

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

---

TESI DI LAUREA

Analisi numerica tridimensionale di una  
galleria in ammasso roccioso spingente



**Relatore:**

Prof. Marco Barla

**Candidato:**

Nunzio Zappulla

27 marzo 2018

---



**Sempre la pratica dev'essere edificata  
sopra la buona teoria.  
(Leonardo Da Vinci)**



## Sommario

<b>Introduzione .....</b>	<b>1</b>
<b>Capitolo 1 La modellazione numerica in ingegneria geotecnica.....</b>	<b>3</b>
1.1 Introduzione .....	3
1.1.1 FDM e FVM.....	4
1.1.2 FEM .....	7
1.1.3 BEM.....	12
1.1.4 DEM.....	12
1.2 L'importanza della modellazione 3D.....	14
1.2.1 2D vs 3D .....	14
1.2.2 Esempi di modellazione 3D .....	18
<b>Capitolo 2 Comportamento spingente degli ammassi rocciosi .....</b>	<b>23</b>
2.1 Introduzione .....	23
2.2 Approcci empirici .....	24
2.2.1 Approccio Singh et al. (1992).....	24
2.2.2 Approccio Goel et al. (1992).....	25
2.3 Approcci semi-empirici.....	26
2.3.1 Approccio Jethwa et al. (1984) .....	26
2.3.2 Approccio Hoek and Marinos (2000) .....	28
2.4 Innovazioni tecnologiche .....	31
2.4.1 Scavo tradizionale .....	31
2.4.2 Tecniche di supporto allo scavo.....	35
<b>Capitolo 3 Descrizione e validazione del nuovo software RS<sup>3</sup> .....</b>	<b>45</b>
3.1 Introduzione .....	45
3.2 Descrizione del software RS <sup>3</sup> .....	45
3.3 Validazione del software RS <sup>3</sup> tramite lo studio del comportamento tenso deformativo di gallerie profonde .....	48
3.3.1 Analisi elastica e confronto dei risultati numerici con la soluzione analitica di Kirsch (1982), influenza delle dimensioni del modello .....	48
3.3.2 Analisi elastoplastica e confronto dei risultati numerici con la soluzione analitica di Ribacchi & Riccioni (1977), influenza degli step di avanzamento .....	58
3.3.3 Analisi elastoplastica, andamento tensionale del terreno all'avanzare del fronte scavo.....	61

3.4 Validazione del software RS <sup>3</sup> tramite lo studio dei cedimenti indotti dallo scavo di una galleria superficiale .....	66
<b>Capitolo 4 Modellazione numerica 3D di una galleria in condizioni difficili .....</b>	<b>71</b>
4.1 Introduzione .....	71
4.2 Descrizione del caso studio.....	71
4.2.1 Misure delle deformazioni nel tempo .....	74
4.2.2 Stato tensionale assunto nel modello bidimensionale.....	79
4.2.3 Caratteristiche dei materiali Caso III assunte nel modello bidimensionale .....	80
4.3 Modellazione 2D.....	81
4.3.1 Analisi a ritroso.....	81
4.4 Modellazione 3D tramite RS <sup>3</sup> , Caso III .....	85
4.4.1 Quadro procedurale.....	86
4.4.2 Analisi dei dati e interpolazione della funzione dipendente dal tempo .....	86
4.4.3 Geometria del modello 3D.....	88
4.4.4 Analisi elastica .....	92
4.4.5 Analisi elastoplastica .....	93
<b>Conclusioni .....</b>	<b>107</b>
<b>Bibliografia .....</b>	<b>109</b>
<b>Ringraziamenti.....</b>	<b>113</b>

## Indice figure

Figura 1.1 - FDM .....	5
Figura 1.2 - (a) Discretizzazione rettangolare a griglia regolare FDM, (b) discretizzazione irregolare a griglia quadrangolare FVM (Wheel, 1996).....	6
Figura 1.3 - Elemento beam, 2D .....	8
Figura 1.4 – (a) Discretizzazione con mesh rettangolare omogenea, (b) discretizzazione con mesh triangolare graduata.....	8
Figura 1.5 – Element joint secondo Goodman et al. (1968) .....	11
Figura 1.6 – (a) Element joint Zienkiewicz et al. (1970), (b) Element joint Ghaboussi et al. (1973) .....	12
Figura 1.7 – Rappresentazione meccanica del contratto tra due modelli DEM 2D (Jing,2003) .....	14
Figura 1.8 – Stress path nella sezione $\xi$ all'avanzare del fronte scavo (Barla, 2000) .....	15

Figura 1.9 – Fascia plastica e storia delle tensioni radiali ( $\sigma_{rr}$ ), tangenziali ( $\sigma_{tt}$ ), assiali ( $\sigma_{yy}$ ) e di taglio ( $\sigma_{ry}$ ). (Cantieni e Anagnostou, 2008) .....	17
Figura 1.10 – Correlazione tra i cedimenti e parametro $\beta$ (Vermeer et al., 2008).....	18
Figura 1.11 – Andamento dei cedimenti dopo 60m di scavo (Vermeer et al., 2008).....	19
Figura 1.12 – Andamento dei cedimenti longitudinali (Vermeer et al., 2008).....	19
Figura 1.13 - Cedimenti dell'arco rovescio ai vari stage di scavo (Vermeer et al., 2008) .....	20
Figura 1.14 – Cedimenti per un singolo sfondo (Vermeer et al., 2008) .....	20
Figura 1.15 – Modello FEM tunnel gemelli (Sobhanmanesh et al., 2014).....	21
Figura 1.16 – Modello a cuneo, stabilità del fronte (Sobhanmanesh et al., 2014) .....	21
Figura 1.17 – FEM, modello deformato (Sobhanmanesh et al., 2014).....	22
Figura 1.18 – Cedimenti indotti dalla costruzione dei tunnel (Sobhanmanesh et al., 2014) .....	22
Figura 2.1 – Comportamento spingente osservato nella galleria del Gottardo: il fenomeno è dovuto al raggiungimento di stati tensionali che superano il valore limite per cui si innescano deformazioni dipendenti dal tempo (Barla, 2008) .....	24
Figura 2.2 – Approccio di Singh et al. per prevedere il comportamento spingente (Singh et al., 1992).....	25
Figura 2.3 – Goel et al. (1995) approccio per predire il comportamento spingente .....	26
Figura 2.4 – Livelli di squeezing basati sul metodo Jethwa (Jethwa et al.,1984).....	27
Figura 2.5 – Jethwa et al. (1984) approccio per predire il comportamento spingente.....	28
Figura 2.6 – (a) deformazioni del tunnel $\epsilon t$ ; (b) deformazione del fronte scavo $\epsilon f$ .....	29
Figura 2.7 – Classificazione del comportamento spingente secondo Hoek (2000).....	30
Figura 2.8 – Metodi di scavo in condizioni di squeezing (Kovari, 1998), a) scavo ad attacchi laterali, b) scavo con calotta e ribasso, c) scavo a piena sezione .....	32
Figura 2.9 – a) Scavo ad attacchi laterali per la costruzione del tunnel di Himmelberg in Germania (Balbi, 1999), b) schema tipico di scavo ad attacchi laterali .....	32
Figura 2.10 – Scavo con calotte e ribasso, posizionamento del rinforzo in acciaio nel ribasso, S. Ambrogio tunnel lungo autostrada Palermo-Messina in Italia .....	33
Figura 2.11 – Scavo con calotte e ribasso. 1-2: lo scavo della calotta viene realizzato sotto la protezione degli infilaggi; 3-4: lo scavo del ribasso avviene molto vicino al fronte della calotta; 5: viene applicato il rivestimento definitivo per la stabilità a lungo termine. S. Ambrogio tunnel lungo l'autostrada Palermo-Messina in Italia.....	34
Figura 2.12 – Scavo a piena sezione con consolidamento del fronte tramite tubi in vetroresina, sotto la protezione di infilaggi ad ombrello. Morgex tunnel lungo l'autostrada Aosta - Monte Bianco in Italia.....	34
Figura 2.13 – Scavo a piena sezione, Tartaiguille tunnel, in Francia: a) foto del fronte; b) foto del supporto dell'arco rovescio (Lunardi et al., 2000).....	35

Figura 2.14 – Sezione di una galleria con slot di compressione in presenza di comportamento spingente dell’ammasso roccioso (Schubert W. and Schubert P., 1993) .....	36
Figura 2.15 – linea caratteristica del supporto, (Hoek 2000).....	36
Figura 2.16 – a) assemblaggio di un giunto scorrevole TH; b) dettaglio della sezione trasversale .	37
Figura 2.17 – Tipici bulloni a comportamento cedevole, utilizzati per lo scavo di Karawanken in presenza di comportamento spingente (Schubert W. and Schubert P., 1993).....	38
Figura 2.18 – Elementi cedevoli in acciaio installati negli slot del rivestimento ed elementi LSC, Metsovo Tunnel in Grecia, (Dywidag-Systems International).....	39
Figura 2.19 – Sistema LSC prima e dopo la deformazione .....	39
Figura 2.20 – Installazione degli elementi LSC tra i segmenti del rivestimento, Tauern Tunnel in Austria (Dywidag-Systems International).....	40
Figura 2.21 – Curva carico – deformazione degli elementi HDC e LSC (4 cilindri per metro), dove la forza massima sopportabile negli elementi HDC dipende dalla miscela di calcestruzzo utilizzata (Cantieni, 2011) .....	41
Figura 2.22 – Sforzo – deformazione da prove di laboratorio di un elemento HDC .....	41
Figura 2.23 – Foto di dettaglio durante l’installazione degli elementi HDC, tunnel di St. Martin La Porte .....	42
Figura 2.24 – Convergenza di circa 2 m, è stato necessario riprofilare la porzione interessata ed reinstallare il supporto con gli elementi HDC, tunnel di St. Martin La Porte .....	43
Figura 2.25 – Scavo di St. Martin La Porte, è possibile osservare le grandi deformazioni del bordo scavo e come il supporto riesca a deformarsi con esso, convergenza di circa 2 m .....	43
Figura 3.1 – Costruzione delle superfici stratigrafiche con dati inclinometrici .....	46
Figura 3.2 – Proprietà pali RS <sup>3</sup> .....	47
Figura 3.3 – Leggi costitutive RS <sup>3</sup> .....	47
Figura 3.4 – Geometria del problema .....	49
Figura 3.5 – (a) Modello 1 (96x96x32 m), (b) modello 2 (128x128x32 m), modello 3 (240x240x32 m) .....	50
Figura 3.6 – (a) Andamento $\sigma_1$ modello 1 (96x96x32 m), (b) andamento $\sigma_1$ modello 2 (128x128x32 m), (c) andamento $\sigma_1$ modello 3 (240x240x32 m) .....	50
Figura 3.7 - (a) Deformata del tunnel con condizioni al contorno assegnate manualmente, (b) Deformata del tunnel con condizioni al contorno automatiche .....	51
Figura 3.8 – Condizioni al contorno, modello 2 .....	51
Figura 3.9 – Andamento delle tensioni al piedritto, a) modello 1, b) modello 2, c) modello 3 .....	52
Figura 3.10 – Andamento degli spostamenti radiali al piedritto, a) modello 1, b) modello 2, c) modello 3.....	53
Figura 3.11 - Andamento delle tensioni in corona, a) modello 1, b) modello 2, c) modello 3 .....	54

Figura 3.12 – Andamento degli spostamenti radiali in corona, a) modello 1, b) modello 2, c) modello 3 .....	55
Figura 3.13 – Mesh rifinita, modello 2.....	56
Figura 3.14 - Andamento delle tensioni al piedritto .....	57
Figura 3.15 – Andamento degli spostamenti radiali al piedritto .....	57
Figura 3.16 - Andamento delle tensioni in corona.....	58
Figura 3.17 – Andamento degli spostamenti radiali in corona.....	58
Figura 3.18 – Modello 3D con mesh e misure della geometria.....	59
Figura 3.19 – Sezione longitudinale galleria. a) Modello 4: 10 stage dove lo sfondo per ogni stage è pari a 2 m; b) Modello 5: 6 stage dove lo sfondo varia da 4 m a 2 m.....	60
Figura 3.20 – Confronto dell’andamento tensionale tra il Modello 4, Modello 5 e soluzione analitica.....	60
Figura 3.21 – Confronto degli spostamenti radiali tra il Modello 4, Modello 5 e soluzione analitica .....	61
Figura 3.22 – Geometria e mesh del modello numerico.....	62
Figura 3.23 – Andamento della $\sigma_1$ al piedritto della sezione $\xi$ , all’avanzare del fronte.....	63
Figura 3.24 – Andamento della $\sigma_3$ al piedritto della sezione $\xi$ , all’avanzare del fronte .....	63
Figura 3.25 – Andamento della $\sigma_1$ in corona della sezione $\xi$ , all’avanzare del fronte.....	64
Figura 3.26 – Andamento della $\sigma_3$ in corona della sezione $\xi$ , all’avanzare del fronte.....	64
Figura 3.27 – Stess path normalizzato al piedritto della sezione $\xi$ .....	65
Figura 3.28 - Stess path normalizzato in corona della sezione $\xi$ .....	65
Figura 3.29 – Suddivisione della sezione longitudinale .....	66
Figura 3.30 – Modello 3D con mesh infittita in superficie.....	67
Figura 3.31 - Andamento degli spostamenti superficiali prima (a) e dopo (b) l’infittimento della mesh, sezione trasversale $y = 25$ m, stage 25 .....	68
Figura 3.32 – Andamento della mesh deformata.....	68
Figura 3.33 – Andamento cedimenti superficiali Peck vs $Rs^3$ .....	69
Figura 4.1 – Sezione longitudinale tunnel minerario, progressiva da 2410 a 2500. La linea più chiara rappresenta il supporto deformato (misure effettuate nel 2013) .....	72
Figura 4.2 – Caratteristiche geometriche della sezione trasversale utilizzata per la costruzione del modello 2D e 3D. a) sezione di calotta, b) sezione di ribasso .....	73
Figura 4.3 – Sezione trasversale dove sono evidenziati gli assi di misura degli spostamenti .....	74
Figura 4.4 – Esempi di sezioni misurate, progressive 2443.5 e 2444.5 m .....	76
Figura 4.5 – Andamento degli spostamenti nel tempo lungo la progressive della galleria .....	78

Figura 4.6 – Andamento della convergenza lungo l’asse orizzontale della galleria (SPL).....	78
Figura 4.7 – Andamento deformativo, l’arco di ampiezza 6.02 rappresenta la deformata del 2013, l’arco di ampiezza 6.5 rappresenta la deformata del 2016 .....	78
Figura 4.8 – Spostamenti totali ed estensione della fascia plastica.....	83
Figura 4.9 – Andamento delle deformazioni totali in ogni stage, intercettato il valore di spostamento corrispondente a $x = 1$ m .....	84
Figura 4.10 - Andamento delle deformazioni totali in ogni stage, intercettato il valore di spostamento corrispondente a $x = 7$ m .....	84
Figura 4.11 – Spostamenti totali e deformata della galleria. Caso III con supporto .....	85
Figura 4.12 – Diagramma di flusso della procedura di analisi adottata .....	86
Figura 4.13 – Andamento della convergenza in funzione del tempo per ogni sezione misurata .....	87
Figura 4.14 – Andamento della convergenza in funzione del tempo, Caso III .....	88
Figura 4.15 – Geometria modello 3D Caso III, a) geometria con misure, b) mesh 3D di 640000 elementi .....	89
Figura 4.16 – Andamento degli sfondi per stage di stavo .....	90
Figura 4.17 - Sezione trasversale del modello 3D. 1) sezione di scavo calotta, 2) sezione di scavo ribasso, 3) porzione di ammasso roccioso che si degrada nel tempo .....	90
Figura 4.18 – Installazione del supporto provvisorio.....	91
Figura 4.19 – Condizioni al contorno .....	91
Figura 4.20 – Andamento della mesh sezione longitudinale confrontato con lo strenght factor .....	92
Figura 4.21 – Andamento della mesh sezione trasversale confrontato con lo strenght factor .....	92
Figura 4.22 – Spostamenti totali, stage 25 (risultati riferiti allo stage 24).....	93
Figura 4.23 – Spostamenti totali in prossimità del fronte scavo con vettori di spostamento, stage 25 .....	94
Figura 4.24 – Spostamenti orizzontali al piedritto, stage 45 .....	96
Figura 4.25 – Campo vettoriale degli spostamenti nella sezione d’interesse $\xi$ .....	96
Figura 4.26 – Andamento delle $\sigma_1$ al piedritto nella sezione trasversale $\xi$ .....	97
Figura 4.27 – Andamento delle $\sigma_3$ al piedritto nella sezione trasversale $\xi$ .....	97
Figura 4.28 – Andamento delle $\sigma_1$ in corona nella sezione trasversale $\xi$ .....	98
Figura 4.29 – Andamento delle $\sigma_3$ in corona nella sezione trasversale $\xi$ .....	98
Figura 4.30 – Stress path al piedritto nella sezione trasversale $\xi$ .....	99
Figura 4.31 – Stress path in corona nella sezione trasversale $\xi$ .....	99
Figura 4.32 – Linearizzazione del criterio di Hoek e Brown .....	100
Figura 4.33 – Spostamenti orizzontali al piedritto breve e lungo termine .....	101
Figura 4.34 – Campo vettoriale degli spostamenti.....	102

Figura 4.35 – Andamento delle $\sigma_1$ al piedritto nella sezione trasversale $\xi$ .....	102
Figura 4.36 – Andamento delle $\sigma_3$ al piedritto nella sezione trasversale $\xi$ .....	103
Figura 4.37 – Andamento delle $\sigma_1$ in corona nella sezione trasversale $\xi$ .....	103
Figura 4.38 – Andamento delle $\sigma_3$ in corona nella sezione trasversale $\xi$ .....	104
Figura 4.39 - Stress path al piedritto nella sezione trasversale $\xi$ .....	104
Figura 4.40 - Stress path in corona nella sezione trasversale $\xi$ .....	105
Figura 4.41 – Fascia plastica nella sezione d’interesse $\xi$ , a) breve termine, b) lungo termine .....	106
Figura 4.42 – Confronto tra la deformata del support (2013) e la deformata del modello nella sezione $\xi$ per la condizione di breve termine della sezione corrispondente alla progressiva 2487 m .....	106





## Introduzione

In ingegneria civile un tema particolarmente complesso è quello della progettazione di gallerie. In questo tipo di progettazione è importante considerare l'evoluzione del campo tenso - deformativo del terreno al progredire dello scavo utilizzando modelli numerici. La modellazione numerica tridimensionale è uno strumento essenziale per studiare quei problemi in cui è fondamentale stimare in maniera accurata l'entità delle deformazioni, come ad esempio in presenza di ammasso roccioso spingente o rigonfiante.

Nei modelli bidimensionali non è possibile tener conto del completo scarico radiale al bordo scavo lungo la porzione di galleria non supportata e del successivo ricarico radiale dopo l'installazione del rivestimento. Inoltre non si tiene conto dello svilupparsi delle deformazioni di taglio irreversibili lungo la sezione longitudinale della galleria (per ipotesi le deformazioni fuori piano sono nulle) causate dalla rotazione delle tensioni principali. In particolare l'assunzione di una tensione radiale monotonamente decrescente può portare (specialmente in caso di ammassi fortemente spingenti) a una sottostima rilevante delle tensioni dell'ammasso e delle sue deformazioni (Cantieni e Anagnostou, 2008).

Lo svilupparsi delle conoscenze sugli effetti tridimensionali nello scavo di gallerie ha, senza dubbio, contribuito alla nascita di nuovi software FEM (Finite Element Method) tridimensionali. Tra gli ultimi software FEM lanciati sul mercato, è presente RS<sup>3</sup> (Rock and Soil 3 - dimensional analysis program) della casa Rocscience, rilasciato ufficialmente in data 06/02/2017.

L'obiettivo principale della tesi è di ricostruire la storia tenso - deformativa di un caso studio che riguarda lo scavo di una galleria in un ammasso roccioso spingente. Per affrontare tale problematica è stato utilizzato il software RS<sup>3</sup> che è stato dapprima validato confrontando i risultati numerici di gallerie profonde e superficiali con le corrispettive soluzioni analitiche. Per tutte le analisi numeriche del caso studio è stata utilizzata la versione 2.012 rilasciata il 31/01/2018.

La tesi è articolata in quattro capitoli. Nel primo capitolo sono presentati i metodi di modellazione numerica del continuo e del discontinuo e sono messi in evidenza i benefici della modellazione tridimensionale. Nel secondo capitolo ci si occupa del fenomeno del comportamento spingente, presentando gli approcci rivolti alla previsione del fenomeno e le innovazioni tecnologiche volte a contenere l'entità delle deformazioni. Il terzo capitolo è incentrato sulla descrizione e validazione del software RS<sup>3</sup>. Nel quarto capitolo viene trattato il caso studio validando i parametri geomeccanici forniti da un'analisi parametrica bidimensionale. Tale analisi 2D è stata svolta da terze parti con l'ausilio del software RS<sup>2</sup>. Poiché i risultati ottenuti con RS<sup>3</sup> si sono rivelati diversi da quelli ottenuti con un'analisi piana, è stato necessario ricercare dei parametri geomeccanici congruenti con i target deformativi, ricavati analizzando le misure di convergenza eseguite nel 2013, 2016 e 2017. Inoltre da tali dati è stato possibile estrapolare una legge dipendente dal tempo, in grado di rappresentare l'evolversi delle deformazioni.

Trovati i parametri geomeccanici a breve termine si è cercato di riprodurre con RS<sup>3</sup> l'evoluzione delle deformazioni, a lungo termine, utilizzando un artificio numerico che consiste nel degradare i parametri geomeccanici nella zona disturbata, stimata durante i rilievi. I risultati ottenuti mostrano la storia tensionale dell'ammasso roccioso ai vari step di calcolo.

# Capitolo 1

## La modellazione numerica in ingegneria geotecnica

### 1.1 Introduzione

I metodi numerici rappresentano lo strumento di calcolo più completo oggi a disposizione del progettista geotecnico. Grazie alla possibilità di riprodurre in maniera realistica la geometria del problema in esame, il comportamento del materiale e le interazioni tra gli elementi strutturali e l'ammasso roccioso, i metodi di analisi numerica sono oggi adottati nelle diverse fasi di progettazione e consentono anche di migliorare il controllo in corso d'opera dal punto di vista dell'applicazione del metodo osservazionale (M. Barla 2015).

La modellazione numerica di un qualunque problema ingegneristico può essere schematizzata con un modello 2D o 3D. Solitamente, qualora possibile, si preferisce affrontare un'analisi di tipo bidimensionale grazie al minor costo computazionale e alla velocità di realizzazione del modello rispetto ad un'analisi tridimensionale. D'altra parte la brusca variazione di geometria, la particolare composizione del suolo o lo studio di problemi specifici, costringe il progettista a dover utilizzare un modello 3D, certamente più complesso, che permette però di studiare in maniera accurata il problema.

L'analisi 3D presenta diversi vantaggi:

- La possibilità di simulare in maniera diretta l'avanzamento del fronte scavo.
- La possibilità di stimare la minima pressione interna necessaria per mantenere stabile il fronte scavo.
- La possibilità di modellare e tenere in conto spigoli e punti critici.
- La capacità di tenere in conto in un unico modello la disposizione dei materiali presenti lungo l'asse longitudinale dell'opera.
- La possibilità di distribuire i carichi nello spazio, che permette la previsione puntuale dei cedimenti superficiali.

L'obiettivo è di ottimizzare il modello numerico per ridurre i tempi di calcolo senza perdere l'accuratezza del risultato. In tutti i metodi numerici particolare attenzione va posta alla veridicità dei dati di input derivanti da indagini geotecniche, ed in caso di incertezze è consigliato assegnare una certa aleatorietà ai vari parametri o mettersi in situazioni cautelative.

La modellazione numerica è necessaria quando non è possibile determinare analiticamente il campo di sforzo e deformazione in una determinata condizione di carico. Ogni problema può essere discretizzato in diverse maniere, utilizzando metodi numerici del continuo o del discontinuo.

I metodi del continuo sono:

FDM: "Finite Difference Method", Metodo delle Differenze Finite;

FVM: "Finite Volume Method", Metodo dei Volumi Finiti;

FEM: "Finite Element Method", Metodo degli Elementi Finiti;

BEM: "Boundary Element method", Metodo degli elementi di contorno.

Il metodo più utilizzato del discontinuo è:

DEM: "Discrete Element Method", metodo agli elementi distinti.

In generale i metodi numerici del continuo possono essere divisi in due classi:

- Metodi differenziali, che richiedono l'approssimazione in tutto il dominio (FEM, FDM e FVM).
- Metodi integrali, che richiedono l'approssimazione solo nelle condizioni al contorno (BEM).

### 1.1.1 FDM e FVM

Nel metodo FDM ogni equazione è rimpiazzata direttamente da una espressione algebrica scritta in termini di variabile di campo (es. stato tensionale o spostamento) in dei punti discreti nello spazio. Questo metodo si basa sull'approssimazione delle equazioni differenziali parziali (indicate tipicamente con la sigla PDEs, Partial Differential Equations) ottenuta sostituendo alle derivate parziali delle differenze definite sul dominio del problema.

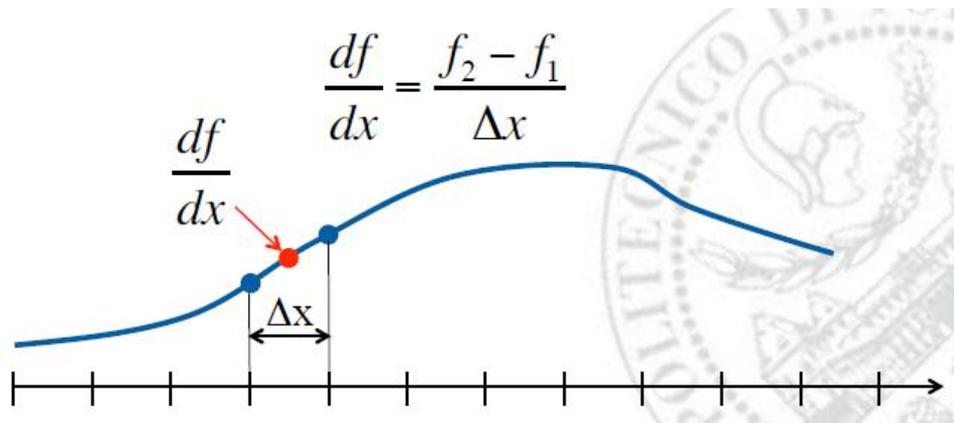


Figura 1.1 - FDM

Si tratta quindi di un metodo per la soluzione di equazioni differenziali in via approssimata. L'approssimazione consiste nell'assimilare la derivata di una funzione al suo rapporto incrementale:

$$\frac{\partial f}{\partial x} \equiv \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta f}{\Delta x} \cong \frac{\Delta f}{\Delta x}$$

Se  $\Delta x$  è piccolo e  $f$  varia con regolarità, l'errore che si commette è trascurabile.

Il Metodo delle Differenze Finite può essere espressa in forma implicita, e lo spostamento non sarà funzione del tempo. Di solito tale metodo viene utilizzato in forma esplicita dove lo spostamento è funzione del tempo. L'algoritmo lavora dividendo il tempo in intervalli e risolvendo le equazioni in ogni intervallo. Entrando in gioco il tempo, bisogna tener in conto della massa e dello smorzamento, l'equazione d'equilibrio diventa quindi:

$$[m][\ddot{u}] + [c][\dot{u}] + [k][u] = [F]$$

Vantaggi:

- Non è necessario un processo iterativo, si calcolano le tensioni dallo stato deformativo, anche se la legge costitutiva è non lineare.
- Nel metodo implicito ogni elemento comunica con gli altri, sono richiesti più cicli per ottenere le equazioni di equilibrio e compatibilità.

Svantaggi:

- Piccoli intervalli di tempo richiedono un notevole costo computazionale.

Ricapitolando il metodo esplicito è migliore per modelli non lineari, per grandi deformazioni, per instabilità fisica; non è invece efficiente per modellare il capo elastico lineare e problemi con piccole deformazioni.

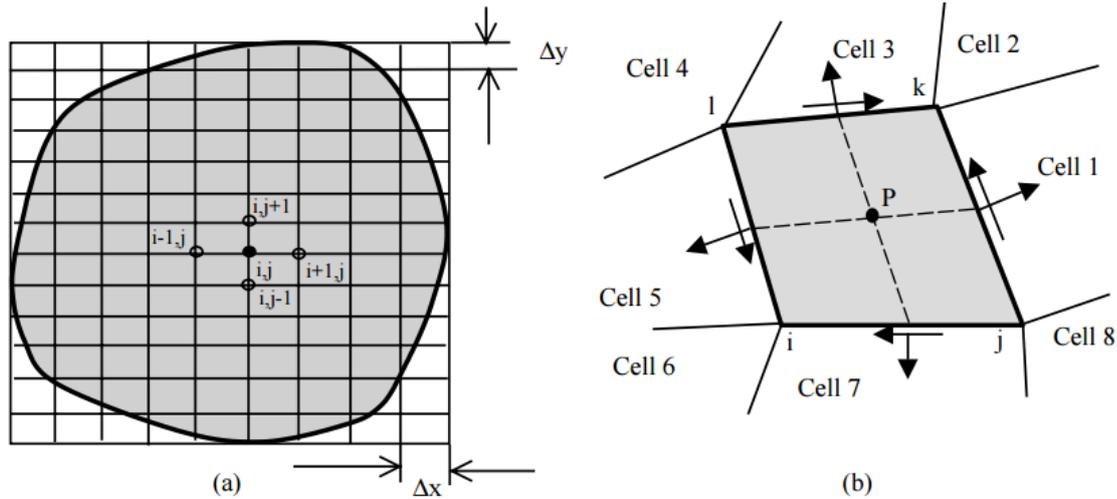


Figura 1.2 - (a) Discretizzazione rettangolare a griglia regolare FDM, (b) discretizzazione irregolare a griglia quadrangolare FVM (Wheel, 1996).

La formulazione convenzionale dell’FDM a griglia regolare (Figura 1.2-a) ha diverse carenze, come l’inflessibilità nell’interagire con le fratture, con complesse condizioni al contorno e con materiali non omogenei. Questi difetti rendono il metodo FDM impraticabile per modellare i problemi geo-meccanici più frequenti. In ogni caso, sono stati fatti significativi passi avanti nello sviluppo del metodo FDM ed una mesh irregolare come quella quadrangolare proposta da Perrone e Kao (1975), può essere utilizzata per rendere il metodo FDM applicabile ai problemi reali, grazie anche all’introduzione del nuovo criterio FVM (Finite Volume Method).

La nascita del “Finite Volume Method” ha rivoluzionato l’utilizzo di questi metodi e migliorato la loro applicabilità. Il metodo FVM approssima in maniera diretta le PDEs, ma nel senso integrale. Un problema elastico con un determinato dominio  $\Omega$ , viene suddiviso in un numero finito,  $N$ , di celle contigue di forma polinomiale, chiamate Control Volumes (CV).

L’obiettivo di questo metodo è di riportare la formulazione integrale a una funzione algebrica degli spostamenti nodali. Ad esempio l’equazione integrale della cella irregolare presente nella Figura 1.2-b può essere espressa in termini di spostamento rispetto al centro della cella stessa (Wheel, 1996):

$$A_p u_x^p + \sum_r A_r u_x^r + B_p u_y^p + \sum_r B_r u_y^r + F_x^K$$

$$C_p u_y^p + \sum_r C_r u_y^r + D_p u_x^p + \sum_r D_r u_x^r + F_y^K$$

Nelle equazioni precedenti i termini  $A_p, A_r, B_p, B_r, C_p, C_r, D_p, D_r$  sono funzione della geometria della cella e le proprietà elastiche del solido,  $r = 1,2..8$  rappresenta il numero di celle confinanti.

Il vantaggio principale dell'approccio FDM/FVM è di poter simulare la non linearità dei materiali. Questo metodo è sicuramente molto più flessibile rispetto al FEM nel trattare materiali non omogenei e per la generazione della mesh. Essendo un metodo FDM, il FVM supera la rigidità della generazione delle griglie e delle condizioni al contorno tipiche del metodo FEM, grazie alle griglie non strutturate di forma arbitraria.

Oggi i programmi geo-meccanici che analizzano il comportamento non lineare utilizzano sicuramente il metodo FVM/FDM con griglie triangolari o quadrangolari.

### 1.1.2 FEM

Il Metodo degli Elementi Finiti, proposto per la prima volta da Clough e J. H. Argyris nel 1960, è il metodo numerico più utilizzato. L'idea di base è quella di suddividere il dominio del problema in sottodomini di forma semplice (gli elementi finiti).

Il problema elastico del continuo considerato, la cui esatta formulazione conduce a sistemi di equazioni differenziali alle derivate parziali definiti da opportune condizioni, viene discretizzato e ricondotto in via approssimata alla soluzione di un sistema di equazioni lineari.

Per modellare correttamente un problema agli elementi finiti è necessario seguire i seguenti step:

1. Discretizzazione del modello

Modellare la geometria del problema assemblando correttamente gli elementi finiti. Si genera la "mesh" del modello.

2. Assegnazione della variabile principale

Si stabilisce la variabile principale del nostro problema. Nelle applicazioni geotecniche si utilizza di solito lo spostamento.

3. Equazioni governanti degli elementi

Bisogna assegnare una relazione che legghi le forze nodali e lo spostamento. Vengono computate le matrici di rigidezza, di sforzo e di deformazione di elemento.

4. Equazioni globali

È necessario combinare le equazioni di rigidezza di ogni elemento per passare alle equazioni globali.

## 5. Condizioni al contorno

Vengono formulate le equazioni al contorno ed integrate alle equazioni globali.

## 6. Risoluzione delle equazioni globali

In quest'ultimo step sono ottenuti gli spostamenti ad ogni nodo e possono essere computati per ottenere le variabili secondarie come lo stato tensionale e la deformazione.

Di seguito si analizzeranno i vari step di calcolo in riferimento ad un elemento monodimensionale BEAM a sezione variabile (Figura 1.3)

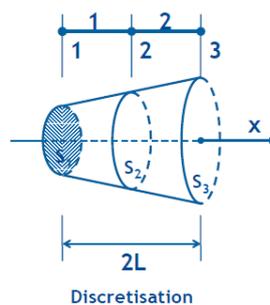


Figura 1.3 - Elemento beam, 2D

### 1.1.2.1 Discretizzazione del modello

Il dominio sarà discretizzato in un numero finito di elementi tra loro contigui, di forma regolare (triangoli, quadrilateri, ...), definiti da un numero fissato di nodi. Per ottenere una buona soluzione è necessario discretizzare il dominio in maniera corretta, ovvero utilizzare una mesh graduata, che permette di aver maggior precisione solo dove richiesto, con degli elementi regolari.

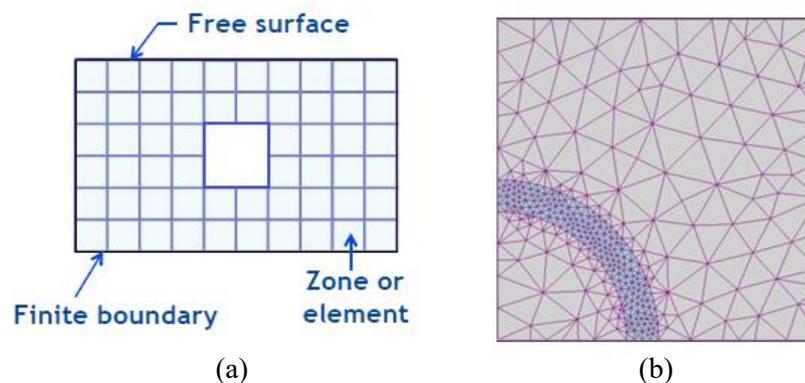


Figura 1.4 – (a) Discretizzazione con mesh rettangolare omogenea, (b) discretizzazione con mesh triangolare graduata

### 1.1.2.2 Assegnazione della variabile principale

Lo spostamento avrà il ruolo di variabile principale, e sarà approssimato con una funzione di forma espressa con un'equazione polinomiale, dove l'ordine del polinomio dipende dal numero di nodi nell'elemento.

Il vettore degli spostamenti nodali:

$$\begin{bmatrix} u_i \\ u_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1 & L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} \quad [u]_e = [A][a]$$

Risolvendo rispetto ad  $[a]$  otteniamo:  $[a] = [A]^{-1} [u]_e$

$$u(x) = [\Phi]^T [a] = [\Phi]^T [A]^{-1} [u]_e = [H]^T [u]_e$$

Dove  $[H]$  rappresenta la matrice della funzione di forma.

$$[H]^T = \begin{bmatrix} 1 & x \\ -\frac{1}{L} & \frac{1}{L} \end{bmatrix}$$

### 1.1.2.3 Equazioni governanti degli elementi

La deformazione assiale è data dalla seguente equazione:

$$\varepsilon = \frac{du(x)}{dx} = \frac{d}{dx} [H]^T [u]_e = [B][u]_e$$

Dove  $[B]$  è la matrice di deformazione dell'elemento:

$$[B] = [\Phi']^T [A]^{-1} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{L} & \frac{1}{L} \end{bmatrix}$$

Per determinare la matrice degli sforzi è necessario definire una relazione tra le forze nodali e gli spostamenti nodali:

$$[X]_e = [K]_e [u]_e$$

Dove  $[K]_e$  è la matrice di rigidità e  $[X]_e$  è quella delle forze nodali.

$$[K]_e = \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ij} \\ K_{ij} & K_{jj} \end{bmatrix} \quad [X]_e = \begin{bmatrix} X_i \\ X_j \end{bmatrix}$$

Applicando il principio dei lavori virtuali si riconduce la matrice di rigidità alla seguente formulazione:

$$[K]_e = S_e E \int_0^L S(x) [B]^T [C] [B] dx$$

Dove  $S(x)$  è la sezione trasversale dell'elemento e la matrice  $[C]$  equivale al modulo elastico.

Nel caso in esame di un elemento beam, la matrice di rigidezza corrisponde a:

$$[K]_e = \frac{S_e}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$

### 1.1.2.3 Equazioni globali

In questa fase verranno assemblate le matrici di rigidezza degli elementi nella matrice di rigidezza globale  $[K]$ :



$$\begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{S_1 E}{L} & -\frac{S_1 E}{L} & 0 \\ -\frac{S_1 E}{L} & \frac{S_1 E}{L} + \frac{S_2 E}{L} & -\frac{S_2 E}{L} \\ 0 & -\frac{S_2 E}{L} & \frac{S_2 E}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix}$$

$$[X] = [K][u]$$

### 1.1.2.4 Condizioni al contorno

Note le condizioni al contorno, s' inseriscono nell'equazione globale.

$$u_1 = u_1^* \text{ nota} \quad X_1 = \text{incognita}$$

$$u_2 = \text{incognita} \quad X_2 = \text{nota}$$

$$u_3 = u_3^* \text{ nota} \quad X_3 = \text{incognita}$$

$$\begin{bmatrix} X_2 = 0 \\ X_1 = ? \\ X_3 = ? \end{bmatrix} = \frac{E}{L} \begin{bmatrix} S_1 + S_2 & -S_1 & -S_2 \\ -S_1 & S_1 & 0 \\ S_2 & 0 & S_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_2 \\ u_1^* \\ u_3^* \end{bmatrix}$$

Da questo sistema è banale ottenere analiticamente i valori degli spostamenti e delle forze incognite.

### 1.1.2.5 Risoluzione delle equazioni globali

Applicando la legge ottenuta nel paragrafo 1.1.2.3 si calcola lo stato di sforzo e deformazione globale.

$$\text{Elemento 1:} \quad \varepsilon_1 = [B][u]_1 \quad \sigma_1 = E \varepsilon_1$$

$$\text{Elemento 2:} \quad \varepsilon_2 = [B][u]_2 \quad \sigma_2 = E \varepsilon_2$$

Vantaggi:

- Possibilità di analizzare problemi con complesse leggi costitutive.
- Flessibilità nel tener conto di condizioni al contorno anche complesse e di problemi dinamici.

Svantaggi:

- Risolvere problemi matematici complessi richiede un elevato costo computazionale.
- La scarsa capacità di rappresentare il reale comportamento di sistemi soggetti a rottura, in quanto il metodo FEM non ammette il distacco tra gli elementi del dominio (comportamento simulato utilizzando i “joint element”).

Lo svantaggio principale di questa tecnica numerica rimane la scarsa capacità di rappresentare il comportamento tenso-deformativo di sistemi soggetti a rottura in quanto, essendo un metodo al continuo, non ammette la separazione reciproca tra gli elementi infinitesimi.

### 1.2.2.6 Elementi Joint

Per simulare la separazione reciproca tra gli elementi infinitesimi, Goodman (1968), assunse che le tensioni di contatto e gli spostamenti lungo le fratture (con spessore teorico nullo) seguissero una relazione lineare con le rigidità normale e tangenziale, proponendo un elemento interfaccia (Figura 1.5). Questo elemento viene direttamente incorporato in un processo FEM tramite un'equazione di equilibrio globale data da:

$$k^G \cdot u^G = f^G$$

Dove  $k^G$  è una matrice simmetrica i cui elementi sono definiti rispettivamente dalla rigidità normale e tangenziale, dalla lunghezza dell'elemento e dal suo orientamento rispetto al sistema di riferimento globale. Il vettore  $u^G$  è il vettore degli spostamenti nodali dei quattro nodi (i, j, k, l) che lo definiscono.

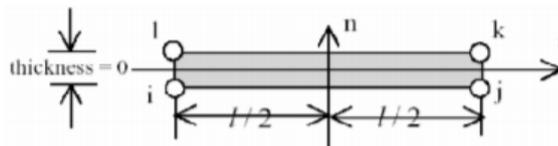


Figura 1.5 – Element joint secondo Goodman et al. (1968)

Per consentire la separazione dell'elemento joint da quelli adiacenti, caratteristica non ammessa nella formulazione di Goodman, Zienkiewicz (1970) propose una nuova tipologia di elemento joint a sei nodi, due dei quali aggiuntivi nella sezione di mezzeria

(Figura 1.6-b). Nel 1973 Ghaboussi presentò inoltre un nuovo elemento joint, di spessore finito ( $t$ ), basato sulla teoria della plasticità, ricorrendo agli spostamenti relativi tra le due facce opposte di una frattura come sistemi incogniti indipendenti (Figura 1.6-a).

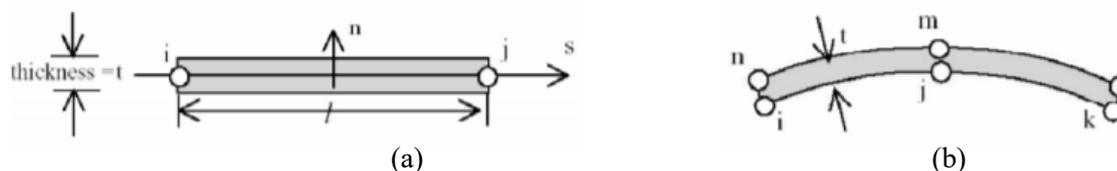


Figura 1.6 – (a) Element joint Zienkiewicz et al. (1970), (b) Element joint Ghaboussi et al. (1973)

Nonostante l'evoluzione nello studio dei meccanismi di frattura, tale problema resta il fattore maggiormente limitativo nell'applicazione del metodo FEM.

### 1.1.3 BEM

Il metodo degli elementi di contorno (BEM) è un metodo numerico che risolve delle equazioni differenziali parziali lineari che sono state formulate come equazioni integrali.

Questo metodo è sicuramente più efficace in termini di costo computazionale rispetto ad un metodo FEM. Il metodo BEM richiede la sola discretizzazione del contorno, al contrario dei metodi FEM e FDM che richiedono l'intero volume. Viene ridotta la dimensione del problema, ad esempio un'equazione che governa una regione tridimensionale viene trasformata in una sulla superficie.

In genere non è in grado di modellare problemi non omogenei o con equazioni differenziali non lineari.

Vantaggi:

- Costo computazionale ridotto rispetto ai modelli FEM e FDM.
- Appropriato per modellare il continuo equivalente.

Svantaggi:

- Non è in grado di simulare l'eterogeneità.
- Non si riesce a tener conto della non linearità (es. creep, dominio plastico).

### 1.1.4 DEM

Il metodo agli elementi discreti, Discrete Element Method (DEM), introdotto da Cundall (1971), è un metodo del discontinuo che ha un ampio raggio di applicazione in meccanica delle rocce, in meccanica dei suoli, nelle analisi strutturali, nella lavorazione dei materiali, nella fluido dinamica, etc.

Il DEM è un metodo relativamente nuovo se paragonato con FDM, FEM e BEM e è principalmente utilizzato nel campo della frattura o in caso di particolari condizioni

geologiche. Il DEM rappresenta il dominio fratturato come un insieme di blocchi separati da fratture. I blocchi possono essere rigidi o deformabili con l'utilizzo di una discretizzazione interna FDM o FEM.

I grandi spostamenti causati dal moto rigido dei blocchi, che include la rotazione, l'apertura delle fratture ed il completo distacco dei blocchi, sono irrealizzabili con i metodi FDM, FEM o BEM, mentre risultano molto semplici da simulare con il metodo DEM.

Le radici teoriche di questo metodo si basano sulla formulazione e la soluzione di equazioni del moto di un corpo rigido e/o deformabile usando una formulazione implicita (basata sulla discretizzazione FEM) ed esplicita (usando una discretizzazione FDM/FVM). Il concetto chiave del DEM è che il dominio d'interesse è trattato come un insieme di blocchi (particles, bodies) rigidi o deformabili e la loro interazione è continuamente identificata e aggiornata, durante il processo di moto e deformazione, con adeguate leggi costitutive.

Per una corretta applicazione del metodo DEM nei problemi di meccanica delle rocce, devono essere risolti i seguenti problemi:

- Suddividere lo spazio e identificare le diverse tipologie di blocchi.
- Rappresentare la deformazione dei blocchi, siano essi rigidi o deformabili.
- Sviluppate un algoritmo che rilevi il contatto tra i blocchi.
- Ottenere delle equazioni costitutive sia per i blocchi che per le fratture.
- Integrare le equazioni del moto dei blocchi/particelle (relazioni dinamiche).

Di solito nel DEM le equazioni del moto sono risolte con uno schema esplicito FDM con un dato intervallo di tempo  $\Delta t$ . In questo caso la scelta dell'intervallo di tempo è limitato dall'ipotesi che la velocità e l'accelerazione sono assunte costanti tra gli intervalli di tempo. Nel metodo DEM gli intervalli di tempo sono sufficientemente piccoli da garantire che, in un singolo intervallo, la "disturbance" (es. il carico in un blocco) non si propaghi sugli elementi discreti vicini.

I "joints", ovvero i giunti, sono rappresentati come le superfici di contatto tra due blocchi adiacenti e la rigidità, sia in direzione tangenziale che in direzione normale, viene riprodotta attraverso la sovrapposizione dei blocchi "overlap" (Figura 1.7). In questo modo si riesce a tenere in conto della deformabilità dei blocchi in entrambe le direzioni, anche se questa rappresentazione non è pienamente compatibile con la fisica del problema.

È importante quando si introducono le caratteristiche delle discontinuità tener conto del riempimento ed assegnare i valori corretti di  $k_n$  e  $k_t$ .

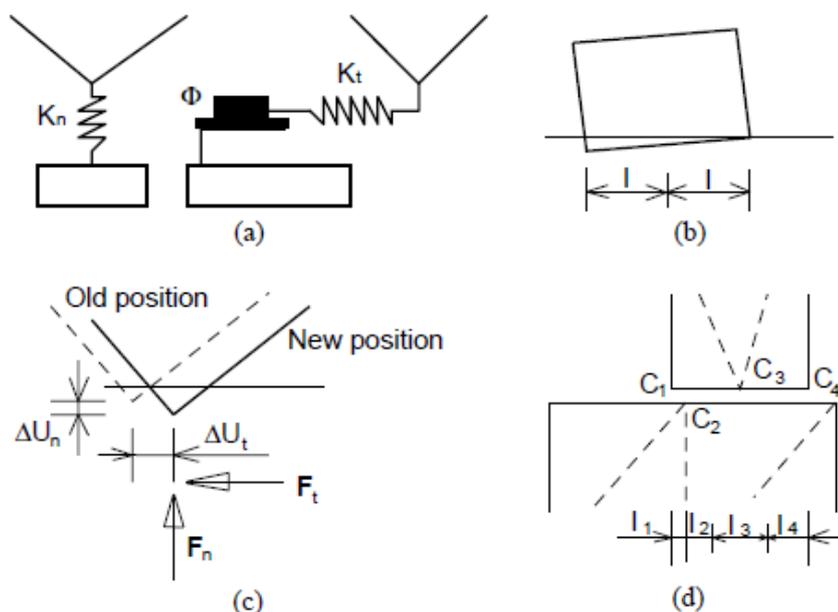


Figura 1.7 – Rappresentazione meccanica del contatto tra due modelli DEM 2D (Jing,2003)

In un sistema particellare il volume viene discretizzato con delle particelle. Le particelle sono in contatto tra loro e l'area di contatto è deformabile. Per simulare l'aderenza è consentita la sovrapposizione dell'area di contatto, che risulta piccola rispetto alle dimensioni della particella. Una delle limitazioni di questo metodo è che tutte le particelle sono sferiche, mentre nella realtà non è così. La possibilità di modellare il legame tra le particelle consente di creare dei sottoinsiemi di particelle legate rigidamente tra loro. Questi sistemi sono quindi capaci di resistere a determinate sollecitazioni.

Con il metodo DEM è possibile simulare il distacco di sistemi di particelle e il successivo contatto durante il moto. Rende possibile analizzare l'evoluzione di un processo deformativo e non solo l'innescò. Il più grande svantaggio di questo metodo è l'elevato costo computazionale e la necessità di determinare i micro-parametri delle particelle come la deformabilità e la resistenza dell'area di contatto.

## 1.2 L'importanza della modellazione 3D

### 1.2.1 2D vs 3D

La modellazione 3D è indispensabile quando non è valida l'ipotesi di deformazione piana, in presenza di particolari condizioni geometriche (tipiche dei cameroni sotterranei), materiali non omogenei (con presenza di discontinuità o con la presenza di materiali con caratteristiche diverse), per evidenziare particolari comportamenti in direzione longitudinale o se si vuole prestare particolare attenzione all'interazione terreno struttura. La modellazione 3D permette di avere un maggior controllo e di simulare in maniera accurata le fasi di avanzamento del fronte scavo e d'installazione dei supporti.

I risultati numerici, di scavi in sotterraneo, presentati da Barla (2000) mostrano una rilevante differenza dal punto di vista tensionale tra le analisi 2D e 3D, con una chiara influenza dello stress path del terreno adiacente allo scavo. Il ruolo di tale effetto è stato approfondito da diversi autori, tra cui Eberhard (2001) che, tramite analisi numeriche tridimensionali, descrive come la rotazione delle tensioni principali nelle vicinanze del fronte scavo influenza la direzione di propagazione delle fratture.

Barla (2000) ricostruisce lo stress paths di una galleria circolare priva di supporto in condizioni drenate e campo tensionale isotropo ( $\sigma_v = \sigma_h = 1\text{MPa}$ ). Nella Figura 1.8 con la lettera “S” è indicato lo stress path al piedritto, mentre con “C/I” è indicato lo stress path in corona e nell’arco rovescio. Lo stress path è tracciato sul piano  $t,s$  dove  $t$  rappresenta la tensione deviatorica ( $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ ) ed  $s$  la tensione media normale totale ( $s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ ).

Comparando i risultati ottenuti con il codice Flac3D con quelli dell’analisi piana (Figura 1.8), si evidenzia una sostanziale differenza tra i due risultati: man mano che il fronte scavo avanza rispetto alla sezione di controllo  $\xi$ , la tensione media normale totale aumenta. La freccia lungo lo stress path 3D indica la variazione di tensioni mentre il fronte avanza verso la sezione di controllo  $\xi$ . Non appena il fronte oltrepassa la sezione di controllo la tensione media normale totale diminuisce bruscamente fino a ritornare al valore iniziale. Ciò accade a causa dell’improvvisa diminuzione della tensione orizzontale ( $\sigma_h$ ).

È interessante notare che la distanza che intercorre, tra il valore più alto e il più basso di  $s$ , è pari a  $1/3$  del diametro della galleria. Sulle basi di tali risultati Barla (2000) afferma che lo scavo di una galleria è sempre accompagnato da un continuo cambiamento della tensione media normale totale, anche per un campo tensionale iniziale isotropo.

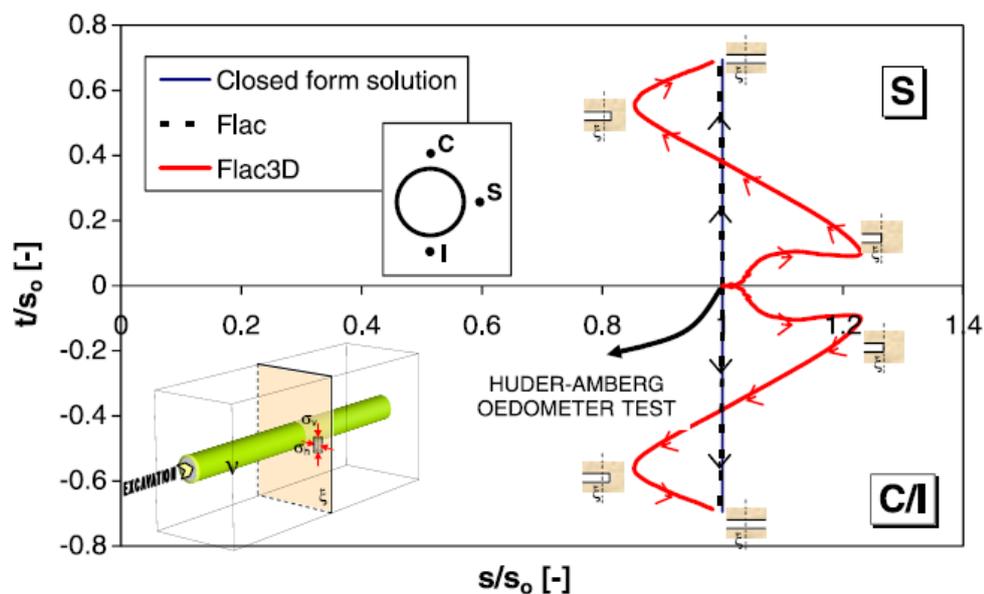


Figura 1.8 – Stress path nella sezione  $\xi$  all’avanzare del fronte scavo (Barla, 2000)

Nelle analisi bidimensionali vige l'ipotesi di deformazioni piane, che impedisce di tener conto, del completo scarico radiale al bordo scavo lungo la porzione di galleria non supportata e del successivo aumento di tensione radiale dopo l'installazione del rivestimento. Inoltre non si tiene conto dello svilupparsi delle deformazioni di taglio irreversibili lungo la sezione longitudinale della galleria (per ipotesi le deformazioni fuori piano sono nulle) causate dalla rotazione delle tensioni principali. In particolare l'assunzione di una tensione radiale monotonamente decrescente può portare (specialmente in caso di ammassi fortemente spingenti) a una sottostima rilevante delle tensioni dell'ammasso e delle sue deformazioni (Cantieni e Anagnostou, 2008).

In accordo con le analisi effettuate da Cantieni e Anagnostou (2008), quando la pressione sul supporto è bassa e la tensione iniziale elevata, si svilupperanno deformazioni plastiche fuori piano causate dal raggiungimento delle condizioni di rottura delle tensioni assiali e radiali (questo meccanismo è chiamato "edge flow"). L'errore indotto dal trascurare tali deformazioni fuori piano è accettabile per materiali con comportamento perfettamente plastico, ma deve essere preso in considerazione per i materiali che presentano comportamenti diversi.

La Figura 1.9 mostra i risultati numerici, derivanti da analisi assialsimmetriche, ottenuti da Cantieni e Anagnostou (2008) per lo studio di una galleria in presenza di comportamento spingente, al fine di analizzare la storia tenso - deformativa e il suo effetto sulla risposta del terreno. Di seguito vengono riportati, sinteticamente, i commenti degli autori sui risultati ottenuti.

In presenza di un rivestimento rigido, si raggiunge la condizione di rottura molto vicino al fronte scavo, dove è presente uno stato tensionale biassiale che rimane tale lungo la porzione di galleria priva di rivestimento ( $\sigma_r$  nulla). Con lo svilupparsi della pressione radiale dovuta all'installazione del rivestimento, lo stato tensionale diventa nuovamente elastico (subisce una ri-compressione elastica", Garber 2003). La deformazione della zona, chiamata "past yield zone", è in parte irreversibile a causa del raggiungimento della condizione di rottura antecedenti all'installazione del supporto; da qui il termine "past yield zone".

La tensione assiale  $\sigma_{yy}$  oltre il fronte scavo diminuisce progressivamente, dal suo valore iniziale  $\sigma_0$ , con l'avvicinarsi al fronte. A causa di tale diminuzione il nucleo non riesce a sostenere la pressione radiale esercitata dal terreno circostante e si plasticizza. Di conseguenza si verificano grandi deformazioni radiali oltre il fronte scavo con un conseguente decremento delle tensioni radiali e tangenziali. Ciò accade nella zona plastica che si estende, in questo caso, a uno-due raggi oltre il fronte scavo. Si evidenzia un picco delle tensioni all'interno della fascia plastica antistante al fronte scavo; tale picco risulta molto più pronunciato nel caso di gallerie prive di supporto.

Al fronte, la tensione radiale è pari a zero, mentre entrambe le tensioni, assiale e tangenziale, in accordo con le condizioni di plasticizzazione, sono pari alla resistenza a

compressione mono assiale  $f_c$ . Sia la tensione assiale che tangenziale si incrementano con all'aumentare della distanza  $y$  dal fronte.

In caso di rivestimento molto rigido, la tensione assiale s'incrementerà molto più rapidamente rispetto a quella tangenziale e diventerà la tensione principale più alta. Ciò è dovuto al fatto che il rivestimento rigido agevola l'effetto arco in direzione longitudinale, specialmente se installato vicino al fronte scavo.

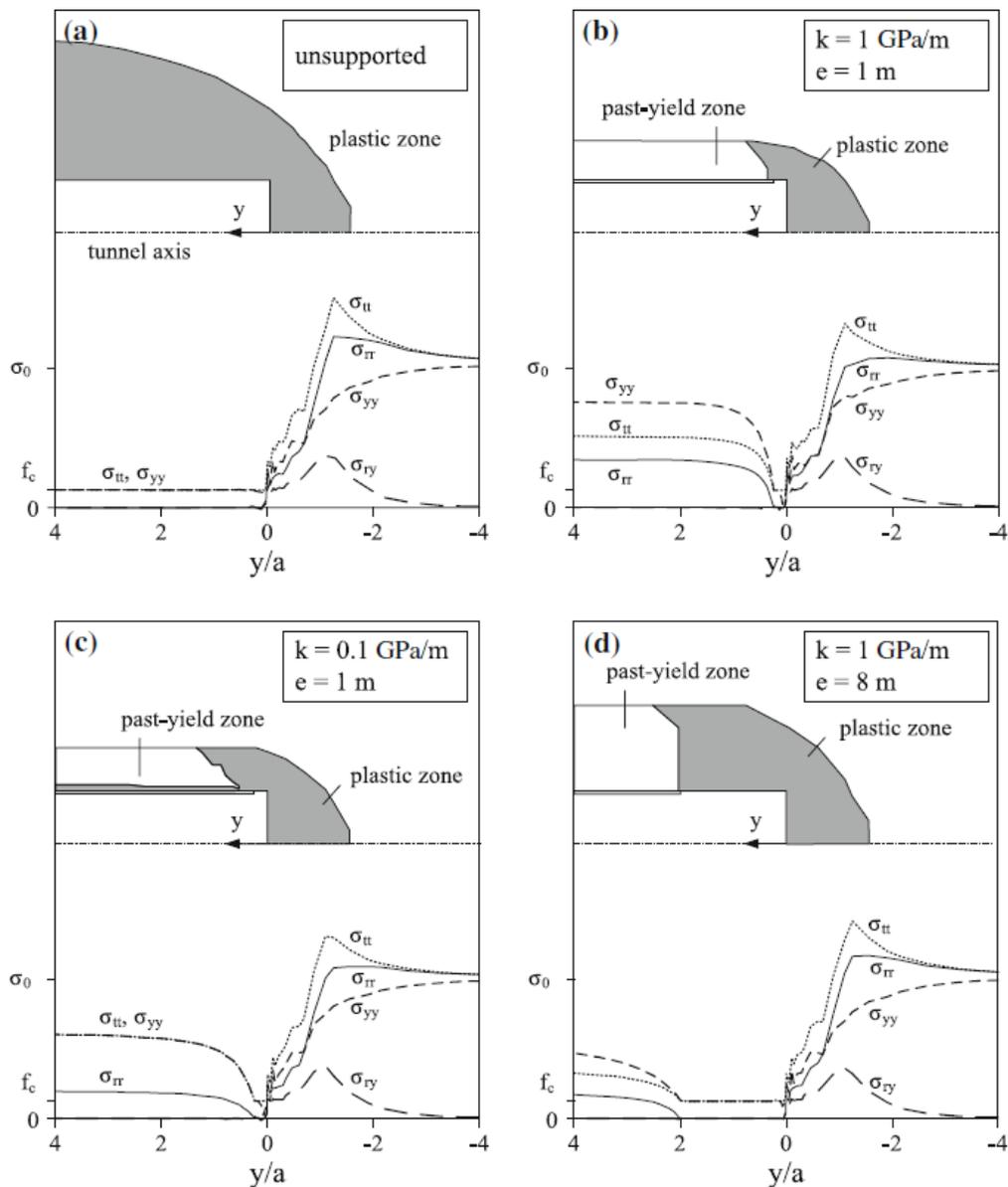


Figura 1.9 – Fascia plastica e storia delle tensioni radiali ( $\sigma_{rr}$ ), tangenziali ( $\sigma_{tt}$ ), assiali ( $\sigma_{yy}$ ) e di taglio ( $\sigma_{ry}$ ). (Cantieni e Anagnostou, 2008)

In generale maggiore è la rigidità del rivestimento (fissata la distanza d'installazione "e") e maggiore sarà l'errore commesso assumendo l'ipotesi di deformazione piana. Fissata la

rigidezza del rivestimento, incrementando la distanza d'installazione "e", s'incrementerà l'errore commesso dalla formulazione piana (Cantieni e Anagnostou, 2008).

In conclusione la relazione tra pressione e deformazione dell'ammasso non è in realtà univoca. Ciò contrasta con i risultati ottenuti con analisi di tipo piano e suggerisce che, assumendo condizioni di deformazione piane, non è possibile riprodurre correttamente le pressioni e le deformazioni allo stesso tempo. Ciò è rilevante soprattutto per galleria in condizioni di squeezing, dove è richiesta, per una corretta progettazione, un'accurata stima delle deformazioni che potrebbero verificarsi e del corrispondente campo tensionale. (Anagnostou, Cantieni e Ramoni, 2010).

### 1.2.2 Esempi di modellazione 3D

Come descritto nel paragrafo precedente (1.2.1) la modellazione 3D è spesso utilizzata nella pratica ingegneristica per diverse finalità. In questo paragrafo verranno esposte, a titolo d'esempio, dei modelli tridimensionali utilizzati per indagare diversi problemi geotecnici.

#### 1.2.2.1 Andamento dei cedimenti longitudinali

L'andamento dei cedimenti longitudinali è facilmente estrapolabile da una simulazione numerica 3D, a titolo d'esempio, si è scelto di esporre lo studio effettuato da Vermeer et al. (2008), sulla galleria di Rennsteig in Germania con l'ausilio del software Plaxis 3D.

Il modello presenta 6272 elementi e 18419 nodi. Per l'analisi si è utilizzato un modello costitutivo alla Mohr Coulomb con  $E=60\text{MPa}$ ,  $\nu=0.25$ ,  $c=20\text{KPa}$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $\psi=0^\circ$  e  $K_0=1-\sin\phi$ . Si tratta di un tunnel NATM di diametro pari a 9 metri e con 11 metri di copertura.

Lo scopo è di calibrare il parametro  $\beta$  (Panet e Guenot, 1982) delle deformazioni longitudinali per ricostruire la relazione tra cedimento longitudinale e distanza dal fronte.

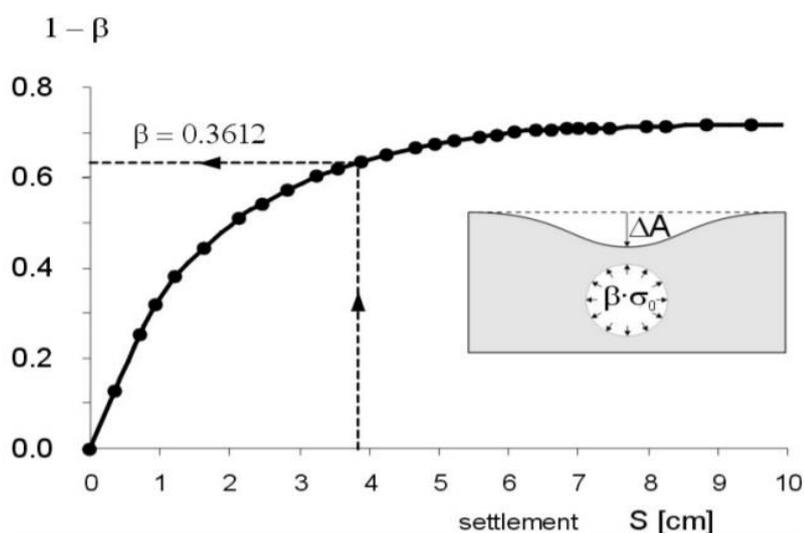


Figura 1.10 – Correlazione tra i cedimenti e parametro  $\beta$  (Vermeer et al., 2008)

Per simulare il cedimento longitudinale in un'analisi 2D si utilizza il  $\beta$ -method ideato da Panet e Guenot (1982). Tale metodo è utilizzato quando il supporto è installato a un prestabilito scarico tensionale  $(1-\beta)$ . Per determinare il parametro  $\beta$  viene assunta l'area  $\Delta A$  del cedimento 2D (Figura 1.10) pari al volume perso per metro  $\Delta V/d$  del modello 3D (dove  $\Delta V$  rappresenta il volume perso in un singolo sfondo e  $d$  la lunghezza dello sfondo).

$$\Delta A = \frac{\Delta V}{d}$$

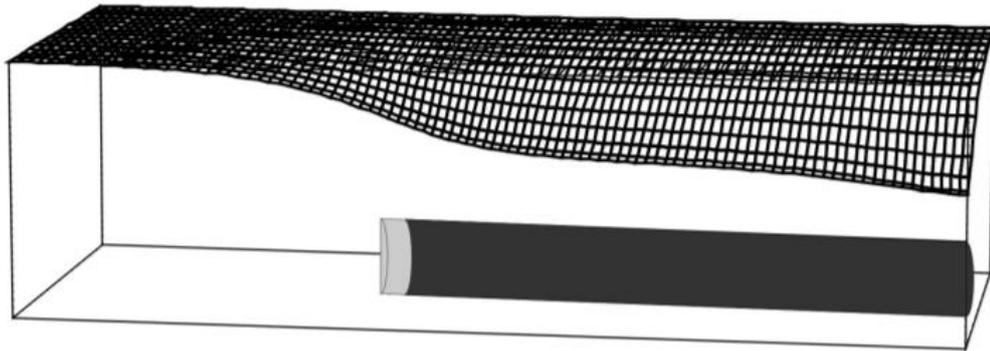


Figura 1.11 – Andamento dei cedimenti dopo 60m di scavo (Vermeer et al., 2008)

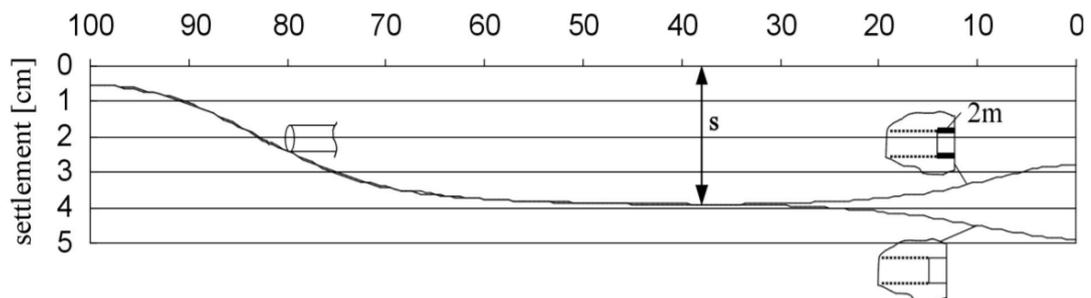


Figura 1.12 – Andamento dei cedimenti longitudinali (Vermeer et al., 2008)

La Figura 1.12 mostra l'andamento dei cedimenti longitudinali.

Nella Figura 1.13 si evince che lo stato stazionario viene raggiunto ad una distanza di 35 metri dalle condizioni al contorno.

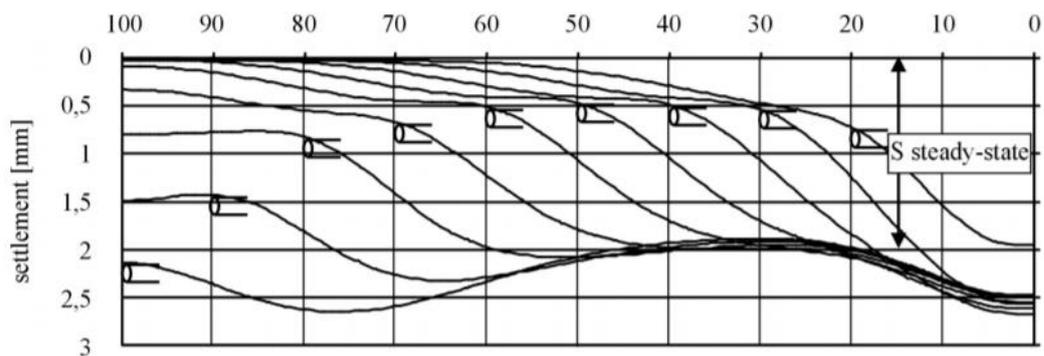


Figura 1.13 - Cedimenti dell'arco rovescio ai vari stage di scavo (Vermeer et al., 2008)

Per analizzare l'andamento dei cedimenti dovuti allo scavo dell'arco rovescio, si è considerato un modello con supporto, dove la calotta è stata completamente scavata azzerandone i cedimenti indotti. Nella Figura 1.13 si evidenzia che i cedimenti dell'arco rovescio antistanti il fronte scavo sono molto più piccoli di quelli dietro al fronte, ciò è dovuto al fatto che il supporto della calotta non permette grandi deformazioni, a differenza dell'arco rovescio che è privo di supporto. Inoltre per raggiungere lo steady state, in questo caso, sono necessari 65 metri, circa il doppio rispetto al caso precedente.

Per limitare l'elevato costo computazionale di un modello 3D, Vermeer et al. (2008) hanno validato l'efficacia del metodo "all-in-once-installation" che tiene conto di soli 2 stage:

- Nel primo stage viene scavata una porzione di tunnel maggiore di 15m ed installati i relativi supporti (per esser sicuri di trovarci nello stato stazionario).
- Nella seconda fase viene modellato un singolo sfondo che non viene rivestito (in questo caso si ha uno sfondo di 2m) e vengono resettate tutte le deformazioni precedenti.

In questo modo si ottiene una superficie dovuta al cedimento (Figura 1.14), che rappresenta il volume perso  $\Delta V$  in un singolo sfondo.

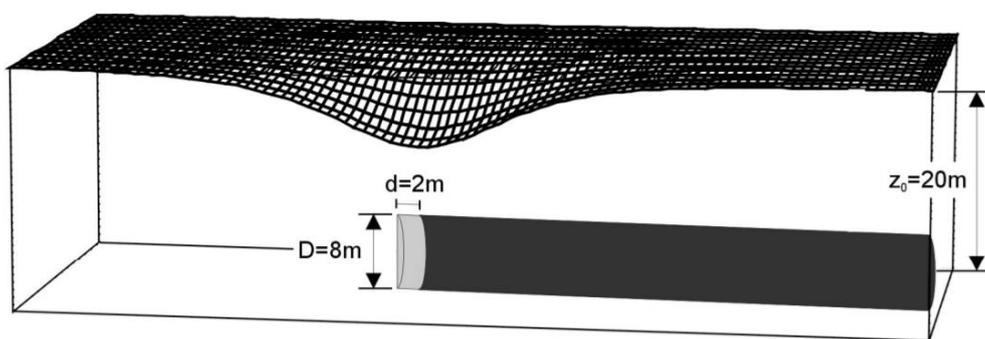


Figura 1.14 – Cedimenti per un singolo sfondo (Vermeer et al., 2008)

### 1.2.2.2 Stabilità del fronte scavo

Prendendo in esame lo studio effettuato da Sobhanmanesh et al. (2014) sulla costruzione dei tunnel gemelli metropolitani di Shiraz in Iran. Tramite il programma PLAXIS 3D vengono modellati i vari step di scavo (Figura 1.15), simulando l'interazione tra la TBM (Tunnel Boring Machine) con scudo EPB ed il terreno. Particolare attenzione viene rivolta all'analisi della minima pressione richiesta per l'equilibrio al fronte scavo. La distanza tra i centri dei due scavi è di 15 metri.

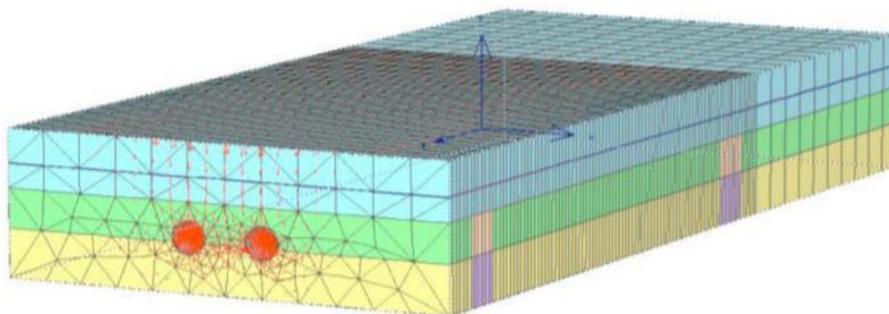


Figura 1.15 – Modello FEM tunnel gemelli (Sobhanmanesh et al., 2014)

Nel caso preso in esame lo scavo si trova ad una profondità di 15.6 metri e la falda a circa 7 metri dal piano campagna. Per identificare la minima pressione da applicare al fronte è stato considerato un modello basato sul metodo dell'equilibrio limite (Jancsecz e Stainer 1994) e l'analisi è stata svolta considerando un cuneo (Figura 1.16) adiacente al fronte che verrà suddiviso in porzioni orizzontali per determinare l'equilibrio delle forze. È importante tener conto dell'effetto arco che riduce il carico del terreno sovrastante al cuneo trasferendolo al terreno circostante sotto forma di attrito. Per tener conto di questo effetto è dunque necessario un modello tridimensionale, tuttavia un modello all'equilibrio limite non è sufficiente per predire i cedimenti in superficie che interessano le strutture esistenti, per questo è necessario svolgere un'analisi agli elementi finiti 3D che servirà a calcolare sia la pressione minima al fronte che i cedimenti superficiali.

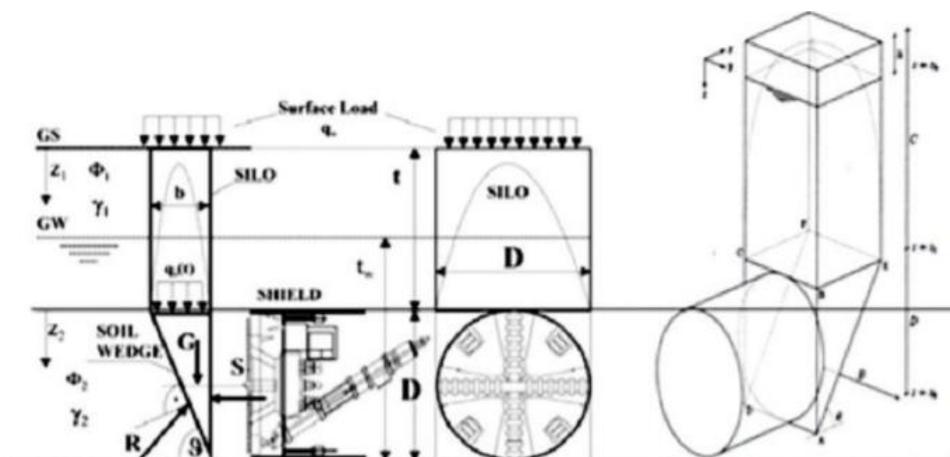


Figura 1.16 – Modello a cuneo, stabilità del fronte (Sobhanmanesh et al., 2014)

La minima pressione necessaria per la stabilità del fronte è stata investigata con il metodo “face-pressure-reduction-method” che consiste nel ridurre la pressione al fronte fin quando non si ha il collasso. Dopo aver determinato la stabilità del fronte, viene effettuata un’analisi deformativa che tiene conto delle fasi di scavo. L’approccio utilizzato è di tipo “step-by-step” con sfondi di 1.4 metri.

Per ottenere dei risultati più accurati la mesh viene infittita nell’intorno dello scavo dove ci si aspetta un maggior gradiente deformativo. La massima deformazione ottenuta è di 16 mm (Figura 1.17).

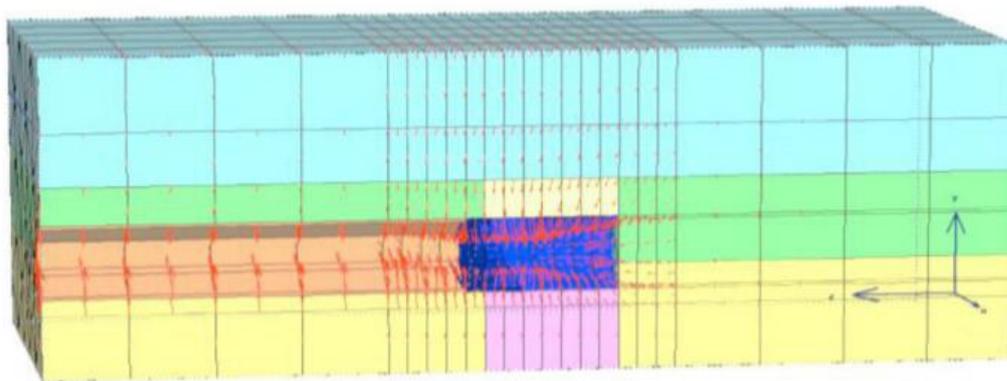


Figura 1.17 – FEM, modello deformato (Sobhanmanesh et al., 2014)

Nella Figura 1.18 sono presenti le gaussiane dovute alla costruzione dei twin tunnel, dove il massimo cedimento superficiale, derivante dall’analisi dei tunnel gemelli, corrisponde a 4.58 mm, mentre quello misurato in situ è pari a 4.5 mm.

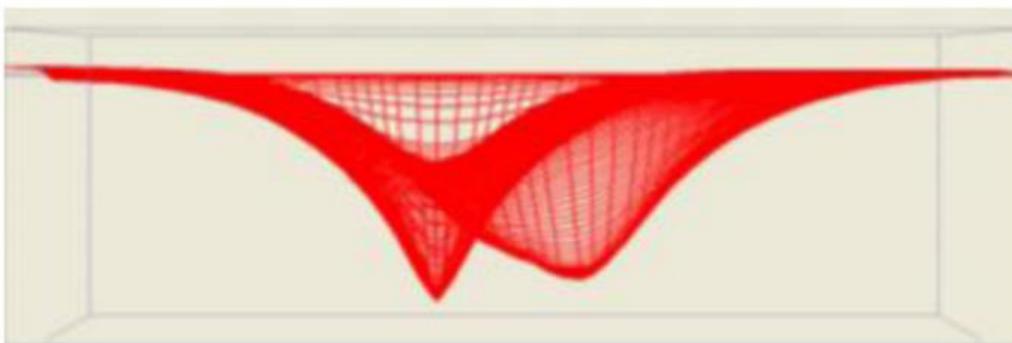


Figura 1.18 – Cedimenti indotti dalla costruzione dei tunnel (Sobhanmanesh et al., 2014)

## Capitolo 2

# Comportamento spingente degli ammassi rocciosi

### 2.1 Introduzione

Il comportamento spingente, comunemente chiamato “Squeezing”, consiste nello svilupparsi di grandi deformazioni, dipendenti dal tempo, spesso anisotrope. L’anisotropia delle deformazioni dipende dalle caratteristiche litologiche e strutturali dell’ammasso roccioso, mentre le deformazioni indotte dipendono soprattutto dalla tecnica di scavo e dal tipo di supporto utilizzato.

Come definito da un’apposita Commissione ISRM (International Society for Rock Mechanics), il comportamento spingente (squeezing) identifica le grandi deformazioni che si sviluppano attorno ad una galleria, nel tempo; il fenomeno si verifica quando la combinazione di tensioni indotte e proprietà meccaniche del terreno porta determinate zone attorno al cavo oltre il valore di tensione di taglio limite in corrispondenza della quale hanno inizio fenomeni deformativi dipendenti dal tempo (creep). Il processo deformativo può terminare durante lo scavo o può continuare per lunghi periodi di tempo (Barla 2005).

Il comportamento spingente è associato alla deformabilità e alla resistenza degli ammassi rocciosi di scarsa qualità. In base ai casi registrati in passato, lo squeezing tende a verificarsi, se sono presenti le condizioni di carico necessarie, negli ammassi rocciosi con presenza di gneiss, micascisti e calcescisti (tipiche nelle zone di contatto tettoniche), argille, argille marnose, ecc.

Lo squeezing implica la plasticizzazione intorno alla sezione di scavo; la presenza di una zona plasticizzata intorno al tunnel determina un incremento sostanziale della convergenza e dell’estrusione del fronte scavo. Tali deformazioni sono generalmente elevate e aumentano con il passare del tempo.

L'orientazione della discontinuità gioca un ruolo importante nella formazione delle grandi deformazioni intorno al tunnel. In generale, se la discontinuità principale è parallela all'asse del tunnel, le deformazioni saranno incrementate.

La pressione interstiziale e l'altezza di falda influenzano il comportamento tenso-deformativo dell'ammasso roccioso. Il drenaggio causa una riduzione dell'altezza piezometrica che aiuta a inibire lo sviluppo delle deformazioni del terreno.

La tecnica costruttiva e di supporto utilizzata per realizzare lo scavo influenza la stabilità globale dell'opera. Il fattore più importante per controllare le deformazioni è sicuramente l'entità del confinamento intorno al tunnel e nelle immediate vicinanze del fronte scavo.



**Figura 2.1 – Comportamento spingente osservato nella galleria del Gottardo: il fenomeno è dovuto al raggiungimento di stati tensionali che superano il valore limite per cui si innescano deformazioni dipendenti dal tempo (Barla, 2008)**

La convergenza, l'estrusione del fronte scavo e l'estensione della fascia plastica intorno alla galleria dipendono dalle condizioni geologiche e geotecniche dell'ammasso, dalla tensione presente in sito, dalla pressione interstiziale e dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso.

Identificare e classificare un possibile comportamento spingente è essenziale sia per la fase di progettazione che per la fase di costruzione del tunnel. Nel corso del tempo sono stati proposti diversi tipi di approcci, basati sull'esperienza pratica e sulla documentazione storica, per identificare il comportamento spingente e i problemi che ne derivano.

## **2.2 Approcci empirici**

### **2.2.1 Approccio Singh et al. (1992)**

L'approccio proposto da Singh et al. è basato su 39 casi storici, tenendo in considerazione la profondità della galleria "overburden"  $H$  e l'indice di qualità secondo Barton, Singh et

al. (1992) crearono un grafico con una linea di confine che separa i casi dove è previsto il comportamento spingente, da tutti gli altri (Figura 2.2).

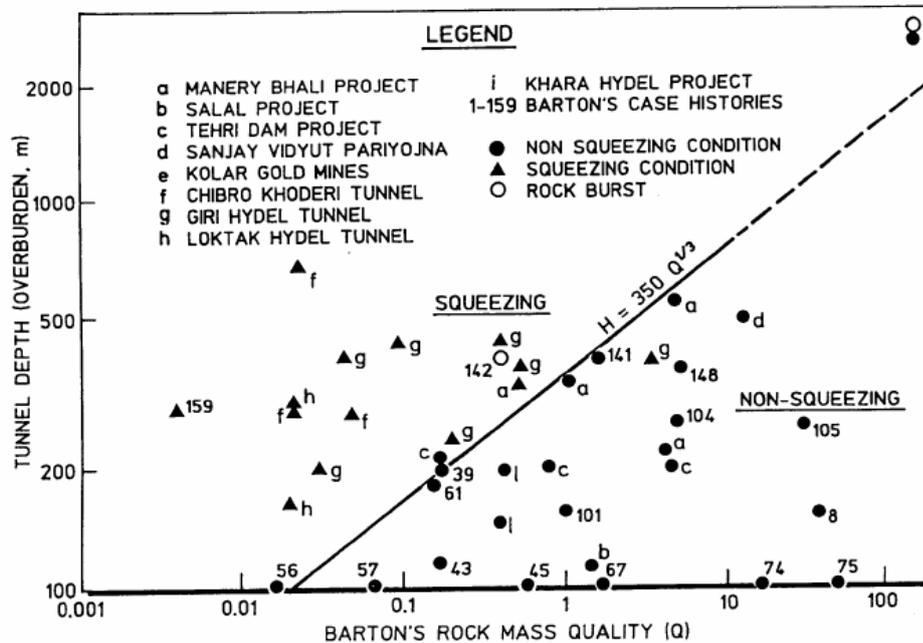


Figura 2.2 – Approccio di Singh et al. per prevedere il comportamento spingente (Singh et al., 1992)

L'equazione della linea di confine è la seguente:

$$H = 350 Q^{1/3} [m]$$

Utilizzando un parametro di resistenza mono assiale dell'ammasso roccioso stimato come:

$$\sigma_{cm} = 0.7 \gamma Q^{1/3} [MPa]$$

Dove  $\gamma$  rappresenta il peso specifico della roccia.

Ci si aspetta un comportamento spingente quando  $H \gg 350 Q^{1/3} [m]$

### 2.2.2 Approccio Goel et al. (1992)

Questo tipo di approccio empirico si basa sul coefficiente N (rock mass number), definito dal parametro Q con la formula seguente:

$$N = (Q)_{SRF=1}$$

Il Q-system tiene in considerazione la profondità del tunnel H, il diametro del tunnel B e il rock mass number N. Tenendo conto di 99 casi studio, Goel et al. (1995) hanno sviluppato un diagramma bilogarithmico (Figura 2.3) avente in ascissa N e in ordinata  $H*B^{0.1}$ .

Una linea separa i casi senza squeezing da quelli con possibile squeezing, l'equazione di questa linea è:

$$H = (275 N^{0.33})B^{-1}[m]$$

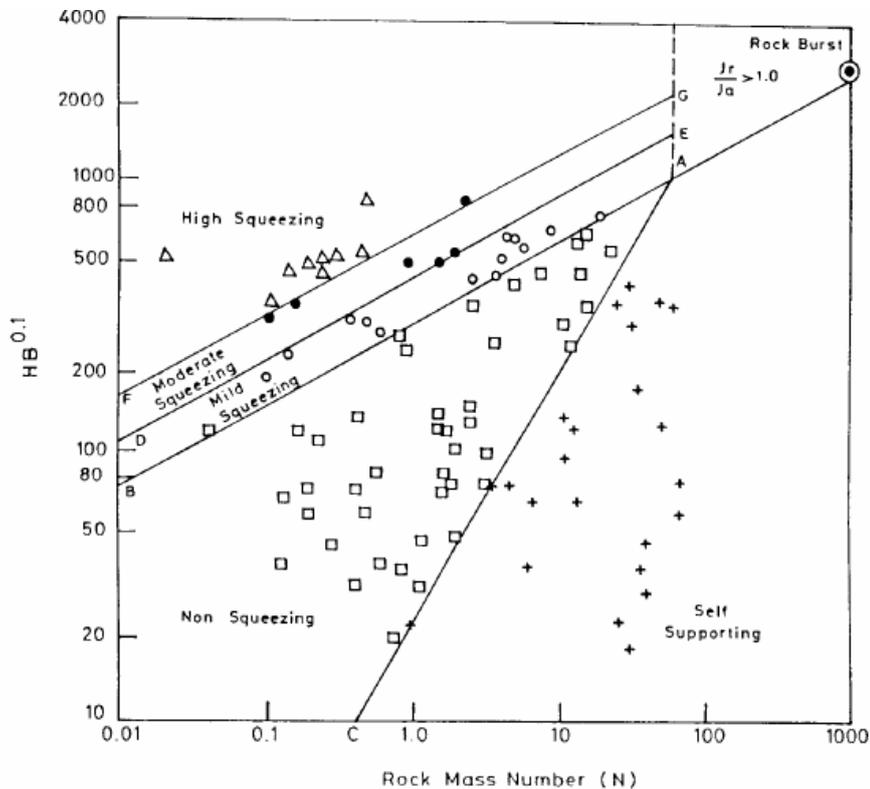


Figura 2.3 – Goel et al. (1995) approccio per predire il comportamento spingente

## 2.3 Approcci semi-empirici

Le relazioni empiriche precedentemente analizzate servono per identificare i possibili casi di squeezing tenendo in conto della profondità dello scavo e della qualità dell'ammasso roccioso. D'altra parte gli approcci semi-empirici oltre ad identificare la possibilità di avere un comportamento spingente, offrono qualche strumento in più per stimare la deformazione attesa e la tipologia di supporto da analizzare utilizzando una soluzione analitica in forma chiusa per tunnel circolari in condizioni idrostatiche. Per valutare il potenziale comportamento spingente, questi metodi fanno riferimento alla resistenza a compressione mono assiale della roccia  $\sigma_c$  o dell'ammasso roccioso  $\sigma_{cm}$ .

### 2.3.1 Approccio Jethwa et al. (1984)

Jethwa et al. (1984) definisce il grado di squeezing rispetto ad un "fattore di competenza" o "stability number"  $N_c$ :

$$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{p_0} = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H}$$

Dove:

- $\sigma_{cm}$  è la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso;
- $p_0$  è lo stato tensionale in situ;
- $\gamma$  è densità dell'ammasso roccioso;
- $H$  è la profondità del tunnel rispetto alla superficie.

<i>Degree of squeezing</i>	<i>Ranges</i>
High	<0.4
Moderate	0.4–0.8
Slightly	0.8–2
Non-squeezing	>2

Figura 2.4 – Livelli di squeezing basati sul metodo Jethwa (Jethwa et al.,1984)

Utilizzando una soluzione analitica in forma chiusa per una galleria circolare in condizioni idrostatiche e i dati provenienti dal monitoraggio in situ, è possibile stimare la pressione ultima  $p_u$  agente sul supporto del tunnel:

$$\frac{p_u}{p_0} = D \cdot M_\phi (1 - \sin \Phi_p) \left(1 - \frac{\sigma_{cm}}{2p_0}\right)$$

Dove:

$$D = \frac{(R_c/R)^\alpha - (R/R_c)^2}{1 - (\alpha/R_c)^2} \quad M_\phi = (R/R_{pl})^\alpha$$

$$\sigma_{cm} = \frac{2c_p \cos \Phi_p}{1 - \sin \Phi_p}, \quad \alpha = \frac{2 \sin \Phi_r}{1 - \sin \Phi_r}$$

$R$ = raggio del tunnel;  $R_c$ = raggio della zona compattata in contatto con il rivestimento;  $c_p$ ,  $c_r$  e  $\Phi_r$ ,  $\Phi_p$  sono i valori di coesione e dell'angolo d'attrito dell'ammasso roccioso.

La Figura 2.5 rappresenta il rapporto  $p_u/p_0$  come una funzione di  $\Phi_p$ , dove per differenti valori di  $\sigma_{cm}/2p_0$  e i diversi angoli d'attrito residui  $\Phi_r$ , viene sempre considerata nulla la coesione residua  $c_r$ .

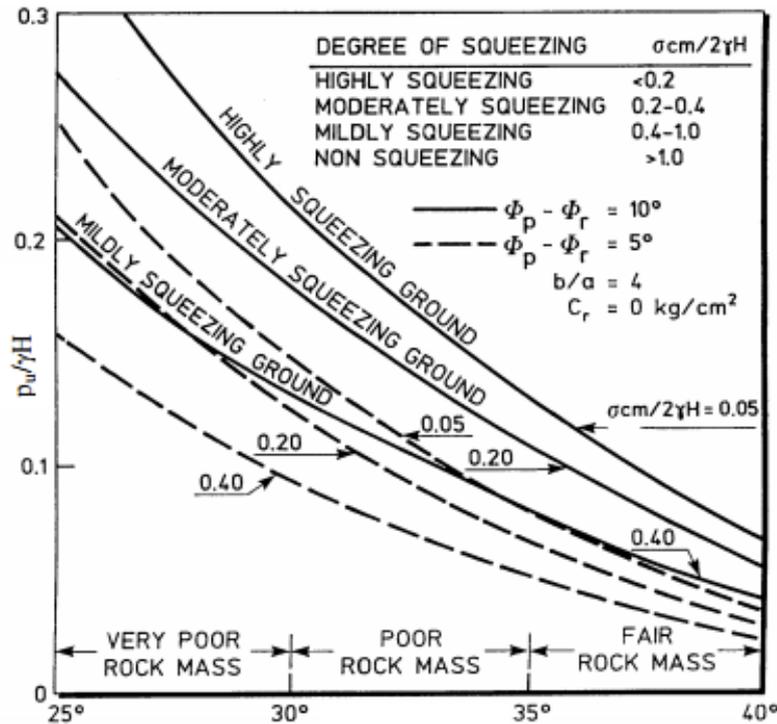


Figura 2.5 – Jethwa et al. (1984) approccio per predire il comportamento spingente.

### 2.3.2 Approccio Hoek and Marinos (2000)

Hoek e Marinos (2000) hanno dimostrato che il grafico tra la deformazione del tunnel  $\varepsilon_t$  (definita come percentuale del rapporto tra lo spostamento radiale del bordo del tunnel e il raggio del tunnel) e il rapporto  $\sigma_{cm}/p_0$  può essere utilizzato per valutare il comportamento spingente. Hoek (2000), nell'articolo "Big tunnel in bad rock", per mezzo di analisi assiali simmetriche a elementi finiti su un range di diversi ammassi rocciosi, è riuscito a estrapolare una relazione approssimata tra la pressione del supporto  $p_i$  e la deformazione del tunnel  $\varepsilon_t$ :

$$\varepsilon_t(\%) = 0.15(1 - p_i/p_0) \frac{\sigma_{cm}^{-(3p_i/p_0+1)/(3.8p_i/p_0+0.54)}}{p_0}$$

Allo stesso modo, riconoscendo l'importanza dell'avanzamento del fronte scavo su comportamento spingente, Hoek (2000) ha fornito una relazione approssimata per calcolare le deformazioni sul fronte scavo  $\varepsilon_f$ :

$$\varepsilon_f(\%) = 0.1(1 - p_i/p_0) \frac{\sigma_{cm}^{-(3p_i/p_0+1)/(3.8p_i/p_0+0.54)}}{p_0}$$

Per avere una buona comprensione dell'andamento delle deformazioni intorno al tunnel, le formule precedenti vengono interpretate per via grafica nella Figura 2.6 dove vengono riportate in ordinata le deformazioni  $\varepsilon_f$  ed  $\varepsilon_t$  ed in ascissa  $\sigma_{cm}/p_0$  al variare del rapporto  $p_i/p_0$

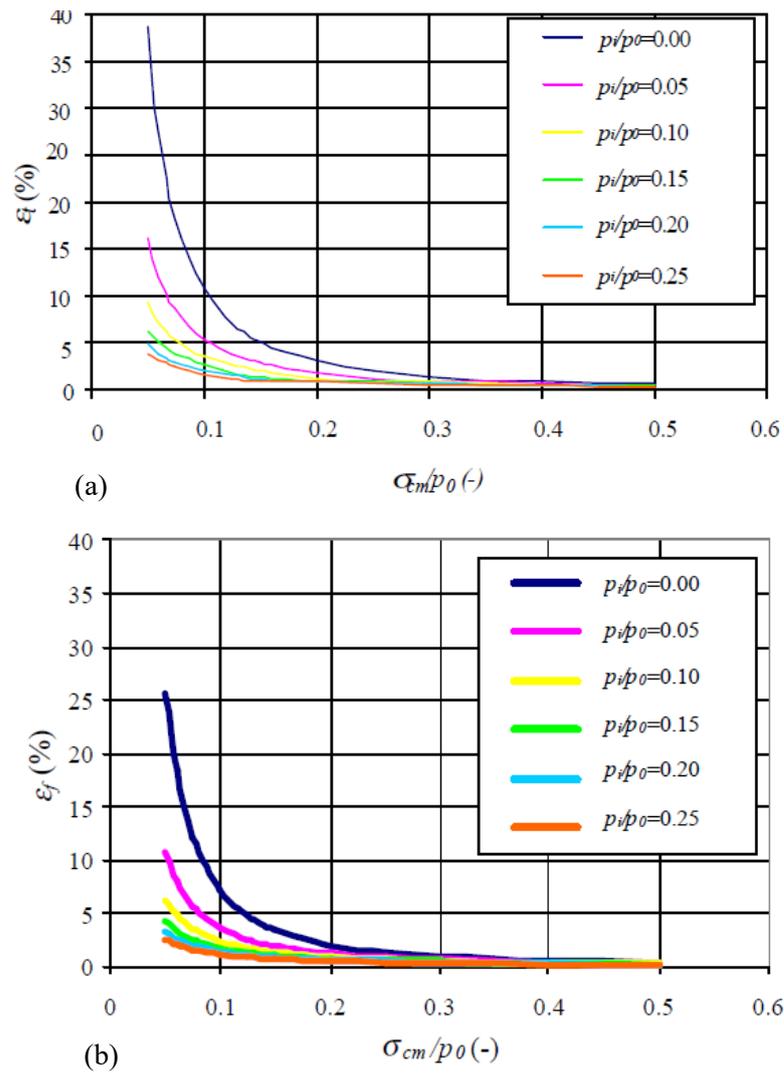


Figura 2.6 – (a) deformazioni del tunnel  $\varepsilon_t$ ; (b) deformazione del fronte scavo  $\varepsilon_f$

In base alle considerazioni precedenti e ai dati ottenuti dallo scavo di diverse gallerie in presenza di comportamento spingente, Taiwan, India, Hoek (2000) hanno ideato la curva nella Figura 2.7 al fine di dare una prima stima dei fenomeni di squeezing.

La classificazione dei fenomeni di squeezing secondo Hoek (2000) viene comparata, nella Tabella 2.1, con quella di Aydan et al. (1993).

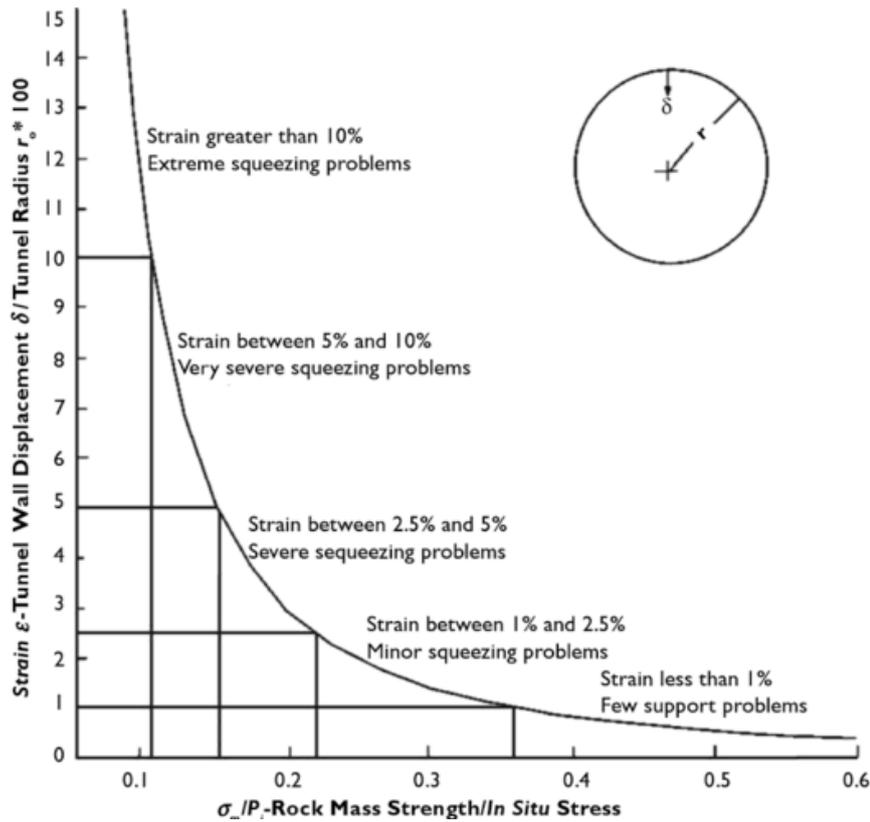


Figura 2.7 – Classificazione del comportamento spingente secondo Hoek (2000)

class no.	Aydan et al. (1993) (4)		Hoek (2000)	
	squeezing level	tunnel strain (%)	squeezing level	tunnel strain (%)
1	no-squeezing	$\epsilon_{\theta}^a \leq 1$	few support problems	$\epsilon_t \leq 1$
2	light-squeezing	$1 < \epsilon_{\theta}^a \leq 2.0$	minor squeezing	$1 < \epsilon_t \leq 2.5$
3	fair-squeezing	$2.0 < \epsilon_{\theta}^a \leq 3.0$	severe squeezing	$2.5 < \epsilon_t \leq 5.0$
4	heavy-squeezing	$3.0 < \epsilon_{\theta}^a \leq 5.0$	very severe squeezing	$5.0 < \epsilon_t \leq 10.0$
5	very heavy-squeezing	$\epsilon_{\theta}^a \leq 5.0$	extreme squeezing	$\epsilon_t > 10.0$

Tabella 2.1 - Classificazione del comportamento spingente secondo Hoek (2000) comparata con quella di Aydan et al. (1993)

## **2.4 Innovazioni tecnologiche**

A causa delle elevate deformazioni che si sviluppano durante lo scavo negli ammassi rocciosi spingenti, si preferisce utilizzare metodi di scavo tradizionali. Lo scavo meccanizzato con TBM (tunnel boring machine) è sconsigliato poiché si rischia il blocco della macchina. Tuttavia recenti sviluppi in ambito tecnologico hanno portato alla costruzione di TBM a sezioni variabili, che possono essere utilizzate, con i dovuti accorgimenti, in caso di scavo in condizioni difficili.

In questa tesi non sarà trattato lo scavo meccanizzato poiché la galleria del caso studio in esame è stata realizzata interamente con tecniche tradizionali.

L'elevato gradiente deformativo non consente di utilizzare rivestimenti provvisori standard, poiché non sarebbero in grado di resistere alle azioni agenti. Tipicamente si attuano interventi di consolidazione con tiranti ed infilaggi. Inoltre si utilizza una tipologia di supporto che consente lo svilupparsi delle deformazioni, grazie ad elementi di assorbimento LCS o HDC (vedi paragrafo 2.4.2).

È difficile stabilire quale sia la migliore tipologia di scavo e di supporto. Di seguito saranno dunque semplicemente riportate le varie tecniche di scavo e di supporto sviluppate per ridurre le grandi deformazioni indotte dal comportamento spingente.

### **2.4.1 Scavo tradizionale**

La tipologia di scavo tradizionale da adottare per la costruzione di una galleria in presenza di comportamento spingente, dipende principalmente dall'entità delle deformazioni che ci si aspetta e dalle misure che si vogliono adottare per controllarle. I metodi di scavo più utilizzati in presenza di tale comportamento sono:

- Scavo ad attacchi laterali.
- Scavo con calotta e ribasso.
- Scavo a piena sezione.

Tali tipologie di scavo, riportati nella Figura 2.8, hanno la funzione di prevenire o tenere sotto controllo le grandi deformazioni che si verificheranno durante lo scavo.

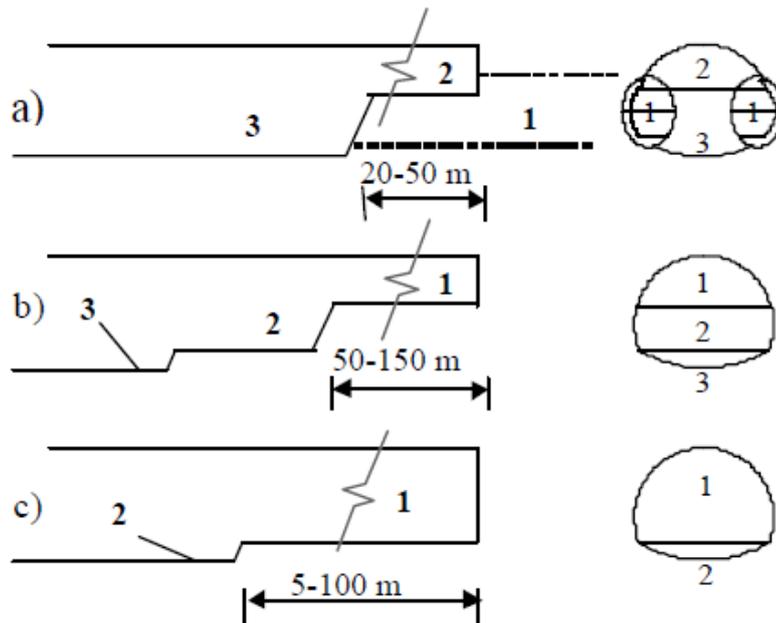


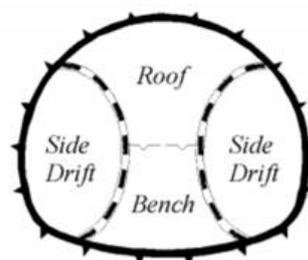
Figura 2.8 – Metodi di scavo in condizioni di squeezing (Kovari, 1998), a) scavo ad attacchi laterali, b) scavo con calotta e ribasso, c) scavo a piena sezione

#### 2.4.1.1 Scavo ad attacchi laterali

Il metodo di avanzamento ad attacchi laterali “side drift method” con la presenza di calcestruzzo ai lati, è stato largamente utilizzato in ammassi rocciosi di scarsissima qualità con lo scopo di ridurre l’apertura della sezione trasversale per migliorare la stabilità del fronte scavo. Questo metodo è utilizzato spesso nello scavo di tunnel superficiali. Un aspetto sfavorevole è senza dubbio l’elevato numero di fasi per realizzare un singolo campo, ne consegue un avanzamento del fronte molto lento. La Figura 2.9 mostra un’applicazione del metodo ad attacchi laterali utilizzato per la costruzione del Himmelberg tunnel in Germania. La copertura è di circa 50 – 60 m e il tunnel ha una campata di 15 m. È presente un supporto in calcestruzzo proiettato e centine metalliche di spessore 35 – 40 cm.



a)



b)

Figura 2.9 – a) Scavo ad attacchi laterali per la costruzione del tunnel di Himmelberg in Germania (Balbi, 1999), b) schema tipico di scavo ad attacchi laterali

#### 2.4.1.2 Scavo con calotta e ribasso

Lo scavo con calotte e ribasso viene solitamente utilizzato in caso di coperture superiori a 5 m, per permettere una certa meccanizzazione nell'istallazione del supporto e della stabilizzazione del fronte scavo. Lo scavo del ribasso viene eseguito ad una distanza dal fronte che dipende dalla risposta del terreno durante lo scavo, tale distanza deve in ogni caso garantire lo scavo in contemporanea della calotta e del ribasso. In presenza di ammassi rocciosi di bassa qualità è spesso necessario realizzare degli infilaggi ad ombrello (tipicamente tubi in acciaio cementati) sovrastante il fronte scavo, per evitare caduta di materiale e migliorare la stabilità del nucleo. Un' applicazione tipica di questa tipologia di scavo la troviamo nella realizzazione del tunnel di S. Ambrogio lungo la tratta dell'autostrada Messina-Palermo in Italia Figura 2.10 – 2. 11. I tunnel gemelli sono stati scavati attraverso un deposito sedimentario di scarsa qualità con presenza di quarzite-arenaria (RMR=30). Lo scavo del ribasso avviene a una distanza molto prossima al fronte scavo della calotta (Figura 2.10) e il supporto definitivo viene installato appena possibile, ad una distanza di circa 20 – 25 m. Prima di procedere con l'avanzamento del fronte è stato necessario realizzare gli infilaggi sovrastanti il fronte scavo.



Figura 2.10 – Scavo con calotte e ribasso, posizionamento del rinforzo in acciaio nel ribasso, S. Ambrogio tunnel lungo autostrada Palermo-Messina in Italia

In questo caso, a causa delle caratteristiche scadenti del materiale, è stato necessario realizzare dei micropali sub-verticali per sostenere la calotta ed installare degli ancoraggi sub-orizzontali in entrambi i lati del fronte scavo (Figura 2.11). Questa tipologia di supporto previene l'instabilità della calotta antecedente all'istallazione del supporto preliminare e garantisce un vincolo efficace che impedisce le deformazioni orizzontali.

Inoltre, quando necessario, è stato installato un consolidamento del fronte tramite tubi in vetroresina.

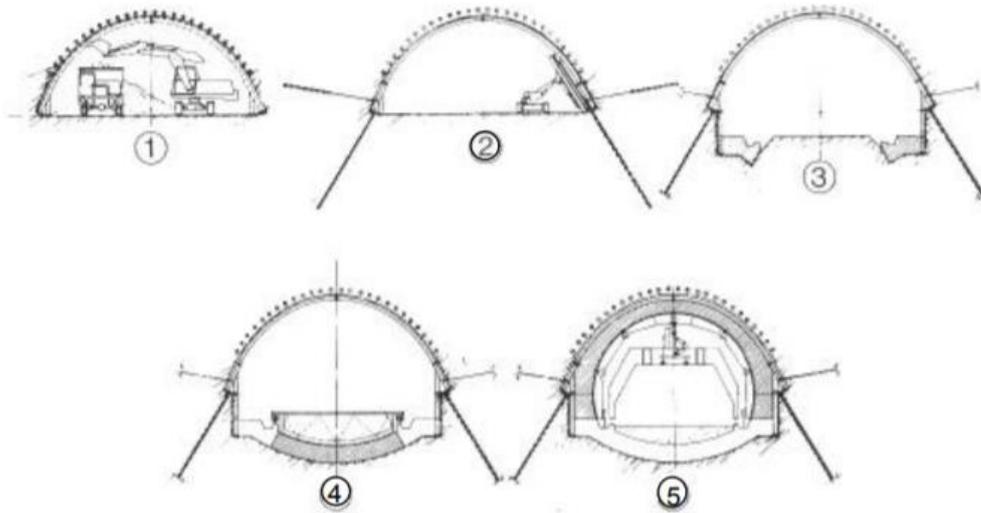


Figura 2.11 – Scavo con calotte e ribasso. 1-2: lo scavo della calotta viene realizzato sotto la protezione degli infilaggi; 3-4: lo scavo del ribasso avviene molto vicino al fronte della calotta; 5: viene applicato il rivestimento definitivo per la stabilità a lungo termine. S. Ambrogio tunnel lungo l’autostrada Palermo-Messina in Italia

### 2.4.1.3 Scavo a piena sezione

Lo scavo a piena sezione, in presenza di comportamento spingente delle roccia, è stato utilizzato con successo in vari casi. Tuttavia, per gallerie di grande sezione, è importante la stabilità del fronte ed è quindi necessario fare affidamento sul rinforzo del fronte e della massa che circonda lo scavo (Hoek 2007).

Lunardi (2000) ha ottenuto la conferma sperimentale del fatto che la rigidità del nucleo in avanzamento influenza in modo diretto e indiretto il comportamento deformativo del cavo e il manifestarsi di fenomeni di instabilità. La Figura 2.12 mostra un caso tipico di scavo a piena sezione utilizzato per il Morgex tunnel lungo l’autostrada Aosta – Monte Bianco, in Italia.

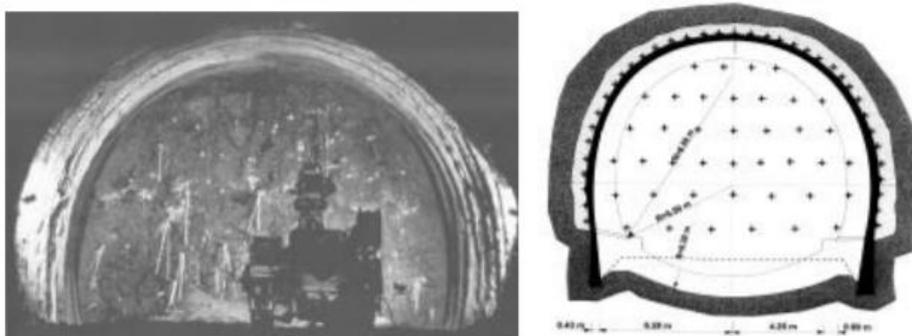


Figura 2.12 – Scavo a piena sezione con consolidamento del fronte tramite tubi in vetroresina, sotto la protezione di infilaggi ad ombrello. Morgex tunnel lungo l’autostrada Aosta - Monte Bianco in Italia.

Un'applicazione notevole e di successo del metodo di scavo a piena sezione per la costruzione di una galleria di grandi dimensioni, con una luce massima di 19 m, in presenza di comportamento spingente associata ad un comportamento rigonfiante, è stata trattata da Lunardi et al. (2000) per il tunnel Tartaiguille, in Francia.

La Figura 2.13, mostra 90 tasselli in fibra di vetroresina cementati, di lunghezza pari a 24 m, utilizzati per la stabilizzazione del fronte ed il rinforzo del nucleo di roccia sovrastante il fronte al fronte scavo. Inoltre nella costruzione della galleria Tartaiguille il supporto dell'arco rovescio (Figura 2.13-b) è stato installato vicino al fronte ( $4 \div 6$  m di distanza) per far sì che la convergenza lungo il diametro della galleria non sia maggiore di  $5 \div 7$  cm. Il rivestimento provvisorio consiste in 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato e centine metalliche con passi pari a  $1.33 \div 1.50$  m.



Figura 2.13 – Scavo a piena sezione, Tartaiguille tunnel, in Francia: a) foto del fronte; b) foto del supporto dell'arco rovescio (Lunardi et al., 2000)

#### 2.4.2 Tecniche di supporto allo scavo

In presenza di comportamento spingente si può intervenire utilizzando un approccio attivo o passivo.

Con l'approccio attivo l'obiettivo è quello di prevenire la deformazione della roccia con un sistema di supporto sufficientemente resistente. Tuttavia le azioni che solleciterebbero il supporto sarebbero molto elevate. In alternativa, si usa un sistema di pre-rinforzo e pre-terrapia in avanzamento, al fine di evitare le grandi deformazioni che si verificherebbero nella porzione di roccia antistante il fronte scavo.

Con l'approccio passivo lo scopo è di mitigare le grandi deformazioni che si manifestano durante il fenomeno di squeezing. Il supporto è in grado di deformarsi in modo controllato, affinché la sua capacità venga mobilitata solo quando si manifestano le grandi deformazioni. Le procedure più comuni sono le seguenti:

- Scavo a sezione ingrandita: tale tecnica consiste nello scavare una sezione maggiore di quella richiesta ai fini di ottenere un profilo di sicurezza, a deformazioni avvenute, che permetta l'installazione del supporto provvisorio e definitivo.
- Slot di compressione longitudinali nel rivestimento in calcestruzzo proiettato: il rivestimento di calcestruzzo proiettato è diviso in segmenti come mostrato nella Figura 2.14, allo scopo di prevenire un eccesso di tensioni sul rivestimento che potrebbe portare al collasso del supporto (Figura 2.15). Questo approccio è stato introdotto per la prima volta nel 1971 nella costruzione del tunnel di Tauern, Schubert (1996).

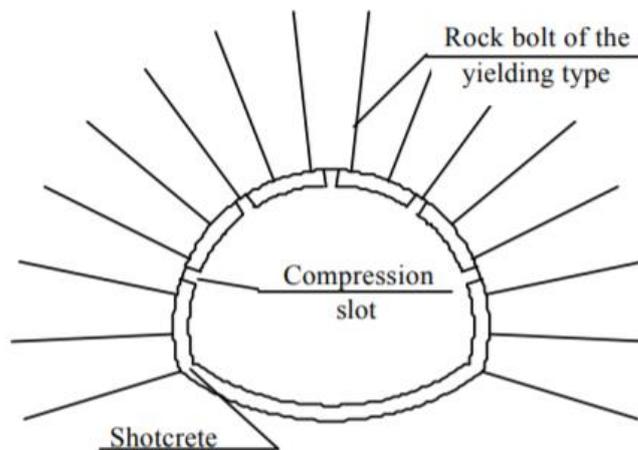


Figura 2.14 – Sezione di una galleria con slot di compressione in presenza di comportamento spingente dell'ammasso roccioso (Schubert W. and Schubert P., 1993)

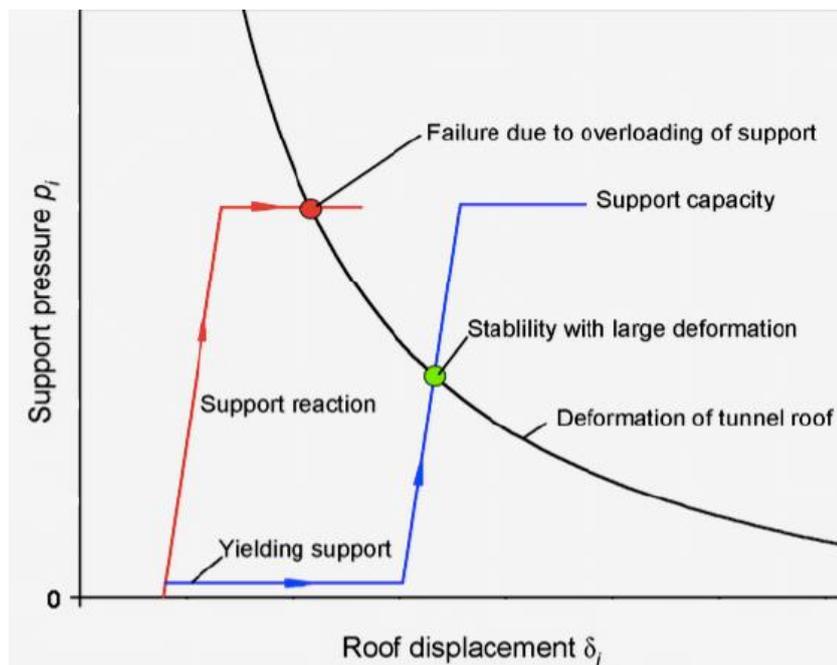
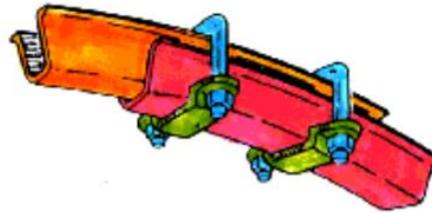


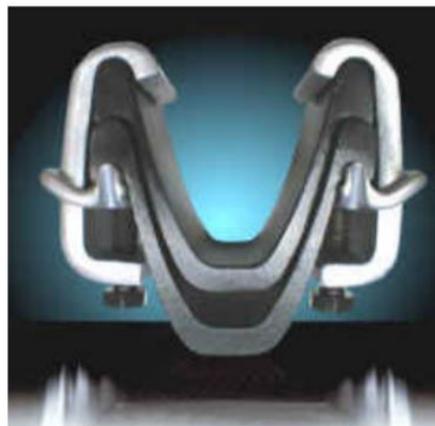
Figura 2.15 – linea caratteristica del supporto, (Hoek 2000)

### 2.4.2.1 Centine deformabili TH

L'uso degli slot longitudinali nel rivestimento in calcestruzzo proiettato è associato con l'installazione del TH (Toussaint- Heintzmann, conosciuto anche come "Tap Hat"), un set di profili d'acciaio fissati in modo tale da formare un giunto scorrevole attritivo (Figura 2.16) di solito integrati con bulloni a comportamento cedevole (Figura 2.17). Tipicamente si procede all'installazione dei profilati metallici immediatamente dietro il fronte scavo, successivamente si installa il rivestimento di calcestruzzo proiettato e la bullonatura. Questo metodo è stato utilizzato dal 1975 al 1995 per controllare il comportamento spingente delle gallerie nelle Alpi.



(a)



(b)

Figura 2.16 – a) assemblaggio di un giunto scorrevole TH; b) dettaglio della sezione trasversale

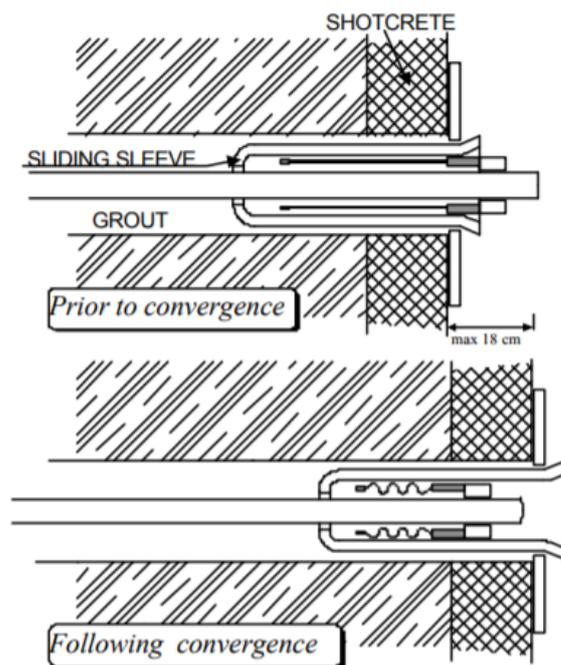


Figura 2.17 – Tipici bulloni a comportamento cedevole, utilizzati per lo scavo di Karawanken in presenza di comportamento spingente (Schubert W. and Schubert P., 1993)

#### 2.4.2.1 Elementi di assorbimento LSC e HDC

Come riportato da Schubert P. (1996), si sono sviluppati disaccordi sugli effetti degli slot aperti del rivestimento, che ne consentono la compressione evitando il sovraccarico tensionale, poiché verrebbe a mancare la continuità del rivestimento che permette la trasmissione degli sforzi tra i vari segmenti. Se l'ammasso roccioso mostra una tendenza a deformarsi, è richiesta una connessione tra i vari segmenti del rivestimento, specialmente nelle fasi iniziali, in cui i bulloni non sono totalmente attivi.

Questo ha portato allo sviluppo di elementi di assorbimento a basso costo sotto forma di tubi di acciaio installati tra i vari segmenti di calcestruzzo proiettato al fine di prevenire lo scorrimento. Questo sistema è stato utilizzato nella costruzione del tunnel Metsovo in Grecia (Figura 2.18), combinato con dei bulloni in roccia che hanno permesso di ridurre in maniera significativa la convergenza e migliorare il fattore di sicurezza, senza riprofilare la sezione trasversale della galleria.

Uno degli svantaggi dei tubi di acciaio si ritrova nelle elevate oscillazioni della curva carico – spostamento, che sono causate dal forte decremento della capacità portante successivo al superamento della resistenza (Figura 2.21). Un altro problema riscontrato è la possibilità di instabilità ed inflessione asimmetrica dei tubi.



Figura 2.18 – Elementi cedevoli in acciaio installati negli slot del rivestimento ed elementi LSC, Metsovo Tunnel in Grecia, (Dywidag-Systems International)

Una miglioria agli slot di compressione è stata messa a punto dal Dr. Moritz (1999) dell'università di Graz (Austria). Moritz ha modificato gli elementi metallici di assorbimento, introducendo un sistema avanzato, mostrato nella Figura 2.19, chiamato "Lining Stress Controller" (LSC), formato da tubi di acciaio concentrici, in grado di scorrere tra loro (Moritz, 1999). Nella Figura 2.19 è raffigurato il sistema LSC prima e dopo la deformazione. Questo nuovo metodo viene applicato alla costruzione di diversi tunnel tra cui il tunnel autostradale di Tauern in Austria, lungo 24 km (Figura 2.20).

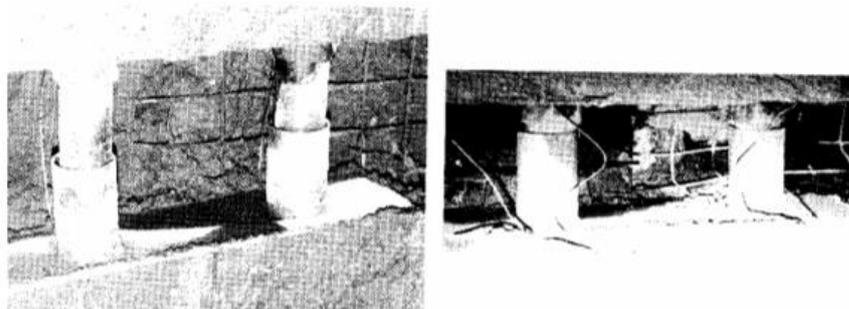


Figura 2.19 – Sistema LSC prima e dopo la deformazione



**Figura 2.20 – Installazione degli elementi LSC tra i segmenti del rivestimento, Tauern Tunnel in Austria (Dywidag-Systems International)**

La più recente innovazione degli elementi di assorbimento è stata presentata da Kovàri (2005) e riguarda una nuova tipologia di calcestruzzo altamente deformabile, composto da cemento, fibre metalliche e particelle di vetro. Questa tipologia di elemento deformabile in calcestruzzo, prende il nome di HDC “Highly-Deformable Concrete” (Figura 2.22) e garantisce una migliore resa deformativa in quanto è in grado di sopportare molto più carico rispetto all’elemento LSC (Figura 2.21).

La compressibilità degli elementi HDC varia tra 40% e 50% in funzione dello stato di sforzo ( $4 \div 20$  MPa). Nella Figura 2.22 sono illustrati i risultati delle prove di laboratorio effettuate sugli elementi HDC. Come è possibile osservare, dopo aver raggiunto il picco tensionale a 10 MPa la deformazione continua a crescere in maniera costante fino a uno stato tensionale di 7.5 MPa al quale corrisponde una compressione di circa 40%, successivamente si sviluppa un comportamento incrudente (hardening).

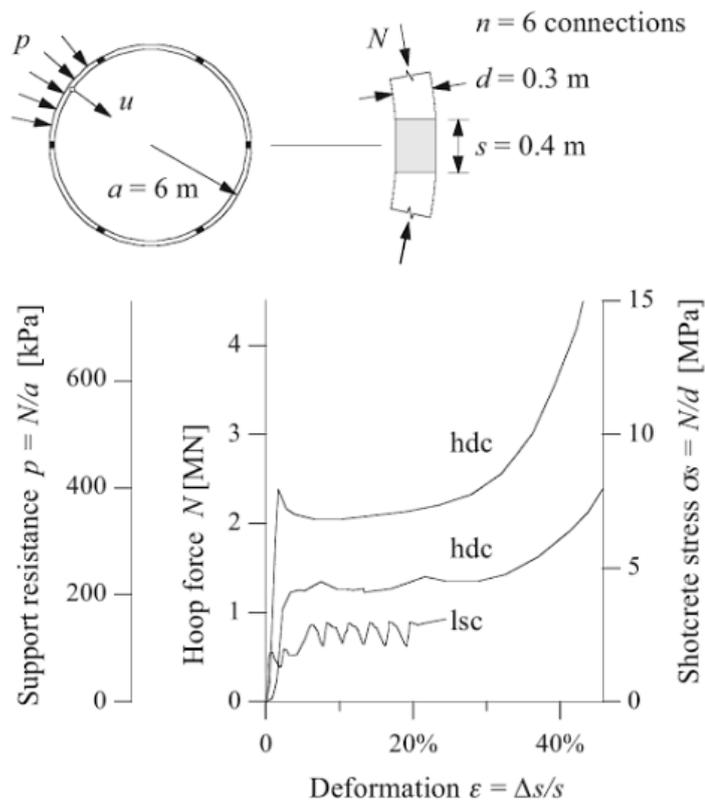


Figura 2.21 – Curva carico – deformazione degli elementi HDC e LSC (4 cilindri per metro), dove la forza massima sopportabile negli elementi HDC dipende dalla miscela di calcestruzzo utilizzata (Cantieni, 2011)

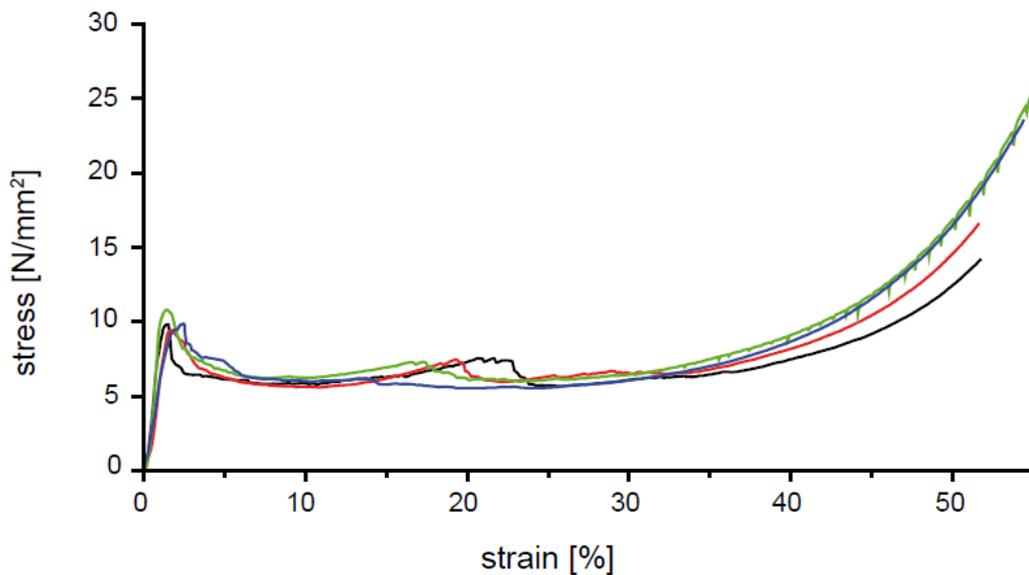


Figura 2.22 – Sforzo – deformazione da prove di laboratorio di un elemento HDC

Questi elementi sono stati utilizzati con successo nella realizzazione della galleria di St. Martin La Porte (Figura 2.23 – 2.24) della tratta ferroviaria Torino-Lione. La porzione di scavo interessata dal fenomeno di squeezing è lunga circa 80 m. Elevate deformazioni si

sono verificate nelle formazioni carbonifere con scisti neri, arenarie, scisti argillosi intervallati da strati di carbone, con una copertura che varia da 250 a 350 m.

Il supporto temporaneo è formato da una fitta pattern di ancoraggi radiali installati intorno al profilo della galleria in concomitanza con delle centine deformabili (TH44 / 58) ed un rivestimento di calcestruzzo proiettato spesso 20 cm. Nel rivestimento sono presenti 4 - 5 slot di compressione longitudinali con elementi HDC. La maggior convergenza registrata è pari a 2 m e si è verificata dopo 145 giorni a una distanza di 60 m dal fronte scavo (Figura 2.24 – 2.25). Monitorando lo stato tensionale degli elementi compressibili incorporati nel rivestimento, la deformazione di tali elementi è avvenuta sotto uno stato di sforzo tangenziale quasi costante e pari a 8.5 MPa.



Figura 2.23 – Foto di dettaglio durante l'installazione degli elementi HDC, tunnel di St. Martin La Porte

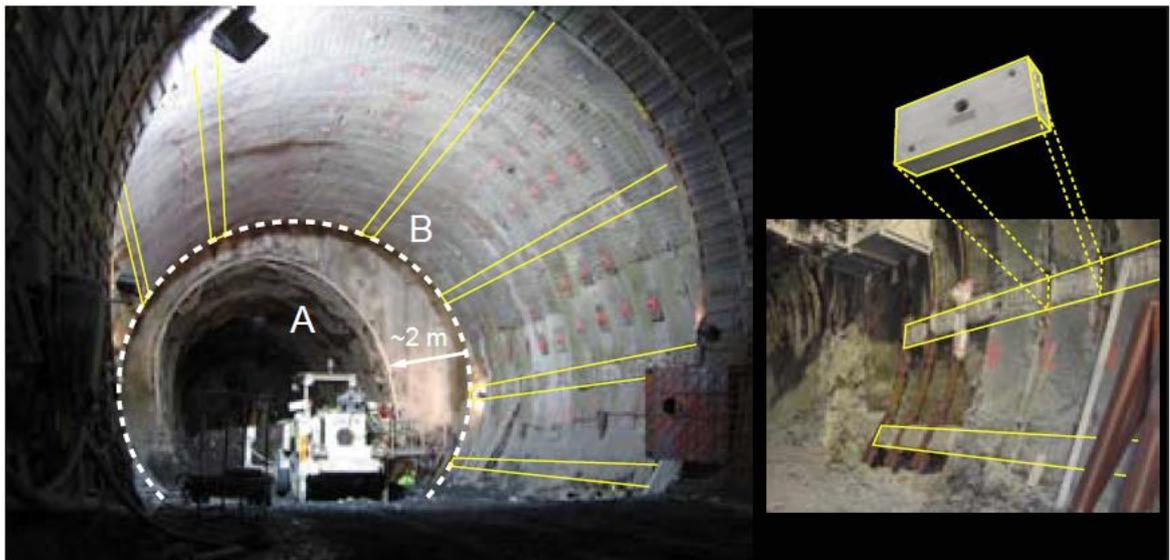


Figura 2.24 – Convergenza di circa 2 m, è stato necessario riprofilare la porzione interessata ed reinstallare il supporto con gli elementi HDC, tunnel di St. Martin La Porte



Figura 2.25 – Scavo di St. Martin La Porte, è possibile osservare le grandi deformazioni del bordo scavo e come il supporto riesca a deformarsi con esso, convergenza di circa 2 m

La Figura 2.24 dà un'idea dell'importanza delle deformazioni dovute al comportamento spingente. È dunque essenziale riuscire a prevedere la presenza e l'entità di tale fenomeno per garantire una corretta progettazione dell'opera.



## Capitolo 3

### Descrizione e validazione del nuovo software RS<sup>3</sup>

#### 3.1 Introduzione

RS<sup>3</sup> (Rock and Soil 3-dimensional analysis program), è il nuovo software FEM 3D della suite Rocscience. Applicabile sia in roccia che su terreni, RS<sup>3</sup> è stato rilasciato ufficialmente il 6-Febbraio-2017.

L'obiettivo di questa tesi è quello di validare il nuovo software ed evidenziarne i pregi e i difetti. Nel seguente capitolo verrà descritto e commentato il programma che sarà successivamente validato confrontando i risultati del modello 3D con quelli del suo predecessore Phase 2 (software FEM 2D) e con le soluzioni analitiche di Peck (1969) e Kirsch (1982).

#### 3.2 Descrizione del software RS<sup>3</sup>

RS<sup>3</sup> è un software in fase di ottimizzazione, di fatto sono ancora presenti alcuni bug (errori insiti nel codice) corretti mensilmente dagli aggiornamenti rilasciati dalla casa madre. Il software fornisce diversi strumenti per facilitare la costruzione della geometria, infatti, è possibile importare file Cad bidimensionali, superfici planimetriche e sondaggi piezometrici (Figura 3.1). Il programma permette di costruire delle superfici stratigrafiche derivanti dall'interpolazione dei dati di diversi piezometri.

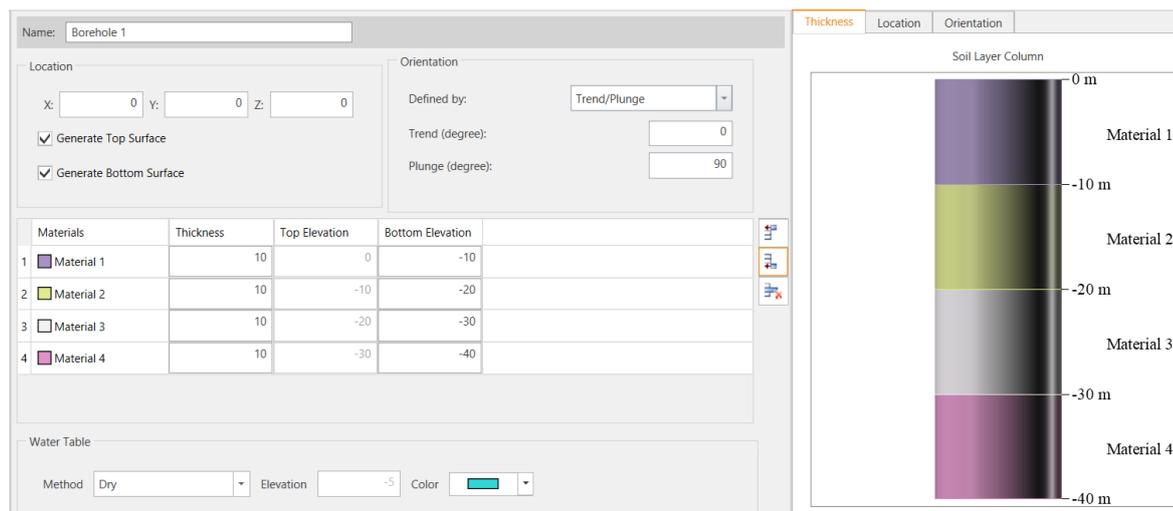


Figura 3.1 – Costruzione delle superfici stratigrafiche con dati inclinometrici

Dopo aver costruito la geometria sarà necessario suddividerla per separare lo scavo dalle altre geometrie. È importante puntualizzare che se si volessero apportare successive modifiche alla geometria si dovrà ri-unirla tramite il comando “undivide-geometry”, in questo modo il modello viene riportato alla fase iniziale prima della suddivisione, resettando tutti i supporti, carichi e condizioni al contorno applicate fino a quel momento. Inoltre è importante, prima di assegnare il supporto o qualsiasi altro elemento al modello, che non sia presente la mesh, poiché potrebbe presentarsi un errore che causa il crash del programma.

Il controllo degli elementi geometrici non è dei migliori, in quanto non è possibile creare dei gruppi, oltre a quelli preesistenti: scavo e materiale; di conseguenza ci si ritrova con centinaia di elementi geometrici mal organizzati.

Anche l’installazione del supporto risulta un processo lungo in quanto non è presente uno strumento di assegnazione automatica e l’utente è costretto ad assegnare il supporto stage per stage.

L’impossibilità di modellare le interfacce e le discontinuità è senza dubbio uno dei limiti del software. Solo la modellizzazione dei pali e degli infilaggi prevede la definizione di un’interfaccia tramite rigidità normale, tangenziale e forza massima sopportabile (Figura 3.2).

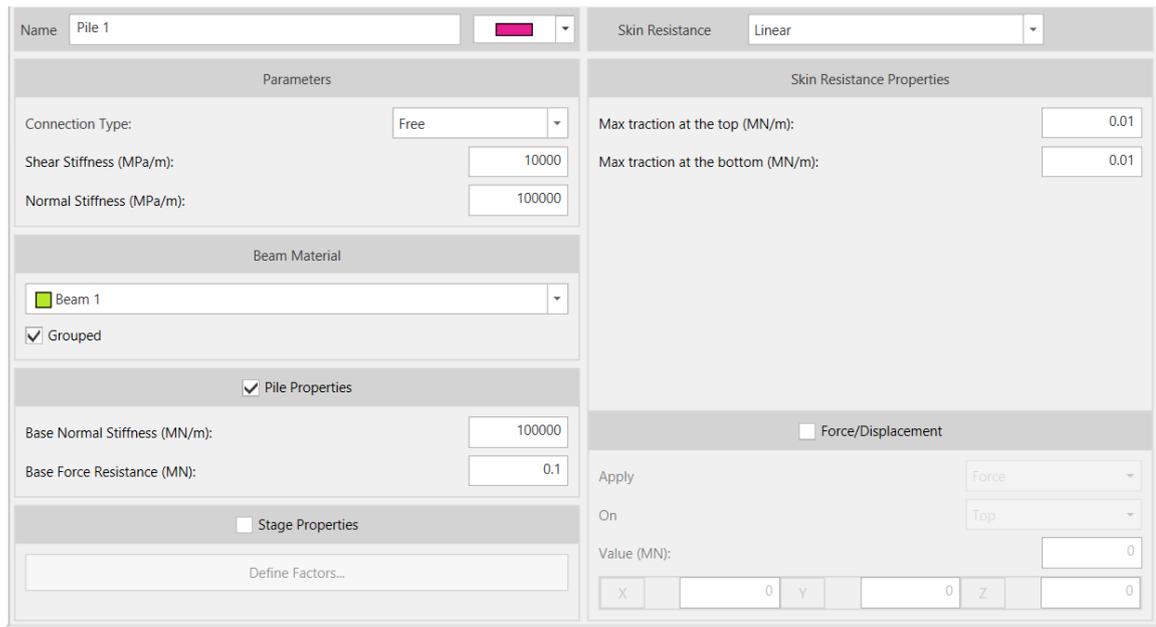


Figura 3.2 – Proprietà pali RS<sup>3</sup>

Malgrado le sue imperfezioni RS<sup>3</sup> è in grado di arrivare a convergenza in tempi brevi rispetto gli altri codici di calcolo, come ad esempio midas GTS Nx e Plaxis 3D. Molteplici le leggi costitutive disponibili nella finestra materiali (Figura 3.3): Mhor Coulomb, Hoek-Brown, Drucker- Prager, Generalized Hoek-Brown, Cam Clay, Discrete Function, Mohr Coulomb with Cap, Softwning Hardening Model, Bounding Surface Plasticity e Manzari e Dafalias.

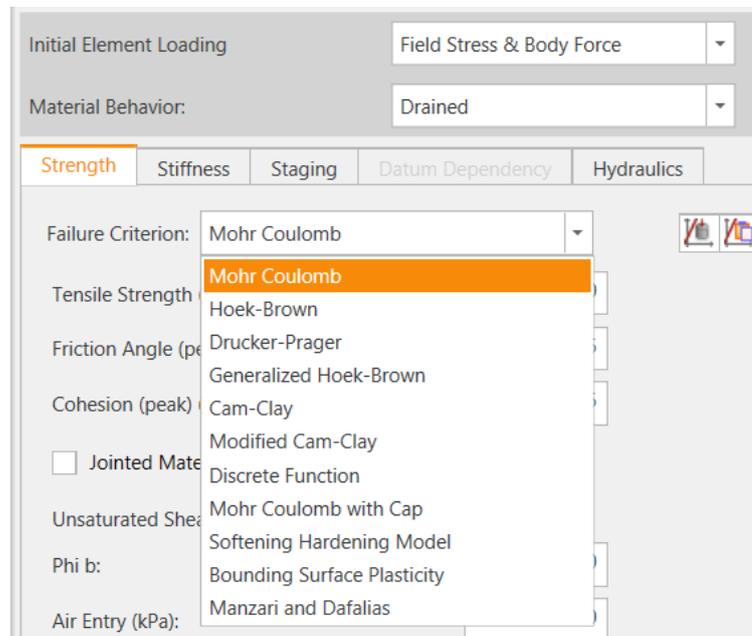


Figura 3.3 – Leggi costitutive RS<sup>3</sup>

Tuttavia è stato appurato che leggi costitutive non lineare come ad esempio quella di Hoek-Brown richiedono un numero maggiore di iterazioni, per arrivare a convergenza. Le simulazioni del modello descritto nel paragrafo 4.4 hanno evidenziato che il criterio di Hoek-Brown richiede circa sei volte il tempo di calcolo rispetto all'equivalente linearizzato con legge alla Mohr Coulomb.

La qualità dell'auto-mesh è senza dubbio migliorata rispetto alla versione precedente "RS<sup>3</sup> 1.0" poiché la mesh autogenerata non necessita quasi mai di essere modificata. L'utente può scegliere di infittire la mesh in una data sezione del modello per migliorare la qualità dei risultati. Gli elementi di scarsa qualità sono spesso dovuti ad una cattiva costruzione della geometria in quanto il programma presenta diverse limitazioni: non è possibile unire più di 2 geometrie, cancellare una geometria derivante dalla scomposizione di un'altra e spesso una superficie non uniforme (creata dall'accostamento di solidi diversi) crea problemi con l'inserimento dei bolt/pile pattern. Anche il comando "divide geometry" a volte non riesce ad effettuare l'imprinting correttamente se sono presenti geometrie variabili collegate tra loro.

In conclusione RS<sup>3</sup>, pur essendo un software in fase di perfezionamento, si presenta con un'interfaccia intuitiva, ma poco flessibile, in quanto la costruzione della geometria necessita di un elevato rigore. Rispetto agli altri software FEM 3D la sua più grande peculiarità è sicuramente il basso costo computazionale e l'interfaccia user-friendly che, con i suoi pochi comandi, facilita molto la costruzione del modello. Tuttavia gli utenti più esperti potrebbero risentire dei pochi comandi a disposizione per la costruzione della geometria, soprattutto nel caso di modelli geometricamente complessi.

### **3.3 Validazione del software RS<sup>3</sup> tramite lo studio del comportamento tenso deformativo di gallerie profonde**

In questo paragrafo verranno analizzati gli andamenti tenso deformativi di diverse gallerie profonde al fine di validare il software confrontando le soluzioni numeriche con quelle analitiche. Inoltre si valuterà quanto le dimensioni del modello, la qualità della mesh e la variazione degli step di avanzamento, influiscano sul risultato.

#### **3.3.1 Analisi elastica e confronto dei risultati numerici con la soluzione analitica di Kirsch (1982), influenza delle dimensioni del modello**

Al fine di validare il software RS<sup>3</sup> verrà preso in esame il caso dello scavo di una galleria profonda in condizioni intrinseche, situata a una profondità  $z = 300$  m, il terreno presenta un peso specifico  $\gamma = 27$  KN/m<sup>3</sup> (Figura 3.4).

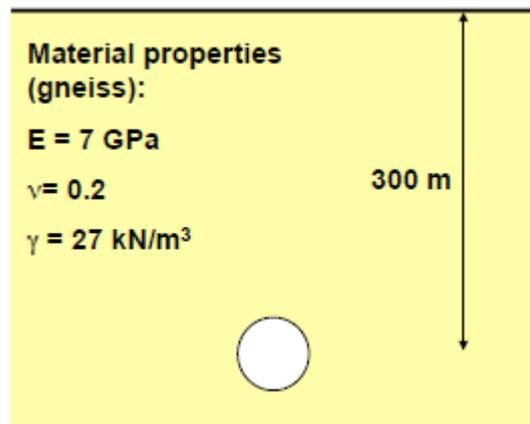


Figura 3.4 – Geometria del problema

La galleria presenta un raggio  $R = 4 \text{ m}$  e le caratteristiche del problema sono riportate nella Tabella 3.1.

STATO TENSIONALE			
$\sigma_x$ [MPa]	$\sigma_y$ [MPa]	$\sigma_z$ [MPa]	$K_0$
12.45	4.04	8.1	1.5

PARAMETRI GEOMECCANICI			
$\varphi$ [°]	$c$ [MPa]	$E$ [MPa]	$\nu$
35	0.1	7000	0.2

Tabella 3.1 – Stato tensionale e parametri geomeccanici

Nel problema in esame sarà considerato costante lo stato tensionale, in quanto la variazione delle tensioni da un bordo all'altro della galleria è trascurabile poiché si tratta di una galleria profonda. La  $\sigma_2$ , ovvero la  $\sigma_y$  è stata calcolata considerando lo stato tensionale piano [ $\sigma_y = \nu(\sigma_1 + \sigma_3)$ ]. È stato ipotizzato un avanzamento del fronte di un metro per stage di calcolo. Il problema verrà rappresentato con diversi modelli, facendo variare i parametri geometrici e le condizioni al contorno.

Il primo modello ha una dimensione pari a 6 volte il diametro (96x96x32 m), il secondo pari a 8 volte il diametro (128x128x32 m) ed il terzo pari a 15 volte il diametro (240x240x32 m) (Tabella 3.2 e Figura 3.5).

Modello 1	Modello 2	Modello 3
6D	8D	15D
96x96x32 m	128x128x32 m	240x240x32 m

Tabella 3.2 – Dimensioni dei Modelli

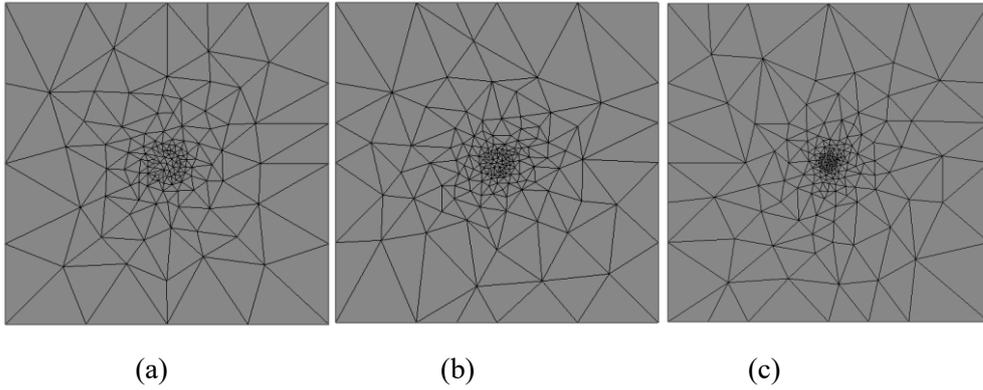


Figura 3.5 – (a) Modello 1 (96x96x32 m), (b) modello 2 (128x128x32 m), modello 3 (240x240x32 m)

Nella Figura 3.6 viene riportato l'andamento delle tensioni principali dei vari modelli.

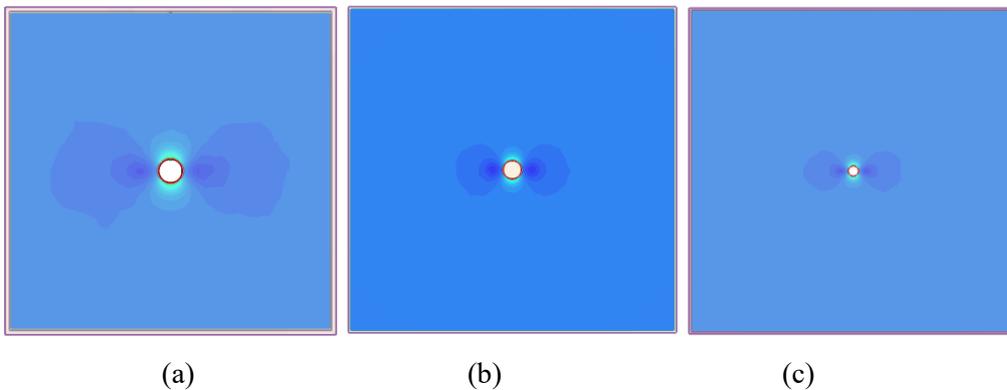


Figura 3.6 – (a) Andamento  $\sigma_1$  modello 1 (96x96x32 m), (b) andamento  $\sigma_1$  modello 2 (128x128x32 m), (c) andamento  $\sigma_1$  modello 3 (240x240x32 m)

Le condizioni al contorno possono essere assegnate in maniera automatica o manuale. Si è scelto di assegnare manualmente le condizioni al contorno per consentire lo spostamento verticale del bordo scavo anche per facce esterne del modello. La deformata ottenuta con tali condizioni al contorno è riportata nella Figura 3.7 ed è affiancata dalla deformata ottenuta applicando le condizioni al contorno automatiche.

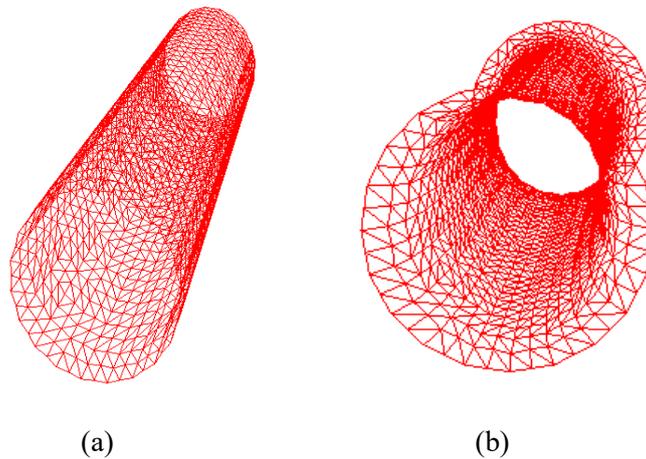


Figura 3.7 - (a) Deformata del tunnel con condizioni al contorno assegnate manualmente, (b) Deformata del tunnel con condizioni al contorno automatiche

Le condizioni al contorno imposte sono le seguenti: la faccia frontale e quella posteriore del modello sono state vincolate lungo l'asse  $y$  (direzione longitudinale), mentre le restanti quattro facce sono state vincolate lungo  $x, y, z$  (Figura 3.8).

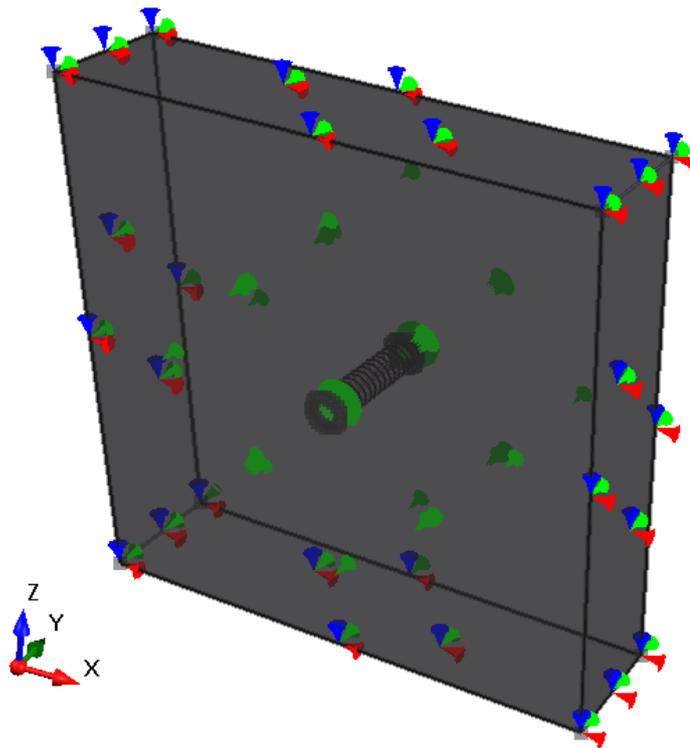


Figura 3.8 – Condizioni al contorno, modello 2

La sezione trasversale del modello 3D che risente meno dell'influenza delle condizioni al contorno, è sicuramente quella di mezzeria ( $y = 16$  m). I risultati di tale sezione verranno confrontati per via grafica con la soluzione in forma chiusa di Kirsch (1898).

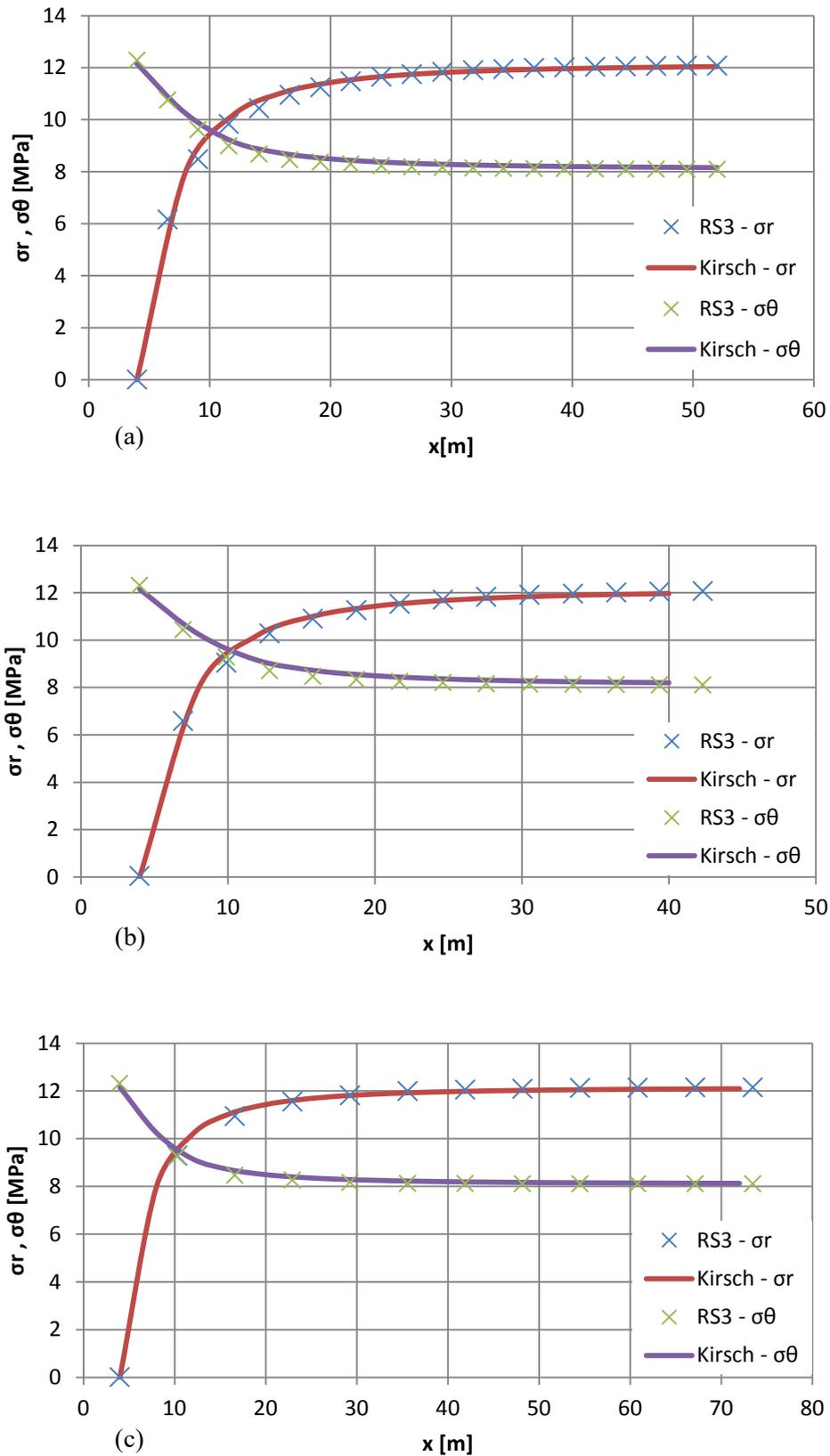


Figura 3.9 – Andamento delle tensioni al piedritto, a) modello 1, b) modello 2, c) modello 3

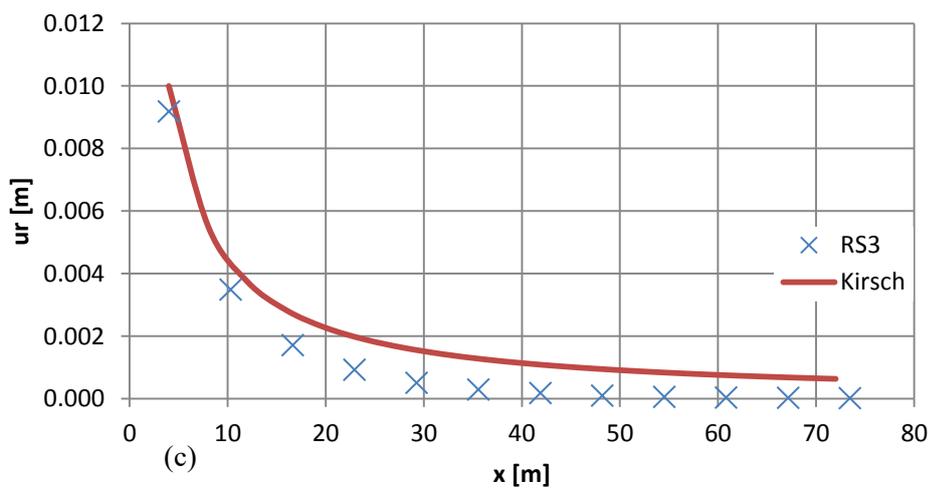
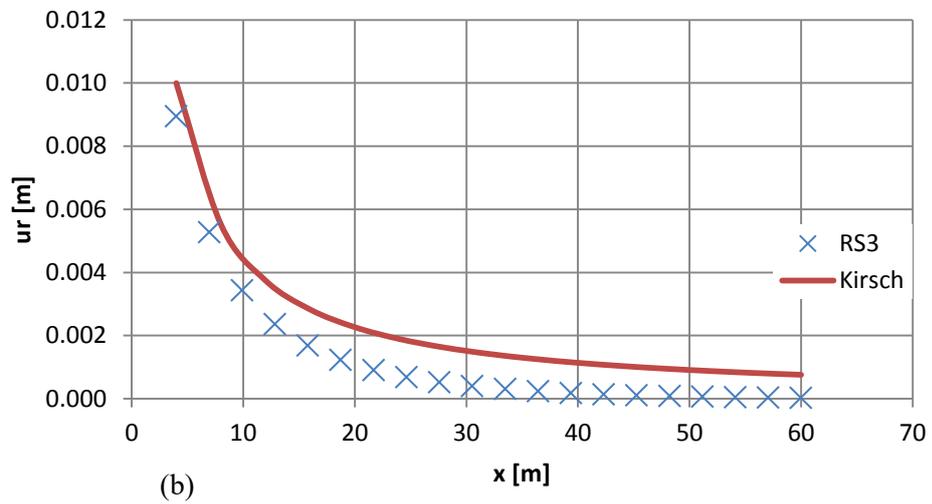
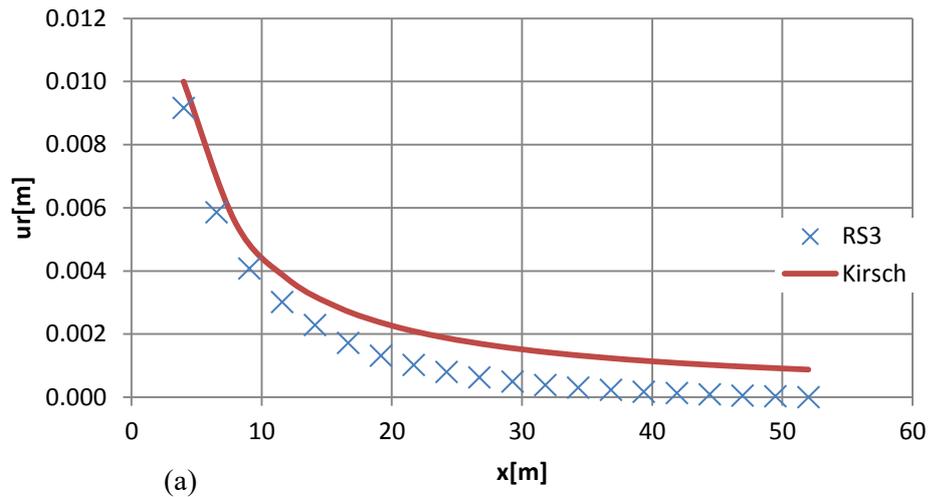


Figura 3.10 – Andamento degli spostamenti radiali al piedritto, a) modello 1, b) modello 2, c) modello 3

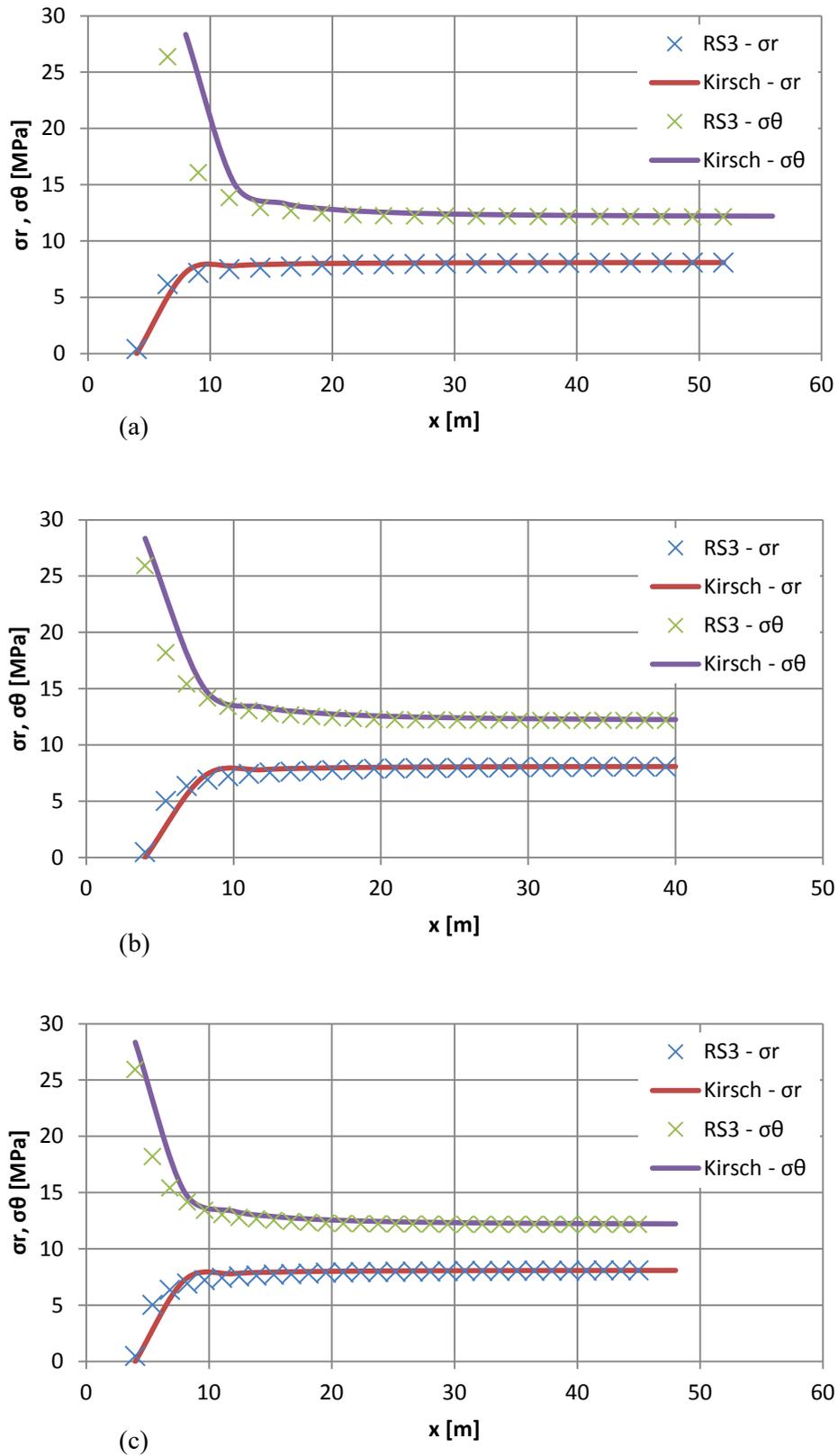
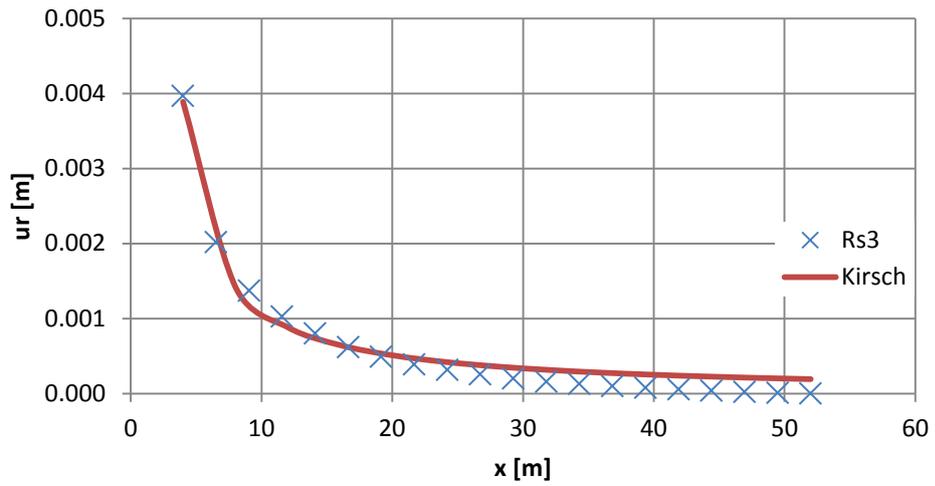
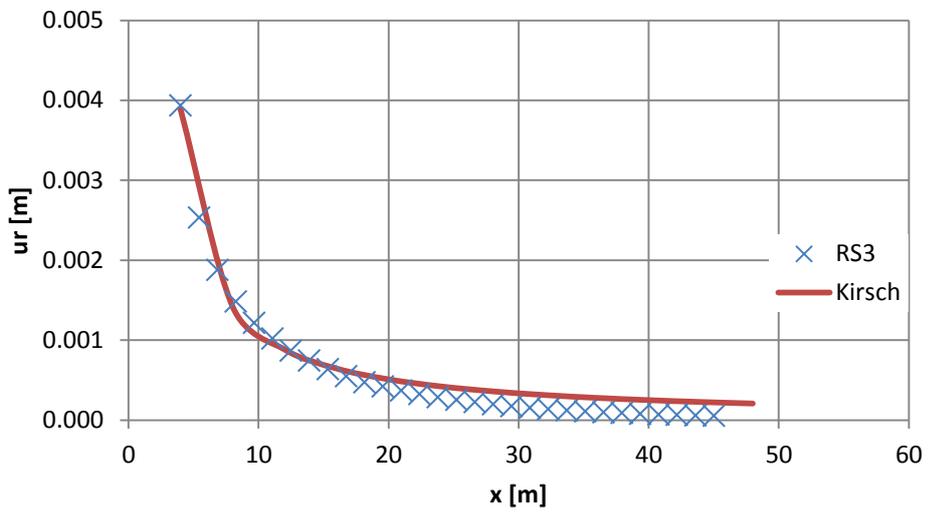


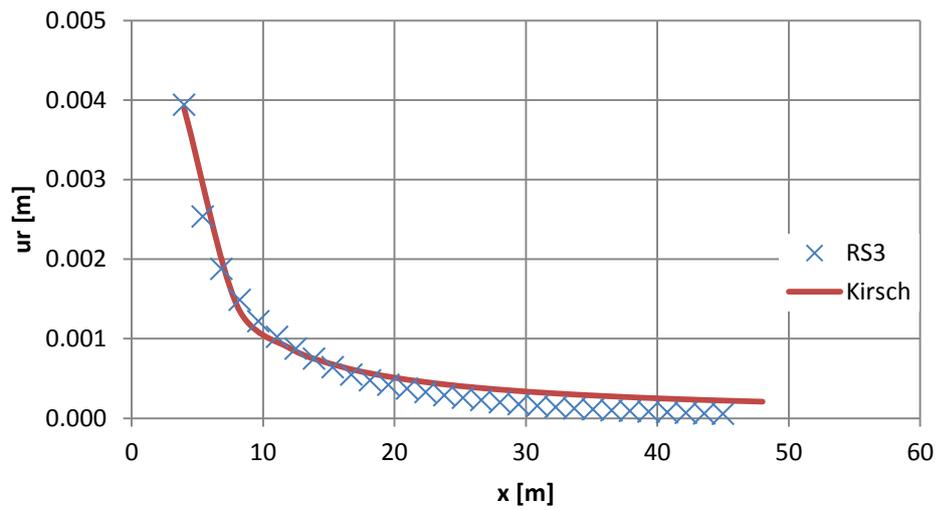
Figura 3.11 - Andamento delle tensioni in corona, a) modello 1, b) modello 2, c) modello 3



(a)



(b)



(c)

Figura 3.12 – Andamento degli spostamenti radiali in corona, a) modello 1, b) modello 2, c) modello 3

Nelle Figure 3.9 – 3.10 vengono confrontati gli andamenti tensionali e deformati al piedritto, mentre nelle Figure 3.11 – 3.12 si analizza l'andamento tensionale e deformativo in corona. Osservando i vari grafici si desume che il primo modello presenta i risultati meno prossimi alla soluzione esatta, mentre il modello 3, che è il più grande, non presenta grossi vantaggi rispetto al modello 2 e per questo si decide di procedere con l'analisi utilizzando il modello 2.

A questo punto è necessario migliorare la mesh nell'intorno del bordo scavo (Figura 3.13) per ottenere dei risultati più accurati. Tali risultati verranno nuovamente confrontati con la soluzione analitica. L'infittimento della mesh è stato eseguito selezionando il solo bordo scavo e imponendo la dimensione degli elementi pari a 0.5 m e Offset di 1m.

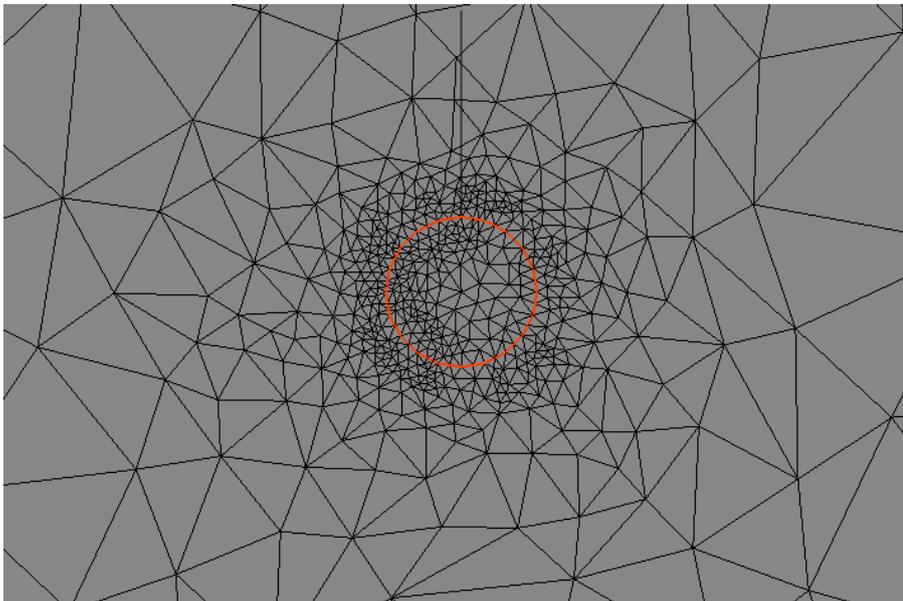


Figura 3.13 – Mesh rifinita, modello 2

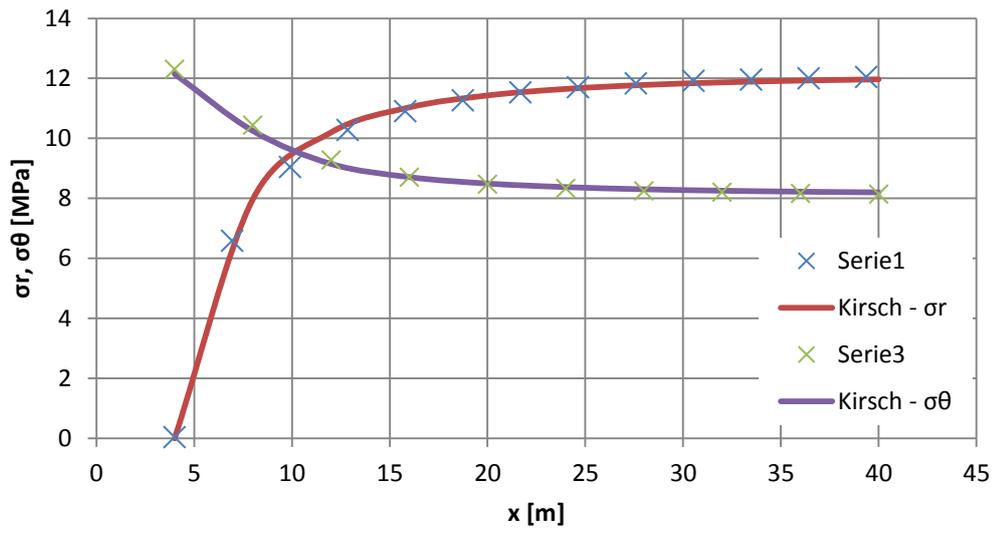


Figura 3.14 - Andamento delle tensioni al piedritto

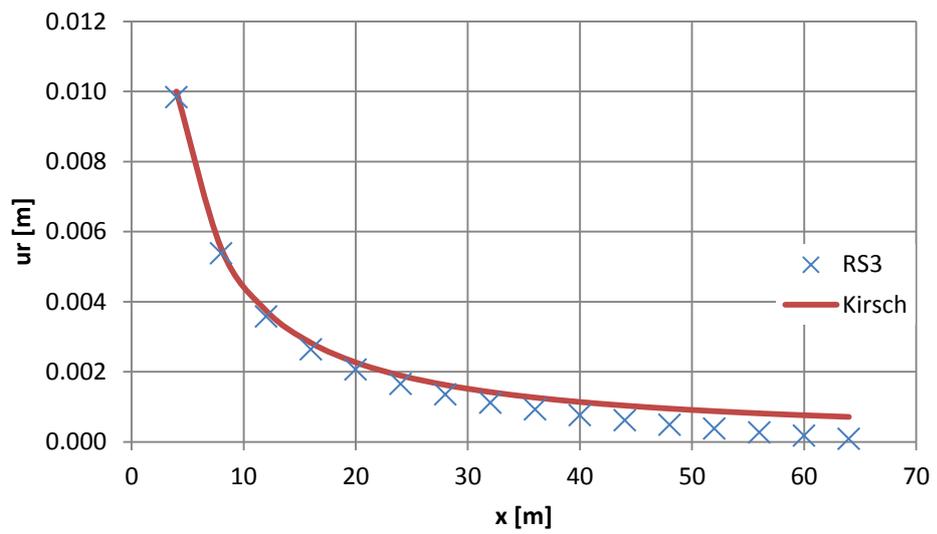


Figura 3.15 - Andamento degli spostamenti radiali al piedritto

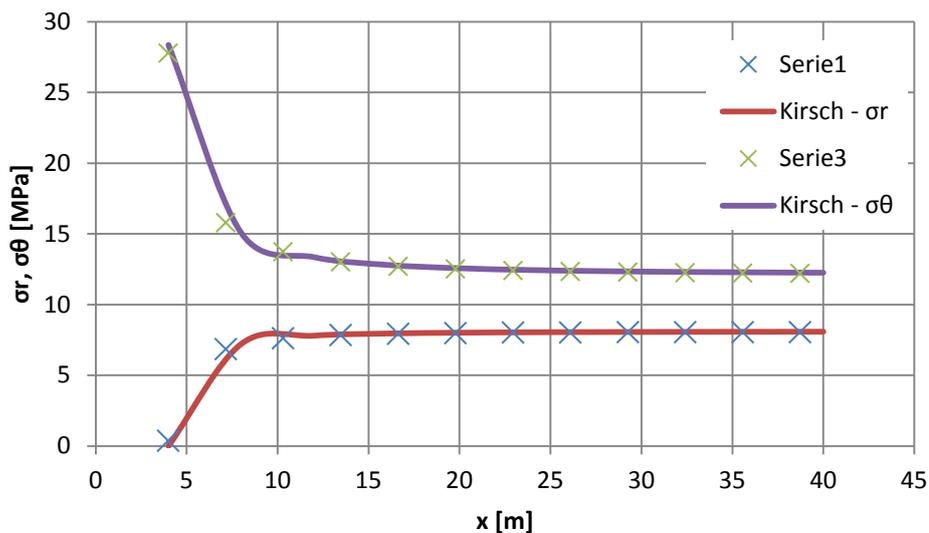


Figura 3.16 - Andamento delle tensioni in corona

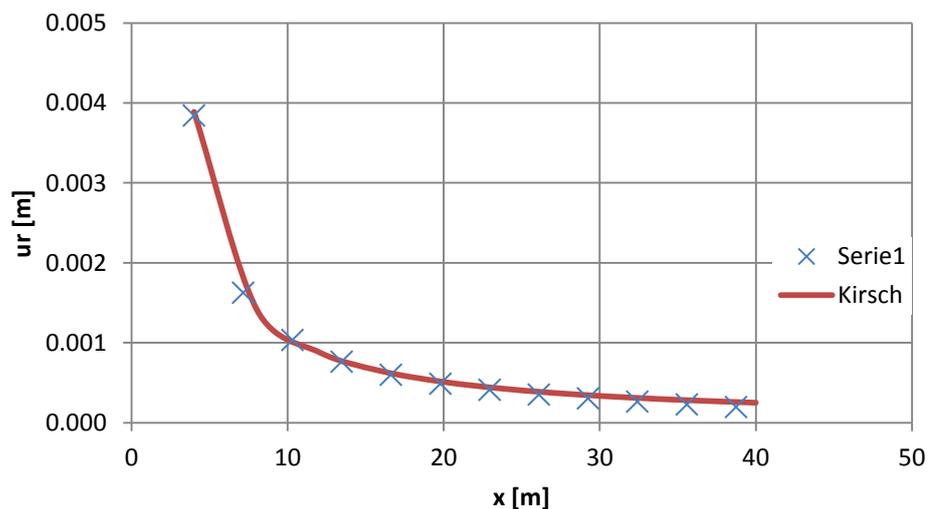


Figura 3.17 – Andamento degli spostamenti radiali in corona

Dai grafici riportati dalla Figura 3.14 alla 3.17 si ha una perfetta corrispondenza tra la soluzione analitica di Kirsch (1898) e quella numerica. L'infittimento della mesh ha nettamente migliorare i risultati della simulazione numerica 3D.

### 3.3.2 Analisi elastoplastica e confronto dei risultati numerici con la soluzione analitica di Ribacchi & Riccioni (1977), influenza degli step di avanzamento

Lo scopo di questo paragrafo è di indagare quanto la variazione degli sfondi ad ogni step di scavo influenzi il risultato della simulazione numerica. L'utilizzo di sfondi variabili ha lo scopo di ridurre il numero di stage necessari per la riproduzione dello scavo di una galleria.

I risultati ottenuti con il software RS<sup>3</sup> vengono di seguito confrontati con la soluzione analitica di Ribacchi & Riccioni (1977) per un mezzo ELPLA.

Sarà determinato in maniera analitica l'andamento della tensione radiale e tangenziale e dello spostamento radiale in funzione della distanza dal centro della galleria, ipotizzando un comportamento dell'ammasso roccioso di tipo elasto-plastico ideale, considerando il coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 1$  (campo tensionale isotropo).

I parametri di picco sono considerati uguali a quelli residui. I dati del problema sono riportati in Tabella 3.3, dove  $P_0$  è la tensione geostatica iniziale.

R [m]	$P_0$ [MPa]	$\varphi$ [°]	c [MPa]	E [MPa]	$\nu$
6	11.5	28	2.29	9880	0.3

Tabella 3.3 – Dati del problema

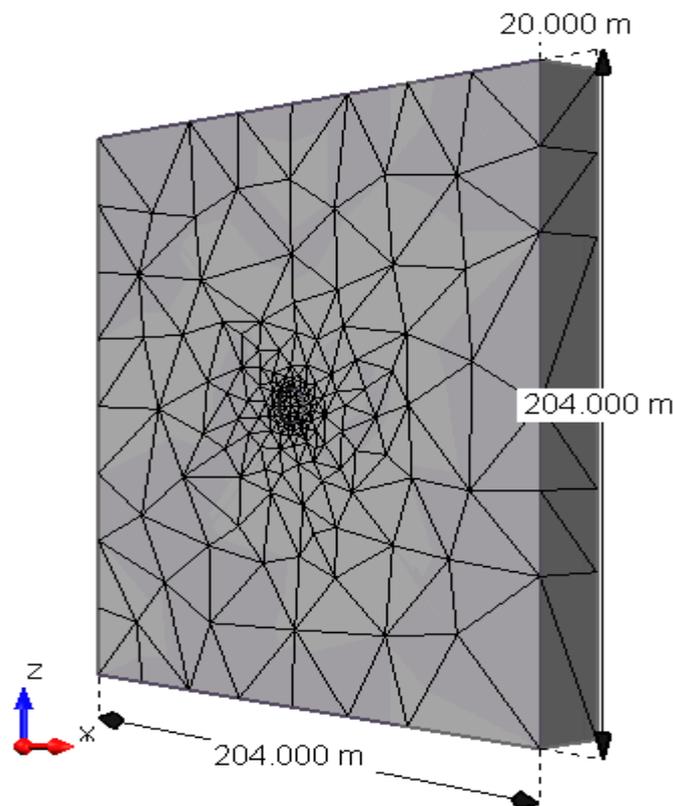


Figura 3.18 – Modello 3D con mesh e misure della geometria

Il modello geometrico presenta un'altezza complessiva di 204 m (17 volte il diametro), largo 204 m (17 volte il diametro) ed esteso per 20 m in direzione longitudinale (circa 2 volte il diametro), tale geometria è riportata nella Figura 3.18.

Le condizioni al contorno imposte sono le seguenti: la faccia frontale e quella posteriore del modello sono state vincolate lungo l'asse  $y$  (direzione longitudinale), mentre le restanti quattro facce sono state vincolate lungo  $x, y, z$ .

La mesh è stata migliorata al bordo scavo con elementi di dimensioni costanti pari a 0.25 m al fine di migliorare la bontà dei risultati.

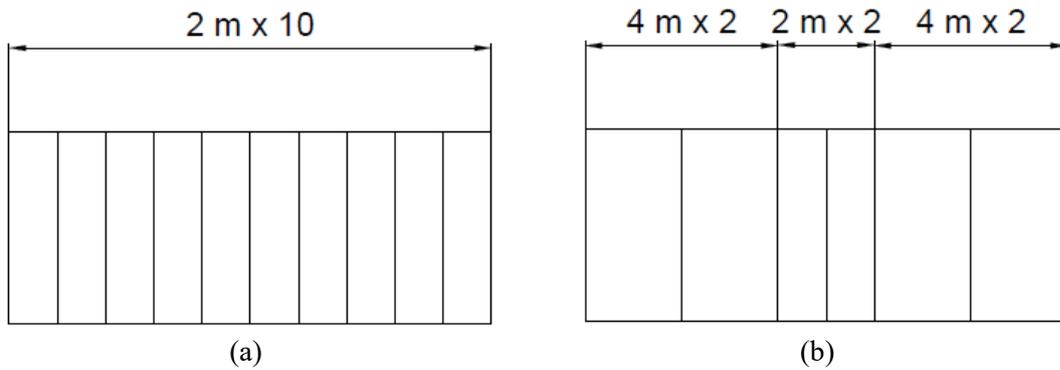


Figura 3.19 – Sezione longitudinale galleria. a) Modello 4: 10 stage dove lo sfondo per ogni stage è pari a 2 m; b) Modello 5: 6 stage dove lo sfondo varia da 4 m a 2 m

Nella Figura 3.19 si distingue il Modello 4 a sfondo costante dal Modello 5 che presenta sfondi variabili.

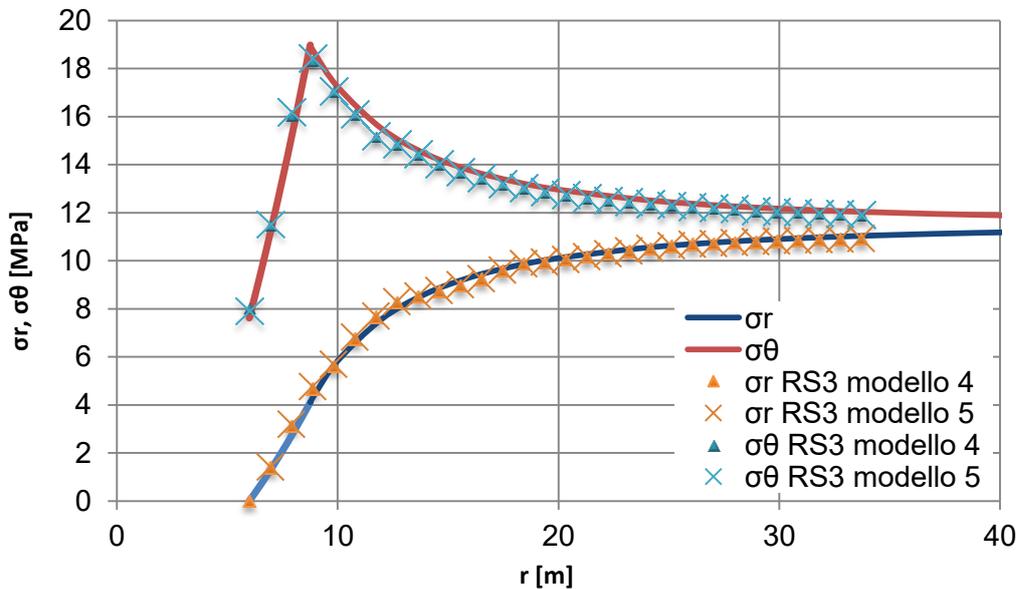


Figura 3.20 – Confronto dell'andamento tensionale tra il Modello 4, Modello 5 e soluzione analitica

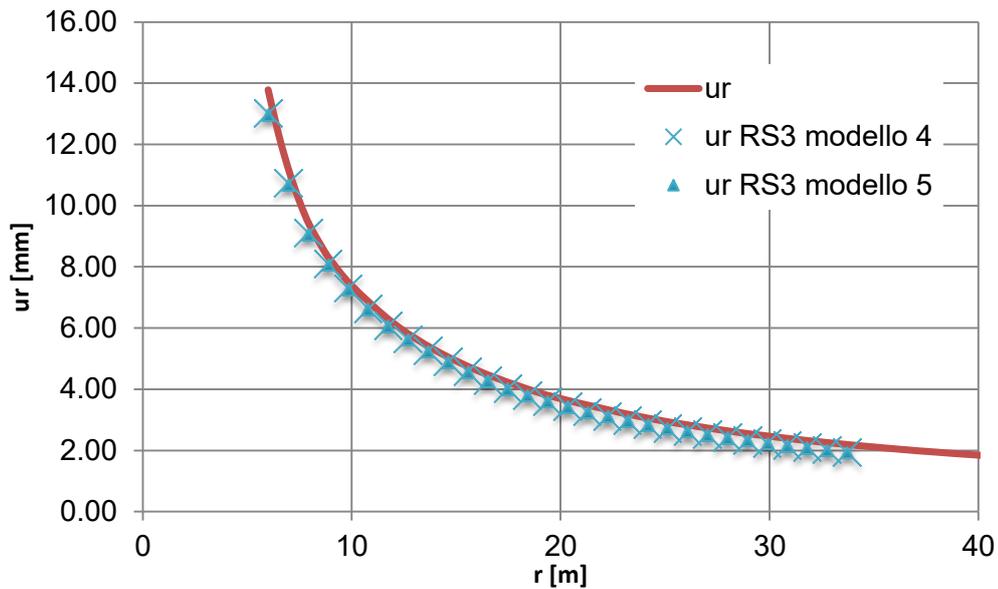


Figura 3.21 – Confronto degli spostamenti radiali tra il Modello 4, Modello 5 e soluzione analitica

I risultati mostrati nelle Figure 3.20, 3.21, rivelano un'ottima corrispondenza con la soluzione analitica per entrambi i modelli. Lo spostamento massimo risulta leggermente minore nella simulazione tridimensionale, infatti nella soluzione analitica  $u_{r,maximo} = 13.8$  mm, mentre nei modelli 3D  $u_{r,maximo} = 13$  mm (la soluzione 3D si scosta del 6% da quella analitica). Anche in questa simulazione il software fornisce risultati accettabili.

### 3.3.3 Analisi elastoplastica, andamento tensionale del terreno all'avanzare del fronte scavo

La seguente analisi ha lo scopo di indagare l'andamento tensionale, in una sezione trasversale rappresentativa  $\xi$  situata in mezzeria del modello, all'avanzare del fronte scavo. Le caratteristiche dei materiali e lo stato tensionale assegnato sono analoghi al caso studio analizzato in seguito (4.4.5.2) e sono riportati nelle Tabelle 3.4 e 3.5. Per semplicità si è scelto di modellare una galleria circolare di raggio pari a 3 m, le caratteristiche geometriche del modello sono raffigurate nella Figura 3.22.

$\sigma_x$ [MPa]	$\sigma_y$ [MPa]	$\sigma_z$ [MPa]	$K_0$
15.60	15.60	10.40	1.50

Tabella 3.4 – Stato tensionale

AMMASSO ROCCIOSO					
D	$E_{rm}$ [MPa]	$m_b$	s	a	v
0	1220	0.48	0.0002	0.531	0.3

Tabella 3.5 – Parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso

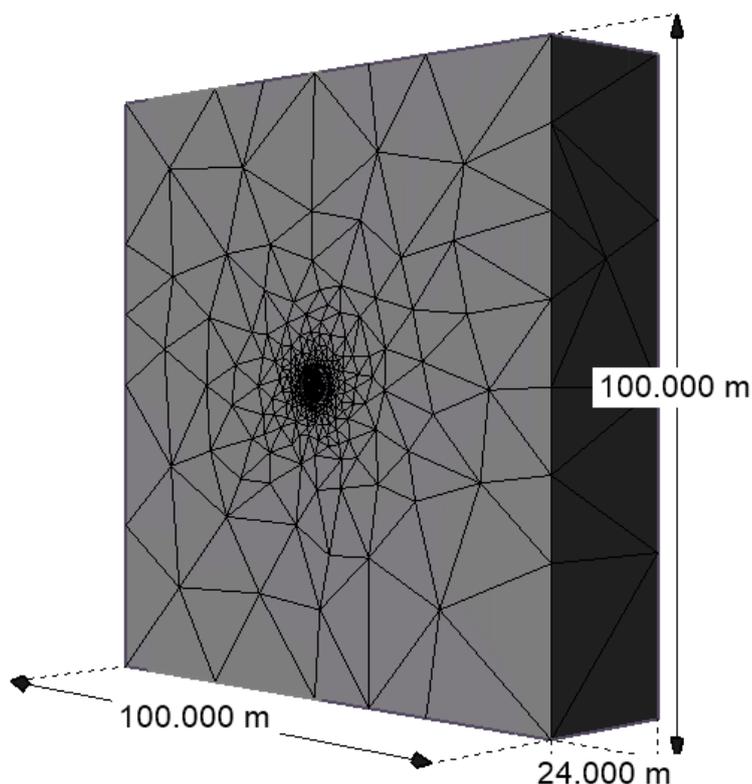


Figura 3.22 – Geometria e mesh del modello numerico

È presente un supporto elastico installato a una distanza di 1 m dal fronte scavo, le caratteristiche del supporto sono riportate nella Tabella 3.6.

<b>E [MPa]</b>	<b>Spessore[m]</b>	<b><math>\nu</math></b>
30000	0.25	0.2

Tabella 3.6 – Caratteristiche del supporto

La mesh è stata raffinata al contorno della galleria con elementi costanti di dimensioni pari a 0.25 m, in quanto la qualità della mesh all'intorno dello scavo influenza molto la bontà dei risultati.

Le condizioni al contorno imposte sono le seguenti: la faccia frontale e quella posteriore del modello sono state vincolate lungo l'asse y (direzione longitudinale), mentre le restanti quattro facce sono state vincolate lungo x,y,z.

Dalla Figura 3.23 alla 3.26 sono riportati gli andamenti delle tensioni all'avanzare del fronte scavo misurate al piedritto e in corona nella sezione d'interesse  $\xi$  (posta a  $y = 12$  m).

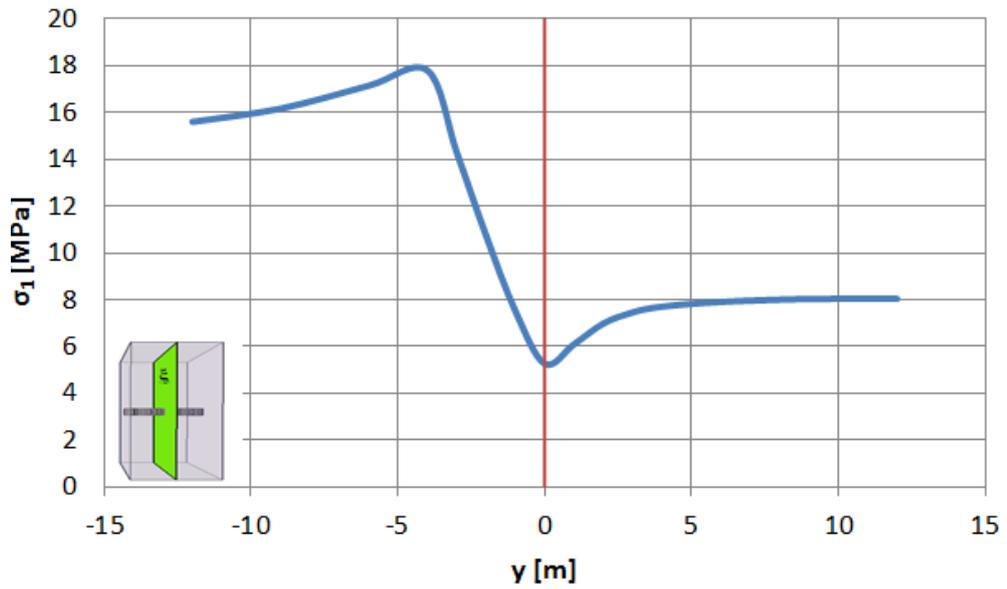


Figura 3.23 – Andamento della  $\sigma_1$  al piedritto della sezione  $\xi$ , all'avanzare del fronte

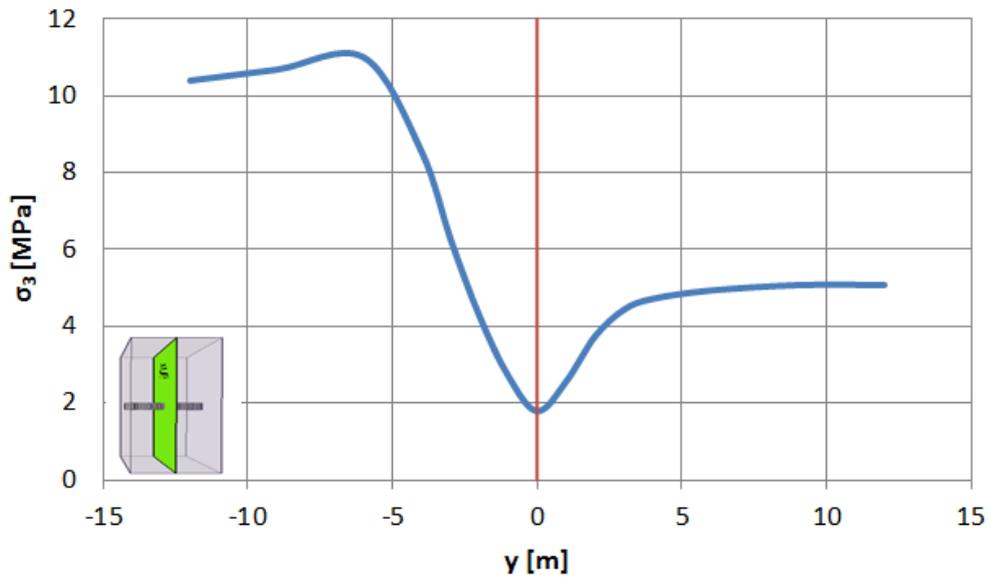


Figura 3.24 – Andamento della  $\sigma_3$  al piedritto della sezione  $\xi$ , all'avanzare del fronte

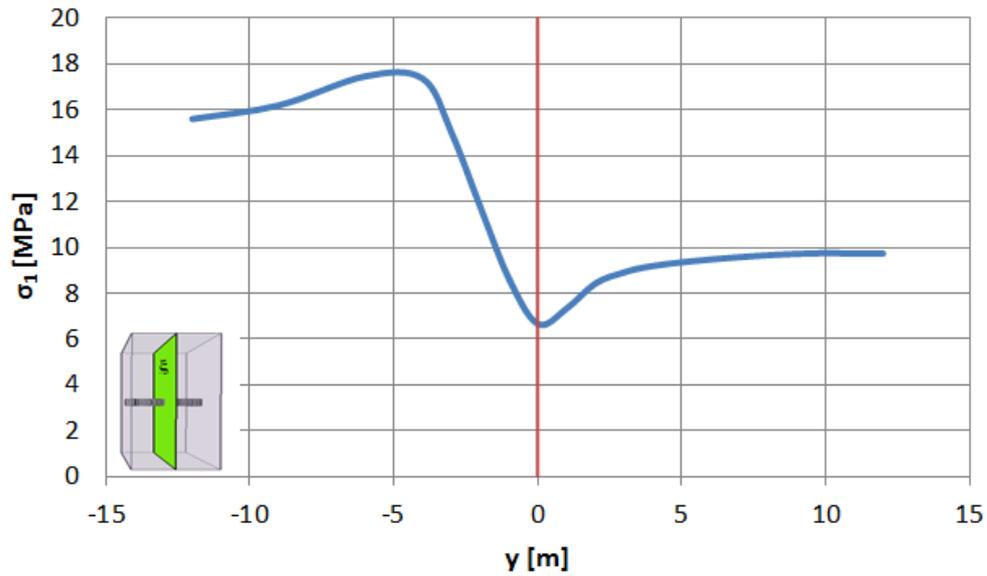


Figura 3.25 – Andamento della  $\sigma_1$  in corona della sezione  $\xi$ , all'avanzare del fronte

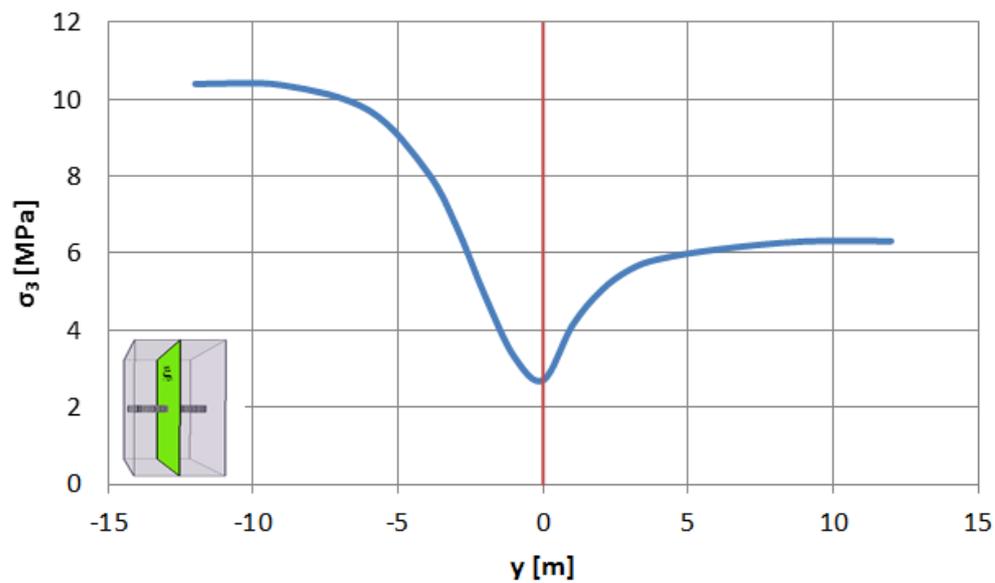


Figura 3.26 – Andamento della  $\sigma_3$  in corona della sezione  $\xi$ , all'avanzare del fronte

Nelle Figure 3.27 e 3.28 è riportato, per il piedritto e la corona, lo stress path nel piano  $t,s$  dove  $t$  rappresenta la tensione deviatorica ( $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ ) ed  $s$  la tensione media normale totale ( $s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ ).

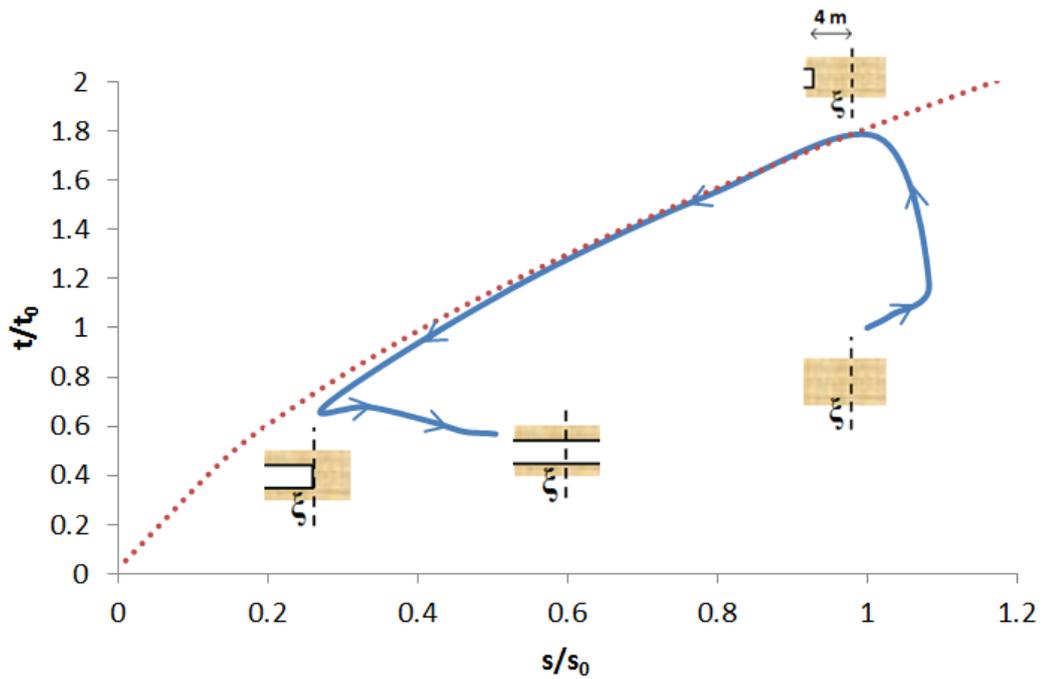


Figura 3.27 – Stess path normalizzato al piedritto della sezione  $\xi$

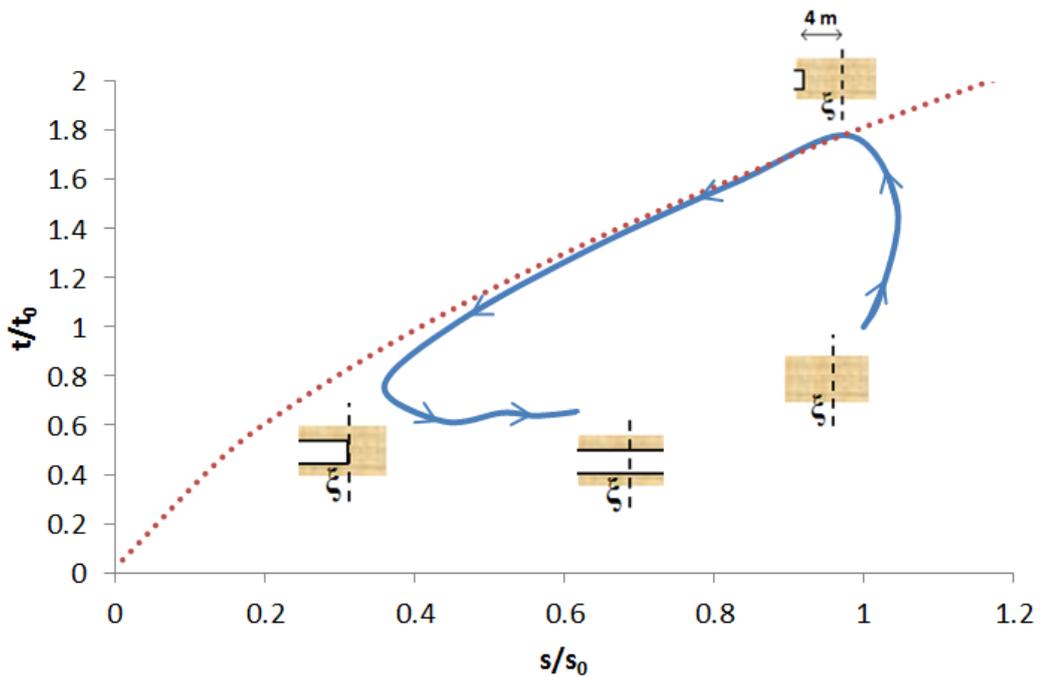


Figura 3.28 - Stess path normalizzato in corona della sezione  $\xi$

Dall'andamento degli stress path si osserva che avanzando il fronte scavo, la tensione media normale, dopo un piccolo aumento, diminuisce progressivamente fin quando il fronte non arriva alla sezione  $\xi$ , dopo la quale aumenta fino al valore finale di  $0.6 s_0$ . La

tensione deviatorica aumenta fin quando il fronte non arriva a quattro metri dalla sezione  $\xi$  per poi diminuire con l'avanzamento del fronte.

### 3.4 Validazione del software RS<sup>3</sup> tramite lo studio dei cedimenti indotti dallo scavo di una galleria superficiale

Come ulteriore convalida del programma si è preso in esame il problema della subsidenza indotta dallo scavo di una galleria superficiale. I risultati ottenuti dalla simulazione numerica con RS<sup>3</sup> saranno confrontati con la formulazione analitica di Peck (1969).

È stato realizzato un nuovo modello numerico per analizzare l'andamento dei cedimenti superficiali indotti da una galleria di raggio  $r = 4$  m posta ad una profondità pari a 20 m.

È presente un bedrock a una profondità  $z = 50$  m. Lo stato tensionale assegnato è di tipo gravitazionale, trattandosi di una galleria superficiale.

Le caratteristiche geomeccaniche sono riportate nella Tabella 3.7.

Materiale - ILE					
$\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c$ [KPa]	$E$ [MPa]	$\nu$	$K_0$
25	35	10,5	7000	0,2	1

Tabella 3.7 – Dati del problema

La geometria esterna del modello ha dimensioni pari a 168 m (circa 20 volte il diametro) in direzione trasversale, un'altezza di 50 m ed un'estensione di 100 m lungo la direzione longitudinale (Figura 3.19).

Lo scavo della galleria viene simulato con uno sfondo di 2 m per stage, fino ad una distanza totale pari a 50 m (Figura 3.29). Gli ultimi 50 m della galleria non vengono scavati al fine di allontanare le condizioni al contorno. In questo modo l'andamento dei cedimenti superficiali risulta più coerente con la soluzione analitica.

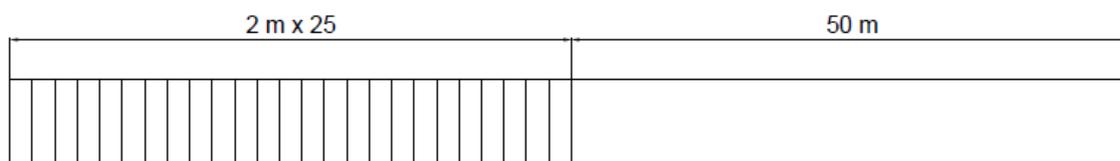
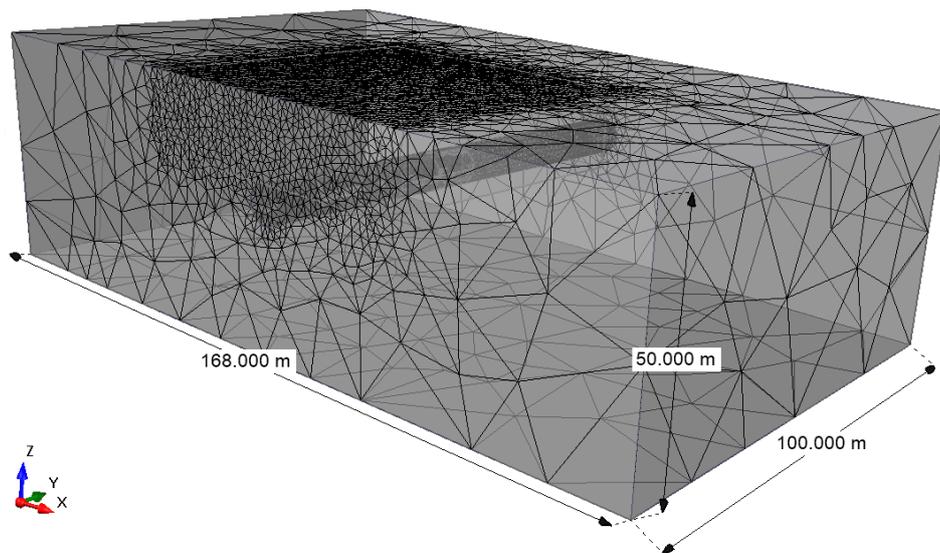


Figura 3.29 – Suddivisione della sezione longitudinale

La mesh è stata infittita nella porzione di terreno soprastante la galleria, creando una mesh uniforme di dimensioni pari a 1 m e con Offset pari a 0.5 m (Figura 3.30).



**Figura 3.30 – Modello 3D con mesh infittita in superficie**

Le condizioni al contorno applicate sono le seguenti: la faccia frontale dove viene effettuato lo scavo è vincolato solo lungo y, le facce laterali e la faccia anteriore sono vincolate lungo xy, mentre la faccia inferiore è vincolata lungo xyz.

Nella Figura 3.31 è illustrato come cambia la curva dei cedimenti superficiali con l'infittimento della mesh, è dunque evidente che è necessario infittire la mesh nell'intorno della sezione di interesse. I risultati ottenuti sono accettabili in quanto l'andamento della deformata è regolare Figura 3.31-b.

I risultati riportati nella Figura 3.31 sono estrapolati da una sezione trasversale posta a  $y = 25$  m e riferiti allo stage finale (stage 25).

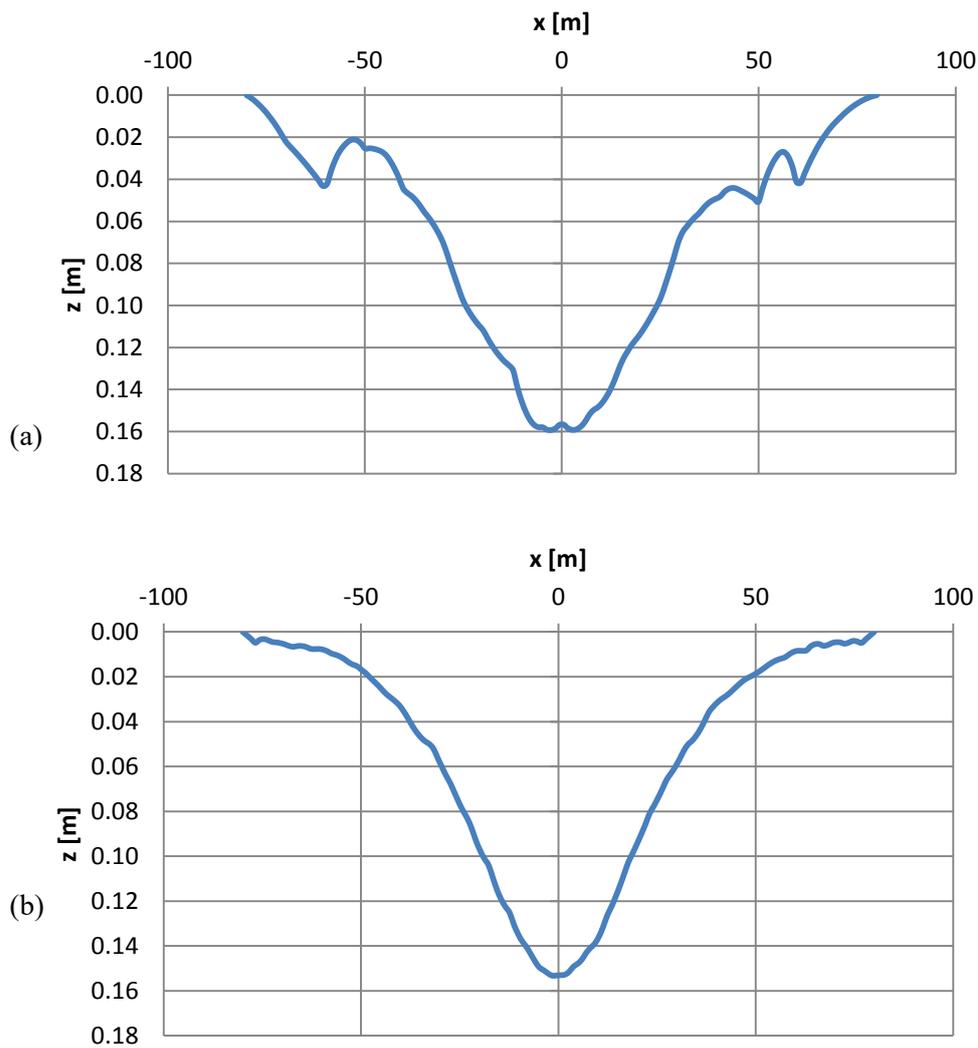


Figura 3.31 - Andamento degli spostamenti superficiali prima (a) e dopo (b) l'infittimento della mesh, sezione trasversale  $y = 25$  m, stage 25

La deformata finale ottenuta dalla simulazione 3D è riportata nella Figura 3.32.

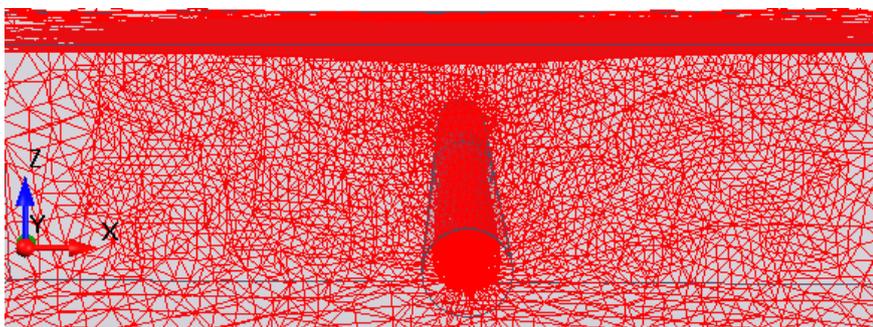


Figura 3.32 – Andamento della mesh deformata

La soluzione dei cedimenti superficiali lungo la sezione trasversale è stata confrontata con la soluzione analitica di Peck (1969):

$$S_x = S_{max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)$$

Il valore degli spostamenti massimi è stato estrapolato dall'analisi 3D ed è pari a  $S_{max} = -0.1576$  m.

$$i = k z_0 = 15$$

$K = 0.7$  (valore tipico di un argilla tenera)

$$z_0 = 20 \text{ m}$$

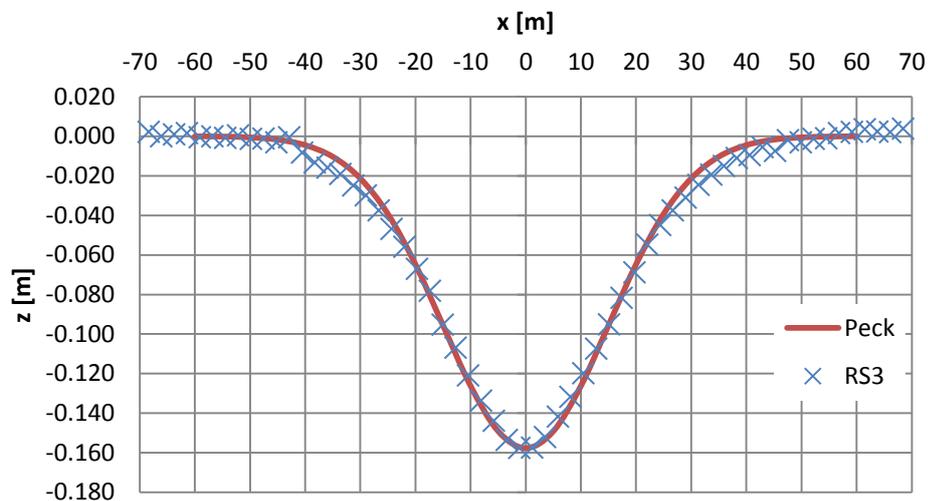


Figura 3.33 – Andamento cedimenti superficiali Peck vs Rs<sup>3</sup>

La curva dei cedimenti tarata con un  $k= 0.7$  (Figura 3.33) è molto prossima ai risultati ottenuti con RS<sup>3</sup> e pertanto la simulazione ha avuto un esito positivo.



## Capitolo 4

# Modellazione numerica 3D di una galleria in condizioni difficili

### 4.1 Introduzione

In questo capitolo sarà analizzato il caso studio di una galleria a servizio di un impianto idroelettrico scavata con esplosivo che ha manifestato comportamento spingente durante la realizzazione. L'ammasso roccioso a comportamento spingente ha caratteristiche molto scadenti e si estende dalla progressiva 2410 a 2500 m. Le centine installate presentano delle deformazioni stimate di circa il 20%. L'entità delle convergenze raggiunte e delle deformazioni del supporto suggerisce una fascia plastica molto ampia.

La situazione post scavo presenta dunque un supporto molto deformato e distorto che indica una possibile instabilità. La convergenza raggiunta è tale da dover essere necessario riprofilare lo scavo per circa il 70% della lunghezza.

### 4.2 Descrizione del caso studio

La porzione di galleria interessata dal fenomeno ha una copertura compresa tra i 350 e i 400 m. L'ammasso roccioso è stato classificato come fillite.

Per lo studio del problema non si dispone né di sondaggi geognostici né di prove in sito, gli unici dati disponibili sono le misure della convergenza e le analisi a ritroso effettuate con l'ausilio del software RS<sup>2</sup> da terze parti. La Figura 4.1 rappresenta la sezione longitudinale della galleria deformata, dove è presente l'andamento dei supporti deformati.

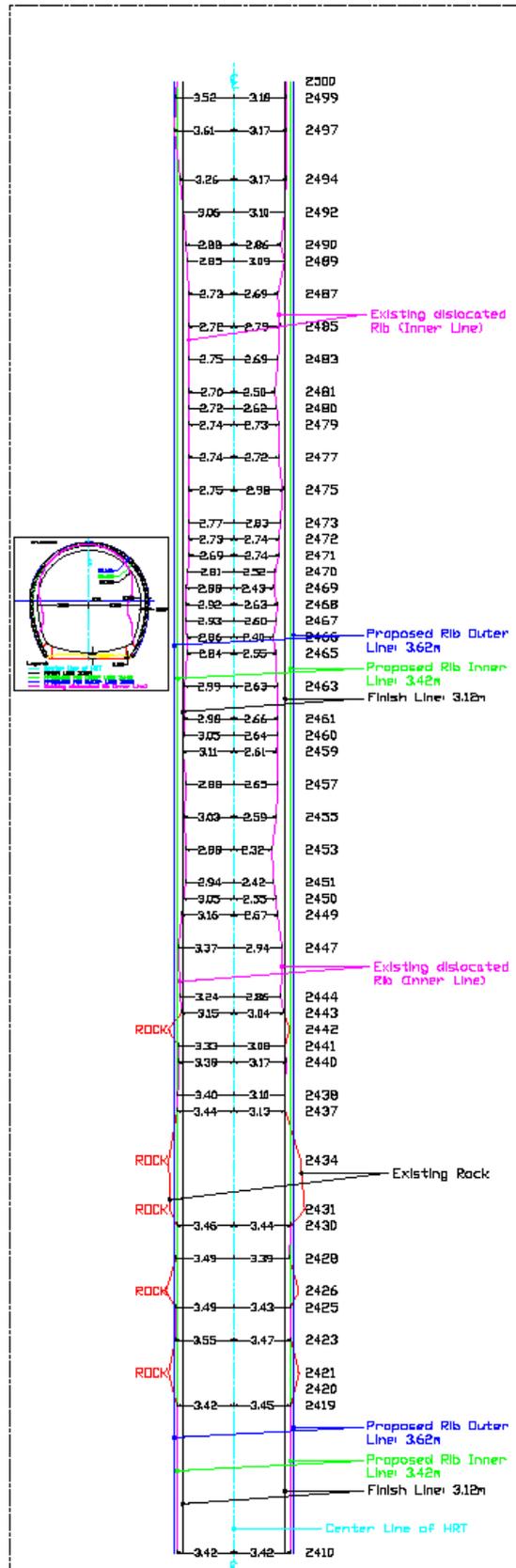


Figura 4.1 – Sezione longitudinale tunnel minerario, progressiva da 2410 a 2500. La linea più chiara rappresenta il supporto deformato (misure effettuate nel 2013)

Il tunnel è stato realizzato tramite scavo con calotta e ribasso, le caratteristiche geometriche della sezione di scavo sono rappresentate nella Figura 4.2.

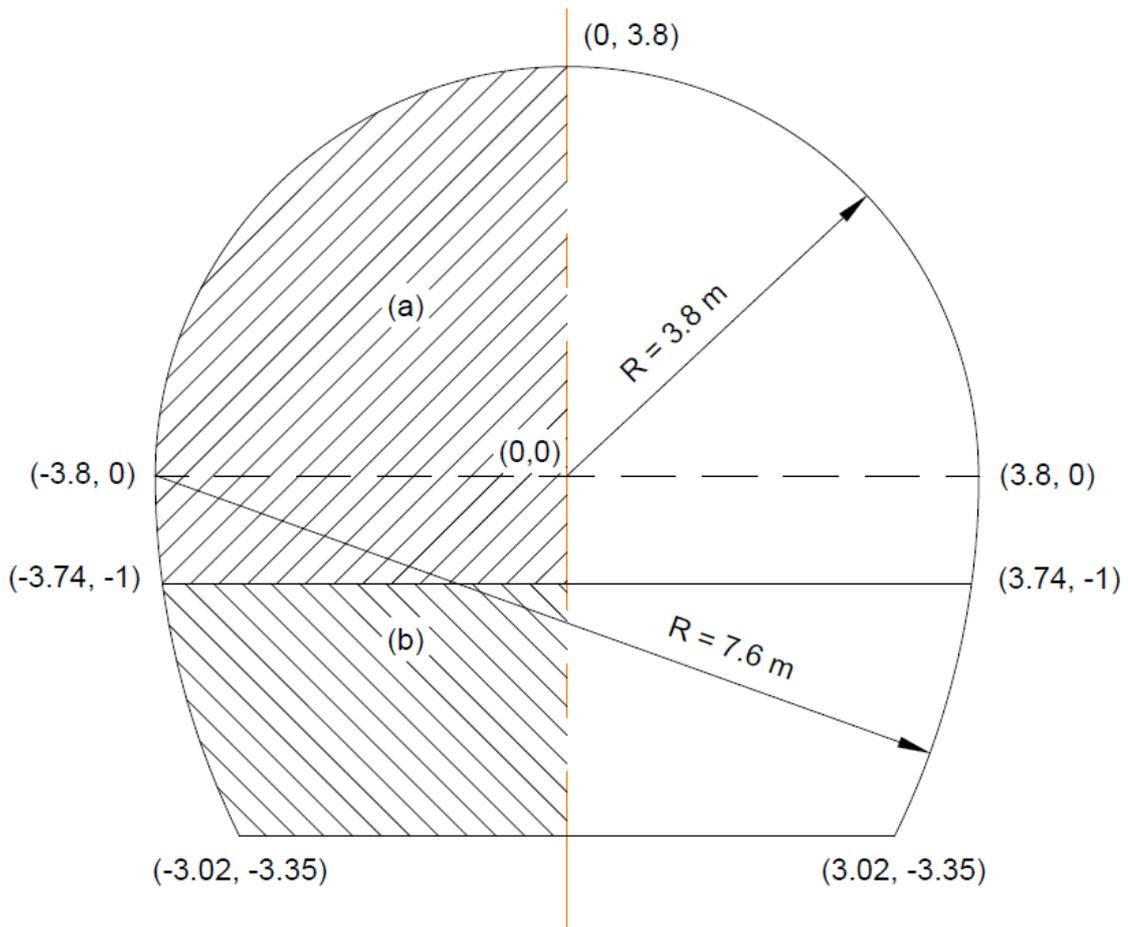


Figura 4.2 – Caratteristiche geometriche della sezione trasversale utilizzata per la costruzione del modello 2D e 3D. a) sezione di calotta, b) sezione di ribasso

Lo scavo di calotta comprende i primi 4.8 m dello scavo ed è contrassegnato con la lettera (a) nella Figura 4.2. Il ribasso è scavato a una distanza di circa 7 m dal fronte scavo della calotta ed è indicato con la lettera (b) nella Figura 4.2. Il supporto è stato applicato molto vicino al fronte, a circa 1 m.

Il supporto utilizzato è formato da centine metalliche e da calcestruzzo proiettato con le seguenti caratteristiche:

- Centine metalliche  
ISHB200 x37.3 kg/m HCC  
Area: 0.004754 m<sup>2</sup>  
Inerzia: 3.608 x 10<sup>-5</sup> m<sup>4</sup>  
Spaziatura: 1 m
- Calcestruzzo proiettato  
f<sub>cd</sub>: 30 MPa  
E: 25000 MPa  
Spessore: 0.25 m

### 4.2.1 Misure delle deformazioni nel tempo

Le misure degli spostamenti sono state effettuate in tre diverse occasioni: la prima campagna di misura ha avuto luogo il 15 Luglio 2013, la seconda il 26 Aprile 2016 e la terza il 27 Marzo 2017. Di quest'ultima le misure sono disponibili solo sotto forma grafica.

Le misure lungo le sezioni trasversali sono state eseguite rispetto alla linea SPL, lungo le direzioni chiamate LHS, RHS e Centre evidenziate nella Figura 4.3.

Le varie campagne di misura sono state riassunte sotto forma grafica e riportate nella Figura 4.7.

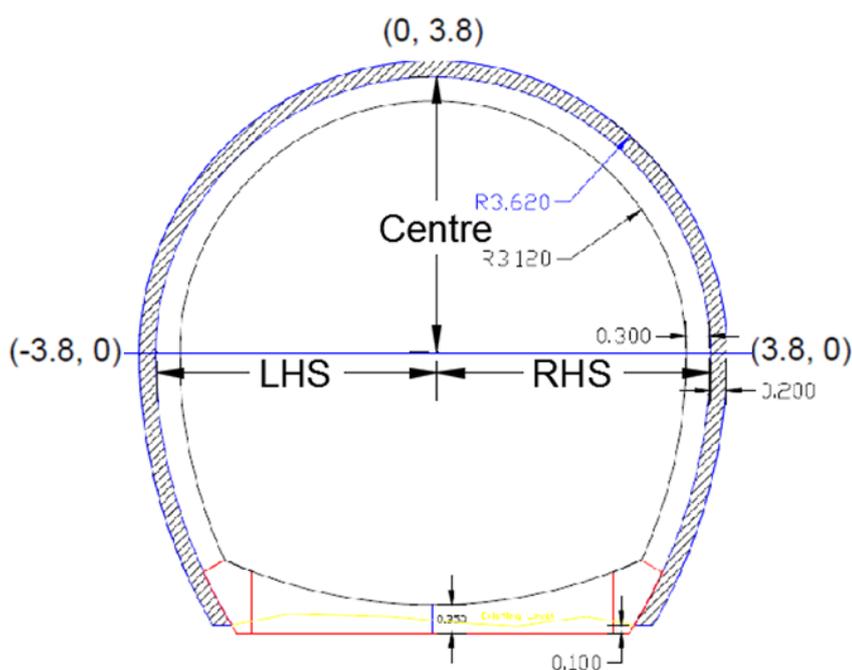


Figura 4.3 – Sezione trasversale dove sono evidenziati gli assi di misura degli spostamenti

Dalle misure degli spostamenti, riferiti a un raggio teorico del cavo  $R=3.47$  m, si evince che il comportamento deformativo del materiale non è perfettamente isotropo in quanto la deformazione in corona avviene in direzione sub-verticale facendo variare nel tempo la direzione di deformazione. Il massimo spostamento misurato in corona non corrisponde, dunque, alla massima deformazione che si troverà a una certa distanza dall'asse verticale della galleria.

Tutte le sezioni misurate presentano una tendenza a deformarsi verso il lato destro RHS a breve termine (campagna di misura 2013), mentre a lungo termine (campagna di misura 2016 e 2017) la tendenza deformativa si sposta verso il lato sinistro LHS e si verifica un'inversione degli spostamenti in corona. Nella campagna di misura effettuata nel 2017 le deformazioni vengono ulteriormente amplificate, ma non è possibile distinguere una tendenza deformativa comune a tutte le sezioni. Le misure effettuate sono riportate nella Figura 4.5.

A titolo d'esempio si esamina la sezione di misura corrispondente alla progressiva 2444.3 m, si nota che gli spostamenti misurati in corona cambiano di segno col passare del tempo, ciò è dovuto ad un'inversione della tendenza deformativa. Nel 2013 la sezione si comprime di più sul lato destro RHS, mentre nel 2016 recupera parte di spostamento sul lato destro tendendo a deformarsi verso il lato sinistro LHS, inoltre gli spostamenti più sostanziali avvengono in corona passando da 0.55 m a -0.98 m (Tabella 4.1, Figura 4.4).

	<b>2013</b>	<b>2016</b>
<b>LHS [m]</b>	0.32	0.64
<b>RHS [m]</b>	0.43	0.33
<b>CENTRE [m]</b>	0.55	-0.98

**Tabella 4.1 – Spostamenti misurati nella sezione trasversale alla progressiva 2444.3 m**

Nella Figura 4.4 sono riportate due sezioni della galleria, progressiva 2443.5 m e 2444.5 m, dove è rappresentata la deformata del supporto, la sezione del supporto definitivo che dovrà essere installato e l'area di roccia degradata, stimata durante le misure del 2013.

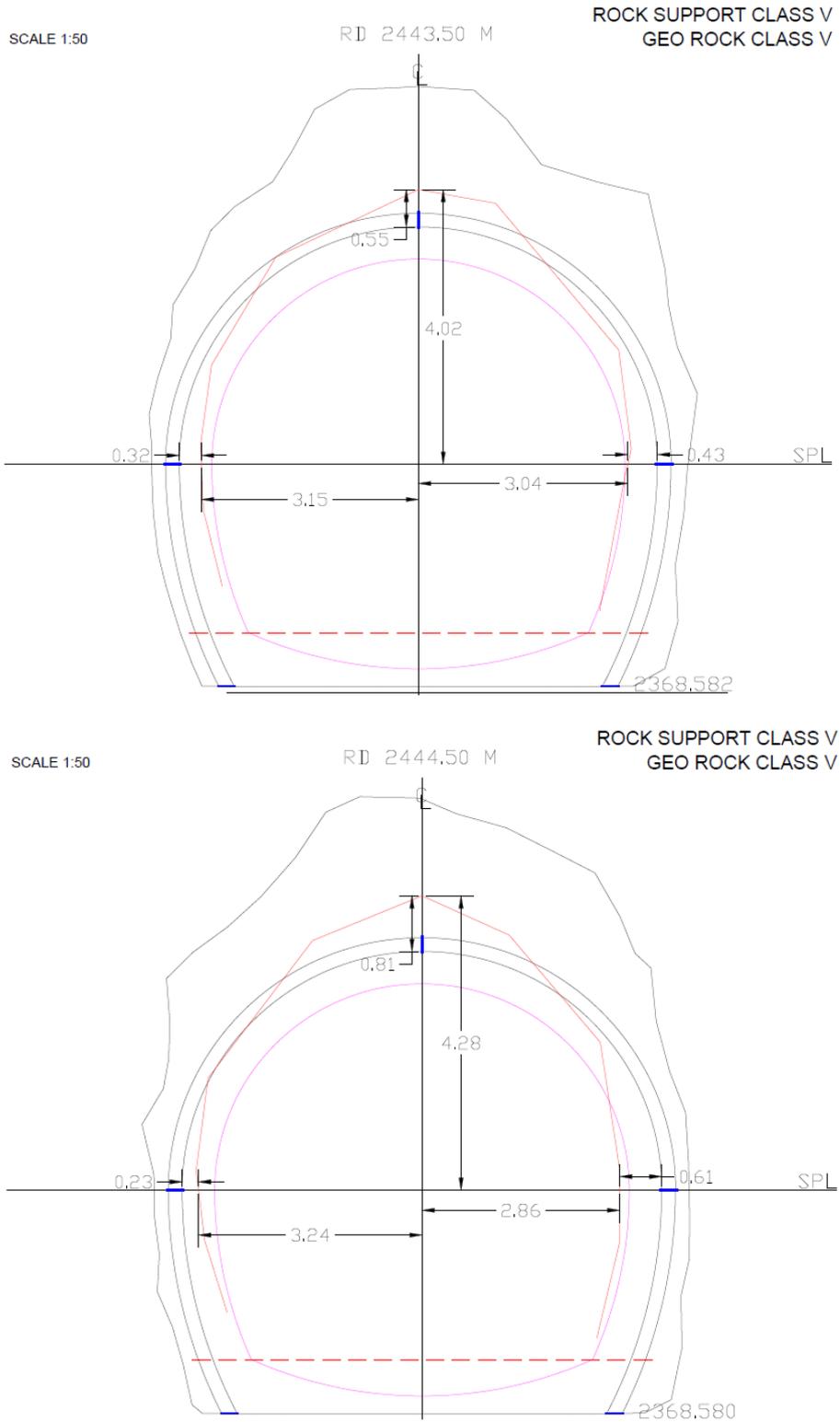


Figura 4.4 – Esempi di sezioni misurate, progressive 2443.5 e 2444.5 m

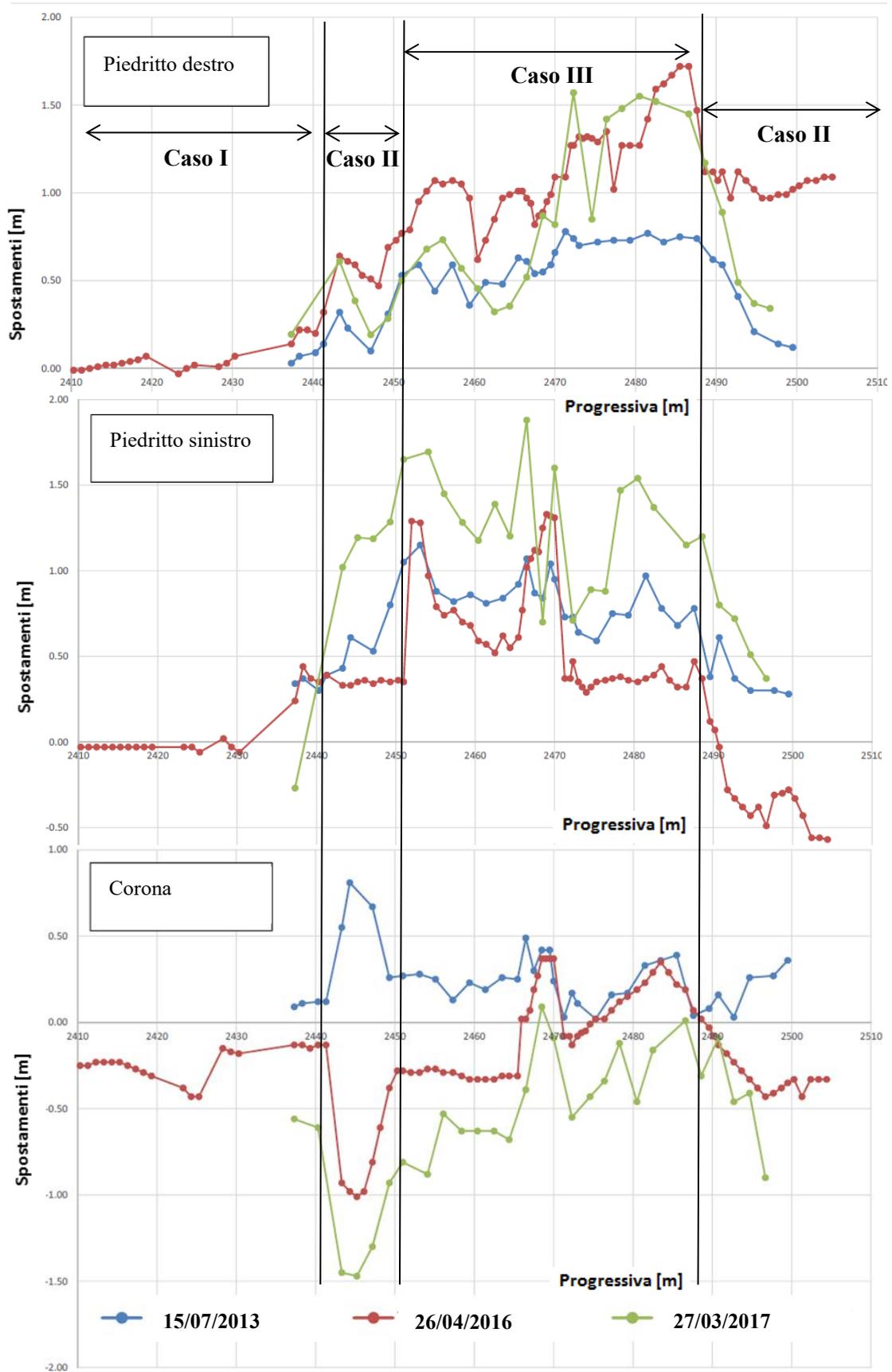


Figura 4.5 – Andamento degli spostamenti nel tempo lungo la progressive della galleria

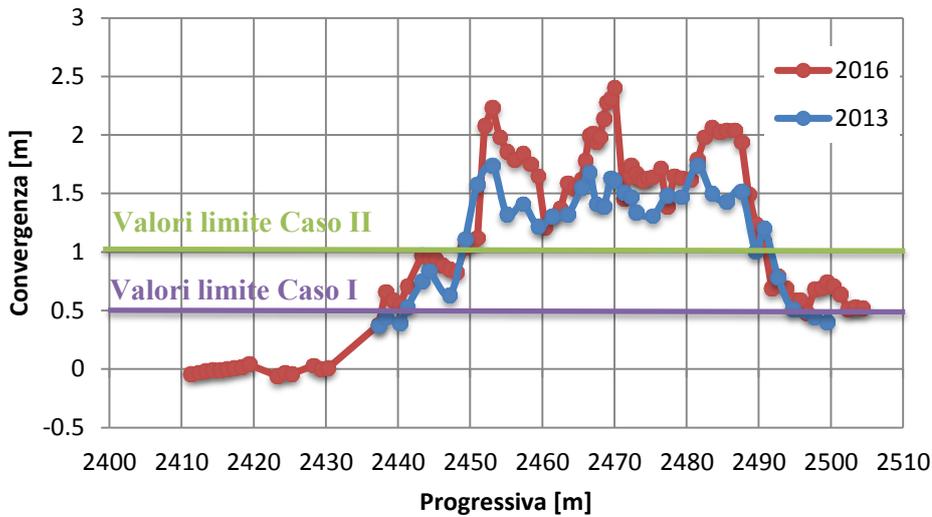


Figura 4.6 – Andamento della convergenza lungo l’asse orizzontale della galleria (SPL)

La Figura 4.6 mostra l’andamento della convergenza intesa come somma degli spostamenti lungo l’asse orizzontale della galleria (SPL). Osservando la Figura 4.6 si nota che tra le sezioni d’interesse (Caso III), alla progressiva 2451 m, la convergenza lungo l’asse orizzontale della galleria diminuisce nel tempo, passando da 1.58 m a 1.12 m, ciò fa intuire una riduzione dello stato deformativo. Tale fenomeno non interessa tutte le sezioni misurate e pertanto viene trascurato ai fini dell’analisi.

La sola misura di convergenza, lungo l’asse orizzontale, non sembra sufficiente per definire l’entità della deformazione, poiché non è detto che la convergenza su tale asse corrisponda alla convergenza massima. Di fatto, disponendo di tre punti per sezione è possibile rappresentare l’andamento della deformata tramite un arco passante per tre punti ed in questo modo rappresentare in maniera realistica l’evolversi delle deformazioni.

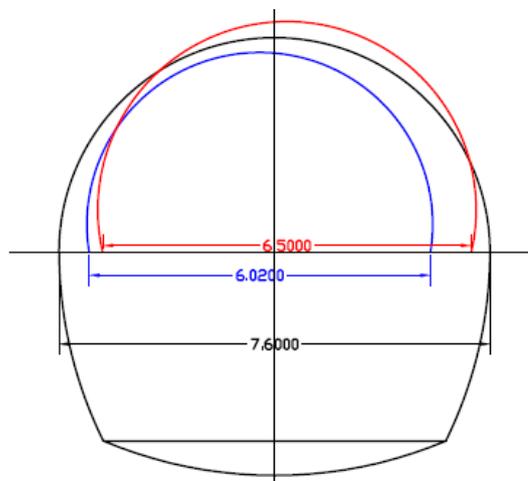


Figura 4.7 – Andamento deformativo, l’arco di ampiezza 6.02 rappresenta la deformata del 2013, l’arco di ampiezza 6.5 rappresenta la deformata del 2016

L'evoluzione della tendenza deformativa della sezione corrispondente alla progressiva 2451 m è riprodotta nella Figura 4.7. Sebbene la convergenza misurata sull'asse orizzontale diminuisca nel tempo, è evidente che la sezione di galleria risulta maggiormente deformata nell'ultima campagna di misura. Inoltre la Figura 4.7 evidenzia la forte inversione della tendenza deformativa comune a quasi tutte le sezioni del Caso III.

Dalla Figura 4.6 si evince che il fenomeno di squeezing non si è manifestato con la stessa intensità su tutte le sezioni interessate, ed è stato necessario distinguere tre casi:

- **Caso I** = assenza di supporto, ed in questo caso il comportamento spingente non si è manifestato all'interno dell'estradosso del supporto permanente. La porzione di galleria che rientra in questo caso va dalla progressiva 2410 a 2443 m.
- **Caso II** = è presente il supporto provvisorio (centine e calcestruzzo proiettato) con la presenza di squeezing all'interno dell'estradosso del supporto (assunto nell'analisi numerica pari a 0.7 m in corona e piedritti). La porzione di galleria che rientra nel Caso II va dalla progressiva 2480 a 2504 m.
- **Caso III** = è presente il supporto provvisorio (centine e calcestruzzo proiettato) con la presenza di squeezing all'interno dell'estradosso del supporto e con una grande zona fratturata (assunta nell'analisi numerica pari a 2 m in corona e 0.7 nelle pareti laterali). Il Caso III è il più gravoso e si estende dalla progressiva 2451 alla 2480 m.

	<b>Progressiva [m]</b>	<b>Convergenza [m]</b>
<b>Caso I</b>	2410 - 2443	0 - 0.5
<b>Caso II</b>	2441 - 2451; 2487 - 2504	0.5 - 1
<b>Caso III</b>	2451 - 2487	1 - 2.4

Tabella 4.2 – Suddivisione dei Casi in funzione della convergenza raggiunta a breve / medio termine

In Tabella 4.2 è riportata la suddivisione lungo la progressiva dei vari Casi, in funzione della convergenza misurata.

I Casi II e III richiedono un intervento per rimuovere il supporto deformato e riprofilare la galleria nella maniera più sicura possibile. In questa tesi sarà analizzato nel dettaglio il Caso III, in quanto risulta il più critico.

#### 4.2.2 Stato tensionale assunto nel modello bidimensionale

Il tunnel è situato a una profondità pari a 400 m e il peso specifico della fillite risulta pari a  $\gamma = 0.026 \text{ MN/m}^3$ , assumendo per semplicità un gradiente costante con la profondità, lo stato tensionale che ne deriva è riportato nella Tabella 4.3.

L'asse x e z sono rispettivamente l'asse orizzontale e verticale della sezione trasversale, mentre l'asse y è quello longitudinale.

$\sigma_x$ [MPa]	$\sigma_y$ [MPa]	$\sigma_z$ [MPa]	$K_0$	$\nu$
15.60	7.80	10.40	1.50	0.3

Tabella 4.3 – Stato tensionale in condizioni di deformazioni piane

Il coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 1.5$  rappresenta il massimo valore ottenibile che mantenga l'ammasso roccioso in campo elastico nella condizione pre - scavo. La tensione longitudinale  $\sigma_y$  è stata calcolata con l'ipotesi di deformazioni piane:  $\sigma_y = \nu(\sigma_x + \sigma_z)$ . Tale ipotesi è valida solo per le simulazioni 2D effettuate da terze parti e che verranno espone in seguito. Per le simulazioni 3D verrà rimossa l'ipotesi di deformazioni piane e la tensione longitudinale verrà posta pari alla tensione orizzontale ( $\sigma_y = \sigma_x$ ).

#### 4.2.3 Caratteristiche dei materiali Caso III assunte nel modello bidimensionale

Dagli studi precedenti di scavo in presenza di comportamento spingente e dalle considerazioni fatte da Hoek e Marinos (2000), le proprietà dell'ammasso roccioso sono rappresentate approssimativamente dai seguenti parametri: UCS = 20 MPa, GSI = 20. È stata fatta un'analisi numerica 2D, da terze parti, per verificare i parametri ipotizzati, tuttavia l'ammasso risulterebbe plasticizzato prima dello scavo. Per ottenere un ammasso in campo elastico nella fase pre - scavo, sono stati incrementati tali parametri. La combinazione UCS = 25 MPa e GSI = 25 è stata assunta come punto di partenza per l'analisi a ritroso che sarà descritta nel paragrafo successivo. I parametri geomeccanici utilizzati per l'analisi numerica bidimensionale sono riportati in Tabella 4.4.

AMMASSO ROCCIOSO					
D	$E_{rm}$ [MPa]	$m_b$	s	a	$\nu$
0	820	0.48	0.0002	0.531	0.3

AMMASSO ROCCIOSO DEGRADATO					
D	$E_{rm}$ [MPa]	$m_b$	s	a	$\nu$
0.5	480	0.20	0.00004540	0.531	0.2

Tabella 4.4 – Parametri geomeccanici Caso III, utilizzati nelle simulazioni 2D

I parametri di Hoek & Brown sono stati ricavati assumendo per la roccia intatta GSI = 25, UCS=25 MPa,  $m_i = 7$ . Il modulo di Young è stato calcolato tramite il Modulus Ratio  $M_r = 550$  (tipico della fillite). Per l'analisi è stato assunto un comportamento elastico perfettamente plastico. I parametri geomeccanici relativi all'ammasso roccioso degradato vengono utilizzati per simulare l'effetto a lungo termine.

Al fine di verificare la bontà della scelta dei parametri geomeccanici utilizzati per l'analisi 2D, svolta da terze parti, sono stati ricercati in letteratura i valori tipici di ammasso

roccioso fillitico. Incrociando i dati presentati da Hanssen (1988); Hoek and Brown (1980), Hoek et al. (1992), Asghar et al. (2017), è stata redatta una tabella riassuntiva, che presenta il range dei parametri tipici della fillite (Tabella 4.5).

Fillite metamorfica	$E_{rm}$ [MPa]	$G_{rm}$ [MPa]	$\nu$	UCS [MPa]	$m_i$
	400 - 1300	150 - 480	0.30 - 0.37	7 - 75	24

**Tabella 4.5 – Parametri geomeccanici tipici della fillite metamorfica**

Come si può notare i valori utilizzati per lo studio bidimensionale (Tabella 4.4) rientrano nei range caratteristici (Tabella 4.5).

### 4.3 Modellazione 2D

Le analisi 2D effettuate, da terze parti, tramite il software RS<sup>2</sup> sono state eseguite ipotizzando lo stato deformativo piano. Poichè il problema analizzato è riferito principalmente al supporto deformato, è importante tener conto delle deformazioni longitudinali (LDP) che sono state stimate con la formulazione di Vlachopoulos e Diederichs (2009).

In prima battuta è stata eseguita un'analisi senza supporto (con almeno dieci stage) variando la pressione interna dovuta all'avanzamento del fronte. Quest'analisi ci fornisce l'entità del raggio plastico ( $R_p$ ) e della massima deformazione ( $u_{max}$ ) allo stage finale, che rappresenta la condizione di deformazione a breve termine lontano dal fronte scavo.

Tramite i valori del raggio plastico e della deformazione massima, ottenuti dall'analisi senza supporto, è stato possibile creare il profilo delle deformazioni longitudinali (con  $u$  variabile al variare della pressione interna  $p_0$ ) per identificare lo stage al quale viene installato il supporto. Il supporto viene installato ad una distanza  $X = 1$  m che corrisponde ad un dato valore di  $u$  da formula Vlachopoulos e Diederichs (imponendo una  $u_{max}$  pari al massimo spostamento misurato durante il rilievo).

A questo punto è possibile utilizzare un modello che include il supporto per analizzare lo stato tenso - deformativo.

#### 4.3.1 Analisi a ritroso

Lo scopo dell'analisi a ritroso è quello di confermare la validità dei parametri geomeccanici ipotizzati, facendo coincidere le deformazioni medie misurate in situ con i risultati dell'analisi numerica.

Dopo aver confermato i parametri geomeccanici ipotizzati, l'obiettivo è quello di individuare gli stage ai quali vengono installati i supporti. Ricordiamo che il supporto della

calotta viene installato ad una distanza  $X = 1$  m dal fronte, mentre il supporto del ribasso viene installato a circa 7 m dal fronte della calotta.

La calotta non è circolare, quindi viene utilizzato un raggio equivalente pari a 2.5 m e centrato a 1.5 m sopra l'asse del tunnel.

#### 4.3.1.1 Analisi senza supporto (Caso III)

I risultati ottenuti da quest'analisi per  $X = 1$  m e  $X = 7$  m sono sintetizzati nella Tabella 4.6 e nella Tabella 4.7. I massimi spostamenti e l'estensione della fascia plastica sono mostrate nella Figura 4.8.

<b>Analisi per determinare lo stage al quale installare il supporto</b>				
<b>Condizioni: UCS 25, GSI 25, <math>k=1.5</math>, Profondità = 400m</b>				
Distanza del supporto dal fronte $X(m)$	Raggio del tunnel $R_t (m)$	$X/R_t$	Da Vlachopoulos & Diederichs (2009) $u/u_{max}$	Spostamenti a $X$ dal fronte $u(m)$
1	2.5	0.4	0.25	0.5
Raggio fascia plastica $R_p (m)$	Raggio del tunnel $R_t (m)$	$R_p/R_t$		
<b>18</b>	2.5	7.2		
Spostamento massimo $u_{max} (m)$				<b>Raggiunto allo stage</b>
<b>2.0 (in corona)</b>				<b>4</b>

Tabella 4.6 – Dati di input formulazione Vlachopoulos e Diederichs per una distanza  $x = 1$  m dal fronte

Il supporto in calotta viene installato allo Stage 5, a cui corrisponde a uno spostamento di 0.5 m.

<b>Analisi per determinare lo stage al quale installare il supporto</b>				
<b>Condizioni: UCS 25, GSI 25, k=1.5, Profondità = 400m</b>				
Distanza del supporto dal fronte X(m)	Raggio del tunnel $R_t$ (m)	$X/R_t$	Da Vlachopoulos & Diederichs (2009) $u/u_{max}$	Spostamenti a X dal fronte u(m)
7	2.5	2.8	0.51	1.02
Raggio fascia plastica $R_p$ (m)	Raggio del tunnel $R_t$ (m)	$R_p/R_t$		
<b>18.0 (av)</b>	2.5	7.2		
Spostamento massimo $u_{max}$ (m)				<b>Raggiunto allo stage</b>
<b>2.0 (in corona)</b>				<b>7</b>

Tabella 4.7 - Dati di input formulazione Vlachopoulos e Diederichs per una distanza  $x = 7$  m dal fronte

Il supporto dell'arco rovescio è quindi installato allo stage 8 a cui corrisponde uno spostamento di 1.02 m.

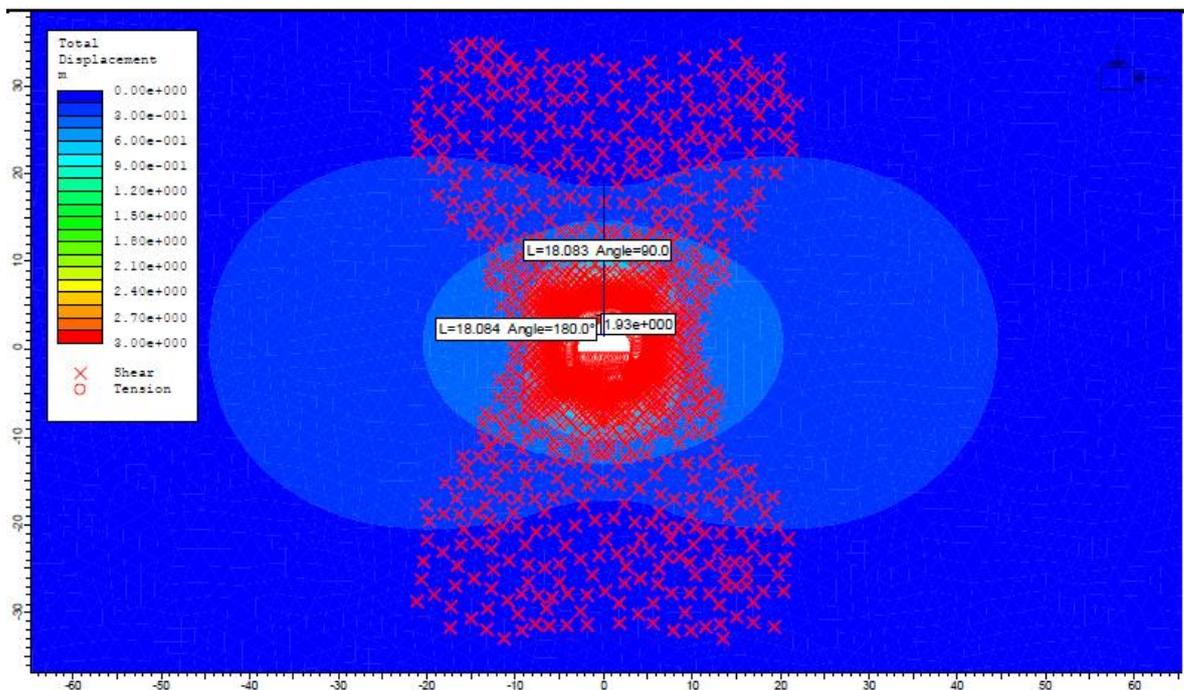


Figura 4.8 – Spostamenti totali ed estensione della fascia plastica

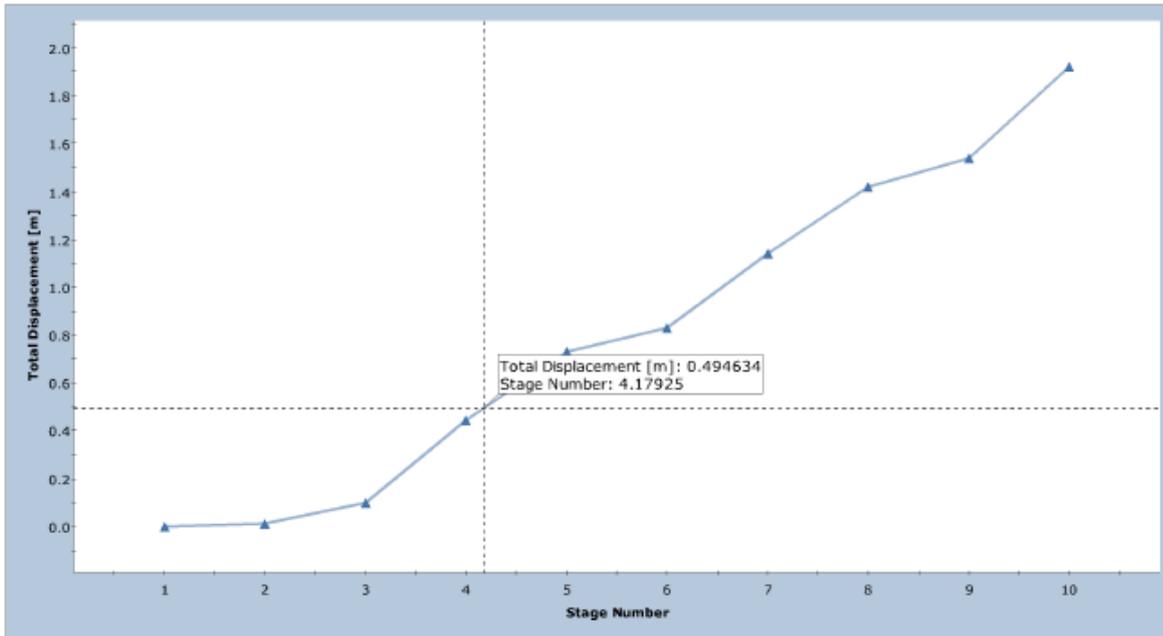


Figura 4.9 – Andamento delle deformazioni totali in ogni stage, intercettato il valore di spostamento corrispondente a  $x = 1$  m

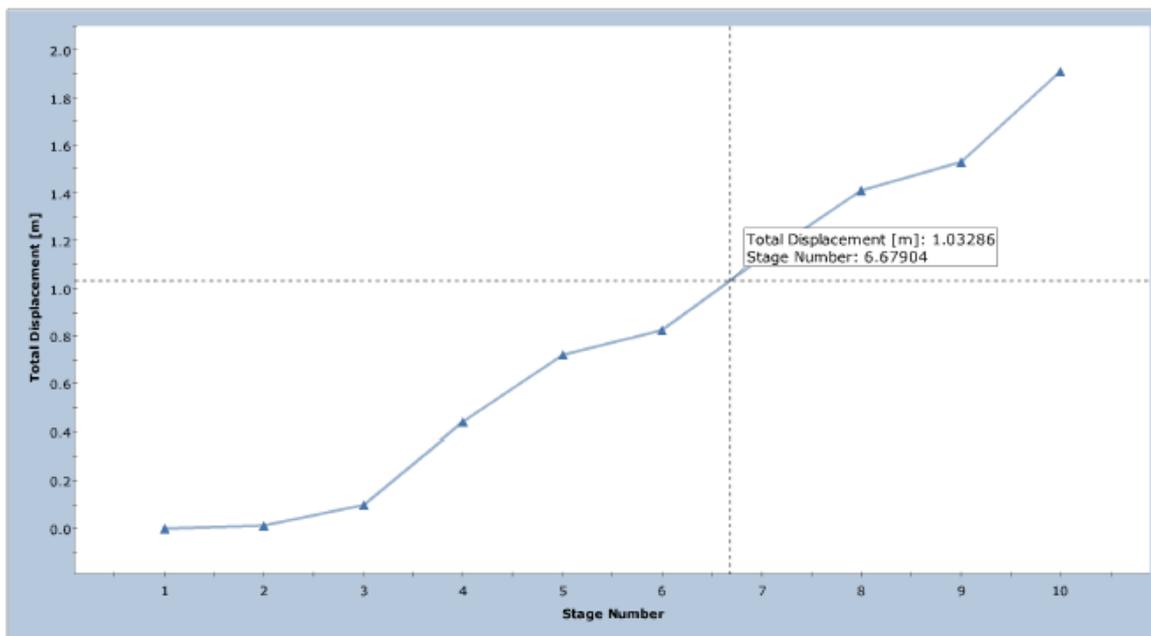


Figura 4.10 - Andamento delle deformazioni totali in ogni stage, intercettato il valore di spostamento corrispondente a  $x = 7$  m

Le Figure 4.9 e 4.10 mostrano l'intercetta del valore di spostamento target rispetto al numero di stage.

### 4.3.1.2 Analisi con supporto

Gli spostamenti totali e la deformata allo stage finale (stage 10) sono rappresentati nella Figura 4.11.

L'entità degli spostamenti ottenuti e la forma della fascia plastica rappresentano in maniera ragionevole, ma non del tutto precisa, i dati raccolti durante le campagne di misura per il Caso III.

La zona di roccia degradata è approssimativamente lunga 2 m in corona e 0.7 m ai piedritti. I parametri geomeccanici  $UCS = 25$ ,  $GSI = 25$ ,  $k = 1.5$  sono considerati ragionevoli per procedere allo studio degli interventi necessari per ripristinare la forma della galleria e installare il supporto definitivo.

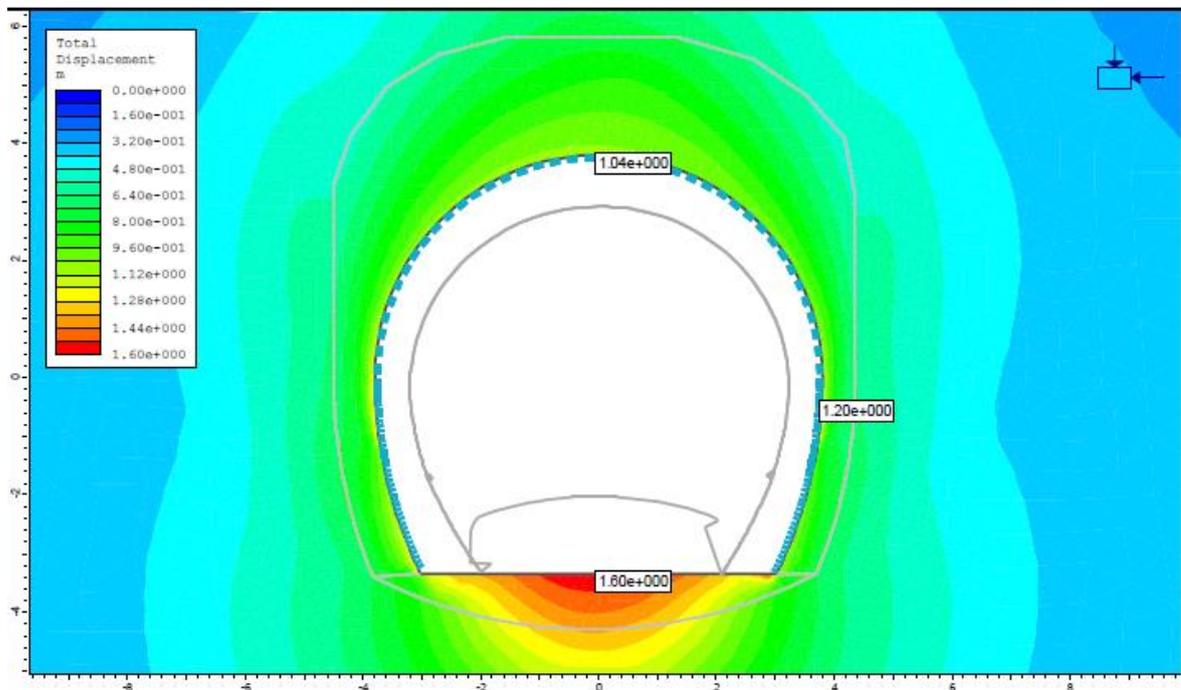


Figura 4.11 – Spostamenti totali e deformata della galleria. Caso III con supporto

Il modello indica un rigonfiamento dell'arco rovescio pari a 1.6 m. Non si hanno informazioni sulle deformazioni dell'arco rovescio, ma le foto suggeriscono un arco rovescio molto disturbato. In generale nei modelli FEM il fenomeno del rigonfiamento del materiale è spesso sovrastimato.

Le forze e i momenti agente nel supporto sono sufficienti a plasticizzarlo sia in corona che ai piedritti.

## 4.4 Modellazione 3D tramite RS<sup>3</sup>, Caso III

Con l'ausilio del software RS<sup>3</sup> non è necessario effettuare un'analisi a ritroso per determinare in quale fase inserire il supporto, in quanto il modello tridimensionale è in

grado di simulare in maniera diretta le fasi di avanzamento scavo. In questo paragrafo è preso in esame il Caso III, che rappresenta la condizione più sfavorevole.

Le analisi tridimensionali sono state eseguite con la versione di RS<sup>3</sup> 2.012 su una macchina con Processore Intel® Core™ i7-4710HQ (6M Cache, 3.50 GHz) e 16 GB di Ram DDR3.

#### 4.4.1 Quadro procedurale

Si procederà a una convalida dei risultati ottenuti da terze parti. In caso di ammassi rocciosi spingenti, l'ipotesi di deformazioni piane induce errori non trascurabili in campo tenso - deformativo (vedi 2D vs 3D 1.2.1). Pertanto i parametri ricavati da un'analisi a ritroso piana, non sono da considerarsi attendibili. Utilizzando gli stessi parametri in un'analisi tridimensionale, ci si aspetta deformazioni maggiori. Nella Figura 4.12 è riportata la mappa concettuale che riassume la procedura utilizzata per l'analisi del caso studio. S'interpreteranno nuovamente le campagne di misura, ricavando una legge dipendente dal tempo che sarà utilizzata per tarare i parametri dell'analisi 3D.

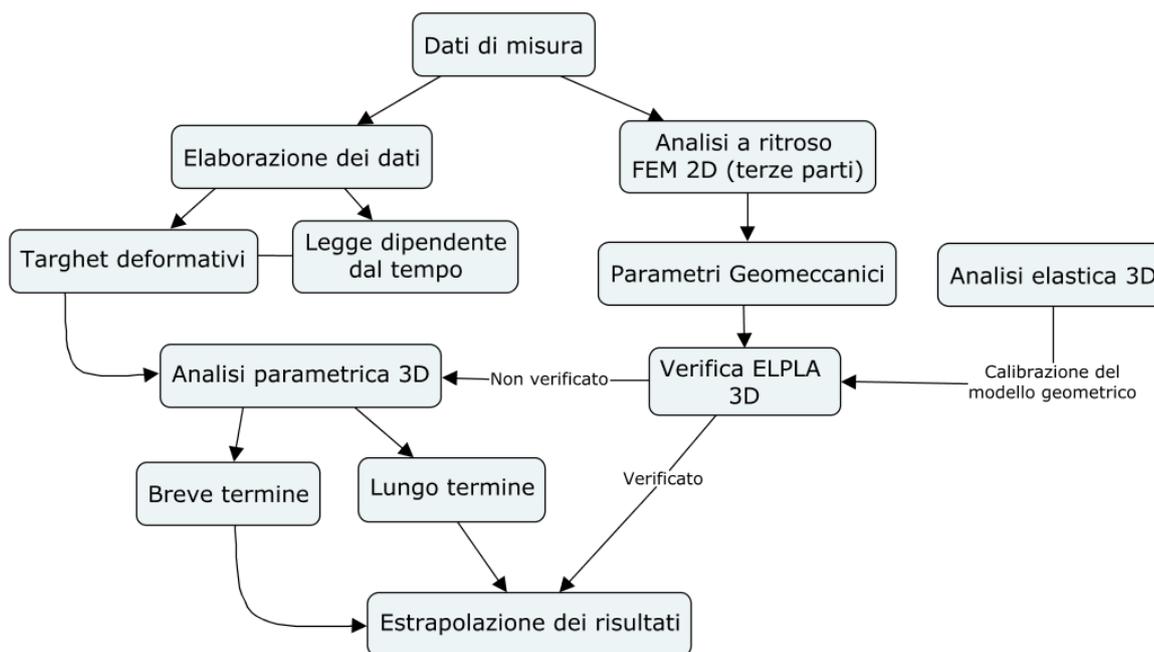


Figura 4.12 – Diagramma di flusso della procedura di analisi adottata

#### 4.4.2 Analisi dei dati e interpolazione della funzione dipendente dal tempo

I dati a disposizione per lo studio per problema riguardano le misure di convergenza delle campagne del 2013 e del 2016, trattate nel paragrafo 4.2.1.

La campagna di misura del 2013 è stata eseguita pochi giorni dopo il completamento dello scavo, pertanto ipotizzando un avanzamento di circa 1 m al giorno è corretto attribuire al

tempo  $t_1$ , corrispondente alla prima campagna di misura, un valore pari a 50 giorni. Di conseguenza il tempo  $t_2$ , per la campagna di misura del 2016, sarà pari a 1220 giorni (Tabella 4.8).

15/07/2013	26/04/2016
$t_1$ [giorni]	$t_2$ [giorni]
50	1220

Tabella 4.8 – Giorni di distanza dallo scavo della sezione media e le campagne di misura

Nella Figura 4.13 è riportato l'andamento della convergenza, per ogni sezione della progressiva, misurato lungo l'asse orizzontale della galleria (SPL) in funzione del tempo.

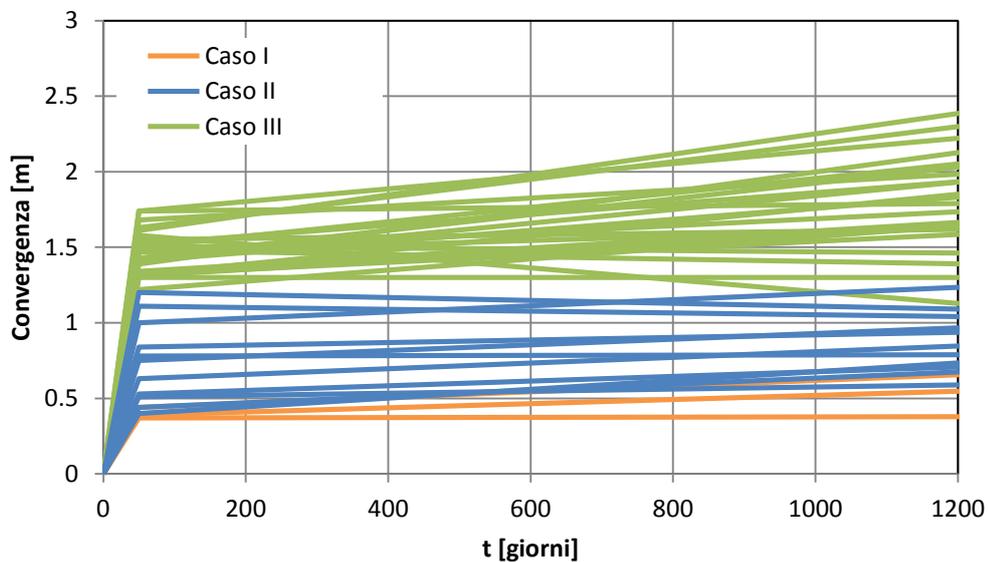


Figura 4.13 – Andamento della convergenza in funzione del tempo per ogni sezione misurata

Prendendo in considerazione il solo Caso III, vengono aggiunti i dati relativi alla terza campagna di misura ricavati per via grafica. Gli intervalli temporali sono quindi riportati nella Tabella 4.9.

15/07/2013	26/04/2016	27/03/2017
$t_1$ [giorni]	$t_2$ [giorni]	$t_3$ [giorni]
50	1220	1555

Tabella 4.9 – Tempi in giorni relativi alle tre campagne di misura

Le misure di convergenza vengono interpolate con una funzione logaritmica (Figura 4.14), tale funzione rappresenta la legge deformativa a lungo termine funzione del tempo.

$$\text{Convergenza} = 0.1748 \ln(t) + 0.7758$$

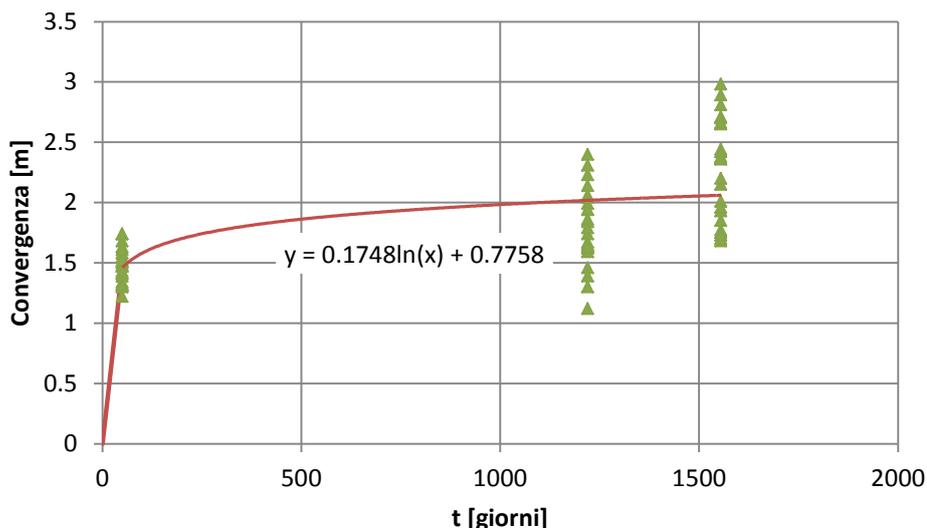


Figura 4.14 – Andamento della convergenza in funzione del tempo, Caso III

Con l'equazione analitica della convergenza è possibile calcolare i valori della convergenza a qualsiasi istante di tempo. Nella Tabella 4.10 sono riportati i valori delle convergenze  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  ai rispettivi tempi  $t_1$ ,  $t_2$ ,  $t_3$ . Il nuovo target deformativo da raggiungere a breve termine è rappresentato da  $C_1/2$  ed è pari ad uno spostamento di 0.73 m al piedritto.

15/07/2013	26/04/2016	27/03/2017
$t_1$ [giorni]	$t_2$ [giorni]	$t_3$ [giorni]
50	1220	1555
$C_1$ [m]	$C_2$ [m]	$C_3$ [m]
1.460	2.018	2.060

Tabella 4.10 – Convergenze ricavate con la funzione interpolante ai tempi  $t_1$ ,  $t_2$ ,  $t_3$

#### 4.4.3 Geometria del modello 3D

Si è scelto di realizzare un modello che sfrutta la simmetria assiale della geometria del problema, al fine di risparmiare elementi, accelerando la fase di calcolo. Il modello geometrico è alto 160 m (16 volte il diametro), largo 80 m (8 volte il diametro) ed esteso per 64 m in direzione longitudinale (8 volte il diametro), tale geometria è riportata nella Figura 4.15. Il modello presenta 640000 elementi, 108000 nodi e 45 stage di scavo. Il tempo richiesto per ogni simulazione è di circa novanta ore.

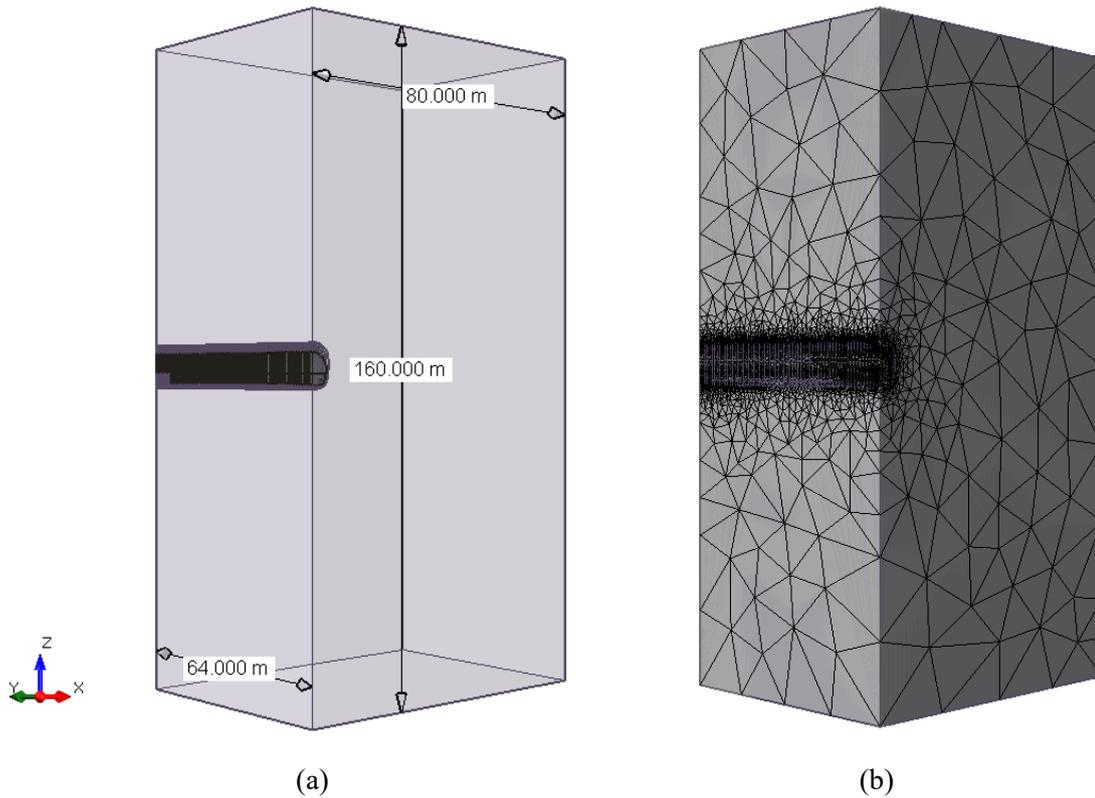


Figura 4.15 – Geometria modello 3D Caso III, a) geometria con misure, b) mesh 3D di 640000 elementi

Non è più valida l'ipotesi di deformazioni piane, di conseguenza viene assunto un  $k_0$  isotropo, da cui ne deriva lo stato tensionale riportato in Tabella 4.11.

$\sigma_x$ [MPa]	$\sigma_y$ [MPa]	$\sigma_z$ [MPa]	$K_0$
15.60	15.60	10.40	1.50

Tabella 4.11 – Stato tensionale 3D

La sezione longitudinale del modello è stata suddivisa secondo lo schema riportato nella Figura 4.16 in modo tale da infittire gradualmente la mesh e allontanare la sezione di interesse dalle condizioni al contorno. Lo sfondo viene fatto variare progressivamente da 4 m a 2 m ed in fine a 1 m, la porzione rappresentativa del modello è quella con sfondi di 1 m, in quanto rappresenta in maniera realistica la variazione tenso – deformativa dovuta allo scavo.

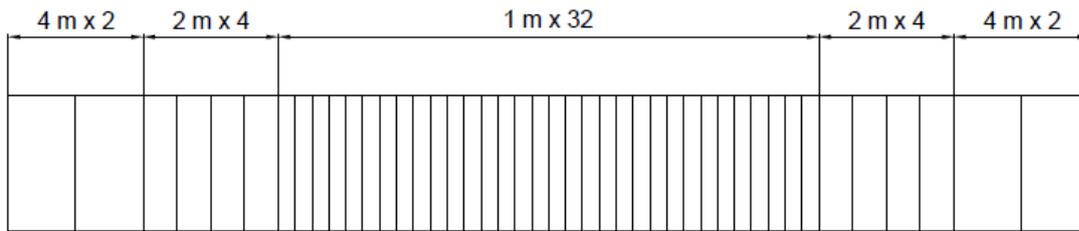


Figura 4.16 – Andamento degli sfondi per stage di stavo

Nella Figura 4.17 sono distinte le parti che costituiscono la sezione trasversale del modello tridimensionale. Il ribasso viene realizzato ad una distanza pari a 7 m dal fronte scavo e l'installazione del rivestimento avviene nel medesimo stage. Il supporto provvisorio in calotta è installato a 1 m di distanza dal fronte scavo (Figura 4.18).

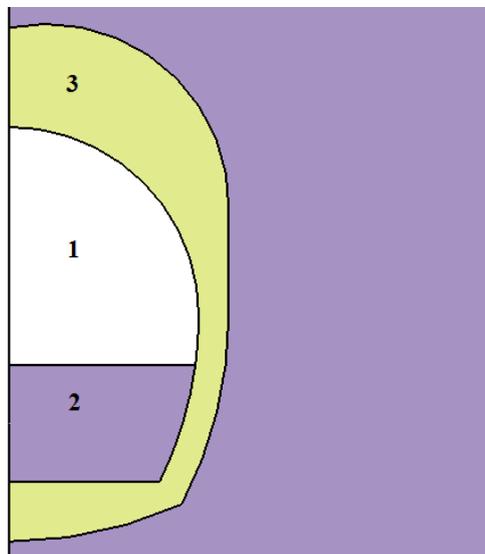


Figura 4.17 - Sezione trasversale del modello 3D. 1) sezione di scavo calotta, 2) sezione di scavo ribasso, 3) porzione di ammasso roccioso che si degrada nel tempo

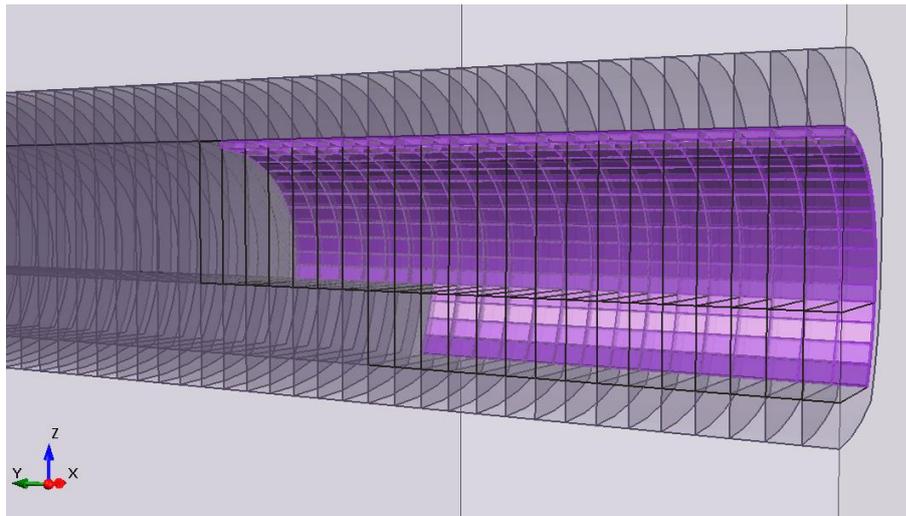


Figura 4.18 – Installazione del supporto provvisorio

Le condizioni al contorno utilizzate sono le seguenti:

La facci anteriore e la faccia posteriore del modello vengono vincolate lungo l'asse y, mentre il piano di simmetria viene vincolato lungo l'asse x e i restanti piani vengono vincolati lungo xyz (Figura 4.19).

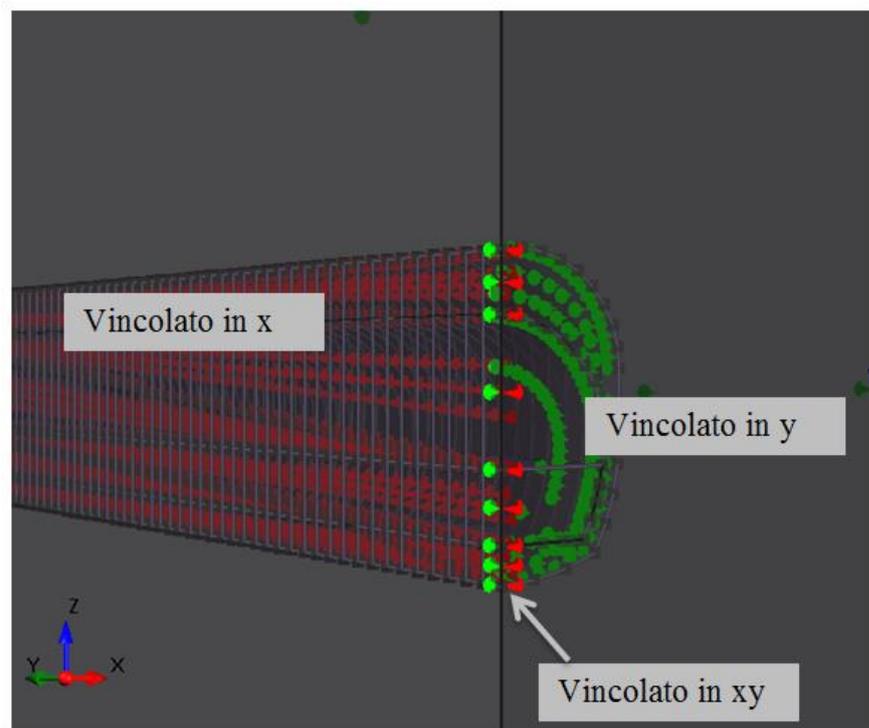


Figura 4.19 – Condizioni al contorno

#### 4.4.4 Analisi elastica

Lo scopo dell'analisi elastica è verificare la corretta costruzione del modello e la corretta assegnazione delle condizioni al contorno. Inoltre grazie allo “strenght factor” si riesce a stimare l'entità della fascia plastica, al fine di migliorare la mesh dove ci si aspetta un maggior gradiente deformativo. Di seguito verranno riportati e commentati i risultati di tale analisi. Nel modello è presente il supporto, ma non è presente la degradazione del materiale, condizione di lungo termine.

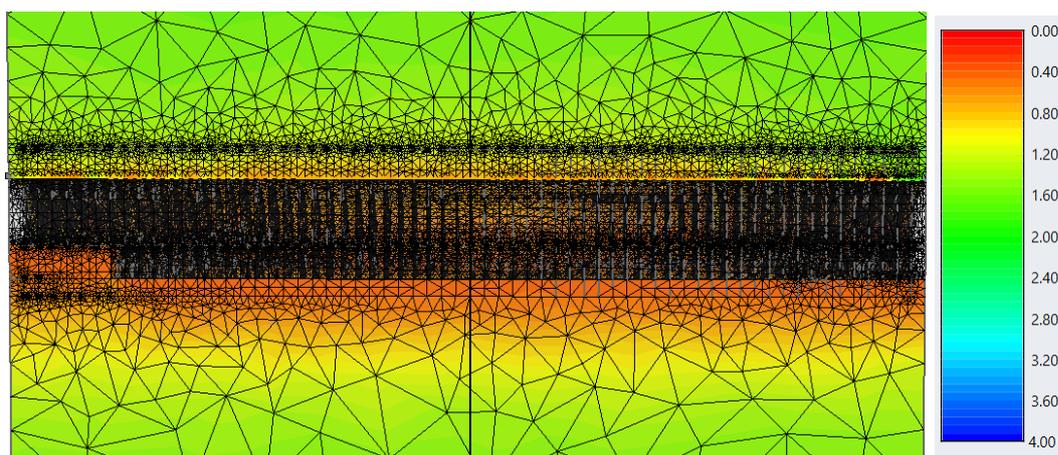


Figura 4.20 – Andamento della mesh sezione longitudinale confrontato con lo strenght factor

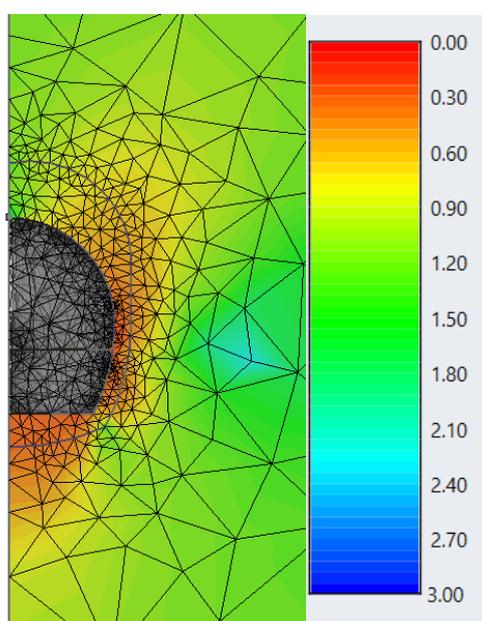


Figura 4.21 – Andamento della mesh sezione trasversale confrontato con lo strenght factor

Dalle Figura 4.20 e 4.21 si evince che la mesh utilizzata è idonea a rappresentare il grande gradiente deformativo che si svilupperà nella fascia plastica.

Interessante osservare nella Figura 4.22 come si evolvono gli spostamenti totali indotti dallo scavo di un singolo sfondo di 1 metro (stage 25 riferito allo stage 24). È evidente

come lo scavo di una singola sezione influenzi maggiormente la parte di materiale antistante il fronte scavo in calotta e la porzione prossima allo scavo del ribasso.

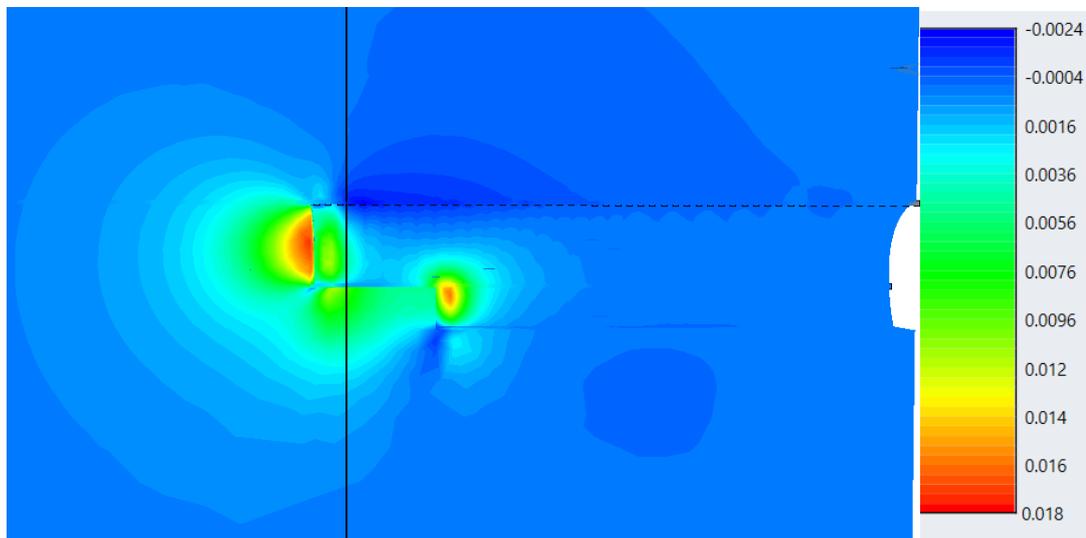


Figura 4.22 – Spostamenti totali, stage 25 (risultati riferiti allo stage 24)

#### 4.4.5 Analisi elastoplastica

È necessario validare i parametri geomeccanici stimati dall'analisi numerica piana (da terze parti), e in caso i risultati non combacino, si effettuerà un'analisi parametrica per il calcolo dei nuovi parametri. Per quanto detto nel capitolo 1.2.1 ci si aspetta dei risultati diversi dall'analisi tridimensionale rispetto a quella piana.

##### 4.4.5.1 Validazione dei parametri geomeccanici 2D

Le caratteristiche geometriche e i parametri geomeccanici utilizzati sono quelli riportati nel paragrafo 4.4.3.

Al fine di evidenziare quanto la variazione di tensione longitudinale iniziale influenzi i risultati rispetto agli effetti tridimensionali, saranno effettuate due simulazioni, facendo variare la tensione longitudinale iniziale (Tabella 4.12). Nella prima simulazione, chiamata Modello 6, si considera un  $K_0$  isotropo e quindi una tensione longitudinale pari a  $\sigma_y = \sigma_x = 15.6$  MPa. Nella seconda simulazione, chiamata Modello 7, viene utilizzato lo stesso campo tensionale del caso piano, con una tensione longitudinale pari a  $\sigma_y = 7.8$  MPa [ $\sigma_y = \nu(\sigma_x + \sigma_z)$ ].

	Modello 6	Modello 7
$\sigma_y$ [MPa]	15.6	7.8

Tabella 4.12 – Differenza tensionale tra il Modello 6 ed il Modello 7

I valori degli spostamenti estrapolati in mezzeria del modello (dove è raggiunta la condizione stazionaria) sono confrontati con gli spostamenti ottenuti dalla simulazione 2D (Tabella 4.13).

	RS <sup>3</sup>		RS <sup>2</sup>
	Modello 6	Modello 7	
u-Corona [m]	0.60	0.57	1.05
u-Piedritto [m]	0.98	0.90	0.88

Tabella 4.13 – Confronto tra Modello 6, Modello 7 e modello 2D

Nell’analisi tridimensionale il materiale non è stato degradato, al contrario dell’analisi 2D. Gli spostamenti in corona nell’analisi 2D risultano eccessivi rispetto agli spostamenti misurati durante le campagne di misura, mentre risultano più congruenti quelli estrapolati dall’analisi tridimensionale. Gli spostamenti al piedritto sono maggiori nell’analisi 3D nonostante il materiale non sia stato ancora degradato, ciò conferma quanto detto nel paragrafo 1.2.1, ovvero che nelle analisi 3D ci si aspetta deformazioni maggiori.

Confrontando i risultati in Tabella 4.13 si evidenzia che lo stato tensionale longitudinale influenza leggermente l’entità delle deformazioni. Lo scostamento dai risultati bidimensionali è dunque da attribuirsi quasi interamente agli effetti 3D.

Nella Figura 4.23 è rappresentato il campo vettoriale degli spostamenti allo Stage 25, è evidente come il campo degli spostamenti sia più fitto in corona e nella parte sottostante al piedritto successiva allo scavo dell’arco rovescio.

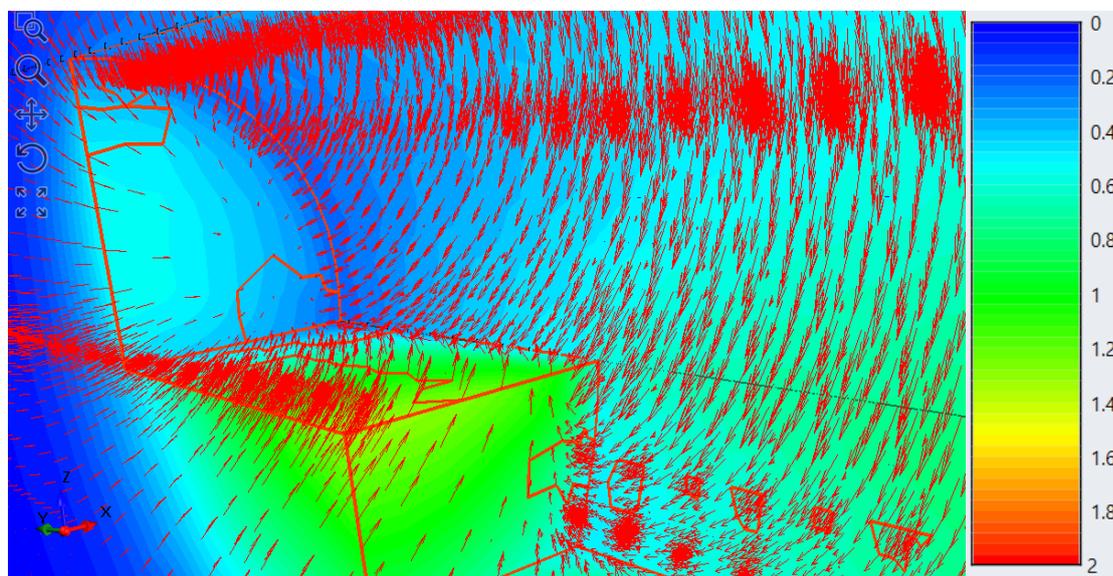


Figura 4.23 – Spostamenti totali in prossimità del fronte scavo con vettori di spostamento, stage 25

#### 4.4.5.2 Analisi parametrica a breve termine

Poiché i parametri ipotizzati nell'analisi piana non soddisfano i target deformativi, è necessario effettuare una un'analisi parametrica. Si effettueranno diverse simulazioni per ricavare il valore del modulo elastico dell'ammasso  $E_{rm}$  che faccia coincidere gli spostamenti del modello con gli spostamenti target. Si è scelto di far variare il solo modulo elastico in quanto la forma della deformata è rappresentativa del problema in esame. Il target deformativo, a breve termine, per il piedritto è dato dalla formulazione della convergenza (paragrafo 4.4.2) calcolata a  $t_1$  e divisa per due, mentre per la corona è dato dalla sola media dei valori della prima campagna di misura. I parametri geomeccanici ricavati sono riportati nella Tabella 4.14, i valori di spostamento target e i risultati ottenuti dall'analisi parametrica sono riportati nella Tabella 4.15. Gli spostamenti medi sono stati misurati nella sezione di mezzeria  $\xi$ , che rappresenta la condizione stazionaria.

AMMASSO ROCCIOSO					
D	$E_{rm}$ [MPa]	$m_b$	s	a	v
0	1220	0.48	0.0002	0.531	0.3

Tabella 4.14 – Parametri geomeccanici a breve termine

	$RS^3$	Target Breve termine
u-Piedritto [m]	0.71	0.73

Tabella 4.15 – Confronto dei risultati tra l'analisi parametrica ed il target deformativo a breve termine

Gli andamenti degli spostamenti al piedritto e in corona in funzione della progressiva, allo stage finale (stage 45), sono rappresentati per via grafica nelle Figure 4.24. Nella Figura 4.25 è riportato il campo vettoriale degli spostamenti per la sezione caratteristica  $\xi$  posta in mezzeria del modello ( $y=32$  m).

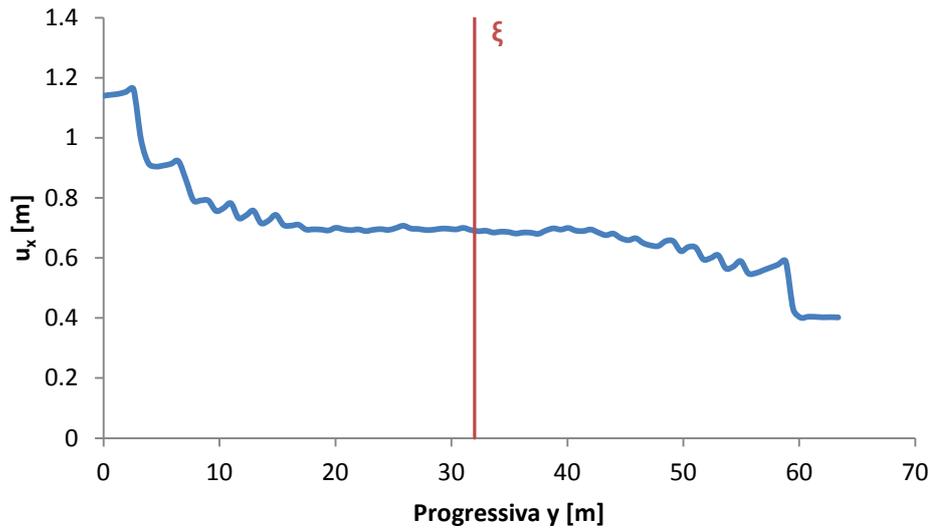


Figura 4.24 – Spostamenti orizzontali al piedritto, stage 45

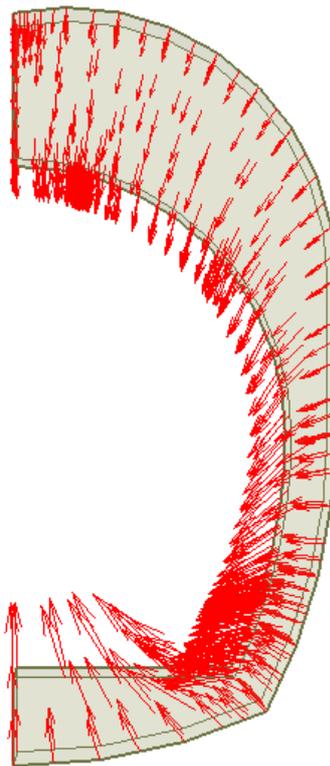


Figura 4.25 – Campo vettoriale degli spostamenti nella sezione d'interesse ξ

Gli andamenti tensionali nella sezione d'interesse ξ sono riportati dalla Figura 4.26 alla Figura 4.29. Nelle Figure 4.30 e 4.31 sono rappresentati gli stress path normalizzati nel piano  $t/t_0$ ,  $s/s_0$  dove  $t$  rappresenta la tensione deviatorica ( $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ ) e  $s$  la tensione media normale totale ( $s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ ).

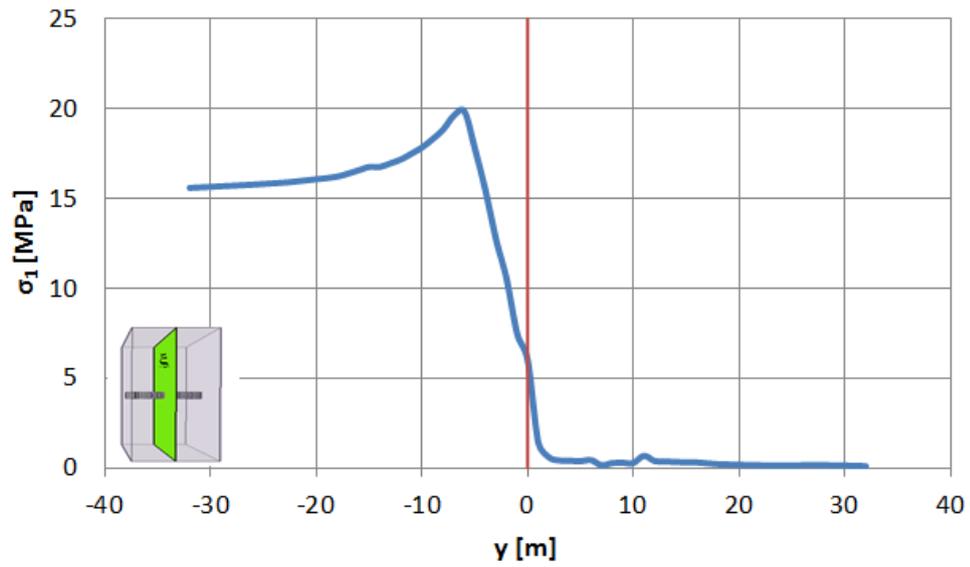


Figura 4.26 – Andamento delle  $\sigma_1$  al piedritto nella sezione trasversale  $\xi$

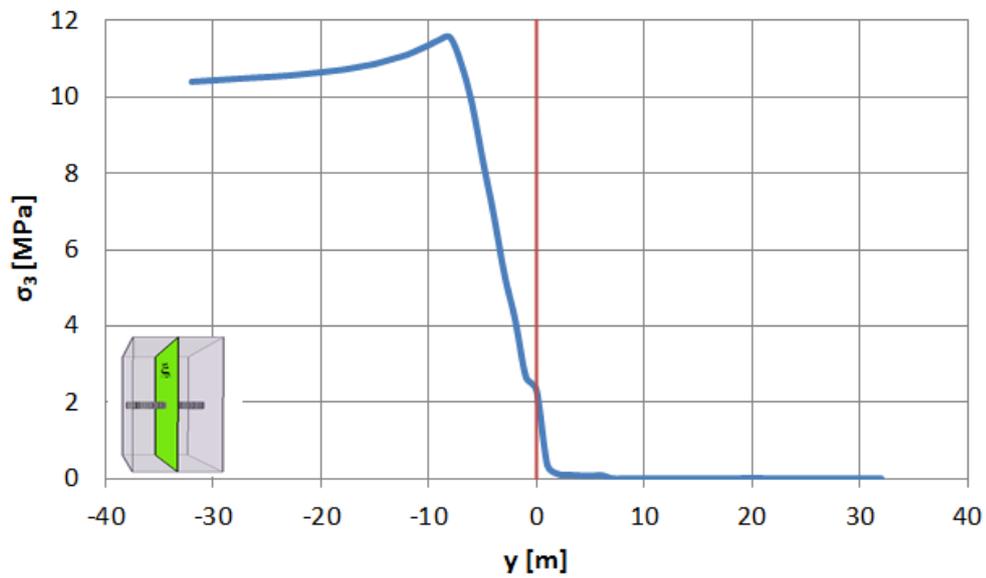


Figura 4.27 – Andamento delle  $\sigma_3$  al piedritto nella sezione trasversale  $\xi$

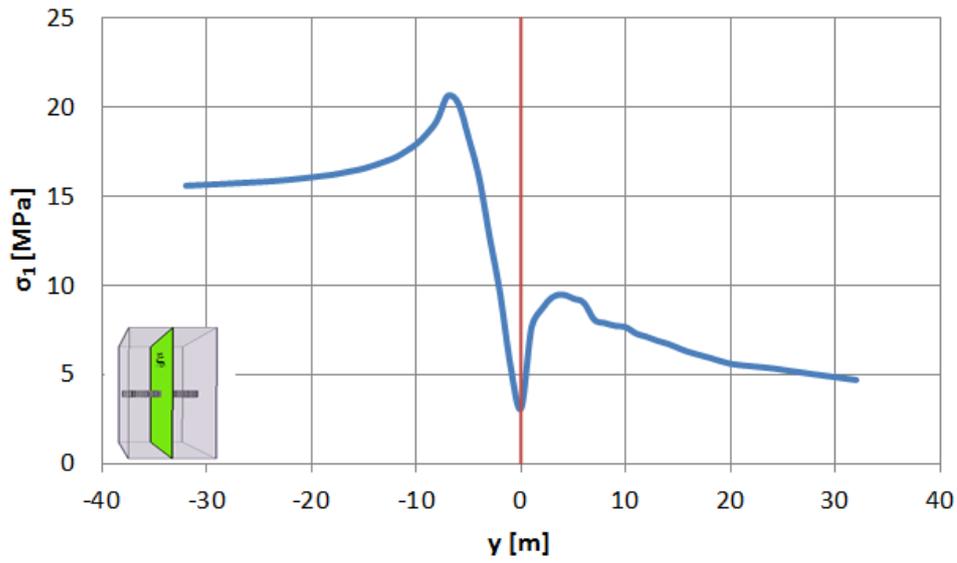


Figura 4.28 – Andamento delle  $\sigma_1$  in corona nella sezione trasversale  $\xi$

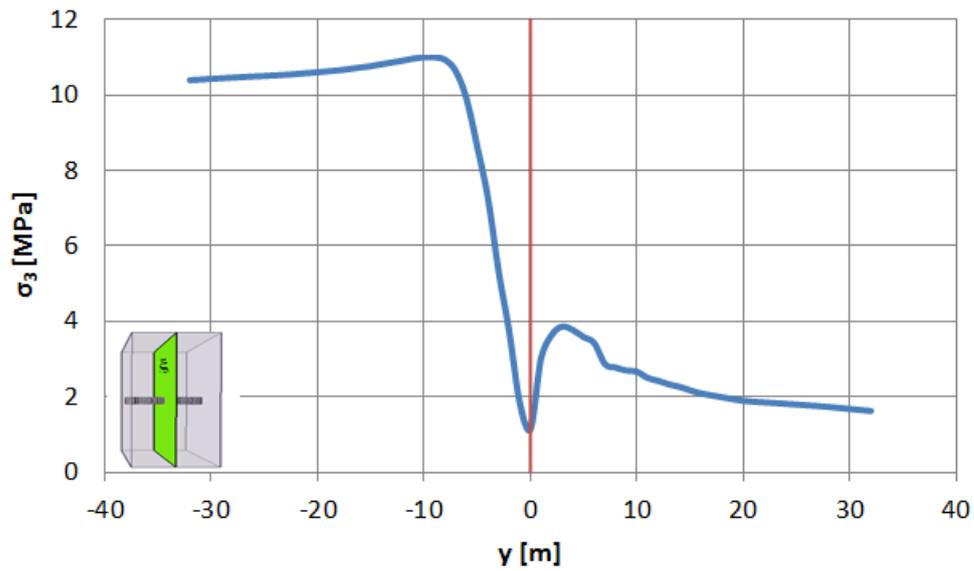


Figura 4.29 – Andamento delle  $\sigma_3$  in corona nella sezione trasversale  $\xi$

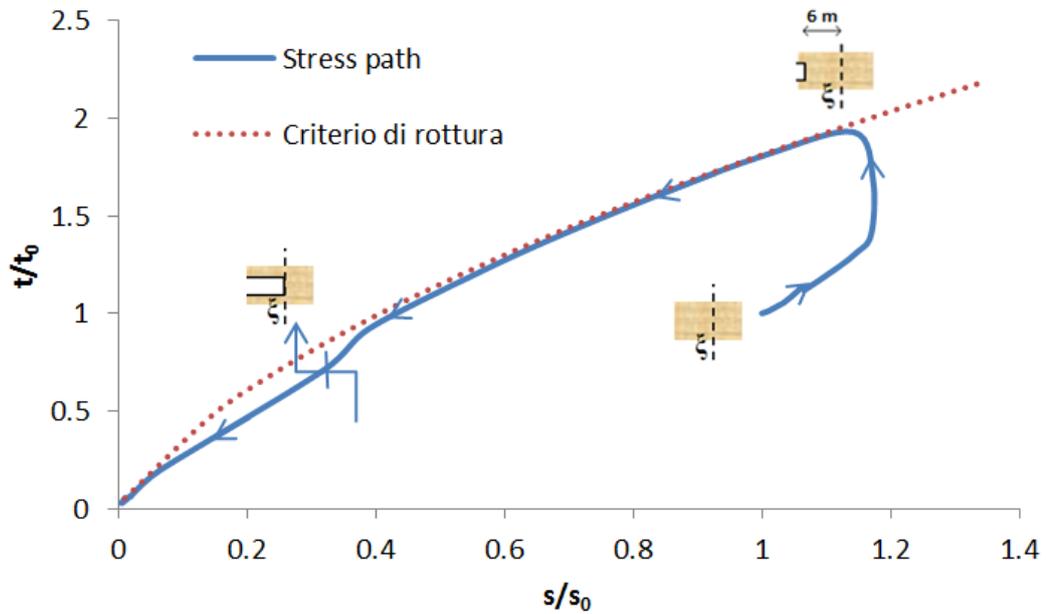


Figura 4.30 – Stress path al piedritto nella sezione trasversale  $\xi$

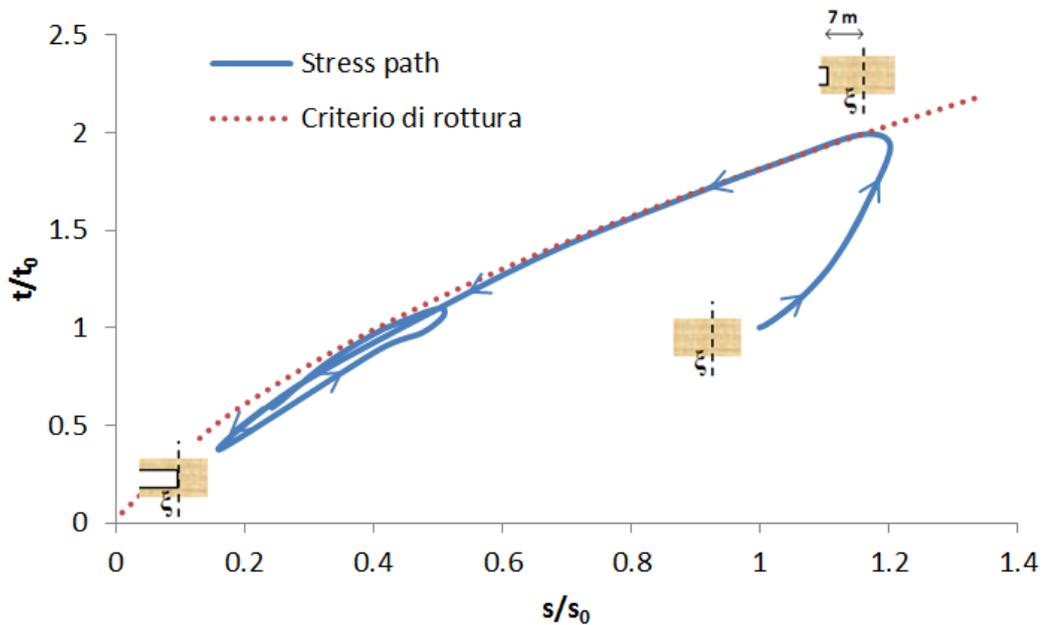


Figura 4.31 – Stress path in corona nella sezione trasversale  $\xi$

Dall'andamento degli stress path si osserva che il comportamento del terreno varia dalla corona al piedritto in quanto la tensione principale al piedritto, dopo un piccolo aumento, diminuisce fino ad annullarsi, mentre in corona subisce un aumento per poi diminuire

nuovamente ma non arriva ad annullarsi completamente. Tale differenza di comportamento è da imputarsi alla forma della sezione di scavo non regolare.

#### 4.4.5.3 Analisi parametrica a lungo termine

Per ricostruire l'evolversi delle deformazioni senza utilizzare una legge tempo dipendente è necessario mettere a punto un artificio che degradi le caratteristiche del materiale. RS<sup>3</sup> attraverso il comando "reset yield" permette di far tornare il materiale alla condizione di picco, consentendo lo sviluppo di nuove deformazioni variando i parametri residui. Tuttavia lo strumento "reset yield" è utilizzabile solo per leggi costitutive alla Mohr Coulomb, di conseguenza è necessario linearizzare il criterio di resistenza. La linearizzazione del criterio di resistenza dell'ammasso roccioso è stata effettuata per valori di  $\sigma_3$  che vanno da 0 a  $0.25 \sigma_{ci}$  (Figura 4.32).

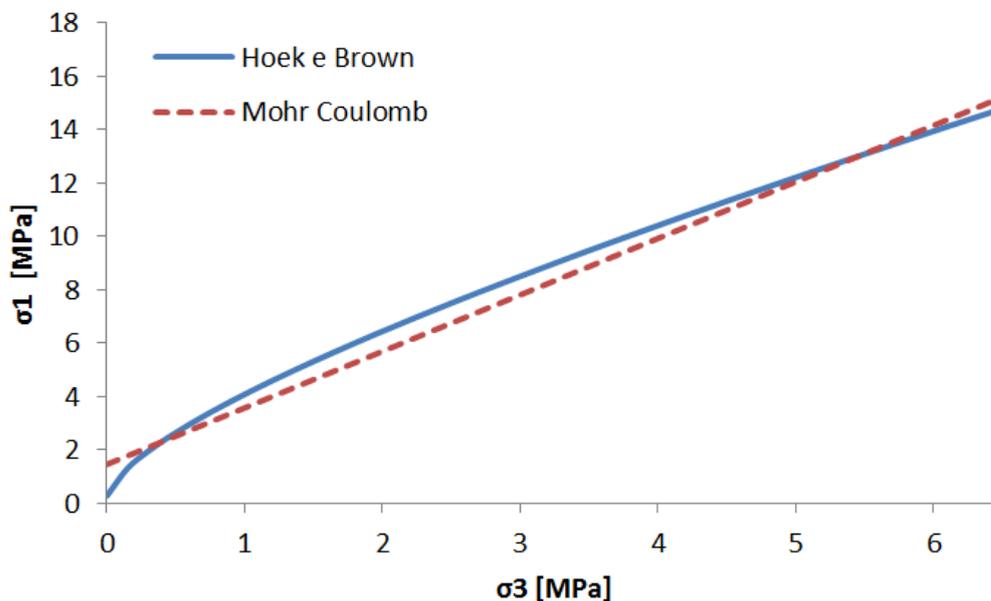


Figura 4.32 – Linearizzazione del criterio di Hoek e Brown

Per bassi valori tensionali il criterio linearizzato è diverso dal criterio di Hoek e Brown, tale differenza produrrebbe una fascia plastica più contenuta e di conseguenza degli spostamenti minori. Al fine di riprodurre delle deformazioni congruenti con i target prefissati è stato necessario utilizzare un diverso modulo elastico per il modello linearizzato. I parametri linearizzati di Mohr Coulomb sono riportati nella Tabella 4.16.

AMMASSO ROCCIOSO			
$\varphi$ [°]	c [MPa]	$E_{rm}$ [MPa]	$\nu$
21	0.5	540	0.3

Tabella 4.16 – Parametri linearizzati di Mohr Coulomb

I parametri utilizzati per riprodurre la condizione di lungo termine sono stati ricavati riducendo del 50% i parametri residui di Mohr Coulomb dell'ammasso roccioso e sono riportati nella Tabella 4.17. Inoltre si ricorda che la degradazione del materiale tramite il "reset yield" è applicata alla sola zona degradata stimata durante i rilievi e riportata nella Figura 4.17. Nella Tabella 4.18 si confrontano gli spostamenti al piedritto ottenuti dal modello tridimensionale con i target deformativi a breve e a lungo termine.

AMMASSO ROCCIOSO DEGRADATO			
$\varphi$ [°]	c [MPa]	$E_m$ [MPa]	$\nu$
10.5	0.25	540	0.3

Tabella 4.17 – Parametri di Mohr Coulomb dell'ammasso roccioso degradato

	Breve termine		Lungo termine	
	RS <sup>3</sup>	Target	RS <sup>3</sup>	Target
u-Piedritto [m]	0.73	0.73	1.07	1.03

Tabella 4.18 – Confronto tra gli spostamenti del modello 3D con i target deformativi

Nella Figura 4.33 è rappresentato l'andamento degli spostamenti orizzontali al piedritto lungo la progressiva della galleria. Si nota che gli spostamenti di lungo hanno lo stesso andamento degli spostamenti a breve termine. Il campo vettoriale degli spostamenti nella sezione  $\xi$  è rappresentato nella Figura 4.34.

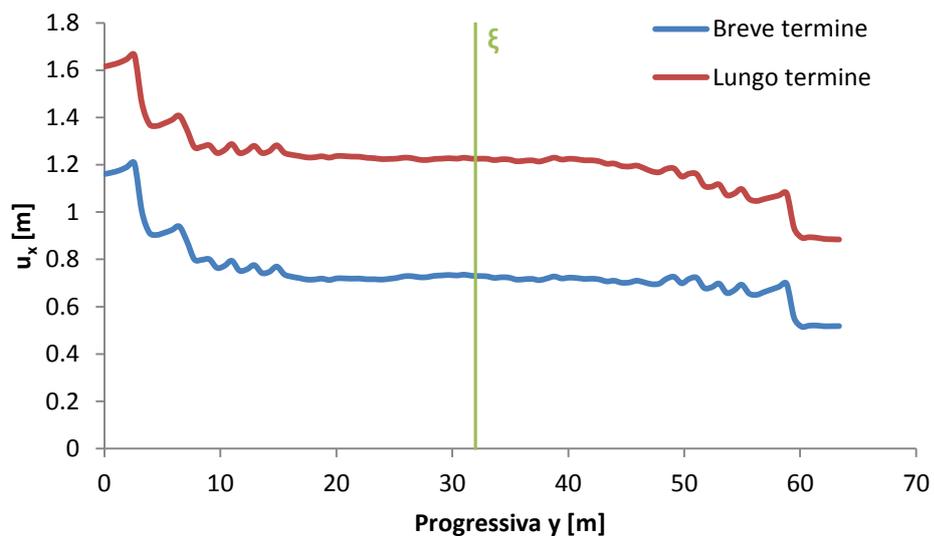


Figura 4.33 – Spostamenti orizzontali al piedritto breve e lungo termine

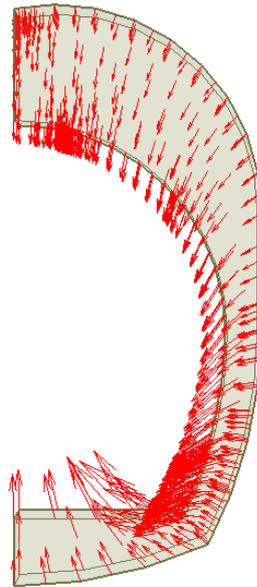


Figura 4.34 – Campo vettoriale degli spostamenti

Gli andamenti tensionali nella sezione d'interesse  $\xi$  sono riportati dalla Figura 4.35 alla Figura 4.38. Nelle Figure 4.39 e 4.40 sono rappresentati gli stress path normalizzati nel piano  $t/t_0, s/s_0$  dove  $t$  rappresenta la tensione deviatorica ( $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ ) e  $s$  la tensione media normale totale ( $s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ ).

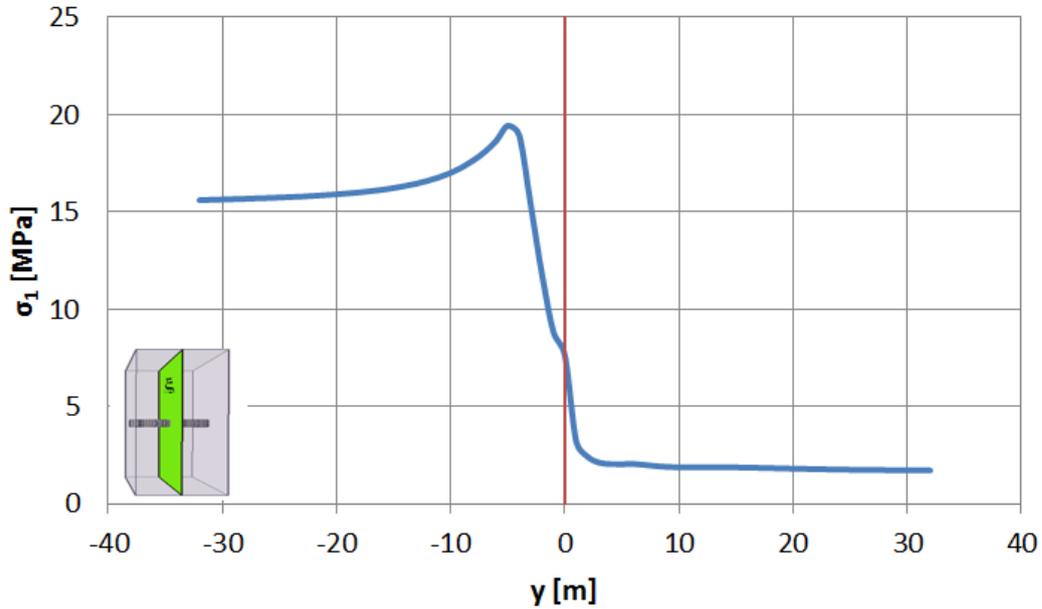


Figura 4.35 – Andamento delle  $\sigma_1$  al piedritto nella sezione trasversale  $\xi$

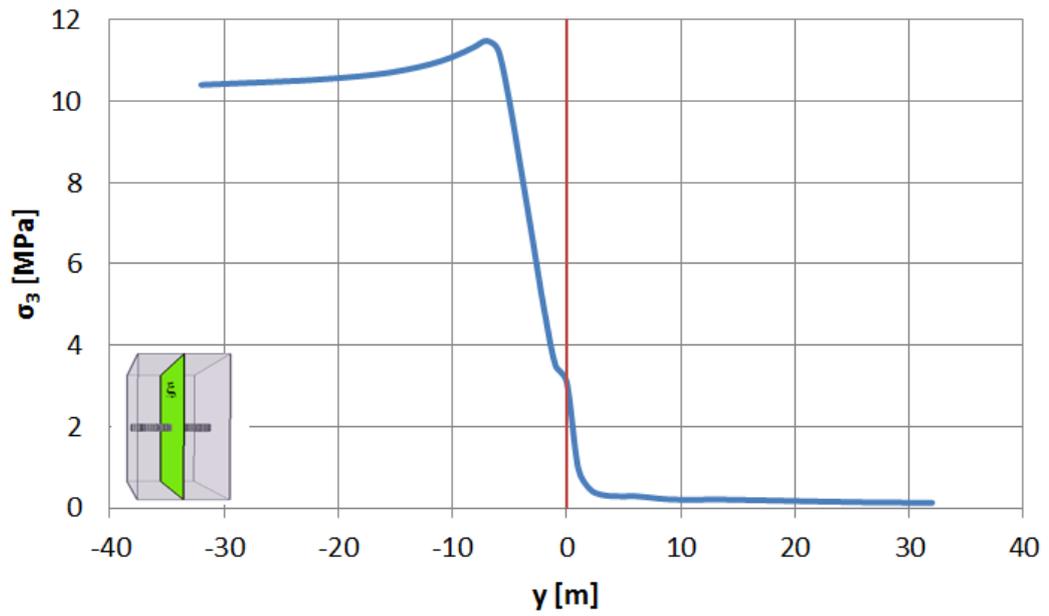


Figura 4.36 – Andamento delle  $\sigma_3$  al piedritto nella sezione trasversale  $\xi$

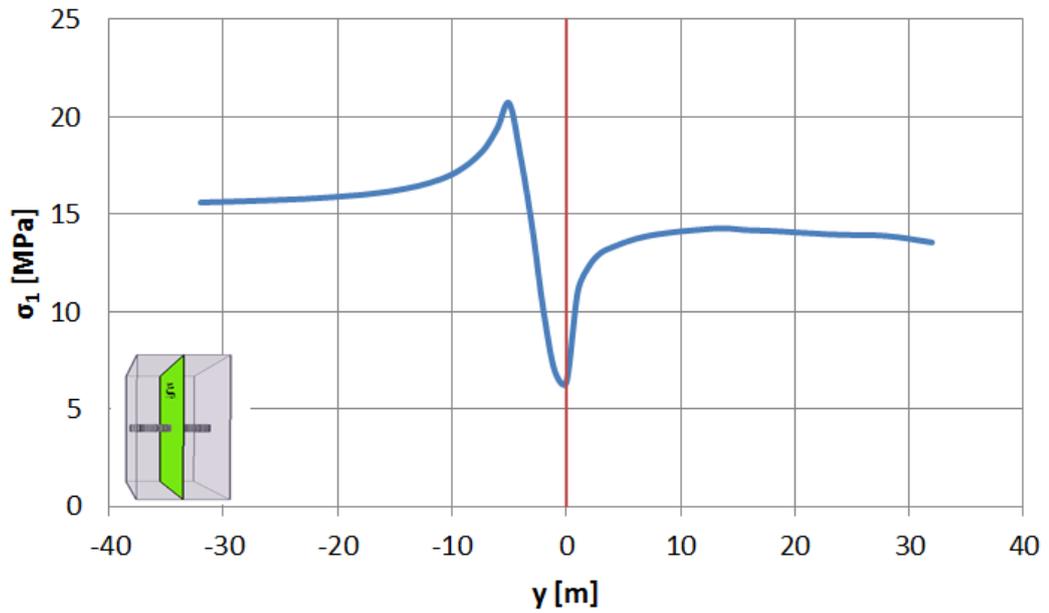


Figura 4.37 – Andamento delle  $\sigma_1$  in corona nella sezione trasversale  $\xi$

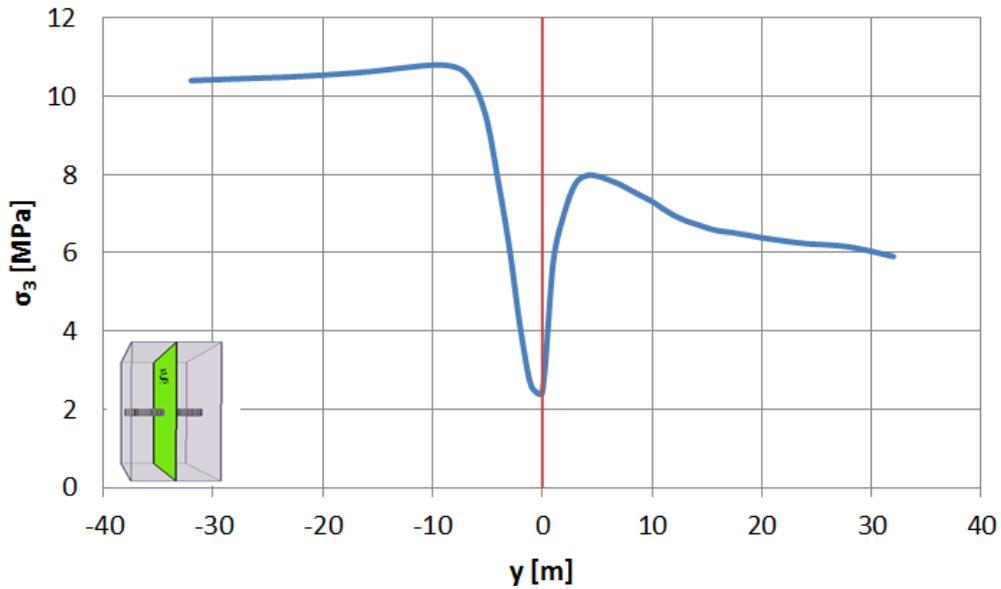


Figura 4.38 – Andamento delle  $\sigma_3$  in corona nella sezione trasversale  $\xi$

Negli andamenti tensionali rappresentati dalla Figura 4.35 alla Figura 4.38 è presente un picco quando il fronte è a circa sei metri dalla sezione d'indagine  $\xi$ , tale picco corrisponde all'inizio della plasticizzazione in direzione longitudinale. Successivamente le tensioni decrescono bruscamente a causa dell'avvicinarsi della regione di galleria non supportata per poi aumentare nuovamente con l'installazione del supporto. Si nota che il comportamento al piedritto è assai diverso dalla corona a causa della particolare forma della galleria.

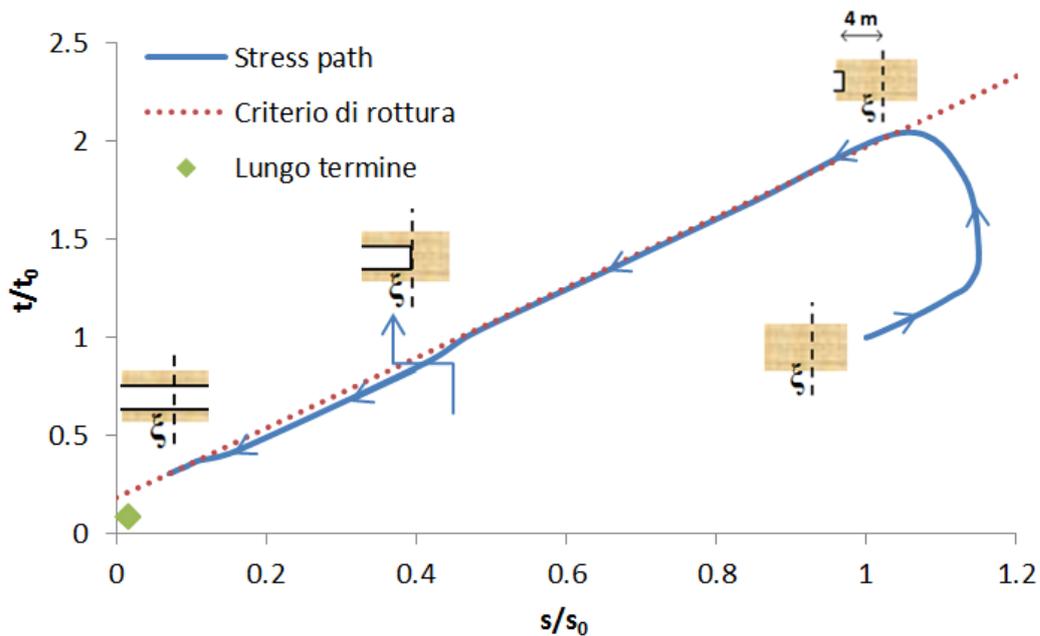


Figura 4.39 - Stress path al piedritto nella sezione trasversale  $\xi$

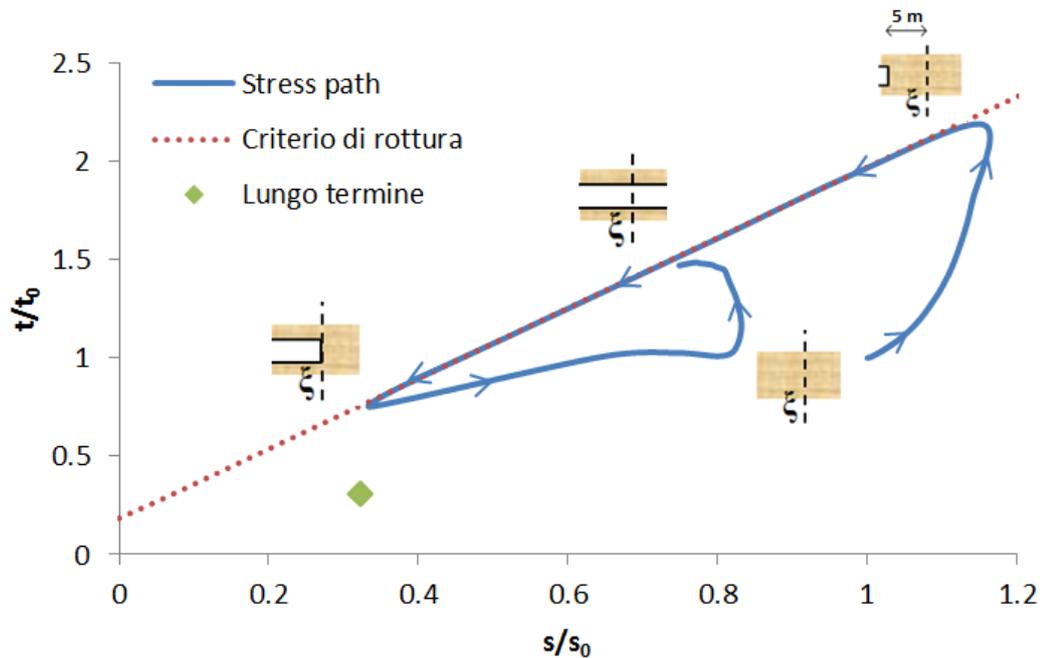


Figura 4.40 - Stress path in corona nella sezione trasversale  $\xi$

Nelle Figure 4.39 e 4.40 sono raffigurati gli stress path al piedritto e in corona al progredire dello scavo, si nota che gli andamenti sono simili a quelli ottenuti utilizzando il criterio di Hoek e Brown (Figura 4.30 e 4.31). La condizione di lungo termine riduce notevolmente lo stato tensionale, di fatto, diminuisce sia la tensione principale che quella deviatorica.

L'ammasso roccioso sviluppa nuove deformazioni passando da uno spostamento al piedritto di 0.73 m a 1.07 m che si traduce in una redistribuzione delle tensioni e nell'aumento della fascia plastica che passa da 6.22 m a 10.45 m al piedritto (Figura 4.41).

Nella Figura 4.41 si mette a confronto la deformata reale della sezione, corrispondente alla progressiva 2487 m, con la deformata ottenuta dall'analisi numerica. Si nota che per questa sezione il modello numerico approssima bene gli spostamenti al piedritto, ma non quelli in corona. Inoltre il supporto reale si deforma in maniera irregolare a causa della marcata anisotropia del problema, non riproducibile in un modello numerico.

L'analisi del caso studio attraverso la modellazione numerica tridimensionale ha consentito di ricostruire l'evoluzione tenso – deformativa dell'ammasso roccioso. In particolare i risultati ottenuti per la condizione di lungo termine sono di fondamentale importanza per progettare degli interventi di riprofilatura della galleria.

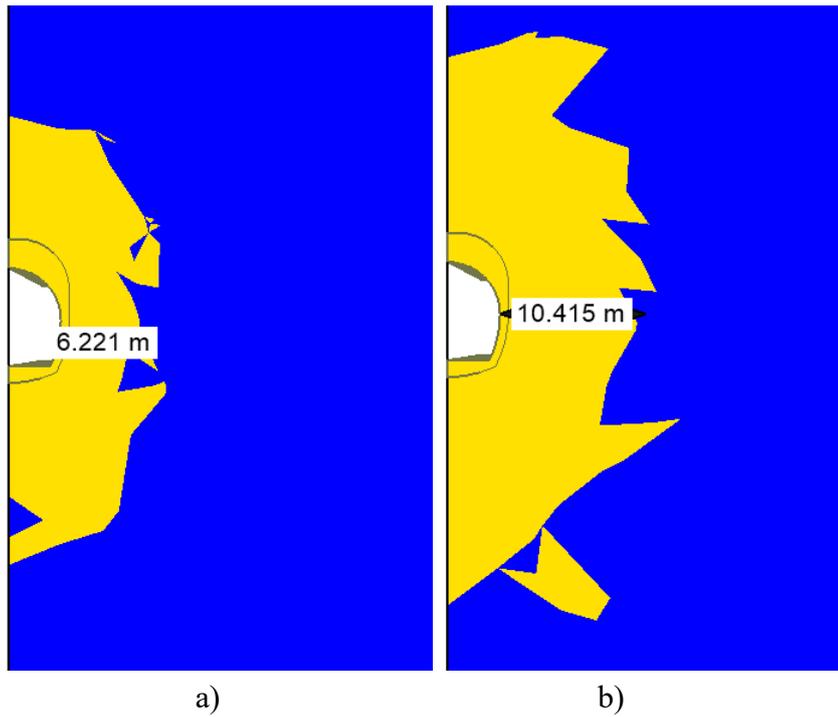


Figura 4.41 – Fascia plastica nella sezione d'interesse  $\xi$ , a) breve termine, b) lungo termine

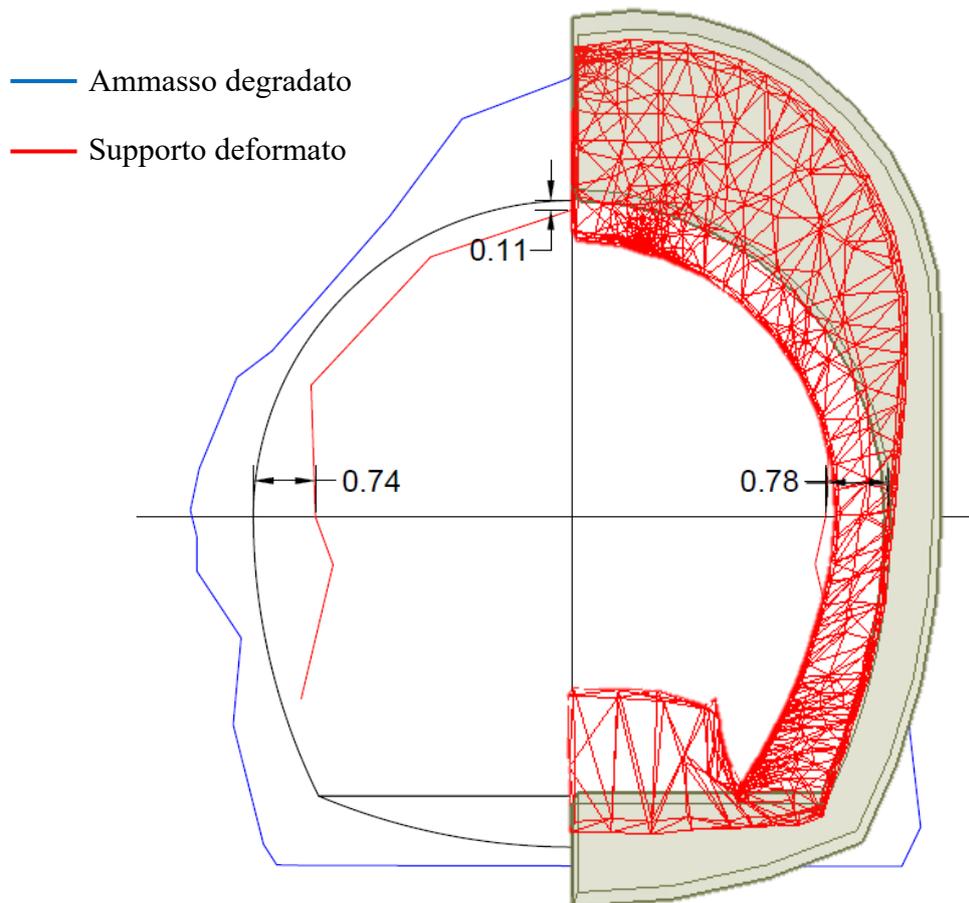


Figura 4.42 – Confronto tra la deformata del supporto (2013) e la deformata del modello nella sezione  $\xi$  per la condizione di breve termine della sezione corrispondente alla progressiva 2487 m

## Conclusioni

La modellazione tridimensionale è un potente strumento, indispensabile per la progettazione di gallerie in condizioni difficili. Si è discusso di quanto le analisi, in presenza di ammasso roccioso spingente, non possano prescindere dalla reale storia tenso-deformativa nel mezzo che caratterizza la zona prossima al fronte e dal meccanismo di innesco della plasticizzazione che si sviluppa su superfici tridimensionali.

Il presente elaborato ha avuto come obiettivo principale lo studio tenso - deformativo di una galleria in ammasso roccioso spingente tramite il software a elementi finiti RS<sup>3</sup> (Rock and Soil 3 - dimensional analysis program). Il problema è stato risolto ricostruendo dapprima la condizione di breve termine ricavando i parametri geomeccanici attraverso un'analisi a ritroso. Al fine di riprodurre le deformazioni di lungo termine è stato necessario mettere a punto un artificio numerico che consiste nel degradare i parametri di post picco utilizzando lo strumento "reset yield" che riporta il mezzo alla condizione di picco, consentendo lo sviluppo di nuove deformazioni senza resettare lo stato tensionale. Tale strumento richiede l'utilizzo del criterio di resistenza di Mohr Coulomb, pertanto è stato linearizzato il criterio di Hoek e Brown in un intervallo di  $\sigma_3$  che va da 0 a  $0.25 \sigma_{ci}$ . Il criterio di resistenza linearizzato, per bassi valori tensionali, è diverso dal criterio non lineare e al fine di riprodurre delle deformazioni congruenti con i target prefissati è stato utilizzato un diverso modulo elastico.

Gli stress path estrapolati hanno evidenziato come la particolare forma della galleria influenzi la storia tensionale che risulta assai diversa tra piedritto e corona. Nel modello non lineare lo stress path raggiunge il criterio di resistenza quando il fronte scavo si trova a circa 3/4 il diametro della galleria, ossia sei metri, dalla sezione d'indagine, mentre nel modello linearizzato la plasticizzazione avviene a circa cinque metri dal fronte.

I risultati estrapolati dall'analisi di lungo termine, oltre ad aver fornito indicazioni sulla variazione dello stato tensionale al bordo scavo, hanno mostrato come si è evoluta la fascia plastica in seguito allo svilupparsi delle deformazioni di lungo termine.

Trattare un caso studio così complesso ha reso possibile testare al meglio il nuovo software che si è rivelato un valido strumento, seppur in fase di ottimizzazione, che consente al progettista geotecnico di tener in conto del reale percorso tenso - deformativo che caratterizza il mezzo nel quale viene realizzata l'opera.

Il software presenta la classica interfaccia intuitiva comune a tutti i prodotti della casa Rocscience, tuttavia la costruzione di un modello tridimensionale risulta un'operazione laboriosa che richiede un tempo non trascurabile a causa della mancanza di strumenti che facilitino l'inserimento dei supporti. Si è discusso di come RS<sup>3</sup> consenta l'importazione di file Cad che rende agevole la realizzazione della geometria del modello e dà possibilità di riprodurre il reale andamento stratigrafico. Il software è in grado di generare una mesh 3D molto robusta che raramente richiede modifiche da parte dell'utente.

Al fine di agevolare future applicazioni, sono riportati una serie di suggerimenti per ottimizzare i tempi di calcolo del software:

- Ridurre all'essenziale le geometrie complesse minimizza il numero di elementi generati nella mesh, garantendo un minor costo computazione;
- Utilizzare step di avanzamento variabili, più ampi in prossimità delle condizioni al contorno consente di ridurre gli stage di calcolo diminuendo il tempo necessario per l'analisi;
- Estrapolare i risultati da una sezione caratteristica rappresentativa, posta in mezzzeria del modello, suggerisce di infittire la mesh nell'intorno di tale sezione risparmiando, in questo modo, nel numero di elementi finiti;
- Utilizzare una legge costitutiva semplice, ad esempio Mohr Coulomb anziché Hoek e Brown, fa diminuire le iterazioni necessarie per arrivare a convergenza, riducendo il tempo delle analisi di circa il 50%.

---

## Bibliografia

- Anagnostou, Cantieni & Ramoni (2010). *L'importanza degli effetti tridimensionali in prossimità del fronte di scavo*; Gallerie e grandi opere sotterranee XXXII n. 96 – dicembre 2010, 28–38; Pàtron Editore Bologna.
- Arno Thut et al. *Tunnelling in Squeezing Rock Yielding Elements and Face Control*, Solexperts AG, Svizzera.
- Barla (2000). *Stress paths around a circular tunnel*. Rivista Italiana di Geotecnica 34(1): 53-58.
- Barla (2002). *Tunnelling mechanics Tunnelling under squeezing rock condition*. Tunnelling Mechanics - Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling, Chapter: 3.
- Barla (2005). *Sviluppi nell'analisi progettuale delle opere in sotterraneo*, pp.45-52.
- Barla (2013). *Elementi di Meccanica e Ingegneria delle Rocce*. Celid.
- Barla (2017). *Slide del corso: Metodi numerici in ingegneria geotecnica*.
- Barla, Antolin, Turinetti (2015). *Modellazione numerica 2D e 3D per lo studio della stabilità di un fronte di cava*.
- Bathe, Klaus, Jurgen (2003). *Computational Fluid and Solid Mechanics*, pp. 486-489.
- Cantieni (2011). *Spatial effect in tunnel through squeezing ground*.
- Cantieni, Anagnostou (2008). *The effect of the stress path on squeezing behaviour in tunnelling*. Springer – Verlag.
- Choi (1992). *Application of the Distinct Element Method for Rock Mechanics Problems*, Engineering Computations, vol. 9, pg. 225-233.
- Cundall (1988). *Formulation of a Three-Dimensional Distinct Element Model, Part I. A Scheme to Detect and Represent Contacts in a System Composed of many Polyhedral Blocks*, International Journal of Rock & Mining Sciences, vol. 25, pp. 107-116.

- Cundall, P.A. and Hart, R. D. (1992). *Numerical modelling of discontinua*, Engineering Computations, 9(2), pp. 101–113.
- Eberhardt (2001). *Numerical modelling of three-dimension stress rotation ahead of an advancing tunnel face*. Int J Rock Mech Min Sci 38:499–518.
- Garber (2003). *Design of deep galleries in low permeable saturated porous media*. PhD thesis, EPFL Lausanne.
- Goel, Jethwa, Paithakan (1992). *Tunnelling through the young Himalayas, a case history of the Maneri-Uttarkashi power tunnel*. Engrg. Geol., 39, pp. 31-44.
- Goodman, Taylor, Brekke. (1968). *A model for the mechanics of jointed rock*. J Soil Mech Div ASCE, 94(SM3), pp. 637–659.
- Hitoshi et al. *Computational Wave Dynamics*, Chapter 7, pp. 181-190.
- Hoek (1998). *Tunnel support in weak rock*. Symposium of Sedimentary Rock Engineering, Taipei, Taiwan.
- Hoek e Marinos (2000). *Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses*. Tunnels and Tunnelling International, pp. 45-51: part one; pp. 33-36: part two.
- Hudson, Feng. *Rock Engineering Risk*, ISRM pp. 237–41.
- Jethwa, Singh (1984). *Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions, a new approach*. Design and Performance of Underground Excavations, ISRM Symposium, Cambridge, E.T. Brown and J.A.Hudson eds., pp. 231-238.
- Jing (2003). A review of techniques, advances and outstanding issues in *numerical modelling for rock mechanics and rock engineering*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 40(3) pp. 283–353.
- Kirsch (1982). *Die Theorie der elastizitat und die Bedurinnisse der Festigkeitslehre*, in “V.D.J.”, 42 (29).
- Martin Costabe. *Principles of Boundary Element*.
- Moller (2006). *Tunnel induced settlements and structural forces in linings*, University of Stuttgart.
- Moritz (1999). *Ductile support system for tunnels in squeezing rock*. Doctoral Thesis, Department of Civil Engineering, Technical University Graz.

- Panet, Guenot (1982). *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*. Proc. Tunnelling 82, Brighton, pp. 187-204.
- Peck (1969). *Deep excavations and tunnelling in soft ground*. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State of the Art Volume, pp. 225-290.
- Rahmati et al. (2017). *Squeezing rock conditions at phyllite-slate zone in Golab water conveyance tunnel, Iran: A case study*.
- Ribacchi e Riccioni (1977). *Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare*, in "Gallerie", n.5, pp. 7-20.
- Schubert (1993). *Tunnels in squeezing rock: Failure phenomena and counteractions. Assessment and prevention of failure phenomena in rock engineering*. International Symposium, Istanbul, A.C. Pasamehmetoglut, I. Kawamoto, B.N. Whittaker, O. Aydan eds., pp. 479-484.
- Schubert (1996). *Dealing with squeezing conditions in Alpine tunnels*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 29 (3), pp. 145-153.
- Singh, Jethwa, Dube, Singh (1992) - *Correlation between observed support pressure and rock mass quality*. Tunnelling and Underground Space Technology, 7, pp. 59- 74.
- Sobhanmanesh et al. (2014). *Three-dimensional face stability and deformation analysis of tunnelling with TBMs*.
- Vermeer et al. (2001). *On a Smart Use of 3D-FEM in Tunnelling*.
- Wheel (1996). *A geometrically versatile finite volume formulation for plane elastostatic stress analysis*. The Journal of Strain Analysis for Engineering Design, 31(2), pp. 111–116.



## Ringraziamenti

È stato un periodo di profondo apprendimento, non solo a livello scientifico, ma anche personale. Vorrei spendere due parole di ringraziamento nei confronti di tutte le persone che mi hanno sostenuto e aiutato durante questo periodo.

Un ringraziamento particolare va al prof. Barla, relatore di questa tesi di laurea, per l'aiuto fornitomi e per la disponibilità e precisione dimostratemi durante tutto il periodo di stesura. Mi ha fornito tutti gli strumenti di cui avevo bisogno per intraprendere la strada giusta e portare a compimento la mia tesi.

Ringrazio soprattutto la mia famiglia per i loro saggi consigli e la loro capacità di ascoltarmi. Siete sempre stati al mio fianco.

Un sentito ringraziamento va a Valentina, la mia ragazza, che mi è sempre stata vicina. Lei rappresenta un punto di riferimento di cui non posso più fare a meno e che ringrazio tanto per aver creduto in me completamente.

Per ultimi ma non meno importanti, i miei amici. Ci siamo sempre sostenuti a vicenda, nella buona e nella cattiva sorte, sia durante le fatiche e lo sconforto che hanno caratterizzato il nostro percorso nei momenti di gioia e soddisfazione fino al raggiungimento del traguardo.

Un sentito grazie a tutti!

Nunzio Zappulla

*Torino, 27 Marzo 2018*