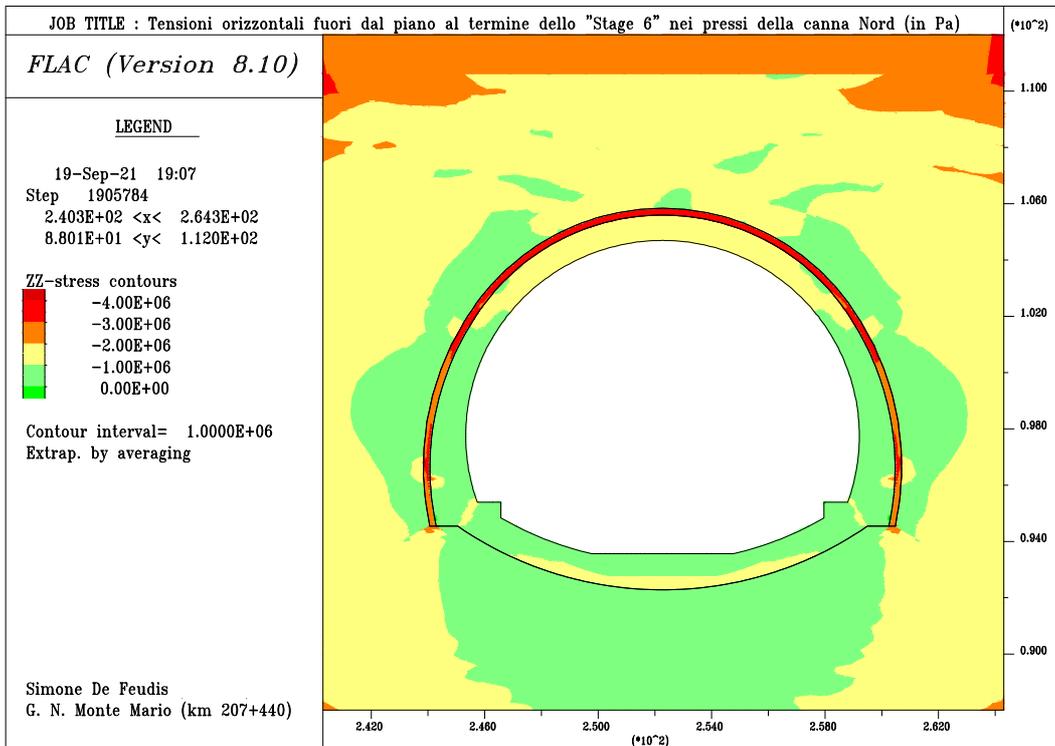


Figura 4.83: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 6" (canna Nord).

Al termine dello “*Stage 6*” non si notano particolari variazioni dello stato deformativo e delle sovrappressioni interstiziali sviluppate nei pressi delle due canne della G. N. Monte Mario.

4.3.12 “*Stage 7*”: rigonfiamento delle argille grigio-azzurre sature

Lo “*Stage 7*” prevede la simulazione del rigonfiamento delle argille grigio-azzurre costituenti la formazione pliocenica inferiore. A tal proposito, data la tipologia di prove di cui si è in possesso, è stato reputato opportuno adottare la metodologia proposta da Wittke (1976). Inoltre, è fondamentale specificare che, in questa fase, il modulo di compressibilità dell’acqua è stato nuovamente annullato e che la distribuzione delle sovrappressioni interstiziali è stata fissata pari a quella ottenuta al termine dello *stage* precedente.

Come già opportunamente spiegato in § 2.3.2.1, la formulazione di Wittke presuppone che il rigonfiamento possa manifestarsi solo in quelle zone sature che, a seguito di uno scavo, manifestino una riduzione del primo invariante tensionale; sulla base di tale variazione, com’è già noto, è calcolata l’entità della deformazione volumetrica indotta dal rigonfiamento, come in Eq. (38). Al tal fine, è stato ritenuto opportuno affidarsi al metodo di Noorany et al. (1999): nell’ipotesi di mezzo elastico lineare ed isotropo, esso consiste nell’applicazione di n variazioni tensionali secondo la seguente formulazione (quanto esposto nel seguito è stato implementato in F.L.A.C. per mezzo di una apposita *FISH function*):

$$\begin{cases} \Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = -\alpha_1 \cdot \frac{I_{1,\varepsilon}^s}{n} \\ \Delta\sigma_z = -\alpha_2 \cdot \frac{I_{1,\varepsilon}^s}{n} \end{cases} \quad (62)$$

con:

$$\alpha_1 = K + \frac{1}{3}G \quad (64-a)$$

$$\alpha_2 = K - \frac{2}{3}G \quad (64-b)$$

dove:

K → modulo di compressibilità del mezzo oggetto di studio;

G → modulo di taglio del mezzo oggetto di studio;

n → numero di intervalli di applicazione delle variazioni tensionali.

Chiarite le modalità con cui è stato implementato il rigonfiamento nel modello numerico, è fondamentale definire un coefficiente di rigonfiamento: com'è noto sin da § 2.3.2.1, esso rappresenta la pendenza della *swelling rule* monodimensionale proposta da Grob (1972). Pertanto, al fine di determinare il valore del suddetto parametro da adottare per la simulazione oggetto di studio della presente tesi, è stato necessario appellarsi all'interpretazione delle prove di rigonfiamento edometrico svolta in § 3.5.7. Basandosi sui risultati ottenuti dai campioni più superficiali dei carotaggi "MM1" e "MM2", è stato calcolato un coefficiente di rigonfiamento tale da permettere lo sviluppo di un comportamento intermedio fra i due sopra citati. In accordo con quanto detto e con la formulazione proposta da Wittke (1976), tale parametro risulta essere pari a 4,22 (valore della formulazione percentuale). A tal proposito, analizzando le tendenze dei tassi deformativi delle sezioni strumentate nei tre anni di monitoraggio della G. N. Monte Mario (SPEA Engeneering, 2017) e considerando che i fenomeni oggetto di studio impieghino molti anni per dissiparsi del tutto, è stato ritenuto adeguato assumere che una quota parte pari al 20 % del totale potenziale rigonfiante dovesse ancora manifestarsi. Basandosi su tale ipotesi, valutando la modalità di funzionamento dell'algoritmo di Noorany et al. (1999), nel corso dello "Stage 7" è stato adottato un coefficiente di rigonfiamento pari a 3,38 (valore della formulazione percentuale).

Al fine di cogliere in maniera più verosimile il comportamento del supporto definitivo nell'intorno della chilometrica modellata (km 207+400 – 207+500), date le evidenze circa lo stato di fratturazione dell'arco rovescio e delle murette (§ 3.4.2), è stato scelto di associare al supporto definitivo, fin qui modellato come un mezzo elastico lineare, una legge di plasticità con gli stessi criteri già chiariti nello *stage* precedente (Piratheepan, et al., 2012). Ciò ha portato a risultati più affini alle rilevazioni del monitoraggio geodetico (§ 3.4.1) e ha permesso di valutare come e se lo sviluppo delle zone plastiche del supporto definitivo computate da F.L.A.C. avesse peculiari riscontri con le evidenze visive già discusse in § 3.4.2. Le proprietà meccaniche assunte per il supporto definitivo sono riportate in Tabella 4.12.

Inoltre, data la varietà di comportamento del supporto definitivo nel suddetto intervallo di interesse (Figura 3.5), è stato ritenuto appropriato attuare tre diverse analisi di rigonfiamento assumendo, alternativamente, quanto segue (ai fini della modellazione dell'intervento "pilota", si considererà l'ultima fra esse):

- I. che non ci sia alcun apporto d'acqua da eventuali banchi sabbiosi presenti al di sotto dell'arco rovescio del supporto definitivo e che, dunque, il solo materiale argilloso capace di rigonfiare sia al di sotto del livello di falda;
- II. che ci siano apporti d'acqua da banchi sabbiosi presenti al di sotto dell'arco rovescio del supporto definitivo e che, dunque, oltre a quanto specificato al punto precedente, anche il materiale argilloso situato inferiormente alle suddette lenti sabbiose possa rigonfiare (tale materiale sarebbe soggetto a processi di filtrazione e, dunque, alla presenza di acqua). A tal fine, è stata assunta una potenza dell'acquifero pari a $1,5 \div 2$ m;
- III. che ci siano apporti d'acqua da banchi sabbiosi presenti al di sotto dell'arco rovescio del supporto definitivo e che la spinta rigonfiante causi una fessurazione del suddetto supporto nelle modalità già presentate in § 3.4.2.

In accordo con quanto descritto sopra e con la formulazione proposta da Wittke (1976), in Figura 4.84 e Figura 4.85 è riportato il quantitativo di deformazioni da rigonfiamento delle porzioni di argilla grigio-azzurra effettivamente soggette a tale fenomeno, computate per le tre casistiche elencate sopra.

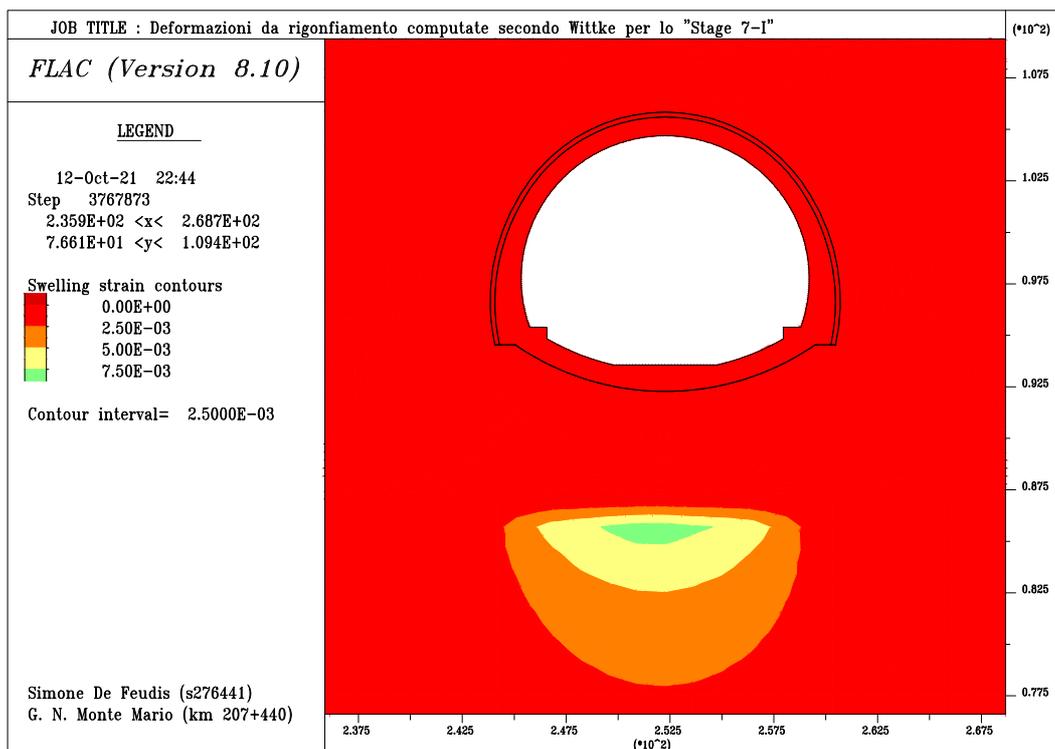


Figura 4.84: Deformazioni da rigonfiamento secondo il metodo di Wittke per lo "Stage 7-I".

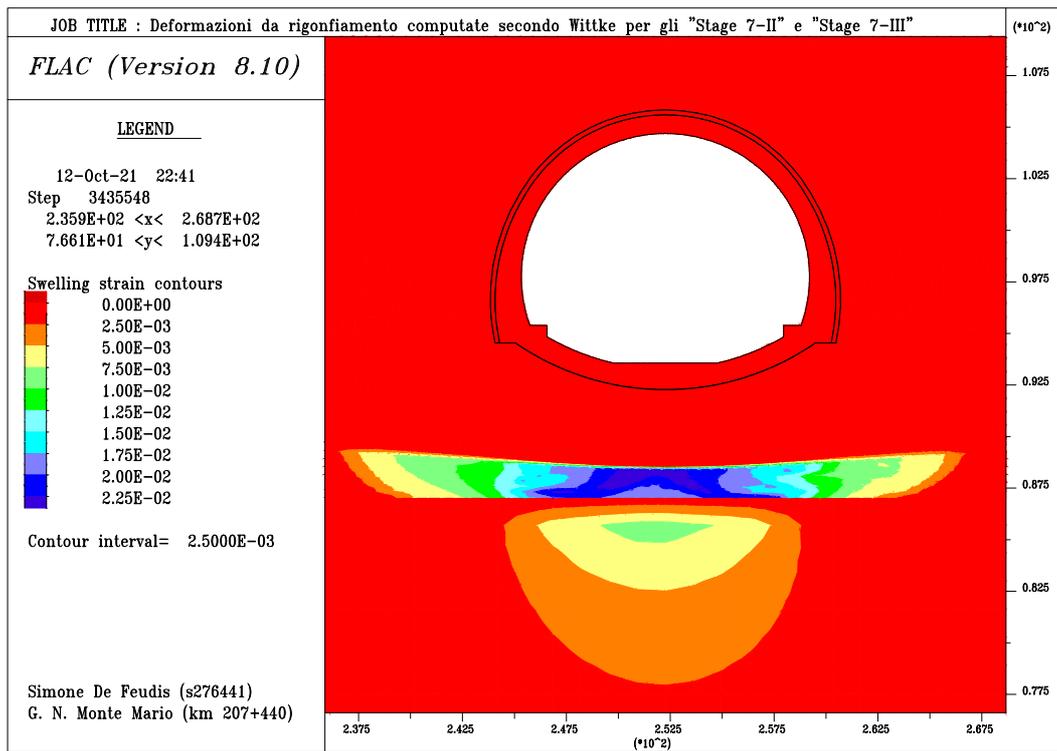


Figura 4.85: Deformazioni da rigonfiamento secondo il metodo di Wittke per gli "Stage 7-II" e Stage 7-II".

Per simulare quanto appena dichiarato, è stato assunto che tale distacco potesse avvenire in corrispondenza di una porzione preindicata del supporto definitivo più scadente rispetto al resto dell'anello in calcestruzzo (Tabella 4.12).

Tabella 4.12: Proprietà meccaniche del supporto definitivo e del suo giunto di distacco nella fase di rigonfiamento ("Stage 7").

Porzione del supporto definitivo	Identificativo della simulazione	E [MPa]	ϕ [°]	c [kPa]	σ_t [kPa]
Anello in calcestruzzo	I – II – III	30000	48	3500	1500
Giunto di distacco	III	3000	42	-	-

Si specifica, infine, che è stato deciso di non simulare la presenza del pacchetto stradale per le seguenti motivazioni: la griglia non permette di modellare lo stesso in maniera efficace ed una taratura circa la sua interazione con il supporto definitivo sarebbe difficoltosa e poco vantaggiosa. A tal proposito, è stato assunto che gli innalzamenti dell'arco rovescio si trasmettessero rigidamente fin alla sede stradale.

Dopo la simulazione di rigonfiamento "I", nell'intorno della sezione della sola canna Nord, al termine dello "Stage 7", si nota:

- la seguente variazione del profilo delle tensioni come in Figura 4.86, Figura 4.87 e Figura 4.88;

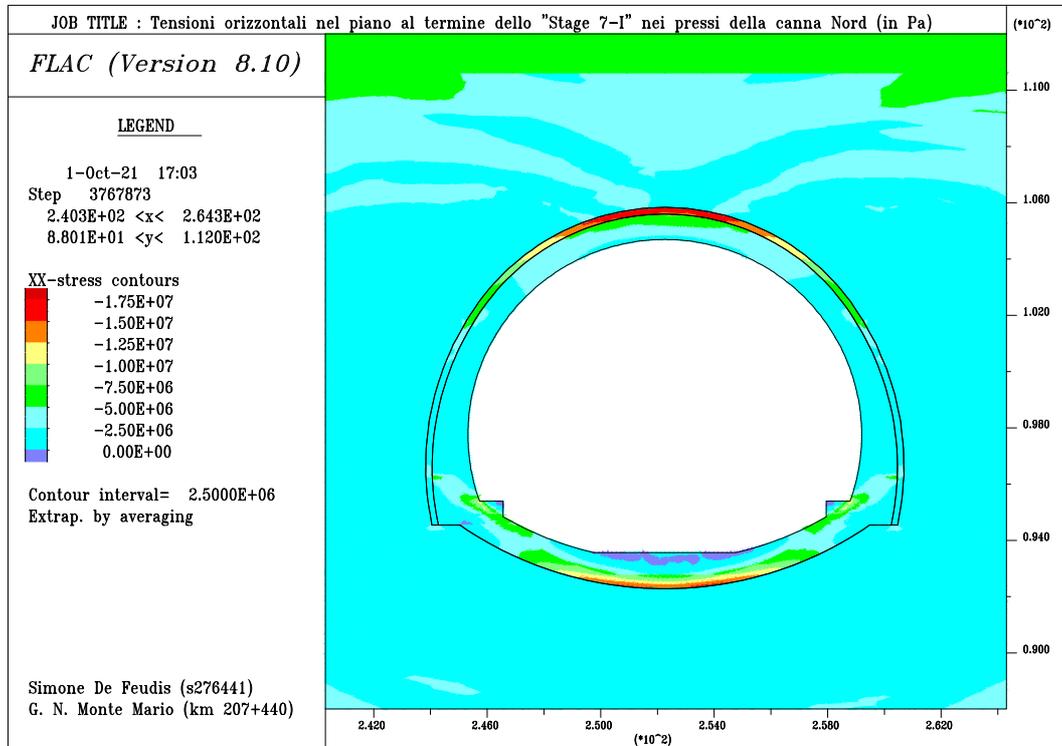


Figura 4.86: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 7-I" (canna Nord).

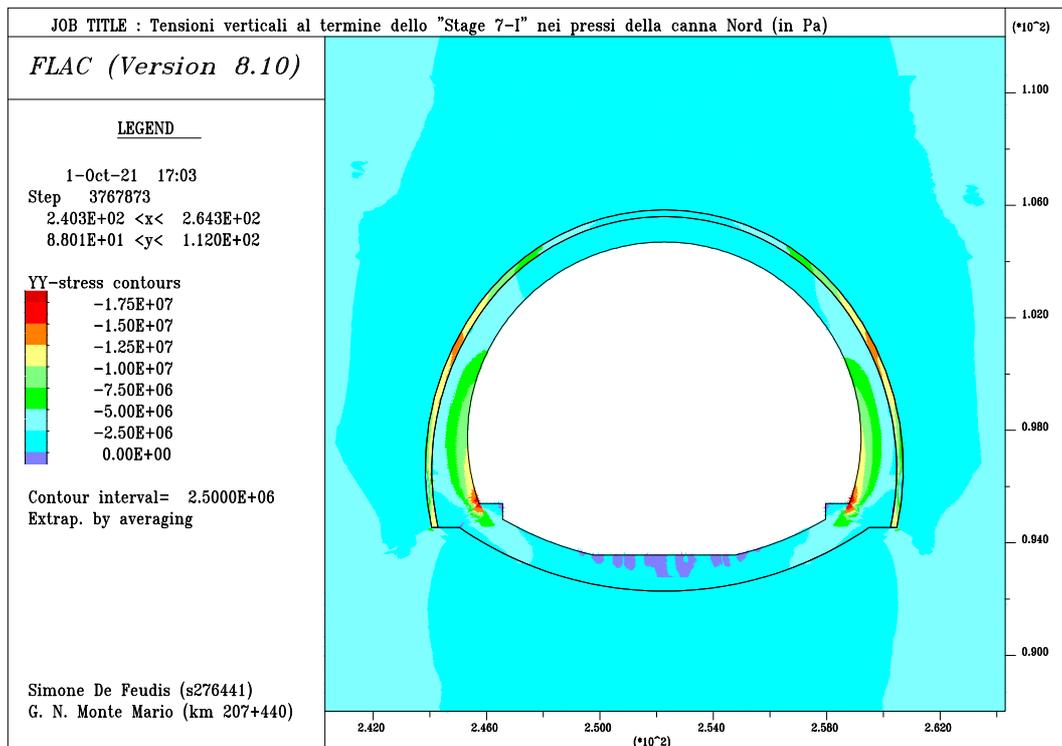


Figura 4.87: Tensioni verticali al termine di "Stage 7-I" (canna Nord).

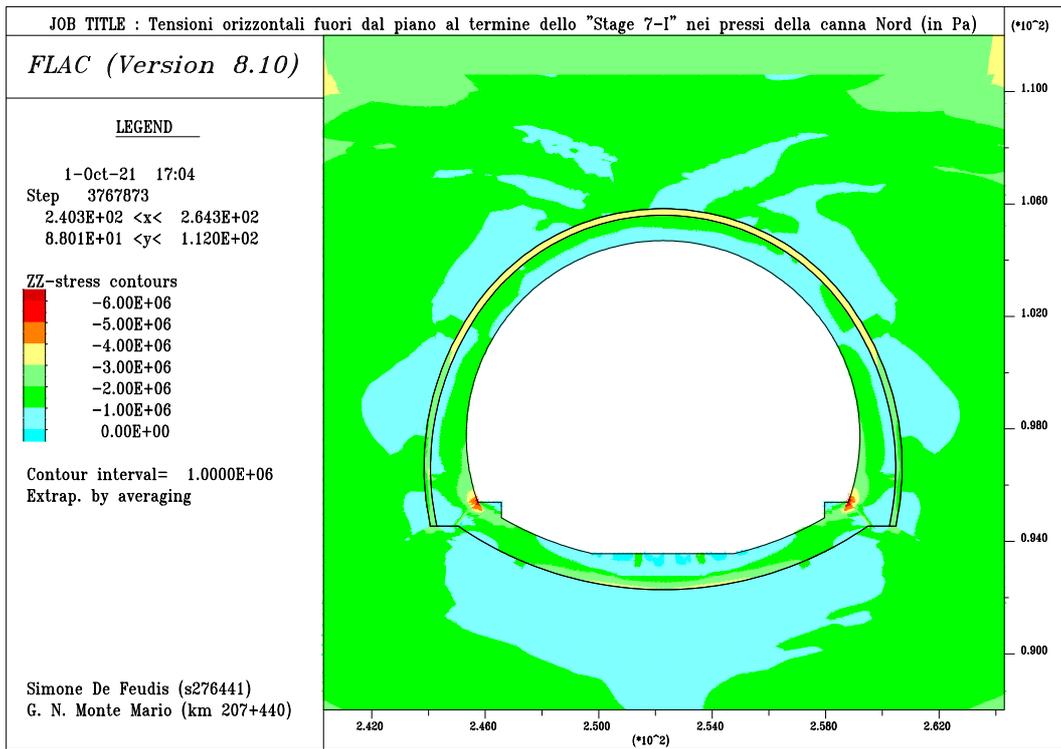


Figura 4.88: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 7-I" (canna Nord).

- il seguente sviluppo di spostamenti orizzontali (nel piano) e verticali come in Figura 4.89 e Figura 4.90;

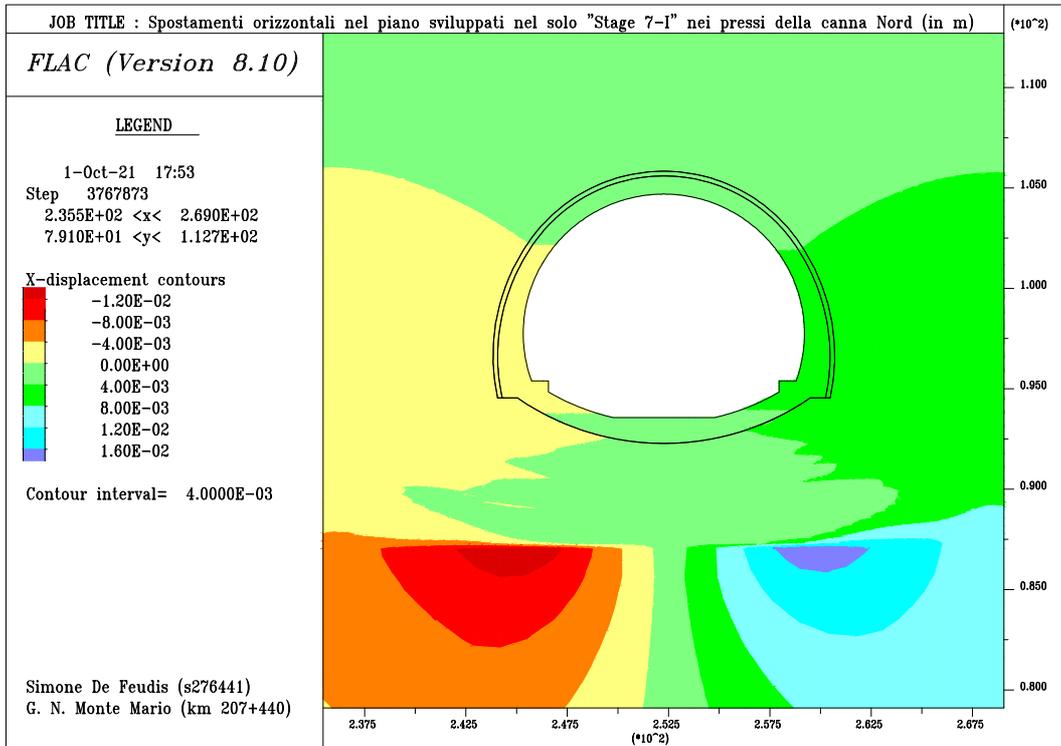


Figura 4.89: Spostamenti orizzontali nel piano sviluppati nel solo "Stage 7-I" (canna Nord).

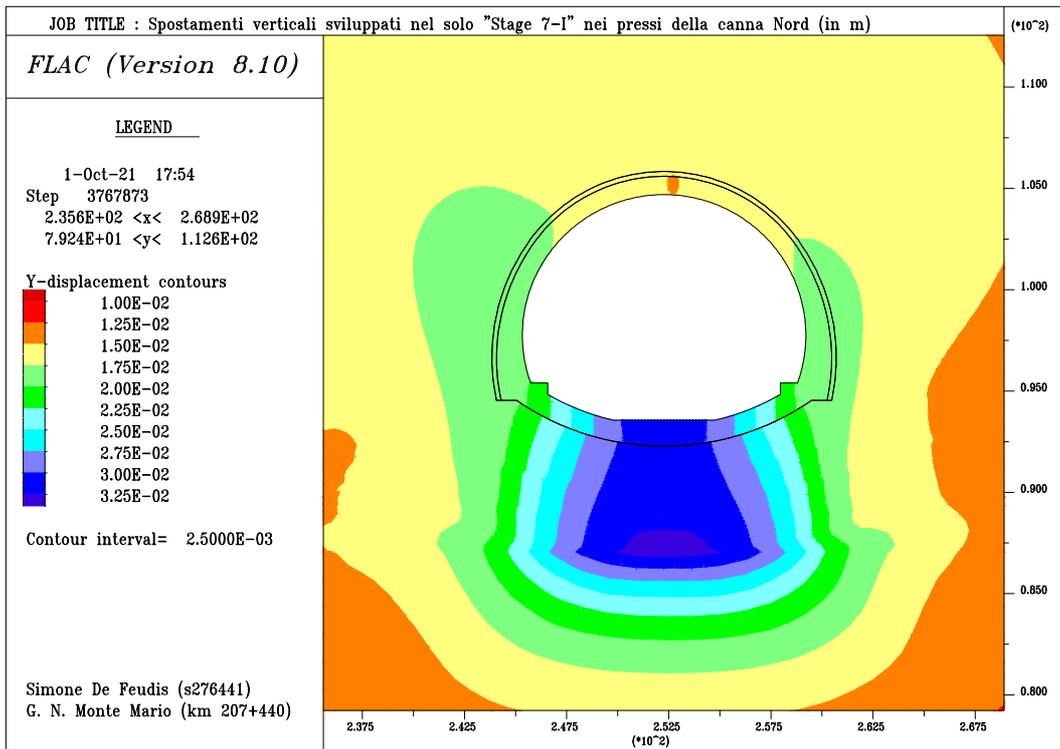


Figura 4.90: Spostamenti verticali sviluppati nel solo "Stage 7-I" (canna Nord).

- la seguente transizione in regime plastico di alcune porzioni del supporto definitivo, come mostrato in Figura 4.91;

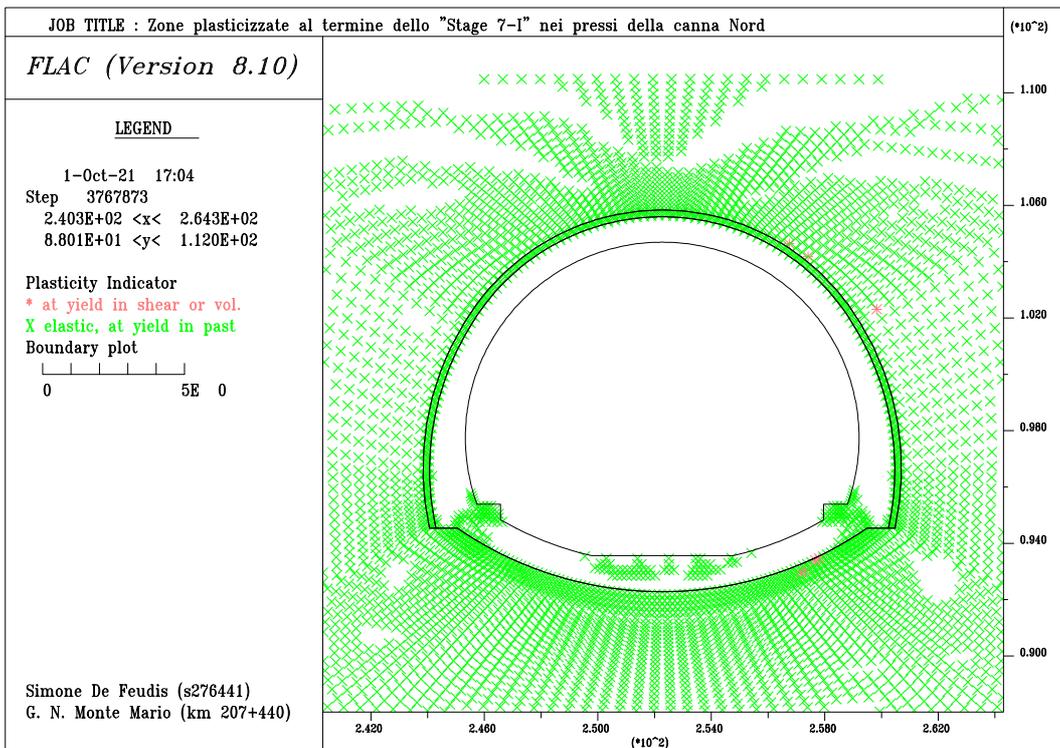


Figura 4.91: Estensione della zona in regime plastico al termine di "Stage 7-I" (canna Nord).

- la seguente deformata in seguito ai soli effetti del rigonfiamento delle argille grigio-azzurre, come mostrato in Figura 4.92;

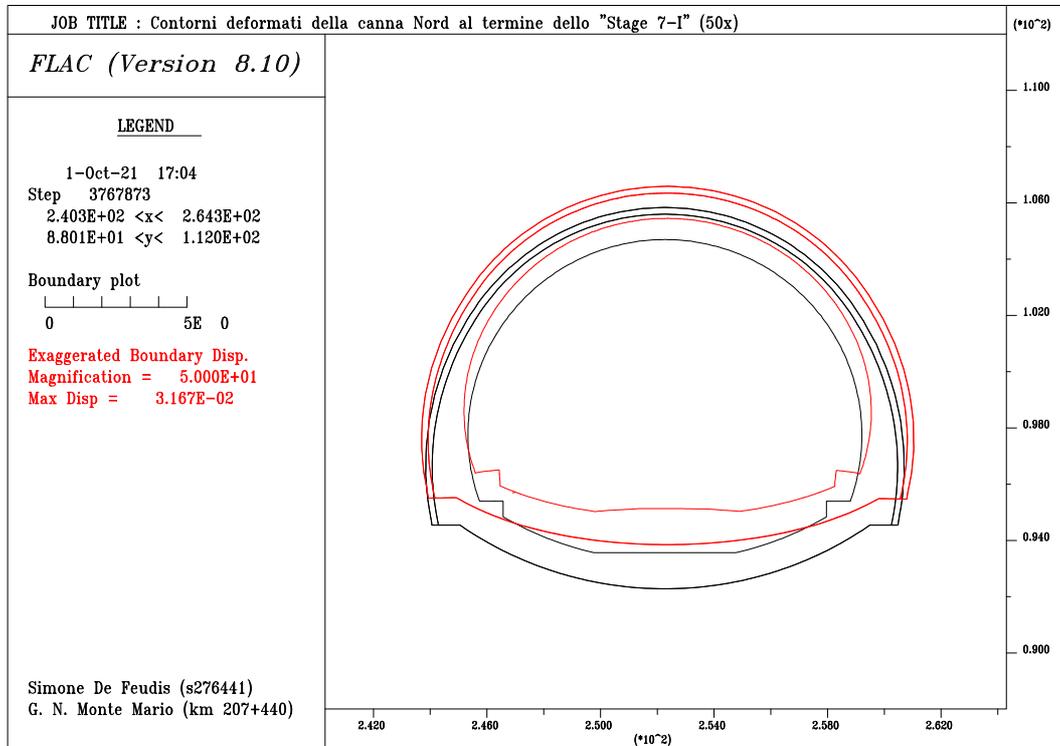


Figura 4.92: Deformata del supporto definitivo sviluppata nel solo "Stage 7-I" (canna Nord).

Come è evidente in Figura 4.107, i risultati ottenuti sono in linea con quanto registrato *in situ* nelle porzioni appena precedenti alla chilometrica di riferimento (km 207+400 – 207+430). Se ne deduce che, in corrispondenza di tale settore autostradale, non sono apparentemente presenti le intercalazioni sabbiose di cui si è discusso in precedenza o, quanto meno, non se ne risentono gli effetti sulle argille grigio-azzurre al di sopra del livello di falda.

Sulla base di tale evidenze, è convinzione che la deformata del supporto definitivo (Figura 4.92) e che le corrispettive zone plasticizzate computate da F.L.A.C. (Figura 4.91) siano rappresentative della reale condizione *in situ* dello stesso. Interpretando tali risultati, esso sarebbe stato soggetto a un controinarcamento dell'arco rovescio che avrebbe causato la fessurazione della porzione centrale dello stesso ed una fitta fratturazione in corrispondenza delle porzioni laterali del supporto definitivo.

Dopo la simulazione di rigonfiamento "II", nell'intorno della sezione della sola canna Nord, al termine dello "Stage 7", si nota:

- la seguente variazione del profilo delle tensioni come in Figura 4.93, Figura 4.94 e Figura 4.95;

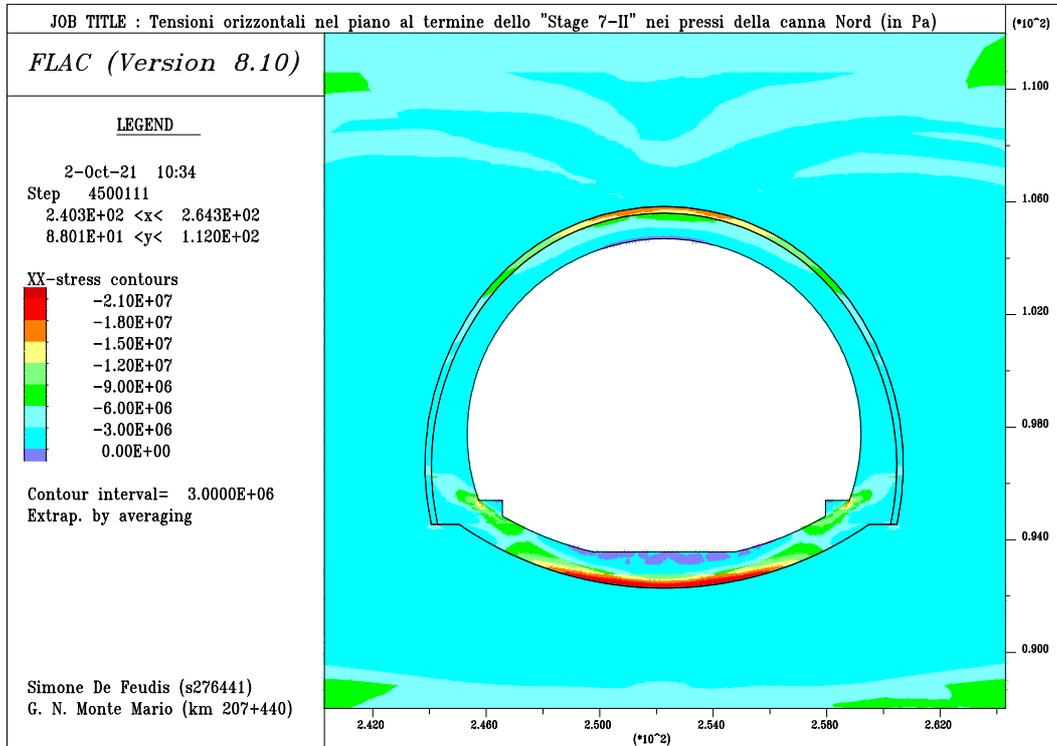


Figura 4.93: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 7-II" (canna Nord).

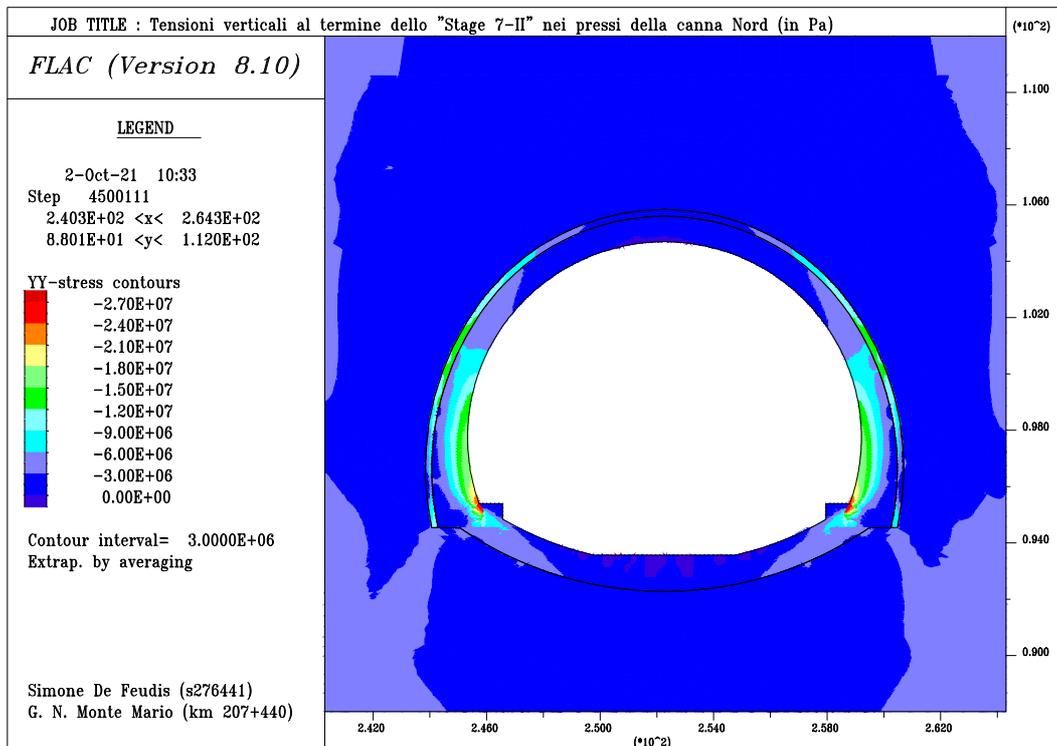


Figura 4.94: Tensioni verticali al termine di "Stage 7-II" (canna Nord).

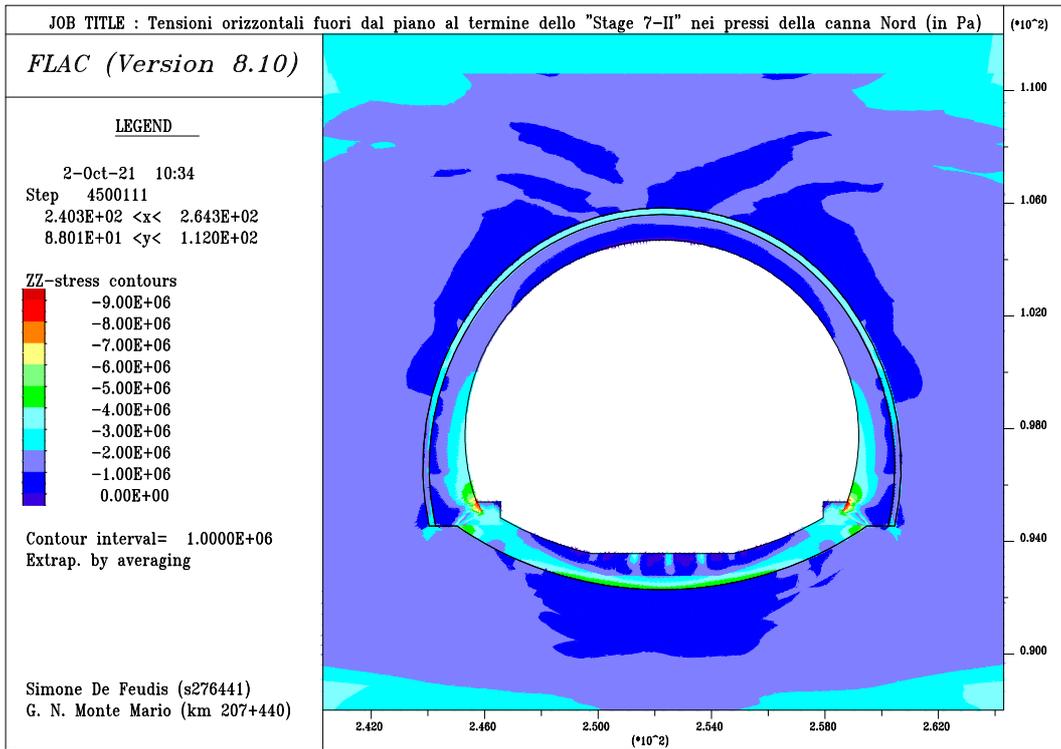


Figura 4.95: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 7-II" (canna Nord).

- il seguente sviluppo di spostamenti orizzontali (nel piano) e verticali come in Figura 4.96 e Figura 4.97;

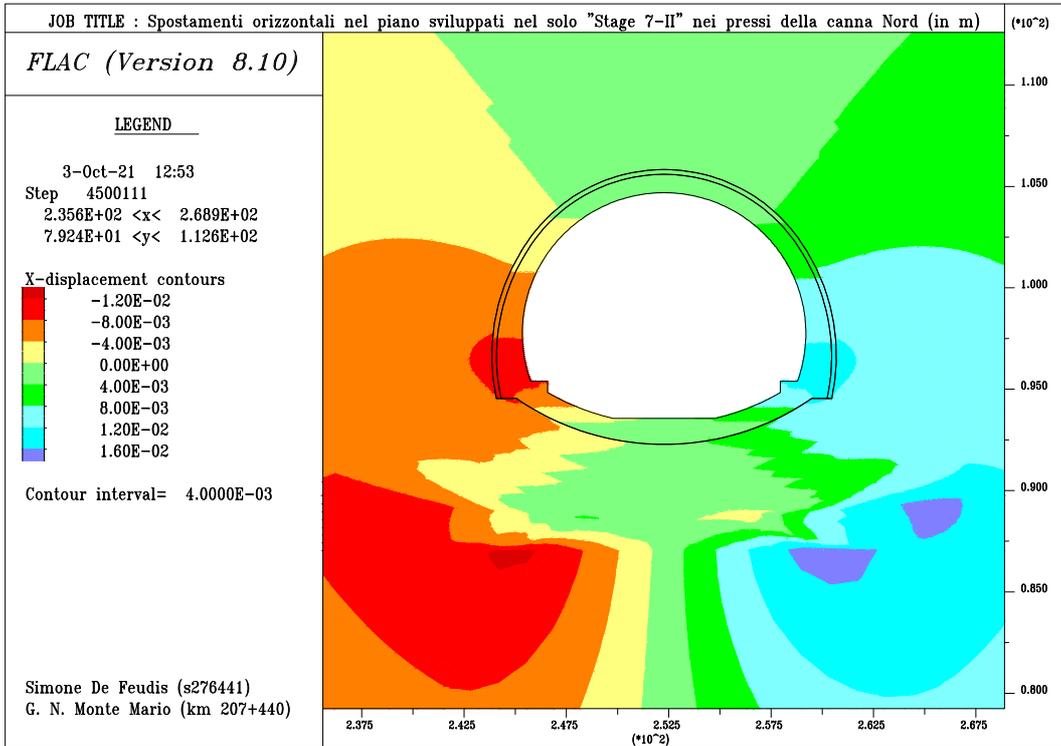


Figura 4.96: Spostamenti orizzontali nel piano sviluppati nel solo "Stage 7-II" (canna Nord).

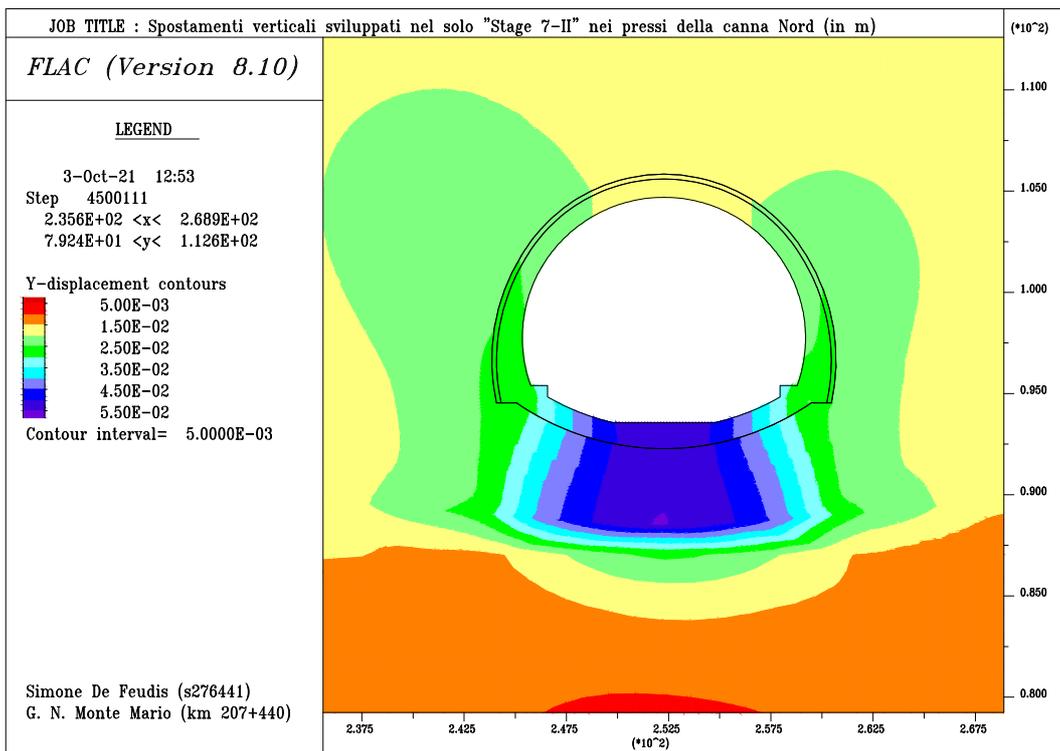


Figura 4.97: Spostamenti verticali sviluppati nel solo "Stage 7-II" (canna Nord).

- la seguente transizione in regime plastico di alcune porzioni del supporto definitivo, come mostrato in Figura 4.98;

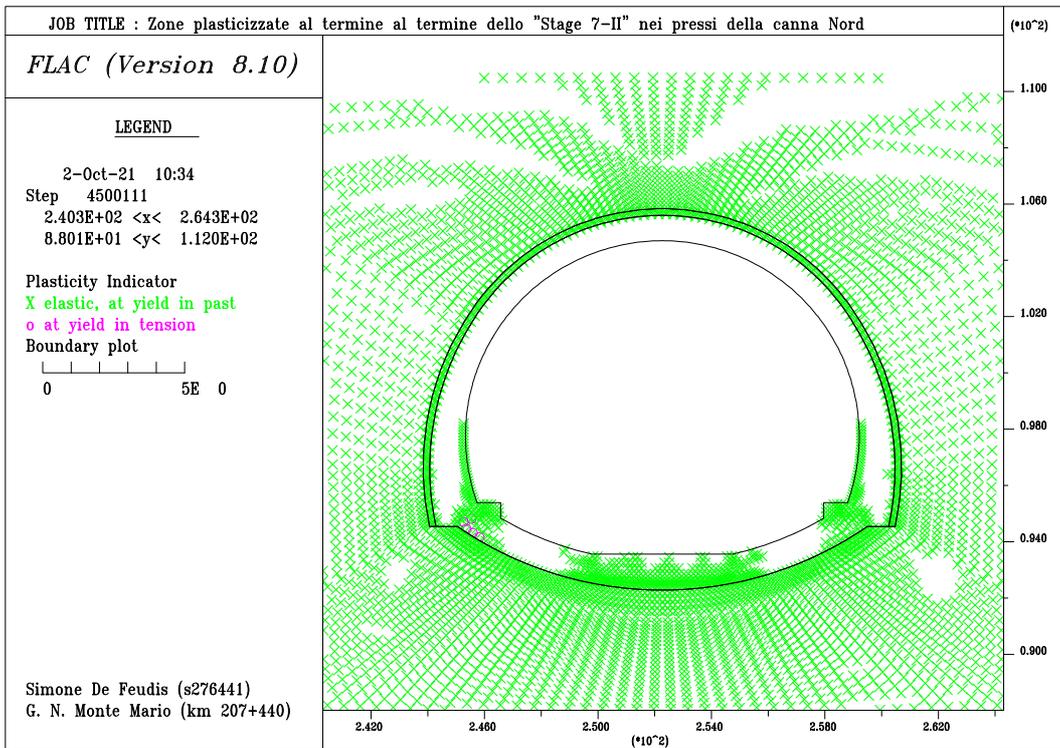


Figura 4.98: Estensione della zona in regime plastico al termine di "Stage 7-II" (canna Nord).

- la seguente deformata in seguito ai soli effetti del rigonfiamento delle argille grigio-azzurre, come mostrato in Figura 4.99;

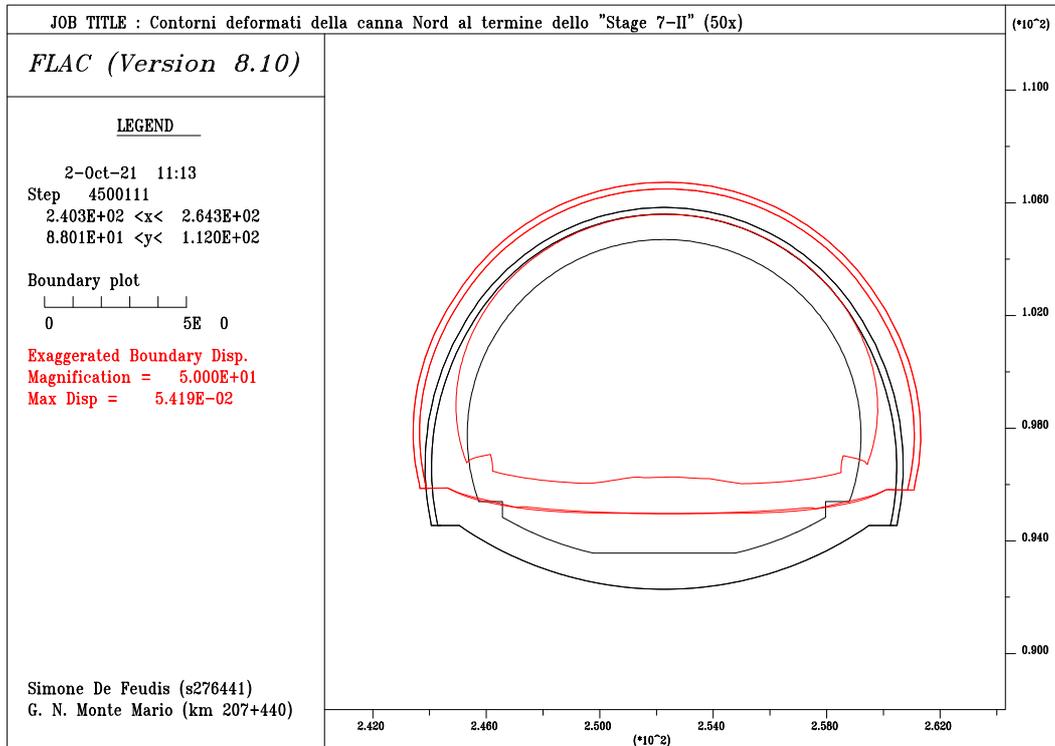


Figura 4.99: Deformata del supporto definitivo sviluppata nel solo "Stage 7-II" (canna Nord).

Come è evidente in Figura 4.107, i risultati ottenuti sono in linea con quanto registrato *in situ* nelle vicinanze della chilometrica di riferimento (km 207+430 – 207+446). Se ne deduce che, in corrispondenza di tale settore autostradale, il comportamento del supporto definitivo inizia a risentire degli effetti indotti dai banchi sabbiosi di cui si è discusso in precedenza, ma in modo tale che esse non siano ancora capaci di indurre la fratturazione dello stesso.

Sulla base di tale evidenze, è convinzione che la deformata del supporto definitivo (Figura 4.99) e che le corrispettive zone plasticizzate computate da F.L.A.C. (Figura 4.98) siano rappresentative della reale condizione *in situ* dello stesso. Interpretando tali risultati, ugualmente al caso precedente ma in modo più marcato, esso sarebbe stato soggetto a un contro-inarcamento dell'arco rovescio che avrebbe causato la fessurazione della porzione centrale dello stesso ed una fitta fratturazione in corrispondenza delle porzioni laterali del supporto definitivo.

Dopo la simulazione di rigonfiamento "III", nell'intorno della sezione della sola canna Nord, al termine dello "Stage 7", si nota:

- la seguente variazione del profilo delle tensioni come in Figura 4.100, Figura 4.101 e Figura 4.102;

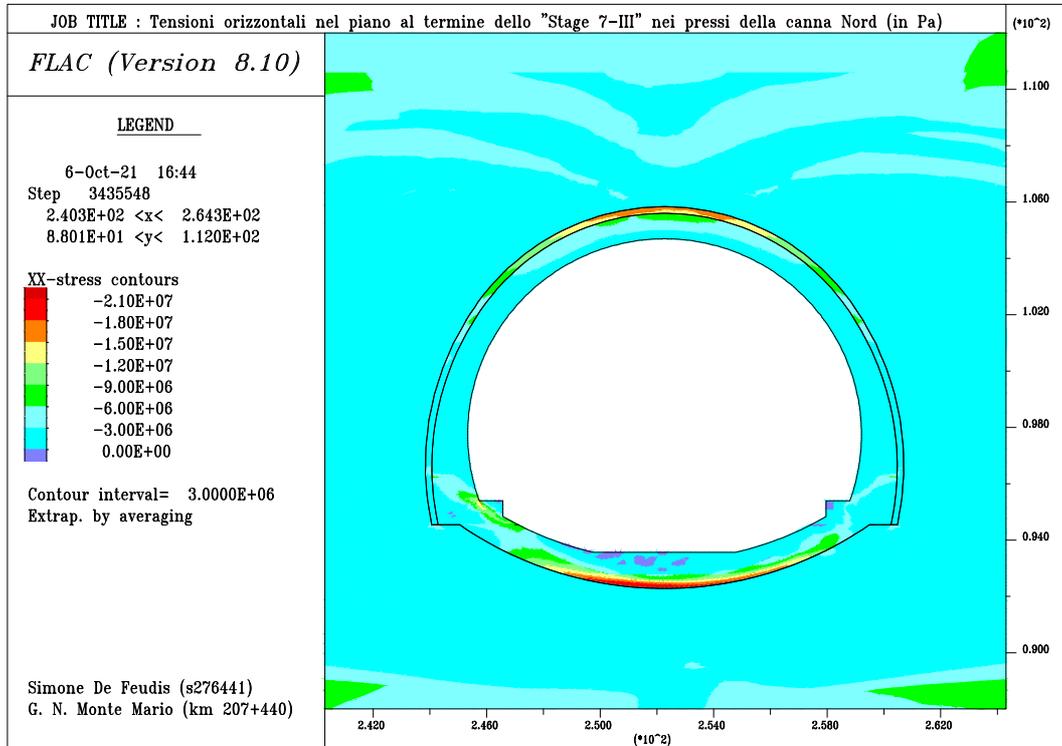


Figura 4.100: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 7-III" (canna Nord).

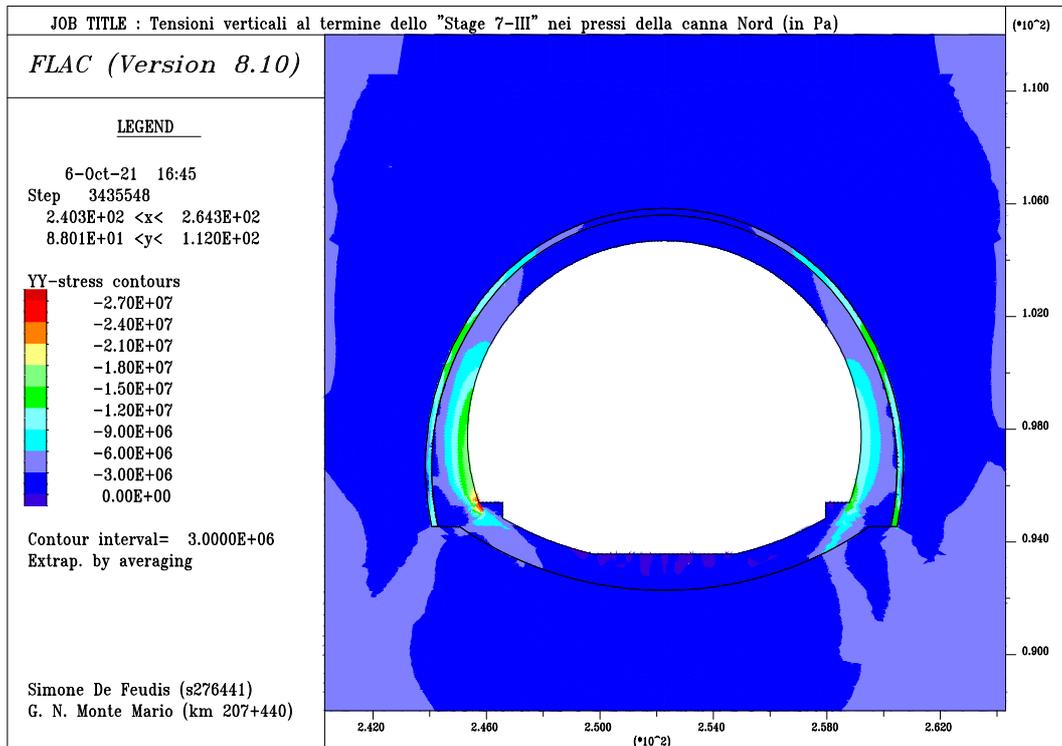


Figura 4.101: Tensioni verticali al termine di "Stage 7-III" (canna Nord).

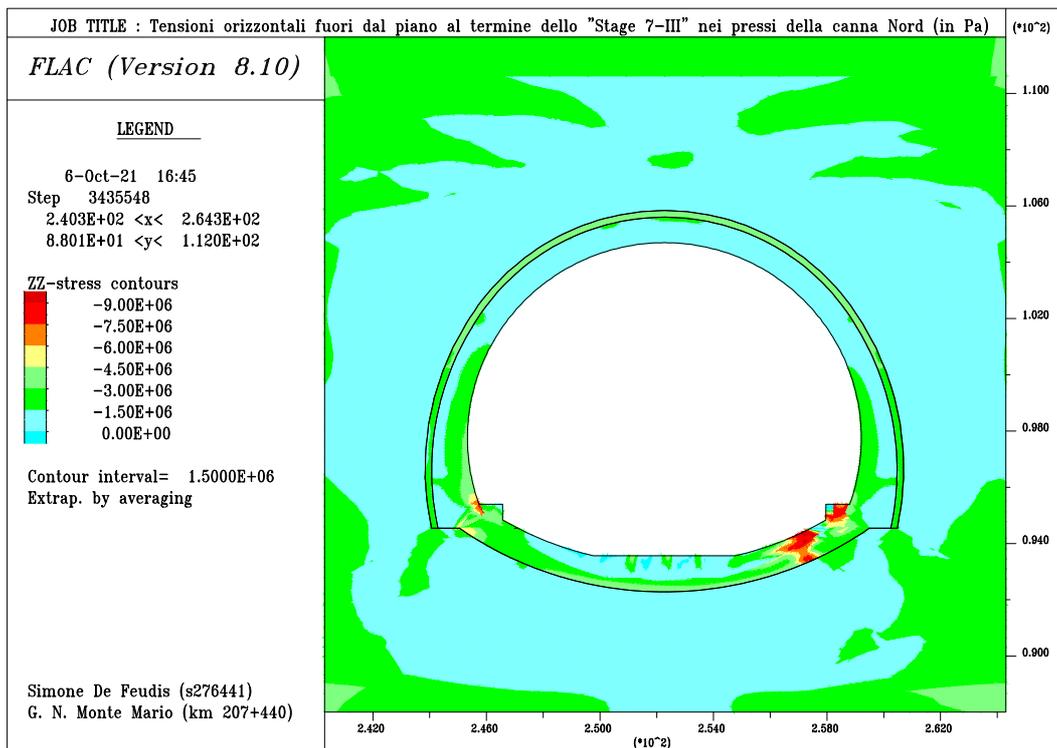


Figura 4.102: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 7-III" (canna Nord).

- il seguente sviluppo di spostamenti orizzontali (nel piano) e verticali come in Figura 4.103 e Figura 4.104;

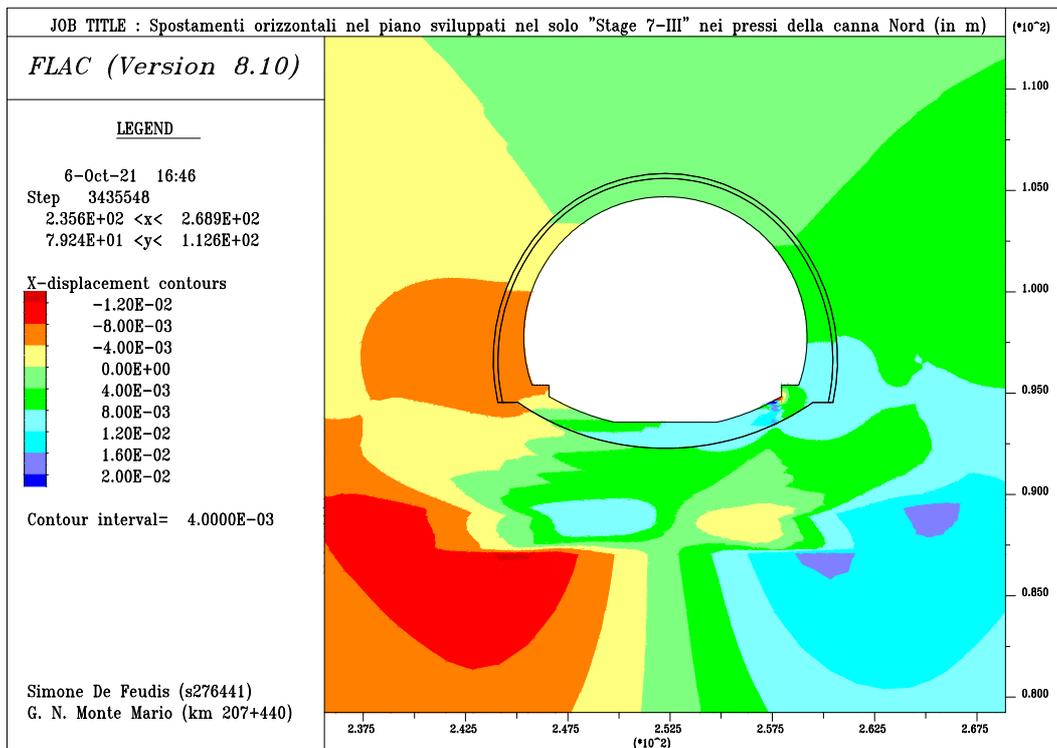


Figura 4.103: Spostamenti orizzontali nel piano sviluppati nel solo "Stage 7-III" (canna Nord).

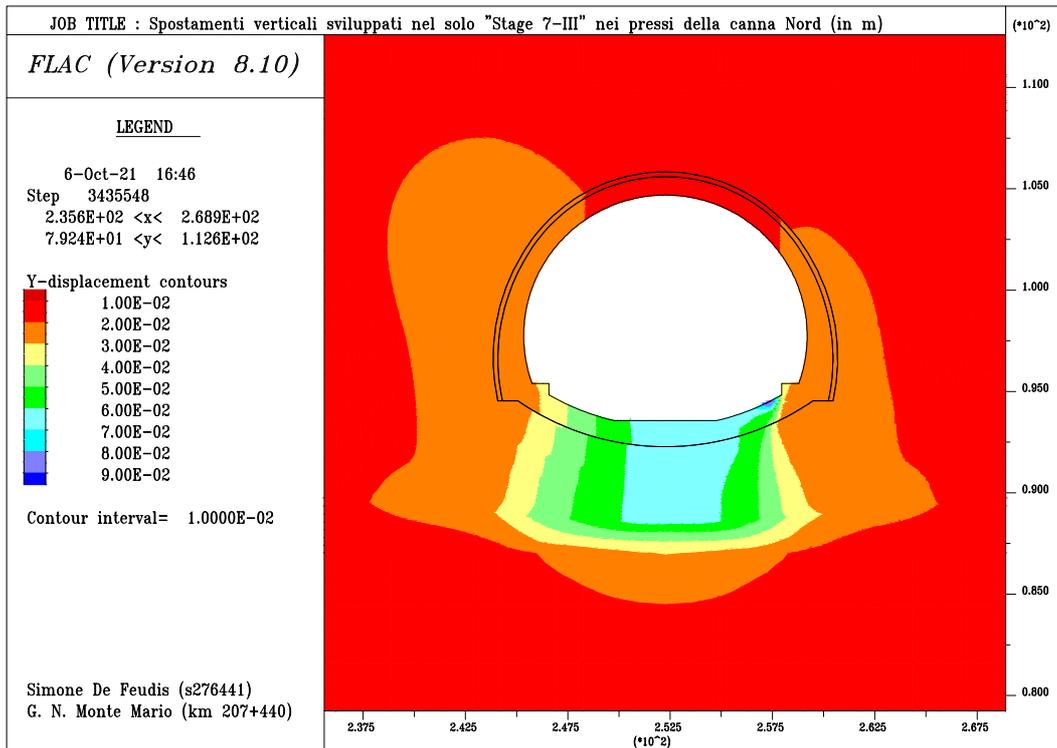


Figura 4.104: Spostamenti verticali sviluppati nel solo "Stage 7-III" (canna Nord).

- la seguente transizione in regime plastico di alcune porzioni del supporto definitivo, come mostrato in Figura 4.105;

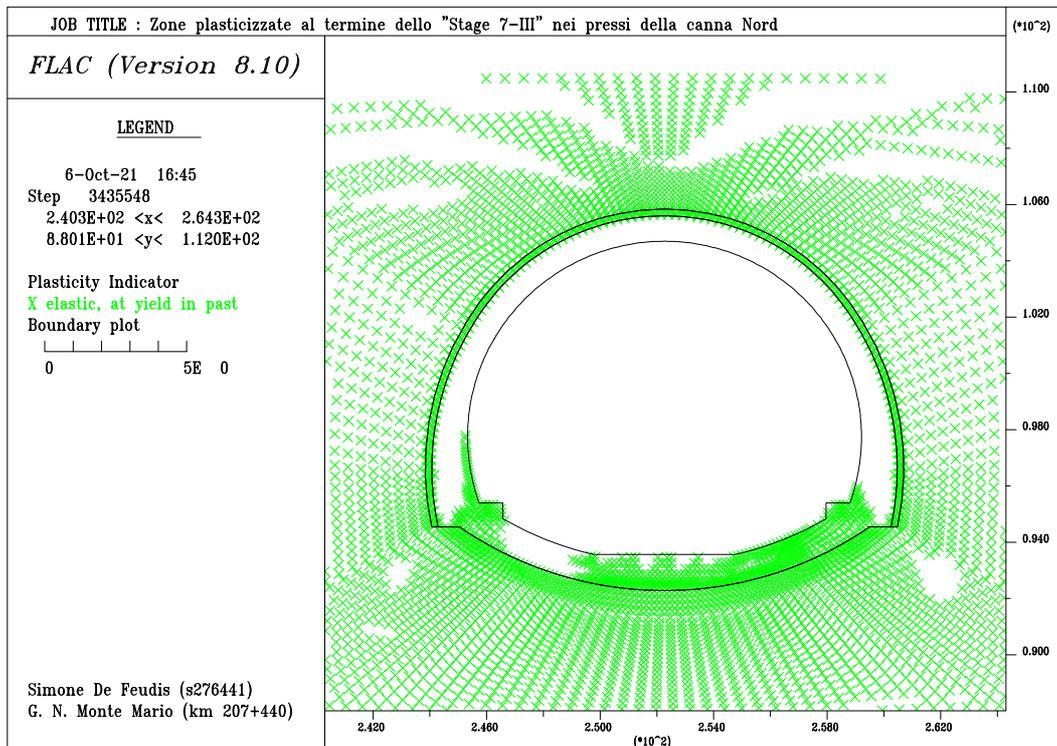


Figura 4.105: Estensione della zona in regime plastico al termine di "Stage 7-III" (canna Nord).

- la seguente deformata in seguito ai soli effetti del rigonfiamento delle argille grigio-azzurre, come mostrato in Figura 4.106;

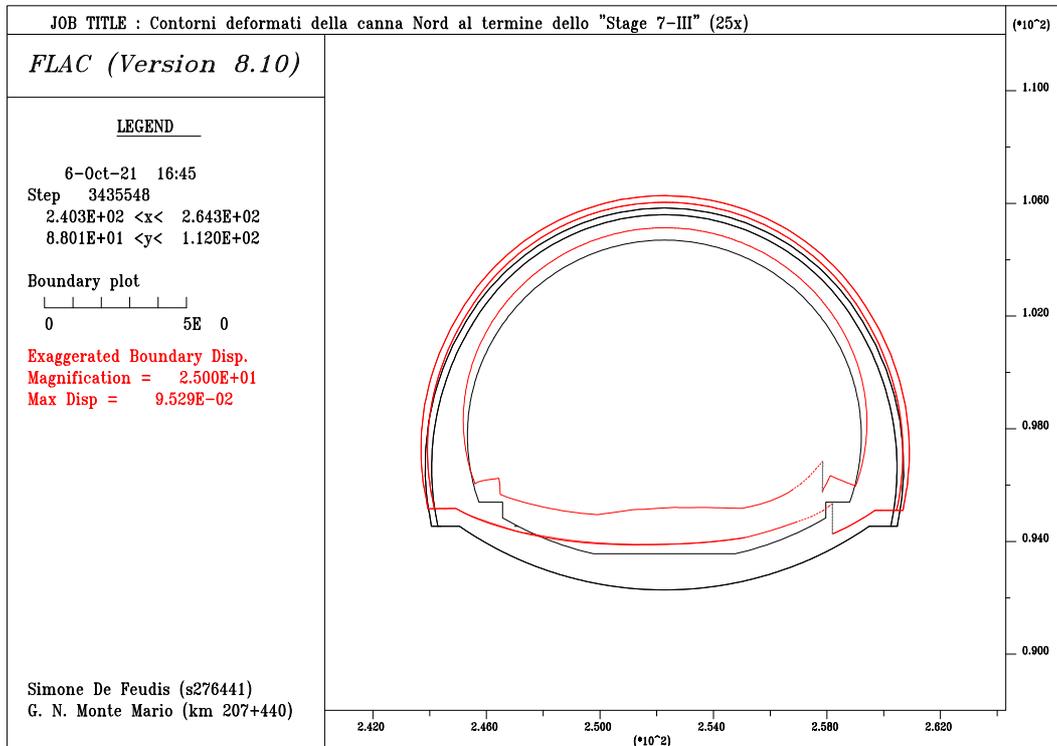


Figura 4.106: Deformata del supporto definitivo sviluppata nel solo "Stage 7-III" (canna Nord).

Come è evidente in Figura 4.107, i risultati ottenuti sono in linea con quanto registrato *in situ* nelle vicinanze della chilometrica di riferimento (km 207+446 – 207+485). Se ne deduce che, in corrispondenza di tale settore autostradale, il comportamento del supporto definitivo risenta fortemente degli effetti indotti dai banchi sabbiosi prima discussi, tale da essere soggetto a vistose fratturazioni.

Data la modalità con cui è stata simulata la fessurazione del supporto definitivo, è convinzione che la quota parte di materiale plasticizzato a ridosso della frattura (Figura 4.105) non sia indicativo della reale condizione *in situ* dello stesso. Al contrario, ciò ha permesso di ottenere un comportamento deformativo globale del rivestimento (Figura 4.106) rappresentativo del cinematismo di rottura ipotizzato per il supporto definitivo (§ 3.4.2). Interpretando tali risultati e tralasciando il voluto sviluppo della fessura, è evidente un accumulo tensionale nella porzione del supporto non interessato dalla suddetta fessura e, quindi, una fitta plasticizzazione. Essa indicherebbe la formazione di una cerniera plastica tale da poter permettere lo scivolamento dei due lembi della frattura dalla parte opposta del rivestimento.

È, infine, fondamentale confrontare i risultati ottenuti nel corso della presente fase con i rilevamenti della campagna di monitoraggio geodetico di cui al § 3.4.1 e con le evidenze visive desunte tramite i pozzetti di ispezione di cui al § 3.4.2.

A tal proposito, Figura 4.107 mostra in modo chiaro ed evidente come il suddetto confronto abbia dato esiti più che positivi, sebbene una lieve sovrastima degli innalzamenti registrati in corrispondenza della sezione stradale che sarebbe stata, poi, interessata dall'intervento "pilota". Ad ogni modo, l'esito positivo del suddetto confronto è fondamentale per tre aspetti: verificare che lo stato tensionale vigente nell'ammasso roccioso al termine delle operazioni di costruzione delle due canne della G. N. Monte Mario sia stato riprodotto in modo soddisfacente, che la legge di rigonfiamento adoperata rispecchi il reale potenziale rigonfiante delle argille grigio-azzurre e che le ipotesi assunte precedentemente alle tre analisi di rigonfiamento trovino fondatezza.

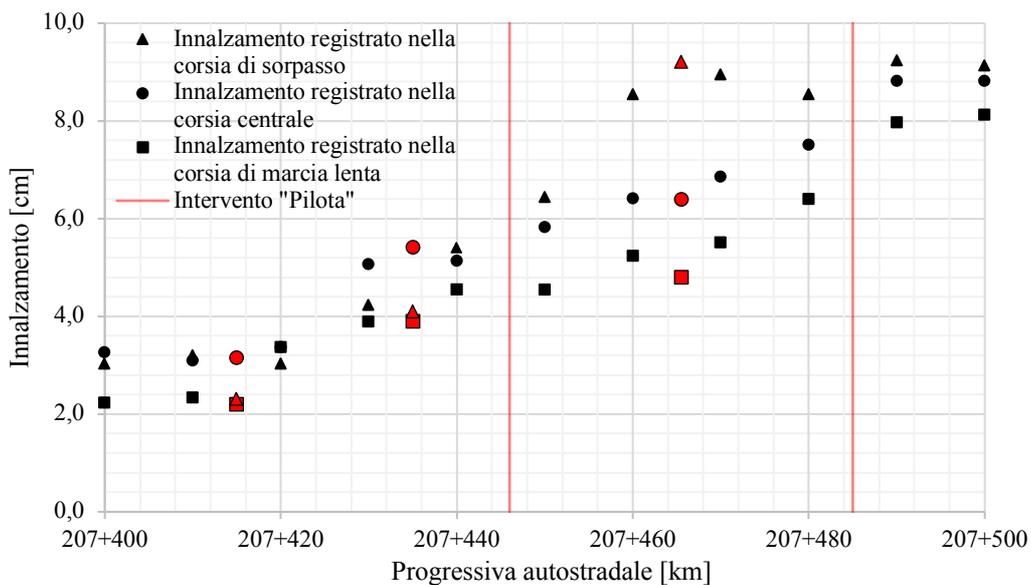


Figura 4.107: Confronto tra le registrazioni reperite durante il monitoraggio geodetico della G. N. Monte Mario (luglio 2013 – luglio 2016) e gli *outputs* di F.L.A.C. (in rosso).

Infine, analizzando nel dettaglio Figura 4.91, Figura 4.98 e Figura 4.105, è chiara l'esistenza di una corrispondenza tra le porzioni del supporto definitivo che hanno raggiunto il regime plastico e le constatazioni circa il suo stato di degrado. Infatti, nelle figure riportate in precedenza, è chiaro che le murette laterali siano "fittamente lesionate, anche longitudinalmente", e, in particolar modo, le porzioni di connessione tra arco rovescio e murette siano caratterizzate da "calcestruzzo particolarmente fratturato".

4.3.13 “Stage 8”: installazione dell’intervento “pilota”

Lo “Stage 8” prevede l’attivazione degli elementi dell’intervento “pilota”, nonché la simulazione della quota parte mancante (20 %) del rigonfiamento delle argille grigio-azzurre costituenti la formazione pliocenica inferiore, a partire dallo stato tensio-deformativo presentato alla fine dello “Stage 7-III”. Sulla base di ciò, nel corso dello “Stage 8” è stato adottato un coefficiente di rigonfiamento pari a 0,84 (valore della formulazione percentuale).

L’interpretazione degli andamenti temporali degli spostamenti verticali della soletta in calcestruzzo (Figura 3.59) e delle deformazioni delle barre di armatura dello stesso (Figura 3.60) ha condotto alla seguente conclusione: è probabile che, a partire dalla prima parte di giugno, l’arco rovescio del supporto definitivo abbia subito una quantità tale di danni da indurre una estensione della porzione fittamente fratturata dell’arco rovescio di cui si era parlato nello “Stage 7-III”.

Infatti:

- tranne che per le barrette estensimetriche contrassegnate con i numeri “9”, “10”, “11” e “12”, i *trends* registrati denotano una evoluzione temporale di tipo sinusoidale indotto, verosimilmente, dagli effetti di dilatazione e contrazione termica. A proposito delle suddette, invece, indipendentemente dall’effetto termico, le deformazioni registrate si stabilizzano su valori ben maggiori;
- giacché entrambe le strumentazioni, intorno alla prima metà di giugno, individuino degli incrementi inaspettati e repentini dei suddetti spostamenti e deformazioni, è convinzione che tale effetto non possa essere indotto dal semplice rigonfiamento delle argille grigio-azzurre il quale, al contrario, favorirebbe andamenti più tenui nel tempo.

Basandosi su quanto esposto e preso atto che il modello numerico oggetto di studio della presente tesi non sia stato costruito per riprodurre effetti termici di impatto totalmente trascurabile, è stato reputato opportuno stabilire come situazione tensio-deformativa di *target* quella media registrata in corrispondenza delle barre estensimetriche “9”, “10”, “11” e “12”, dopo che il *drift* delle registrazioni, di cui si è ampiamente discusso in precedenza, si fosse verificato.

In aggiunta, per scindere gli effetti indotti dal solo rigonfiamento da quelli provocati dall'estensione della suddetta frattura, è stato deciso di dividere lo “*Stage 8*” in due sotto-fasi consecutive, “*Stage 8-I*” e “*Stage 8-II*”, assumendo che:

- nello “*Stage 8-I*” avvenga l'espletazione dei soli effetti della restante quota parte di rigonfiamento;
- nello “*Stage 8-II*” avvenga l'estensione della frattura dell'arco rovescio del supporto definitivo;
- le modalità di messa in opera dell'intervento “pilota” siano state tali da non indurre significativi cambiamenti nello stato tensionale della formazione pliocenica inferiore, cosicché da non favorire la manifestazione di nuovi fenomeni di rigonfiamento, non dipendenti dallo scavo iniziale;
- gli spostamenti registrati dagli estensimetri incrementali, fino al periodo dell'impennata delle acquisizioni, sia dovuta unicamente all'effetto del rigonfiamento delle argille grigio-azzurre (“*Stage 8-I*”) e che la suddetta impennata sia dovuta a fenomeni di rottura di cui ora non si è a conoscenza;
- preso atto della configurazione per lo più scarica della soletta, sia verificata la condizione di aderenza perfetta tra calcestruzzo e barre di armatura, affinché si realizzi l'uguaglianza delle deformazioni interne.

Prima di presentare i risultati ottenuti, è fondamentale specificare come sia stata modellata la soletta in calcestruzzo armato dell'intervento “pilota”: sulla base di quanto dichiarato, è stato reputato opportuno descriverne il comportamento tramite una legge perfettamente elastica. Per quanto concerne il materiale stabilizzato di riempimento, disposto inferiormente alla suddetta, è stata adottata una legge di elasto-plasticità perfetta, con parametri di resistenza cautelativi, ma che tenessero conto del processo di stabilizzazione. Infine, per la modellazione dei micropali (“EN 10210-1 S355 J0H+N”), si è tenuto conto della disposizione mostrata in Figura 3.45 e, per la taratura della loro interazione con le argille grigio-azzurre, di suggerimenti presenti nel manuale del *software* di calcolo F.L.A.C. (Itasca Inc., 2006).

In Tabella 4.13 e Tabella 4.14 sono riportate le proprietà meccaniche delle componenti sopra descritte.

Tabella 4.13: Proprietà meccaniche delle componenti dell'intervento "pilota" ("Stage 8").

Componenti dell'intervento "pilota"	E [MPa]	ϕ [°]	c [kPa]	σ_t [kPa]
Soletta in calcestruzzo	30000	-	-	-
Materiale stabilizzato	25000	35	1000	500

Tabella 4.14: Proprietà meccaniche dei micropali "EN 10210-1 S355 J0H+N" ("Stage 8").

E [MPa]	A [m ²]	I [m ⁴]	σ_y [kPa]	K_n [MPa]	K_s [MPa]	ϕ_n [°]	ϕ_s [°]
210000	0,0113	0,0001098	± 4500	50000	5000	20	20

Nei pressi della sezione della canna Nord, al termine dello "Stage 8-I", si nota:

- il seguente sviluppo di spostamenti orizzontali (nel piano) e verticali come in Figura 4.108 e Figura 4.109;

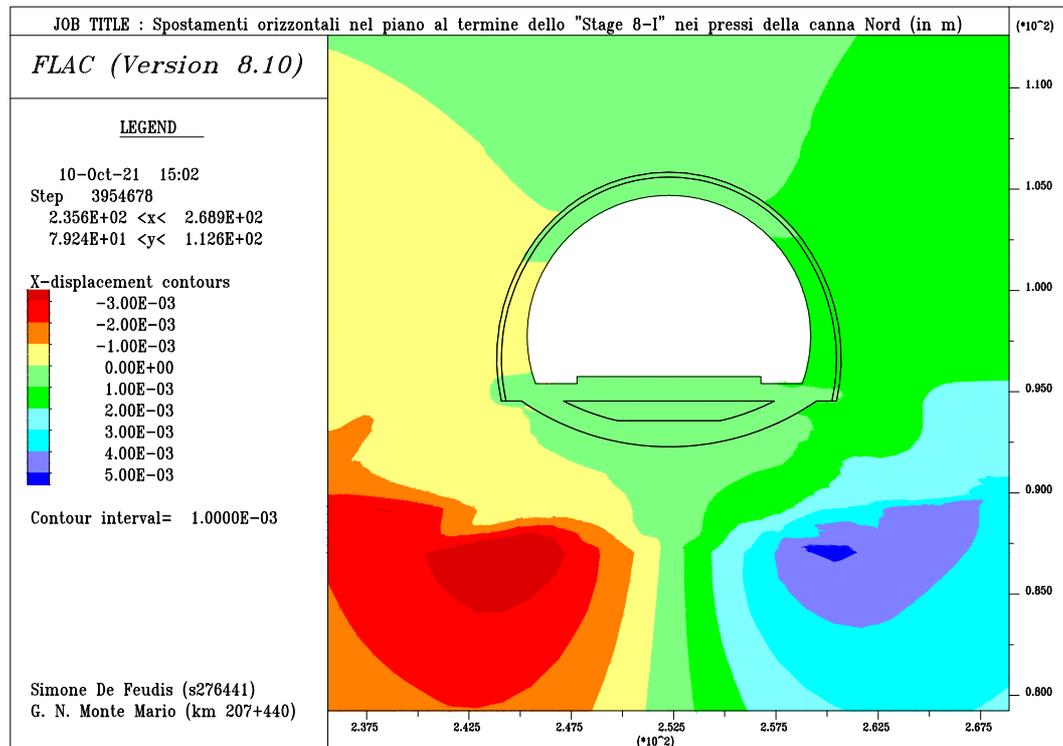


Figura 4.108: Spostamenti orizzontali nel piano sviluppati nel solo "Stage 8-I" (canna Nord).

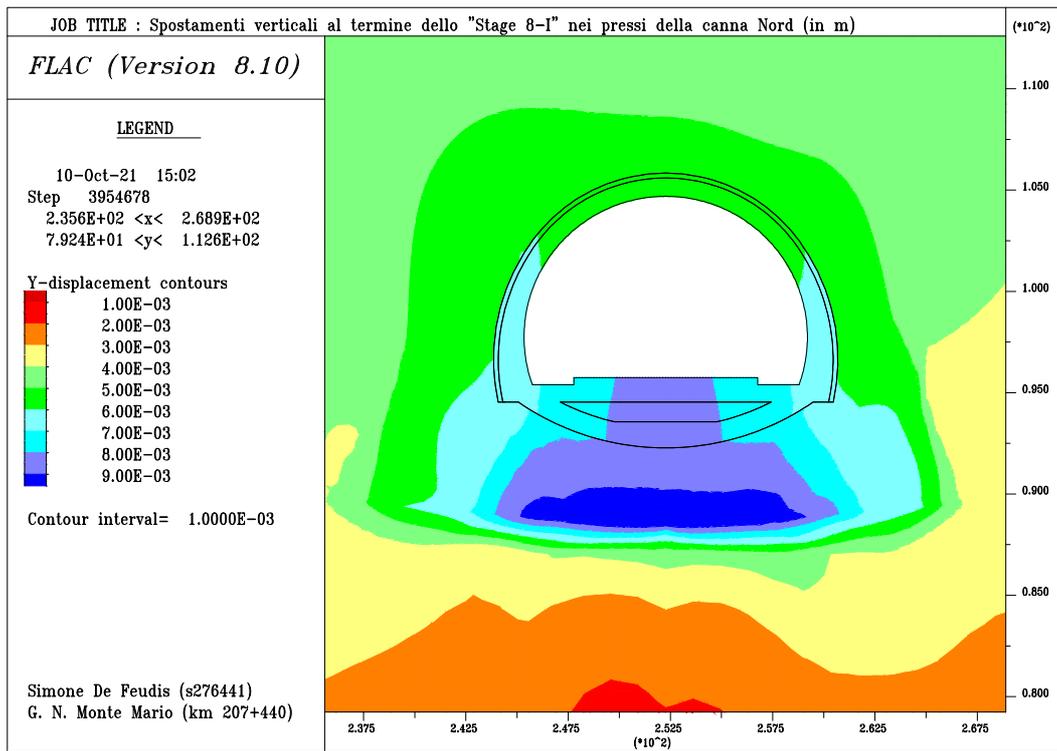


Figura 4.109: Spostamenti verticali sviluppati nel solo "Stage 8-I" (canna Nord).

- la seguente deformata in seguito ai soli effetti del rigonfiamento delle argille grigio-azzurre, come mostrato in Figura 4.110;

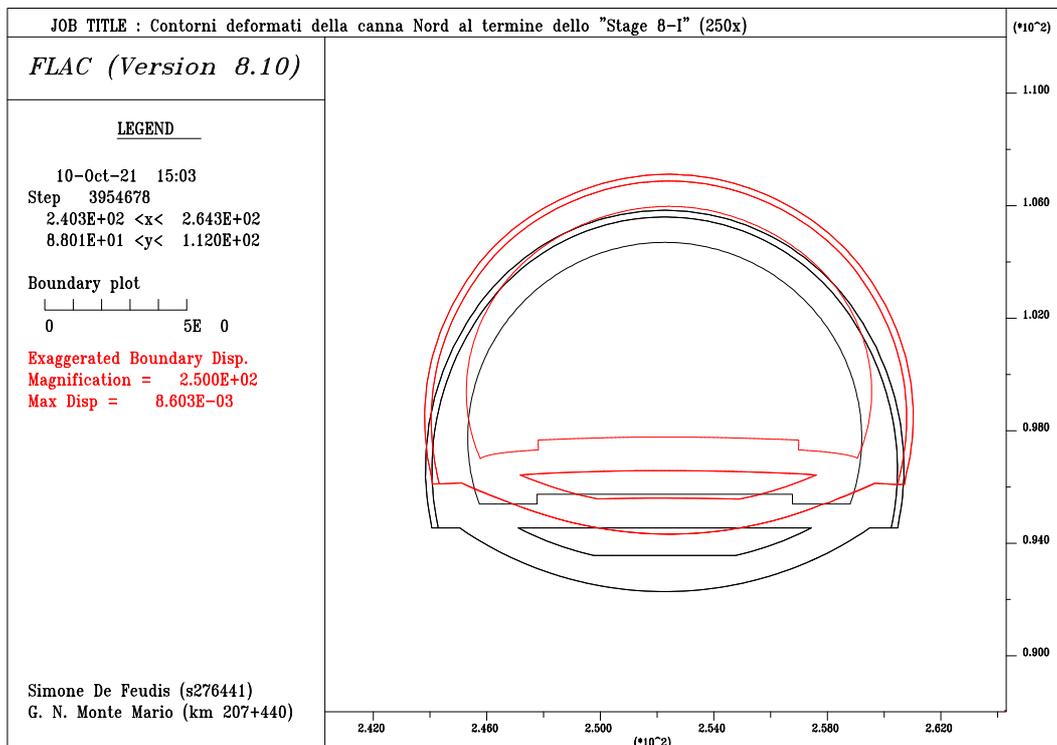


Figura 4.110: Deformata del supporto definitivo sviluppata nel solo "Stage 8-I" (canna Nord).

Gli spostamenti ottenuti, nelle ipotesi formulate, sono in linea con le evidenze del monitoraggio geotecnico in § 3.8.2. Tralasciando la scarsa affidabilità degli estensimetri incrementali con la profondità e considerando solo la base più superficiale per ognuno di essi, prima del *drift* delle registrazioni, risultano le corrispondenze riportate in Tabella 4.15 (per un confronto più approfondito di quello mostrato in Tabella 4.15 si rimanda al § 3.8.2 e, in particolar modo, a Figura 3.57, Figura 3.58 e Figura 3.59).

Tabella 4.15: Corrispondenza tra i risultati dello “Stage 8” e le evidenze del monitoraggio geotecnico prima del *drift* delle registrazioni.

Spostamento della prima base di misura	Est. I (pr. 4 m) [mm]	Est. II (pr. 4 m) [mm]	Est. III (pr. 5 m) [mm]
Massimo registrato al 06/2019	≈ -0,15	≈ 1,00	≈ 12,00
Computato nello “Stage 8-I”	- 0,25 ÷ - 0,30	1,35 ÷ 1,40	9,30 ÷ 9,90

Se ne evince che il modello numerico costruito per i fini della presente tesi riesca a cogliere in modo più che accurato le deformazioni sviluppate dal supporto definitivo, prima e dopo la costruzione dell’intervento “pilota”, nonché quelle da esso accumulate.

Si anticipa che, date le lievi variazioni in termini di spostamenti orizzontali e verticali computati dal suddetto modello numerico nel corso dello “Stage 8-II”, se ne farà un breve commento anticipato in questa sezione. Comparando quanto evidente in Figura 4.114 e Figura 4.115 con le evidenze ultime del monitoraggio geotecnico (§ 3.8.2) al 02/2020, è importante prendere atto di come la simulazione del processo di estensione della frattura dell’arco rovescio non sia sufficiente per giustificare il *drift* delle registrazioni degli estensimetri incrementali avvenuto dopo il 06/2019.

Verosimilmente, entreranno in gioco fenomeni di cui non si è voluto e/o potuto tenere conto in questa fase della modellazione numerica; purchessia, tale trattazione sarà completata successivamente alla presentazione dei risultati ottenuti alla fine dello “Stage 8-II”, in modo tale da avere un quadro più completo della situazione dopo aver esaminato la corrispondenza dei suddetti risultati con le registrazioni delle barrette estensimetriche.

Nei pressi della sezione della canna Nord, al termine dello “Stage 8-II”, si nota:

- la seguente variazione del profilo delle tensioni come in Figura 4.111, Figura 4.112 e Figura 4.113;

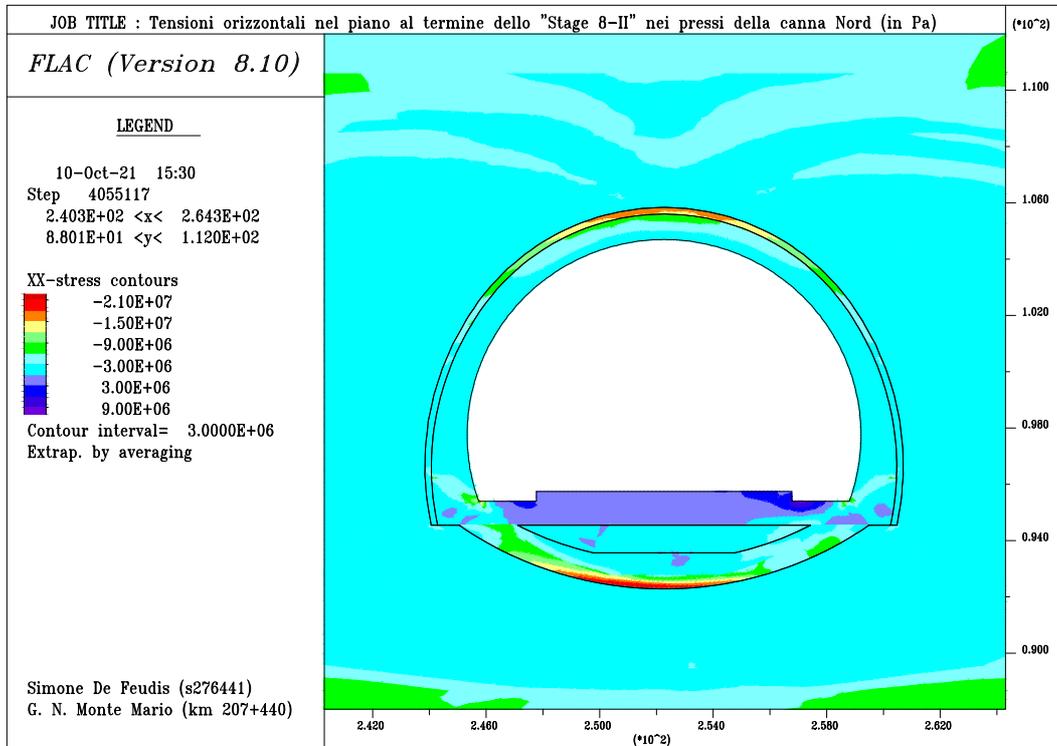


Figura 4.111: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 8-II" (canna Nord).

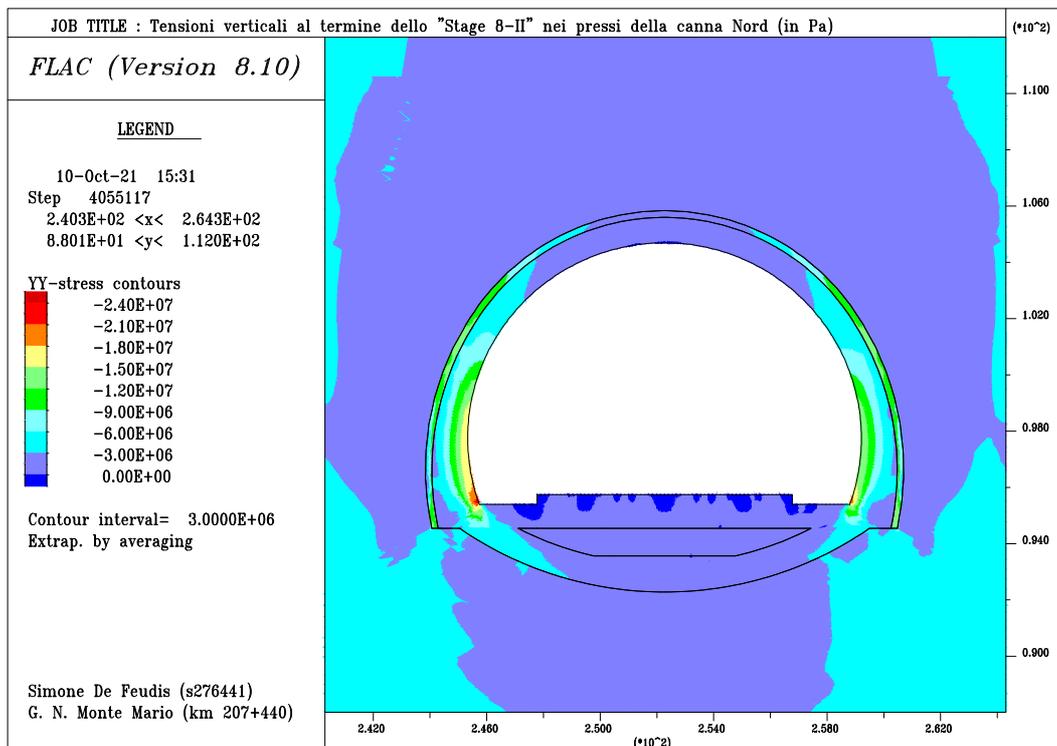


Figura 4.112: Tensioni verticali al termine di "Stage 8-II" (canna Nord).

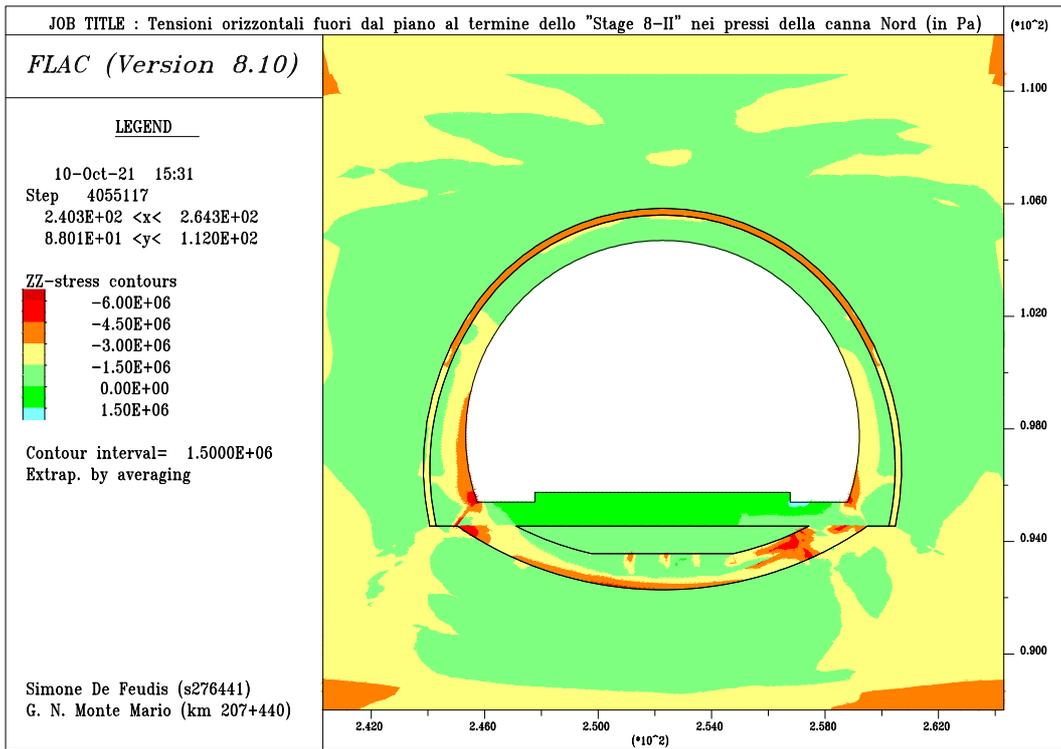


Figura 4.113: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 8-II" (canna Nord).

- il seguente sviluppo di spostamenti orizzontali (nel piano) e verticali come in Figura 4.114 e Figura 4.115;

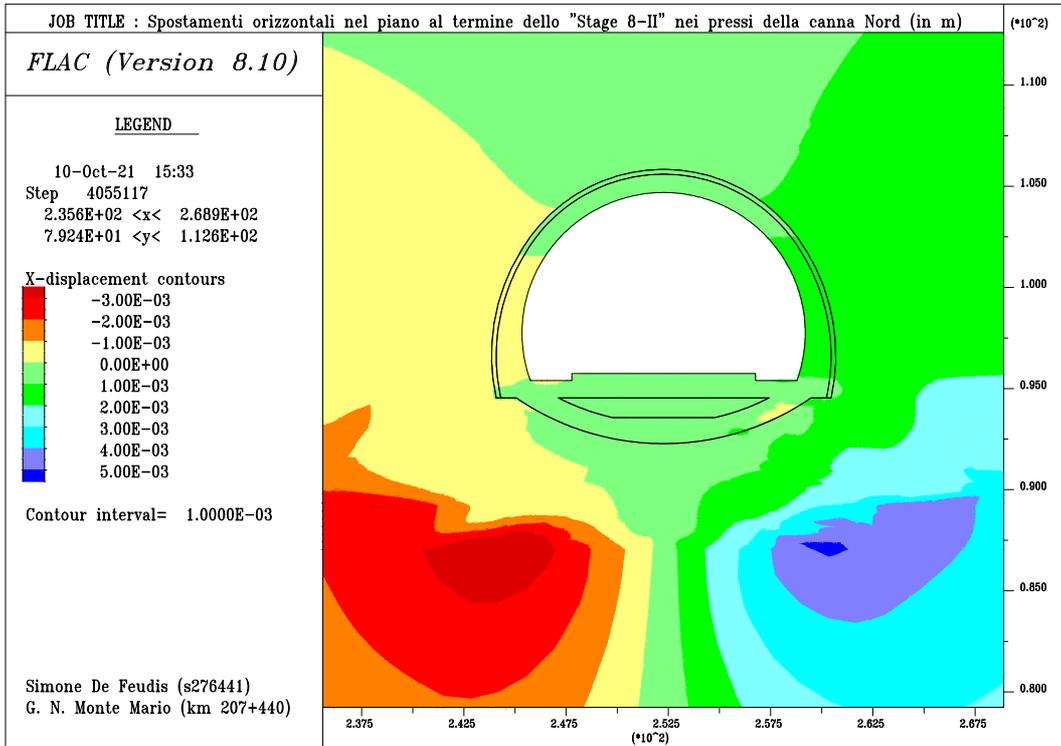


Figura 4.114: Spostamenti orizzontali nel piano sviluppati nel solo "Stage 8-II" (canna Nord).

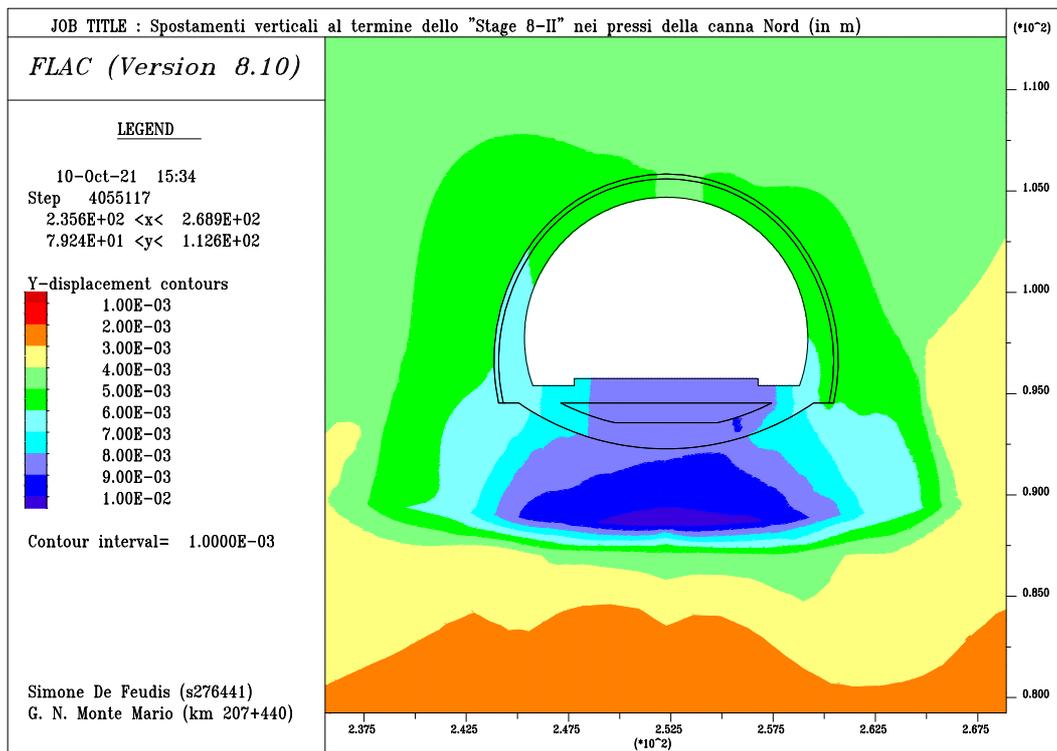


Figura 4.115: Spostamenti verticali sviluppati nel solo "Stage 8-II" (canna Nord).

- la seguente transizione in regime plastico di alcune porzioni del supporto definitivo, come mostrato in Figura 4.116;

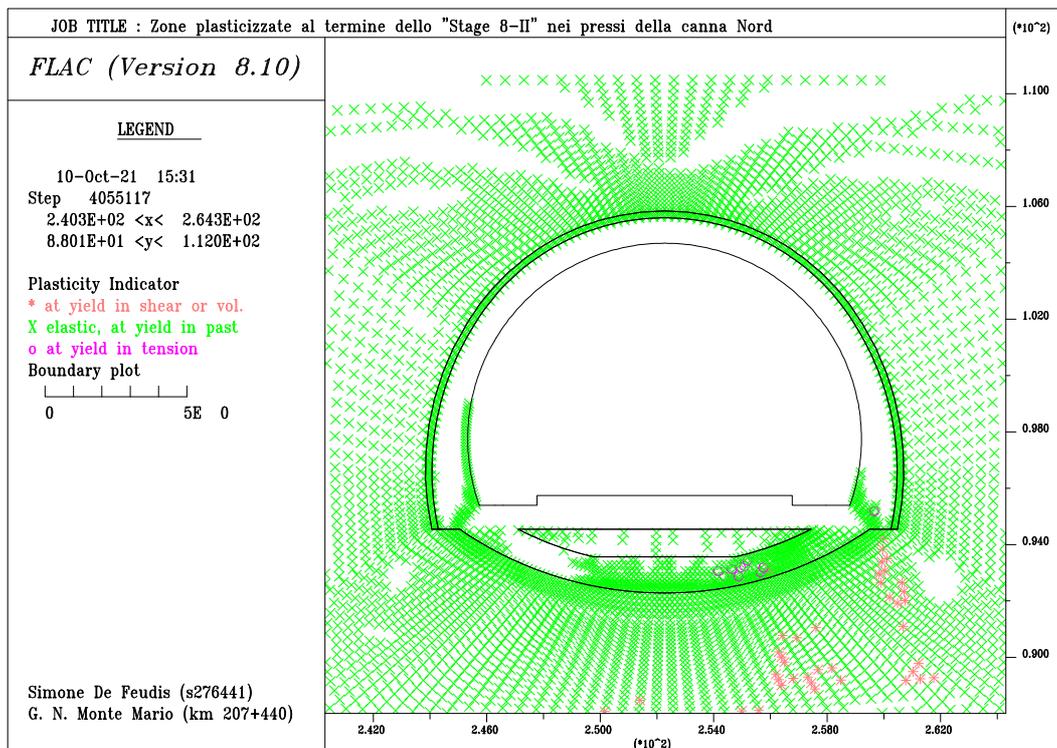


Figura 4.116: Estensione della zona in regime plastico al termine di "Stage 8-II" (canna Nord).

- la seguente deformata in seguito ai soli effetti del rigonfiamento delle argille grigio-azzurre, come mostrato in Figura 4.117;

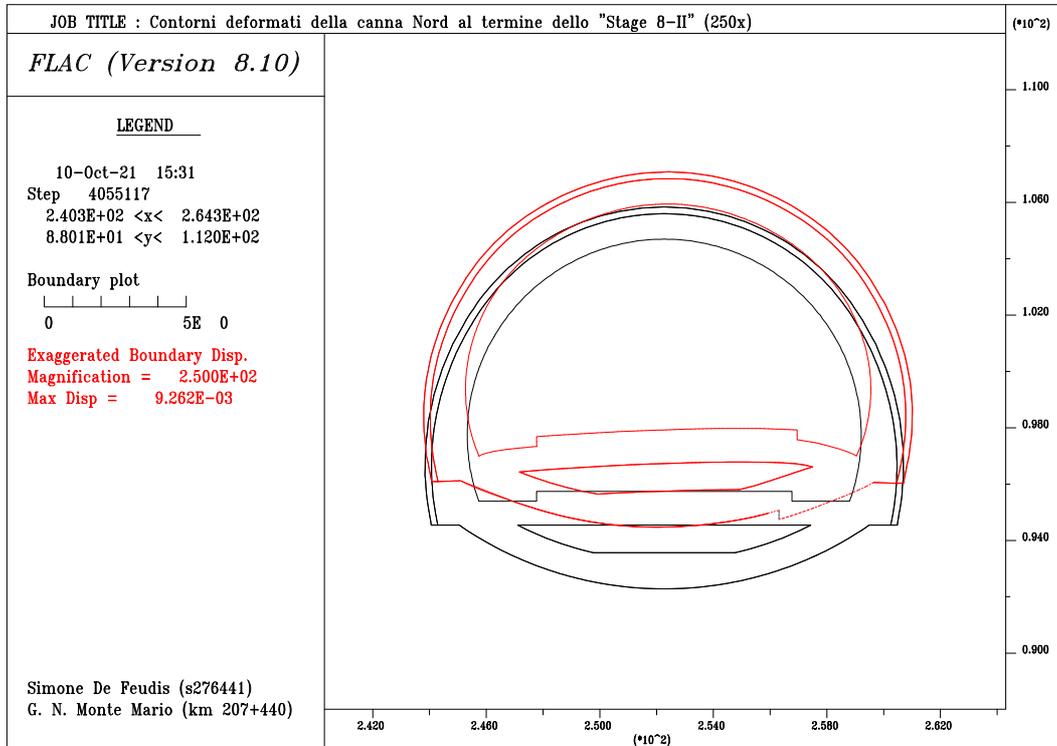


Figura 4.117: Deformata del supporto definitivo sviluppata nel solo "Stage 8-II" (canna Nord).

Come evidente in Figura 4.118, Figura 4.119 e Figura 4.120, le deformazioni orizzontali compute all'interno della soletta in calcestruzzo armato dell'intervento "pilota" al termine dello "Stage 8-II" trovano una discreta corrispondenza con le evidenze di monitoraggio strutturale in § 3.8.4. Infatti, nonostante la deformazione media delle barrette estensimetriche poste in corrispondenza della frattura sia ben riprodotta, la corrispondenza con tutte le altre lascia a desiderare, purché si parli di deformazioni modeste e poco influenti a livello a strutturale (si ricordi che la soletta in questione risulta quasi totalmente scarica).

Nello specifico, per queste ultime barrette estensimetriche, appare evidente una sistematica sovrastima delle deformazioni compute da F.L.A.C. rispetto a quelle realmente registrate. Ciò è, plausibilmente, indotto da un fenomeno di rilascio tensionale ritardato del cavo, a seguito alle operazioni di messa in opera della soletta in calcestruzzo armato. A quanto appena descritto e riprodotto, ovviamente, deve essere aggiunto l'effetto della variazione della temperatura che induce il tipico andamento sinusoidale delle registrazioni in Figura 3.60.

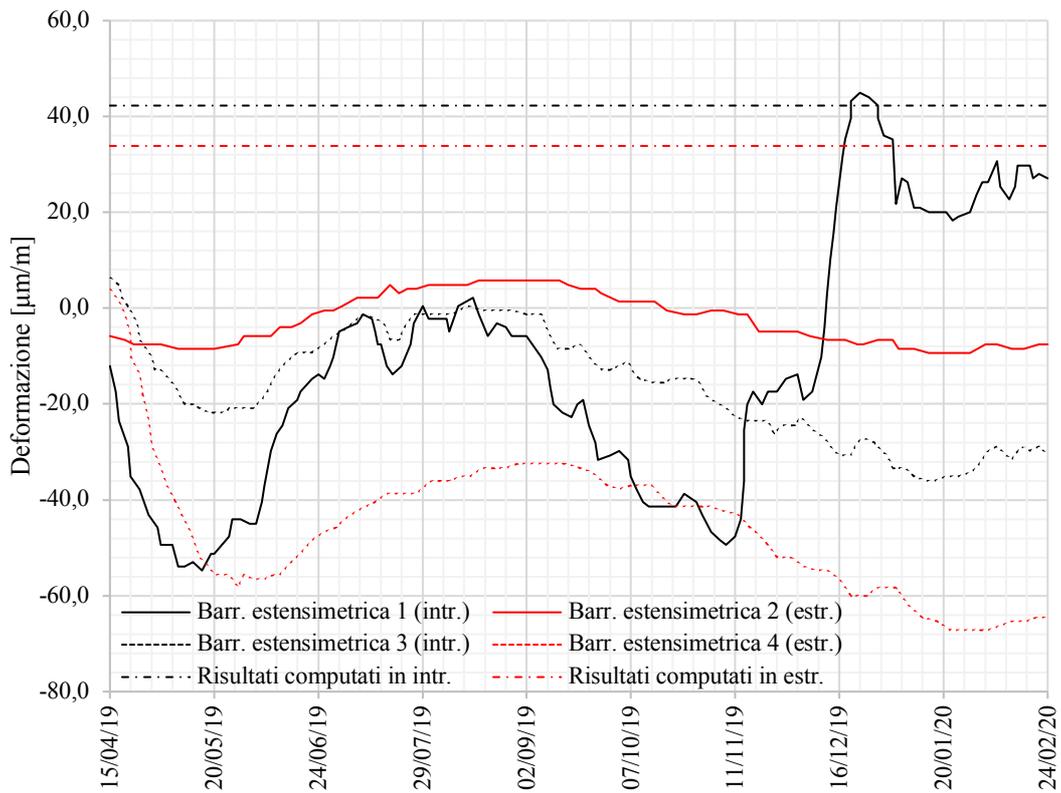


Figura 4.118: Andamento temporale delle deformazioni registrate dalle barrette estensimetriche “1”, “2”, “3” e “4” e confronto con i risultati dello “Stage 8-II”.

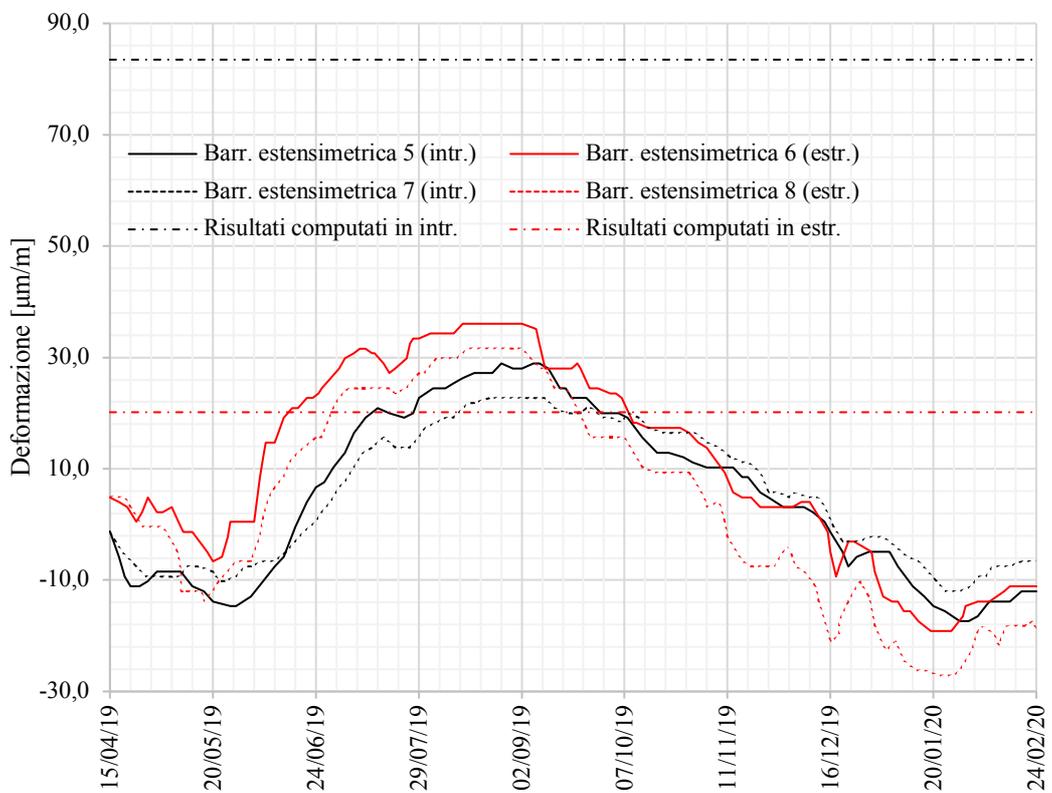


Figura 4.119: Andamento temporale delle deformazioni registrate dalle barrette estensimetriche “5”, “6”, “7” e “8” e confronto con i risultati dello “Stage 8-II”.

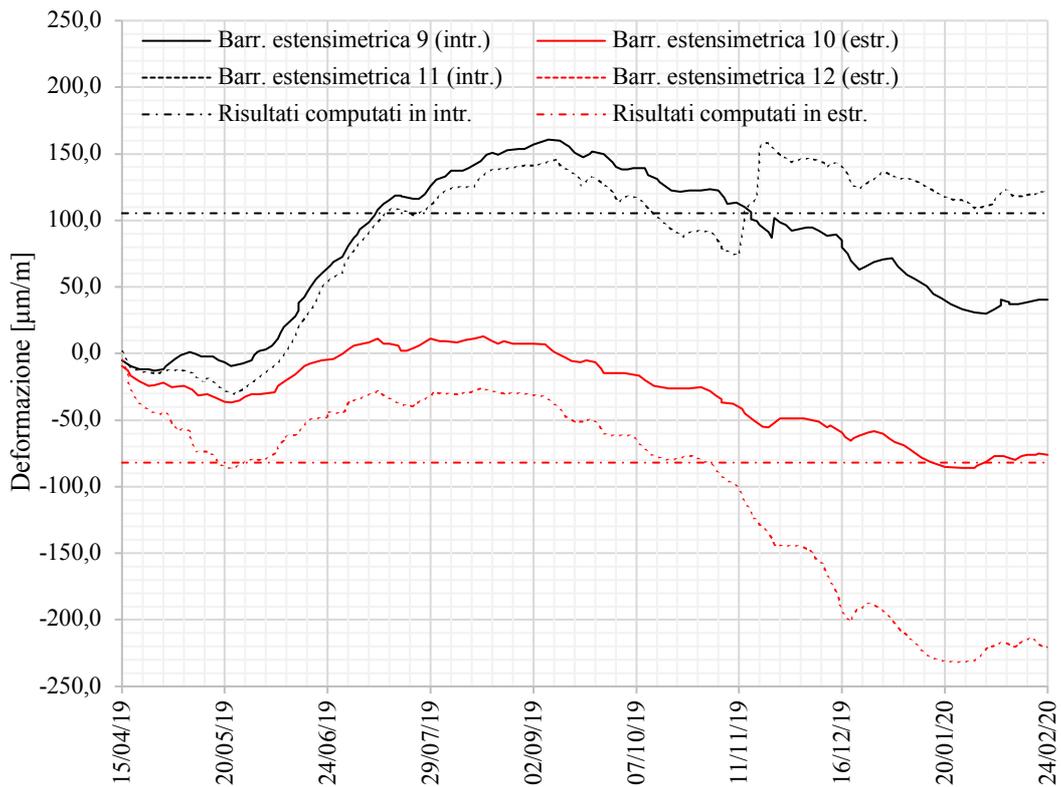


Figura 4.120: Andamento temporale delle deformazioni registrate dalle barrette estensimetriche “9”, “10”, “11” e “12” e confronto con i risultati dello “Stage 8-II”.

Al termine dello “Stage 8”, è possibile confermare e testimoniare quanto già riportato in § 3.9 circa l’efficacia dell’intervento “pilota”. I risultati della modellazione numerica condotta nel corso della presente tesi avvalorano la sua incontestabile efficacia nel contrastare, in particolar modo, le sottospinte provocate dal rigonfiamento delle argille grigio-azzurre della formazione pliocenica inferiore. Nonostante ciò, i suddetti risultati evidenziano una sua crescente vulnerabilità a una parziale o totale inefficienza dell’arco rovescio del supporto definitivo originario; inoltre, a meno di future campagne di monitoraggio, non è possibile essere sicuri circa l’efficienza a lungo termine dei vincoli laterali della soletta in calcestruzzo armato. A tal proposito, una manutenzione completa dell’arco rovescio del supporto definitivo (o dell’intero sistema resistente ove opportuno) darebbe più garanzie nel tempo, senza l’esigenza di doversi affidare a vincoli la cui efficacia a lungo termine rimanga dubbia.

I ragionamenti e le considerazioni sciorinate fin qui hanno, ovviamente, aspetto prettamente geotecnico-strutturale; al fine di attuare una scelta a favore di una o di un’altra tipologia di intervento manutentivo è necessario tenere conto di molti altri aspetti, altrettanto fondamentali, che saranno discussi nelle conclusioni.

4.3.14 “Stage 8bis”: installazione dell’intervento proposto

Sulla base delle interpretazioni e delle valutazioni riportate precedentemente, circa l’efficacia e le criticità dell’intervento “pilota”, è stato scelto di simulare la messa in opera di un intervento manutentivo alternativo al suddetto che prevedesse la sostituzione totale dell’arco rovescio ed una sua ottimizzazione geometrica. A tal proposito, si intende una riduzione del suo raggio di curvatura con la conseguente necessità di operare uno scavo di ribasso. Per permettere quanto appena esplicito, è indispensabile che la calotta sia assicurata da ancoraggi da roccia e che la suddetta sostituzione avvenga tramite una fasizzazione nell’avanzamento longitudinale; quest’ultimo aspetto, come accaduto per l’intervento “pilota”, non è stato tenuto in considerazione.

La configurazione pensata per gli scopi della presente trattazione, il cui fine è prettamente dimostrativo e non progettuale, è mostrata in Figura 4.121. Rispetto alla sezione “P5.3 Var.”, è evidente una riduzione variabile del raggio di curvatura dell’arco rovescio in funzione della sua distanza dal centro del cavo.

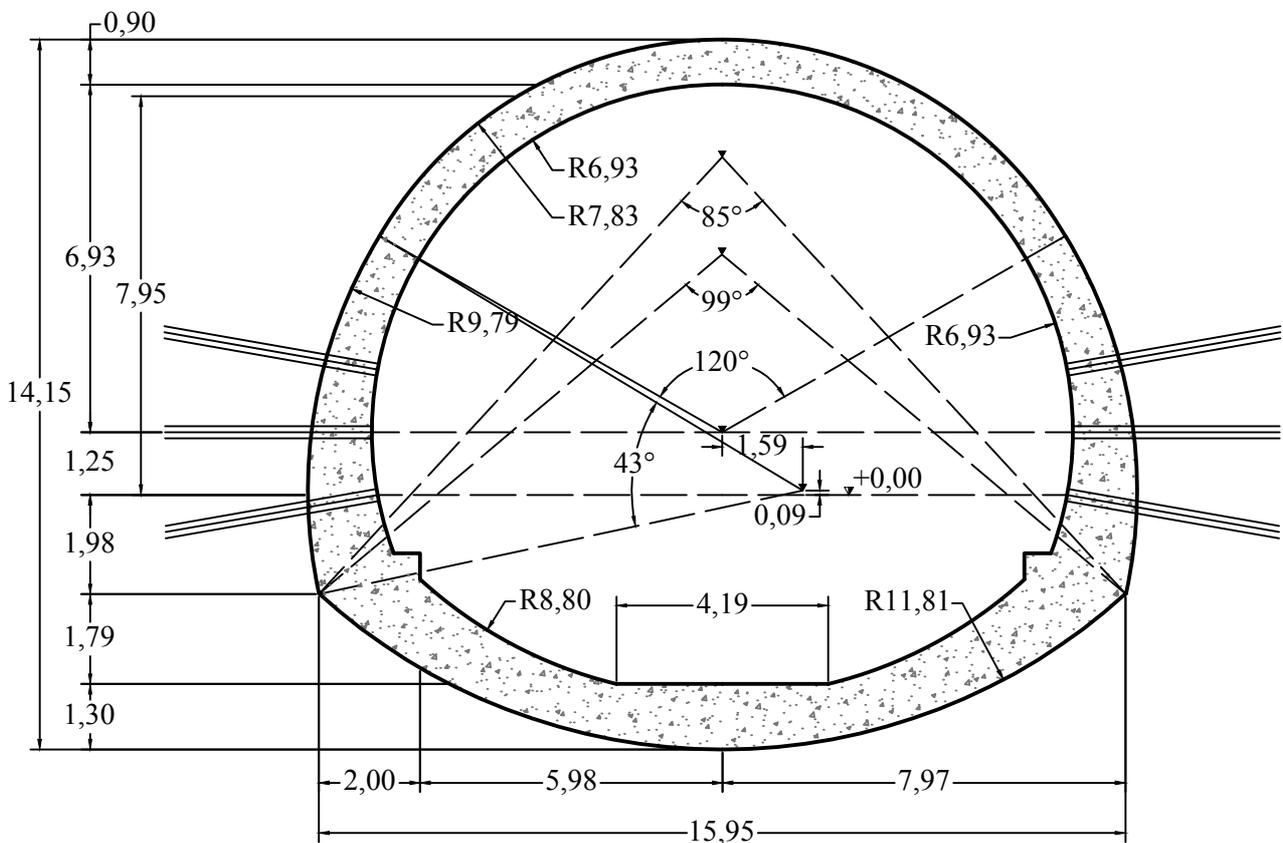


Figura 4.121: Sezione “P5.3 Var.” dopo l’effettuazione dell’intervento manutentivo alternativo all’intervento “pilota”, quote in metri (scala 1:150).

Lo “*Stage 8_{bis}*” prevede, dunque, l’attivazione degli elementi dell’intervento alternativo proposto, nonché la simulazione della quota parte mancante (20 %) del rigonfiamento delle argille grigio-azzurre costituenti la formazione pliocenica inferiore, a partire dallo stato tensio-deformativo presentato alla fine dello “*Stage 7-III*”. Sulla base di ciò, nel corso dello “*Stage 8_{bis}*” è stato adottato un coefficiente di rigonfiamento pari a 0,84 (valore della formulazione percentuale).

Il presente *stage* ha un fine prettamente comparativo: la volontà è quella di paragonare l’efficacia dei due interventi nel contrastare le spinte da rigonfiamento. A tal fine, è stato reputato adeguato considerare, come nel caso precedente, l’ipotesi secondo cui le modalità di messa in opera dell’intervento in questione avvengano in modo tale da non indurre significativi cambiamenti nello stato tensionale della formazione pliocenica inferiore, cosicché da non favorire la manifestazione di nuovi fenomeni di rigonfiamento, non dipendenti dallo scavo iniziale. Infine, per la modellazione del nuovo arco rovescio e degli ancoraggi da roccia sono state considerate le stesse leggi costitutive e le stesse proprietà meccaniche, se possibile, usate, rispettivamente, per la soletta in calcestruzzo armato dell’intervento “pilota” e i micropali “EN 10210-1 S355 J0H+N” (vedi Tabella 4.13 e Tabella 4.14).

Al termine dello “*Stage 8_{bis}*”, nell’ipotesi che la nuova porzione di arco rovescio sia opportunamente messa in opera e che, quindi, si comporti prevalentemente in maniera elastica, appare chiaro che la nuova configurazione, oltre ad una maggior durabilità dell’intervento stesso, determini:

- una risposta alle sottospinte rigonfianti, a livello di convergenza verticale del cavo, paragonabile a quella offerta dall’intervento “pilota”;
- una risposta alle sottospinte rigonfianti, a livello di convergenza orizzontale del cavo, lievemente meno performante rispetto a quella offerta dall’intervento “pilota”, ammesso che tale aspetto non rappresenti una problematica fondamentale della situazione oggetto di studio;
- una redistribuzione delle tensioni circonferenziali nell’elemento strutturale in questione, in modo tale che esso sia soggetto a tensioni di compressione più uniformi lungo la maggior parte del suo spessore.

Nei pressi della sezione della canna Nord, al termine dello “*Stage 8_{bis}*”, si nota:

- la seguente variazione del profilo delle tensioni come in Figura 4.122, Figura 4.123 e Figura 4.124;

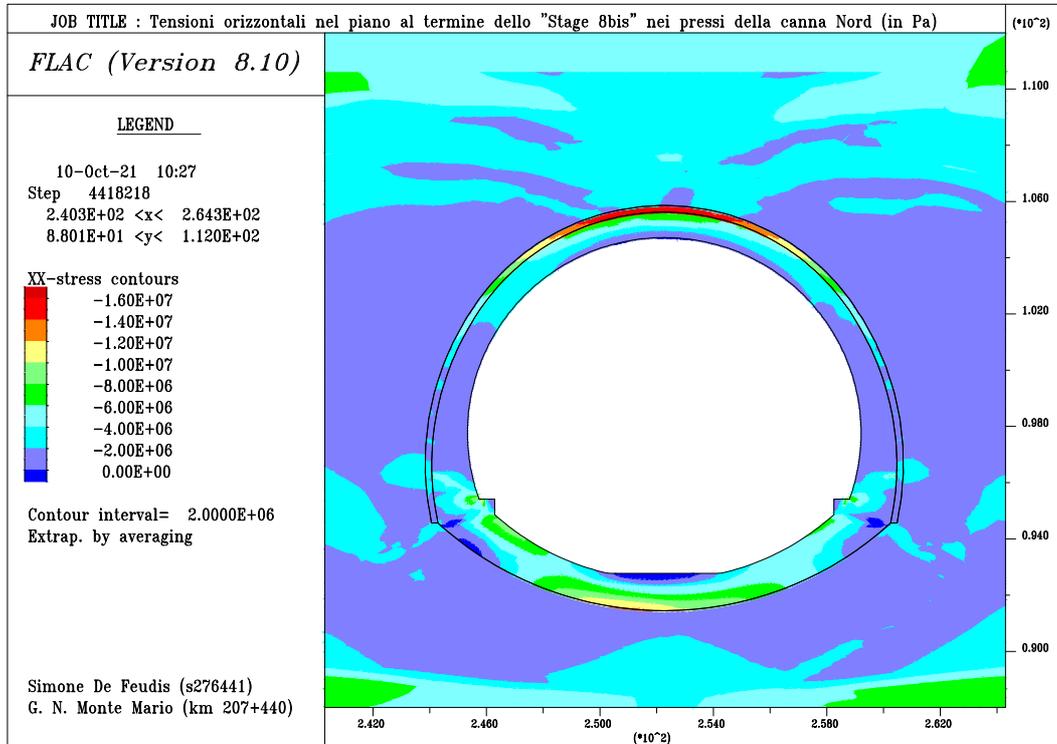


Figura 4.122: Tensioni orizzontali nel piano al termine di "Stage 8bis" (canna Nord).

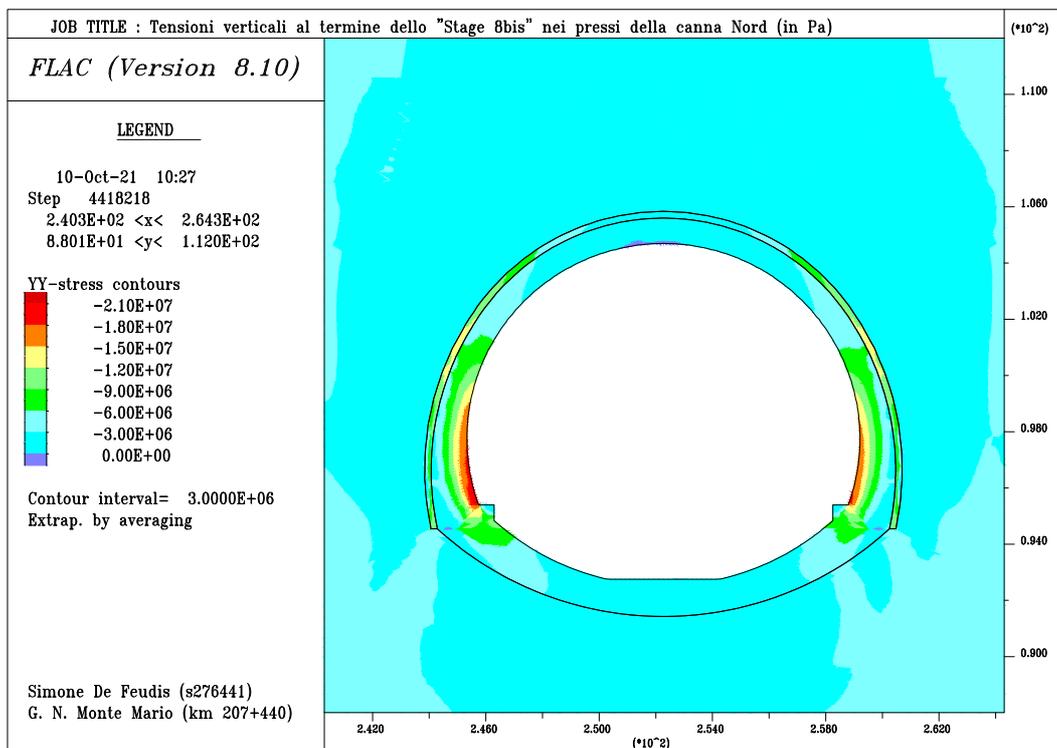


Figura 4.123: Tensioni verticali al termine di "Stage 8bis" (canna Nord).

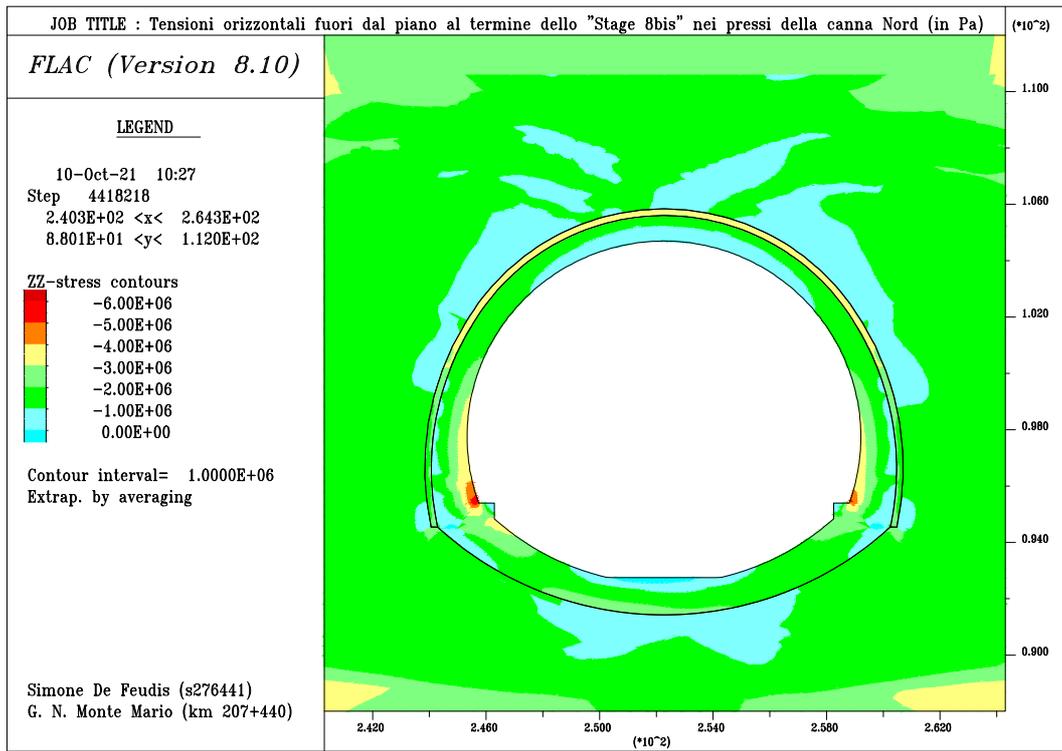


Figura 4.124: Tensioni orizzontali fuori dal piano al termine di "Stage 8bis" (canna Nord).

- il seguente sviluppo di spostamenti orizzontali (nel piano) e verticali come in Figura 4.125 e Figura 4.126;

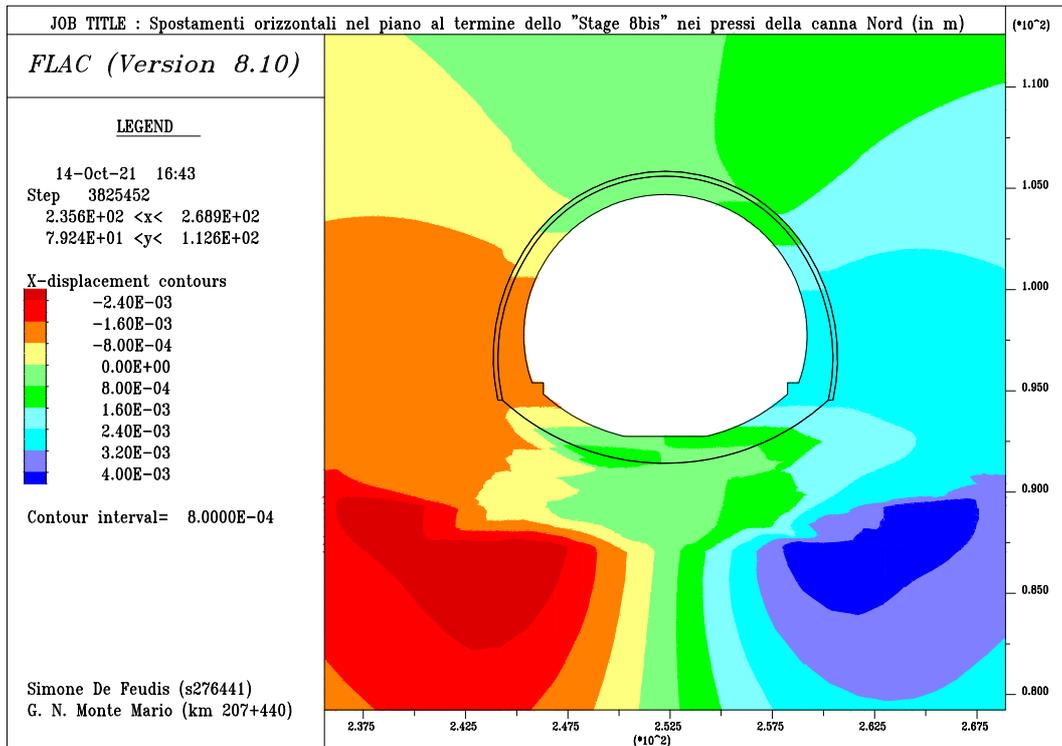


Figura 4.125: Spostamenti orizzontali nel piano sviluppati nel solo "Stage 8bis" (canna Nord).

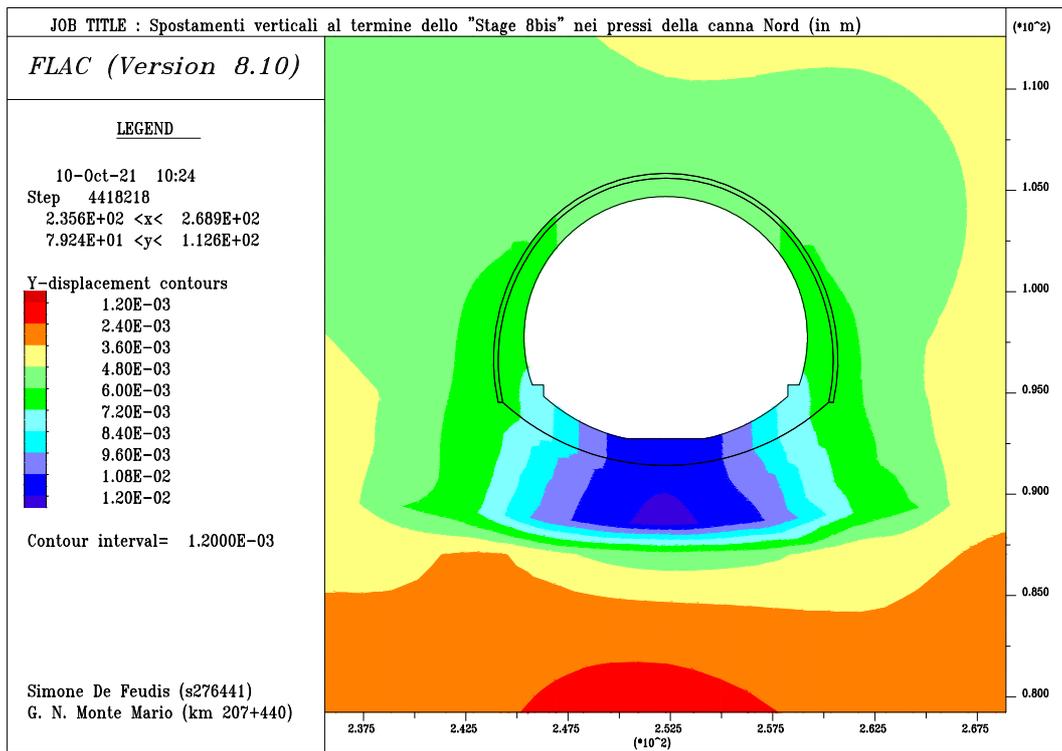


Figura 4.126: Spostamenti verticali sviluppati nel solo "Stage 8bis" (canna Nord).

- la seguente transizione in regime plastico di alcune porzioni del supporto definitivo, come mostrato in Figura 4.127;

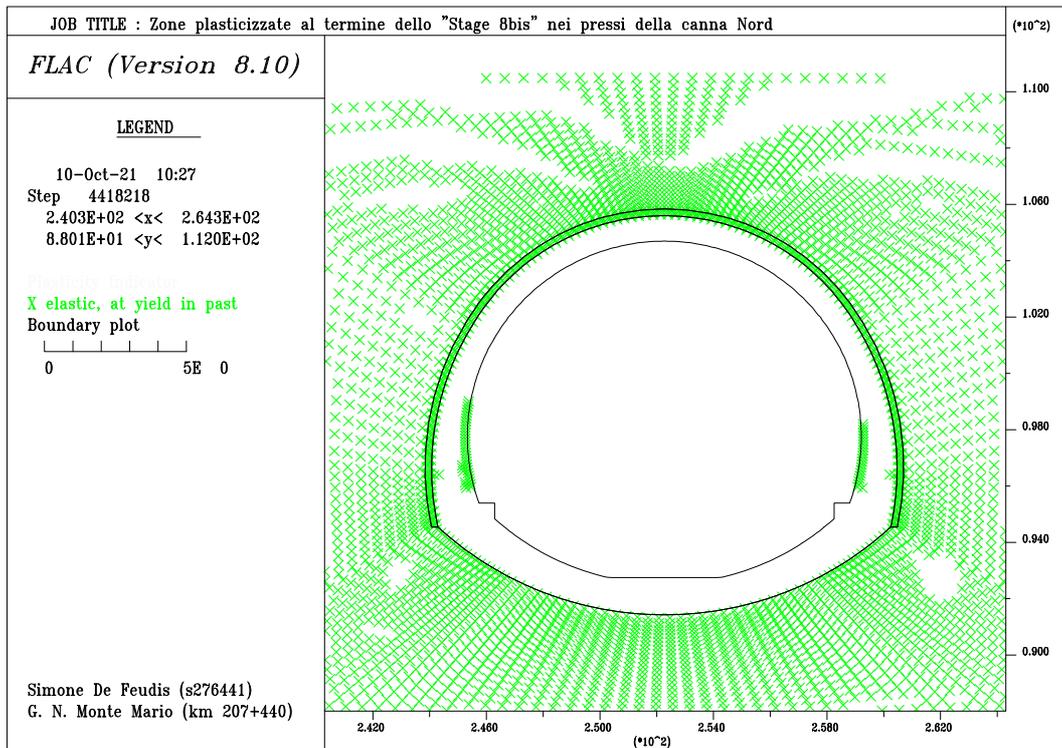


Figura 4.127: Estensione della zona in regime plastico al termine di "Stage 8bis" (canna Nord).

- la seguente deformata in seguito ai soli effetti del rigonfiamento delle argille grigio-azzurre, come mostrato in Figura 4.128;

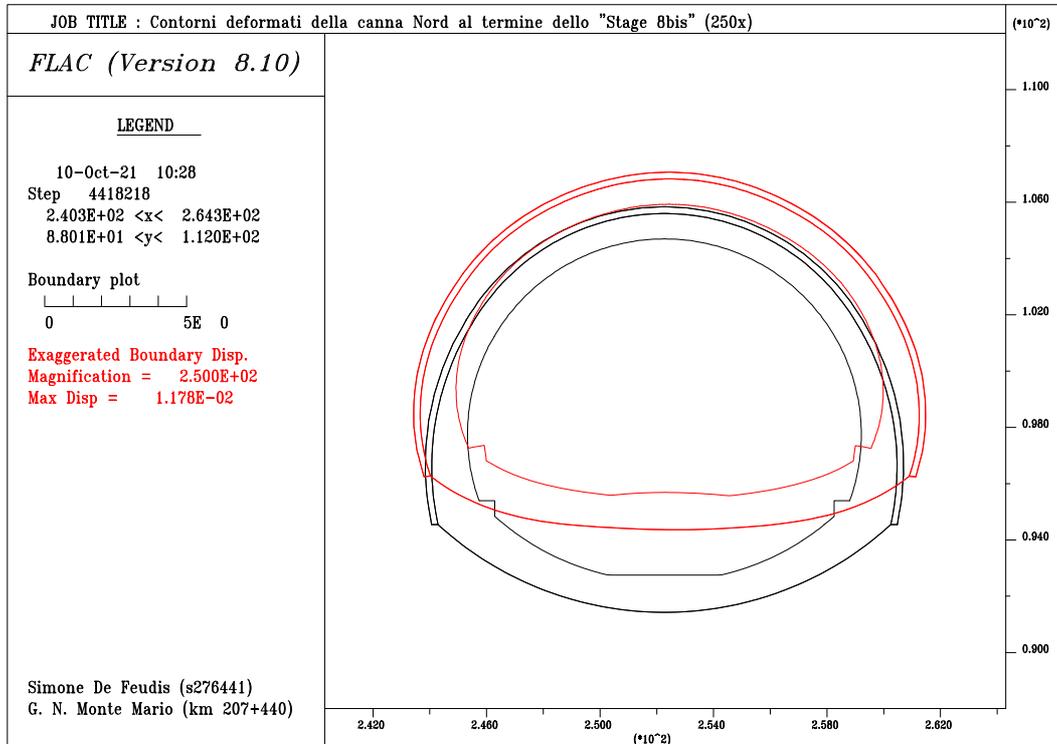


Figura 4.128: Deformata del supporto definitivo sviluppata nel solo "Stage 8bis" (canna Nord).

Prima di passare alle conclusioni della trattazione, è fondamentale specificare un aspetto fondamentale di tale soluzione progettuale: l'ipotesi iniziale circa un cambiamento trascurabile nello stato tensionale delle argille circostanti al cavo risulta essere molto più attinente al caso dell'intervento "pilota" rispetto a quello riguardante il fin qui trattato intervento alternativo. La completa demolizione e ricostruzione dell'arco rovescio del supporto definitivo indurrebbe, senza dubbio, maggiori variazioni nello stato tensionale delle argille e ciò, nel lungo termine, provocherebbe la nascita di nuove sottospinte rigonfianti, di cui è fondamentale tenere conto a livello progettuale.

CAPITOLO 5

Conclusioni

La presente tesi di laurea magistrale espone lo studio di *back analysis* che è stato condotto per indagare il potenziale rigonfiante delle argille grigio-azzurre, peculiari della porzione tosco-emiliana della catena appenninica, e le implicazioni che tale rigonfiamento ha avuto sulle due canne della Galleria Naturale Monte Mario. Essa risulta essere scavata, per larghi tratti, nella suddetta formazione argillosa, nel tratto di attraversamento appenninico tra Sasso Marconi (BO) e Barberino del Mugello (FI) dell'Autostrada Milano-Napoli A1. L'attitudine al rigonfiamento delle suddette argille ha comportato ingenti danni al manto stradale del tratto autostradale in questione, comportando la necessità di interruzioni momentanee, interventi manutentivi leggeri e, infine, l'esecuzione dell'intervento "pilota". Si tratta di un intervento di manutenzione straordinaria, conclusosi nel febbraio dell'anno 2019, che prevede la costruzione di una soletta in calcestruzzo armato di altezza variabile lungo la sua estensione trasversale, $0,85 \div 1,20$ m (si veda Figura 3.45), con il fine di limitare gli innalzamenti della sede stradale in seguito agli effetti del rigonfiamento.

Dopo aver approfondito i processi fisico-chimici che regolano l'evoluzione di tali fenomeni, i diversi metodi di analisi utilizzabili per una loro descrizione e le varie tipologie di prove adoperate per investigare il potenziale rigonfiante di geomateriali inclini a tale tipologia di comportamento, la trattazione si è concentrata sulla presentazione della problematica di G. N. Monte Mario e su una modellazione numerica in F.L.A.C. (Itasca Inc.) della stessa. A tal proposito, è stata necessaria una reinterpretazione della campagna di indagini di laboratorio condotta a cavallo

degli anni 2016 e 2017 per la progettazione del già citato intervento “pilota” che ha confermato il notevole potenziale rigonfiante delle argille grigio-azzurre.

La *back analysis* condotta e commentata nel corso della presente tesi ha fornito risultati coerenti con le rilevazioni registrate nel corso delle varie campagne di monitoraggio organizzate tra il luglio 2016 e il novembre 2020. In particolare:

- lo stato tensionale del supporto definitivo delle due canne, preliminarmente agli effetti del rigonfiamento, risulta essere in accordo con le evidenze di monitoraggio reperite, nel novembre 2020, attraverso prove di martinetto piatto e *doorstopper*;
- gli innalzamenti indotti dal rigonfiamento, computati adoperando la metodologia di analisi proposta da Wittke (1976), trovano una sorprendente corrispondenza con quelli rilevati *in situ*, nel corso della campagna di monitoraggio geodetico condotta tra il luglio 2013 e il luglio 2016;
- lo stato tensio-deformativo dell’intervento “pilota” trova una più che discreta corrispondenza con quanto registrato da estensimetri incrementali e barrette estensimetriche nel corso della campagna di monitoraggio strutturale e geotecnico tra l’aprile 2019 e il febbraio 2020.

In coincidenza della prima metà di giugno 2019, inoltre, è convinzione che sia avvenuta una perdita di resistenza improvvisa e localizzata dell’arco rovescio tale da determinare una redistribuzione delle tensioni verso l’intervento “pilota”. Una situazione simile è stata simulata in F.L.A.C. raggiungendo delle buone corrispondenze con una sola parte delle barrette estensimetriche installate nella soletta in calcestruzzo armato dell’intervento “pilota”. Per tutte le altre, invece, è stata computata una sovrastima delle deformazioni orizzontali rispetto a quanto realmente registrato *in situ*: ciò è, plausibilmente, provocato da un fenomeno di rilascio tensionale ritardato del cavo, dopo le operazioni di messa in opera dell’intervento “pilota”, che non è stato possibile simulare.

Dopo aver individuato nella durabilità a lungo termine la maggior criticità del suddetto intervento manutentivo, legata ad una improvvisa perdita di funzionalità dell’arco rovescio, è stato proposto un confronto con una ulteriore tipologia di intervento manutentivo che prevede la completa demolizione e ricostruzione

dell'arco rovescio, in modo tale che il nuovo componente abbia una curvatura più accentuata della precedente. Tale confronto ha dimostrato che, ammesso che l'arco rovescio non perda la sua funzionalità, l'intervento "pilota" rappresenti l'alternativa più viabile, vista la sua possibilità di essere messo in opera senza interrompere completamente l'esercizio dell'autostrada. A lungo termine, però, nonostante ci sia bisogno di una chiusura temporanea del tratto autostradale e di una momentanea riorganizzazione della viabilità, converrebbe eliminare la fonte della potenziale criticità individuata. Quest'ultima proposta, infine, appare come la più invasiva tra le due analizzate; a tal proposito, al fine di effettuare un corretto dimensionamento dell'intervento manutentivo, risulta fondamentale stimare accuratamente le nuove sottospinte rigonfianti che la sua messa in opera susciterebbe.

BIBLIOGRAFIA

Anagnostou, G. 1993. *A Model for Swelling Rock in Tunnelling.* s.l. : Rock Mechanics and Rock Engineering, 1993. pp. 307-331. Vol. 4.

Aydan, Ö., Akagi, T. and Kawamoto, T. 1993. The squeezing potential of rock around tunnels: theory and prediction. *Rock Mechanics and Rock Engineering.* 1993, pp. 137-163.

Barla, G. and Barla, M. 2008. *Metodi innovativi per la costruzione di gallerie in rocce spingenti.* s.l. : Scienze E Tecnica. Ingegneria Ferroviaria , 2008.

Barla, Giovanni. 1995. *Squeezing rocks in tunnels.* s.l. : ISRM News Journal 3/4, 1995. pp. 44-49.

— **2002.** Tunnelling under squeezing rock conditions. *Tunnelling Mechanics.* s.l. : D. Kolymbas, 2002, Vol. Capitolo 3, pp. 169-268.

Barla, M. 1999. *TUNNELS IN SWELLING GROUND. Simulation of 3D stress paths by triaxial laboratory testing.* s.l. : Politecnico di Torino, 1999.

— **2007.** *Numerical simulation of the swelling behaviour around tunnels based on special triaxial tests.* s.l. : Tunnelling and Underground Space Technology. Elsevier, 2007.

Biot, M., A. 1941. *General theory of three-dimensional consolidation.* s.l. : J. Appl. Phys., 1941. pp. 155--165.

Building Research Establishment. 1980. Low-rise buildings on shrinkable clay soil. *BRE.* 1980, Vol. Part 1.

Chen, F. H. 1988. Foundations on Expansive Soils. s.l. : Elsevier, 1988, p. 280.

Conti, P. and Camignani, L. 2008. *Sforzo e Deformazione nelle Rocce.* s.l. : Centro di GeoTecnologie, Università degli Studi di Siena, 2008. pp. 32-45.

Dakshanamurthy, V. and Raman, V. 1973. A Simple Method of Identifying an Expansive Soil. *Soils and Foundations*. s.l. : Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1973, pp. 97-104.

Debernardi, D. 2008. *Viscoplastic behaviour and design of tunnels*. s.l. : Ph.D. Thesis, Politecnico di Torino, Department of Structural and Geotechnical Engineering, 2008.

Dr. Thut, Arno, et al. 1994. *Tunnelling in Squeezing Rock- Yielding Elements and Face Control*.

Einstein, H. 1994. Comments and Recommendations on Design and Analysis Procedures for Structures in Argillaceous Swelling Rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* s.l. : Pergamon, 1994, Vol. 5, pp. 535-546.

Einstein, H., H., Bishoff, N. and Hoffmann, E. 1972. *Behaviour of invert slabs in swelling shale*. s.l. : Proc. Int. Symp. On Underground Openings., 1972.

Goel, Jethwa and Paithakan. 1995. *Tunnelling through the young Himalayas, a case history of the Maneri-Uttarkashi power tunnel*. s.l. : Engrg. Geol., 1995. pp. 31-44.

Grob, H. 1972. Schwelldruck im Belchentunnel. *Internationales Symposium für Untertagebau*. 1972.

Gysel, M. 1977. A contribution to the design of tunnel lining in swelling rock. *Rock mechanics*. 1977.

—. **1987.** Design of tunnels in swelling rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 1987.

Hoek, E. and Marinos, P. 2000. Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and Tunnelling International*. 2000, pp. 45-61 ; 33-36.

Hoek, Evert. 2000. BIG TUNNELS IN BAD ROCK. *ASCE 2000 Civil Engineering Conference and Exposition*. 2000.

—. **2000.** *Tunnels in weak rock*. 2000.

Ing. P. Bongio. 2020. *Commento Tecnico alle Evidenze di Monitoraggio*. 2020.

ISRM. 1983. *Characterisation of Swelling Rock. Commission on Swelling Rock*. s.l. : Pergamon Press. Oxford, U.K., 1983.

Itasca Inc. 2006. *FLAC2D, 5.0 User's manual*. 2006.

Jethwa and Singh. 1984. Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions, a new approach. s.l. : Design and Performance of Underground Excavations, ISRM Symposium, Cambridge, E.T. Brown and J.A.Hudson eds., 1984, pp. 231-238.

Lombardi, G. 1984. Underground Openings in Swelling Rock. *Proc. First National Conference on "Case Histories in Geotechnical Engineering,"*. 1984.

Madsen, F. T. 1999. Suggested Methods for Laboratory Testing of Swelling Rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 1999, pp. 291-306.

Merouane, Fatima Zohra and Mamoune, Sidi Mohamed Aissa. 2018. *Prediction of Swelling Parameters of two Clayey Soils from Algeria using Artificial Neural Networks*. s.l. : Sciendo, 2018.

Morgan, H., D. 1961. *A Contribution to the Analysis of Stress in a Circular Tunnel*. s.l. : The Institution of Civil Engineers., 1961.

Noorany, I., Frydman, S. and Detournay, C. 1999. Prediction of soil slope deformation due to wetting. *FLAC and Numerical Modelling in Geomechanics*. 1999.

Pellet, F., et al. 2005. *A viscoplastic constitutive model including anisotropic damage for the time dependent mechanical behaviour of rock*. s.l. : Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 2005. pp. 941–970.

Piratheepan, J., Gnanendran, C.T. and Arulrajah, A. 2012. *Determination of c and w from an IDT and unconfined compression testing and numerical analysis*. s.l. : J. Mater. Civ. Eng., 2012.

Seed, H. B., Woodward, R. J. and Lundgren, R. 1962. Prediction of swelling potential for compacted clays. *A.S.C.E.J. of Soil Mech. and Found. Div. 88(SM3)*. 1962, pp. 53-87.

Sial Tec Engineering S.r.l. 2021. *Misura dello stato tensionale nel rivestimento della galleria – Prove con martinetto piatto e doorstopper*. s.l. : API, 2021.

Singh, et al. 1992. *Correlation between observed support pressure and rock mass quality*. s.l. : Tunnelling and Underground Space Technology, 1992. pp. 59-74.

Snethen, D. R. 1984. Evaluation of expedient methods for identification and classification of potentially expansive soils. *Proceedings, 5th International Conference on Expansive Soils*. s.l. : Adelaide, 1984, pp. 22-26.

SPEA Engeneering. 2017. *Relazione Geotecnica e di Calcolo, Galleria Monte Mario*. 2017.

SPEA Engineering. 1999. *Progetto Esecutivo, Galleria Monte Mario*. 1999.

—. **2017.** *Prove di laboratorio, Galleria Monte Mario*. 2017.

—. **1998.** *Relazione Geomeccanica, Galleria Monte Mario*. 1998.

—. **2017.** *Relazione Geotecnica e di Calcolo, Intervento Sperimentale*. 2017.

—. **1998.** *Relazione Idrogeologica, Galleria Monte Mario*. 1998.

Wittke, W. and Rissler, P. 1976. *Dimensioning of the lining of underground openings in swelling rock applying the finite element method*. s.l. : Publications of the Institute for Foundation Engineering, Soil Mechanics, Rock mechanics and Water Ways Construction., 1976. pp. 7-48. Vol. 2.

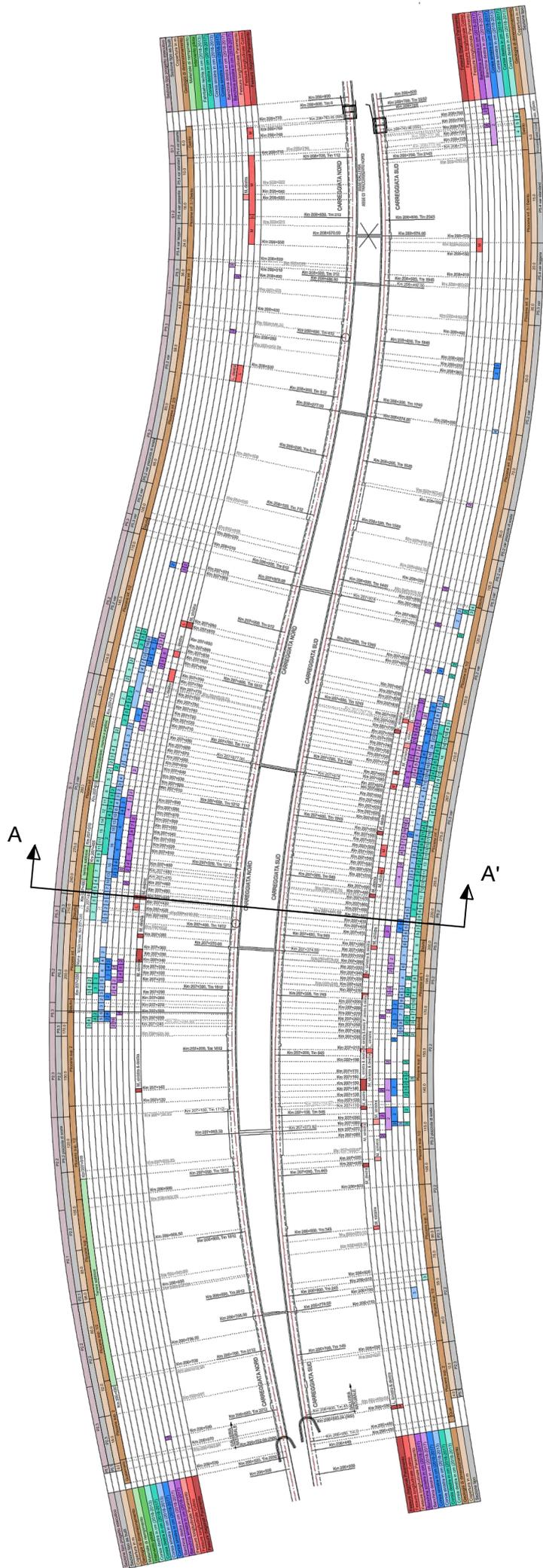
Wittke-Gattermann, P. and Wittke, M. 2004. *Computation of Strains and Pressures for Tunnels in Swelling Rocks*. s.l. : Proc. ITA 2004 E14, 2004. pp. 1-9.

ALLEGATO 1

Profilo geomeccanico – asse Nord

ALLEGATO 2

Planimetria della G. N. Monte Mario



- Legenda:**
- Fessura: M = Medium, L = Large
 - Lato (sinistra & destra) rispetto alla direzione di marcia
 - Misure di deformazione: Sollevamento positivo / negativo
Tra parentesi sono riportati gli anni del rilevamento dei dati
 - Materiale di riempimento (sopra arco rovescio)
 - Formazione geologica: secondo il progetto costruttivo del 1998
 - Sezione tipo Sezione tipo da progetto "as built" 03 001 e 03 002
 - Sezione tipo Sezione tipo da progetto esecutivo

RINGRAZIAMENTI

La stesura della tesi di laurea di laurea magistrale sugella la fine del mio lungo percorso universitario, nel corso del quale, tra difficoltà e soddisfazioni, credo fermamente di esser maturato, *in primis*, come uomo e, poi, come professionista. Vorrei pertanto, dedicare queste ultime righe a ringraziare tutti coloro che hanno contribuito a raggiungere questo traguardo.

Il più grande ringraziamento va sicuramente alla mia famiglia, perché mi è sempre stata accanto e non mi ha fatto mancare il suo sostegno e il suo aiuto durante questi cinque lunghi anni. Un grazie speciale lo vorrei fare a te, nonno Giovanni, perché, forse in modo inconsapevole, mi hai trasmesso la passione per la branca dell'ingegneria legata alle costruzioni.

Dopodiché vorrei ringraziare il Prof. Marco Barla, per la fiducia accordatami accettandomi come tesista, per avermi seguito con professionalità e disponibilità in tutte le fasi del lavoro svolto, ma, soprattutto, per aver accresciuto e consolidato, durante le lezioni di "Nu.M.G.E.", il mio interesse verso l'ingegneria geotecnica. Un sincero ringraziamento va anche alla sua collaboratrice, nonché co-relatrice della presente tesi, l'Ing. Alessandra Insana, per il supporto fornitomi durante tutte le fasi di redazione della trattazione, in particolar modo quella di modellazione numerica.

Un ulteriore ringraziamento va "Autostrade per l'Italia" S.p.A. e alla società di ingegneria ad essa associata, "TECNE" S.r.l.s., per aver condiviso il materiale relativo al progetto esecutivo della G.N. Monte Mario, i dati di monitoraggio e i tabulati delle prove di laboratorio.

Vorrei ringraziare, inoltre, tutti i miei amici più stretti, partendo da coloro che mi hanno accompagnato fin dai primi passi di questo viaggio, passando per chi si è aggregato nel mentre e, finendo, purtroppo, con chi la fatalità della vita ha portato via prematuramente.

Infine, vorrei dedicare un ringraziamento speciale a Rosa, la mia ragazza, per essermi stata sempre vicino e per rappresentare un punto di riferimento di cui non posso fare più a meno. La ringrazio per essere, finalmente, entrata nella mia vita e aver reso più felici le mie giornate.

Un sentito grazie a tutti.