

Innovazione nella modellazione numerica di scavi sotterranei civili: il caso della galleria del Brennero

Original

Innovazione nella modellazione numerica di scavi sotterranei civili: il caso della galleria del Brennero / Migliazza, M; Oreste, P.. - STAMPA. - 16:(2017). (Intervento presentato al convegno MIR - Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle Rocce tenutosi a Torino nel 2017).

Availability:

This version is available at: 11583/2853467 since: 2020-11-20T18:16:54Z

Publisher:

Celid

Published

DOI:

Terms of use:

This article is made available under terms and conditions as specified in the corresponding bibliographic description in the repository

Publisher copyright

(Article begins on next page)

Innovazione nella modellazione numerica di scavi sotterranei civili: il caso della galleria del Brennero

M.R. Migliazza

Dip. Scienze della Terra 'A. Desio', Università degli Studi di Milano, Italia.

P.P. Oreste

Dip. di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture, Politecnico di Torino, Italia.

1 Introduzione

La modellazione numerica delle gallerie ha avuto negli ultimi due decenni una grande evoluzione. Quasi tutti i problemi più importanti relativi alla progettazione delle cavità sotterranee e delle gallerie sono oggi studiati attraverso i metodi numerici. Alcuni altri lo potranno nel prossimo futuro grazie all'introduzione e diffusione di nuovi metodi numerici illustrati nel prossimo paragrafo.

Infatti, oggi è possibile far ricorso con una certa semplicità a modelli numerici tridimensionali (agli elementi finiti o alle differenze finite) in grado di simulare con una certa precisione tutte le effettive fasi dello scavo e della realizzazione delle opere di sostegno, senza dover introdurre tecniche artificiali per considerare la presenza e l'influenza del fronte di scavo. Altri metodi numerici (quelli appartenenti alla famiglia dei metodi agli elementi discreti), sono in grado di considerare le discontinuità naturali dell'ammasso roccioso con l'effettiva geometria tridimensionale della cavità e delle stesse discontinuità. Anche se i modelli numerici in quest'ultimo caso richiedono tempi più lunghi per completare il calcolo, i risultati che si possono ottenere sono molto interessanti e consentono di analizzare le problematiche di stabilità in un'ampia categoria di ammassi rocciosi.

La possibilità poi di sviluppare oggi calcoli numerici con una certa velocità ha aperto la strada agli studi parametrici, nei quali uno o più parametri incerti vengono fatti variare in un intervallo di valori ritenuto probabile. In questo modo si indaga l'influenza del parametro incerto sui risultati del calcolo, favorendo la progettazione delle opere e degli interventi che si devono prevedere per assicurare la stabilità dei vuoti. Se sono disponibili misure di monitoraggio su opere esplorative degli ammassi rocciosi o sulla stessa opera oggetto dello studio, tali misure possono essere utilizzate per poter sviluppare la back-analysis dei parametri che maggiormente risentono dell'effetto scala e che difficilmente possono essere ricavati con una certa affidabilità dalle prove di laboratorio o da prove in situ. La back-analysis, sviluppata attraverso una efficace funzione errore (distanza tra i risultati del calcolo e le misure di monitoraggio) è in grado di ricavare a ritroso la migliore configurazione dei parametri di input che consente di minimizzare l'errore tra le misure di monitoraggio ed i risultati del calcolo. Tale taratura dei parametri geomeccanici consente successivamente di ricavare modellazioni numeriche di elevata affidabilità.

Degni di nota sono poi gli studi numerici che si stanno ormai diffondendo nel settore delle cavità sotterranee, considerando modelli di comportamento viscosi e sollecitazioni di tipo dinamico.

Nel seguito, dopo aver illustrato alcune innovazioni nel campo dei metodi numerici oggi disponibili, viene presentata la modellazione numerica degli elementi strutturali, con particolare riferimento ad opere di sostegno molto complesse quali i rivestimenti a conci prefabbricati. Infine, la presentazione del caso emblematico della Galleria del Brennero permetterà di approfondire con maggior dettaglio gli aspetti complessi delle moderne tecniche di analisi numeriche.

2 Nuove frontiere nello sviluppo dei nuovi metodi di calcolo numerici

Alcuni fenomeni dell'ingegneria dei terreni e delle rocce non sono stati studiati negli ultimi anni dalla modellazione numerica, per limiti legati alla struttura stessa dei metodi di calcolo numerici disponibili. Per esempio, lo studio di dettaglio dell'evoluzione (alle grandi e grandissime deformazioni) dell'instabilità delle masse di terreno o roccia avanti al fronte di scavo di una galleria o sui fronti di scavo in superficie non era possibile con metodi di calcolo tradizionali agli elementi finiti o alle differenze finite. Altri importanti problemi che non sono stati affrontati con studi numerici in modo adeguato riguardano:

- l'interazione tra gli utensili di scavo e la roccia;
- gli effetti dell'esplosivo nell'abbattimento della roccia.

L'interazione tra gli utensili di scavo e la roccia richiede la valutazione in campo dinamico degli effetti delle sollecitazioni prodotte dall'utensile, con particolare riferimento alla formazione delle scaglie di roccia attraverso la propagazione delle fratture nella porzione di roccia prossima alla superficie di scavo. E', infatti, la continua formazione di scaglie durante il moto dell'utensile che permette allo scavo di evolvere in modo progressivo ed efficace.

Con il progresso nel campo delle macchine di scavo, il grado di meccanizzazione nei cantieri delle gallerie è aumentato notevolmente negli ultimi anni. Il dimensionamento di tali macchine, però, viene ancora oggi effettuato con tecniche semplificate che fanno ricorso a correlazioni empiriche derivate dall'analisi di numerosi casi reali o dalle prove di laboratorio a scala ridotta.

Anche il dimensionamento delle volate per l'abbattimento della roccia attraverso l'uso di esplosivo viene ancora oggi operato con tecniche semplificate che fanno ricorso a correlazioni empiriche. In questi casi, la disponibilità di numerosi dati derivanti dall'analisi di casi reali in condizioni geometriche e in ambiti geologico-geomeccanici simili consente di sviluppare correlazioni che sono in grado di prevedere l'efficacia delle volate ipotizzate nell'abbattere la roccia al fronte di scavo di una galleria. Prove di laboratorio possono completare il quadro conoscitivo, valutando l'efficacia dell'esplosivo nella specifica roccia in esame; in questi casi, però, bisogna considerare l'effetto scala tra il provino di laboratorio e il problema alla grandezza reale, che può risultare difficile da valutare ed in genere risulta non trascurabile.

Tutti questi importanti fenomeni sono oggi analizzabili grazie allo sviluppo dei cosiddetti "metodi ibridi" del tipo FEMDEM. Tali metodi sono molto interessanti e sfruttano la potenzialità dei metodi FEM nel descrivere lo stato tensionale all'interno di porzioni continue di materiale e di quelli DEM nell'affrontare problemi dinamici alle grandi e grandissime deformazioni, con particolare attenzione a:

- l'evoluzione delle discontinuità nei mezzi continui (grazie all'individuazione delle zone di rottura del materiale e all'analisi della loro evoluzione nel tempo);
- l'interazione tra porzioni continue di materiale (interazione tra scaglie o blocchi di roccia, tra grani di terreno, tra utensili e porzioni di roccia o grani di terreno).

Il più diffuso tra questi metodi ibridi è il VGeST (Virtual Geoscience Simulation Tools) sviluppato presso l'Imperial College of London (Munjiza e Andrewes, 1999, Munjiza, 2004) e ampiamente descritto nel capitolo a cura di Latham et al della presente opera.

Attraverso il VGeST è stato già possibile ricavare, in uno studio con la Bauer Maschinen, l'evoluzione dell'interazione di un utensile di scavo con diversi tipi di roccia, verificando per ogni diversa configurazione adottata (forma e inclinazione dell'utensile, profondità di passata, caratteristiche meccaniche dell'utensile) le sollecitazioni che l'utensile e la roccia si scambiano nei punti di contatto, per mantenere la velocità dell'utensile costante al valore prefissato (Figura 3-2).

Tali sollecitazioni consentono poi di:

- determinare l'adeguatezza dell'utensile a sopportare le sollecitazioni che si sviluppano al suo interno durante il moto a contatto con la superficie rocciosa;
- individuare l'energia e la potenza che bisogna garantire per assicurare il moto dell'utensile alla velocità prefissata.

Un altro interessante risultato di tali analisi numeriche riguarda l'analisi della pezzatura delle scaglie di roccia che si formano durante il moto dell'utensile.

Le potenzialità del metodo sono molto interessanti: sarebbe, infatti, possibile giungere con questo tipo di modellazioni numeriche al corretto dimensionamento delle macchine di scavo impiegate nella realizzazione delle gallerie (TBM, roadheader, idrofresce, etc.), potendo definire le caratteristiche ed il numero degli utensili sulla testa di scavo e la potenza dei motori delle macchine nella condizione ottimale individuata tra tutte quelle studiate. Il dimensionamento, inoltre, sarebbe specifico per il tipo di roccia in cui si vuole applicare la macchina e le prove di laboratorio e in sito sulla roccia, sarebbero sviluppate per ottenere i parametri che maggiormente condizionano nel calcolo numerico l'interazione tra l'utensile e la roccia stessa.

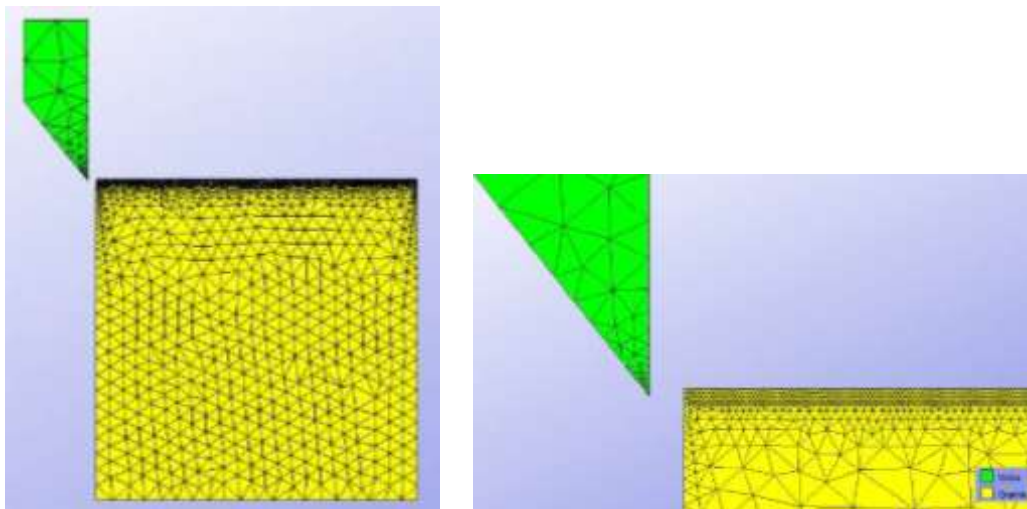


Figura 2-1. Modello numerico con il codice VGeST per l'analisi dell'interazione di un utensile a trascinamento con la roccia (Grancuore, 2016).

3 La modellazione numerica di elementi strutturali

Lo scavo meccanizzato di gallerie con TBM scudate prevede l'installazione, a tergo dello scudo, di anelli di conci prefabbricati connessi gli uni agli altri attraverso opportuni connettori sia nella direzione longitudinale (a formare un anello), sia in quella circonferenziale (tra anelli adiacenti). Il rivestimento è a tutti gli effetti un elemento strutturale tridimensionale, discontinuo, posto a sostegno dello scavo e la cui risposta meccanica, sia in termini di sollecitazioni che di deformazioni, è fortemente influenzata dalla presenza dei giunti e dalla interazione con l'ammasso circostante, spesso mediata dalla presenza di materiale posto a riempimento dell'intercapedine tra l'estradosso dell'anello e le pareti di scavo.

Generalmente l'entità delle azioni interne indotte nei conci prefabbricati viene determinata attraverso analisi semplificate che non tengono conto, se non parzialmente, delle condizioni geometriche e meccaniche sopra riportate e analizzando, quindi, il rivestimento come un anello continuo completamente vincolato all'ammasso circostante senza considerare la presenza del materiale di riempimento.

La presenza dei giunti può essere considerata sia attraverso metodi indiretti, sia attraverso modellazione diretta. Nel primo caso l'anello di rivestimento è considerato come un anello rigido completamente vincolato al mezzo continuo circostante (Muir Wood, 1975; Einstein and Schwartz; 1979; Takano, 2000) e la presenza dei giunti è simulata riducendo la rigidità degli elementi strutturali attraverso l'impiego di fattori correttivi (Muir Wood, 1975, Teachavorasinskun and Chubuppakam, 2010).



Figura 3-1. Schema di rivestimento in conci prefabbricati con indicazione dei giunti longitudinali (tra i conci) e circonferenziali (tra gli anelli dei conci) (Groeneweg, 2007).

Nei metodi diretti, invece, vengono impiegati modelli numerici in cui i giunti tra i conci sono esplicitamente simulati (Lee et al. 2001; Blom, 2002; Ding et al., 2004; Naggar and Hichberger, 2008; Do et al, 2013) per mezzo di elementi caratterizzati da rigidità rotazionale, assiale e di taglio utili a descrivere le sollecitazioni trasmesse tramite i giunti agli elementi contigui.

In questo caso l'analisi delle azioni interne trasferite ai conci prefabbricati viene normalmente condotta con modellazioni numeriche in campo bidimensionale o tridimensionale, generalmente impiegando metodi alle Differenze finite o agli Elementi finiti, in cui i conci vengono simulati attraverso l'impiego di elementi beam o shell connessi tra di loro e al mezzo circostante da molle normali, rotazionali e di taglio (Figura 3-2).

Collegamento tra i conci e il terreno

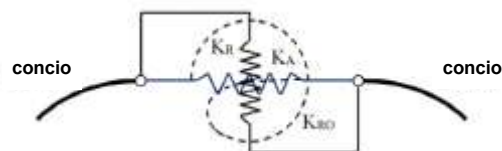
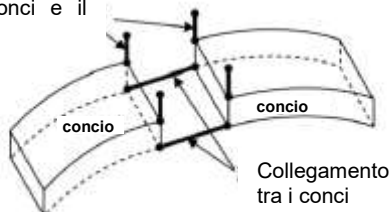


Figura 3-2. Schema di connessione del giunto (Do et al., 2013)

Estremamente difficile risulta la stima del valore delle rigidità da attribuire a tali elementi di giunzione che evidenziano un comportamento non lineare. Esse vengono determinate normalmente attraverso prove sperimentali in scala reale (Teachavorasinskun e Chub-uppakarn, 2010; Molins e Arnau, 2011; Guan et al, 2015) in grado di investigare il comportamento a flessione, compressione e taglio di sistemi di conci prefabbricati e delle loro giunzioni. Tali prove hanno evidenziato come, mentre la rigidità normale e di taglio sono sostanzialmente dipendenti dagli aspetti tecnologici (Cavalaro e Aguado, 2012) ed in particolare dal tipo di connessione impiegata (parker interposti tra i conci, connettori, geometria del contatto, ecc), la rigidità flessionale è funzione anche della rotazione relativa tra i conci stessi (Li et al. 2015; Majdi et al, 2016). Se la rigidità flessionale può essere considerata costante quando il giunto tra i conci è completamente chiuso, essa decresce con la rotazione relativa tra i conci da quando si presenta l'apertura del giunto.

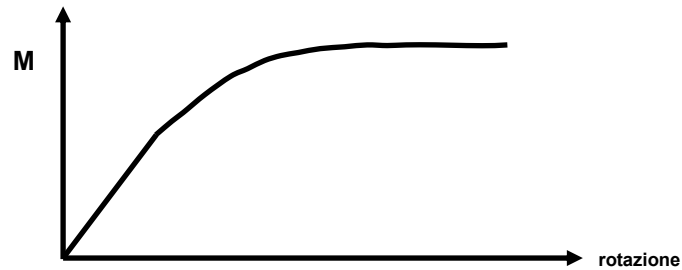


Figura 3-3. Tipico andamento della curva momento flettente – rotazione (da Majdi et al, 2016).

Normalmente, nella modellazione numerica, il comportamento del contatto viene semplificato schematizzandolo con molle lineari o bilineari. In particolare per quanto riguarda le molle assiali, esse possono trasmettere i carichi solo in regime di compressione in quanto le condizioni di trazione presuppongono l'apertura del giunto. Per quanto riguarda le molle di taglio, esse hanno un comportamento elastico lineare perfettamente plastico così come le molle rotazionali che però potrebbero prevedere una rigidità differente per momenti positivi (trazione all'intradosso) o negativi (trazione all'estradosso), come riportato in Figura 3-4.

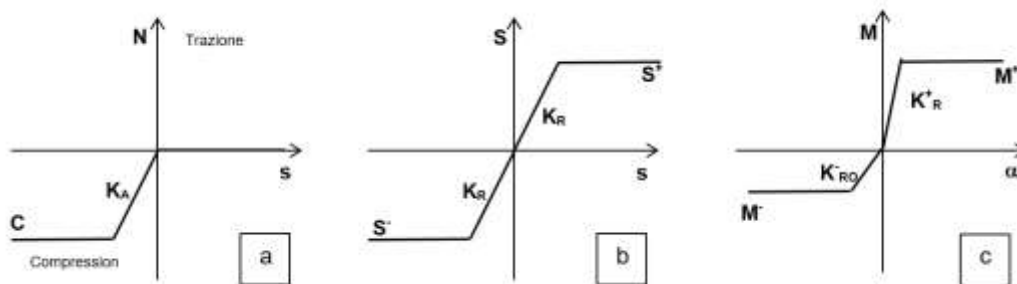


Figura 3-4. Comportamento delle molle di compressione (a), di taglio (b) e rotazionali (c) per la simulazione dei giunti.

Il rivestimento di conci prefabbricati è quindi una struttura complessa che risponde alle sollecitazioni e deformazioni trasmesse dall'ammasso roccioso circostante con un comportamento tridimensionale. In particolare la distribuzione delle azioni interne (momento flettente e forza assiale) dipende, a parità di altre condizioni, dal numero di giunti longitudinali presenti, dalla loro posizione e dall'accoppiamento di anelli contigui (Arnau e Molins, 2012).

La presenza dei giunti longitudinali diminuisce la rigidità flessionale globale dell'anello di rivestimento inteso come continuo, diminuendo di conseguenza il valore del momento flettente indotto nei singoli conci.

A tale scopo, di particolare interesse risulta il lavoro Do et al. (2013) che riporta un'analisi bidimensionale alle differenze finite in cui viene investigata la variazione delle azioni interne massime che si manifestano negli elementi di conci prefabbricati in relazione al numero di giunti, alla loro posizione e al valore di rigidità rotazionale (K_{RO}), assiale (K_A) e di taglio (K_R) dei giunti sulle azioni.

In primo luogo gli Autori mostrano come l'entità delle azioni interne sia connessa non solo al

numero di conci costituenti l'anello ma anche alla posizione dei giunti. Come atteso, all'aumentare del numero di giunti l'anello di conci diventa complessivamente meno rigido e le azioni interne massime (in particolare il momento flettente) possono diminuire notevolmente in relazione alla posizione dei vincoli interni. Nella Figura 3-5 è riportata la variazione del massimo valore assoluto del momento flettente con il numero di giunti e con la loro posizione relativa nell'anello; giunti che in questo caso vengono simulati come cerniere interne. E' possibile osservare come non ci siano in assoluto posizioni dei giunti che possano essere preferite ad altre perché la risposta complessiva dipende dal numero di conci e la distribuzione delle pressioni trasferite dall'ammasso circostante (stato di tensione iniziale). In alcuni casi l'anello è meno sollecitato con un giunto in calotta, in altri casi la disposizione da favorire è quella simmetrica con due giunti posti a $\pm 45^\circ$ rispetto al punto di chiave.

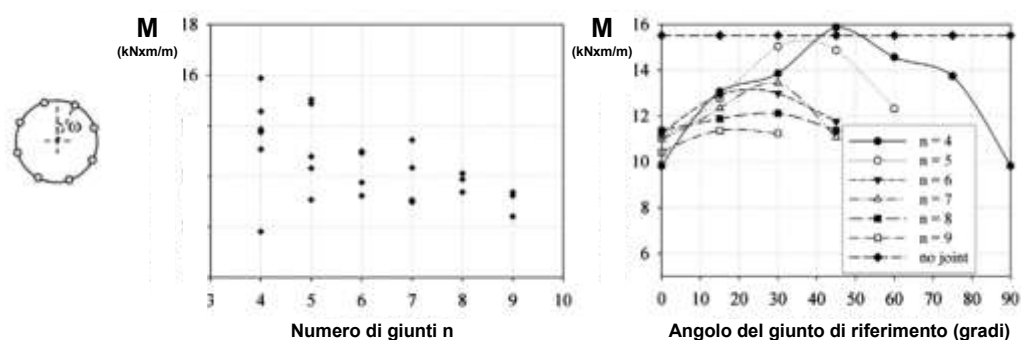


Figura 3-5. Variazione del valore massimo del momento flettente con il numero di conci e con l'orientazione dei giunti. (Do et al., 2013)

Per una delle configurazioni ipotizzate (6 conci con giunto in calotta) gli Autori analizzano l'influenza della rigidità rotazionale, assiale e di taglio offerta dai giunti sui valori delle azioni interne nei conci.

Per quanto riguarda la rigidità rotazionale, essa viene espressa attraverso un rapporto di rigidità (Lee et al. 2001) $\lambda = K_{ro} l / E_1 I_1$ (dove K_{ro} è la rigidità rotazionale del giunto, E_1 , I_1 ed l il modulo elastico e momento d'inerzia e lunghezza dell'elemento strutturale) variabile tra zero (corrispondente alla condizione di cerniera) e 2,5 (avvicinandosi, quindi alle condizioni di vincolo di continuità). La rigidità assiale K_A e quella radiale K_R (di taglio) è fatta variare dagli Autori tra valori tipici della rigidità attribuibile alle soluzioni tecnologiche con cui vengono realizzati gli accoppiamenti tra i conci (Cavalaro e Aguado, 2012).

Gli Autori evidenziano come i massimi valori di momento flettente positivo e negativo siano fortemente influenzati dal valore di rigidità rotazionale (Figura 3-6). In particolare assumono il loro valore massimo considerando il giunto rigido (con valori prossimi a quelli ottenuti considerando l'anello continuo) e valori minimi considerando i giunti come vincoli di cerniere interne (rigidità flessionale nulla). Né la rigidità assiale, né quella di taglio sembrano influenzare i valori di momento flettente.

E' necessario, in primo luogo, osservare che i valori assoluti assunti dalle sollecitazioni interne degli elementi strutturali del rivestimento sono strettamente connessi ed influenzati dall'interazione con l'ammasso roccioso e, pertanto, dalle condizioni di scavo, quali profondità, stato tensionale preesistente, distanza di installazione del rivestimento dal fronte di scavo, ecc.

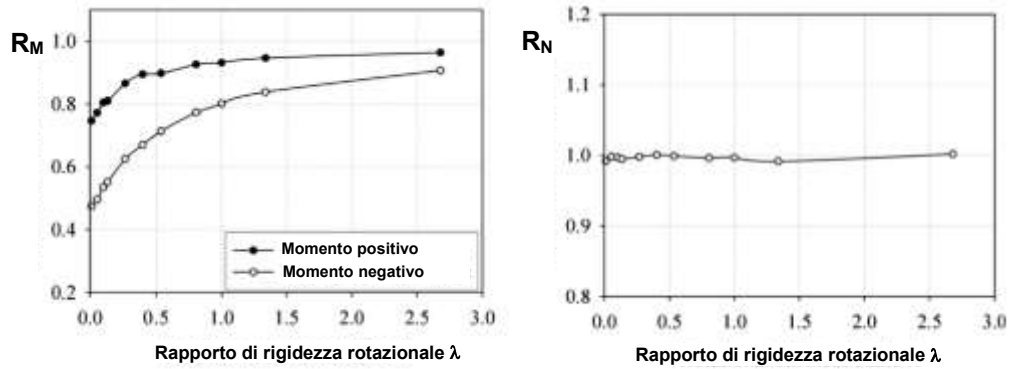


Figura 3-6. Momento flettente massimo (R_M rapporto di momento flettente) e forza normale massima (R_N rapporto di forza normale) al variare del rapporto di rigidezza rotazionale λ (6 giunti, $k_0 = 0.5$) (Do et al., 2013)

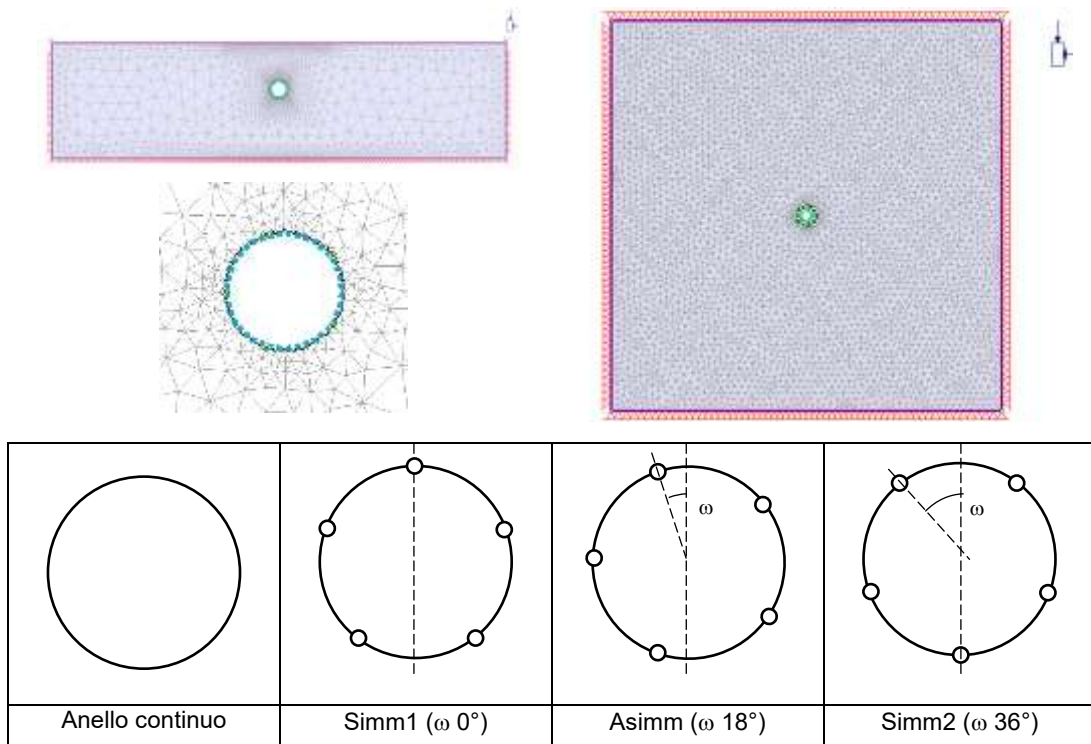


Figura 3-7. Schema dei modelli utilizzati nelle simulazioni e condizioni geometriche di discontinuità (giunti-cerniera) analizzate, espresse tramite l'orientazione dei giunti.

Al fine di valutare l'influenza dello stato tensionale iniziale sulla risposta dell'anello di conchi, è stata condotta una serie di analisi analoghe a quelle appena illustrate eseguite in campo bidimensionale utilizzando un codice FEM (RS2, Rocscience). Le analisi sono state condotte variando la profondità della galleria considerando una galleria superficiale (modello 1, profondità 20 m) e una galleria profonda (modello 2a, profondità 1000 m), lo stato di tensione iniziale ($k_0 = 0.5$ e 0.75) e la posizione geometrica di 5 giunti. Dato che il programma di calcolo RS2 non consente di modellare il comportamento dei giunti variandone le condizioni di trasferimento delle azioni con elementi di connessioni aventi rigidità definibile (non si possono applicare molle interne né rotazionale, né di assiali, né di taglio), sono stati introdotti dei vincoli di cerniera interna (rigidezza rotazionale nulla, rigidezza assiale e di taglio infinita o quanto meno pari a quella degli elementi strutturali). Si sono simulate, quindi, le due condizioni limite (per quanto riguarda le azioni interne): quella di anello continuo e quella di anello discontinuo con la presenza di 5 cerniere interne equi-distanziate lungo la circonferenza (Figura 3-7) tali da considerare due condizioni di simmetria (con cerniera in calotta e con cerniera in arco rovescio) ed una condizione di asimmetria.

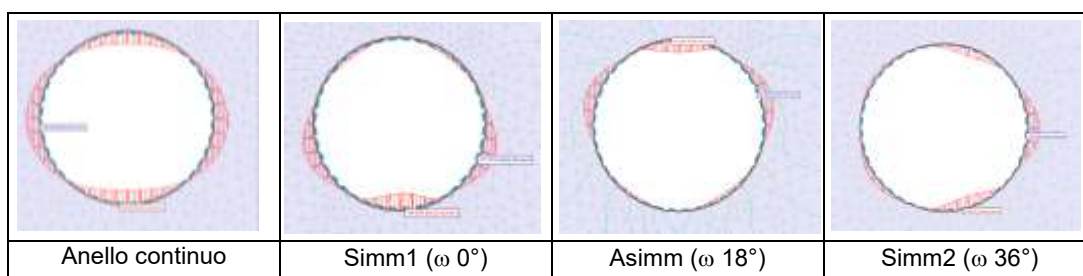


Figura 3-8. Distribuzione dei Momenti flettenti nei conchi prefabbricati al variare della pozione dei giunti.

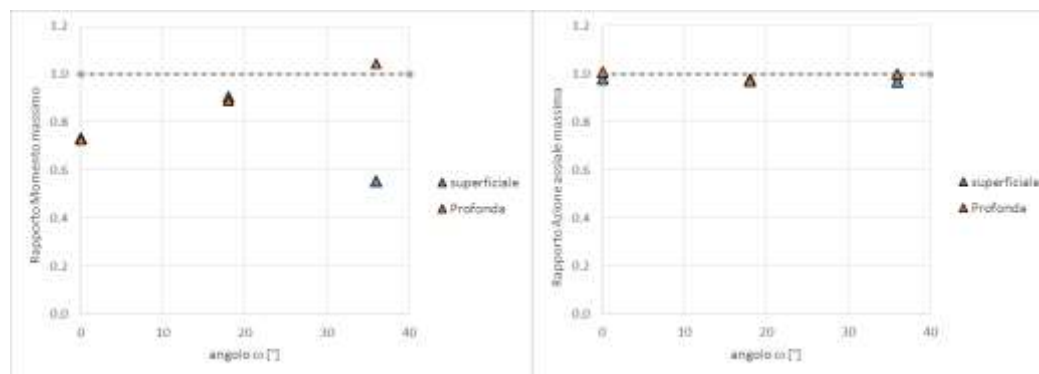


Figura 3-9. Variazione del momento massimo e della forza assiale massima con l'orientazione dei giunti nel caso di galleria superficiale (modello 1) e profonda (modello 2a), considerando uno stato iniziale di tensione caratterizzato da $k_0 = 0.5$.

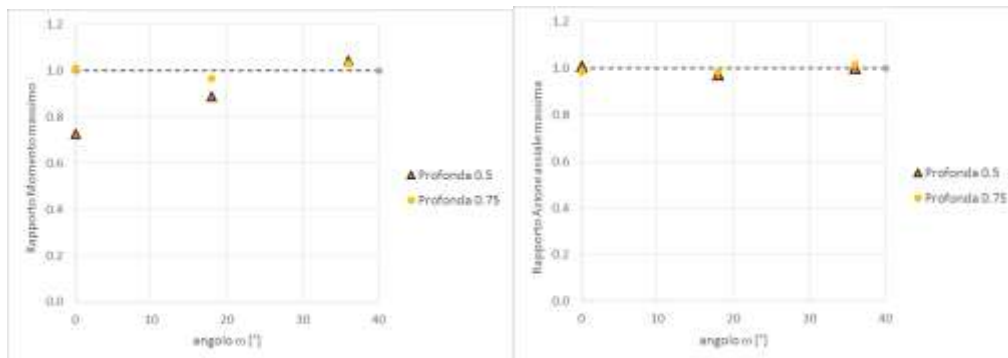


Figura 3-10. Variazione del momento massimo e della forza assiale massima con l'orientazione dei giunti nel caso di galleria profonda, considerando uno stato iniziale di tensione caratterizzato da $k_0 = 0.5$ e 0.75 .

Nelle Figura 3-9 e Figura 3-10 sono riportati i risultati ottenuti nelle analisi espressi, in termini di rapporto di azione massima di momento flettente ($R_{M_{max}}$) e di Forza assiale ($R_{N_{max}}$):

$$R_{M_{max}} = \frac{M_{\max \omega}}{M_{\max o}} \quad (1)$$

$$R_{N_{max}} = \frac{N_{\max \omega}}{N_{\max o}} \quad (2)$$

dove M_{\max} e N_{\max} sono, rispettivamente, il momento flettente e l'azione assiale massimi calcolati nell'anello di conchi, il pedice ω indica l'angolo di orientazione dei giunti e o sta ad indicare l'assenza dei giunti (anello continuo).

Le analisi condotte mostrano come, anche sotto le ipotesi considerate, l'azione assiale N non sia influenza né dalla profondità della galleria né dallo stato di tensione iniziale, per qualsiasi delle configurazioni geometriche considerate. In Figura 3-8 è riportata la distribuzione dei momenti flettenti nell'anello di conchi ed è evidente come essa sia fortemente influenzata dalla disposizione dei giunti.

Per quanto riguarda il momento flettente massimo può subire variazioni anche sostanziali in relazione allo stato di sollecitazione (profondità della galleria) ed in relazione alla posizione dei giunti. La presenza dei giunti in alcune configurazioni geometriche diminuisce il valore del momento massimo portandolo a valori decisamente minori di quelli ottenuti considerando un anello continuo, sia per gallerie superficiali che profonde. L'entità di tale diminuzione è però funzione della posizione dei giunti. Per quanto riguarda la galleria profonda, nelle condizioni analizzate, la configurazione più favorevole è quella con giunto in chiave, mentre per la galleria superficiale è quella con due giunti simmetrici in calotta (Simm 2 in Figura 3-7).

Per quanto riguarda la galleria profonda è stata condotta un'ulteriore analisi, considerando uno stato di sollecitazione iniziale con k_0 pari a 0.75 (modello 2b). Per quanto riguarda il momento flettente si osserva che per k_0 pari a 0.5 alcune configurazioni geometriche appaiono più favorevoli di altre mentre per k_0 pari a 0.75 il rapporto di momento massimo assume in tutte le configurazioni geometriche un valore prossimo all'unità.

Un altro aspetto decisamente influente e poco studiato nella letteratura tecnica è l'interazione dei conchi con il materiale di riempimento posto nell'intercapedine lasciato tra l'estradosso dei conchi e le pareti di scavo che generalmente viene analizzato consentendo (slip) o impedendo (no-slip) lo scorrimento dell'interfaccia conchi-malta.

Nelle gallerie scavate con TBM scudate in ammassi rocciosi competenti tale intercapedine viene normalmente riempito con materiale sciolto (pea gravel) a volte successivamente cementato con malta, utilizzata anche a supporto del concio posto alla base dell'anello. In zone di ammasso particolarmente spingenti o laddove sono previste convergenze rilevanti possono essere impiegati conglomerati cementizi con inerti di argilla espansa.

A meno che non siano presenti opportuni dispositivi di protezione dello scudo, l'operazione di riempimento non viene eseguita in prossimità dello scudo. In questo caso il totale riempimento dell'intercapedine è progressivo e può considerarsi completo solo ad una distanza dalla coda dello scudo pari a circa un diametro. In questo caso, il completo contatto tra ammasso roccioso ed anello di conci prefabbricati non dovrebbe essere considerato alla distanza dal fronte di scavo laddove i conci vengono montati, ma a quella in cui il riempimento dell'intercapedine può essere considerato completato. Le modalità di riempimento dell'intercapedine fanno sì che tale materiale sia caratterizzato da un comportamento elasto-plastico fortemente non lineare.

Come sarà descritto nel seguito anche questo aspetto, poco trattato ed affrontato nella letteratura scientifica e nella pratica progettuale, manifesta in realtà una forte influenza sulla risposta degli elementi strutturali impiegati per mantenere in sicurezza gli scavi.

Lo spessore dell'intercapedine tra rivestimento e la parete di scavo, che in genere viene riempito da materiale che assume una rigidità inferiore a quella del calcestruzzo costituente i conci prefabbricati del rivestimento, ha una grande influenza sui carichi finali applicati dalla roccia al rivestimento. Un certo effetto sui carichi e, quindi, sui momenti flettenti e sulle forze assiali che si sviluppano nel rivestimento, è svolto anche dalla distanza alla quale vengono installati i conci e da quella alla quale viene completato il riempimento dell'intercapedine. Fino a quando l'intercapedine non è riempita, infatti, la connessione tra il rivestimento e la parete dello scavo non è attuata e quest'ultima è libera di deformarsi senza alcun contrasto da parte del rivestimento.

Nelle gallerie molto profonde (le gallerie basali), per le quali la copertura di roccia può raggiungere e superare i 2000 m, per poter contenere i momenti flettenti e le forze assiali nel rivestimento a conci prefabbricati, si può ritardare la messa in opera del rivestimento (aumentando la distanza dal fronte alla quale vengono montati i conci) e/o si può prevedere un materiale di riempimento a bassa rigidità, che consenta di trasferire dalla roccia al rivestimento stesso carichi più bassi.

Tale strategia può essere ben raffigurata con il metodo delle curve caratteristiche: il ritardo nella messa in opera del rivestimento è rappresentata dallo spostamento della linea di reazione del sostegno verso valori di spostamenti più elevati; l'impiego di un materiale di riempimento a bassa rigidità è raffigurata dalla riduzione complessiva della rigidità del sistema di sostegno e, quindi, dalla riduzione della pendenza della linea di reazione.

Come risultato finale si ottiene un abbassamento del valore del carico finale che agisce sul rivestimento.

4 Il caso della galleria di Base del Brennero

4.1 Descrizione delle opere

La Galleria di Base del Brennero rappresenta uno degli elementi centrali di collegamento ferroviario tra il nord Europa ed il bacino del mar Mediterraneo ed unirà la città di Bolzano a quella di Innsbruck. Il progetto è considerato al primo posto della lista dei Progetti Prioritari redatta dall'Unione Europea. Il sistema si compone di tre gallerie principali che si sviluppano lungo la direzione Nord-Sud lunghe più di 50 km con coperture anche superiori a 1100 m e di quattro gallerie di accesso laterali. Le due gallerie principali (Gallerie di Linea) hanno un diametro equivalente di circa 12 m e sono poste ad un interasse variabile tra i 40 e 70m; una terza canna di diametro ridotto (circa 6 m) è in posizione centrale e posta a profondità di 12 m dalle prime (Cunicolo esplorativo). Data la lunghezza dei tunnel, oltre a cunicoli di collegamento trasversali, è prevista la realizzazione di tre fermate di emergenza, ciascuna delle quali interessa una lunghezza totale di 470 m e sono caratterizzate da una geometria estremamente complessa in quanto alle tre gallerie si aggiunge una galleria centrale e cunicoli trasversali di collegamento che consentono

l'allontanamento dei passeggeri e l'aspirazione degli eventuali fumi.

Nel seguito sono riportati alcuni dei risultati ottenuti da modellazioni numeriche bidimensionali e tridimensionali preliminari, condotte per l'analisi dello scavo della fermata di emergenza di Trens, ancora da realizzare, e, per tanto, su questa opera è posta attenzione nel seguito.

E' quindi un'opera dalla geometria estremamente complessa ed ubicata da progetto in prossimità della Finestra dei Tauri (Pennidico e Subpennidico) in una zona caratterizzata da presenza di ammassi rocciosi non omogenei, costituiti principalmente da calcescisti calcarei, in minor misura da calcescisti poveri di carbonato e, con probabilità inferiore, da anfiboliti. La tratta è interessata inoltre dalla presenza di importanti zone di faglia che potrebbero rappresentare zone di criticità per le opere da realizzare. In particolare gli scavi saranno interessati sia dalla faglia limite meridionale dei Tauri che dal sistema di faglie di Avenes.

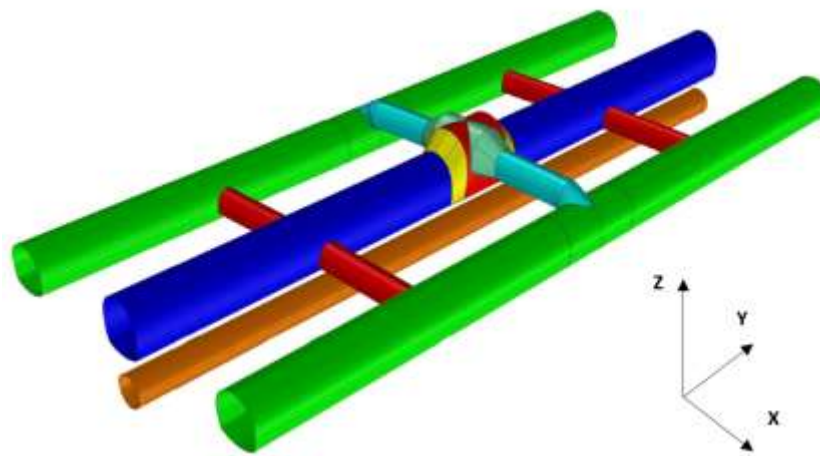


Figura 4-1. Ricostruzione geometrica degli scavi in corrispondenza della Fermata di emergenza di Trens

Le gallerie hanno coperture poco variabili che assumono un valore massimo di circa 1100m.

Lo stato tensionale caratteristico della zona analizzata è considerato pari a quello litostatico per quanto riguarda la componente verticale ed isotropo nel piano orizzontale con un coefficiente di riduzione K_0 pari a 0,75.

Le gallerie ed il cunicolo esplorativo saranno realizzate in successione, scavate con differenti tecniche (con TBM scudata il cunicolo esplorativo e con tecniche tradizionali le altre) e prevedono differenti sezioni di progetto in relazione alle caratteristiche dell'ammasso incontrato.

Nella tratta di interesse il cunicolo esplorativo è realizzato con TBM scudata, presenta un raggio di 3.30 m circa ed è rivestito con un anello in conci prefabbricati in calcestruzzo aventi raggio all'estradosso di 3.20 m ed uno spessore di 30 cm. Tra il raggio di scavo e l'estradosso dei conci è previsto un intercapedine di spessore pari a 10 cm che viene riempito con pea-gravel o, in zone di ammasso particolarmente spingenti con conglomerati cementizi con inerti di argilla espansa. E' prevista una distanza di installazione dei conci dal fronte di scavo pari a 12 m.

Le altre gallerie saranno realizzate con scavi tradizionali a piena sezione e presentano, nella zona della FdE, una sezione di scavo a ferro di cavallo con diametri equivalenti variabili tra circa i 10 e 15 m. La dimensione degli scavi ed i rinforzi di prima fase previsti variano a seconda delle condizioni di ammasso incontrare e prevedono l'impiego di: betoncino proiettato, centine metalliche, ancoraggi radiali e rinforzi in avanzamento posti al contorno della zona di calotta.

Le operazioni di scavo e di posa dei sostegni e dei rivestimenti di prima fase saranno realizzate in successione e non ci sarà contemporaneità nelle operazioni realizzative. La posa del rivestimento definitivo è prevista solo al termine di tutte le operazioni di scavo delle intere gallerie di linea e non è prevista la simulazione numerica, nell'ambito di questo studio.

Nel seguito si riportano i risultati di alcune delle analisi numeriche preliminari condotte sia in campo bidimensionale che tridimensionali che riproducono la successione delle operazioni di scavo delle gallerie previste nella Fermata di emergenza di Trens, con lo scopo di analizzare l'interazione tra i vuoti. Si darà quindi particolare riguardo alla risposta strutturale degli elementi di rinforzo impiegati in relazione ad alcune scelte di modellazione trascurando, in questa sede, gli aspetti di interazione tensio-deformativa più specificatamente inerenti l'ammasso roccioso.

4.2 Modello numerico 2D FEM

La modellazione bidimensionale è stata eseguita utilizzando il codice FEM bidimensionale RS2 9.0 (Rocscience) ed ha riguardato la simulazione delle operazioni di scavo e di posa in opera dei rinforzi di prima fase del cunicolo esplorativo (CE), delle gallerie di linea (GLest, GLovest) e del cunicolo centrale (CcT). Non vengono simulati gli scavi dei cunicoli di collegamento trasversale.

Lo stato tensionale iniziale verticale è pari a quello litostatico ottenuto considerando una copertura di 1115m ed un coefficiente di spinta a riposo k pari a 0.75 in entrambe le direzioni orizzontali.

Le analisi sono condotte in campo piano di deformazione simulando gli scavi delle gallerie considerando un dominio avente dimensione di 300m per 300m, tale da non risentire al suo contorno dello stato di tensione e deformazione indotto dagli scavi. E' schematizzato da una mesh a maglie triangolare costituita da circa 68000 elementi triangolari a 6 nodi e circa 135000 nodi ed è vincolato con appositi vincoli di spostamento verticale ed orizzontale al fine da simularne le condizioni di contorno. Le dimensioni degli elementi sono molto variabili, spaziando da 6 metri a 5 cm circa di lato: la mesh subisce infatti un infittimento importante nella zona degli scavi, ed un ulteriore infittimento al contorno delle gallerie e degli elementi di sostegno e rinforzo applicati, laddove si prevedono i maggiori gradienti di tensione e le zone di plasticizzazione.

La geometria degli scavi e le opere di prima fase simulate sono quelle corrispondenti alle sezioni di progetto.

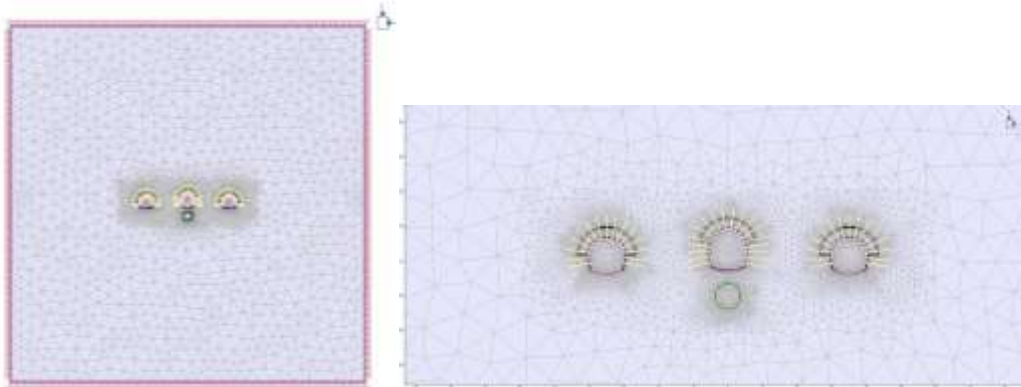


Figura 4-2. Modello 2D FEM (RS2, Rocscience)

L'ammasso roccioso è considerato come un mezzo omogeneo ed isotropo, elastico lineare perfettamente plastico con criterio di resistenza alla Hoek e Brown (2001). I parametri di resistenza e deformabilità impiegati sono riportati in Tabella 4-1.

L'ammasso roccioso all'interno della quale si sviluppa la Fermata di Emergenza è stato simulato come un mezzo omogeneo ed isotropo, elastico lineare perfettamente plastico con criterio di resistenza alla Mohr – Coulomb, con parametri di deformabilità e resistenza relativi alla sezione di progetto denominata T4 e riportati nella Tabella seguente.

Tabella 4-1. Parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso

	GSI [-]	γ [KN/m ³]	E_m [MPa]	ν [-]	σ_{ci} [MPa]	K [MPa]	G [MPa]	Φ [°]	T [MPa]	C [MPa]	Ψ [°]
Ammasso roccioso	55	26,6	20414	0,3	50	17000	7900	33.8	1,1	3,06	0
Zona consolidata	57	26,6	20560	0.3	55	17100	7910	35	1.1	3.20	0

Gli ancoraggi radiali sono simulati con elementi 'fully embeded bolt' aventi comportamento elastico, mentre l'anello di conci prefabbricati ed il rivestimento in calcestruzzo proiettato con elementi beam anch'essi aventi comportamento elastico. Gli elementi posti ad ombrello dal contorno dello scavo per la consolidazione della zona di calotta in avanzamento sono simulati considerandone l'effetto di miglioramento simulando, quindi, una fascia di materiale nella zona di calotta avente caratteristiche di resistenza e deformabilità equivalenti e corrispondenti a quelle dell'ammasso roccioso consolidato le cui caratteristiche sono state calcolate utilizzando il metodo di omogeneizzazione proposto da Ribacchi (1977).

Le fasi di scavo e di applicazione dei sostegni di prima fase seguono la successione temporale prevista da progetto (cunicolo esplorativo, prima galleria di linea, seconda galleria di linea e cunicolo centrale) ed il processo progressivo di scavo è simulato attraverso l'applicazione sul contorno degli scavi di una pressione p decrescente atta, a simulare l'effetto di un avanzamento dello scavo, sino al suo completo annullamento a scavo completato. Gli elementi di rinforzo sono stati attivati ad un livello di pressione che è funzione della rispettiva distanza di posa dal fronte di scavo e che viene calcolata secondo Vlachopoulos e Diederichs (2009). Il processo di calcolo è stato quindi applicato un approccio passo-passo che prevede la simulazione progressiva degli scavi e la posa dei sistemi di sostegno di prima fase con una successione di 42 step di calcolo.

Una prima serie di analisi è stata condotta per valutare l'effetto dell'interazione degli scavi sulle azioni interne che si sviluppano nell'anello di conci prefabbricati, considerando la presenza dei giunti di collegamento. In analogia alle analisi presentate nel paragrafo precedente, il rivestimento del cunicolo esplorativo è stato quindi simulato sia considerandolo come un anello continuo, sia con una configurazione geometrica dei giunti simile a quella prevista da progetto: 5 conci prefabbricati uno dei quali con un'apertura angolare di 45° e gli altri 4 uguali aventi un'apertura angolare di 78.75°. Condizione geometrica che è stata semplificata con 5 giunti equi distanziati lungo la circonferenza, simulati attraverso l'introduzione di cerniere interne.

In questo caso, quindi, sono state considerate le condizioni previste dal progetto valutando, pertanto, anche l'esecuzione successiva di scavi posti in contiguità al cunicolo esplorativo ed analizzando differenti disposizioni dei giunti realizzati.

In questo caso sono state analizzate non solo le condizioni al termine dello scavo del cunicolo esplorativo, ma anche quelle al termine del successivo scavo delle gallerie di linea e del cunicolo centrale di Trens. Anche in questo caso sono stati calcolati tre rapporti di azione massima riferito a quelli ottenuti considerando l'anello continuo al termine dello scavo del cunicolo esplorativo CE, delle gallerie di linea (GL) e del cunicolo centrale (CC), secondo le equazioni (1) e (2). I risultati sono riportati nella Figura 4-4. E' possibile osservare che al termine dello scavo del cunicolo esplorativo (CE) i rapporti dei momenti sono tutti prossimi all'unità per qualsiasi configurazione geometrica considerata, in accordo con la seconda analisi. Lo scavo delle successive gallerie evidenzia valori del rapporto di momento R_{Mmax} decisamente inferiore all'unità ma solo in alcune condizioni geometriche. In particolare nella condizione finale, quella maggiormente gravosa in termini di azioni sui conci, la condizione geometrica che sembra assorbire meglio le sollecitazioni dell'ammasso roccioso è quella con ω pari a 45° e cioè quella con concio in calotta.

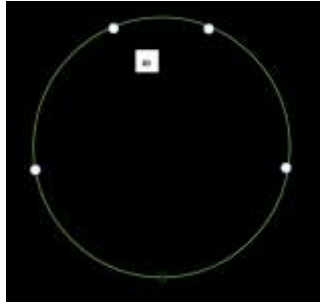


Figura 4-3. Condizioni geometriche di discontinuità (giunti-cerniera) come da progetto.

L'analisi evidenzia che, per quanto riguarda la fermata di emergenza di Trens, il solo scavo del CE mostra valori del rapporto pari all'unità (l'impiego di un anello continuo porta a risultati poco distanti da quelli ottenuti con anello discontinuo); al termine dello scavo del CC, la presenza dei giunti in una condizione geometrica particolare favorisce la distribuzione delle azioni interne: in particolare il momento flettente assume un valore pari al 40% di quello calcolato con anello continuo. Nella simulazione, l'azione normale, al contrario non risente della presenza dei giunti.

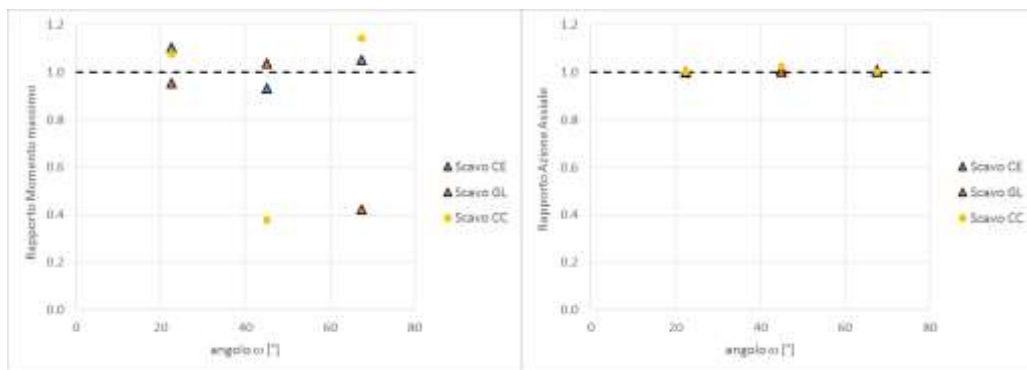


Figura 4-4. Variazione del momento massimo e della forza assiale massima con l'orientazione dei giunti nel caso di progetto: al termine dello scavo del cunicolo esplorativo (CE), delle gallerie di linea (GL) e del cunicolo centrale (CC).

4.3 Modello 3D FDM

La modellazione 3D degli scavi in progetto per la Fermata d'emergenza di Trens è stata sviluppata con il codice alle Differenze Finite FLAC (Itasca). In questo caso non sono state analizzate solo le gallerie principali (Cunicolo esplorativo, Gallerie di linea e Cunicolo Centrale) ma anche i Cunicoli Trasversali per l'evacuazione delle persone (CT) e di ventilazione (CV) per l'aspirazione dei fumi. Dato che la geometria della fermate d'emergenza nel suo complesso risulta estremamente complicata da simulare e trasformare in una discretizzazione utile alle successive analisi e che i due cunicoli trasversali hanno un diametro medio di circa 5.5 m e distano all'incirca 45 m (circa 8 volte il diametro), tale per cui cunicoli possono essere considerati indipendenti sono stati messi a punto due modelli distinti.

Data la complessità geometrica degli scavi la loro ricostruzione geometrica (Figura 4-1) è stata effettuata tramite l'applicazione del software CAD Rhinoceros unitamente al plug-in Block-ranger (Itasca) necessario per trasformare la geometria in una mesh esportabile in un formato leggibile da FLAC3D.

Date le condizioni di simmetria geometrica del sistema di gallerie della Fermata di Emergenza di Trens è stato considerato un piano di simmetria passante per gli assi longitudinali del cunicolo

esplorativo e del cunicolo centrale, simulando così solo una metà della Fermata di Emergenza, riducendo in tal modo l'onere computazionale.

Al modello è stato imposto uno stato di tensione iniziale pari a quello litostatico ottenuto considerando una copertura di 1115m ed un coefficiente di spinta a riposo k pari a 0.75 in entrambe le direzioni orizzontali, che corrisponde ad una componente verticale di tensione pari a 29.6 MPa, e componenti orizzontali pari a 22.5 MPa costanti in tutto il dominio.

L'ammasso roccioso all'interno della quale si sviluppa la Fermata di Emergenza è stato simulato come un mezzo omogeneo ed isotropo, elastico lineare perfettamente plastico con criterio di resistenza alla Mohr – Coulomb, con parametri di deformabilità e resistenza riportati nella Tabella 4-1.

In particolare gli ancoraggi radiali sono simulati con elementi cable con comportamento elastico lineare per l'elemento in acciaio ed un limite di resistenza alla MC per la malta di cementazione; sono attivati ad una distanza dal fronte di 1.5 m. Il rivestimento in betoncino proiettato fibrorinforzato è stato simulato attraverso l'impiego di elementi *Shell* triangolari (dkt-cst a 15). Per tali elementi è stato considerato un comportamento elastico lineare isotropo, con connessioni rigide, infinitamente resistenti ai nodi dell'ammasso roccioso a cui sono connessi. Essi sono stati attivati ad una distanza dal fronte pari a 2 m. Gli elementi di ancoraggio posti ad ombrello al contorno del cavo per la consolidazione della zona di calotta in avanzamento sono modellati considerandone l'effetto di miglioramento simulando una fascia di materiale avente caratteristiche di resistenza e di deformabilità equivalenti e corrispondenti a quelle dell'ammasso roccioso consolidato (Tabella 4-1).

L'anello di conci prefabbricati posto a sostegno di prima fase del Cunicolo Esplorativo è stato simulato attraverso elementi *liner*. Sono elementi piani a tre nodi, del tutto analoghi agli elementi shell, dai quali si differenziano per le proprietà di connessione alla griglia di nodi dell'ammasso roccioso circostante. Tali elementi, infatti, attraverso l'impiego di elementi link che connettono i nodi della shell alla griglia circostante consentono di simulare un comportamento di interfaccia tra elemento strutturale ed ammasso roccioso circostante sia nella direzione normale che in quella tangenziale.

Tale scelta si basa sulla necessità di simulare la presenza di materiale di riempimento a tergo dell'anello di conci che influenza fortemente, come sarà mostrato nel seguito, le azioni trasmesse al rivestimento.

In questo caso non sono stati simulati giunti interni all'anello che quindi viene considerato come continuo. Gli elementi sono attivati ad una distanza pari a circa 12 m dal fronte di scavo.

Le fasi di scavo e di applicazione dei sostegni di prima fase seguono la successione temporale prevista da progetto (cunicolo esplorativo, galleria di linea, cunicolo centrale e cunicolo trasversale o di Ventilazione). Le fasi della modellazione simulano, quindi, gli scavi dei vuoti con avanzamento progressivo del fronte di scavo e la conseguente attivazione degli elementi strutturali e delle fasce consolidate alla distanza prevista da progetto per tutte le gallerie analizzate. Per quanto riguarda le gallerie principali il modello ha simulato lo scavo passo-passo di una lunghezza complessiva pari a di circa 110 m con step di scavo variabile tra i 6 m (in corrispondenza del contorno del modello) e i 2 m (nella zona di intersezione) di differente lunghezza conformemente alla geometria dei modelli e delle previsioni progettuali. Al termine dello scavo delle gallerie principali si è simulato lo scavo del cunicolo trasversale (modello M1) o di quello di Ventilazione (modello M2) per passi successivi e per la lunghezza compresa tra la galleria di linea ed il Cunicolo Centrale.

Il modello ha visto una prima fase di calibrazione effettuata attraverso una serie di analisi parametriche condotte allo scopo di evidenziare ed analizzare l'effetto del materiale di riempimento posto a tergo dell'anello di conci prefabbricati previsto nel cunicolo esplorativo sulle azioni trasmesse ai conci stessi.

Per questo fine, gli elementi shell impiegati nella modellazione sono stati vincolati all'ammasso roccioso circostante attraverso l'impiego di elementi link nella direzione normale e di taglio. Nella direzione normale l'interazione è controllata da molle con rigidità k_n , infinitamente resistenti in compressione e con un limite di resistenza F_t in condizioni di trazione. Nella direzione tangenziale (di taglio) l'interazione è controllata da una molla avente rigidità k_s ed un limite di resistenza funzione della sollecitazione normale e definito tramite coesione (di picco c e residua c_r) e angolo d'attrito del contatto elemento strutturale-ammasso roccioso.

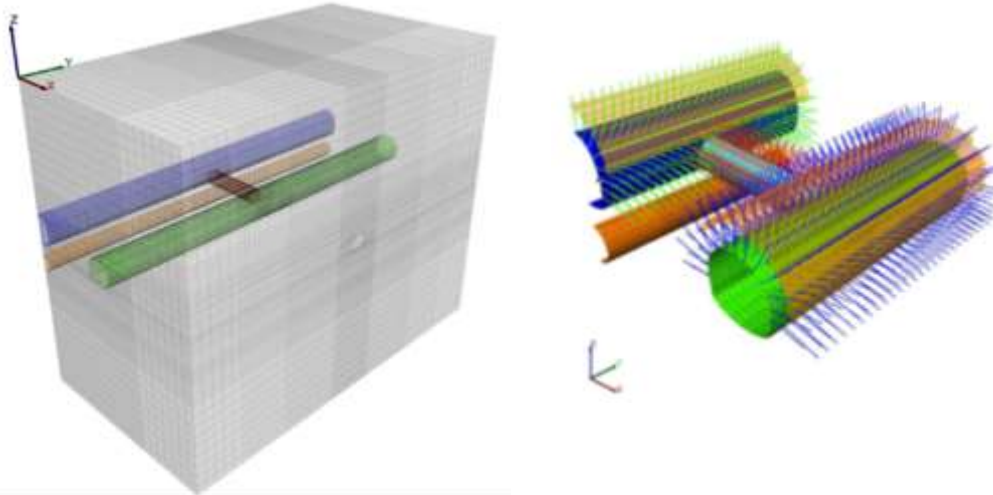


Figura 4-5. Geometria dei modelli 3D per la simulazione degli scavi della Fermata di emergenza di Trens in corrispondenza del cunicolo trasversale (sinistra) e particolare della configurazione degli elementi di sostegno di prima fase simulati nel modello.

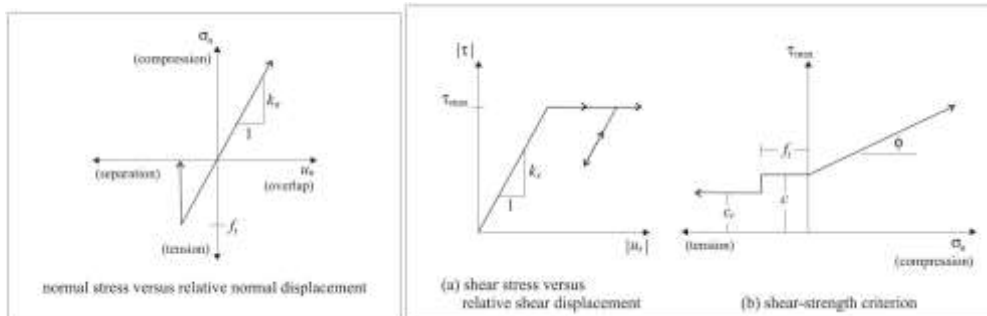


Figura 4-6. Comportamento degli elementi link utilizzati per simulare il comportamento del materiale di riempimento (Flac 3D)

In particolare sono stati fatti variare i valori di rigidezza a taglio e normale, nonché i valori di resistenza a trazione e taglio degli elementi di connessione, secondo quanto sotto riportato:

- Rigidezza k_n e k_s (rispettivamente rigidezza normale e di taglio della molla di accoppiamento)
- Infinitamente rigide
- Con rigidezza pari a 4.6×10^9 kPa/m pari alla rigidezza equivalente, o apparente, consigliata dal manuale d'uso del software e calcolata secondo la relazione (3) dove K e G sono rispettivamente il modulo di volume e di taglio dell'ammasso roccioso, mentre Z_{min} è la più piccola dimensione di una zona a contatto con l'interfaccia nella direzione normale ad essa.

$$\max \left[\frac{\left(K + \frac{4}{3} G \right)}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (3)$$

- Rigidezza caratteristica del materiale di riempimento a tergo dell'anello. Il progetto prevede l'impiego di pea-gravel, ovvero, in zone di ammasso particolarmente spingenti, di conglomerati cementizi con inerti di argilla espansa. Dato che non si hanno dati di caratterizzazione di questo materiale sufficientemente dettagliati, si è scelto di considerarlo come un materiale con un comportamento elastico lineare molto deformabile ($E = 20 \text{ MPa}$, $\nu = 0.21$) e con bassa resistenza ($c=1 \text{ MPa}$ e $\phi = 35^\circ$). In particolare dati i parametri di deformabilità del materiale e considerando lo spessore L del materiale di riempimento pari a quello dell'intercapedine tra estradosso anello di conci e scavo pari a 10 cm ed un'area di competenza unitaria, è possibile stimare la rigidezza normale e tangenziale, come quella di un materiale continuo, omogeneo ed isotropo:

$$k_n = \frac{E \times A}{L} = 2 \cdot 10^5 \text{ kPa/m} \quad (4)$$

$$k_s = \frac{k_n}{2(1+\nu)} = 8.3 \cdot 10^4 \text{ kPa/m} \quad (5)$$

Per quanto riguarda, invece la resistenza a taglio essa è stata considerata nulla, pari alla resistenza del materiale di riempimento e pari a quella dell'ammasso roccioso circostante.

Le analisi condotte hanno permesso la determinazione delle azioni interne indotte in tutti gli elementi strutturali per ciascun passo di calcolo. E' stato quindi possibile individuare gli elementi maggiormente sollecitati e le variazioni degli stati tensionali indotti dalla successione degli scavi di tutte le gallerie analizzate.

Quello che è possibile osservare è che per quanto riguarda la risposta strutturale dei conci è estremamente influenzata dal comportamento degli elementi di connessione link, non tanto al termine dello scavo del solo cunicolo esplorativo, di cui i conci costituiscono l'elemento di rivestimento di prima fase, ma soprattutto per effetto dell'interazione degli scavi della galleria sovrastante.

Per ciò che concerne lo stato tensionale indotto nei conci al completamento del cunicolo esplorativo (Figura 5-1) è possibile osservare che la mancanza di resistenza delle molle di taglio (situazione b in figura) porta al perfetto scivolamento dell'interfaccia concio-ammasso (situazione di slip) che induce una sollecitazione di compressione uniforme all'interno dell'intero anello (N_y pressochè costante). In tutte le altre condizioni analizzate, invece, lo stato di sollecitazione è massimo sui piedritti e si riduce di circa al 50% nella zona di calotta nel caso di elementi ad elevata rigidità (situazione a) e al 75% nel caso di materiale deformabile (situazione c). In quest'ultimo caso sia l'azione assiale che il momento flettente M_x risultano decisamente ridotte rispetto alle azioni interne computate considerando riempimenti più rigidi.

Allorquando viene realizzato lo scavo del cunicolo centrale sovrastante quello esplorativo, le azioni indotte nell'anello di conci subiscono una decisa intensificazione, anche in questo caso funzione del modello di collegamento all'ammasso roccioso. Nel caso di molle rigide, in corrispondenza dei piedritti il modello risponde con non trascurabili sollecitazioni di trazione che risultano essere non plausibili in quanto difficilmente corrispondenti ai carichi realmente trasmessi in tali condizioni.

Questa prima fase di calibrazione ha consentito la scelta di opportuni valori di rigidezza e resistenza degli elementi di collegamento, scelti anche grazie al confronto con i risultati della

modellazione bidimensionale. Il modello così messo a punto è stato quindi utilizzato per analizzare in via previsionale l'interferenza tensio deformativa degli scavi previsti, lo sviluppo atteso delle zone plastiche e la progressione delle convergenze attese.

E' evidente come la calibrazione del modello dovrà seguire un processo di back-analysis più accurato, attraverso il confronto con misure di stato tensionale e deformativo previste durante la realizzazione degli scavi,

5 Conclusioni

La progettazione di una galleria scavata in un ammasso roccioso è un processo estremamente complesso che deve prevedere la determinazione delle procedure di scavo, la messa in opera dei sistemi di sostegno e/o rinforzo atti a mantenere in condizioni di stabilità le operazioni di realizzazione dell'opera, nonché la definizione delle misure di monitoraggio da prevedersi per il controllo della risposta dell'ammasso. La fase di progettazione è un processo interattivo che non termina se non all'intera esecuzione dell'opera e che prevede l'applicazione del Metodo Osservazionale. Le grandezze chiave individuate in fase progettuale come significative (convergenza pareti, estrusione del fronte, spostamento al contorno degli scavi, stato di tensione ed azioni nei sostegni e nei rivestimenti, ecc) per le quali vengono stabiliti valori attesi e limiti di variabilità accettabili sono acquisite e controllate durante l'esecuzione degli scavi ed in relazione alla loro risposta vengono confermate le ipotesi progettuali od eventualmente modificate.

La modellazione numerica rappresenta lo strumento di calcolo principalmente impiegato a questi fini e, perché essa fornisca risultati e valori di riferimento attendibili deve essere in grado di ben simulare il comportamento meccanico dell'ammasso roccioso in vengono realizzati gli scavi, così come i meccanismi di interazione con gli elementi strutturali previsti e posti a rinforzo e sostegno degli dei vuoti.

Negli ultimi decenni grandi sforzi sono stati impiegati nello sviluppo di approcci numerici, continui e discontinui, che ad oggi consentono di ben simulare e prevedere il comportamento del mezzo al contorno degli scavi anche in condizioni di ammassi rocciosi complessi o con scavi aventi geometrie fortemente tridimensionali.

Nel presente lavoro si è posta attenzione, invece, ad alcuni aspetti innovativi nella modellazione degli elementi strutturali e dell'interazione che essi hanno con l'ammasso roccioso circostante, che solo negli ultimi anni hanno mostrato interesse e sviluppo.

In particolare l'attenzione è stata posta agli anelli di conci prefabbricati impiegati come rivestimento di gallerie scavate con TBM, sempre più spesso impiegata nella realizzazione di gallerie civili. Si è evidenziato come anche aspetti tecnologici che a volte vengono trascurati nelle modellazioni numeriche, quali il numero di conci impiegati, il tipo di connessione, le condizioni di riempimento dell'intercapedine a tergo dell'anello di rivestimento, fortemente influenzino le azioni interne trasmesse ai singoli elementi strutturali dall'ammasso roccioso circostante. Aspetti che, pertanto, devono essere tenuti in conto e simulati con modellazioni numeriche che sempre più nel dettaglio debbono tener in conto di tali aspetti.

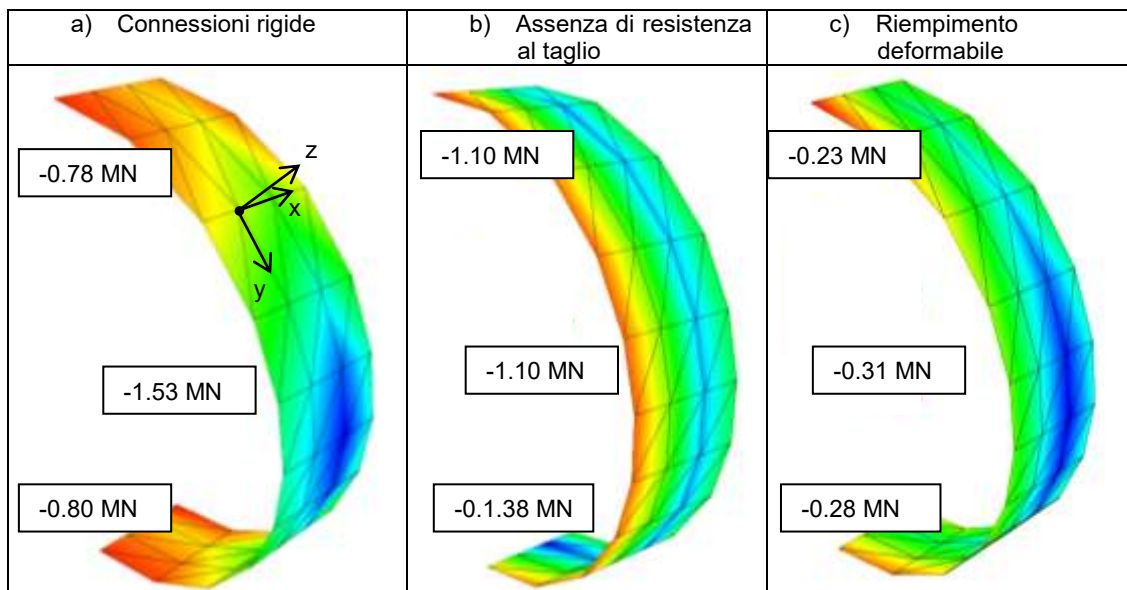


Figura 5-1. Distribuzione delle azioni assiali N_y su una porzione di conchio del cunicolo esplorativo (elemento LINER) al completamento degli scavi del Cunicolo Esplorativo stesso. I valori numerici si riferiscono ai valori massimi in calotta, sul piedritto ed in arco rovescio.

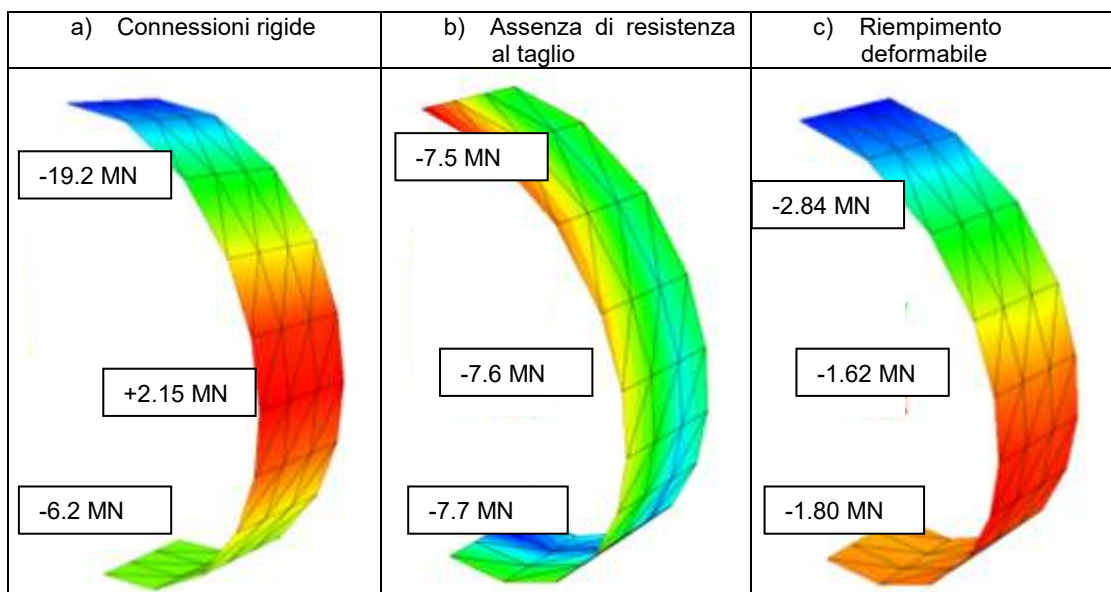


Figura 5-2. Distribuzione delle azioni assiali N_y su una porzione di conchio del cunicolo esplorativo (elemento LINER) al completamento degli scavi del Cunicolo Centrale. I valori numerici si riferiscono ai valori massimi in calotta, sul piedritto ed in arco rovescio.

6 References

- Arnau O, Molins C (2011). Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on in situ loading test. Part 1: Numerical simulation. *Tunnelling and underground space technology*, Vol 26, pp. 778-788.
- Arnau O, Molins C (2012). Three dimensional structural response of segmental tunnel lining. *Engineering structure*, vol 44. Pp. 210-221.
- Blom CBM (2002). Design philosophy of concrete linings for tunnels in soft soils. Delft University Press, Delft, the Netherlands.;
- Cavalaro SHP, Aguado A (2012). Packer behaviour under simple and coupled stresses. *Tunnelling and Underground Space Technology* 28, pp. 159-173.
- Ding WQ, Yue ZQ, Tham LG, Zhu HH, Lee CF, Hashimoto T (2004). Analysis of shield tunnel. *International Journal for numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 28, pp. 57-91
- Do NA, Dias D, Oreste PP, Djeran-Maigre I (2013). 2D numerical investigation of segmental tunnel lining behaviour. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 37, pp 115-127.
- Einstein HH, Schwartz CW (1979). Simplified analysis for tunnel support. *Journal of the geotechnical Engineering Division*, pp 499-517.
- Flac 3D, Itasca Consulting Group. User's Guide and software manuals.
- Grancuore S., 2016. A critical interpretation of the numerical analysis regarding the interaction between cutting tool and rock. Tesi di laurea magistrale in Ing. per l'ambiente e il territorio, Politecnico di Torino. Relatori: P. Oreste e G. Spagnoli, 274 pagine.
- Greeneweg T., 2007. Shield driven tunnels in ultra high strength concrete. Master's thesis, Delft University of Technology.
- Guan Z, Deng T., Wang G, Jiang Y (2015). Studies on the key parameters in segmental lining design. *Journal of rock mechanics and Geotechnical engineering*. Vol 7, pp 674-683.
- Lee KM, Hou XY, Ge XW, Tang Y (2001). An analytical solution for a jointed shield-driven tunnel lining. *International Journal for numerical and analytical Method in Geomechanics* 25, pp. 365-390
- Li X., Yan Z., Wang Z, Zhu H (2015) A progressive model to simulate the mechanical behaviour of concrete segmental lining longitudinal joints. *Engineering Structures*, Vol 93, pp. 97-113.
- Majidi A., Ajamzadeh H, Nadimi S. (2016). Investigation of moment-rotation relation in different joint types and evaluation of their effects in segmental tunnel lining. *Arabian Journal of Geoscience*, vol 9, 512, pp 15.
- Muir Wood AM (1975). The circular tunnel in elastic ground. *Géotechnique* 25, pp. 115-127.
- Molins C, Arnau O (2011). Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on in situ loading test. Part 1: Test configuration and execution. *Tunnelling and underground space technology*, Vol 26, pp. 764-777.
- Munjiza A, Andrews, K.R.F., White, J.K. (1999). Combined single and smeared crack model in combined finite-discrete element analysis. *International Journal for numerical methods in engineering*, 44, pp 41-57.
- Munjiza A. (2004). *The combined Finite-Discrete Element Method*. Wiley, London.
- Naggar HE, Hinchberger SD (2008). An analytical solution for jointed tunnel lining in elastic soil or rock. *Canadian Geotechnical Journal* 45, pp. 1572-1593.
- Ribacchi R., Riccioni R., 1977. Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. *Gallerie e grandi opere sotterranee*.
- RS2, Rocscience, User's Guide and software manuals.
- Takano YH (2000). Guidelines for the design of shield tunnel lining. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15(3), pp 303-331.
- Teachavorasinskun S. e Chub-uppakarn T (2010). Influence of segmental joints on tunnel lining. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25(4), pp 490-494.
- Vazaios I., Vlachopoulos N. (2015). The influence of segmental lining in deep TBM tunnelling. *Proceeding of GeoQuebec 2015 on "Challenges from North to South"*, 68th Canadian Geotechnical conference.
- Vlachopoulos, N. e Diederichs M.S. (2009). Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels. *Rock mechanics and rock engineering*, 42, pp. 131-146.