



**SAPIENZA**  
UNIVERSITÀ DI ROMA

Scuola di Dottorato in Ingegneria Civile e Architettura  
Dottorato di Ricerca in Ingegneria Strutturale e Geotecnica

XXIX Ciclo

**Implementazione e utilizzo di un modello costitutivo avanzato per  
argille nella risoluzione di problemi al finito: studio del comportamento  
di gallerie realizzate mediante scavo meccanizzato**

Dottorando  
Ing. Armando de Lillis

Supervisore  
Prof. Ing. Salvatore Miliziano

Anno Accademico 2015/2016



# Indice

<b>Introduzione e struttura della tesi.....</b>	<b>5</b>
<b>Capitolo 1 Alcuni aspetti del comportamento meccanico dei terreni a grana fine.....</b>	<b>8</b>
1.1 Evidenze sperimentali .....	8
1.1.1 Rigidezza a piccole deformazioni .....	9
1.1.2 Effetti della storia tensionale recente.....	12
1.1.3 Peculiarità dei terreni naturali .....	14
1.2 Modellazione costitutiva .....	17
1.2.1 Evoluzione della rigidezza.....	19
1.2.2 Storia tensionale recente e dipendenza dal percorso di carico.....	22
1.2.3 Modelli per terreni naturali .....	24
<b>Capitolo 2 Un modello a incrudimento cinematico .....</b>	<b>27</b>
2.1 KHSM: Descrizione qualitativa.....	28
2.2 KHSM: Formulazione matematica .....	30
2.2.1 Superfici del modello .....	31
2.2.2 Legge di flusso e funzioni di incrudimento.....	35
2.2.3 Modulo plastico e tensore costitutivo .....	40
2.2.4 Modifica del modulo plastico .....	43
2.3 Modalità di implementazione .....	44
2.4 Validazione .....	49
<b>Capitolo 3 Studio parametrico.....</b>	<b>52</b>
3.1 Transizione elasto-plastica .....	53
3.2 Da Cam-clay al KHSM .....	57
3.3 Analisi parametriche .....	63

3.3.1	Terreni a struttura semplice.....	63
3.3.2	Terreni a struttura complessa .....	71
<b>Capitolo 4</b>	<b>Comportamento di gallerie in terreni a grana fine.....</b>	<b>82</b>
4.1	Comportamento meccanico del sistema terreno-galleria.....	83
4.1.1	Stato di sforzo e deformazione nell'intorno della galleria.....	83
4.1.2	Analisi del rivestimento.....	86
4.2	Analisi numeriche di scavi di gallerie.....	90
4.2.1	Metodi di modellazione dello scavo in condizioni piane.....	92
4.2.2	Modellazione del comportamento meccanico del terreno .....	96
<b>Capitolo 5</b>	<b>Il caso di studio.....</b>	<b>99</b>
5.1	Descrizione dell'opera.....	100
5.2	Inquadramento geologico e geotecnico .....	106
5.2.1	Calibrazione del modello costitutivo.....	112
5.3	Sistema di monitoraggio.....	120
5.3.1	Dati acquisiti.....	122
5.3.2	Elaborazione delle misure .....	127
<b>Capitolo 6</b>	<b>Modellazione del problema al finito .....</b>	<b>131</b>
6.1	Sezione a bassa copertura .....	133
6.1.1	Condizioni non drenate .....	136
6.1.2	Processo di consolidazione e condizioni drenate.....	138
6.1.3	Confronto con i dati di monitoraggio .....	141
6.2	Sezione ad alta copertura.....	142
6.2.1	Condizioni non drenate .....	145
6.2.2	Processo di consolidazione e condizioni drenate.....	148
6.2.3	Confronto con un legame costitutivo semplice.....	152
6.2.4	Confronto con i dati di monitoraggio .....	154
<b>Capitolo 7</b>	<b>Conclusioni.....</b>	<b>155</b>
<b>Appendice</b> .....		<b>158</b>
<b>Bibliografia</b> .....		<b>161</b>

# Introduzione e struttura della tesi

La realizzazione in sotterraneo di opere civili rappresenta una soluzione valida e sostenibile sia dal punto di vista ingegneristico che da quello ambientale, sia in area urbana che extra-urbana. Lo studio delle gallerie ha tradizionalmente richiesto l'adozione di importanti ipotesi semplificative, che sono state parzialmente e gradualmente rimosse grazie ai rilevanti progressi della ricerca in questo campo ed alla diffusione dell'analisi numerica. Tuttavia, la complessità del problema è tale che la progettazione di questa tipologia di opere risente ancora di un marcato empirismo.

Il lavoro sviluppato nella tesi si inquadra all'interno di un filone di ricerca che ha come obiettivo di lungo termine la messa a punto di procedure di calcolo robuste che permettano di valutare accuratamente le caratteristiche di sollecitazione sui rivestimenti, necessarie per una corretta progettazione. La tesi affronta lo studio dell'interazione terreno-rivestimento nel caso di gallerie realizzate mediante scavo meccanizzato in terreni a grana fine. Si tratta di fenomeni complessi nei quali il comportamento meccanico delle argille svolge un ruolo di grande rilevanza; le non linearità e la significativa dipendenza dal percorso di carico, nonché l'interazione acqua-scheletro solido, essenziale per una accurata valutazione delle sovrappressioni interstiziali in condizioni non drenate, richiedono infatti l'impiego di legami costitutivi avanzati, in grado di simulare fedelmente tali aspetti della risposta tensio-deformativa. Per tale ragione nella tesi è stato implementato un modello costitutivo a incrudimento cinematico per argille naturali, ritenuto idoneo allo studio dello specifico problema applicativo. Il modello è stato impiegato nell'analisi del problema al finito con riferimento ad un caso di studio, adoperando una metodologia innovativa che prevede l'utilizzo accoppiato di analisi piane ed analisi assialsimmetriche. I risultati delle analisi numeriche sono stati confrontati con i dati di monitoraggio relativi a due sezioni

strumentate e con i risultati di analisi condotte impiegando un legame costitutivo semplice.

La tesi è concettualmente divisa in due parti. La prima parte è dedicata al modello costitutivo implementato e la seconda allo studio del problema al finito.

Nel Capitolo 1 si illustrano le motivazioni che hanno condotto alla scelta del modello costitutivo. Le ragioni sono esposte attraverso la descrizione di evidenze sperimentali relative ad alcuni aspetti peculiari del comportamento meccanico dei terreni a grana fine e la sintesi dei modelli costitutivi che sono stati sviluppati per riprodurli.

Nel Capitolo 2 si descrivono il modello costitutivo adottato, caratterizzato da incrudimento isotropo e cinematico, e la sua formulazione analitica. Si illustrano inoltre le modalità di implementazione nel codice di calcolo alle differenze finite FLAC e si verifica la correttezza dell'algoritmo mediante il confronto con precedenti implementazioni di altri autori.

Il Capitolo 3 è dedicato ad un ampio studio parametrico finalizzato a comprendere al meglio il ruolo svolto dai parametri costitutivi ed il loro peso relativo. Nello stesso capitolo si mostrano i miglioramenti nella risposta del modello ottenuti grazie ad una modifica apportata alla formulazione del modulo plastico.

Nel Capitolo 4 si introduce il tema delle gallerie. Nella prima parte del capitolo si descrivono in maniera semplificata i principali aspetti del comportamento meccanico del sistema terreno-galleria in termini sia di risposta tensio-deformativa del terreno, sia di interazione con il rivestimento. Nella seconda si discutono i metodi di modellazione numerica dello scavo più diffusi e si offre un quadro dei modelli costitutivi prevalentemente utilizzati.

Nel Capitolo 5 si presenta il caso di studio, una galleria idraulica in corso di realizzazione mediante scavo meccanizzato. Il caso risulta di particolare interesse sia perché la galleria è dotata di un buon sistema di monitoraggio, sia perché i terreni interessati dallo scavo sono ben caratterizzati e omogenei lungo l'intero tracciato dell'opera, che avrà coperture variabili da pochi metri fino a oltre 130 m. Dopo aver descritto l'opera, si riporta la caratterizzazione geotecnica, si illustra la procedura di

calibrazione del modello costitutivo e si presentano i dati di monitoraggio relativi a due sezioni strumentate.

Il Capitolo 6 è dedicato alla modellazione numerica del problema al finito. Si definisce una metodologia di analisi originale, derivata dal metodo convergenza-confinamento, e si presentano i risultati delle simulazioni con particolare attenzione alle variazioni dello stato tensio-deformativo indotte dallo scavo, all'interazione terreno-rivestimento e all'evoluzione di questi fenomeni con il processo di consolidazione. Inoltre, si riportano dei confronti con un legame costitutivo semplice, evidenziando la differente risposta meccanica, e con i dati di monitoraggio, in termini di sollecitazioni sul rivestimento.

Infine, nel Capitolo 7, si riportano alcune considerazioni conclusive.

## Capitolo 1

# Alcuni aspetti del comportamento meccanico dei terreni a grana fine

Nel presente capitolo si illustrano le motivazioni che hanno condotto alla scelta del modello costitutivo da utilizzare nello studio del problema al finito. Nella prima parte si riportano, senza pretesa di esaustività, una serie di evidenze sperimentali che mettono in luce alcuni aspetti del comportamento meccanico dei terreni a grana fine. Nella seconda parte, strutturata in maniera speculare alla prima, si illustrano sinteticamente gli avanzamenti nel campo della modellazione costitutiva che hanno permesso di descrivere tali aspetti.

### 1.1 Evidenze sperimentali

In questo paragrafo si riportano delle evidenze sperimentali relative ad aspetti del comportamento meccanico dei terreni, indagati nel corso degli ultimi 30 anni. In particolare, si illustrano brevemente le caratteristiche della rigidità dei terreni in campo elastico e la sua evoluzione con il progredire delle deformazioni. Successivamente si discutono gli effetti della storia tensionale recente e la dipendenza dal percorso di carico. Infine, si evidenziano alcune peculiarità dei terreni naturali.

Prima di proseguire è opportuno chiarire la definizione di struttura adottata nella tesi. Nell'ambito della meccanica delle terre il termine struttura è utilizzato da vari autori con

significato di volta in volta leggermente diverso. Leroueil & Vaughan (1990), ad esempio, definiscono strutturati i terreni nei quali i legami interparticellari sono divenuti più forti a seguito di processi di tipo chimico-fisico-meccanico, mentre i terreni nei quali tale incremento delle forze di legame è stato rimosso sono detti destrutturati; infine, i terreni che non hanno mai subito tale processo di trasformazione sono detti da questi autori, non-strutturati. Diversamente, per Lambe & Whitman (1969), ripresi da Cotecchia & Chandler (2000), la struttura è la combinazione di *fabric* e *bonding*, dove il primo termine indica la disposizione geometrica dei granuli ed il secondo l'eventuale presenza di legami interparticellari di natura non attritiva, come ad esempio legami di cementazione.

In questa tesi si adotta la seconda definizione. Con questo significato, termini quali destrutturazione, non possono essere impiegati in quanto anche i terreni che hanno subito importanti processi deformativi, o quelli rimaneggiati, sono dotati di struttura. Per esprimere lo stesso concetto sembra più adatto il termine danneggiamento.

### 1.1.1 Rigidezza a piccole deformazioni

È noto che l'evoluzione della rigidezza con il progredire delle deformazioni ha importanti ricadute in molteplici campi dell'ingegneria geotecnica, ad esempio sulla previsione degli spostamenti del terreno e sulle analisi di interazione terreno-struttura. Lo studio del comportamento meccanico deve quindi estendersi a piccoli livelli di deformazioni per permettere un'accurata risoluzione dei problemi al finito. Le tecniche necessarie per misurare la rigidezza a piccoli livelli di deformazione sono state sviluppate a partire dagli anni '80. Nella Figura 1.1 si riporta il decadimento del modulo di taglio,  $G$ , normalizzato rispetto al valore massimo registrato,  $G_0$ , con il progredire delle deformazioni di taglio, misurato da Rampello & Pane (1988) in prove di colonna risonante e prove in cella triassiale con trasduttori di spostamento interni, eseguite sull'argilla di Todi.

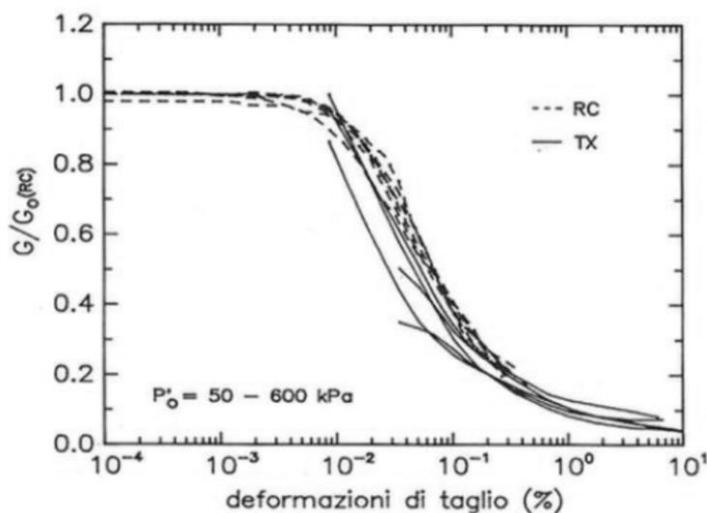


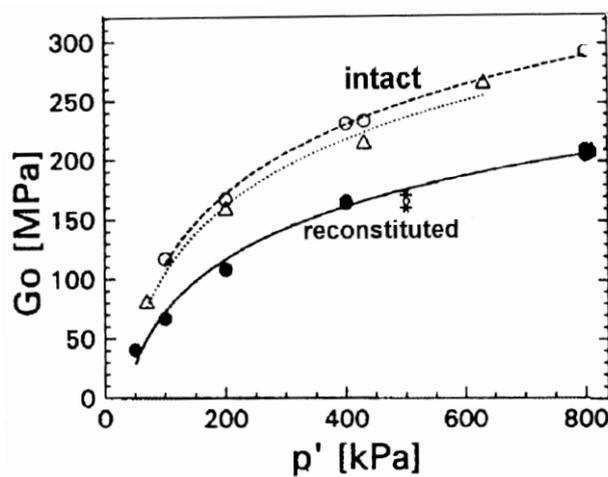
Figura 1.1: Andamento del modulo di taglio con le deformazioni di taglio (Rampello & Pane, 1988).

Le prove mostrano che il valore della rigidità si mantiene costante sino ad un certo livello di deformazione, che individua la cosiddetta soglia di linearità, prima di diminuire gradualmente. Il comportamento del terreno a livelli di deformazione minori della soglia di linearità può essere considerato elastico in virtù di alcune osservazioni:

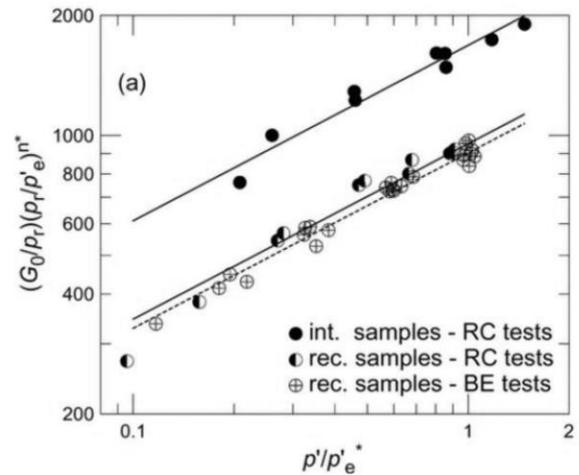
- la rigidità del terreno è pressoché costante e pari al valore massimo  $G_0$ ;
- le curve tensioni-deformazioni non mostrano cappi di isteresi, cioè il comportamento del materiale è conservativo;
- le deformazioni volumetriche e deviatoriche sono completamente reversibili e disaccoppiate; non si generano sovrappressioni interstiziali (Georgiannu *et al.*, 1991);
- il terreno non conserva memoria delle deformazioni passate.

Superato il valore di soglia si manifesta gradualmente un comportamento di tipo plastico e aumenta l'aliquota di deformazioni irreversibili.

Studi successivi sull'argilla di Vallericca hanno mostrato che la rigidità in campo elastico è funzione crescente della pressione media efficace ed evidenziato che i provini indisturbati risultano meno deformabili di quelli ricostituiti (Rampello & Silvestri, 1993; Rampello & Viggiani 2001).



a) Rampello & Silvestri (1993)



b) Rampello & Viggiani (2001)

Figura 1.2: Dipendenza del modulo di taglio a piccole deformazioni dalla pressione media efficace.

Un'ulteriore caratteristica della rigidezza a piccoli livelli di deformazioni, indagata da Rampello *et al.* (1997), è la dipendenza dal percorso di carico. Le osservazioni sperimentali degli autori su provini ricostituiti di argilla di Vallericca mostrano come il valore di  $G_0$ , misurato tramite *bender elements* su provini compressi lungo percorsi tensionali a rapporto di carico  $\eta$  costante, aumenti al crescere di quest'ultimo a parità di pressione media efficace.

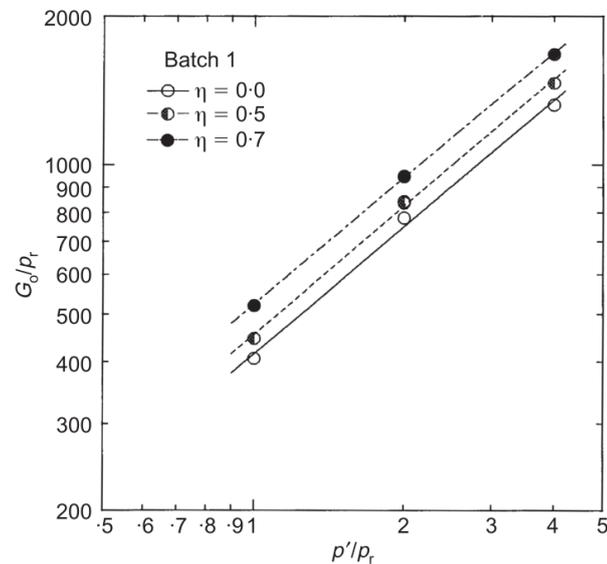


Figura 1.3: Dipendenza del modulo di taglio a piccole deformazioni dall'inclinazione del percorso tensionale (Rampello *et al.*, 1997)

### 1.1.2 Effetti della storia tensionale recente

Un ruolo rilevante sul comportamento meccanico delle terre è svolto dalla storia tensionale recente. Questa infatti può condizionare, in modo più o meno marcato, la risposta alle sollecitazioni successive.

Atkinson *et al.* (1990) hanno studiato gli effetti della storia tensionale recente sul comportamento di provini ricostituiti sovraconsolidati di argilla di Londra. A tal fine una serie di provini sono stati portati allo stesso stato tensionale, seguendo percorsi differenti, e successivamente sollecitati lungo un percorso comune, inclinato di un angolo  $\theta$  rispetto al precedente. Nella Figura 1.4 si riporta l'andamento della rigidezza a taglio tangente in funzione delle deformazioni deviatoriche. I risultati mostrano come la rigidezza del provino sollecitato sempre lungo lo stesso percorso ( $\theta = 0^\circ$ ) sia significativamente minore di quella manifestata dai provini il cui percorso tensionale ha subito una rotazione. In particolare il provino che ha sperimentato un'inversione completa percorso di carico ( $\theta = 180^\circ$ ) risulta il meno deformabile. Al crescere delle deformazioni le curve convergono e l'effetto della rotazione del percorso tensionale viene gradualmente rimosso.

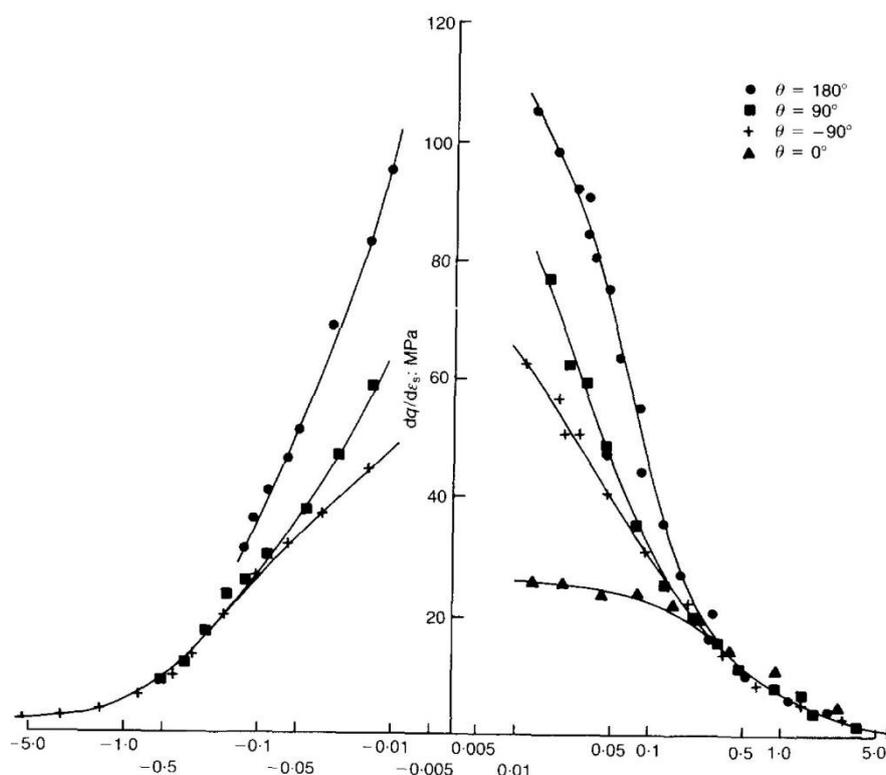


Figura 1.4: Dipendenza della rigidezza a taglio dall'angolo di rotazione del percorso tensionale (Atkinson *et al.*, 1990)

Risultati simili sono stati ottenuti anche da Topolnicki *et al.* (1990) mediante un'estesa campagna sperimentale su provini di argilla normalmente consolidati e sovraconsolidati sottoposti ad un'ampia gamma di percorsi deformativi.

Jardine (1992) ha condotto una serie di prove su un terreno ricostituito, volte a dimostrare la natura cinematica della rigidità. Le indagini sperimentali, eseguite a partire da diversi valori del grado di sovraconsolidazione (rappresentati in figura come *local stress origins*) e lungo differenti percorsi tensionali, hanno permesso la determinazione di regioni del piano degli invarianti delimitate da isolinee di deformazione ( $\Delta\varepsilon = 0.01\%$  e  $\Delta\varepsilon = 0.1\%$ ). Dai risultati delle prove, riportati in Figura 1.5, è evidente come queste zone si muovano assieme allo stato tensionale e tendano ad allinearsi con il percorso tensionale cambiando anche di dimensione.

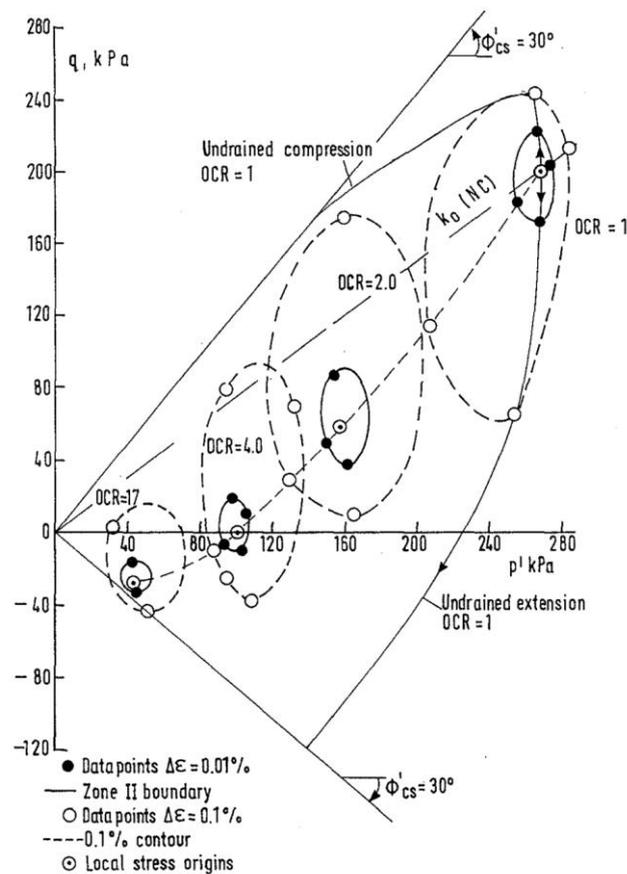


Figura 1.5: Evoluzione delle zone a deformazione costante lungo un percorso di rigonfiamento (Jardine, 1992).

### 1.1.3 Peculiarità dei terreni naturali

Il comportamento meccanico dei terreni naturali, in ragione della loro origine, della storia geologica e dell'eventuale presenza di legami interparticellari, può risultare più complesso di quello dei terreni ricostituiti. I terreni naturali manifestano generalmente maggiori resistenza e rigidità; in virtù di questo, possono trovarsi in sito in stati inammissibili per i terreni ricostituiti.

Per quanto attiene alla compressibilità, le differenze possono essere evidenziate in semplici prove di compressione edometrica (Figura 1.6), nelle quali i terreni naturali risultano inizialmente molto meno deformabili, salvo poi sperimentare importanti cadute di rigidità. Si può notare, inoltre, come possano sostenere, a parità di indice dei vuoti, uno stato tensionale significativamente maggiore rispetto ai corrispettivi terreni ricostituiti.

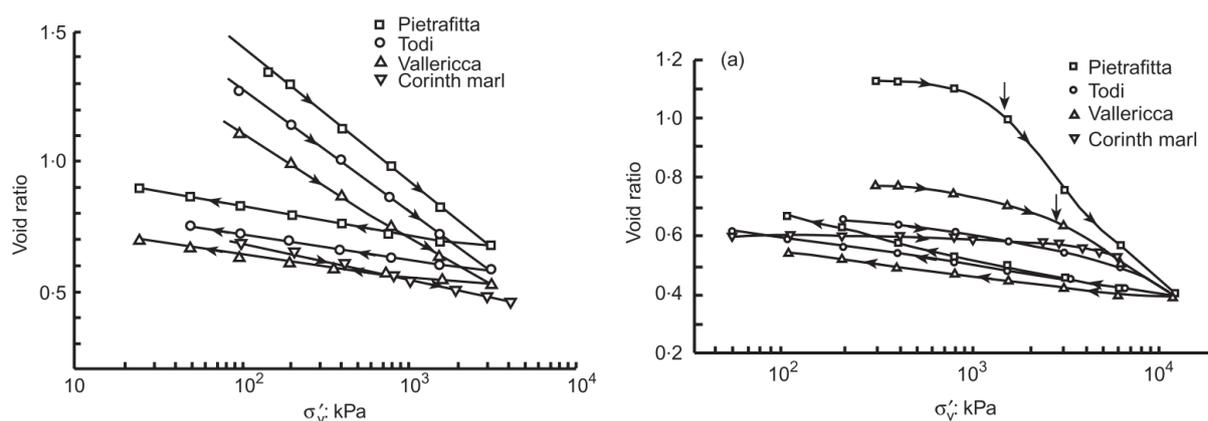
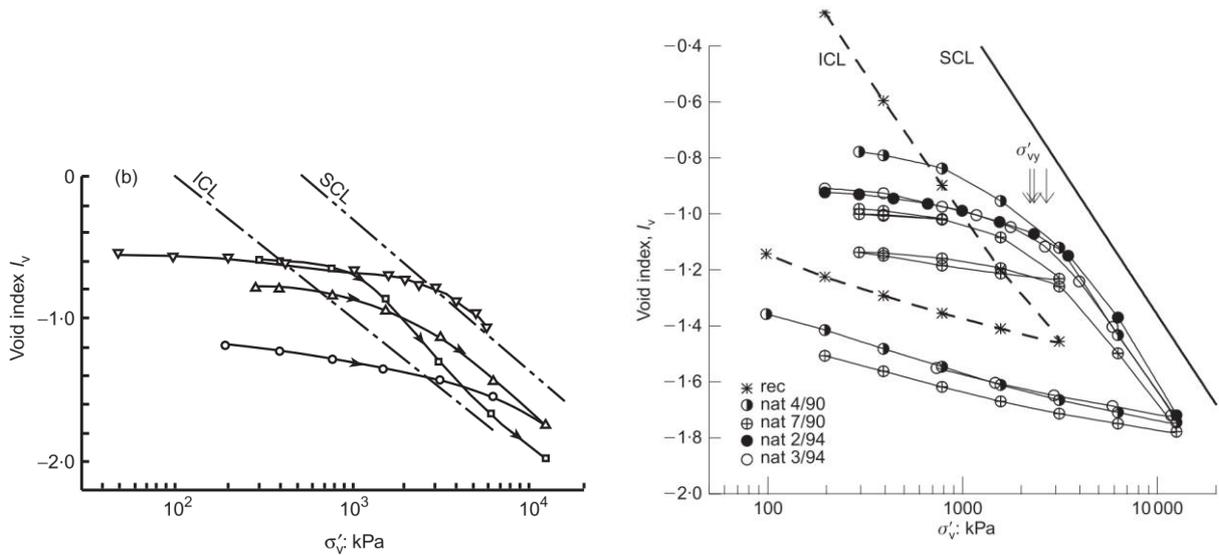


Figura 1.6: Prove di compressione edometrica su provini ricostituiti (sinistra) e indisturbati (destra) (Burland *et al.* 1996)

Il *void index* introdotto da Burland (1990), definito come  $I_v = e - e_{100}^* / e_{100}^* - e_{1000}^*$ , dove  $e_{100}^*$  e  $e_{1000}^*$  sono gli indici dei vuoti in corrispondenza di tensioni verticali efficaci rispettivamente pari a 100 kPa e 1000 kPa, permette di rappresentare in maniera più efficace gli stessi risultati e di facilitare il confronto con le caratteristiche di compressibilità intrinseche dei terreni (Figura 1.7 a).

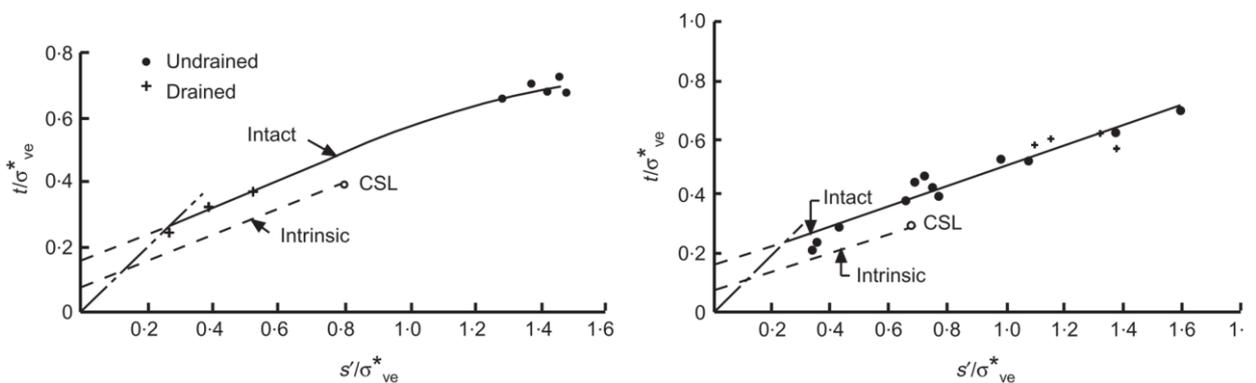


a) Burland *et al.*, 1996

b) Amorosi & Rampello, 2007

Figura 1.7: Proves di compressione edometrica su terreni naturali.

Per quanto attiene alla resistenza, le differenze tra le caratteristiche dei terreni naturali e quelle dei corrispondenti ricostituiti sono state studiate da diversi autori. Nella Figura 1.8 si riportano i risultati di prove triassiali eseguite da Burland *et al.* (1996) che mostrano come l'inviluppo di resistenza del terreno naturale si collochi al di sopra di quello proprio del ricostituito. Gli autori riportano inoltre che le prove hanno evidenziato una maggiore fragilità dei terreni naturali con la formazione più rapida di bande di taglio. A basse pressioni di confinamento le differenze in termini di resistenza tendono a diminuire.



a) argilla di Pietrafitta

b) argilla di Todi

Figura 1.8: Inviluppo di resistenza di Hvorslev per terreni naturali e ricostituiti (Burland *et al.*, 1996)

Un ulteriore aspetto peculiare dei terreni naturali è l'orientazione della superficie di snervamento. Numerosi studi hanno riscontrato come le curve di plasticizzazione tendano ad orientarsi secondo la retta  $K_0$  (Figura 1.9). Un risultato simile è stato ottenuto da

vari autori (ad esempio Parry & Nadarajah, 1973) anche su campioni ricostituiti in laboratorio e successivamente consolidati anisotropicamente (condizioni  $K_0$ ), a testimonianza del fatto che questo fenomeno è da attribuirsi, almeno in parte, all'anisotropia indotta dalla storia tensionale.

Le evidenze sperimentali, infine, mostrano come il danneggiamento della struttura sia legato alle deformazioni plastiche sia di tipo volumetrico sia di tipo deviatorico (Callisto & Rampello, 2004), e comporti una contrazione della superficie di snervamento (Figura 1.9). In prove edometriche si può osservare come ad alti livelli di deformazione il comportamento del terreno naturale tenda ad acquisire nuovamente le caratteristiche intrinseche (Figura 1.10). Va notato, tuttavia, che alcune argille naturali particolarmente consistenti non sembrano mostrare lo stesso comportamento, almeno nei campi tensionali indagati.

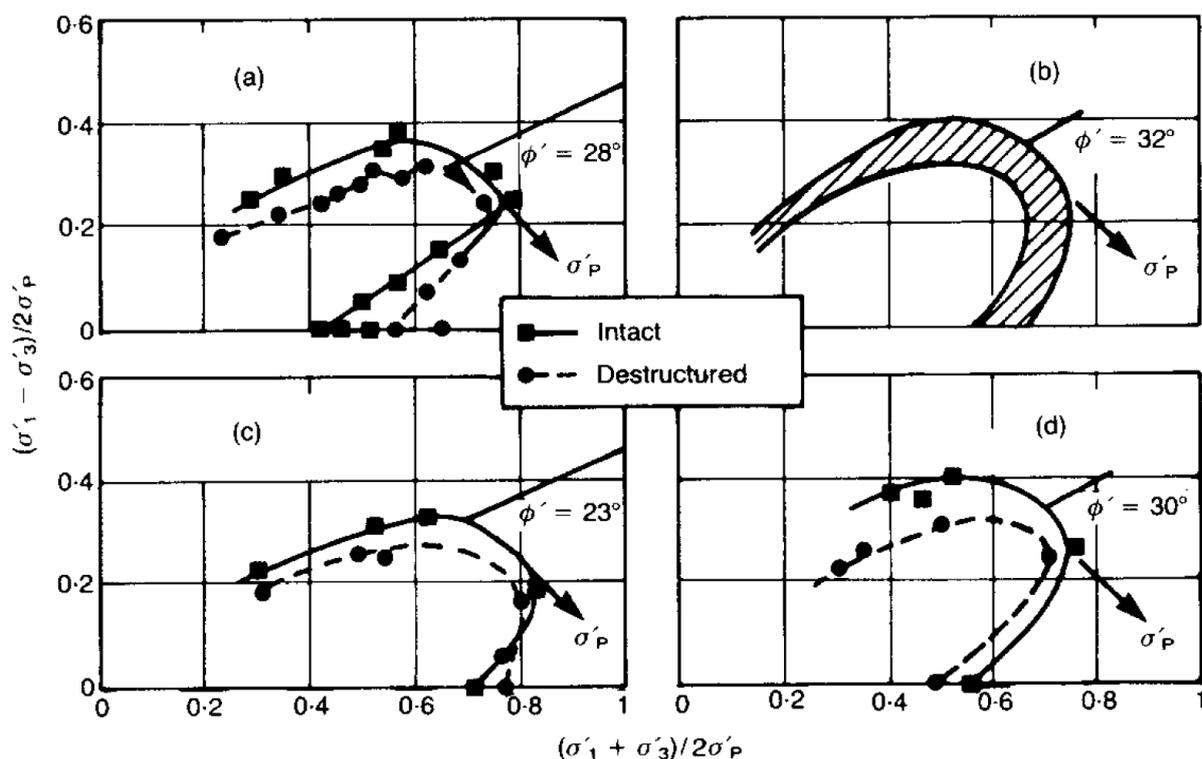


Figura 1.9: Superfici di snervamento di quattro differenti argille naturali (da Leroueil & Vaughan, 1990).

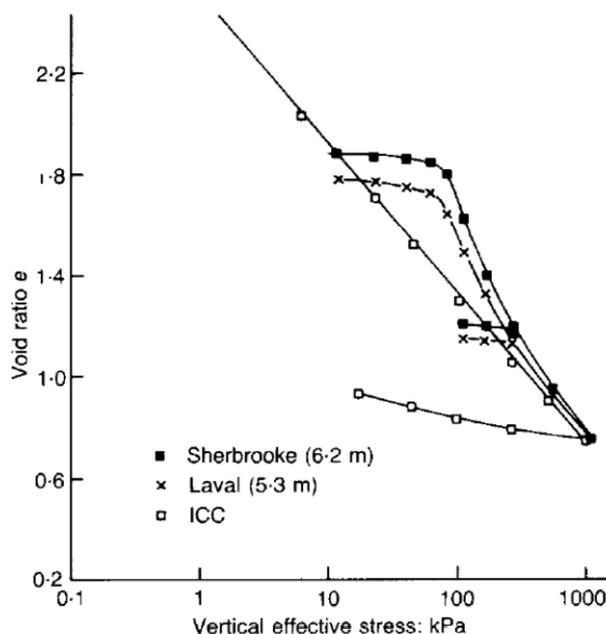


Figura 1.10: Prove edometriche sull'argilla di Bothkennar (Smith *et al.*, 1992).

## 1.2 Modellazione costitutiva

Un contributo fondamentale alla ricerca nel campo della modellazione costitutiva è stato dato dal gruppo di Cambridge fra la fine degli anni '50 e l'inizio degli anni '60 (Roscoe *et al.*, 1958; Scofield & Wroth, 1968; Roscoe & Burland, 1968), estendendo l'approccio elasto-plastico proposto da Drucker & Prager (1952). Modellando il terreno come un mezzo elasto-plastico incrudente, il gruppo di Cambridge ha potuto collocare razionalmente i risultati di prove triassiali su argille ricostituite all'interno del nuovo quadro concettuale della meccanica dello stato critico, dando origine alla famiglia di modelli di Cam-clay; modelli in grado di dare una descrizione unitaria degli aspetti fondamentali del comportamento meccanico osservato sperimentalmente a medie e grandi deformazioni.

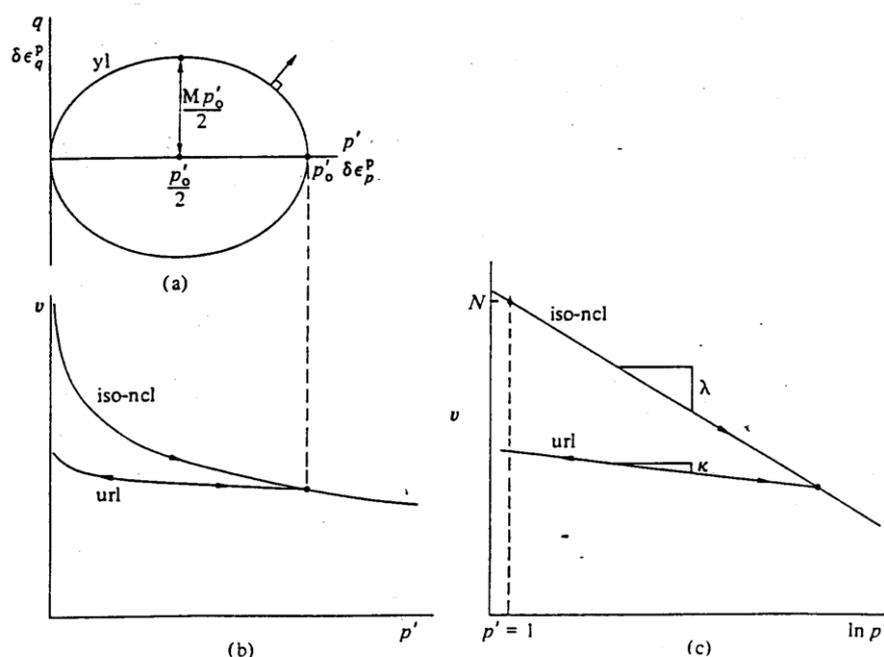


Figura 1.11: Modello di Cam-clay modificato (da Muir Wood, 1990).

Il modello di Cam-clay modificato è caratterizzato da una superficie di snervamento ellissoidale che sul piano degli invarianti interseca la proiezione della linea di stato critico nel punto a tangente orizzontale. Il comportamento previsto è di tipo ipo-elastico all'interno della superficie e diviene elasto-plastico quando il percorso di carico raggiunge la funzione di plasticizzazione. La legge di flusso è associata e l'incrudimento isotropo, di tipo volumetrico.

Contraddistinto da una formulazione analitica estremamente semplice e da un numero limitato di parametri, di agevole determinazione sperimentale, il modello è in grado di descrivere in maniera abbastanza accurata il comportamento di terreni ricostituiti normalmente consolidati (o leggermente sovraconsolidati) lungo percorsi di carico ad inclinazione minore della proiezione della linea di stato critico. In condizioni differenti, tende a cadere in difetto.

Ciononostante, il modello di Cam-clay rimane uno strumento di grande valore concettuale, in quanto fornisce un quadro unitario che permette di interpretare in modo organico la risposta di un terreno a grana fine lungo un generico percorso di carico. Per tale ragione, è stato la base per i successivi sviluppi della modellazione costitutiva, mirati a descrivere in maniera più esaustiva il comportamento meccanico dei terreni.

Nel seguito del paragrafo, ripercorrendo l'impostazione con la quale sono state esposte le evidenze sperimentali, si illustra come alcuni aspetti peculiari della risposta tensio-deformativa dei terreni siano stati introdotti nella modellazione costitutiva.

### 1.2.1 Evoluzione della rigidezza

La più significativa limitazione del modello di Cam-clay è probabilmente costituita dall'assenza di sviluppo di deformazioni plastiche all'interno della superficie limite, in evidente contrasto con le osservazioni sperimentali. Al fine di descrivere in modo più accurato questo particolare aspetto del comportamento meccanico dei terreni, sono stati ideati diversi modelli, fra questi quelli a plasticità diffusa, fondati sui concetti di *bounding surface* e *kinematic hardening*, che si sintetizzano nel seguito del paragrafo.

I modelli formulati nell'ambito della *bounding surface plasticity* (Dafalias e collaboratori, anni '70 e '80) prevedono un'evoluzione graduale della rigidezza, attribuendo allo stato tensionale corrente un modulo plastico opportunamente scalato rispetto a quello calcolato nel punto immagine. Il punto immagine è definito impiegando una legge di mappatura di tipo radiale che associa ad ogni punto interno alla superficie limite un punto immagine appartenente a quest'ultima (Figura 1.12). Più lo stato tensionale si avvicina alla superficie di bordo, più il modulo plastico si riduce e maggiore è l'incremento di deformazione plastica a parità di incremento di stato di sforzo.

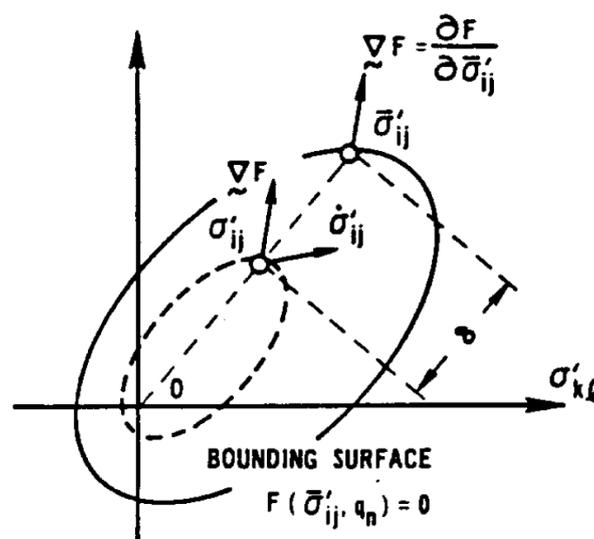


Figura 1.12: Bounding surface plasticity (Dafalias & Herrmann, 1982).

Questi modelli sono in grado di simulare in modo soddisfacente il comportamento dei terreni in condizioni di carico monotone ma cadono in difetto nella descrizione della risposta meccanica lungo percorsi tensionali caratterizzati da inversioni, prevedendo un eccessivo sviluppo di deformazioni plastiche.

I modelli ad incrudimento cinematico permettono di ovviare a questa limitazione e, al contempo, di circoscrivere il comportamento elastico ad una regione dello spazio delle tensioni ridotta rispetto ai modelli di Cam-clay. L'introduzione dell'incrudimento cinematico nella teoria della plasticità deriva dai modelli con superfici di snervamento multiple annidate proposti da Mroz (1967) e Iwan (1967). La novità principale introdotta da questi modelli può essere illustrata con riferimento alla Figura 1.13, immaginando un percorso tensionale ABC interno alla superficie limite. Nel tratto AB il comportamento del materiale è elastico fino all'intersezione con la superficie di snervamento in  $A'$ , mentre gli incrementi tensionali successivi avvengono in regime elasto-plastico e lo stato tensionale, vincolato ad appartenere alla superficie di snervamento interna, la "trascina" fino al punto B. Nel tratto BC, in virtù dell'inversione del percorso tensionale, si assiste ad un ritorno iniziale in campo elastico, seguito da nuove plasticizzazioni tra  $B'$  e C.

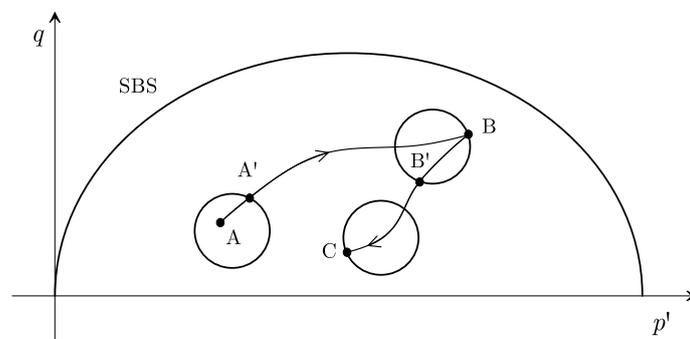


Figura 1.13: Modello a incrudimento cinematico a due superfici.

Un modello di questo tipo è quello formulato da Al-Tabbaa & Muir Wood (1989), come estensione del modello di Cam-clay modificato. In questo modello il nucleo elastico è omotetico alla SBS ed il suo moto è puramente traslativo. Entrambe le superfici si espandono o contraggono isotropicamente (mantengono la forma), in modo tale che il rapporto tra i semiassi maggiori rimanga costante. Il modulo plastico viene calcolato per mezzo di una legge di mappatura che assegna allo stato tensionale sulla superficie di snervamento, un punto immagine appartenente alla superficie esterna che ha la stessa

normale uscente (Figura 1.14). Il concetto fondante la teoria della *bounding surface* è quindi impiegato anche da questi modelli, sebbene con una legge di mappatura differente.

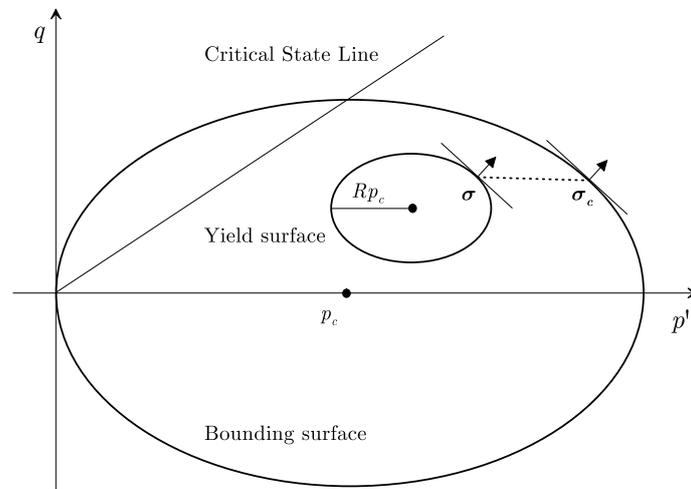


Figura 1.14: Modello a incrudimento cinematico a due superfici di Al-Tabbaa e Muir Wood.

Per simulare l'evoluzione della rigidezza nel moto di avvicinamento del nucleo alla superficie esterna, il modulo plastico è dato da due contributi: uno è il modulo plastico calcolato in corrispondenza del punto immagine e l'altro è funzione della distanza tra lo stato tensionale corrente ed il punto immagine.

Incidentalmente, si vuole ricordare che nello stesso periodo sono stati proposti modelli simili anche per i terreni a grana grossa, come ad esempio quello di Poorooshasb & Pietruszczak (1985). La differenza principale rispetto a quanto descritto sinora, è che questi modelli sono tipicamente caratterizzati da superfici aperte lungo l'asse isotropo per evitare deformazioni plastiche in assenza di variazioni di deviatore.

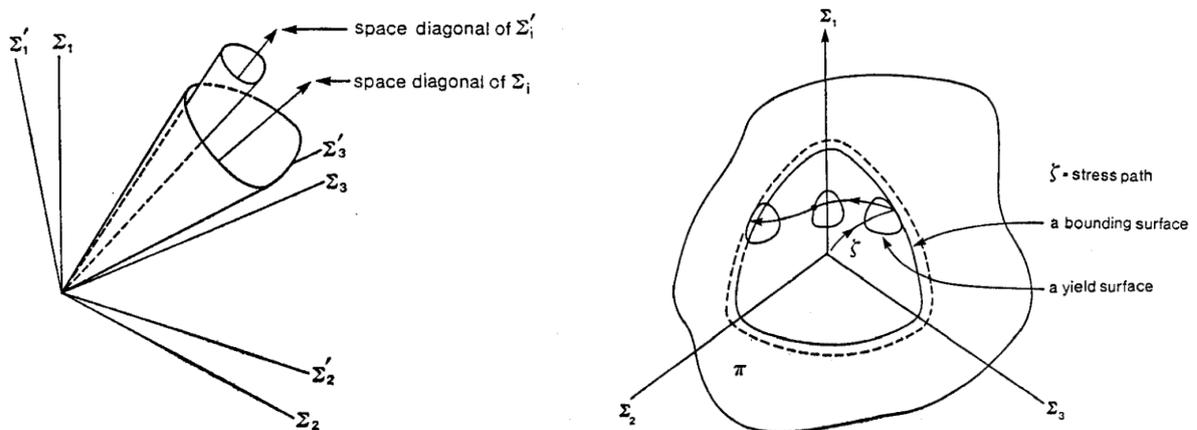


Figura 1.15: Modello a incrudimento cinematico a due superfici per le sabbie nello spazio delle tensioni e nel piano deviatorico (Poorooshasb & Pietruszczak, 1986).

### 1.2.2 Storia tensionale recente e dipendenza dal percorso di carico

Il modello di Cam-clay, permette di conservare memoria solo di particolari eventi nella storia tensionale del terreno, come ad esempio processi di sovraconsolidazione. La variabile che definisce la memoria è l'asse maggiore della superficie limite. Percorsi tensionali contenuti all'interno di quest'ultima, non andando a modificare la dimensione della superficie di snervamento, non hanno effetto sull'evoluzione successiva.

Nei modelli basati sul concetto originario di *bounding surface* anche percorsi tensionali interni, causando lo sviluppo di deformazioni plastiche, hanno degli effetti sulla superficie limite. Tuttavia, come si può osservare nella Figura 1.16, questa formulazione cade in difetto nella determinazione del vettore incremento di deformazione plastica, che non è influenzata dalla storia tensionale recente. Il punto immagine di B, infatti, è il medesimo sia che lo stato tensionale abbia seguito il percorso 1 sia che abbia seguito il percorso 2.

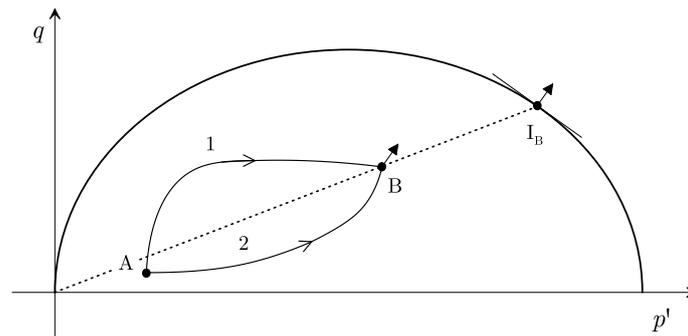


Figura 1.16: Assenza di memoria nell'individuazione del vettore incremento di deformazione plastica.

Una forma di memoria simile a quella osservata sperimentalmente si può ottenere con i modelli a incrudimento cinematico. Immaginando due percorsi tensionali che, provenienti rispettivamente da A e B, convergono in C per poi proseguire lungo la stessa direzione, nella Figura 1.17 è illustrata in modo semplificato la risposta del modello. Nel punto C la memoria della storia tensionale recente è mantenuta in virtù della diversa posizione dei nuclei elastici e, conseguentemente, nell'individuazione di diversi punti immagine sulla superficie esterna. Con il procedere del percorso di carico i nuclei elastici tendono a sovrapporsi ed il vettore incremento di deformazione plastica relativo al percorso originatosi in A, ruota sino a coincidere con quello relativo al percorso proveniente da B. La memoria delle diverse origini dei due provini è completamente rimossa solamente in corrispondenza di D.

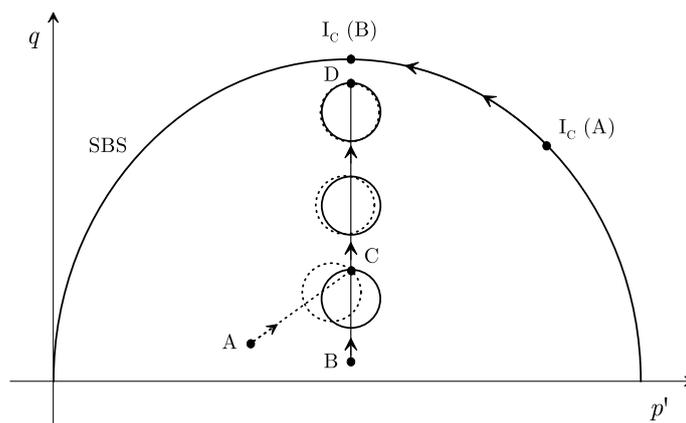


Figura 1.17: Memoria della storia tensionale recente nei modelli a incrudimento cinematico.

Un'ulteriore caratteristica di questi modelli è riportata nella Figura 1.18, dove si rappresenta un percorso tensionale con una brusca variazione di direzione nel punto B. Per angoli di inversione  $\theta$  minori di  $90^\circ$  la risposta è ancora elasto-plastica; per angoli maggiori la risposta è nuovamente elastica e, inoltre, il tratto a comportamento elastico cresce al crescere di  $\theta$ .

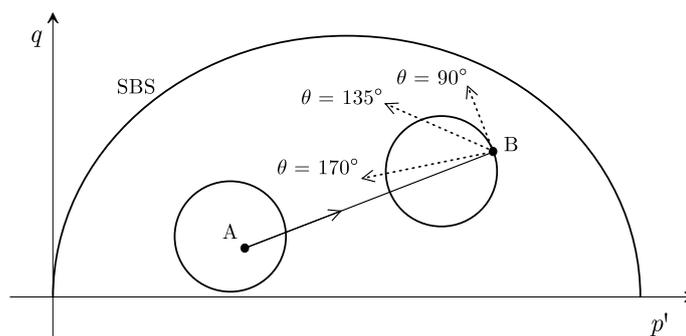


Figura 1.18: Dipendenza della risposta dall'angolo di inversione del percorso tensionale.

Stallebrass (1990) ha proposto un modello a incrudimento cinematico a tre superfici (3-SKH), derivato da quello di Al-Tabbaa & Muir Wood (1989). La terza superficie, detta di storia, è compresa tra la superficie di snervamento e la superficie limite ed è a loro omotetica. L'incrudimento cinematico in questo caso è definito come segue: il nucleo elastico si muove lungo la congiungente tra lo stato tensionale ed il suo punto immagine sulla superficie di storia; quest'ultima invece trasla lungo la congiungente tra il punto immagine sulla propria superficie ed il punto immagine individuato sulla superficie esterna. L'effetto dell'introduzione di questa ulteriore superficie è una maggiore persistenza della memoria.

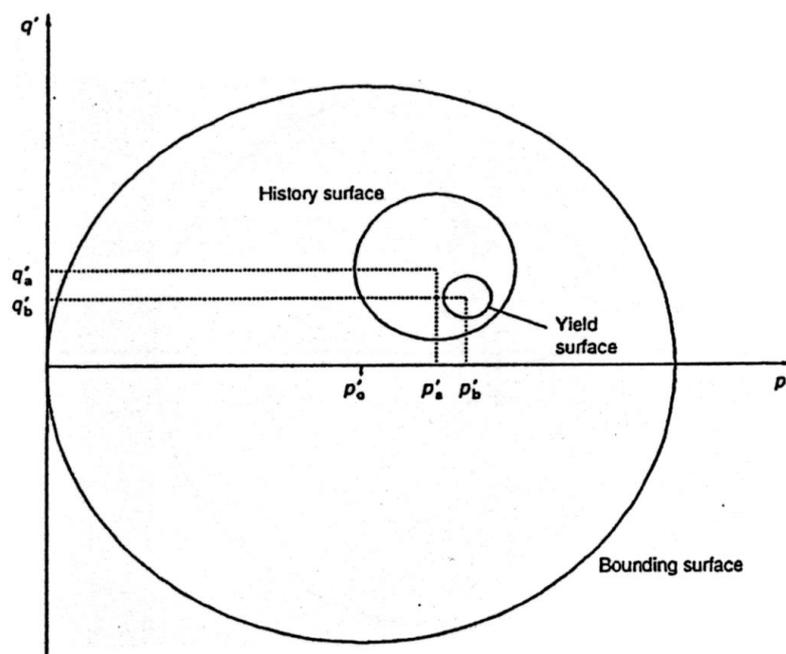


Figura 1.19: Modello a incrudimento cinematico a tre superfici (Stallebrass & Taylor, 1997).

### 1.2.3 Modelli per terreni naturali

I modelli finora descritti sono stati ulteriormente ampliati per tenere conto delle caratteristiche peculiari del comportamento meccanico riscontrate in molti terreni naturali. Queste modifiche consistono sostanzialmente nell'aggiunta (o nella modifica) di una superficie, caratterizzata da incrudimento solo negativo, che possa simulare il danneggiamento della struttura. I principi teorici dei meccanismi di danneggiamento sono noti da tempo (Nova, 1977) ma la loro applicazione sistematica nella modellazione costitutiva è relativamente recente, così come l'introduzione di processi di danneggiamento di tipo anche chimico (Nova *et al.*, 2003).

Nel modello di Baudet & Stallebrass (2004), derivato dal succitato 3-SKH e rinominato S3-SKH, la superficie di bordo è sostituita dalla cosiddetta *sensitivity surface* (Figura 1.20), le cui dimensioni sono regolabili e diminuiscono esponenzialmente con le deformazioni plastiche.



struttura. La dimensione e il grado di anisotropia di questa superficie, si riducono progressivamente con le deformazioni plastiche sia volumetriche che deviatoriche.

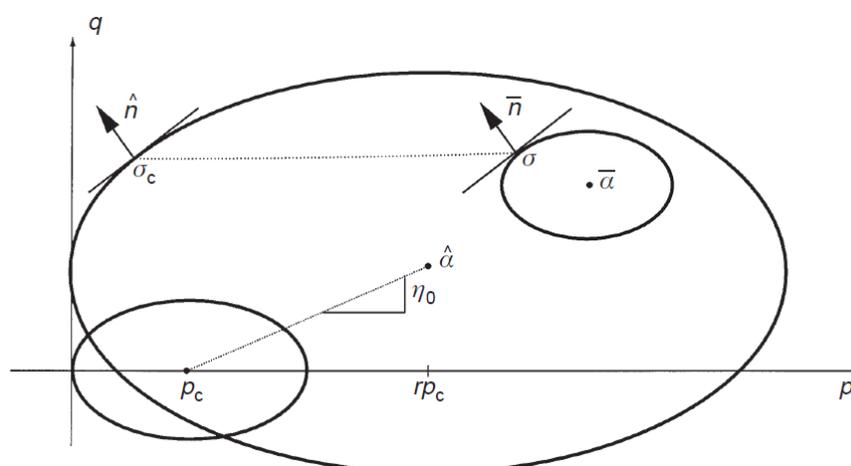


Figura 1.22: Modello di Rouainia & Muir Wood, 2000.

In virtù di queste caratteristiche, il modello è in grado di descrivere anche gli aspetti principali del comportamento dei terreni a naturali evidenziati dalle osservazioni sperimentali, oltre che le caratteristiche di evoluzione della rigidità a partire da piccoli livelli di deformazione e di dipendenza della risposta meccanica dalla storia e dal percorso tensionali, già incorporate dal modello di Al-Tabbaa & Muir Wood (1989) e particolarmente importanti nello specifico problema applicativo affrontato nella tesi (cfr. Capitolo 4). Inoltre, i parametri del modello, presenti in numero non eccessivamente elevato, possono essere determinati in maniera relativamente semplice. Per queste ragioni, nella tesi il modello è stato studiato approfonditamente, implementato nel codice di calcolo FLAC ed impiegato per l'analisi di scavi di gallerie in terreni a grana fine.

## Capitolo 2

# Un modello a incrudimento cinematico

Il comportamento meccanico dei terreni ricostituiti può essere descritto, nei suoi elementi fondamentali, dai modelli costitutivi appartenenti alla famiglia di Cam-clay. Questi modelli, tuttavia, non sono in grado di cogliere in maniera esaustiva il complesso comportamento dei terreni, anche per un materiale rimaneggiato. Alcuni aspetti peculiari del comportamento meccanico delle terre quali l'insorgere di fenomeni di plasticità già a bassi livelli di deformazione, i fenomeni di anisotropia inerente o indotta dalle sollecitazioni meccaniche, il comportamento in condizioni di carico cicliche o la dipendenza della risposta meccanica dalla storia tensionale recente, per citarne alcuni, non possono essere riprodotti dai modelli di Cam-clay.

Inoltre, il comportamento meccanico dei terreni naturali, fortemente influenzato dall'assetto particellare (*fabric*) e dall'eventuale presenza di legami intergranulari di varia natura (*bonding*), può differire in maniera significativa da quello dello stesso terreno sottoposto a rimaneggiamento, in quanto questa operazione rimuove i legami e modifica l'assetto delle particelle rendendolo randomico. Come anticipato nell'introduzione, in questa tesi si identifica la struttura di un terreno con la combinazione di *fabric* e *bonding* (Lambe & Whitman, 1969; Cotecchia & Chandler, 2000). In accordo con questa definizione, ogni terreno è dotato di struttura e pertanto nella tesi si adopera una distinzione tra terreni a struttura semplice e terreni a struttura complessa, nei quali l'assetto particellare ha un'orientazione prevalente e/o sono presenti forze intergranulari di natura diversa da quella attritiva.

Al fine di simulare in maniera più esaustiva il comportamento tensio-deformativo dei terreni, i modelli di Cam-clay, possono essere arricchiti dall'aggiunta di ulteriori elementi di complessità. In quest'ottica sono stati sviluppati numerosi modelli ad incrudimento cinematico, fra questi il *Bubble Model* di Al-Tabbaa & Muir Wood (1989), sviluppato a partire dal modello di Cam-clay modificato, con l'introduzione di elementi di *bounding surface plasticity* (Dafalias, 1986) e *kinematic hardening* (Mroz, 1967). L'inserimento di un nucleo elastico all'interno della superficie di Cam-clay permette al modello di simulare la rigidità a piccoli livelli di deformazione e la transizione tra comportamento elastico ed elasto-plastico, di conservare memoria della storia tensionale e di fornire risposte più accurate in condizioni di carico ciclico. Un'ulteriore estensione di questa famiglia di legami costitutivi, finalizzata alla simulazione del comportamento di terreni a struttura complessa, è il modello implementato nella tesi, il *Kinematic Hardening Soil Model* (KHSM) di Rouainia & Muir Wood (2000), descritto in maniera qualitativa nel paragrafo 2.1 e nella sua formulazione matematica nel paragrafo 2.2.

Nel paragrafo 2.3 si descrivono le modalità di implementazione del modello costitutivo nel codice di calcolo FLAC, illustrando rapidamente le caratteristiche del programma rilevanti ai fini dell'implementazione. Infine, nel paragrafo 2.4, il corretto funzionamento dell'algoritmo di implementazione viene verificato mediante il confronto con i risultati di analisi numeriche riportati da altri autori.

## 2.1 KHSM: Descrizione qualitativa

Il modello costitutivo di Rouainia & Wood è un modello ad incrudimento isotropo e cinematico, sviluppato per estendere il campo di applicabilità del *Bubble Model* a terreni naturali a struttura complessa caratterizzati da anisotropia iniziale e presenza di legami intergranulari.

Nel modello sono definite tre superfici: il nucleo elastico, la superficie di riferimento e la superficie di struttura. Il nucleo elastico individua il confine tra il campo elastico e quello elasto-plastico; la superficie di struttura, concettualmente identica alla superficie di bordo introdotta da Dafalias (1986), contiene informazioni sul grado di struttura corrente e sull'eventuale anisotropia; la superficie di riferimento descrive il comportamento del

---

materiale rimaneggiato (coincide con l'originale superficie limite di Cam-clay) ed è il luogo a cui tende la superficie di struttura con il progredire delle deformazioni plastiche.

Immaginando un percorso tensionale che si muova dall'interno del nucleo elastico verso la superficie di struttura, la risposta qualitativa del modello è la seguente: fin quando lo stato tensionale si trova all'interno del nucleo il comportamento meccanico è elastico, una volta che lo stato tensionale giunge a contatto con la superficie di snervamento la risposta diviene elasto-plastica. L'entità della componente plastica di deformazione dipende dalla distanza tra lo stato tensionale corrente ed il suo punto immagine, appartenente alla superficie di struttura. Il punto immagine viene individuato per mezzo di una legge di mappatura che lo associa allo stato tensionale corrente in modo tale che le normali uscenti al nucleo elastico e alla superficie di struttura, calcolate rispettivamente nei due punti, abbiano stessa direzione e verso. Durante la fase di carico plastico, lo stato tensionale è vincolato ad appartenere al nucleo elastico; il moto traslativo di quest'ultimo deve quindi soddisfare la condizione di consistenza e, inoltre, garantire la non intersezione con la superficie di struttura.

Man mano che lo stato tensionale si avvicina alla superficie di struttura si ha un graduale aumento delle deformazioni plastiche rispetto a quelle elastiche, con conseguente incremento della deformabilità. L'entità delle deformazioni plastiche è modulata dal parametro  $B$  e la gradualità con cui esse si manifestano in funzione dell'avvicinamento dello stato tensionale alla superficie limite è regolata dal parametro  $\psi$ . Contestualmente, le deformazioni plastiche producono un incrudimento negativo della superficie di struttura che simula il processo di danneggiamento dei legami interparticellari. La velocità alla quale la struttura viene danneggiata è controllata dal parametro  $k$ , mentre il parametro  $A_d$  regola il contributo relativo delle deformazioni plastiche volumetriche e deviatoriche. Una volta che la superficie di struttura arriva a coincidere con quella di riferimento, il modello degenera nel già citato *Bubble Model* di Al-Tabbaa & Muir Wood (1989). Con un'opportuna scelta dei parametri, e cioè ampliando il nucleo elastico sino a farlo coincidere con la superficie di riferimento, il modello degenera ulteriormente nel modello di Cam-clay (modellazione gerarchica).

Il modello presenta un numero complessivo di parametri pari a 12 e, come si vedrà nel seguente paragrafo, ha una struttura matematica relativamente complessa che rende

laborioso il processo di implementazione. Ad eccezione di quelli elastici, tutti i parametri sono ricavabili a partire da prove di laboratorio tradizionali – triassiali ed edometriche – mediante elaborazione diretta o procedure di *best fitting*.

## 2.2 KHSM: Formulazione matematica

In questo paragrafo viene presentata la formulazione del modello nello spazio generalizzato delle tensioni utilizzando una notazione tensoriale. Al fine di snellire la notazione, si omettono gli apici ed i tensori sono rappresentati in grassetto. Stati tensionali di compressione, e deformazioni ad essi associati, sono indicati con segno positivo utilizzando la convenzione classica della meccanica delle terre. Per una descrizione più dettagliata delle variabili tensionali e deformative impiegate si rimanda all'Appendice.

Si assume valida l'ipotesi di decomposizione additiva dell'incremento di deformazione,  $\dot{\epsilon}$ , in una componente elastica,  $\dot{\epsilon}^e$ , ed una plastica,  $\dot{\epsilon}^p$ :

$$\dot{\epsilon} := \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p \quad (2.1)$$

### Comportamento elastico

La relazione costitutiva che lega l'incremento di tensione,  $\dot{\sigma}$ , alla componente elastica dell'incremento di deformazione è data da:

$$\dot{\sigma} = \mathbf{D}^e : \dot{\epsilon}^e \quad (2.2)$$

dove il simbolo  $:$  denota il doppio prodotto interno tensoriale ( $\mathbf{a} : \mathbf{b} = \sum_i \sum_j a_{ij} b_{ij}$ ) e  $\mathbf{D}^e$  è la matrice elastica che nel caso di elasticità isotropa dipende da due sole costanti,  $K$  e  $G$ , rispettivamente il modulo di rigidità volumetrica e il modulo di rigidità a taglio:

$$\mathbf{D}^e = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

Entrambi i moduli dipendono linearmente dalla pressione media efficace,  $p$ , in modo che il rapporto  $G / K$  risulti costante e che si abbiano rigidezze crescenti con lo stato di confinamento. Si ha quindi:

$$K = \frac{p}{\kappa^*} \quad (2.4)$$

$$G = K \frac{3(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} \quad (2.5)$$

dove  $\kappa^*$  e  $\nu$  sono gli unici due parametri che definiscono il comportamento elastico del materiale. In particolare, essendo  $\varepsilon_v$  la deformazione volumetrica e  $v$  il volume specifico,  $\kappa^*$  rappresenta la pendenza della linea di rigonfiamento nel piano  $\varepsilon_v : \ln p$ , piuttosto che nel più utilizzato piano semilogaritmico  $v : \ln(p)$  (Butterfield, 1979; Hashiguchi, 1995), e  $\nu$  è il coefficiente di Poisson.

In questa formulazione le caratteristiche elastiche del materiale non sono influenzate dal danneggiamento della struttura, come invece rilevato da alcuni autori (ad esempio Chazallon & Hicher, 1995).

### 2.2.1 Superfici del modello

Le tre superfici che caratterizzano il modello sono riportate nella Figura 2.1.

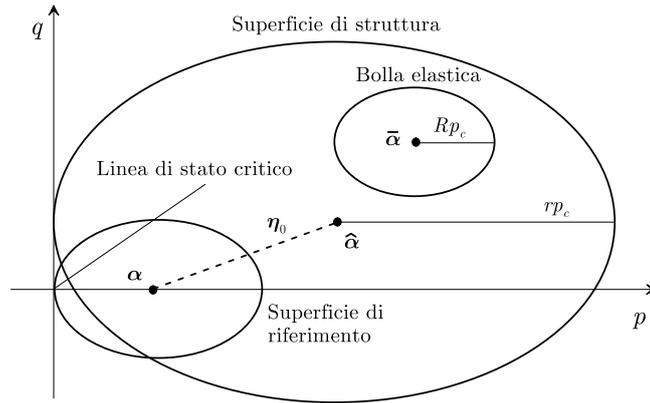


Figura 2.1: Proiezione delle superfici del modello nel piano degli invarianti.

La superficie di riferimento, passante per l'origine dello spazio delle tensioni, è utilizzata per descrivere il comportamento intrinseco del materiale (cfr. modello di Cam-clay modificato, Roscoe & Burland, 1968) ed è definita come segue:

$$f(\boldsymbol{\sigma}) := \frac{3}{2M_\theta^2} (\mathbf{s} : \mathbf{s}) + (p - p_c)^2 - (p_c)^2 = 0 \quad (2.6)$$

dove  $\mathbf{s}$  è il tensore deviatorico della tensione e  $p_c$  è una grandezza scalare che definisce la dimensione della superficie e ne individua il centro  $\boldsymbol{\alpha} = (p_c, 0)$ .  $M_\theta$  è una funzione adimensionale che definisce la dimensione della superficie al variare dell'angolo di Lode,  $\theta$ , seguendo la legge:

$$M_\theta = \frac{2mM}{(1+m) + (1-m)\sin(3\theta)} \quad (2.7)$$

dove  $m$  e  $M$  sono due parametri del modello; il primo è pari al rapporto tra la resistenza a stato critico in estensione triassiale e quella in compressione triassiale, mentre il secondo rappresenta la pendenza della proiezione della linea di stato critico sul piano degli invarianti. Il parametro  $M$  è legato all'angolo di resistenza al taglio a stato critico  $\varphi'_{cs}$  dalla ben nota:

$$M = \frac{6 \sin(\varphi'_{cs})}{3 - \sin(\varphi'_{cs})} \quad (2.8)$$

in prima istanza si può quindi considerare un campo di variabilità  $0.94 \div 1.3$ . Il parametro  $m$  definisce la dipendenza dall'angolo di Lode e, al fine di garantire la convessità della superficie, può assumere valori limitati dalla disequaglianza:

$$M_\theta^2 + 2 \left( \frac{\partial M_\theta}{\partial \theta} \right)^2 - M_\theta \frac{\partial^2 M_\theta}{\partial \theta^2} \geq 0 \quad (2.9)$$

ne deriva che  $m$  può essere assumere valori compresi tra 0.778 e 1. Quando  $m = 1$  le superfici hanno forma ellissoidale.

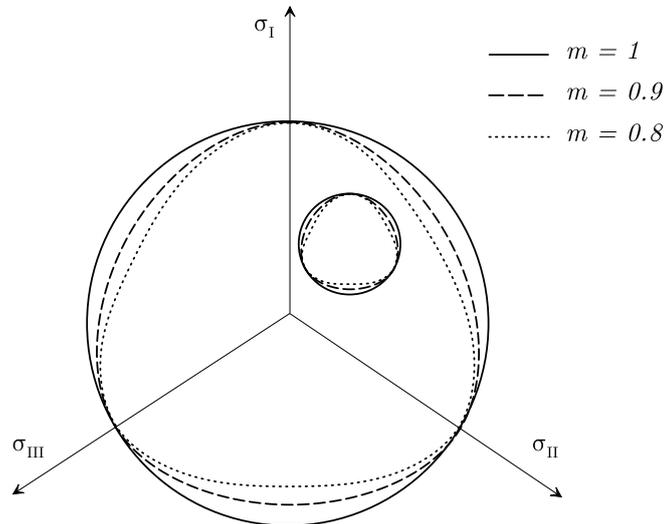


Figura 2.2: Sezioni del nucleo elastico e della superficie di struttura nel piano deviatorico.

La superficie di dimensioni minori rappresenta il dominio all'interno del quale il comportamento del materiale è elastico, il cosiddetto nucleo elastico o bolla elastica. Il suo centro è individuato dal tensore  $\bar{\alpha}$ :

$$\bar{\alpha} = \begin{bmatrix} \bar{\alpha}_1 & \bar{\alpha}_{12} & \bar{\alpha}_{13} \\ \bar{\alpha}_{21} & \bar{\alpha}_2 & \bar{\alpha}_{23} \\ \bar{\alpha}_{31} & \bar{\alpha}_{32} & \bar{\alpha}_3 \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

È utile a questo punto introdurre il tensore congiungente il centro della bolla ad un generico stato tensionale,  $\bar{\sigma}$ , la sua parte idrostatica,  $\bar{p}$ , e la sua parte deviatorica,  $\bar{s}$ :

$$\bar{\sigma} = \sigma - \bar{\alpha} \quad (2.11)$$

$$\bar{p} = \frac{1}{3} \text{tr}(\bar{\sigma}) \quad (2.12)$$

$$\bar{s} = \bar{\sigma} - \bar{p} \mathbf{I} \quad (2.13)$$

Il nucleo elastico si muove e cambia dimensioni all'interno della superficie di struttura seguendo una legge di incrudimento cinematica che deve garantire il soddisfacimento della condizione di consistenza (appartenenza dello stato tensionale alla superficie di snervamento). Il nucleo elastico è definito come:

$$\bar{f} = f(\bar{\boldsymbol{\sigma}}) := \frac{3}{2\bar{M}_\theta^2}(\bar{\mathbf{s}} : \bar{\mathbf{s}}) + \bar{p}^2 - (Rp_c)^2 = 0 \quad (2.14)$$

dove  $R$  indica il rapporto tra la dimensione del nucleo elastico e la dimensione della superficie di riferimento. Al fine di valutare correttamente la dimensione della superficie è necessario che la funzione  $M_\theta$ , vedi eq. (2.7), sia valutata con riferimento all'angolo di Lode relativo al tensore  $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ :

$$\bar{M}_\theta = \frac{2mM}{(1+m) + (1-m)\sin(3\bar{\theta})} \quad (2.15)$$

dove:

$$\bar{\theta} = \frac{1}{3} \arcsin \left( \frac{3\sqrt{3}\bar{J}_3}{2\bar{J}_2^{3/2}} \right) \quad (2.16)$$

$$\bar{J}_3 = \det(\bar{\mathbf{s}}) \quad (2.17)$$

$$\bar{J}_2 = \frac{1}{2} \bar{\mathbf{s}} : \bar{\mathbf{s}} \quad (2.18)$$

La superficie di struttura definisce il grado di struttura e la sua evoluzione attraverso l'interazione con il nucleo elastico. La posizione del centro della superficie è definita mediante i parametri  $r$  e  $\boldsymbol{\eta}_0$ : il primo è un parametro scalare che definisce il grado di struttura ed è pari al rapporto tra la dimensione della superficie di struttura e quella di riferimento; il secondo è un tensore deviatorico che definisce quanto la posizione iniziale del centro della superficie si discosta dall'asse idrostatico, permettendo quindi di introdurre un'anisotropia iniziale. Il centro della superficie limite,  $\hat{\boldsymbol{\alpha}}$ , è quindi individuato dalla seguente:

$$\hat{\boldsymbol{\alpha}} = rp_c \mathbf{I} + (r-1)p_c \boldsymbol{\eta}_0 \quad (2.19)$$

Analogamente alle (2.11), (2.12) e (2.13), è utile introdurre il tensore congiungente il centro della superficie di struttura con il generico stato tensionale,  $\hat{\boldsymbol{\sigma}}$ , la sua parte idrostatica e la sua parte deviatorica:

$$\hat{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{\sigma} - \hat{\boldsymbol{\alpha}} \quad (2.20)$$

$$\hat{p} = \frac{1}{3} \text{tr}(\hat{\boldsymbol{\sigma}}) \quad (2.21)$$

$$\hat{\boldsymbol{s}} = \hat{\boldsymbol{\sigma}} - \hat{p}\mathbf{I} \quad (2.22)$$

È così possibile scrivere in forma compatta l'equazione della superficie di struttura:

$$\hat{f} = f(\hat{\boldsymbol{\sigma}}) := \frac{3}{2\hat{M}_\theta^2} (\hat{\boldsymbol{s}} : \hat{\boldsymbol{s}}) + \hat{p}^2 - (rp_c)^2 = 0 \quad (2.23)$$

dove, analogamente a quanto visto nelle equazioni da (2.15) a (2.18):

$$\hat{M}_\theta = \frac{2mM}{(1+m) + (1-m)\sin(3\hat{\theta})} \quad (2.24)$$

$$\hat{\theta} = \frac{1}{3} \arcsin \left( \frac{3\sqrt{3}\hat{J}_3}{2\hat{J}_2^{3/2}} \right) \quad (2.25)$$

$$\hat{J}_3 = \det(\hat{\boldsymbol{s}}) \quad (2.26)$$

$$\hat{J}_2 = \frac{1}{2} \hat{\boldsymbol{s}} : \hat{\boldsymbol{s}} \quad (2.27)$$

Si può notare che ponendo  $\boldsymbol{\eta}_0 = \mathbf{0}$  e  $r = 1$  la superficie di struttura coincide con quella di riferimento e, quindi, il modello si riduce a quello formulato da Al-Tabbaa & Muir Wood (1989); ponendo ulteriormente  $R = 1$ , il nucleo elastico si espande fino a raggiungere le dimensioni della superficie di riferimento ottenendo il modello di Cam-clay modificato (modellazione gerarchica).

### 2.2.2 Legge di flusso e funzioni di incrudimento

L'introduzione del nucleo elastico fornisce un criterio per determinare se un incremento tensionale produce o meno deformazioni plastiche. Il vettore incremento di deformazione plastica,  $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p$ , è governato dalla definizione di una legge di flusso e delle funzioni di incrudimento. La legge di flusso assunta nel modello è di tipo associato, quindi il potenziale plastico coincide con la superficie di plasticizzazione, e l'incremento di deformazioni plastiche può essere espresso come:

$$\dot{\epsilon}^p = \dot{\gamma} \bar{\mathbf{n}} \quad (2.28)$$

dove  $\dot{\gamma}$  è il moltiplicatore plastico e  $\bar{\mathbf{n}}$  il gradiente normalizzato del nucleo elastico ( $\bar{f}$ ) in corrispondenza dello stato tensionale corrente ed è tale che  $\|\bar{\mathbf{n}}\| = (\bar{\mathbf{n}} : \bar{\mathbf{n}})^{1/2}$  sia un vettore unitario. Il gradiente normalizzato può essere calcolato utilizzando la seguente:

$$\bar{\mathbf{n}} = \frac{\partial \bar{f} / \partial \bar{\boldsymbol{\sigma}}}{\|\partial \bar{f} / \partial \bar{\boldsymbol{\sigma}}\|} \quad (2.29)$$

Per l'illustrazione dettagliata del calcolo delle derivate della funzione di snervamento si rimanda all'Appendice. Il moltiplicatore plastico e la superficie di plasticizzazione devono necessariamente soddisfare le condizioni di Khun-Tucker:

$$\begin{cases} \dot{\gamma} \geq 0 \\ \dot{\gamma} \bar{f} = 0 \\ \bar{f} \leq 0 \end{cases} \quad (2.30)$$

L'evoluzione delle variabili di incrudimento con lo sviluppo delle deformazioni plastiche è regolata dalle leggi di incrudimento. Le leggi di incrudimento adottate nel modello sono sia di tipo isotropo, sia di tipo cinematico. Le prime controllano le dimensioni delle superfici caratteristiche del modello mediante i parametri scalari  $r$  e  $p_c$ ; le seconde governano la posizione dei centri del nucleo elastico e della superficie di struttura attraverso i tensori  $\bar{\boldsymbol{\alpha}}$  e  $\hat{\boldsymbol{\alpha}}$ .

### Incrudimento isotropo

L'incrudimento isotropo, come nella tradizione di Cam-clay, è di tipo volumetrico: l'evoluzione della variabile  $p_c$ , che determina la variazione della dimensione della superficie di riferimento (e quindi, attraverso i rispettivi parametri  $R$  e  $r$ , anche quelle delle altre superfici), è legata alle sole deformazioni plastiche di volume mediante la seguente:

$$\frac{\dot{p}_c}{p_c} = \frac{\dot{\epsilon}_V^p}{\lambda^* - \kappa^*} \quad (2.31)$$

dove  $\lambda^*$  è la pendenza della linea di normale consolidazione nel già introdotto piano di compressibilità  $\epsilon_V : \ln p$ .

Nel modello si assume che il grado di struttura possa solamente diminuire in maniera monotona seguendo una legge esponenziale di danneggiamento della struttura:

$$r = 1 + (r_0 - 1) \exp\left(-\frac{k\varepsilon_d}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (2.32)$$

dove  $r_0$  indica il valore iniziale del grado di struttura, mentre  $k$  è un parametro del modello che ne regola il decadimento con lo sviluppo delle deformazioni plastiche di “danneggiamento”  $\varepsilon_d$ . La (2.32) può essere scritta in forma incrementale:

$$\dot{r} = -\frac{k}{\lambda^* - \kappa^*} (r - 1) \dot{\varepsilon}_d \quad (2.33)$$

dove l’incremento delle deformazioni di danneggiamento è definito in modo tale da tenere in considerazione le deformazioni plastiche sia volumetriche che deviatoriche, combinate attraverso il parametro  $A_d$ :

$$\dot{\varepsilon}_d = \left[ (1 - A_d) \dot{\varepsilon}_V^p + A_d \dot{\varepsilon}_q^p \right]^{1/2} \quad (2.34)$$

È evidente che per  $A_d = 1$  il danneggiamento della struttura sarà interamente imputabile alle deformazioni deviatoriche plastiche,  $\dot{\varepsilon}_q^p$ , mentre per  $A_d = 0$  risulterà funzione solamente delle deformazioni plastiche di volume,  $\dot{\varepsilon}_V^p$ .

### Incrudimento cinematico

L’incrudimento cinematico descrive l’evoluzione delle posizioni delle superfici del modello con il progredire delle deformazioni plastiche attraverso il controllo del moto dei centri  $\bar{\alpha}$  e  $\hat{\alpha}$ . La traslazione del nucleo elastico permette di tenere conto degli effetti della storia recente di carico sia mediante lo spostamento della regione elastica sia modificando l’orientazione del vettore incremento di deformazione plastica. La posizione della superficie esterna permette di modellare il progressivo danneggiamento della struttura e la contestuale rimozione dell’anisotropia.

La legge del moto del nucleo elastico è formulata in modo tale che la traslazione avvenga gradualmente e con continuità fino al contatto con la superficie esterna, senza che si verifichi l’intersezione tra le due superfici (Hashiguchi, 1988). Si definisce il punto immagine  $\sigma_c$  come lo stato tensionale appartenente alla superficie di struttura avente la

stessa normale dello stato tensionale corrente appartenente alla frontiera del nucleo elastico (Figura 2.3). Per similitudine tra le due superfici la legge di mappatura può essere scritta:

$$\frac{\sigma_c - \hat{\alpha}}{r} = \frac{\sigma - \bar{\alpha}}{R} \rightarrow \frac{\hat{\sigma}_c}{r} = \frac{\bar{\sigma}}{R} \quad (2.35)$$

adottando per la notazione di  $\hat{\sigma}_c$  la stessa logica seguita sinora.

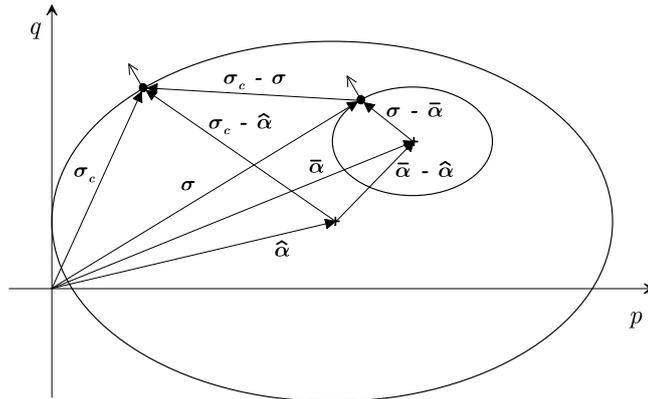


Figura 2.3: Proiezione sul piano degli invarianti del punto immagine e dei tensori utilizzati.

La legge che descrive il moto del nucleo elastico si ottiene derivando la (2.35). Quando lo stato tensionale si trova all'interno della superficie di snervamento si ha:

$$\dot{\bar{\alpha}} = \dot{\hat{\alpha}} + \left( \frac{\dot{r}}{r - R} + \frac{\dot{p}_c}{p_c} \right) (\bar{\alpha} - \hat{\alpha}) + \dot{\mu}(\sigma_c - \sigma) \quad (2.36)$$

Lo spostamento del centro della bolla elastica è quindi dato dalla somma di tre termini: il primo termine rappresenta il moto del centro della superficie di struttura; il secondo è la variazione subita dal tensore che unisce i centri del nucleo elastico e della superficie di struttura tenendo conto dell'evoluzione delle variabili di incrudimento  $p_c$  e  $r$ ; il terzo garantisce l'appartenenza dello stato tensionale al nucleo elastico tramite un opportuno valore di  $\dot{\mu}$ , imponendo una traslazione del nucleo elastico con direzione parallela al tensore che unisce il punto immagine con lo stato tensionale corrente, assicurando allo stesso tempo la non intersezione delle superfici.

Per calcolare il coefficiente  $\dot{\mu}$  è sufficiente sostituire la relazione (2.36) nella legge di consistenza del nucleo elastico:

$$\bar{\mathbf{n}} : \left[ \dot{\boldsymbol{\sigma}} - \dot{\bar{\boldsymbol{\alpha}}} - \frac{\dot{p}_c}{p_c} (\boldsymbol{\sigma} - \bar{\boldsymbol{\alpha}}) \right] = 0 \quad (2.37)$$

Dalla (2.37) si ricava:

$$\dot{\mu} = \frac{\bar{\mathbf{n}} : \left[ \dot{\boldsymbol{\sigma}} - \left( \frac{\dot{r}}{r-R} + \frac{\dot{p}_c}{p_c} \right) \hat{\boldsymbol{\sigma}} + \frac{\dot{r}}{r-R} \bar{\boldsymbol{\sigma}} \right]}{\bar{\mathbf{n}} : (\boldsymbol{\sigma}_c - \boldsymbol{\sigma})} \quad (2.38)$$

Quando lo stato tensionale corrente appartiene alla superficie di bordo, coincide con il punto immagine. In questo caso la relazione (2.35) lega direttamente i tre tensori  $\boldsymbol{\sigma}$ ,  $\bar{\boldsymbol{\alpha}}$  e  $\hat{\boldsymbol{\alpha}}$  e derivandola si ottiene:

$$\dot{\bar{\boldsymbol{\alpha}}} = \dot{\boldsymbol{\sigma}} + \frac{\dot{r}R}{r^2} (\boldsymbol{\sigma} - \hat{\boldsymbol{\alpha}}) - \frac{R}{r} (\dot{\boldsymbol{\sigma}} - \dot{\hat{\boldsymbol{\alpha}}}) \quad (2.39)$$

Tale relazione soddisfa la condizione di consistenza del nucleo elastico ed anche il requisito di non intersezione del nucleo con la superficie di bordo. L'incremento di  $\bar{\boldsymbol{\alpha}}$  in questo caso è tale che  $\boldsymbol{\sigma}$ ,  $\bar{\boldsymbol{\alpha}}$  e  $\hat{\boldsymbol{\alpha}}$  si trovino allineati nello spazio delle tensioni.

La legge di traslazione della superficie di struttura ha la seguente espressione:

$$\hat{\boldsymbol{\alpha}} = rp_c \mathbf{I} + (r-1)p_c \boldsymbol{\eta}_0 \quad (2.40)$$

che in forma incrementale diventa:

$$\dot{\hat{\boldsymbol{\alpha}}} = (\dot{r}p_c + rp_c) \mathbf{I} + [(r-1)\dot{p}_c + \dot{r}p_c] \boldsymbol{\eta}_0 \quad (2.41)$$

Nella (2.41) il primo termine rappresenta la componente di spostamento parallela all'asse isotropo, mentre il secondo termine è costituito dalla componente deviatorica che controlla l'evoluzione dell'anisotropia del materiale. Quando il grado di struttura assume valore unitario la legge di traslazione della superficie di bordo diviene puramente isotropa. L'entità del moto della superficie di bordo dipende dal valore del moltiplicatore plastico. La direzione del moto è vincolata a giacere sulla congiungente il centro della superficie di bordo con il centro della superficie di riferimento.

### 2.2.3 Modulo plastico e tensore costitutivo

Il modello prevede che il modulo plastico  $H$  dipenda dalla distanza tra lo stato tensionale corrente ed il punto immagine e che il suo valore sia pari a  $H_c$  quando il nucleo elastico e la superficie di bordo si trovano a contatto nello stato tensionale corrente.

Al fine di ricavare il modulo plastico è necessario scrivere le leggi di incrudimento in funzione del moltiplicatore plastico. Inserendo la legge di flusso (2.28) nella (2.31) e nella (2.33) si può scrivere:

$$\dot{p}_c = \dot{\gamma} H_{p_c} \quad (2.42)$$

$$\dot{r} = \dot{\gamma} H_r \quad (2.43)$$

dove sono state introdotte le due grandezze:

$$H_{p_c} = \frac{p_c}{(\lambda^* - \kappa^*)} n_v \quad (2.44)$$

$$H_r = -\frac{k(r-1)}{(\lambda^* - \kappa^*)} \sqrt{(1 - A_d)n_v + \frac{2}{3} A_d (\mathbf{n}_s : \mathbf{n}_s)} \quad (2.45)$$

Nelle espressioni appena scritte:

$$n_v = tr(\bar{\mathbf{n}}) \quad (2.46)$$

è la traccia del tensore normale alla bolla elastica, mentre

$$\mathbf{n}_s = \bar{\mathbf{n}} - \frac{1}{3} n_v \mathbf{I} \quad (2.47)$$

è la sua componente deviatorica. Il moltiplicatore plastico calcolato sulla superficie di bordo in corrispondenza dell'incremento dello stato tensionale del punto immagine deve essere uguale al moltiplicatore plastico calcolato sul nucleo elastico in corrispondenza dell'incremento dello stato tensionale corrente. Il moltiplicatore plastico può quindi essere ricavato dalla condizione di consistenza sulle due superfici; differenziando le espressioni (2.14) e (2.23) si ottiene:

$$\frac{\partial \bar{f}}{\partial \bar{\boldsymbol{\sigma}}} : \dot{\bar{\boldsymbol{\sigma}}} + \frac{\partial \bar{f}}{\partial p_c} \dot{p}_c = 0 \quad (2.48)$$

$$\frac{\partial \hat{f}}{\partial \hat{\boldsymbol{\sigma}}_c} : \dot{\hat{\boldsymbol{\sigma}}}_c + \frac{\partial \hat{f}}{\partial p_c} \dot{p}_c + \frac{\partial \hat{f}}{\partial r} \dot{r} = 0 \quad (2.49)$$

Sostituendo in quest'ultime la (2.42) e la (2.43) e ricordando la definizione del punto immagine è possibile scrivere:

$$\dot{\gamma} = \frac{\bar{\mathbf{n}} : \dot{\bar{\boldsymbol{\sigma}}}}{-\left\| \frac{\partial \bar{f}}{\partial \bar{\boldsymbol{\sigma}}} \right\|^{-1} \cdot \left[ \frac{\partial \bar{f}}{\partial p_c} H_{p_c} \right]} = \frac{\bar{\mathbf{n}} : \dot{\hat{\boldsymbol{\sigma}}}_c}{-\left\| \frac{\partial \hat{f}}{\partial \hat{\boldsymbol{\sigma}}_c} \right\|^{-1} \cdot \left[ \frac{\partial \hat{f}}{\partial p_c} H_{p_c} + \frac{\partial \hat{f}}{\partial r} H_r \right]} \quad (2.50)$$

esplicitando l'incremento dello stato tensionale corrente e del suo coniugato si ottiene:

$$\dot{\gamma} = \frac{\bar{\mathbf{n}} : \dot{\boldsymbol{\sigma}}}{H} = \frac{\bar{\mathbf{n}} : \dot{\boldsymbol{\sigma}}_c}{H_c} \quad (2.51)$$

Quando lo stato tensionale corrente coincide con il punto immagine, il modulo plastico assume il valore  $H_c$ , che può essere ricavato considerando un incremento di carico plastico nel quale deve essere soddisfatta la (2.49); sostituendo in quest'ultima le equazioni (2.42) e (2.43), esplicitando rispetto al moltiplicatore plastico ed uguagliando alle (2.51) si ottiene:

$$H_c = \bar{\mathbf{n}} : \left[ \left( \frac{H_r}{r} + \frac{H_{p_c}}{p_c} \right) \boldsymbol{\sigma} + \frac{p_c H_r}{r} \boldsymbol{\eta}_0 \right] \quad (2.52)$$

Quando lo stato tensionale corrente si trova in condizioni di carico plastico all'interno della superficie di struttura, il modulo plastico deve diminuire con continuità fino ad assumere il valore calcolato con la (2.52) quando il nucleo elastico diventa tangente alla superficie esterna. Per ottenere la progressiva riduzione del modulo plastico, nel modello si assume che questo dipenda dalla distanza tra le due superfici, proiettata sulla normale uscente e normalizzata rispetto ad un valore massimo,  $b_{\max}$  (Figura 2.4). La distanza  $b$  tra lo stato tensionale corrente ed il suo coniugato è data da:

$$b = \bar{\mathbf{n}} : (\boldsymbol{\sigma}_c - \boldsymbol{\sigma}) \quad (2.53)$$

ed ovviamente assume valore pari a zero quando le superfici si trovano a contatto. La grandezza  $b_{max}$  è pari al massimo ottenibile facendo variare la posizione dello stato tensionale corrente e del nucleo mantenendo invariata quella del punto immagine:

$$b_{max} = 2 \left( \frac{r}{R} - 1 \right) \bar{\mathbf{n}} : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \quad (2.54)$$

rappresenta quindi la distanza, ancora proiettata lungo la normale, tra il punto immagine e uno stato tensionale appartenente al nucleo elastico e avente la stessa normale dello stato tensionale corrente, quando il nucleo elastico è tangente alla superficie di bordo nel punto diametralmente opposto al punto immagine.

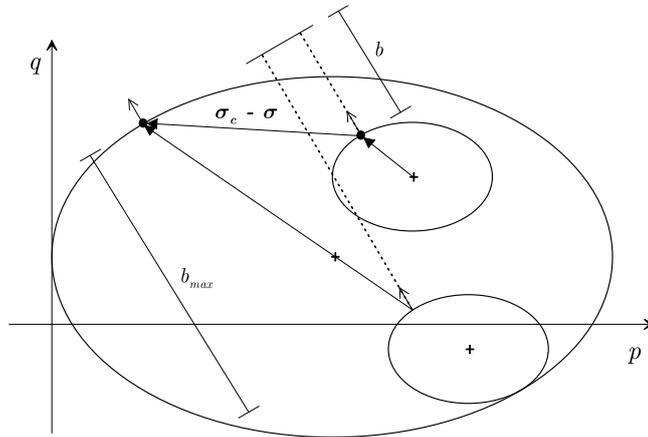


Figura 2.4: Rappresentazione grafica di  $b_{max}$ .

L'espressione del modulo plastico adottata dagli autori è la seguente:

$$H = H_c + H_i = H_c + \left\| \frac{\partial \bar{f}}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\|^{-2} \frac{B p_c^3}{(\lambda^* - \kappa^*) R} \left( \frac{b}{b_{max}} \right)^\psi \quad (2.55)$$

avendo introdotto il termine  $H_i$  per evidenziare la componente del modulo plastico necessaria come funzione di interpolazione dal modulo elastico a quello plastico sulla superficie di bordo. I parametri  $\psi$  e  $B$  sono due ulteriori parametri del modello che governano la rapidità e l'entità del decadimento del modulo plastico.

Il tensore costitutivo che lega l'incremento di tensione all'incremento di deformazione in campo elastoplastico,  $D^{ep}$ , può essere ricavato sostituendo l'espressione del moltiplicatore plastico data dalla (2.51) all'interno della legge di flusso, eq. (2.28), tenendo in

considerazione la componente elastica dell'incremento di deformazione secondo la (2.2); in tal modo si ottiene:

$$\mathbf{D}^{ep} = \mathbf{D}^e - \frac{(\mathbf{D}^e : \bar{\mathbf{n}}) \otimes (\bar{\mathbf{n}} : \mathbf{D}^e)}{H + \bar{\mathbf{n}} : \mathbf{D}^e : \bar{\mathbf{n}}} \quad (2.56)$$

dove il simbolo  $\otimes$  indica il prodotto tensoriale  $(\mathbf{a} \otimes \mathbf{b})_{ijkl} = a_{ij} b_{kl}$ .

### 2.2.4 Modifica del modulo plastico

La (2.56) impone che, al fine di avere continuità della rigidezza nella transizione elasto-plastica, il modulo plastico  $H$  deva assumere valore infinito quando lo stato tensionale entra in contatto con la superficie di snervamento cominciando il processo di carico plastico. Tale caratteristica deve essere inoltre mantenuta anche lungo percorsi di carico irregolari o soggetti ad inversioni, che comportano l'entrata in carico plastico in diversi momenti (ad esempio percorsi ciclici). Infine, il modulo plastico deve tendere al valore assunto sulla superficie di bordo,  $H_c$ , quando lo stato tensionale tende a coincidere con il suo coniugato.

Perché questi requisiti siano soddisfatti, poiché  $H_c$  assume valori finiti (cfr. eq. (2.52)), è necessario che si abbia:

$$\begin{cases} H_i \rightarrow \infty & \text{per } b \rightarrow b_0 \\ H_i \rightarrow 0 & \text{per } b \rightarrow 0 \end{cases} \quad (2.57)$$

dove con  $b_0$  si indica il valore assunto da  $b$  nella più recente transizione elasto-plastica (Kavvadas & Amorosi, 2000; Grammatikopolou *et al.*, 2006). Evidentemente la (2.55) soddisfa solamente il secondo requisito della (2.57). In virtù di queste considerazioni, l'espressione usata in questa tesi per il calcolo del termine di interpolazione tra il modulo elastico ed il modulo sulla superficie di bordo è stata modificata nella seguente:

$$H_i = \left\| \frac{\partial \bar{f}}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\|^{-2} \frac{B p_c^3}{(\lambda^* - \kappa^*) R} \left( \frac{b}{b_0 - b} \right)^\psi \quad (2.58)$$

che soddisfa entrambi i requisiti della (2.57). Nel seguito della tesi sarà sempre utilizzata quest'ultima funzione di interpolazione.

In conclusione, il modello costitutivo è descritto da dodici parametri, di seguito riassunti:

- il coefficiente di Poisson,  $\nu$ , e la pendenza della di linea di rigonfiamento  $\kappa^*$ , che definiscono il comportamento elastico del materiale;
- la pendenza della linea di consolidazione normale  $\lambda^*$ ;
- il parametro  $R$ , che definisce la dimensione del nucleo elastico rispetto a quella della superficie di riferimento;
- i parametri di forma delle superfici  $m$  e  $M$ ;
- il parametro  $r$ , rappresentativo della dimensione iniziale della superficie di struttura;
- il tensore adimensionale  $\boldsymbol{\eta}_0$ , che definisce l'anisotropia iniziale della struttura;
- la velocità di danneggiamento della struttura con il procedere delle deformazioni plastiche  $k$ ;
- il parametro  $A_d$  che stabilisce quanto il danneggiamento della struttura sia dovuto alle deformazioni plastiche volumetriche e quanto a quelle deviatoriche;
- i parametri  $B$  e  $\psi$  che definiscono l'entità del modulo plastico e la sua dipendenza dalla distanza tra il nucleo elastico e la superficie di struttura.

## 2.3 Modalità di implementazione

Il modello è stato implementato nel codice di calcolo alle differenze finite FLAC (Itasca Consulting Group, 2005). In questo codice, facendo riferimento per semplicità alla versione 2D, il dominio di calcolo è suddiviso in una griglia costituita da elementi quadrilateri, ognuno dei quali è internamente diviso in 2 coppie di elementi triangolari sovrapposti a deformazione costante imposta. Le velocità e gli spostamenti dei nodi sono calcolati a partire dagli sforzi e dalle forze attraverso le equazioni del moto. Note le velocità, gli incrementi di deformazioni sono ricavati impiegando le equazioni di compatibilità cinematica e lo stato di sforzo viene aggiornato a partire dall'incremento di deformazione utilizzando le relazioni costitutive. Tutte le variabili vengono mantenute costanti durante lo step di calcolo e sono aggiornate solamente alla fine dello stesso. Conseguentemente, il codice richiede intervalli di calcolo molto piccoli per fornire incrementi di sforzo accurati.

L'algoritmo di integrazione delle equazioni costitutive è stato scritto per componenti, sia in 2D che in 3D, utilizzando, in un primo momento, il linguaggio di programmazione interno *fish* e, successivamente, il linguaggio C++ e compilato in un file .dll poi inserito

nella libreria del codice. Le relazioni sforzi-deformazioni sono state integrate seguendo il metodo di Eulero del primo ordine, schematicamente rappresentato in Figura 2.5, il quale fornisce soluzioni stabili e accurate solamente per incrementi di sforzo molto piccoli, come quelli richiesti dallo schema di calcolo adottato dal programma.

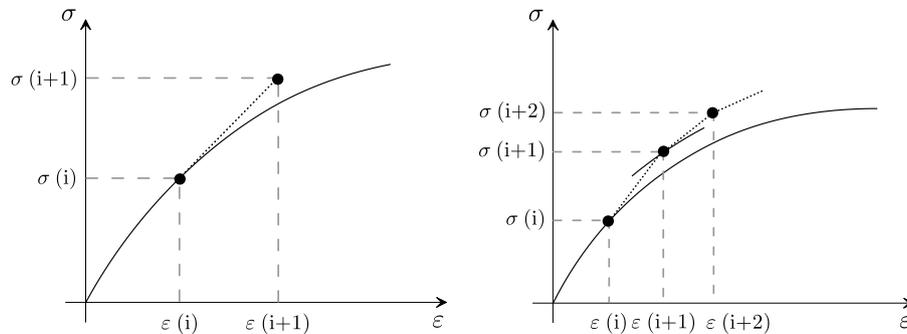


Figura 2.5: Metodo di Eulero del primo ordine.

Data la discretizzazione imposta dal programma, le relazioni costitutive vengono impiegate quattro volte per ogni step di calcolo, una per ogni sottozona. Per evitare instabilità della *mesh*, come l'*hourglassing*, viene utilizzata la tecnica di discretizzazione mista proposta da Marti & Cundall (1982). Questa tecnica prevede che le componenti isotrope dei tensori di sforzo e deformazione siano assunte costanti su tutto l'elemento quadrilatero e siano calcolate come media pesata dei valori relativi ad ogni sottozona triangolare. Diversamente, le componenti deviatoriche dei due tensori vengono calcolate separatamente per ogni sottozona. I parametri di incrudimento ed il volume specifico vengono calcolati una volta per zona e aggiornati al termine dello step di calcolo. I loro incrementi sono calcolati seguendo lo stesso approccio utilizzato per la componente isotropa dei tensori di sforzo e deformazione, calcolandone quindi la media ponderata sulle due coppie di triangoli giustapposti.

Questa procedura fa sì che possano nascere errori di consistenza nel caso in cui lo stato tensionale corrente (relativo alla singola sottozona) si trovi al di fuori della superficie di snervamento (unica per l'intera zona). In questo caso lo stato di sforzo deve essere corretto e riportato sulla frontiera della superficie corrente. Inoltre, nel caso di modelli ad incrudimento, le superfici subiscono delle modifiche durante lo step di calcolo introducendo un'ulteriore fonte di perdita di consistenza. Una disanima dei metodi di correzione del *drift* può essere trovata in Potts & Gens (1985).

Ricordando che  $\bar{f}(\bar{\sigma})$  definisce la superficie del nucleo elastico,  $\hat{f}(\hat{\sigma})$  la superficie di bordo e raccogliendo in un unico vettore le variabili di incrudimento sia isotropo che cinematico,  $\mathbf{k} = p_c, r, \bar{\alpha}, \hat{\alpha}$ , lo schema adottato per l'implementazione è sinteticamente illustrato nella Figura 2.6.

Lo scopo principale dell'algoritmo è quello di calcolare l'incremento dello stato tensionale, ed eventualmente dei parametri di incrudimento e delle variabili di stato, relativo ad un assegnato incremento di deformazione. Le variabili in ingresso sono il tensore  $\sigma_0$  dello stato tensionale corrente, il vettore contenente i parametri di incrudimento  $\mathbf{k}_0$  e l'incremento di deformazione  $\dot{\epsilon}$ , fornito dal programma (oltre ai parametri costitutivi del modello). L'algoritmo viene ripetuto 4 volte per ogni zona, 1 volta per ogni sottozona triangolare.

La prima operazione che viene svolta è il controllo dell'ammissibilità dello stato tensionale corrente e dei parametri di incrudimento. Quest'operazione è necessaria nel primo step per evidenziare eventuali errori di inizializzazione del modello e, successivamente, per segnalare errori di *drift* come quelli descritti all'inizio del paragrafo. Se lo stato tensionale si trova all'interno del nucleo elastico, si procede con una seconda operazione di controllo relativa al valore assunto dal moltiplicatore plastico (che evidentemente può dare esito negativo solamente a partire dal secondo step di calcolo). Se anche questa verifica fornisce esito positivo, l'incremento di stato di sforzo viene calcolato utilizzando la matrice di rigidezza elastica e i parametri di incrudimento rimangono costanti. Se, viceversa, lo stato corrente giace al di fuori del nucleo elastico oppure il moltiplicatore plastico è maggiore di zero, si procede a verificare l'appartenenza alla superficie di struttura. In caso di esito positivo è sufficiente apportare delle correzioni per ripristinare la condizione di consistenza; in caso di esito negativo è necessario correggere anche la posizione del nucleo elastico per garantire i vincoli geometrici del modello (non intersezione delle superfici). Quest'ultima operazione è particolarmente opportuna nel caso di modelli a più superfici ad incrudimento sia volumetrico che cinematico. In questo caso, infatti, l'accumulo di errore può essere amplificato dalla combinazione delle due tipologie di incrudimento e la correzione del *drift* non può limitarsi alla condizione di consistenza ma deve anche ristabilire le dovute relazioni geometriche tra le superfici.

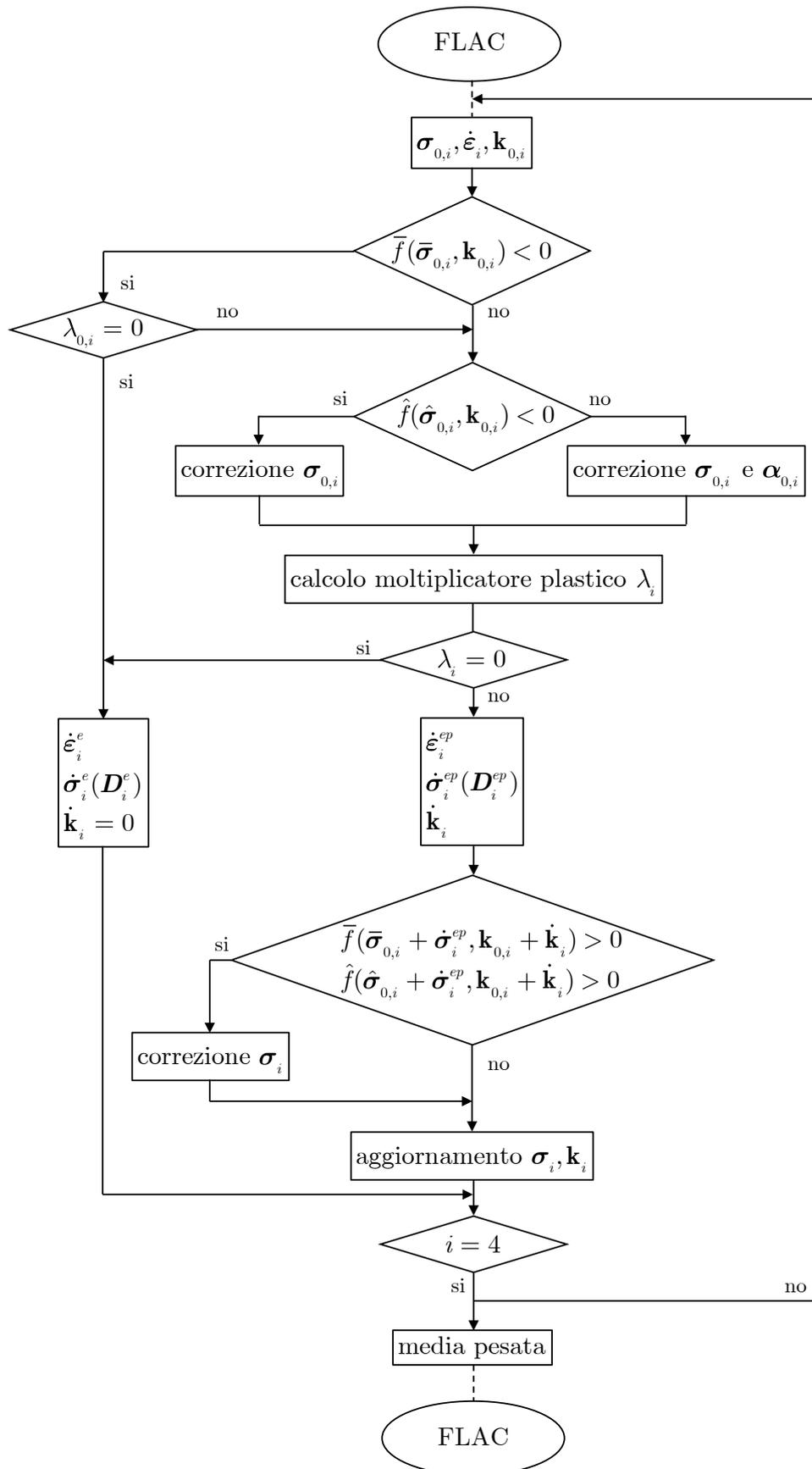


Figura 2.6: Schema semplificato dell'algoritmo di implementazione.

Tutte le correzioni sono eseguite lungo i vettori congiungenti i punti interessati in modo da mantenere intatti i requisiti geometrici del modello. Si riportano ad esempio le correzioni eseguite sullo stato tensionale (Figura 2.7) e sul centro della bolla elastica (Figura 2.8): la prima proiettando all'indietro lo stato tensionale lungo il vettore  $\bar{\sigma}$  (vettore congiungente lo stato tensionale  $\sigma$  con il centro del nucleo elastico  $\bar{\alpha}$ ) sino a soddisfare la condizione di consistenza e la seconda proiettando all'indietro il centro del nucleo elastico lungo la congiungente tra i centri delle due superfici  $\hat{\alpha}$  e  $\bar{\alpha}$  fino a garantire la tangenza (anche lo stato tensionale viene traslato ripristinando la condizione di consistenza).

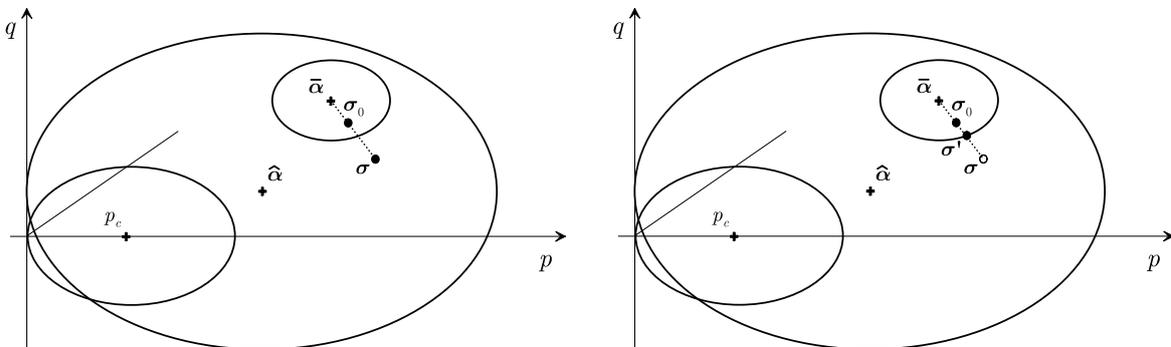


Figura 2.7: Correzione dello stato tensionale

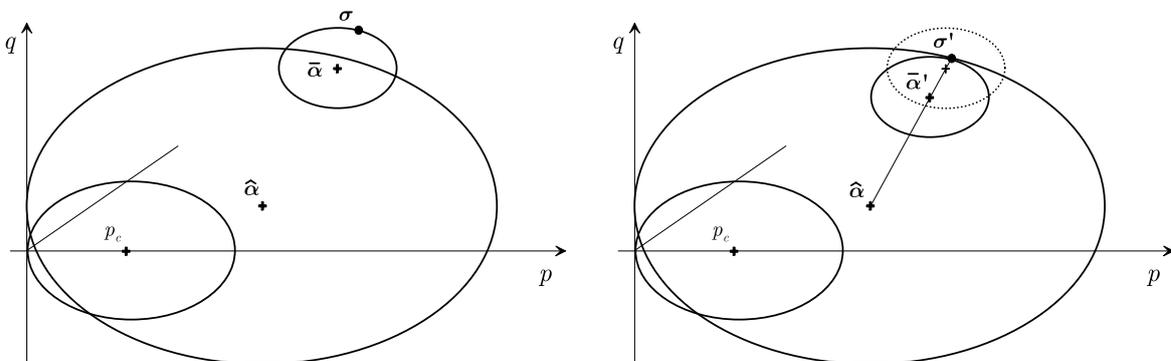


Figura 2.8: Correzione della posizione del nucleo elastico.

Dopo aver determinato il tensore normale alla superficie di snervamento si procede al calcolo del moltiplicatore plastico; se questo risulta minore o uguale a zero, ancora una volta, lo stato di sforzo viene aggiornato in campo elastico. Se risulta maggiore di zero si procede all'integrazione elastoplastica delle relazioni costitutive e si ricavano gli incrementi dello stato di sforzo e delle variabili di incrudimento. A questo punto è introdotta un'ulteriore operazione di controllo finalizzata a verificare che gli incrementi

appena computati siano tali da non violare i requisiti del modello. In caso di esito negativo si corregge l'incremento di stato di sforzo con la stessa logica delle correzioni precedenti.

Una volta che queste operazioni sono state eseguite per tutte le sottozone si procede alla media pesata dei parametri di incrudimento e delle variabili di stato e si restituiscono al codice le informazioni aggiornate, necessarie per lo step di calcolo successivo.

## 2.4 Validazione

Il corretto funzionamento dell'algoritmo di implementazione è stato verificato confrontando le previsioni numeriche del modello con i risultati ottenuti da Cocciuti (1999) e Bertoldo (2016), autori di precedenti implementazioni, in simulazioni di prove di laboratorio convenzionali. Sebbene in letteratura siano disponibili ulteriori implementazioni del modello (ad esempio Zhao *et al.*, 2005), per la validazione sono stati scelti questi due autori in quanto la legge di incrudimento cinematico da loro adottata coincide con quella ricavata nel paragrafo 2.2 (equazione (2.36)). Le equazioni costitutive ricavate in questa tesi e quelle usate da Cocciuti (1999) e Bertoldo (2016), differiscono solamente nella definizione del termine  $H_i$ , grandezza che compare come addendo nell'espressione del modulo plastico. Le espressioni utilizzate dai due autori sono le seguenti:

$$H_i = \frac{Bp_c}{(\lambda^* - \kappa^*)R} \left( \frac{b}{b_{max}} \right)^\psi \left( \frac{b_0}{b_0 - b} \right)^{\psi_2} \quad (\text{Bertoldo, 2016}) \quad (2.59)$$

$$H_i = \left\| \frac{\partial \bar{f}}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\|^{-2} \frac{Bp_c^3}{(\lambda^* - \kappa^*)R} \left( \frac{b}{b_{max}} \right)^\psi \quad (\text{Cocciuti, 1999}) \quad (2.60)$$

mentre in questa tesi si adotta l'espressione (2.58). Poiché l'espressione del modulo plastico può essere modificata senza alterare la struttura del modello, ai fini del confronto l'algoritmo di implementazione è stato adattato alle espressioni proposte dai due autori.

Le risposte costitutive ottenute coincidono perfettamente, garantendo la correttezza dell'implementazione del modello. A titolo di esempio, si riportano i confronti con delle prove TxCIU eseguite al variare della velocità di danneggiamento della struttura.

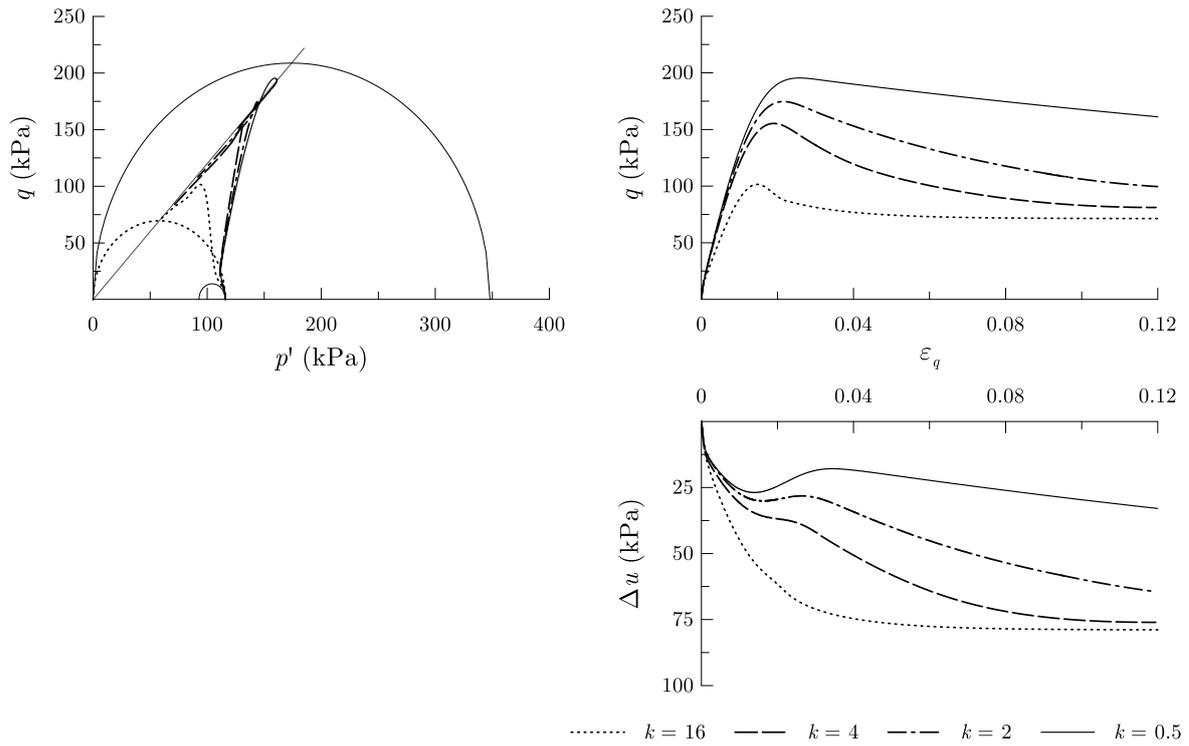


Figura 2.9: Simulazioni di prove TxCIU al variare di  $k$ .

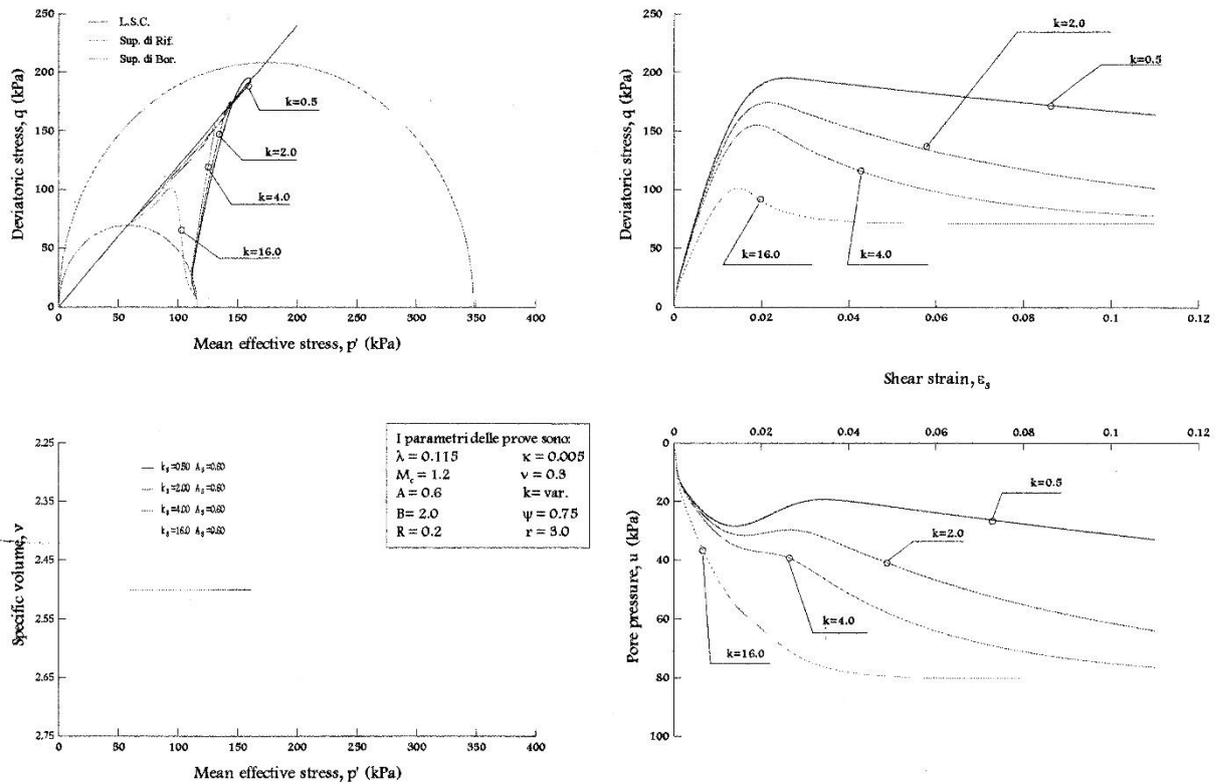


Figura 2.10: Simulazioni di prove TxCIU al variare di  $k$  (digitalizzato da Cocciuti, 1999).

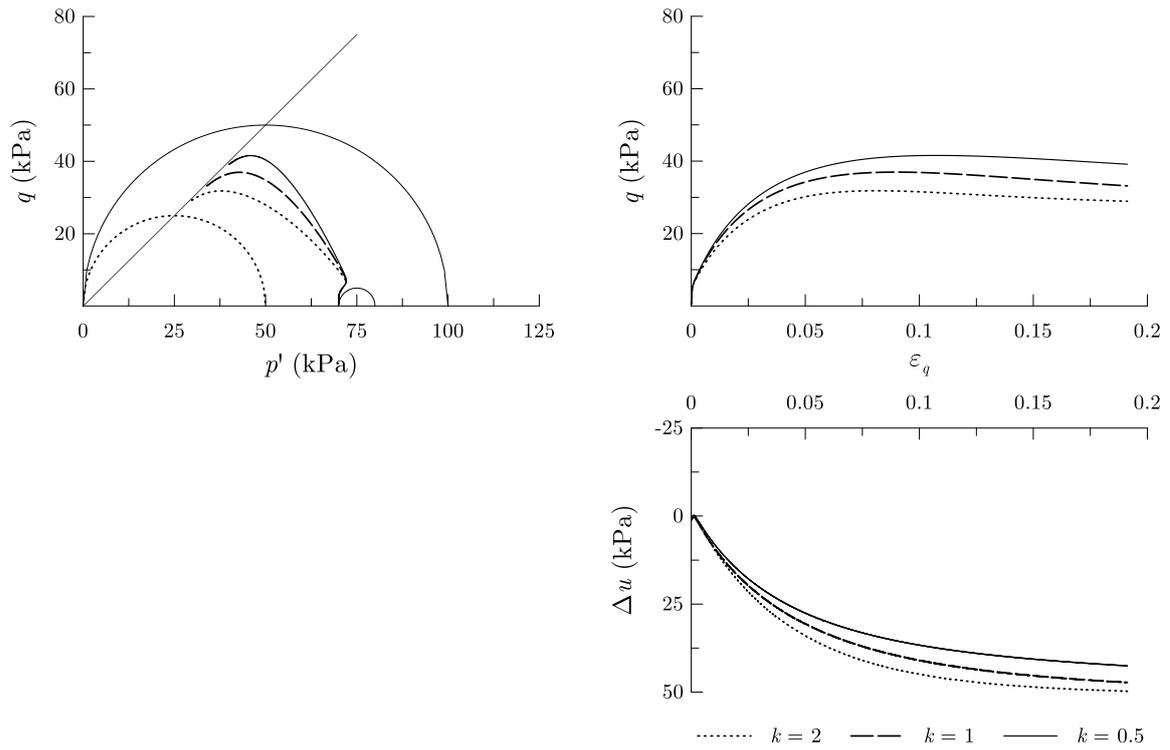


Figura 2.11: Simulazioni di prove TxCIU al variare di  $k$ .

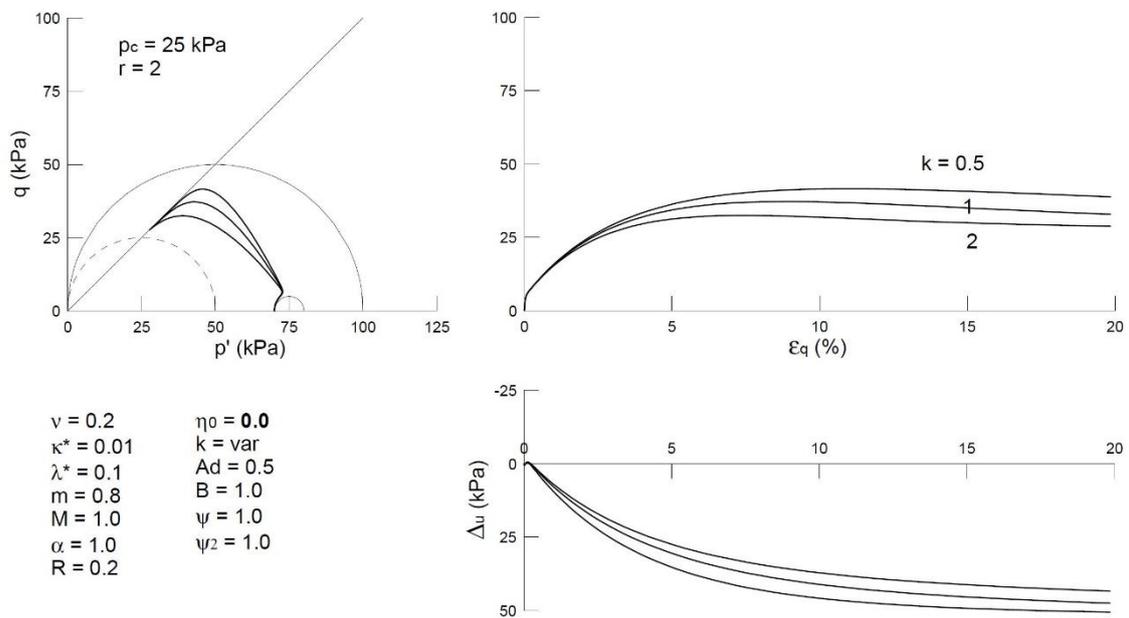


Figura 2.12: Simulazioni di prove TxCIU al variare di  $k$  (Bertoldo, 2016).

## Capitolo 3

# Studio parametrico

Al fine di valutare l'influenza dei parametri sulla risposta del modello è stato svolto un ampio studio parametrico sull'elemento di volume. Si tratta di un'operazione di particolare importanza nel caso di modelli complessi caratterizzati da un elevato numero di parametri, nei quali non è immediata la comprensione degli effetti prodotti dalla variazione di un parametro né l'importanza relativa sulla risposta globale del modello.

Nel paragrafo 3.1 si illustra più nel dettaglio quanto brevemente accennato nel precedente capitolo riguardo la continuità della rigidità nella transizione elastoplastica; a questo proposito si riportano i risultati di alcune prove eseguite con la versione originale del modello e si evidenziano i miglioramenti ottenibili con la modifica proposta. Successivamente, si illustrano i risultati di un breve studio parametrico riguardante i parametri che maggiormente influenzano la transizione elasto-plastica e il decadimento del modulo con il procedere delle deformazioni plastiche.

Nel paragrafo 3.2 si riportano i risultati di una serie di analisi svolte simulando prove di laboratorio convenzionali al fine di valutare i miglioramenti gradualmente introdotti in questa famiglia di modelli a partire da Cam-clay.

Nel paragrafo 3.3 si mostrano i risultati di un ampio studio parametrico finalizzato a valutare l'influenza dei singoli parametri sulla risposta del modello. Per evidenziare l'effetto dei parametri la trattazione sarà divisa in due sotto-paragrafi focalizzandosi prima sulle grandezze rilevanti quando il grado di struttura è unitario (riconducendosi quindi al

modello di Al-Tabbaa & Muir Wood, 1989) e poi analizzando l'influenza dei parametri direttamente correlati alla superficie di struttura.

### 3.1 Transizione elasto-plastica

Come osservato nel capitolo precedente, la formulazione originale del modello non prevede una transizione graduale della rigidezza al passaggio dal campo elastico a quello elasto-plastico. L'espressione del modulo plastico è stata quindi modificata, per garantirne la continuità, agendo sul termine  $H_i$ , che costituisce sostanzialmente una funzione di interpolazione dal valore elastico a quello assunto sulla superficie esterna. L'espressione adottata nella tesi è l'eq. (2.58).

L'effetto della modifica introdotta è stato analizzato mediante una serie di confronti con la formulazione originale. Nella Figura 3.1 si riportano i risultati di simulazioni numeriche effettuate imponendo percorsi tensionali puramente deviatorici ( $p = \text{cost}$ ). Le analisi sono state svolte a partire da due differenti gradi di sovraconsolidazione e, poiché l'aspetto in esame sussiste solamente nel caso in cui lo stato tensionale originario si trovi all'interno della bolla elastica, non sono stati analizzati casi in cui lo stato tensionale di partenza appartenga sulla frontiera del nucleo.

Normalizzando la rigidezza rispetto al suo valore massimo ( $G_0$ , rigidezza al taglio in campo elastico) è possibile osservare come utilizzando l'espressione originale del modulo plastico si riscontri una discontinuità nell'andamento della rigidezza in corrispondenza del valore di deformazione che individua la soglia di linearità, mentre la risposta del modello modificato mostra un decadimento monotono e graduale in linea con le evidenze sperimentali.

Può essere utile notare che, nonostante le identiche dimensioni della bolla elastica, al variare del grado di sovraconsolidazione la soglia di linearità assume valori differenti in virtù della formulazione elastica del modello che prevede che  $G_0$  dipenda solamente da  $p$ ,  $\kappa^*$  e  $\nu$ .

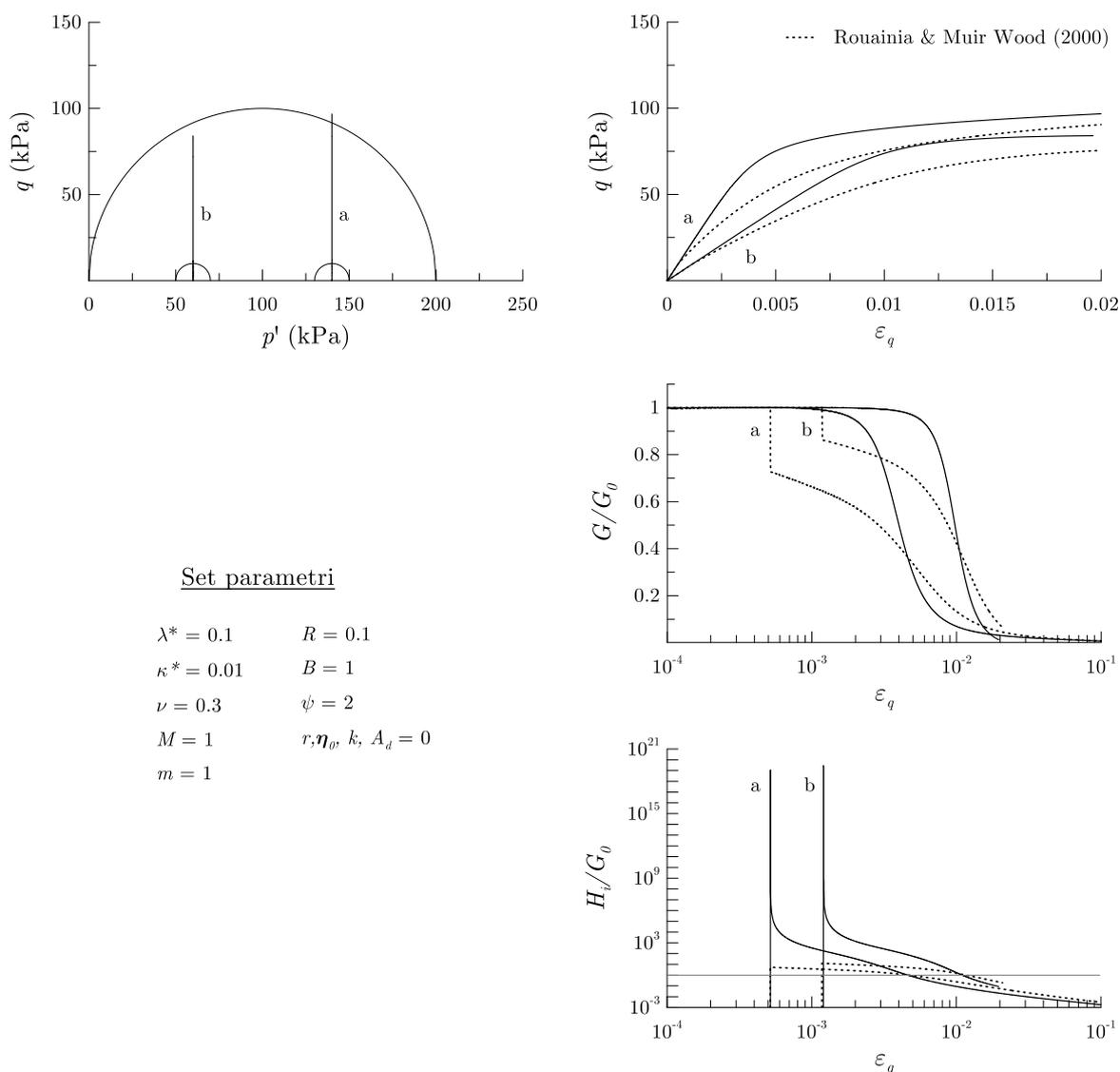


Figura 3.1: Simulazioni di prove a pressione media costante.

Nel grafico in basso a destra si riporta il rapporto tra la componente del modulo plastico  $H_i$  e la rigidità elastica in funzione delle deformazioni deviatoriche. La risposta del modello modificato evidenzia che, al fine di ottenere una transizione monotona e graduale della rigidità, è necessario che  $H_i$  assuma valori tendenti ad infinito nel momento in cui lo stato tensionale entra in contatto con il nucleo elastico per poi decrescere in funzione della distanza con il suo coniugato sulla superficie di struttura.

Nella Figura 3.2 e nella Figura 3.3 si riportano i risultati di ulteriori analisi svolte imponendo percorsi tensionali a pressione media efficace costante al fine di valutare l'influenza sul modulo plastico dei due parametri che contribuiscono a definirlo  $B$  e  $\psi$ .

La componente del modulo plastico legata alla distanza tra lo stato tensionale corrente ed il suo coniugato è direttamente proporzionale al parametro  $B$  (eq. (2.58)). Il suo

aumento si riflette sull'aumento del modulo plastico, incrementando progressivamente la rigidezza nel campo di deformazione successivo alla transizione elasto-plastica, come è evidente dalle curve  $q : \varepsilon_q$ . A livello di piccole deformazioni è possibile osservare come un aumento di  $B$  ritardi il decadimento della rigidezza e lo renda più brusco.

L'esponente del rapporto tra le distanze,  $\psi$ , ha un effetto analogo nel campo delle piccole deformazioni. La simulazione mostra come un aumento di questo parametro contribuisca a mantenere alta la rigidezza dopo il contatto con la superficie di snervamento. Viceversa, nel piano  $q : \varepsilon_q$  le curve risultano in ordine inverso rispetto al caso precedente poiché, come si può vedere nel piano  $G / G_0 : \varepsilon_q$ , il livello di deformazione per il quale si intersecano è anticipato.

È evidente che la soglia di linearità non è influenzata dalle variazioni di questi parametri, che assumono rilevanza solamente dopo l'ingresso in campo elasto-plastico.

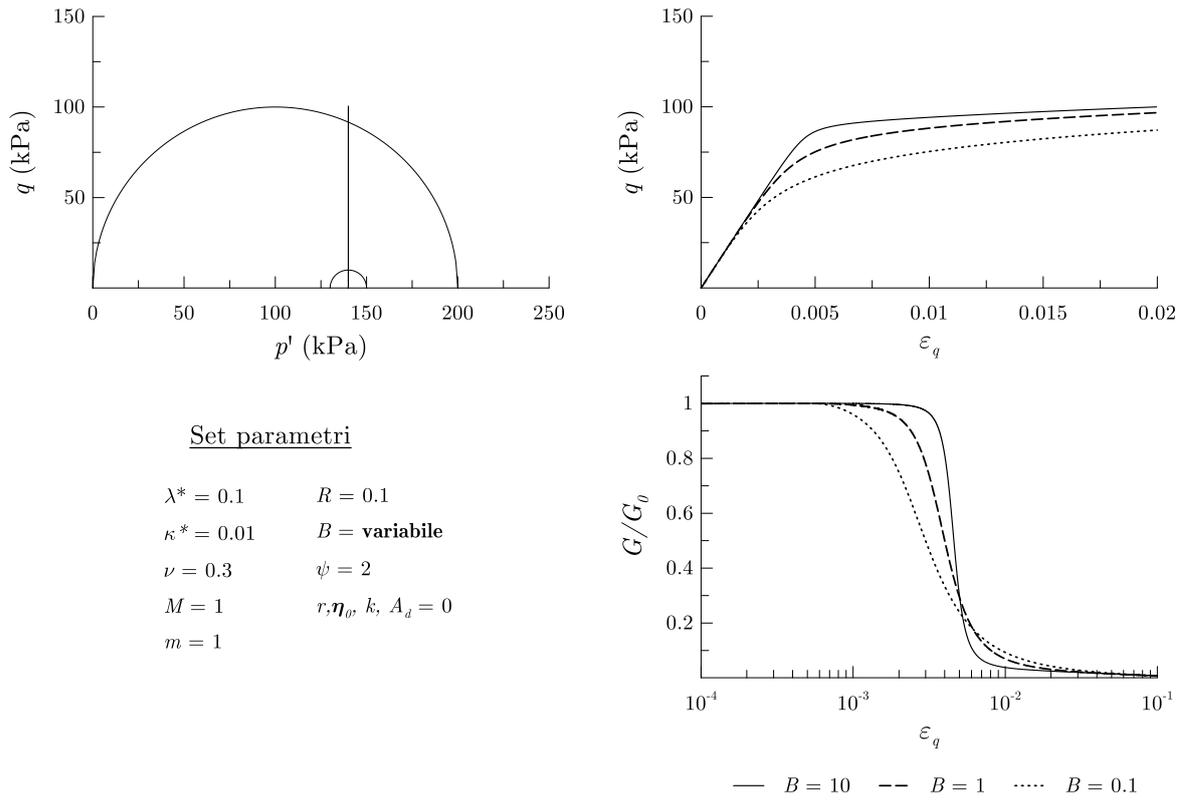


Figura 3.2: Influenza di  $B$  sulla riposta del modello in prove a pressione media costante.

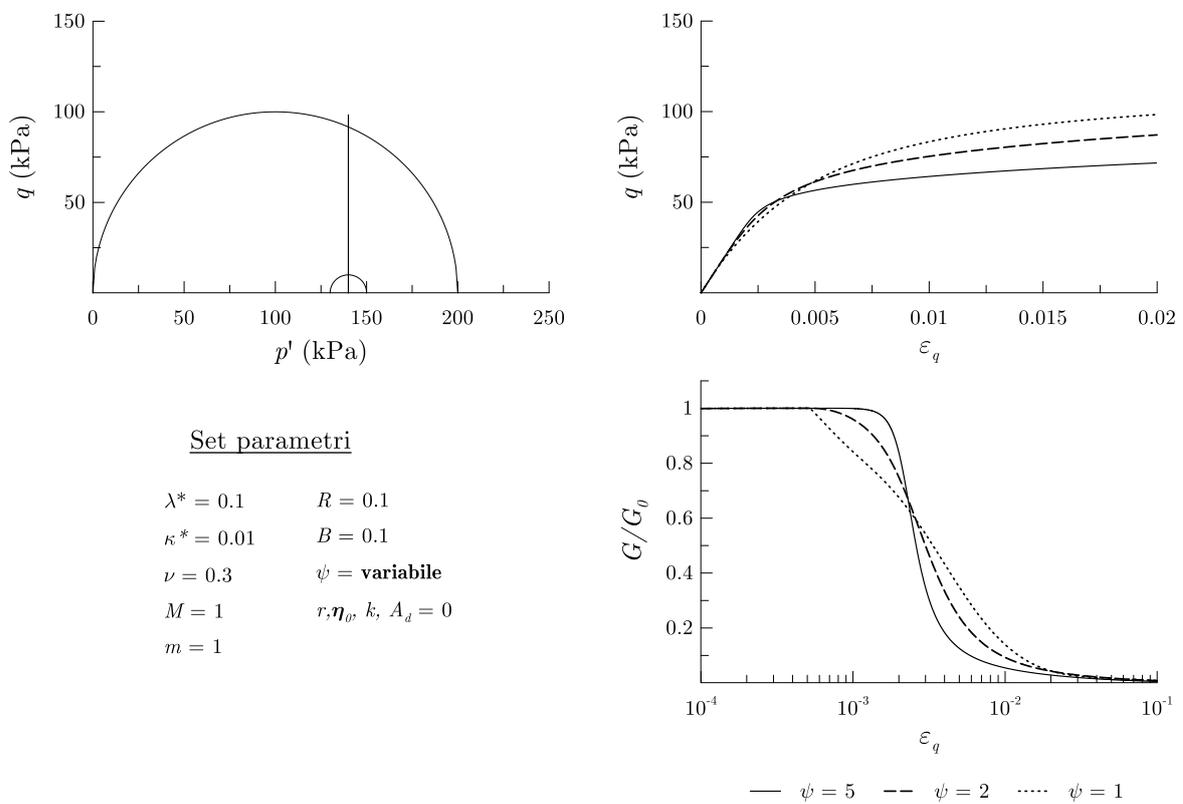


Figura 3.3: Influenza di  $\psi$  sulla riposta del modello in prove a pressione media costante.

## 3.2 Da Cam-clay al KHSM

In questo paragrafo sono illustrati i risultati di una serie di analisi volte a valutare i miglioramenti introdotti in questa famiglia di modelli a partire dall'originario Cam-clay modificato (MCCM) mediante l'aggiunta di una superficie di snervamento interna nel *bubble model* (BM, Al-Tabbaa & Muir Wood, 1989), prima, e con l'aggiunta di una terza superficie, detta di struttura, poi (KHSM, Rouainia & Muir Wood, 2000). I confronti sono stati svolti conducendo delle simulazioni di prove tipiche di laboratorio: prove di compressione triassiale consolidate isotropicamente drenate (TxCID) e non drenate (TxCIU) e prove edometriche.

Trattandosi di un modello gerarchico (cfr. paragrafo 2.2), è possibile ricondursi ai succitati modelli con un'opportuna scelta dei parametri. Il MCCM viene riprodotto assumendo  $R = 1$ , in tal modo la bolla elastica assume le stesse dimensioni della superficie di riferimento, definita da  $p_c = 100$  kPa. Il BM è stato riprodotto impiegando un valore di  $R = 0.1$ , per il quale la superficie di snervamento assume dimensioni pari al 10% della superficie di riferimento di Cam-clay. Impiegando il KHSM, al fine di rendere in qualche modo confrontabili i risultati, sono stati considerati due casi limite nei quali il grado di struttura,  $r$ , è pari a 2 mentre la dimensione della superficie di riferimento è pari rispettivamente a 50 kPa e 100 kPa; nel primo caso, quindi, la superficie di struttura coincide con la superficie di riferimento adottata negli altri modelli, mentre nel secondo la superficie di riferimento è la stessa mentre la superficie di struttura ha semiasse maggiore pari a 200 kPa. Nelle figure che seguono, per non complicare inutilmente la rappresentazione, si riportano nel piano degli invarianti solamente il nucleo elastico ed una superficie centrata in  $p' = 100$  kPa.

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle simulazioni di prove di compressione triassiale drenate a partire da diversi valori di OCR utilizzando i seguenti parametri:

Tabella 3.1: Parametri utilizzati nelle analisi numeriche.

$\nu$	$\lambda^*$	$\kappa^*$	$R$	$M$	$m$	$B$	$\psi$	$r$	$k$	$A_d$	$\eta_0$
0.3	0.1	0.01	<b>var.</b>	1	1	0.1	2	<b>var.</b>	1	0.5	<b>0</b>

Se la fase deviatorica inizia a partire da uno stato di normale consolidazione (Figura 3.4), la risposta prevista dal MCCM e dal BM risulta ovviamente coincidente. Utilizzando il KHSM si osserva una risposta inizialmente molto più rigida nel caso in cui  $p_c = 100\text{kPa}$  poiché lo stato tensionale, seppur trovandosi in condizioni NC, si trova ora a grande distanza dalla frontiera della superficie di struttura. In altre parole, diversamente dagli altri tre casi, lo stato tensionale corrente ed il suo coniugato non sono più coincidenti.

Se le prove vengono condotte a partire da stati di sovraconsolidazione (Figura 3.5 e Figura 3.6) il MCCM prevede un comportamento elastico sino al raggiungimento della superficie di riferimento. Diversamente il BM, grazie all'introduzione del nucleo elastico come superficie di snervamento, permette lo sviluppo di deformazioni plastiche all'interno della superficie di riferimento. Confrontando le risposte del KHSM nei due casi analizzati si può vedere come ad un maggiore valore di  $p_c$  conseguano una maggiore resistenza e una maggiore rigidità nelle prime fasi della prova. Ad elevati livelli di deformazione le due curve convergono ad un unico valore di deviatore, individuato dallo stato critico.

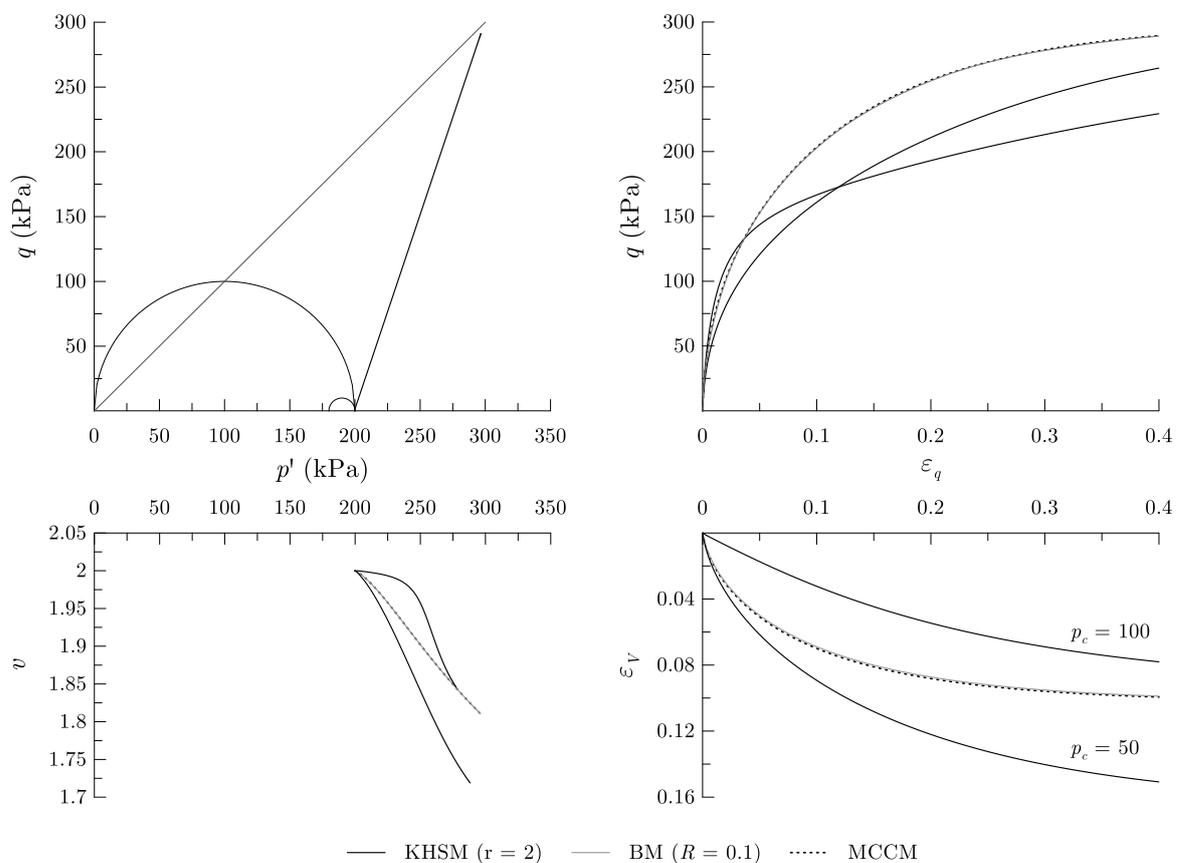


Figura 3.4: Simulazioni di prove TxCID su un provino normalmente consolidato.

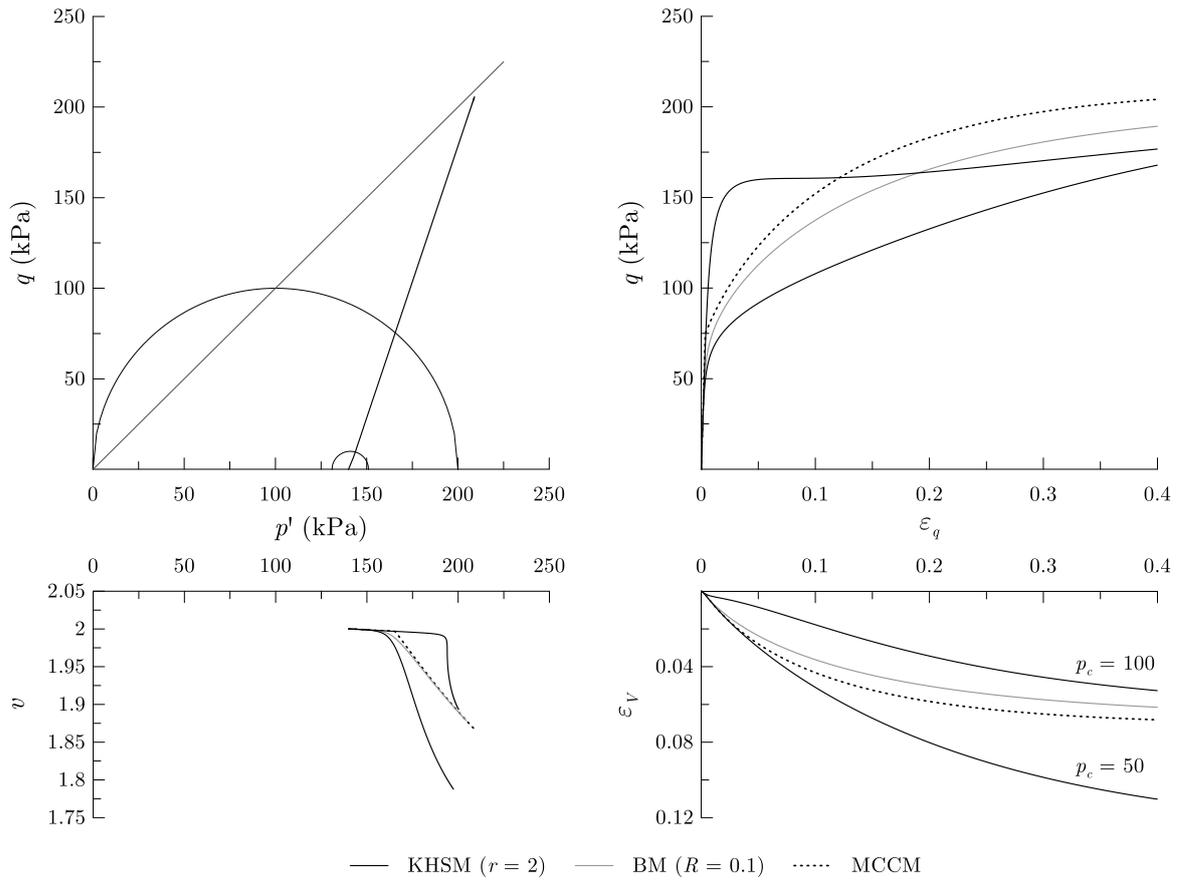


Figura 3.5: Simulazioni di prove TxCID su un provino con leggermente sovraconsolidato.

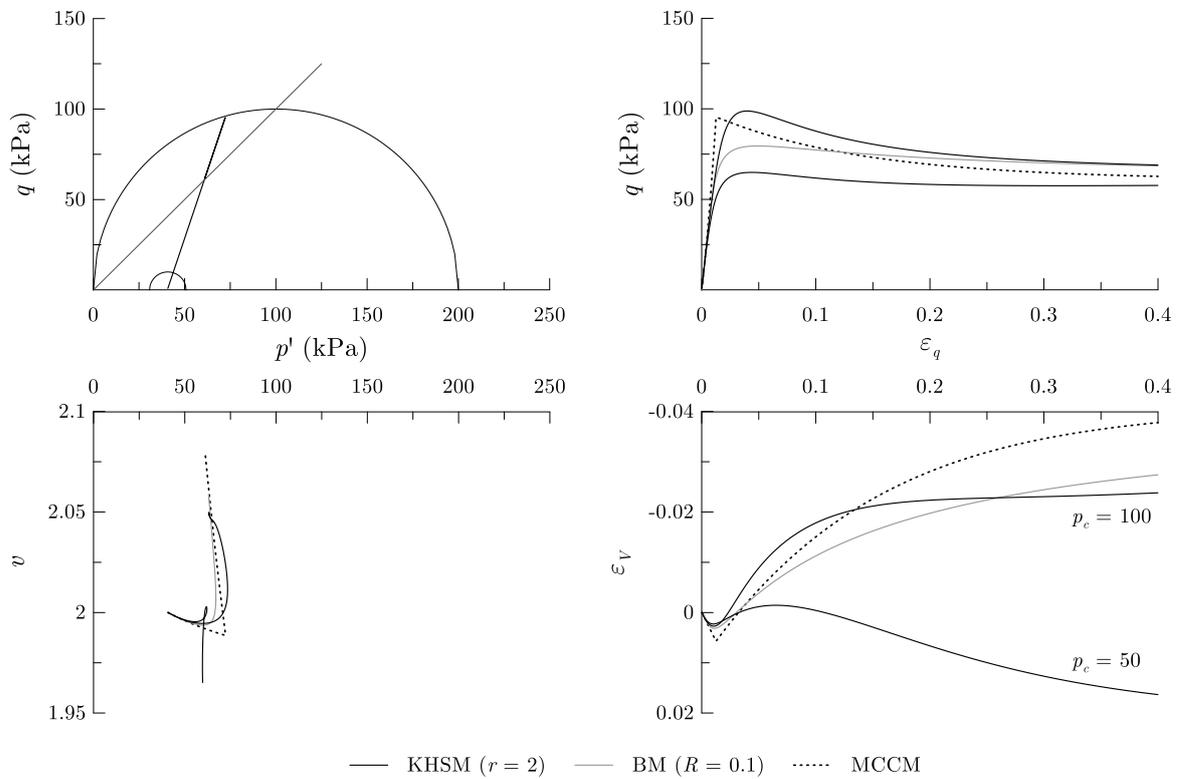


Figura 3.6: Simulazioni di prove TxCID su un provino fortemente sovraconsolidato.

Simulando prove di compressione di compressione triassiale non drenate su di un terreno normalmente consolidato (Figura 3.7), ancora una volta la risposta del MCCM e del BM è coincidente, poiché lo stato tensionale iniziale appartiene alla superficie di snervamento. Il KHSM ( $p_c = 50$  kPa) mostra una risposta molto simile a quella del MCCM e del BM nelle prime fasi della prova, salvo poi differenziarsi a causa di un'importante caduta di rigidità. Il KHSM ( $p_c = 100$  kPa), invece, raggiunge valori di deviatore di picco significativamente più elevati.

Partendo da stati sovraconsolidati (Figura 3.8 e Figura 3.9) risulta ancor più evidente il limite principale del MCCM; i percorsi tensionali nel piano degli invarianti, infatti, in regime di deformazione elastica, sono forzatamente verticali fino all'intersezione con la superficie di riferimento. In questo caso, il BM permette di riprodurre una curvatura dei percorsi tensionali ben più aderente al reale comportamento meccanico dei terreni. Il KHSM permette di simulare una risposta caratterizzata da un picco e una successiva caduta di resistenza, un comportamento che le evidenze sperimentali associano a terreni naturali a struttura complessa.

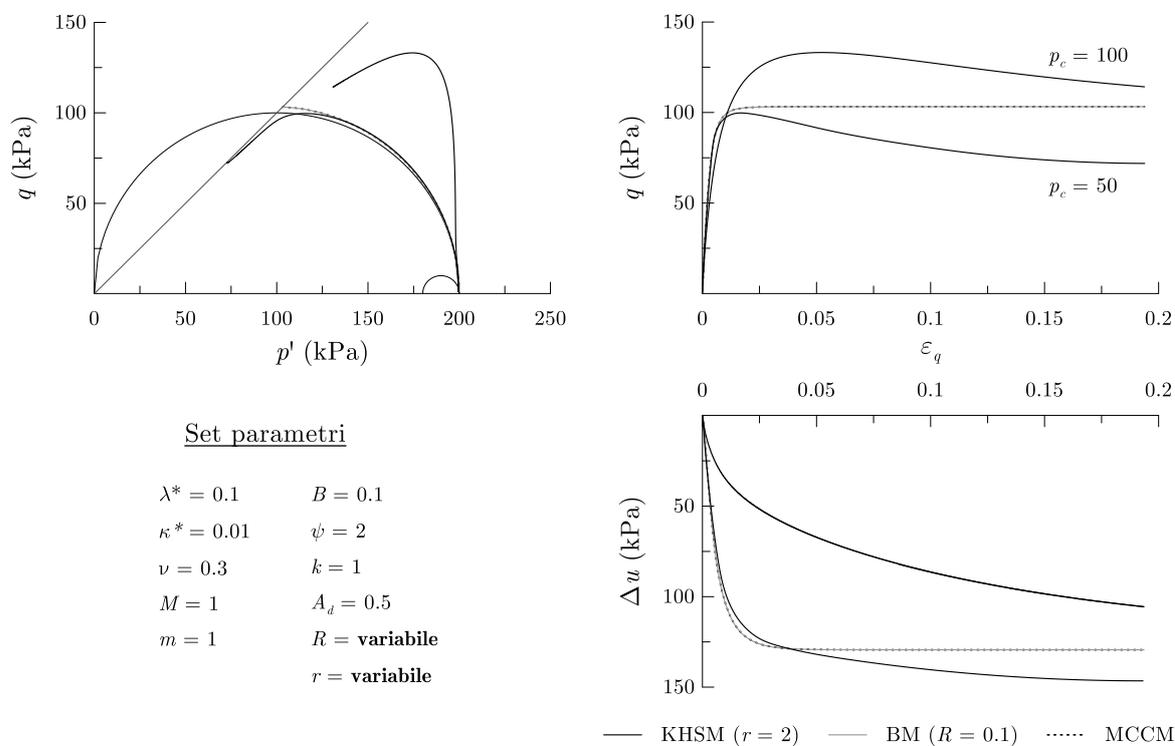


Figura 3.7: Simulazioni di prove TxCIU su un provino normalmente consolidato.

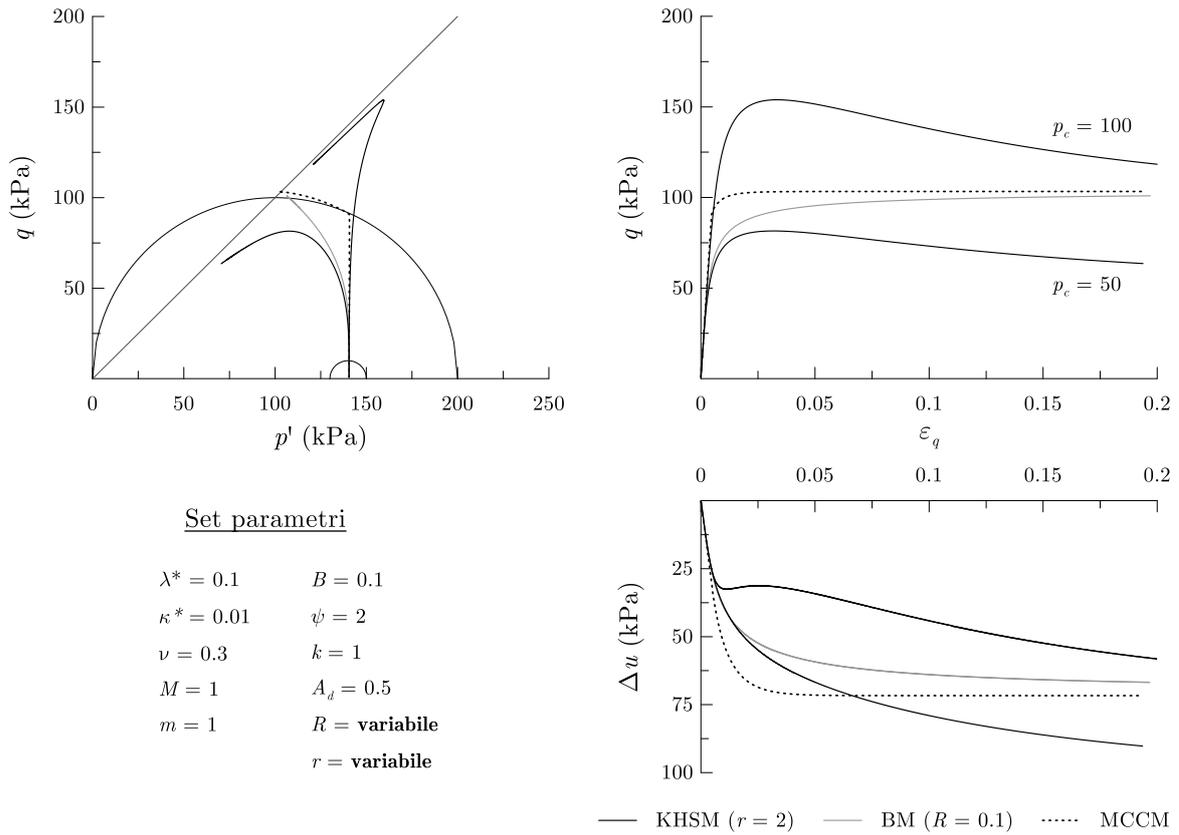


Figura 3.8: Simulazioni di prove TxCIU su un provino leggermente sovraconsolidato.

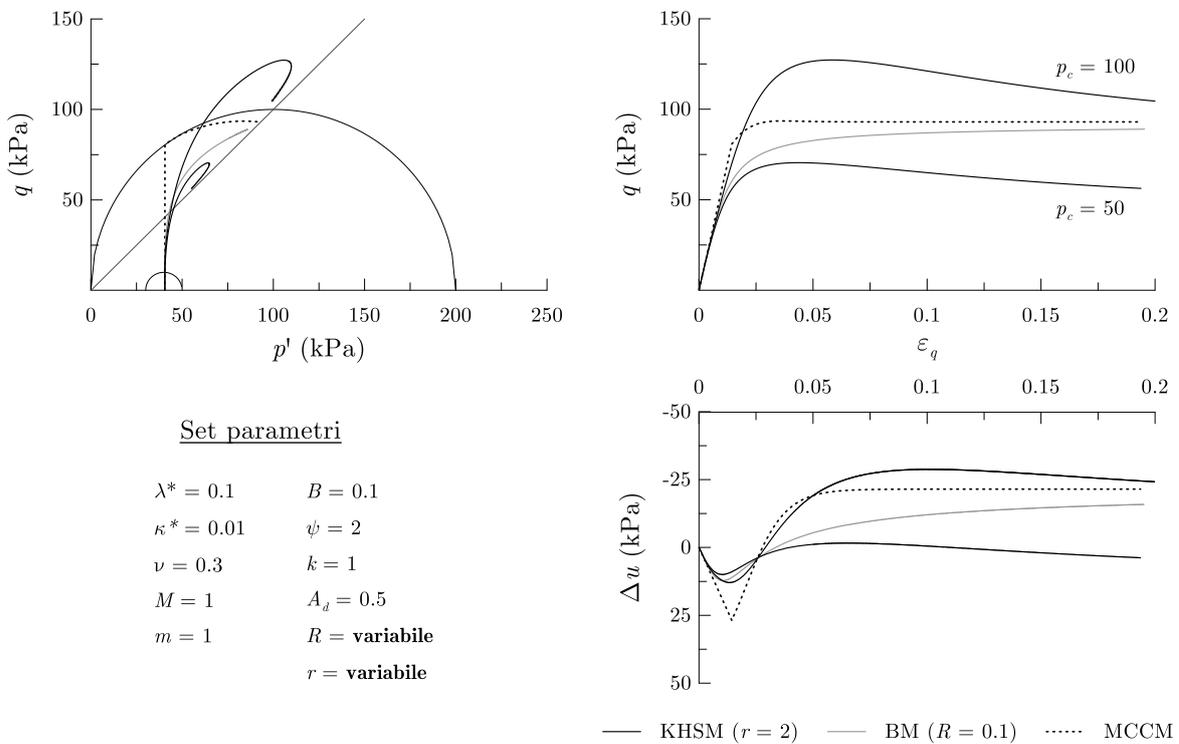


Figura 3.9: Simulazioni di prove TxCIU su un provino fortemente sovraconsolidato.

In ultimo, nella Figura 3.10, sono illustrati i risultati di prove edometriche eseguite utilizzando i tre modelli. Il percorso tensionale previsto dal MCCM è composto da segmenti ad inclinazione costante sia in campo elastico, durante il primo carico e i successivi cicli di scarico-ricarico, sia in campo elasto-plastico. Il BM migliora sensibilmente la simulazione dei cicli di scarico e ricarico sviluppando deformazioni plastiche ogni qualvolta la lo stato tensionale entra in contatto con il nucleo elastico. Sul piano  $\varepsilon_v : p$  è possibile osservare come il KHSM ( $p_c = 100$  kPa) si muova nella regione a destra della ICL e tenda a ricongiungersi ad essa solamente a grandi livelli di deformazione, una volta che le sollecitazioni meccaniche abbiano rimosso i legami interparticellari. Diversamente il KHSM ( $p_c = 50$  kPa) mostra importanti deformazioni volumetriche nella fase iniziale che evidenziano come il posizionamento della ICL sia definito dal valore iniziale di  $p_c$ .

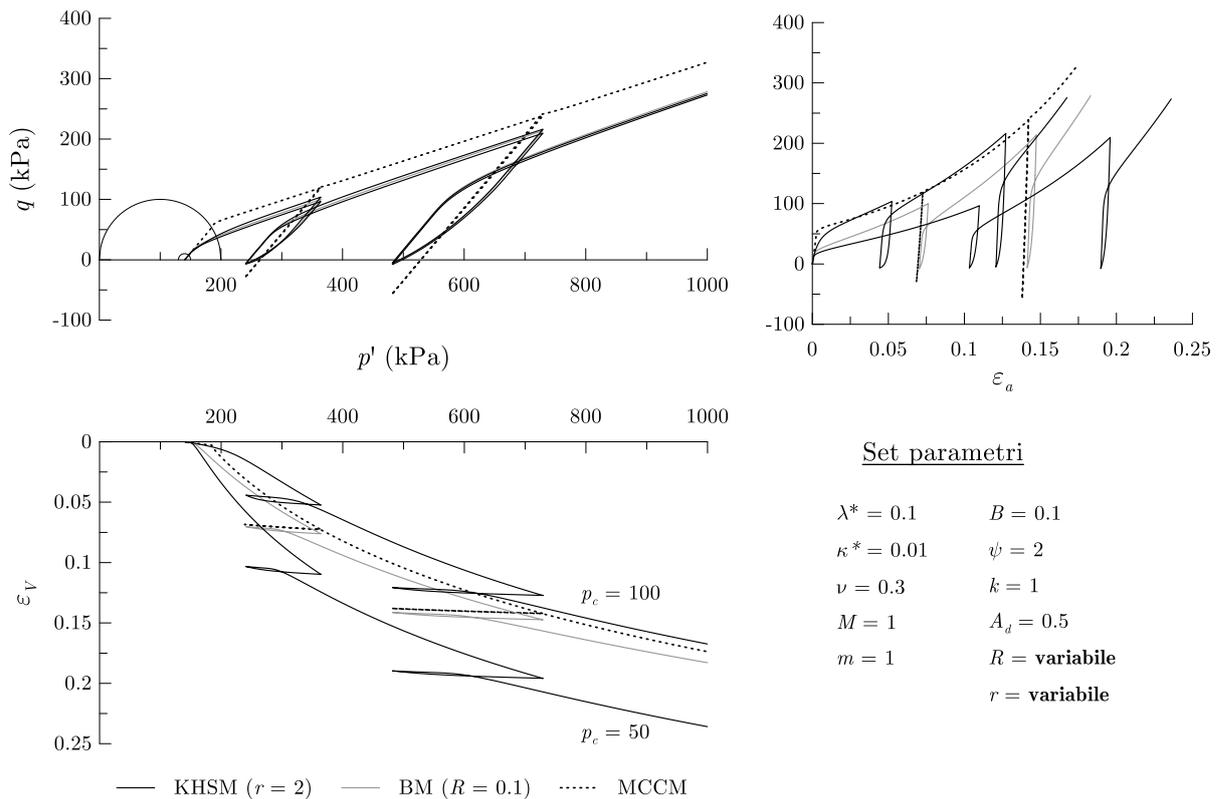


Figura 3.10: Simulazioni di prove edometriche.

### 3.3 Analisi parametriche

In questo paragrafo si analizzano le risposte fornite dal KHSM studiandone il comportamento meccanico, in un primo momento, nel caso di terreni a struttura semplice (grado di struttura unitario) al variare dei parametri che controllano il modulo plastico e, in un secondo momento, nel caso di terreni a struttura complessa, osservando l'influenza del grado di struttura e dei parametri che regolano la velocità e l'entità del suo danneggiamento. Le analisi parametriche sono state effettuate sull'elemento di volume simulando prove di laboratorio convenzionali.

#### 3.3.1 Terreni a struttura semplice

In queste analisi non è considerato il caso di provini normalmente consolidati in quanto, se lo stato tensionale corrente ed il punto immagine coincidono, la distanza tra le due superfici si annulla e così anche la quota parte del modulo plastico legata al posizionamento relativo. Il set di parametri adoperato nelle analisi è il seguente:

Tabella 3.2: Parametri utilizzati nella analisi in assenza di legami interparticellari.

$\nu$	$\lambda^*$	$\kappa^*$	$R$	$M$	$m$	$B$	$\psi$	$r$	$k$	$A_d$	$\eta_0$
0.3	0.1	0.01	0.1	1	1	var.	var.	1	0	0	0

Nella Figura 3.11 e nella Figura 3.12 si mostrano i risultati delle simulazioni di prove triassiali consolidate drenate a partire da stati fortemente o leggermente sovraconsolidati al variare dei parametri che controllano il modulo plastico,  $B$  e  $\psi$ . È possibile vedere come i due parametri abbiano un effetto inverso: al diminuire di  $B$  si ha un decadimento di rigidità più rapido dopo la transizione elastoplastica e lo stesso vale quando si fa aumentare  $\psi$ . La forte somiglianza tra i due effetti potrebbe suggerire una ridondanza dei parametri ma bisogna sottolineare il fatto che l'effetto di  $\psi$  è subordinato al rapporto tra le distanze.

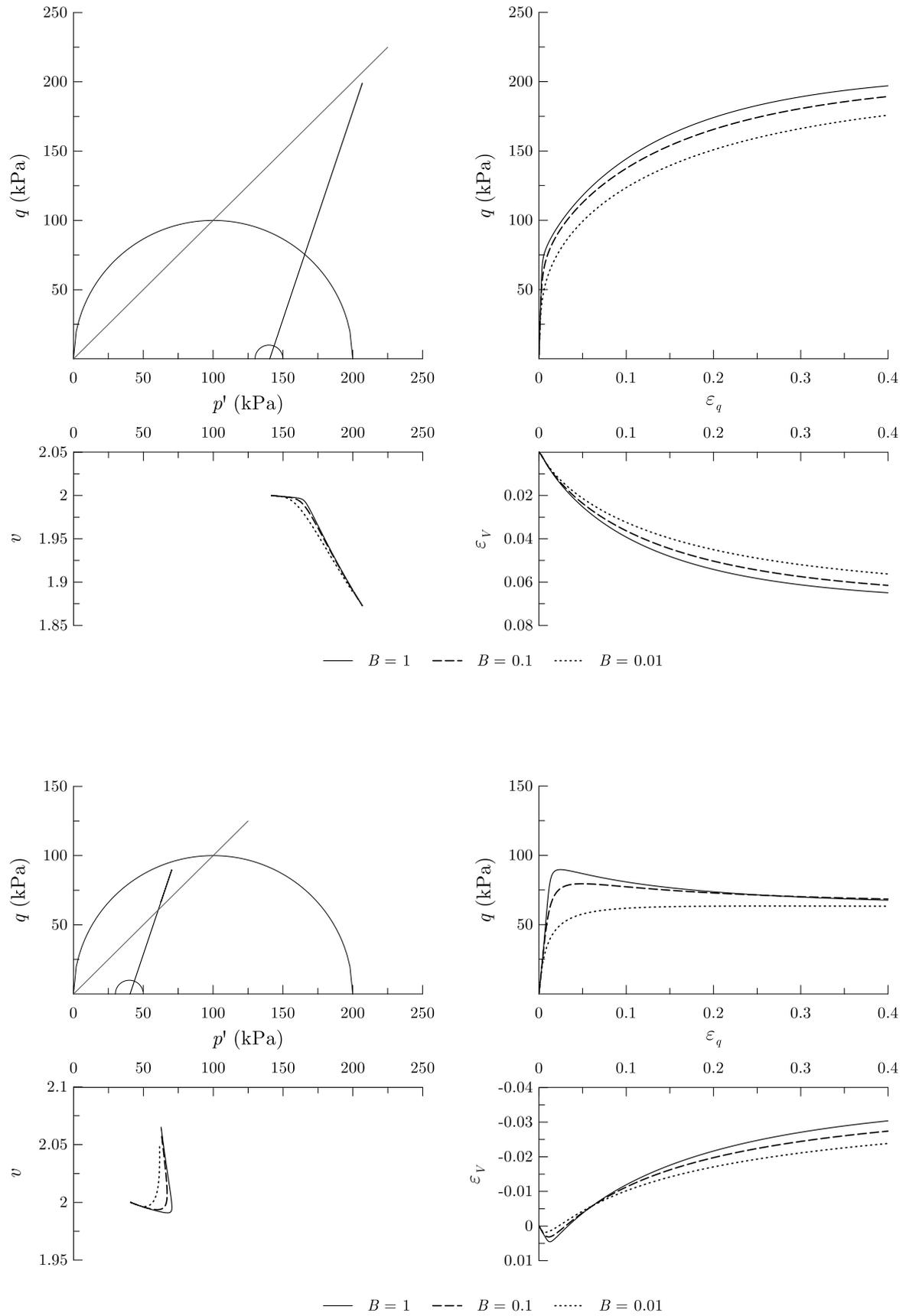


Figura 3.11: Influenza di  $B$  sulla simulazione di prove TxCID.

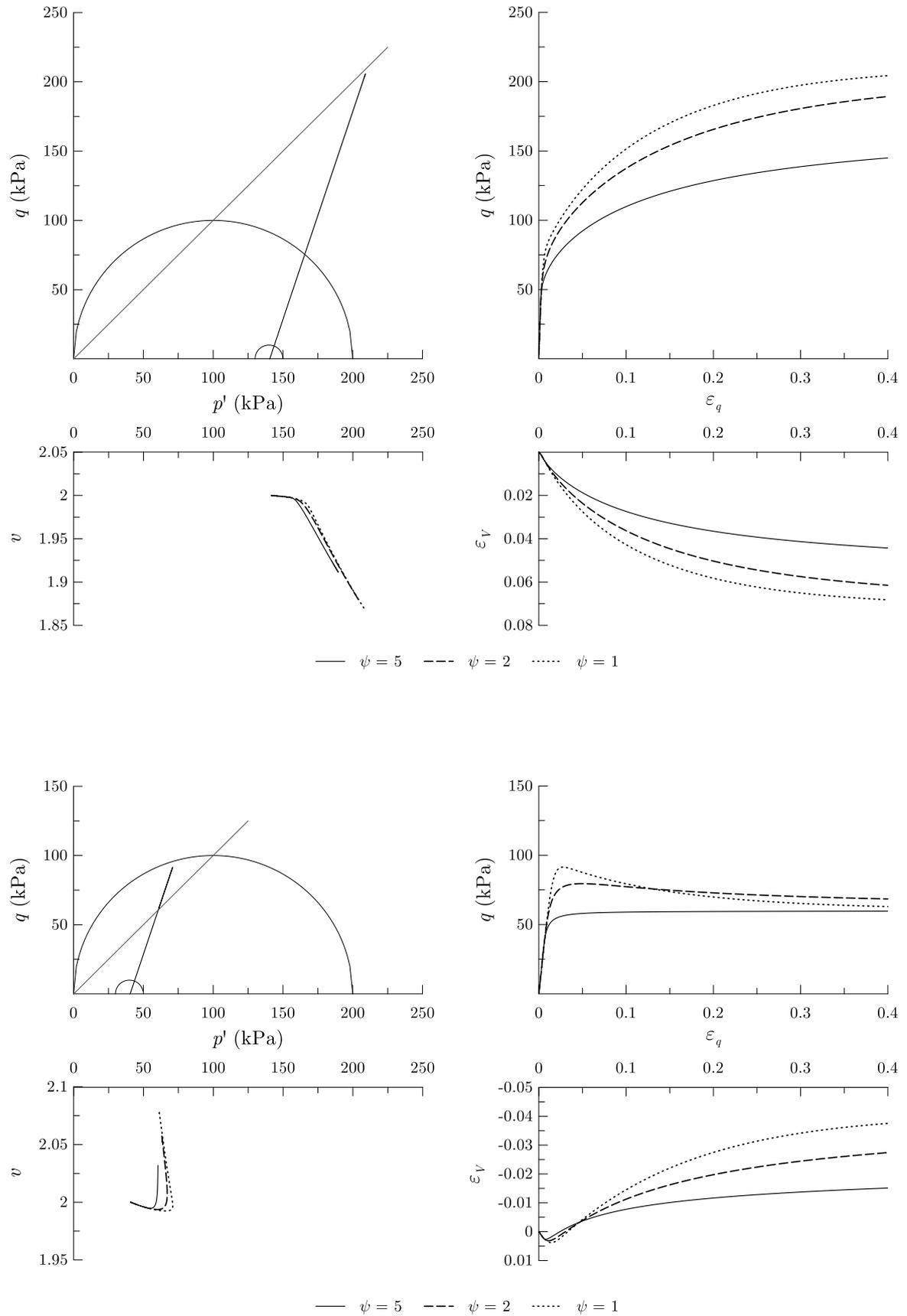


Figura 3.12: Influenza di  $\psi$  sulla simulazione di prove TxCID.

Con riferimento ai provini fortemente sovraconsolidati, è interessante notare che i valori assunti dai due parametri permettono di regolare l'entità dell'effetto picco-caduta al punto da poterlo eliminare del tutto e raggiungere lo stato critico monotonicamente. Questo effetto può essere riprodotto grazie al modo in cui è definito l'incrudimento cinematico. Il moto traslativo della bolla, infatti, avviene lungo la congiungente tra lo stato tensionale corrente ed il suo coniugato. Dovendo lo stato tensionale appartenere sempre al nucleo elastico e spostandosi quest'ultimo verso destra, l'inclinazione del vettore di incremento di deformazione plastica (si ricorda che la legge di flusso è associata) ruota progressivamente in senso antiorario fino a far sì che le deformazioni plastiche di volume divengano negative – e prevalgano su quelle elastiche positive – quando si è ancora lontani dalla superficie di riferimento.

Nella Figura 3.13 e nella Figura 3.14 si riportano i risultati delle simulazioni di prove triassiali consolidate non drenate considerando la stessa variabilità dei parametri e gli stessi stati di partenza in termini di OCR. In questo caso l'influenza dei parametri sulla rigidezza, già descritta osservando i risultati delle simulazioni delle prove drenate, comporta una differenziazione dei percorsi tensionali efficaci. In particolare l'aumento di  $B$  e la diminuzione di  $\psi$  fanno sì che il percorso tensionale tenda alla verticalità (pressione media efficace costante). Questo avviene poiché la variazione dei parametri ritarda il decadimento della rigidezza elastoplastica, mantenendola a valori simili a quelli che aveva in campo elastico; in altre parole, si tende alla risposta costitutiva del modello di Cam-clay.

Nel caso di provini fortemente sovraconsolidati, ad un iniziale segno positivo delle sovrappressioni interstiziali, fa seguito un'inversione di tendenza che porta le sovrappressioni interstiziali a valori negativi a causa della dilatanza impedita. In maniera duale a quanto descritto con riferimento alle prove drenate, è possibile vedere come questa inversione di tendenza si verifichi molto prima nelle curve caratterizzate da bassi valori di  $B$  e alti valori di  $\psi$ .

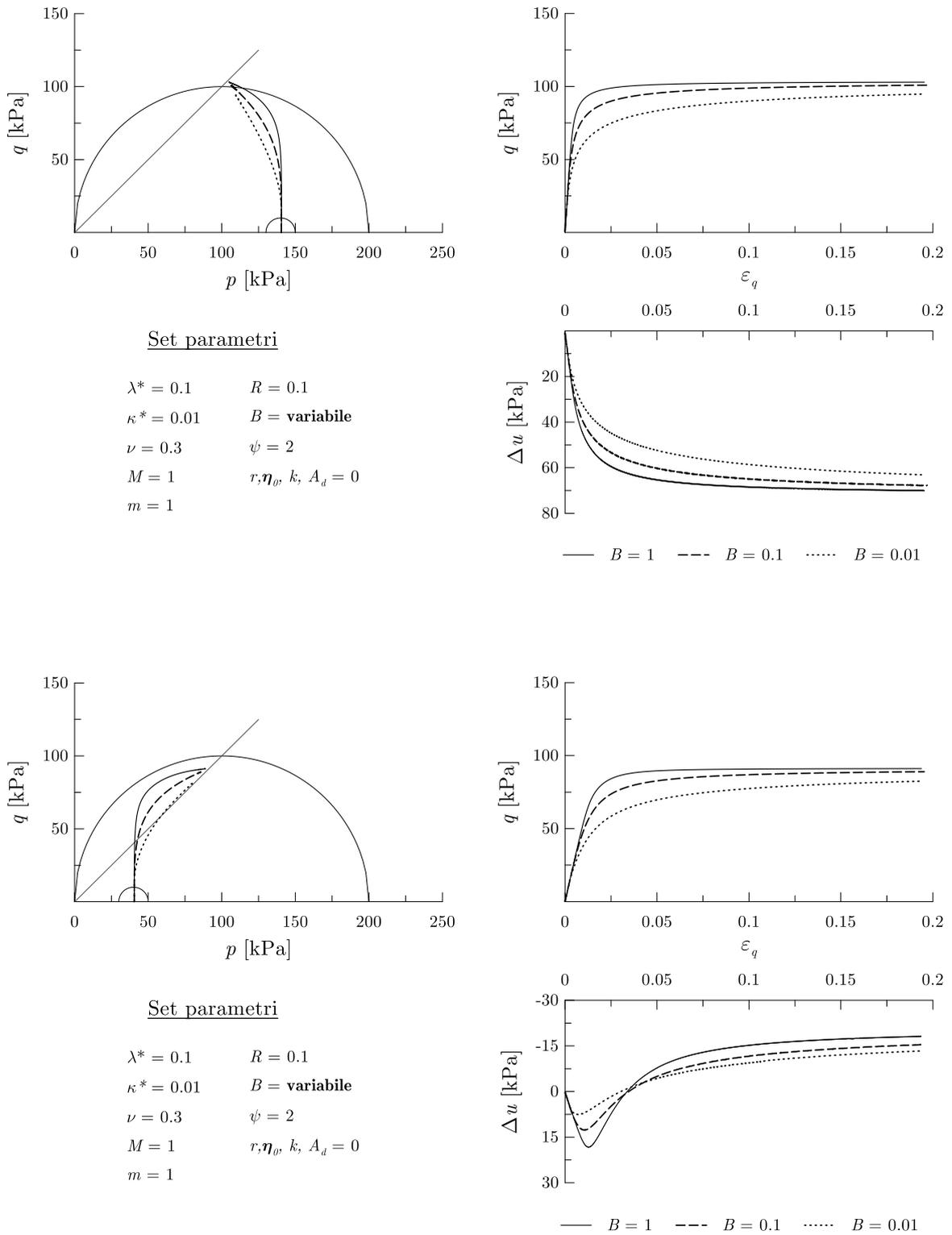


Figura 3.13: Influenza di  $B$  sulla simulazione di prove TxCIU.

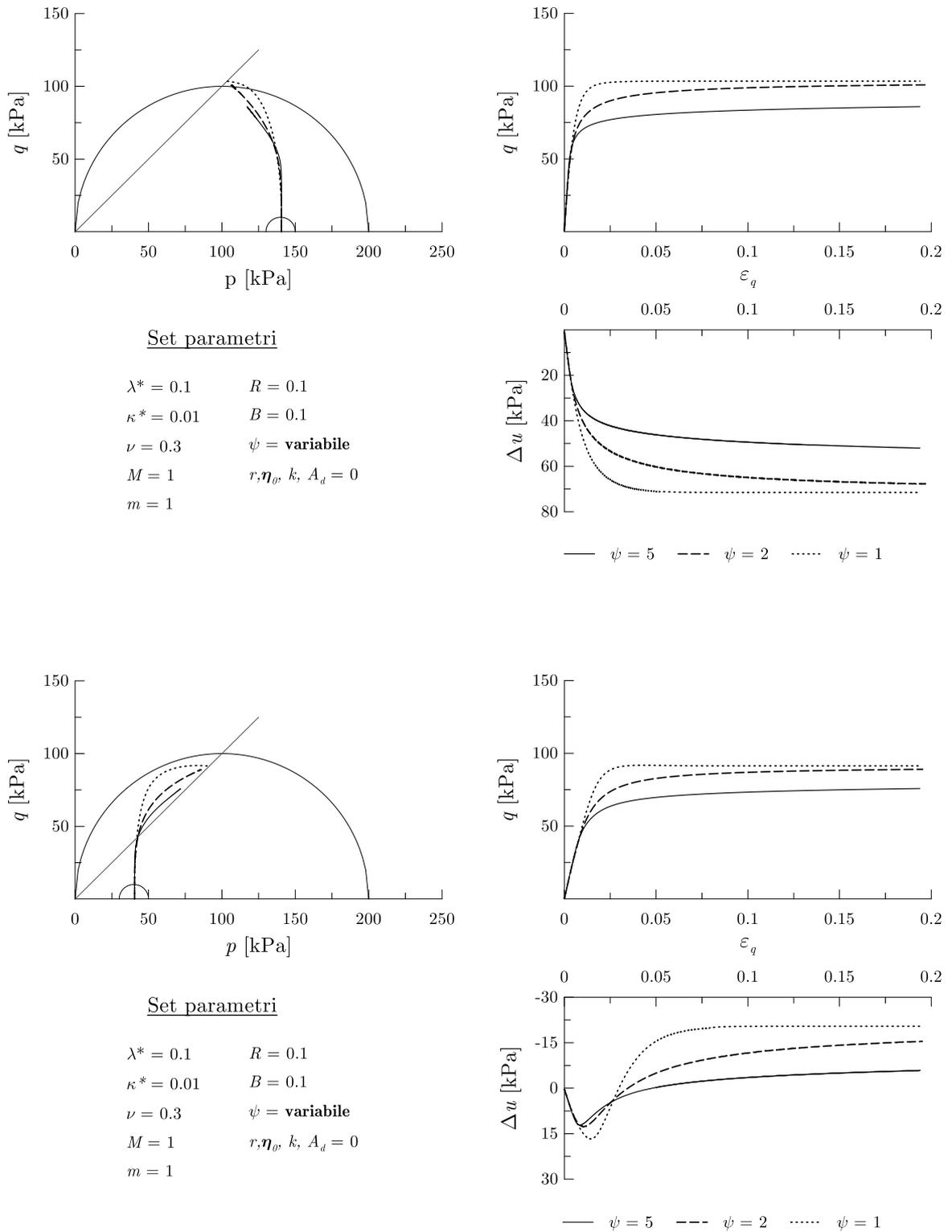


Figura 3.14: Influenza di  $\psi$  sulla simulazione di prove TxCIU.

A seguire si riportano i risultati di alcune simulazioni di prove edometriche. Poiché l'influenza dei parametri  $B$  e  $\psi$  è risultata molto limitata, si illustrano ulteriori prove eseguite al variare di  $M$ ,  $\nu$ ,  $\kappa^*$  e  $\lambda^*$  (essendo gli ultimi due i parametri che definiscono rispettivamente l'inclinazione della linea di rigonfiamento e della linea di consolidazione normale nel piano  $\varepsilon_v : \ln p'$ ).

Nella Figura 3.15 si può notare come l'inclinazione della retta  $K_\theta$  dipenda in modo rilevante dal parametro  $M$  mentre l'influenza del coefficiente di Poisson sia poco significativa. Confrontando la curva a tratto continuo con quella puntinata, si può vedere come una diminuzione di  $\nu$  comporti l'allargamento e la maggiore inclinazione dei cicli di scarico e ricarica. I due parametri non hanno un effetto significativo in termini di deformazioni volumetriche.

In condizioni di carico edometriche il modello tende a stimare un rapporto tra tensione orizzontale e tensione verticale (coefficiente di spinta a riposo) maggiore di quello ottenibile con la relazione di Jaky (1944). Nei casi studiati la differenza è mediamente pari al 20%.

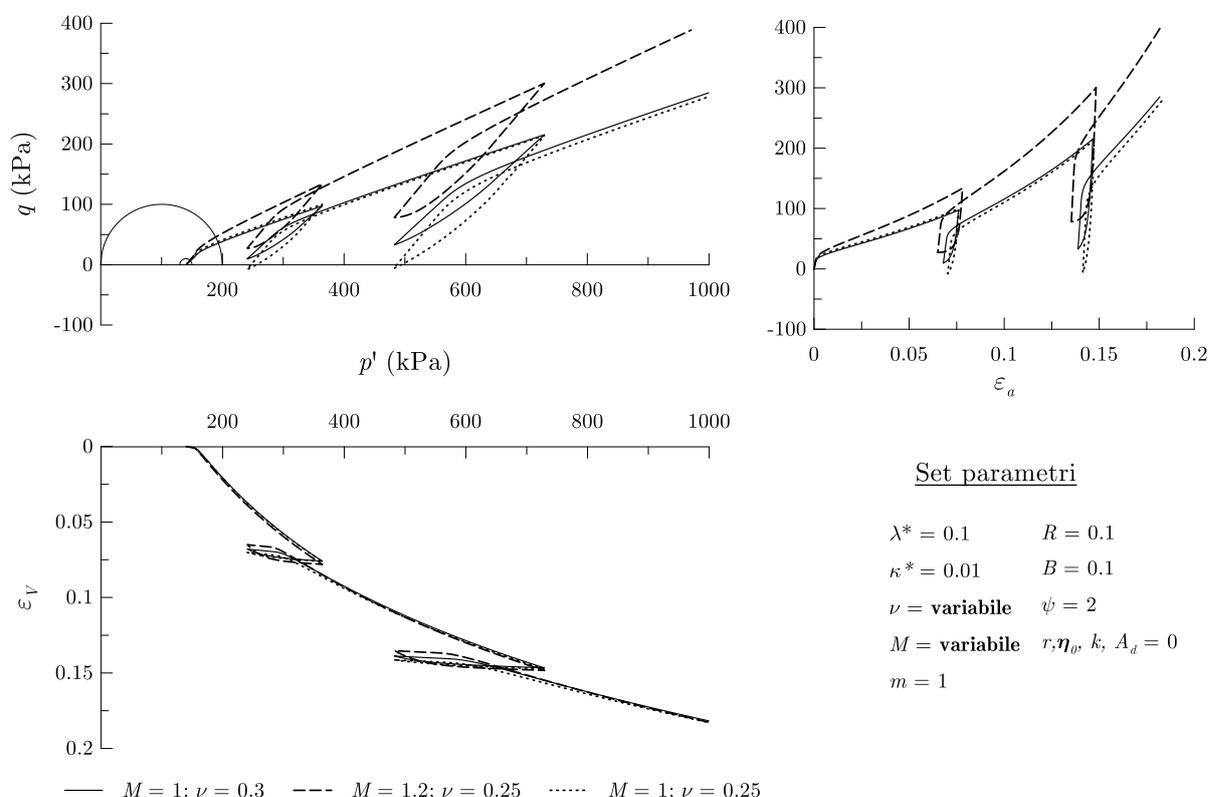


Figura 3.15: Influenza di  $M$  e  $\nu$  sulla simulazione di prove edometriche.

Nella Figura 3.16 e nella Figura 3.17 si può osservare l'effetto delle variazioni di  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$  in termini di compressibilità. Un effetto secondario si può osservare in termini di variazione di inclinazione della retta  $K_\theta$ .

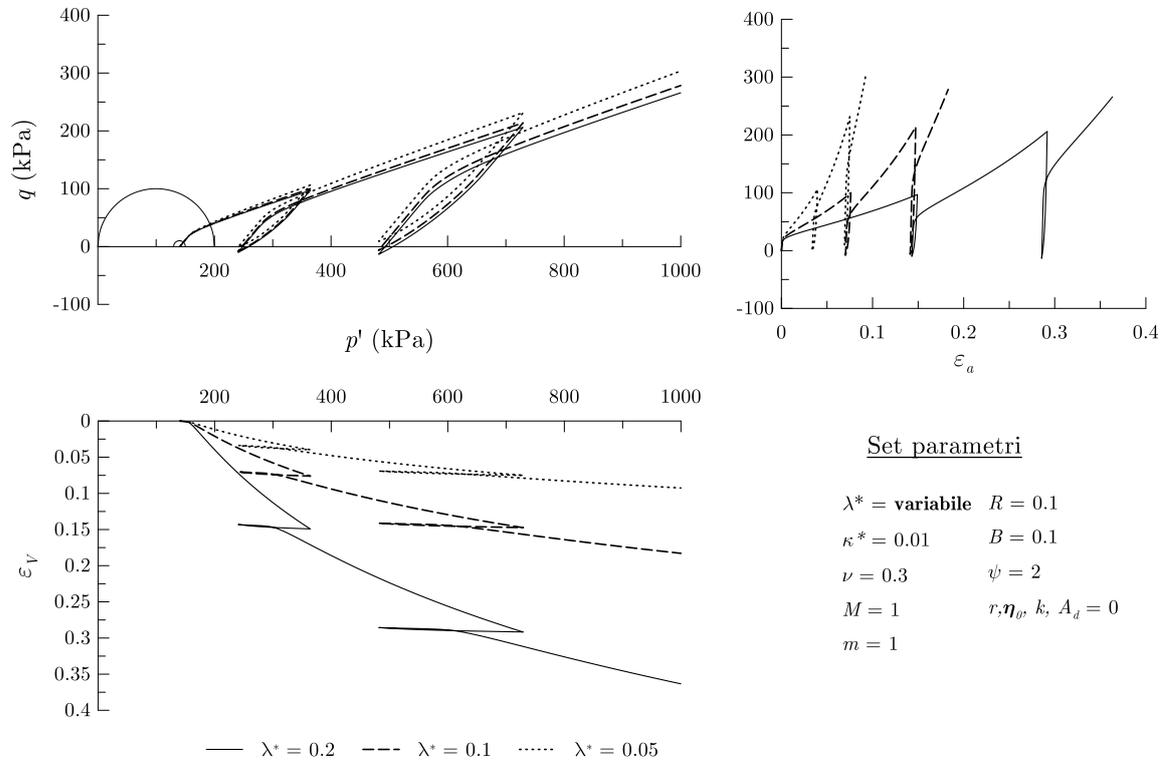


Figura 3.16: Influenza di  $\lambda^*$  sulla simulazione di prove edometriche.

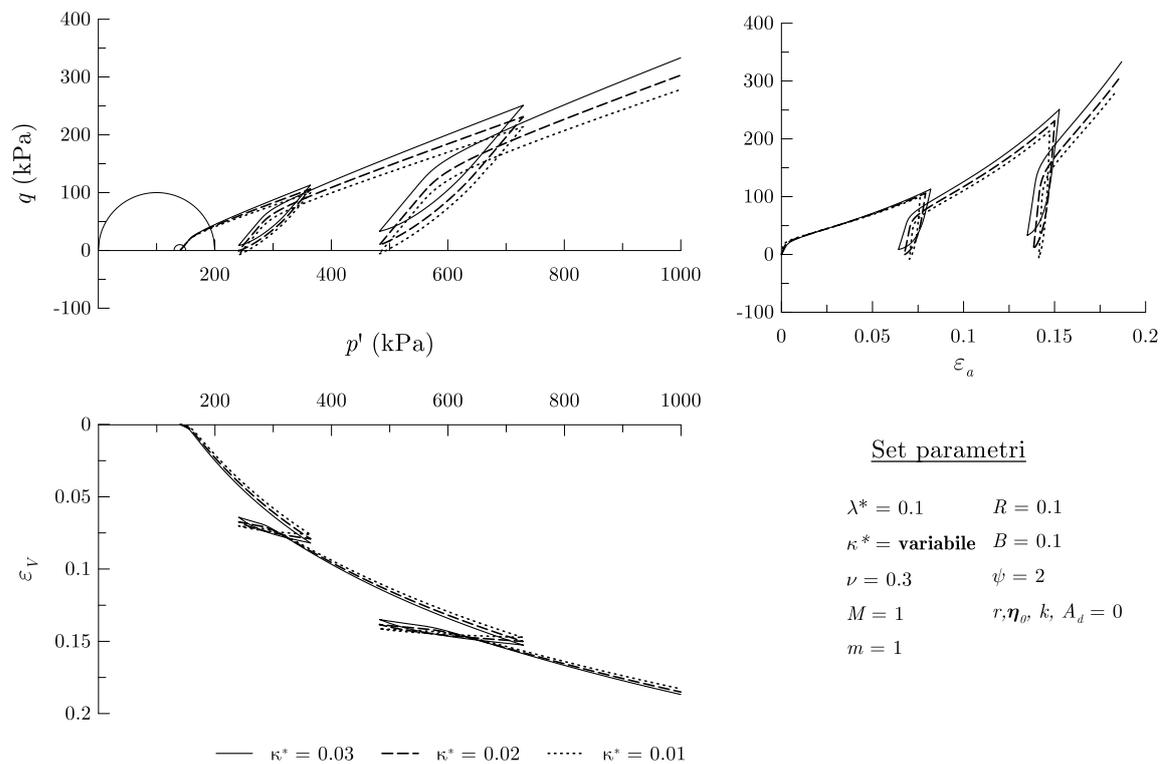


Figura 3.17: Influenza di  $\kappa^*$  sulla simulazione di prove edometriche.

### 3.3.2 Terreni a struttura complessa

In questo paragrafo si commentano le risposte fornite dal modello simulando la presenza di legami interparticellari. I parametri che entrano in gioco nel definire il grado di struttura e la sua evoluzione sono  $r$ ,  $k$  e  $A_d$ . Il parametro  $r$  quantifica il grado di struttura e la dimensione della superficie. Il parametro  $k$  regola la velocità di danneggiamento della struttura mentre  $A_d$  definisce il modo in cui si combinano le due componenti della deformazione plastica, volumetrica e deviatorica, per produrre l'incrudimento negativo connesso ai processi di danneggiamento. L'equazione (2.34) mostra come per  $A_d = 0$  il danneggiamento sia prodotto esclusivamente dalle deformazioni volumetriche plastiche, mentre per  $A_d = 1$  sia interamente imputabile quelle deviatoriche.

Nelle figure relative alle analisi al variare di  $r$  (Figura 3.18, Figura 3.21 e Figura 3.24), nel piano degli invarianti non è rappresentata, per ragioni di scala, la proiezione della superficie di struttura relativa al caso  $r = 3$ . Nelle analisi al variare di  $k$  e  $A_d$  si è adoperato un grado di struttura pari a 2 e nelle relative figure si riporta, a fini di confronto, anche la risposta ottenuta adottando  $r = 1$ . Gli altri parametri impiegati sono elencati nella seguente tabella.

Tabella 3.3: Parametri utilizzati nella analisi in presenza di legami interparticellari.

$\nu$	$\lambda^*$	$\kappa^*$	$R$	$M$	$m$	$B$	$\psi$	$r$	$k$	$A_d$	$\eta_0$
0.3	0.1	0.01	0.1	1	1	0.1	2	<b>var.</b>	<b>var.</b>	<b>var.</b>	<b>0</b>

Nella Figura 3.18 si può osservare come l'introduzione della superficie di struttura faccia sì che la rigidità rimanga molto elevata anche dopo che lo stato tensionale ha cominciato ad interagire con il nucleo elastico. Alti valori del grado di struttura, 3 nel caso in esame, possono portare anche provini leggermente sovraconsolidati ad avere un comportamento con picco e caduta di resistenza, accompagnato da una leggera dilatanza. Nel piano  $v : p$  si vede chiaramente come ad alti livelli di deformazione, in prossimità dello stato critico, le curve rappresentative dei terreni a struttura complessa tendano a convergere sulla curva rappresentativa del terreno caratterizzato da  $r = 1$ .

Nella Figura 3.19 è mostrato l'effetto della variazione della velocità di danneggiamento della struttura. Tale effetto è di immediata comprensione osservando la risposta del

provino leggermente sovraconsolidato nel piano  $v : p$ , all'aumentare della velocità di danneggiamento le curve convergono più rapidamente su quella rappresentativa del terreno a struttura semplice. Nel caso di stato di partenza di leggera sovraconsolidazione, nei piani  $q : \varepsilon_s$  e  $\varepsilon_v : \varepsilon_s$  si può vedere come, una volta che lo stato tensionale si trova in prossimità della superficie di bordo, alte velocità di danneggiamento possano provocare una lieve caduta di resistenza momentanea associata a improvvisi e significativi aumenti delle deformazioni volumetriche contraenti; un effetto assente nel caso di minori velocità di danneggiamento. All'aumento del valore di  $k$ , come è intuitivo, si osserva una diminuzione del valore massimo raggiunto dal deviatore nelle prime fasi della prova.

Nella Figura 3.20 si può osservare come la risposta venga influenzata da una diversa ripartizione di responsabilità tra deformazioni plastiche volumetriche e deviatoriche. Per valori di  $A_d$  pari a 1, nel caso di prove a percorso tensionale imposto e vettore incremento di deformazione plastica prevalentemente verticale, il danneggiamento dei legami interparticellari risulterà più rapido e significativo rispetto al caso in cui  $A_d = 0$ .

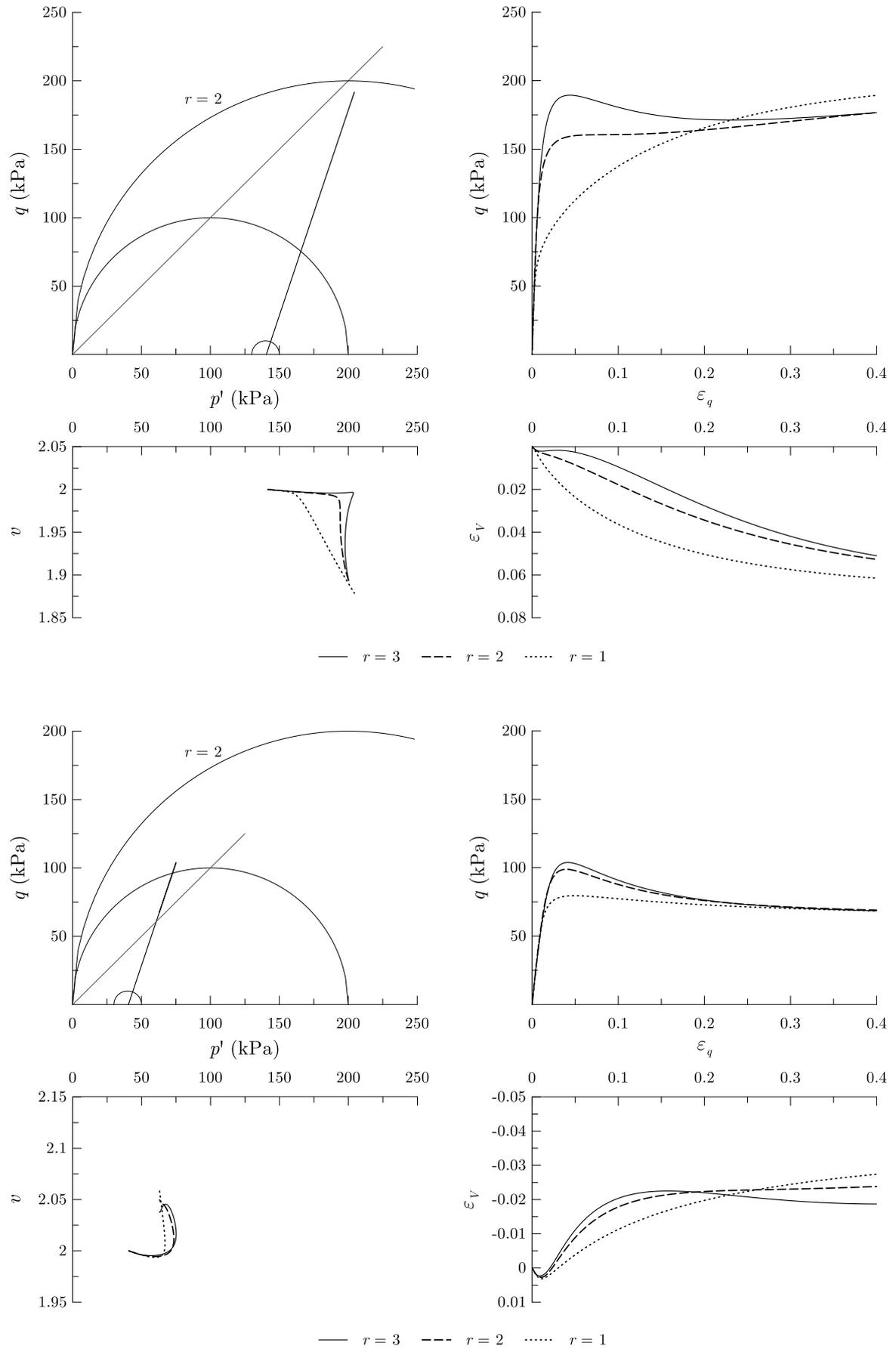


Figura 3.18: Influenza di  $r$  sulla simulazione di prove TxCID.

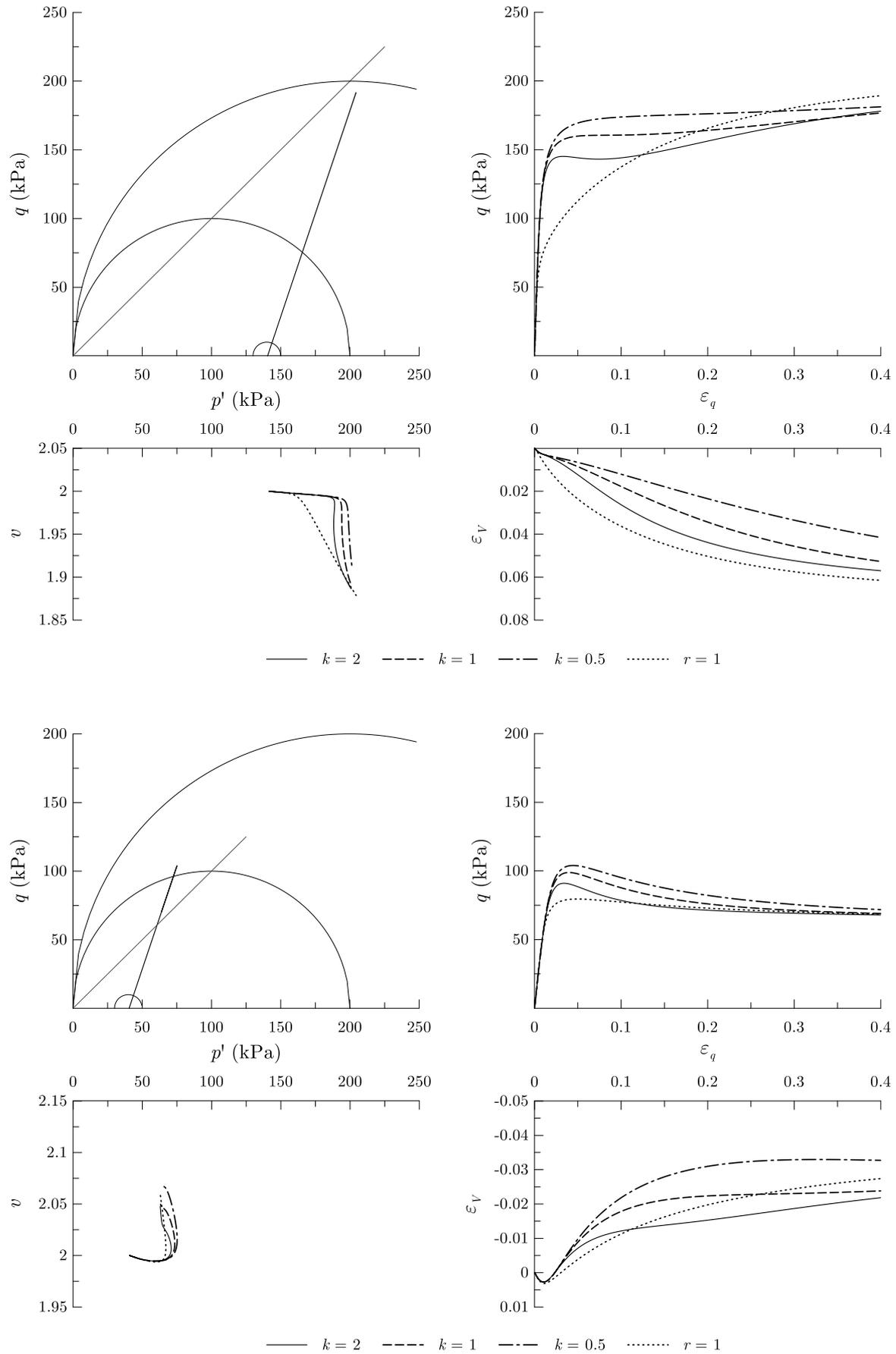


Figura 3.19: Influenza di  $k$  sulla simulazione di prove TxCID.

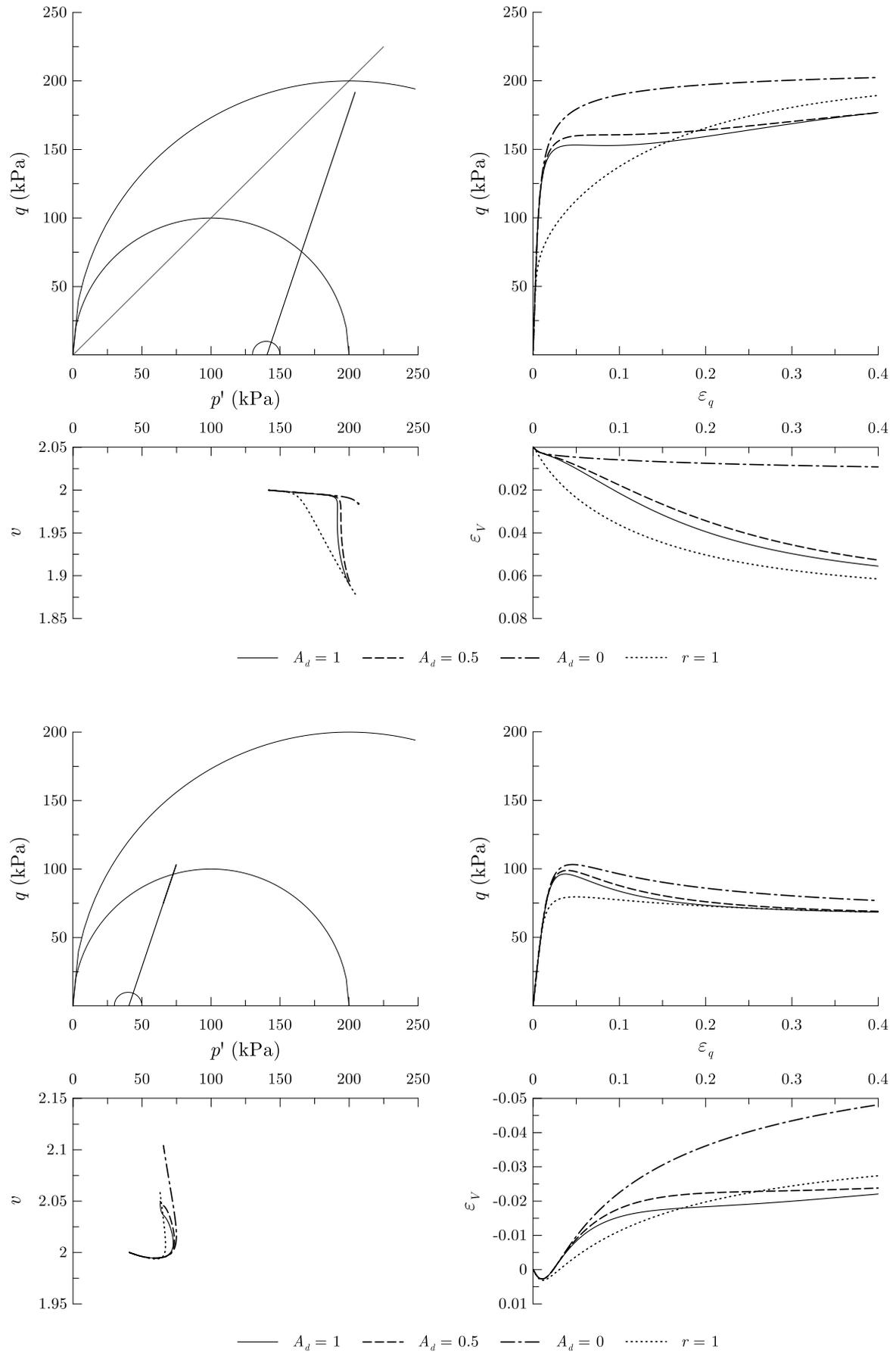


Figura 3.20: Influenza di  $A_d$  sulla simulazione di prove TxCID.

Simulando prove TxCIU (Figura 3.21) si può vedere come l'aumento del grado di struttura comporti differenze molto marcate nella risposta meccanica. In particolare, si nota un significativo incremento del deviatore a rottura ed una successiva caduta di resistenza di entità maggiore al crescere del grado di struttura iniziale. Osservando lo stesso comportamento sul piano degli invarianti si vede come il percorso tensionale deva seguire la contrazione della superficie di bordo causata dall'incrudimento negativo legato al danneggiamento dei legami interparticellari fino a raggiungere lo stato critico in corrispondenza dell'intersezione tra la LSC e la superficie di riferimento.

Nella Figura 3.22 si può notare come una maggiore velocità di danneggiamento della struttura riduca il valore massimo del deviatore e renda più repentina la caduta di resistenza. I percorsi tensionali mantengono qualitativamente la stessa forma al variare di questo parametro.

Considerazioni analoghe possono essere fatte riguardo alle simulazioni eseguite al variare di  $A_d$  (Figura 3.23) ad eccezione di quando si attribuisce il danneggiamento dei legami interparticellari alle sole deformazioni volumetriche plastiche. In questo caso, infatti, una volta raggiunto il valore massimo di deviatore, sia partendo da stati leggermente OC sia da stati fortemente OC, non vi è caduta di resistenza.

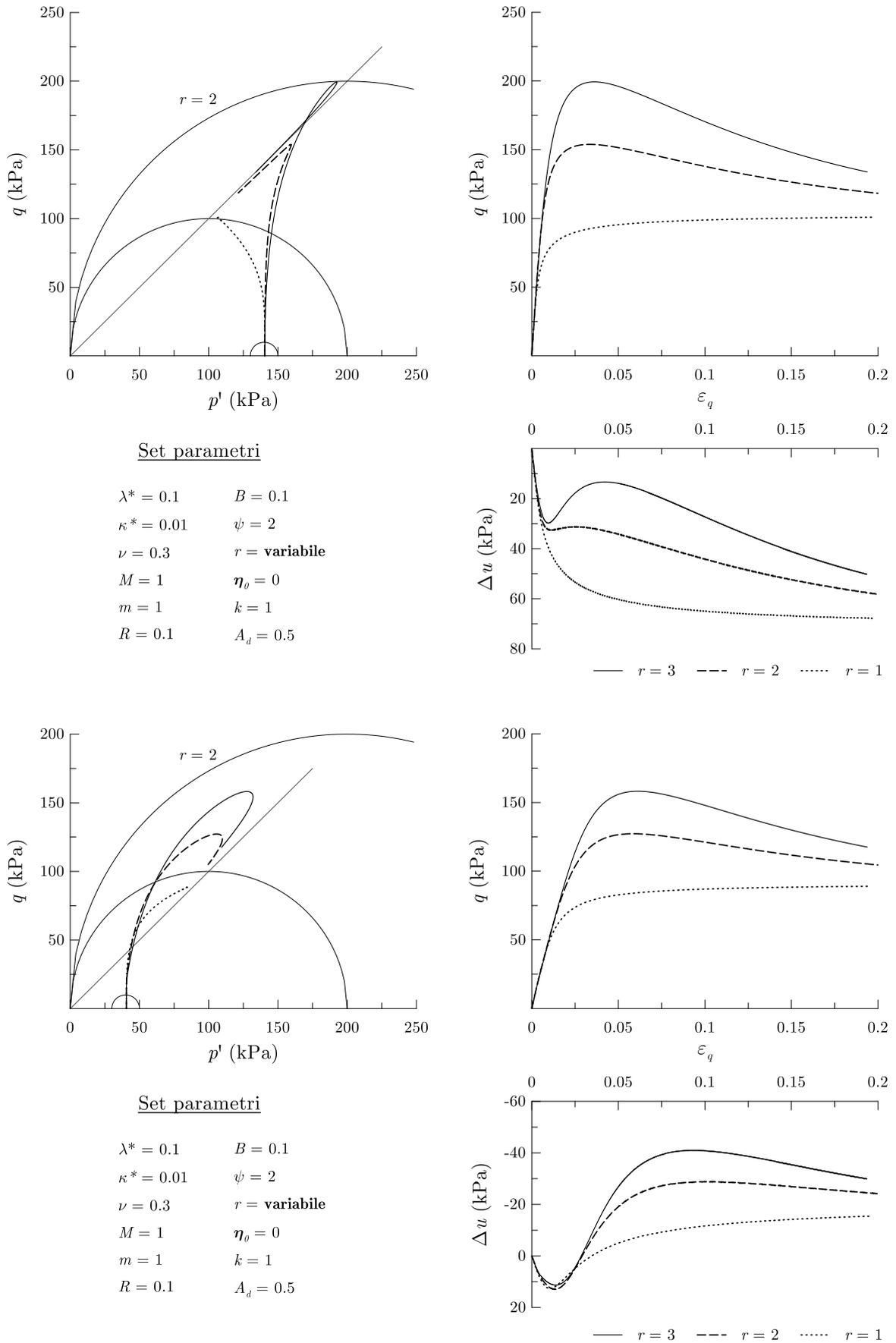


Figura 3.21: Influenza di  $r$  sulla simulazione di prove TxCIU.

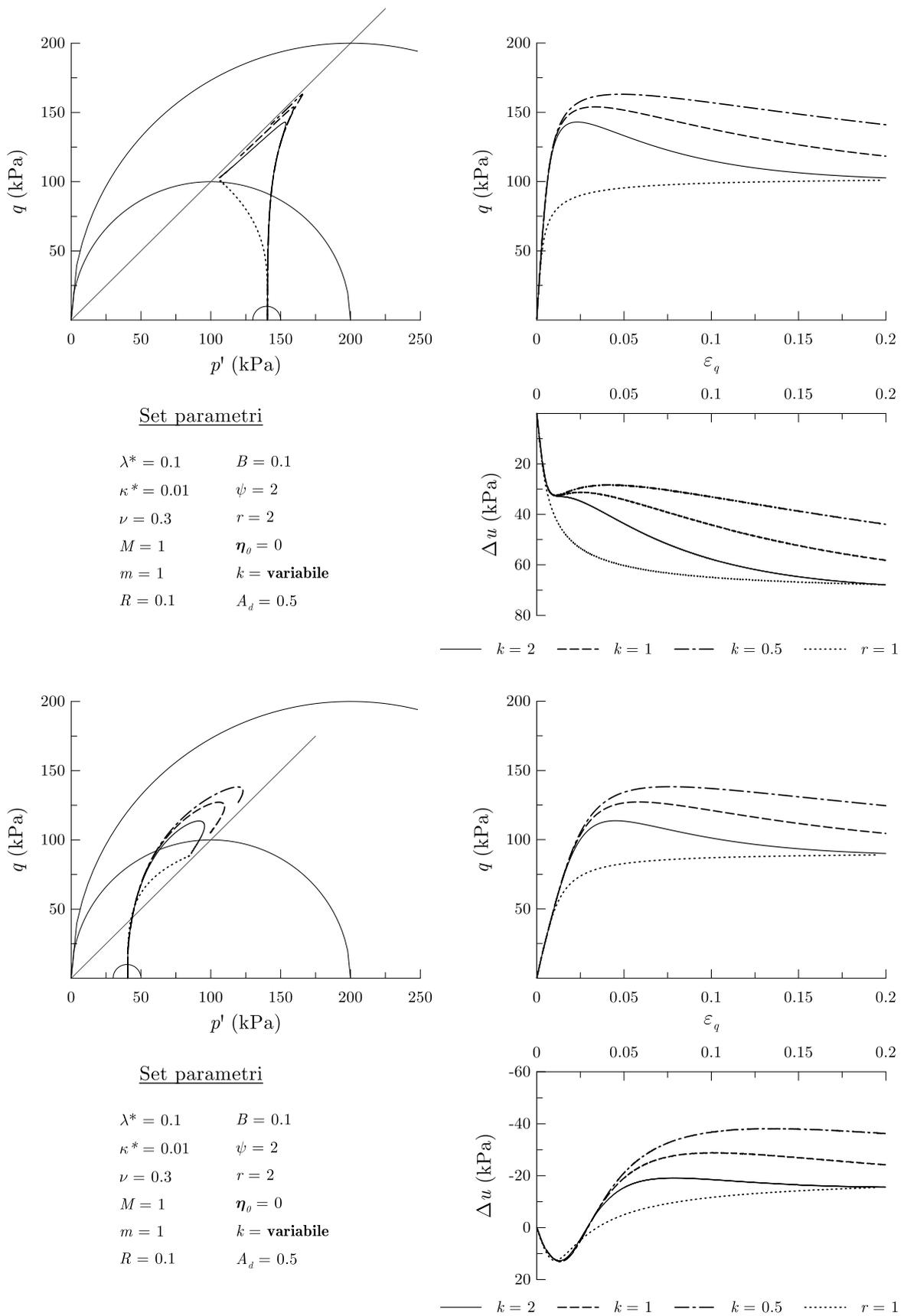


Figura 3.22: Influenza di  $k$  sulla simulazione di prove TxCIU.

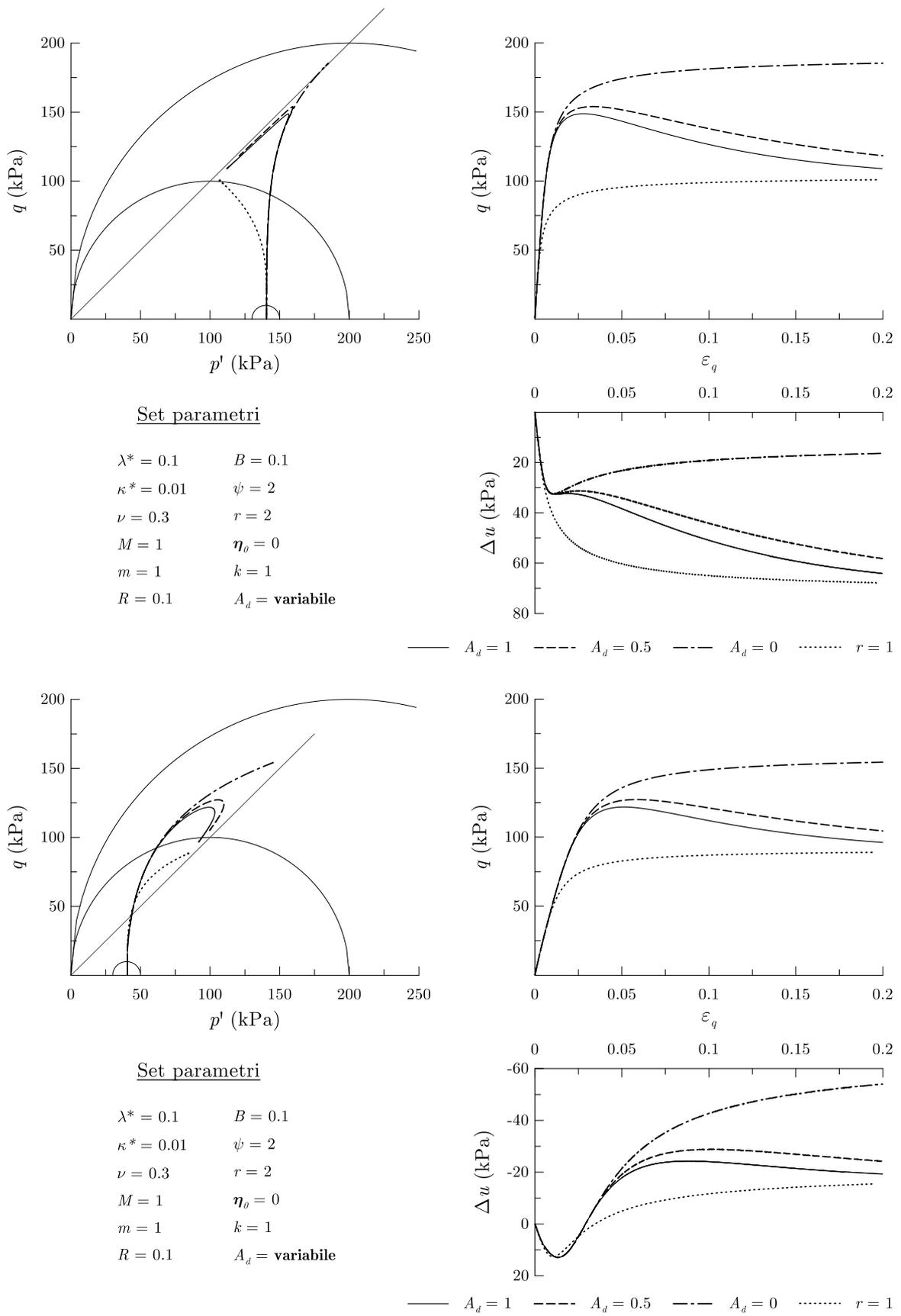


Figura 3.23: Influenza di  $A_d$  sulla simulazione di prove TxCIU.

Nella Figura 3.24 si mostra l'effetto del grado di struttura su di una prova edometrica. Poiché le deformazioni plastiche sono di tipo sia volumetrico che deviatorico, inevitabilmente il grado di struttura tende progressivamente a ridursi. La curva rappresentativa del terreno con grado di struttura unitario sarà, ad alte deformazioni, asintotica alla ICL e ad essa tenderanno le altre curve una volta che le sollecitazioni meccaniche avranno rimosso i legami interparticellari.

Nella Figura 3.25 si può osservare la marcata influenza di piccole variazioni della velocità di danneggiamento della struttura. La curva relativa a  $k = 2$ , infatti, raggiunge la curva del terreno privo di legami per deformazioni volumetriche dell'ordine dell'8%; per velocità di danneggiamento minori la rimozione dei legami è ancora ben lontana dall'essersi conclusa a livelli di deformazioni volumetriche maggiori del 15%.

Poiché nel processo di carico edometrico le deformazioni plastiche volumetriche e deviatoriche sono ripartite in maniera simile il ruolo svolto dal parametro  $A_d$  risulta marginale (Figura 3.26).

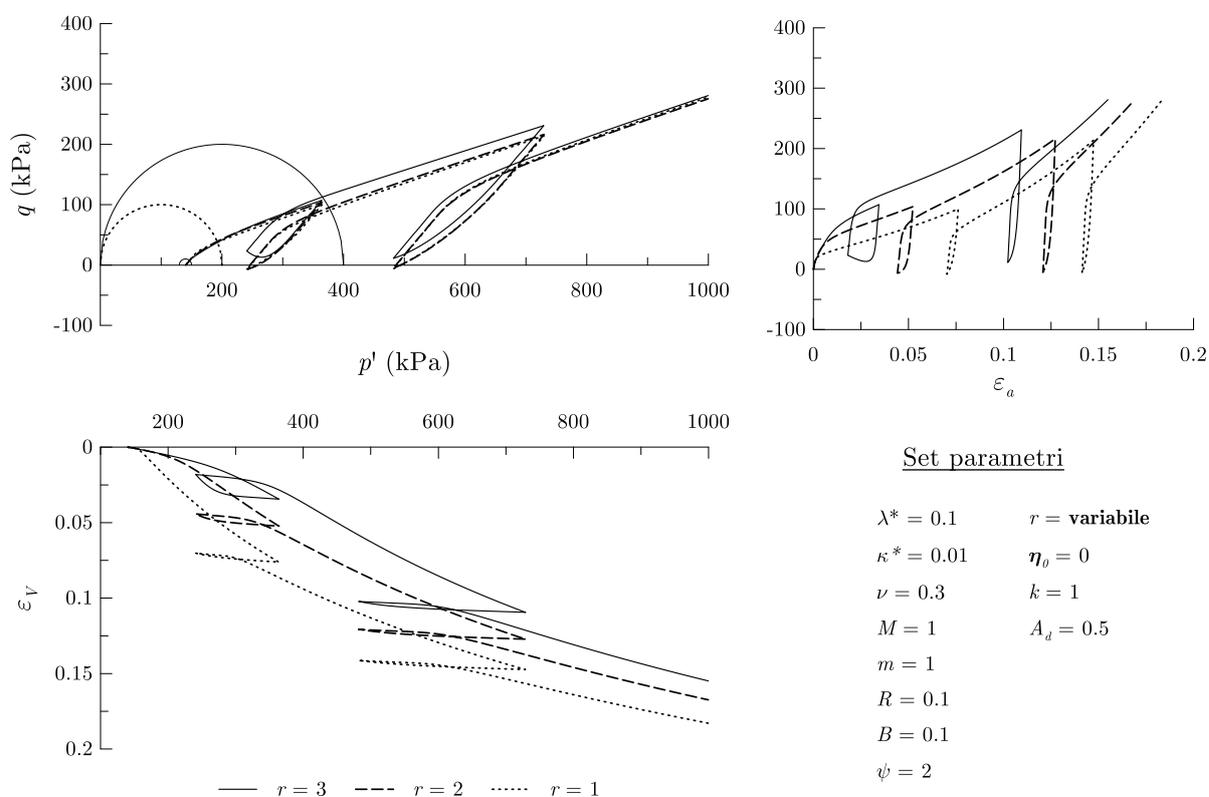


Figura 3.24: Influenza di  $r$  sulla simulazione di prove edometriche.

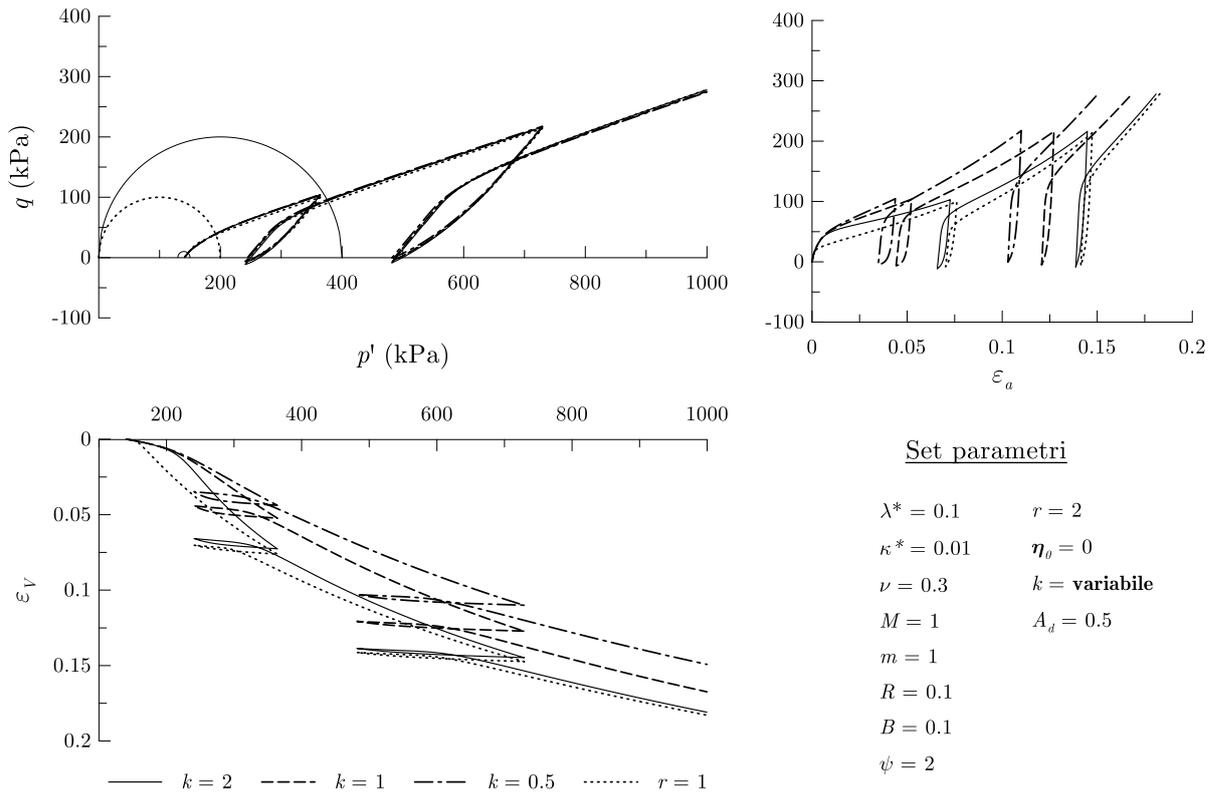


Figura 3.25: Influenza di  $k$  sulla simulazione di prove edometriche.

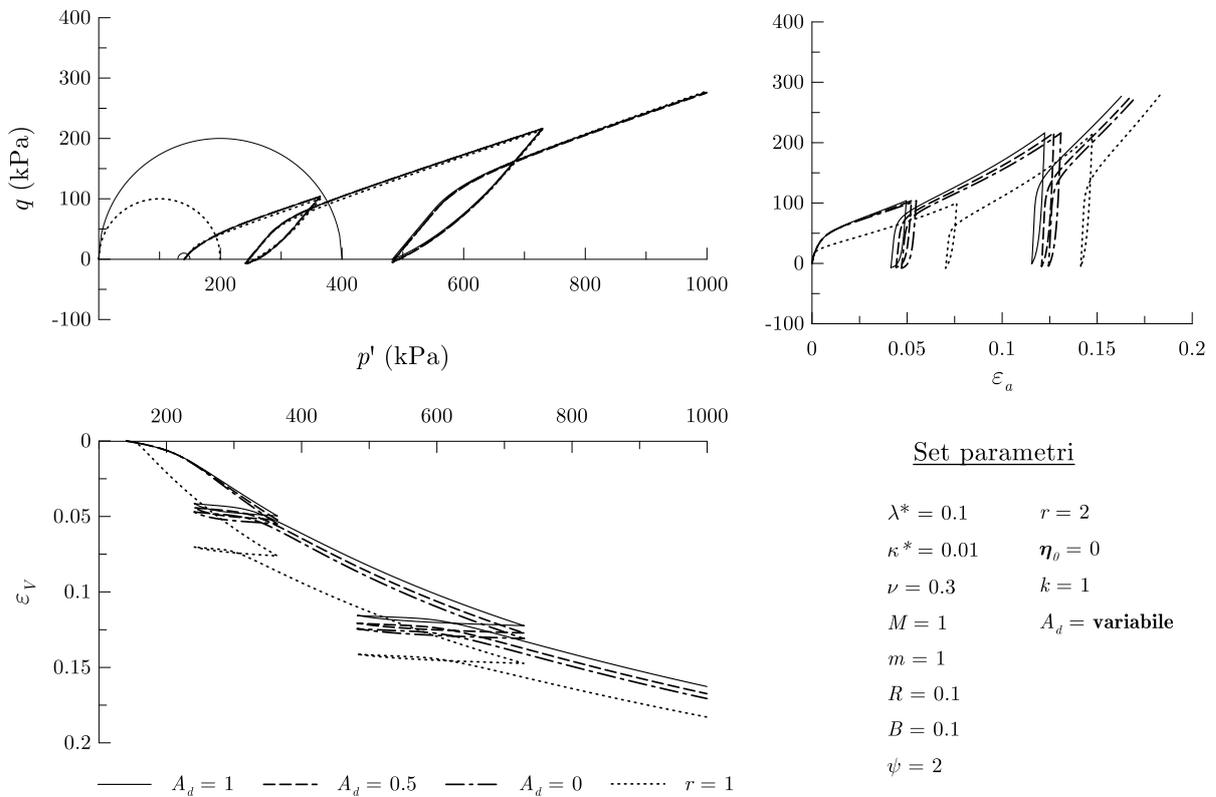


Figura 3.26: Influenza di  $A_d$  sulla simulazione di prove edometriche.

## Capitolo 4

# Comportamento di gallerie in terreni a grana fine

La realizzazione in sotterraneo di opere civili rappresenta una soluzione valida e sostenibile sia da punto di vista ingegneristico che da quello ambientale, sia in area urbana che extra-urbana. In particolare negli ultimi anni, la tendenza a collocare nel sottosuolo infrastrutture e servizi è accentuata dalla necessità di ridurre il consumo di suolo e dai contestuali miglioramenti del processo costruttivo, specialmente nel caso di scavo meccanizzato, che lo rendono economicamente conveniente su tratte sempre più brevi. Per tali ragioni si tratta di un problema al finito che attira l'attenzione dei ricercatori e delle imprese ed è quindi in rapida evoluzione sia in termini di capacità di analisi che di processi tecnologici e realizzativi (Mair, 2008).

Gli sforzi dei ricercatori hanno risposto in maniera soddisfacente alle questioni legate alla stabilità delle gallerie e stanno affrontando con risultati incoraggianti le problematiche dovute agli effetti indotti in superficie e all'interazione con strutture pre-esistenti. Minori miglioramenti sembrano esserci stati riguardo le capacità di prevedere in maniera affidabile le variazioni dello stato tensio-deformativo nell'intorno dello scavo. Questo è dovuto alla complessità dei fenomeni coinvolti e alla loro dipendenza dalle modalità tecnologiche con cui lo scavo viene realizzato. Per tali ragioni lo scavo di gallerie è uno dei problemi geotecnici in cui si fa maggiormente ricorso alla modellazione numerica. I metodi analitici ed empirici, al contrario di quelli numerici, sono basati su forti ipotesi

semplificative e non possono tenere in considerazione la varietà delle geometrie e dei processi in atto con sufficiente approssimazione.

In questa tesi l'attenzione è focalizzata sulle gallerie realizzate mediante scavo meccanizzato in terreni a grana fine in area extra-urbana. I risultati principali e le modalità di studio possono comunque essere estesi a studi di interazione con la superficie, tipici delle problematiche che sorgono in ambito urbano. In particolare, la ricerca si concentra sull'analisi dello stato tensio-deformativo nell'intorno della galleria e sull'interazione con il rivestimento. Il modello costitutivo implementato è stato impiegato per studiare tali processi e la loro evoluzione dalle condizioni non drenate (alle quali può essere approssimata la realizzazione dello scavo) alle condizioni drenate finali, attraverso il transitorio di equalizzazione delle pressioni interstiziali.

Prima di procedere alla descrizione del caso di studio (Capitolo 5) e delle analisi numeriche eseguite (Capitolo 6), nel prosieguo si illustra sinteticamente e in maniera semplificata il comportamento meccanico del sistema terreno-galleria, soffermandosi principalmente sulle variazioni dello stato tensio-deformativo nel terreno indotte dallo scavo e sull'interazione con il rivestimento (paragrafo 4.1). Successivamente, si descrivono i metodi di simulazione numerica più diffusi e si discutono i legami costitutivi tipicamente adottati nello studio di questa classe di problemi (paragrafo 4.2).

## **4.1 Comportamento meccanico del sistema terreno-galleria**

### **4.1.1 Stato di sforzo e deformazione nell'intorno della galleria**

L'evoluzione dello stato tensio-deformativo provocata dallo scavo di una galleria può essere analizzata studiando in prima istanza un problema assialsimetrico. Le ipotesi necessarie sono: galleria circolare, stato di sforzo originario isotropo  $S$ , assenza di gravità (ipotesi legittima nel caso di gallerie profonde, per le quali i gradienti di tensione dovuti al peso proprio sono trascurabili) e pressione interna di stabilizzazione  $q_t$  radiale e uniforme. In letteratura sono disponibili soluzioni in forma chiusa valide se il terreno viene modellato come un mezzo elastico lineare perfettamente plastico caratterizzato da un

comportamento duttile o fragile (Salencon, 1969; Ribacchi & Riccioni, 1977). In questo caso l'analisi dello stato tensio-deformativo si riconduce alla soluzione di due equazioni differenziali che possono essere risolte calcolando lo stato tensionale a partire dal contorno di scavo, mediante l'equazione indefinita dell'equilibrio ed il criterio di resistenza, e lo stato deformativo a partire dal confine elastoplastico, mediante la legge di flusso. Il confine elasto-plastico è individuato dal cosiddetto raggio plastico, che definisce la regione di terreno plasticizzato. All'esterno il terreno rimane in campo elastico.

I risultanti percorsi tensionali possono essere efficacemente rappresentati nel piano  $t : s$ , dove i due assi sono rispettivamente pari alla semidifferenza e alla semisomma delle tensioni principali massima e minima (Figura 4.1). Il punto S identifica lo stato tensionale litostatico isotropo. Poiché lo scavo induce l'aumento della tensione principale circonferenziale e, in egual misura, la diminuzione di quella radiale, il percorso tensionale è verticale sino all'intersezione con il criterio di resistenza di picco (punto A). Una volta raggiunte le condizioni di plasticizzazione, lo stato tensionale si muove lungo il criterio di resistenza, se modellato come mezzo elasto-plastico perfetto (percorso AB), o lungo una retta inclinata a  $45^\circ$  se caratterizzato da fragilità (percorso ACD). Il caso di softening graduale (percorso AE) è intermedio tra i due estremi descritti ed è stato studiato da diversi autori tra cui Graziani & Ribacchi (1993). Tutti i punti nell'intorno della galleria compiono percorsi tensionali corrispondenti a porzioni della curva appena descritta in ragione della distanza dal profilo di scavo.

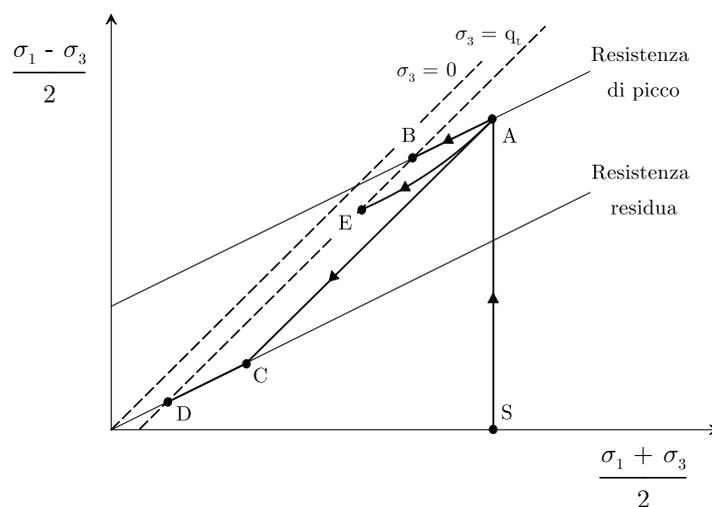


Figura 4.1: Percorsi tensionali nell'intorno di una galleria (modificato da Ribacchi, 1993).

Nel caso di gallerie realizzate in terreni a grana fine, le variazioni dello stato di sforzo e deformazione indotte dallo scavo avvengono in condizioni sostanzialmente non drenate. I corrispondenti percorsi tensionali, sia in termini di tensioni totali che di tensioni efficaci, sono riportati nella Figura 4.2 (caso a). Il percorso tensionale efficace è verticale in campo elastico sino al raggiungimento della resistenza (tratto S'A') dove rimane costante al proseguire dello scarico in campo plastico. In tensioni totali il percorso è verticale sino al punto A, al partire dal quale cominciano a diminuire le pressioni interstiziali, potendo raggiungere anche valori negativi (tratto AB).

Il caso b è relativo invece ad uno stato tensionale di partenza anisotropo. In questo caso i percorsi tensionali differiscono in funzione della posizione del punto considerato sul contorno della galleria. In termini di tensioni efficaci il percorso è ancora verticale ma di lunghezza diversa: in corona la rotazione delle tensioni principali ha un effetto benefico ed il percorso tensionale si muove inizialmente verso uno stato isotropo (tratto S'B') mentre al piedritto il deviatore aumenta sin dalle prime fasi dello scarico (tratto S'A'). In tensioni totali si osserva l'incremento delle pressioni interstiziali al piedritto e la loro diminuzione in corona sino al raggiungimento delle condizioni di plasticizzazione, a partire dalle quali si ha una riduzione significativa della pressione media a deviatore costante.

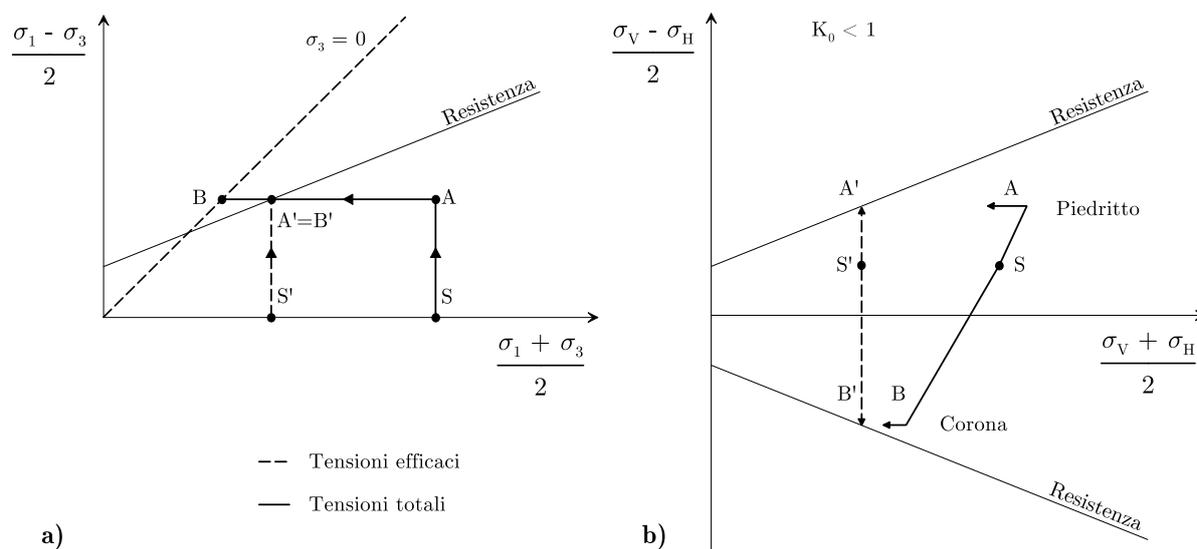


Figura 4.2: Percorsi tensionali in condizioni non drenate: a)  $K_0 = 1$  b)  $K_0 < 1$   
(modificato da Ribacchi, 1993).

### 4.1.2 Analisi del rivestimento

In letteratura sono disponibili numerosi metodi per studiare analiticamente lo stato di sforzo nel rivestimento. Uno dei più semplici e comuni è il metodo delle reazioni iperstatiche, sviluppato con lievi varianti da diversi autori (tra cui Muir Wood, 1975; Einstein & Schwartz, 1979; Duddeck & Erdmann, 1982).

Il metodo analizza il rivestimento di una galleria circolare introducendo i seguenti parametri di rigidezza relativa rivestimento-terreno:

$$\begin{aligned} \text{Rapporto di compressibilità} \quad \beta &= Ea / E_{Riv} A_{Riv} \\ \text{Rapporto di flessibilità} \quad \alpha &= Ea^3 / E_{Riv} J_{Riv} \end{aligned} \tag{4.1}$$

dove  $A_{Riv}$  e  $J_{Riv}$  sono rispettivamente l'area ed il momento d'inerzia della sezione, mentre  $E_{Riv}$  è il modulo del materiale costituente il rivestimento. Il metodo ipotizza che le sollecitazioni nel rivestimento siano risultanti dall'applicazione dell'intero carico litostatico sommato alle reazioni derivanti dalla deformazione del rivestimento stesso, composte da una componente assialsimmetrica e una antisimmetrica.

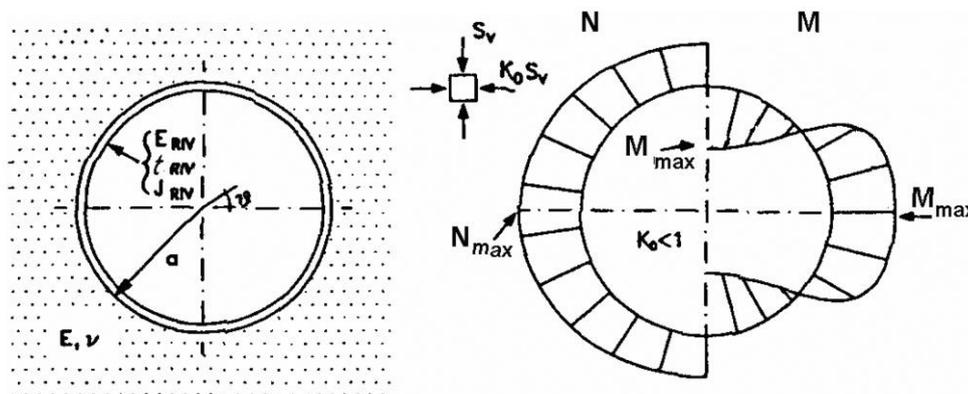


Figura 4.3: Schema di riferimento per il modello a reazioni iperstatiche e distribuzioni tipiche delle sollecitazioni per  $K_0 < 1$  (da Ribacchi, 1993).

Sotto queste ipotesi lo sforzo assiale  $N$  ed il momento flettente  $M$  sono dati dalle seguenti:

$$\begin{aligned} N &= \bar{N} + \Delta N \cos 2\theta \\ M &= M_{\max} \cos 2\theta \end{aligned} \tag{4.2}$$

dove  $\bar{N}$  è una funzione dello stato di sforzo medio originario mentre  $\Delta N$  e  $M_{\max}$  dipendono dalla componente deviatorica. Duddeck & Erdmann (1982) hanno proposto le seguenti espressioni semplificate, valide nel caso in cui  $\alpha \gg \beta$ :

$$\begin{aligned}
\bar{N} &= \frac{1 + K_0}{2} S_V A n_1 \\
\Delta N &= \frac{1 - K_0}{2} S_V A n_2 \\
M_{\max} &= \frac{1 - K_0}{2} S_V A^2 m
\end{aligned} \tag{4.3}$$

dove i coefficienti  $n_1$ ,  $n_2$  e  $m$  sono funzioni decrescenti dei rapporti di rigidezza e del coefficiente di Poisson, fornite dagli autori. In conclusione, il metodo prevede che lo sforzo assiale sia minimo in corona e massimo al piedritto, e dipenda solo dal rapporto di compressibilità e dalla sollecitazione media, mentre il momento massimo e la variazione del carico assiale dipendono dal rapporto di flessibilità e dalla componente deviatorica dello stato di sforzo litostatico.

Nella progettazione del rivestimento di gallerie profonde è necessario tenere conto dello scarico delle tensioni litostatiche ad opera delle deformazioni del terreno che si verificano al fronte o comunque prima dell'installazione del rivestimento. Per l'analisi di questi fenomeni si può ricorrere al metodo convergenza-confinamento (CC), inizialmente sviluppato da Lombardi (1973) e da Panet & Guellec (1974), e poi trattato da numerosi altri autori. L'assunzione alla base del metodo è che il problema, fondamentalmente tridimensionale, dello scavo della galleria possa essere analizzato studiando un problema piano equivalente dove gli effetti 3D sono simulati da una pressione fittizia uniformemente agente sul profilo di scavo. Questa pressione,  $P_i$ , può essere espressa come una frazione dello stato di sforzo isotropo in sito,  $S$ :

$$P_i(z) = [1 - \lambda(z)] \cdot S \tag{4.4}$$

dove  $z$  è la distanza dal fronte. Il coefficiente  $\lambda$  viene detto fattore di rilascio ed è pari a 0 nella zona aldilà del fronte di scavo e pari a 1 nella zona di galleria non sostenuta che non risente dell'influenza del fronte.

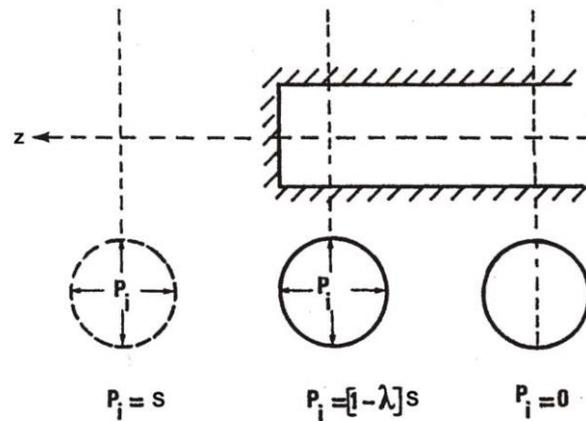


Figura 4.4: Simulazione del problema 3D attraverso una pressione interna (Panet & Guenot, 1982)

Per un mezzo elastico, la pressione interna è legata alla convergenza del cavo dalla relazione detta curva di convergenza (CV):

$$u = \frac{1 + \nu}{E} R(S - P_i) \quad (4.5)$$

dove  $R$  è il raggio della galleria,  $E$  il modulo di Young e  $\nu$  il coefficiente di Poisson. L'interazione con il rivestimento è valutata mediante la curva di confinamento (CF), rappresentativa della convergenza del supporto strutturale in funzione della pressione agente (Figura 4.5).

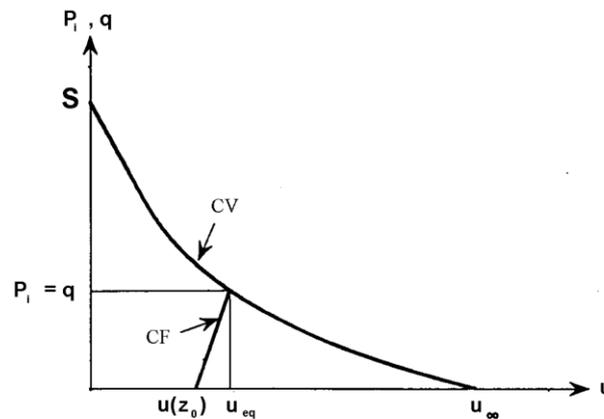


Figura 4.5: Metodo convergenza-confinamento (Lombardi, 1973).

Il valore di convergenza  $u(z_0)$  identifica il momento di installazione del rivestimento mentre l'intersezione tra le due curve costituisce la condizione di equilibrio. La maggiore incertezza del metodo consiste nella determinazione del valore di  $u(z_0)$ . A tal proposito, Panet & Guenot (1982), mediante una serie di analisi numeriche in condizioni di simmetria

assiale, hanno proposto una relazione tra la convergenza e la distanza dal fronte, applicabile nel caso di mezzo elastico:

$$u(z) = u_f + (u_\infty - u_f) \cdot f_{cv}(z) \quad (4.6)$$

dove:

$$u_f = 0.27 \cdot u_\infty \quad u_\infty = \frac{(1 + \nu)RS}{E} \quad f_{cv} = 1 - \left( \frac{0.84 R}{z + 0.84 R} \right)^{-2} \quad (4.7)$$

Il valore di  $u(z_0)$  può essere quindi ricavato calcolando la (4.6) in corrispondenza della distanza dal fronte alla quale viene installato il rivestimento,  $z_0$ . Corbetta *et al.* (1991), hanno proposto l'applicazione del cosiddetto principio di similitudine per adattare la (4.6) al caso di mezzo elasto-plastico (Figura 4.6).

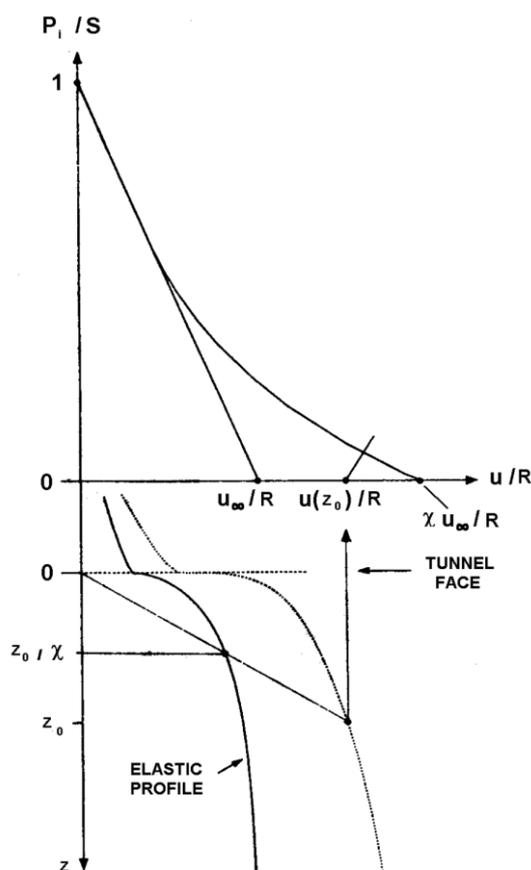


Figura 4.6: Definizione della convergenza della galleria in un mezzo elasto-plastico attraverso il principio di similitudine (Corbetta *et al.*, 1991)

La più evidente debolezza del metodo consiste nel trascurare l'influenza che la presenza del rivestimento ha sull'andamento della convergenza: al diminuire della distanza dal

fronte di installazione e all'aumentare della rigidità del supporto strutturale, tale effetto diventa sempre più marcato. Un tentativo numerico di analisi del fenomeno è stato proposto da Bernaud & Rousset (1992) con il cosiddetto nuovo metodo implicito.

La necessità di adottare ipotesi fortemente restrittive e la varietà dei processi costruttivi fa sì che oggi le soluzioni analitiche ed empiriche siano superate dalla modellazione numerica 2D o 3D, tuttavia, rimangono utili strumenti per una rapida stima delle sollecitazioni indotte e per la validazione dei modelli.

## 4.2 Analisi numeriche di scavi di gallerie

Un'indagine di Negro & De Quieroz (2000) sulle pubblicazioni scientifiche nell'ambito delle gallerie, riportava che gli studi pubblicati negli anni precedenti erano per oltre il 90% condotti in condizioni piane e utilizzavano prevalentemente un legame elastico lineare perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. L'allocazione delle risorse computazionali al momento sembra essere indirizzata verso il miglioramento dei modelli numerici 3D piuttosto che verso l'adozione di modelli complessi per il terreno, anche se dei passi significativi sono stati mossi in questa direzione.

I modelli 3D offrono l'opportunità di analizzare, oltre ovviamente alle geometrie complesse, tutti i processi legati alla tecnologia di scavo che si verificano durante la realizzazione di una galleria e influenzano la risposta del terreno. Nel caso delle gallerie realizzate mediante scavo meccanizzato, sulle quali si focalizza questa ricerca, i principali fattori da modellare, legati allo specifico processo costruttivo, sono: l'applicazione della pressione al fronte, il sovrascavo, la conicità dello scudo, l'attrito macchina-terreno, la presenza del vuoto anulare e le iniezioni a tergo del rivestimento prefabbricato (Figura 4.7).

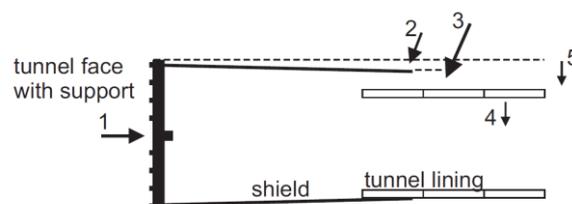


Figura 4.7: Principali componenti di deformazione (Mair & Taylor, 1997).

A titolo esemplificativo si riportano le caratteristiche salienti di due tra i più avanzati modelli 3D proposti in letteratura. Sono modelli complessi sviluppati a partire da una accurata rappresentazione delle componenti meccaniche della macchina, della sua geometria e del processo costruttivo.

Nello studio di Kasper & Meschke (2004) la macchina è modellata come un corpo rigido, dotato di scudo conico e testa articolata per permettere la curvatura della traiettoria, tenendo in considerazione anche l'attrito scudo terreno. I martinetti sono connessi alla testa della macchina ed al rivestimento retrostante e la loro estensione permette di applicare spinte disuniformi per controllare la traiettoria di scavo. Dopo ogni avanzamento la *mesh* al fronte viene adattata (*remeshing*) ricollocando i nodi sul profilo di scavo previsto. Il legame costitutivo adottato per il terreno è Cam Clay modificato.

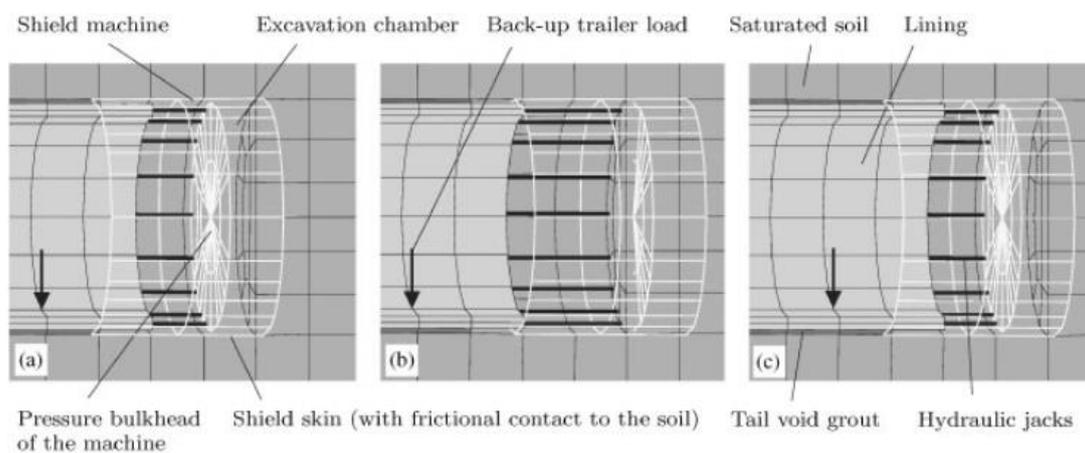


Figura 4.8: Modello numerico 3D proposto da Kasper & Meschke (2004).

Nel modello sviluppato da Do *et al.* (2013a) lo scudo della TBM non è modellato esplicitamente mediante elementi di volume ma piuttosto come un vincolo sugli spostamenti del terreno nell'intorno. La pressione applicata al fronte segue un diagramma trapezoidale e i martinetti esprimono spinte maggiori alla base al fine di mantenere la traiettoria orizzontale. Nella simulazione si considera anche il miglioramento nel tempo delle caratteristiche meccaniche della malta di intasamento.

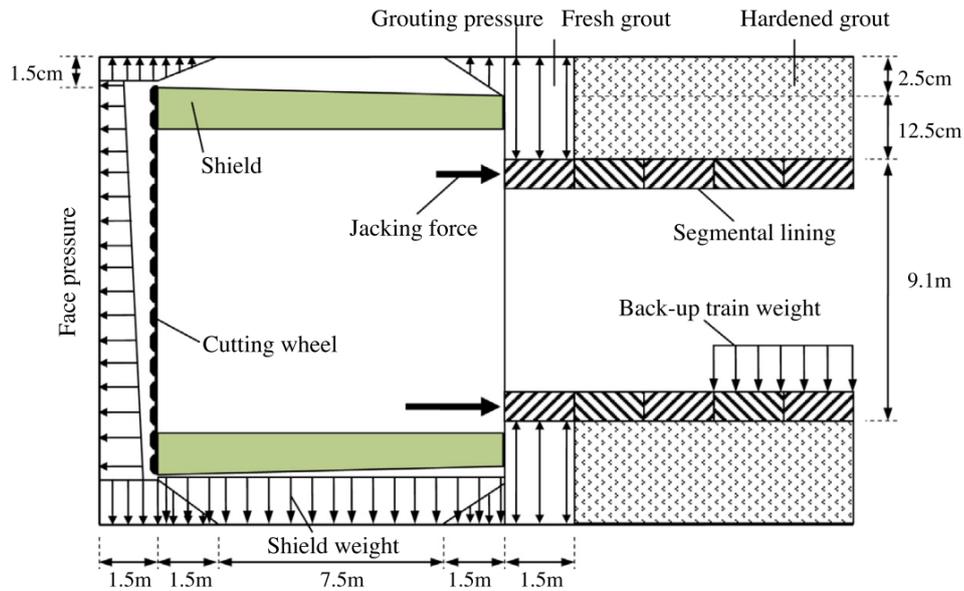


Figura 4.9: Modello 3D sviluppato da Do *et al.* (2013a).

### 4.2.1 Metodi di modellazione dello scavo in condizioni piane

L'avanzamento dello scavo di una galleria è un problema tridimensionale, ciononostante la complessità e gli elevati oneri, sia in termini strettamente computazionali che in termini di preparazione dei modelli, delle analisi appena descritte, fanno sì che la modellazione 3D non sia utilizzata nella pratica ingegneristica a meno di casi eccezionali. Per questa ragione numerosi studiosi hanno proposto metodi semplificativi che permettono di condurre analisi piane portando in conto gli effetti 3D in maniera approssimata (Figura 4.10).

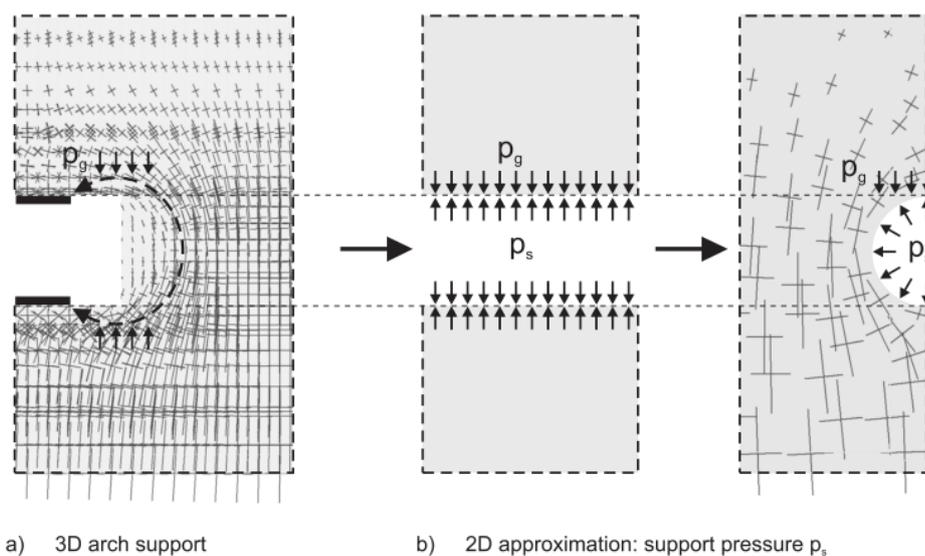


Figura 4.10: Effetto arco tridimensionale al fronte e approssimazione 2D (Möller, 2006)

I metodi oggi disponibili sono numerosi; una disanima può essere trovata in Karakus (2007) o Möller (2006). I più diffusi sono i seguenti:

- *Stress reduction method*

Il metodo del rilascio si configura come un'applicazione numerica del metodo CC illustrato nel paragrafo 4.1.2. Consiste in una procedura a due fasi: nella prima il volume di terreno interno al profilo di scavo viene rimosso e la galleria non rivestita viene lasciata deformare scaricando una frazione  $(1 - \lambda)S$  dello stato tensionale iniziale, in un secondo momento, dopo aver installato il rivestimento, si procede al completamento del rilascio tensionale facendo interagire terreno e rivestimento.

- *Volume loss control method* (Bernat, 1996; Addenbrooke *et al.*, 1997; Potts & Zdravkovic, 2001)

Si tratta di un metodo derivato dal metodo convergenza-confinamento. In questo caso, piuttosto che il fattore di rilascio, viene definito il volume perso. Le forze equivalenti,  $F_0$ , esercitate dal terreno sul profilo di scavo prima della realizzazione della galleria, vengono calcolate e divise per un numero di incrementi  $n$  che simula le fasi di scavo ottenendo un valore  $\Delta F$ . Forze uguali e opposte,  $-\Delta F$ , sono poi applicate in modo incrementale al contorno di scavo fino a che non si ha uno spostamento radiale pari a quello necessario per ottenere il volume perso desiderato.

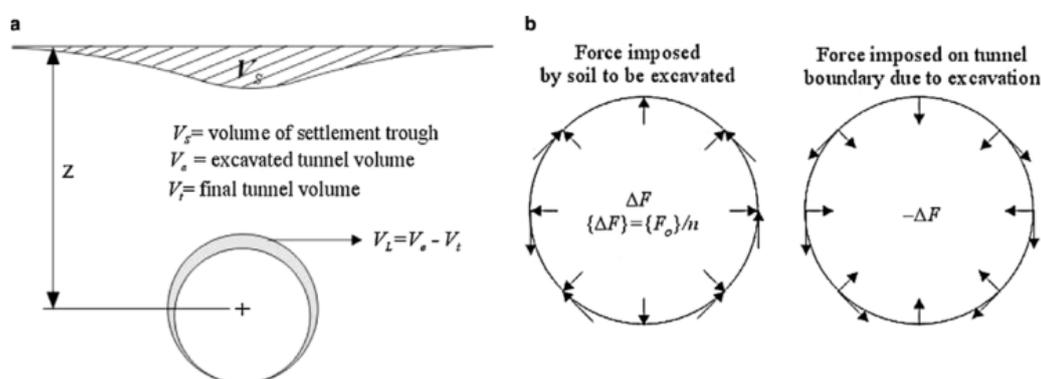


Figura 4.11: *Volume loss control method* (Potts & Zdravkovic, 2001).

- *Gap method* (Rowe *et al.*, 1983)

In questo metodo si procede alla rimozione del terreno e all'installazione del rivestimento in una sola fase. Il rivestimento viene installato con un certo *gap* rispetto al profilo di

scavo. Lee & Rowe (1991) hanno successivamente perfezionato il metodo esprimendo il *gap* in funzione dei seguenti parametri, definiti nella Figura 4.12:

$$GAP = U + (2\Delta + \delta) \quad U = U_{3D}^* + \omega \quad (4.8)$$

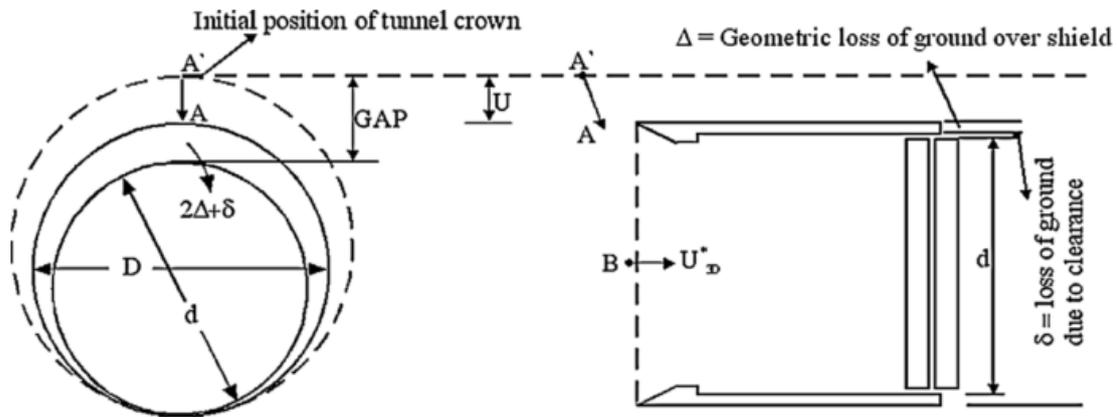


Figura 4.12: Definizione dei parametri del *gap method* (Lee & Rowe, 1991).

- *Contraction method* (Vermeer & Brinkgreve, 1993)

Il metodo prevede la simulazione dello scavo attraverso la contrazione del rivestimento in due fasi. In un primo momento il rivestimento viene installato con una procedura del tipo *wished in place*, e viene rimosso il terreno al suo interno (la galleria così realizzata subirà quindi un sollevamento, come si può vedere in figura). Nella seconda fase il diametro del rivestimento viene ridotto fino a raggiungere un desiderato valore.

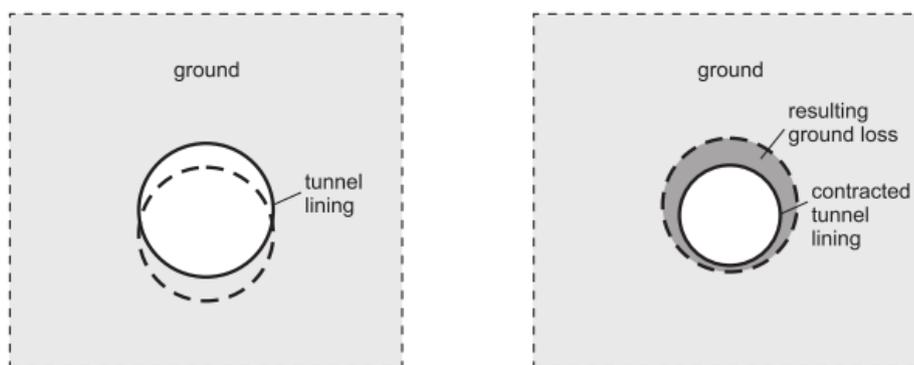


Figura 4.13: *Contraction method* (Vermeer & Brinkgreve, 1993).

- *Grout pressure method* (Möller & Vermeer, 2008)

Il metodo si sviluppa a partire dalla consapevolezza che nello scavo meccanizzato una aliquota significativa delle deformazioni si sviluppa a causa della richiusura del terreno nel vuoto anulare a tergo della macchina. L'applicazione numerica prevede

l'identificazione degli elementi di volume che si trovano all'interno del vuoto anulare, detti *gap elements*. Prima dello scavo la pressione all'interno dei *gap elements* è quella del terreno indisturbato, successivamente lo scavo viene simulato mediante una fase di transizione in cui la pressione viene diminuita attraverso il coefficiente  $\lambda$ :

$$\sigma = (1 - \lambda)\sigma_0 + \lambda\sigma_g \quad \tau = (1 - \lambda)\tau_0 \quad (4.9)$$

Dove  $\sigma_g$  è la pressione nella malta e le tensioni iniziali normale e tangenziale nei *gap elements* possono essere calcolate a partire dalla tensione verticale e orizzontale iniziale nel terreno:

$$\sigma_0 = \sigma_{H,0} \sin^2 \alpha + \sigma_{V,0} \cos^2 \alpha \quad \tau_0 = \frac{1}{2}(\sigma_{V,0} - \sigma_{H,0}) \sin 2\alpha \quad (4.10)$$

La fase di transizione termina quando il coefficiente  $\lambda$  raggiunge il valore unitario. La pressione della malta può essere misurata in corso d'opera, essere un valore di progetto, o il risultato di *back-analyses*.

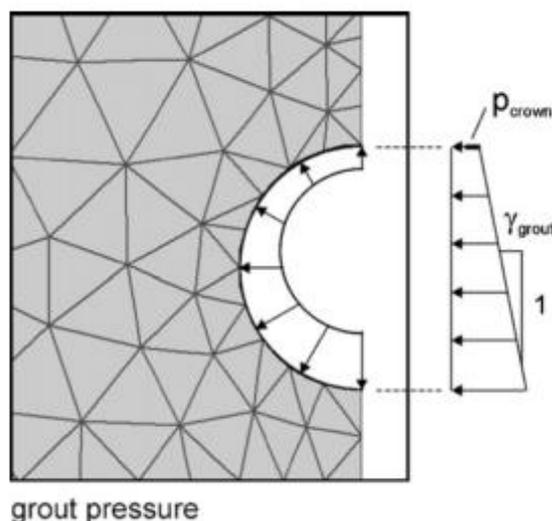


Figura 4.14: *Grout pressure method* (Möller & Vermeer, 2008).

Sebbene non vi sia accordo unanime, diversi studi in letteratura riportano dei confronti tra i suddetti metodi (Karakus, 2007; Do *et al.*, 2013b, Möller & Vermeer, 2008), sia in termini di cedimenti indotti in superficie sia in termini di sollecitazioni sul rivestimento. La conclusione di un lavoro di sintesi sui risultati pubblicati è che tutti questi metodi possono fornire delle previsioni accurate se i parametri di input vengono stimati correttamente; il metodo del rilascio ed il *volume loss control method* risultano i più diffusi

ed i più versatili. In questa tesi si è scelto di impiegare il metodo del rilascio ed è stata adoperata una procedura numerica per la determinazione del coefficiente  $\lambda$  mediante l'uso accoppiato di analisi assialsimmetriche ed analisi piane (cfr. Capitolo 6).

#### 4.2.2 Modellazione del comportamento meccanico del terreno

Parallelamente alla modellazione avanzata dello scavo meccanizzato in termini di componenti tecnologiche, negli ultimi anni numerosi studiosi hanno indagato l'influenza dei legami costitutivi adottati per il terreno sull'affidabilità delle previsioni numeriche. La maggior parte di questi studi sono focalizzati principalmente sui cedimenti indotti in superficie. Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche principali di alcuni studi indicandone gli autori, il tipo di analisi, l'eventuale metodo utilizzato per considerare in 2D gli effetti 3D e i legami costitutivi adottati per il terreno.

Tabella 4.1: Sintesi di alcuni studi eseguiti impiegando diversi modelli costitutivi

Autori	Tipologia di analisi e metodo utilizzato	Legami costitutivi adottati
Addenbrooke <i>et al.</i> (1997)	2D <i>Volume loss control method</i>	Isotropo lineare elastico perfettamente plastico
		Anisotropo lineare elastico perfettamente plastico
		Isotropo non lineare elastico perfettamente plastico
		Anisotropo non lineare elastico perfettamente plastico
Masin & Herle (2005)	2D <i>Stress reduction method</i>	Isotropo lineare elastico perfettamente plastico
		Cam-clay modificato
		Isotropo non lineare elastico perfettamente plastico
		Anisotropo non lineare elastico perfettamente plastico
Hejazi <i>et al.</i> (2008)	2D <i>Stress reduction method</i>	3SKH
		Ipoplastico
		Isotropo lineare elastico perfettamente plastico
		Hardening Soil
		Hardening Soil – Small strain

Masin (2009)	3D	Cam-clay modificato
		Ipoplastico
Dias & Bezuijen, (2014)	2D <i>Stress reduction method</i>	Isotropo lineare elastico perfettamente plastico
		Hardening Soil
		Hardening Soil – Small strain

Opinione comune dei diversi autori è che i legami elastici non consentono un'accurata previsione dei cedimenti. In particolar modo, considerare la non linearità della rigidezza conduce a previsioni migliori. A titolo di esempio si riportano i risultati di Addenbrooke *et al.* (1997), ottenuti utilizzando un modello elastico lineare perfettamente plastico ed un modello anisotropo non lineare (AJ4) con due diversi valori del modulo di rigidezza a taglio. Il modello AJ4ii è caratterizzato da minore rigidezza.

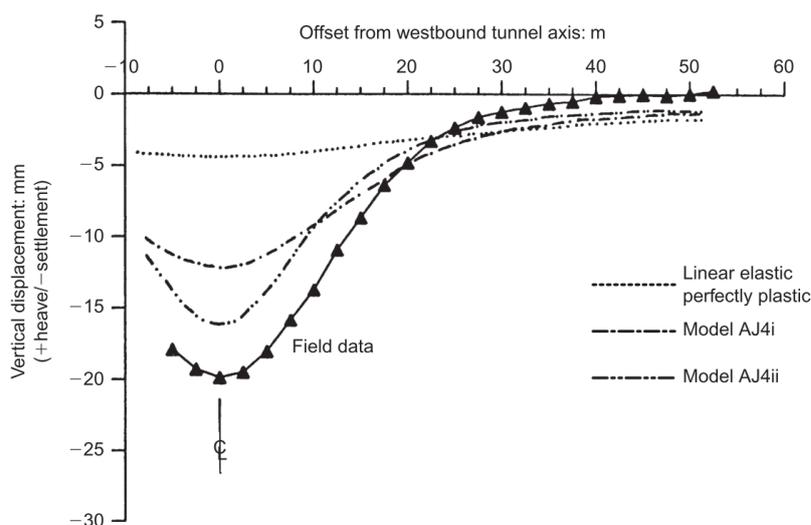


Figura 4.15: Conca di subsidenza al variare del legame costitutivo adottato (Addenbrooke *et al.*, 1997)

Sempre con riferimento alla previsione degli effetti indotti in superficie, altri studi si sono concentrati su particolari aspetti del comportamento meccanico dei terreni come ad esempio l'influenza di  $K_0$  e dell'anisotropia (Franzius *et al.*, 2005; Lee & Ng, 2002), l'influenza della storia e del percorso tensionali (Grammatikopolou *et al.*, 2008) o l'effetto della consolidazione (Wongsaroj *et al.*, 2013). Ad eccezione del modello 3KSH (Stallebrass, 1990) e di Hardening Soil – Small Strain, i legami costitutivi utilizzati sono sempre relativamente semplici.

In conclusione, l'analisi della letteratura tecnico-scientifica nell'ambito della modellazione dello scavo di gallerie, ha permesso di riscontrare la scarsità di studi che adoperassero legami costitutivi avanzati per indagare l'evoluzione dello stato tensio-deformativo nell'intorno della galleria ed il processo di interazione terreno-rivestimento. Inoltre, si è constatato che l'impiego di modelli costitutivi avanzati è ancora molto limitato nell'analisi di problemi al finito, probabilmente a causa dei maggiori oneri computazionali, delle difficoltà legate alla calibrazione dei parametri e all'inizializzazione del modello, oltre ovviamente alla limitata disponibilità all'interno dei codici di calcolo e alle difficoltà di implementazione.

## Capitolo 5

# Il caso di studio

Il modello costitutivo implementato è stato utilizzato nella simulazione di uno specifico problema al finito. Si tratta di una galleria naturale di medio diametro in corso di realizzazione mediante scavo meccanizzato. Il caso è di particolare interesse poiché la galleria, che ha coperture variabili dai pochi metri fino a circa 140 m, interessa terreni ben caratterizzati e omogenei lungo tutto il tracciato. La galleria, inoltre, è dotata di un ottimo sistema di monitoraggio che permette di misurare in numerose sezioni le convergenze del cavo, l'evoluzione delle pressioni interstiziali nell'intorno e lo stato deformativo del rivestimento.

Nel seguito del capitolo si descrive l'opera in esame, inquadrandola nel contesto di realizzazione e descrivendo le caratteristiche principali della TBM impiegata per lo scavo, delle modalità costruttive e del rivestimento.

Nel paragrafo 5.2 si presenta un inquadramento geologico e geotecnico dei terreni coinvolti, soffermandosi principalmente sulla natura del terreno, la sua storia tensionale ed il suo stato tensionale corrente, al fine di tracciare un quadro su larga scala all'interno del quale inserire i risultati delle prove meccaniche eseguite durante la tesi e finalizzate alla calibrazione del modello costitutivo.

Infine, nel paragrafo 5.3, si illustra il sistema di monitoraggio, si presentano alcuni dei dati raccolti sino a novembre 2016 e le modalità di interpretazione adottate.

## 5.1 Descrizione dell'opera

L'opera oggetto di studio è in corso di realizzazione nell'ambito del progetto del tronco di Acerenza dello schema irriguo del Basento-Bradano, illustrato nella seguente Figura 5.1.

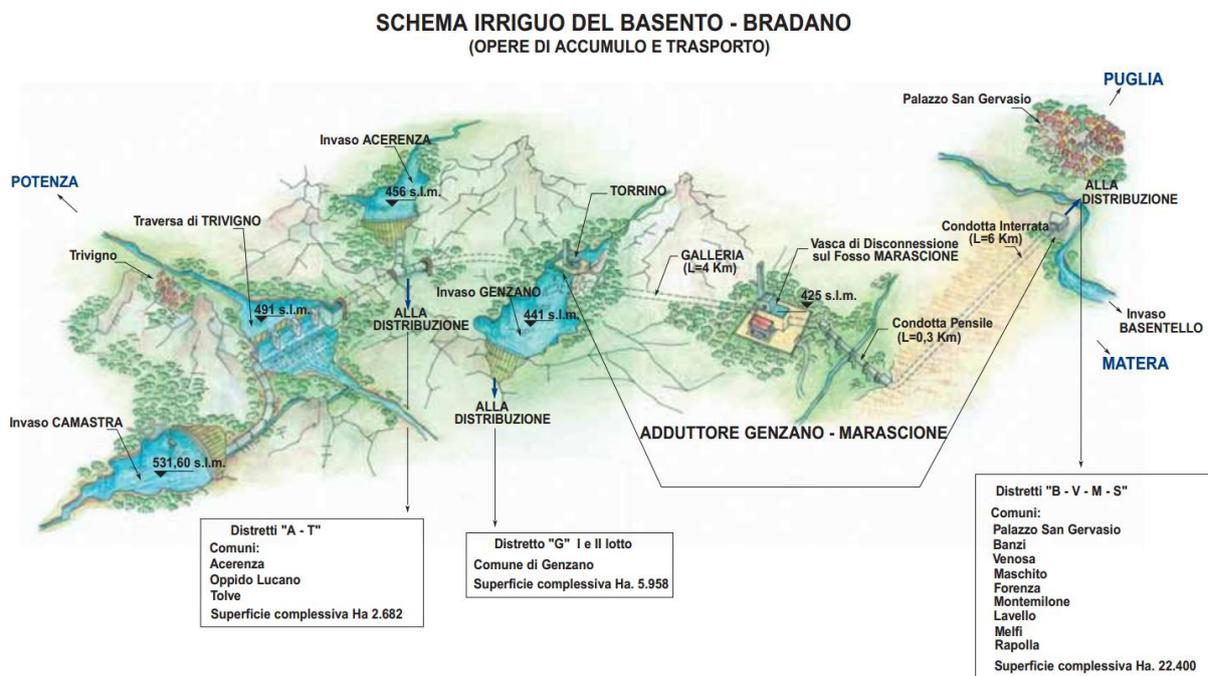


Figura 5.1: Schema irriguo del Basento Bradano (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti)

Il Piano di Bacino stralcio, redatto dall'Autorità di Bacino, mira a soddisfare un fabbisogno complessivo stimato in circa  $83 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  di acqua e, secondo i programmi della regione Basilicata, contribuirà al rapido sviluppo economico e sociale dell'area grazie ai benefici apportati in campo agricolo. La distribuzione idrica interesserà una superficie di circa 50000 ettari, cui corrisponde una superficie irrigabile di 27500 ha. Il 60% di questi saranno serviti dall'opera in esame, una galleria idraulica che servirà come condotta di adduzione dall'invaso di Genzano alle vasche di compenso situate in zona Marascione (provincia di Potenza, confine tra Basilicata e Puglia). La lunghezza del tunnel è di circa 4 km, con coperture variabili da 10 m a 140 m. La Figura 5.2 fornisce un inquadramento geografico dell'area e l'ubicazione dell'opera di interesse.

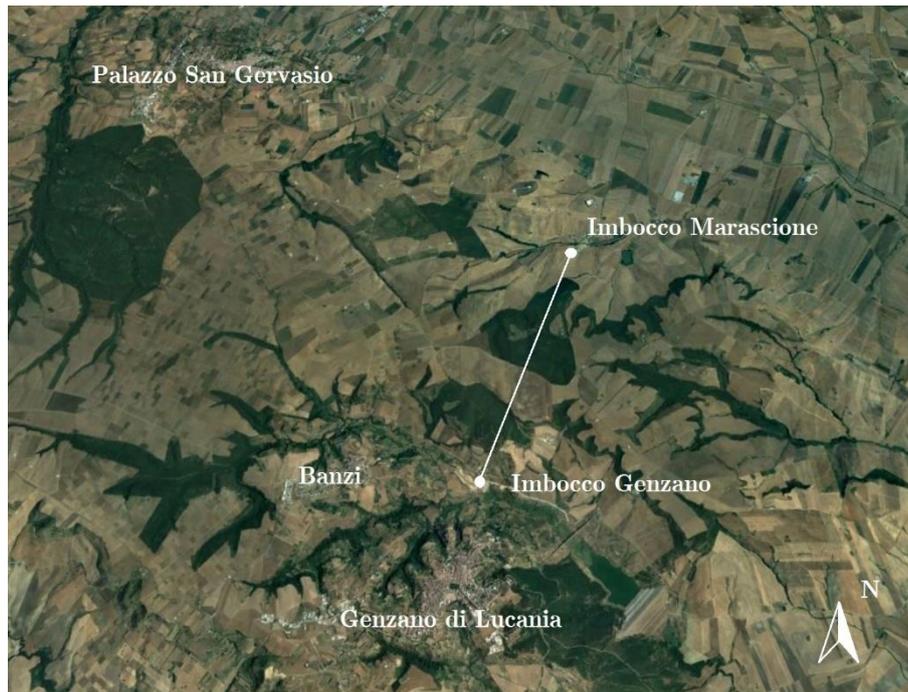


Figura 5.2: Inquadramento geografico dell'opera ([www.google.com/earth](http://www.google.com/earth)).

Lo scavo della galleria avverrà in meccanizzato mediante una TBM LOVAT MP157, leggermente modificata per l'esecuzione dell'opera al fine di minimizzare il rischio di bloccaggio ad alte coperture. La macchina si compone di due elementi principali che possono scorrere, sia pure con una corsa limitata, in modo relativo nella direzione di avanzamento. Il corpo anteriore, generalmente di lunghezza più piccola, è collegato al segmento posteriore per mezzo dei martinetti di articolazione, i quali permettono di ruotare l'asse del segmento anteriore di un angolo modesto ma sufficiente a consentire piccole modifiche della direzione di avanzamento. Durante l'avanzamento la spinta necessaria è fornita dalla stazione di spinta posteriore: un sistema di martinetti principale, avente una corsa più elevata, che trova un contrasto nel rivestimento già installato. La testa fresante è collegata al resto della macchina mediante un cuscinetto che consente di svincolare la rotazione della testa dal corpo della TBM mantenendo l'applicazione della spinta longitudinale.

Le principali caratteristiche geometriche della macchina sono riportate in Figura 5.3 e in Figura 5.4 con un dettaglio delle differenze di diametro. Il *gap* complessivo tra il raggio di scavo e il raggio dell'estradosso del rivestimento è pari a 11 cm.

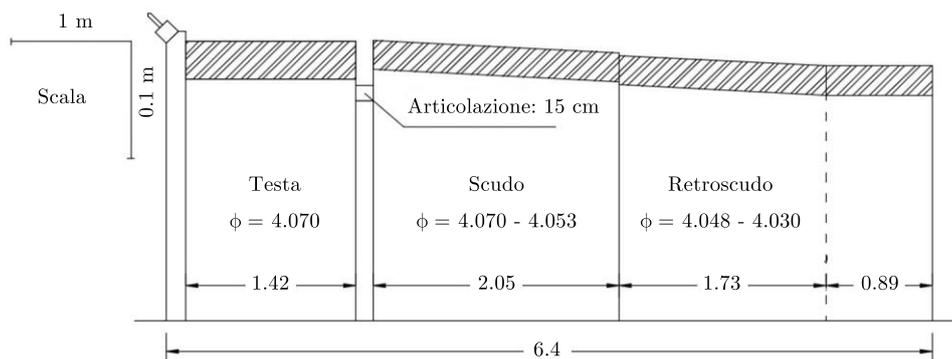


Figura 5.3: Caratteristiche geometriche della macchina.

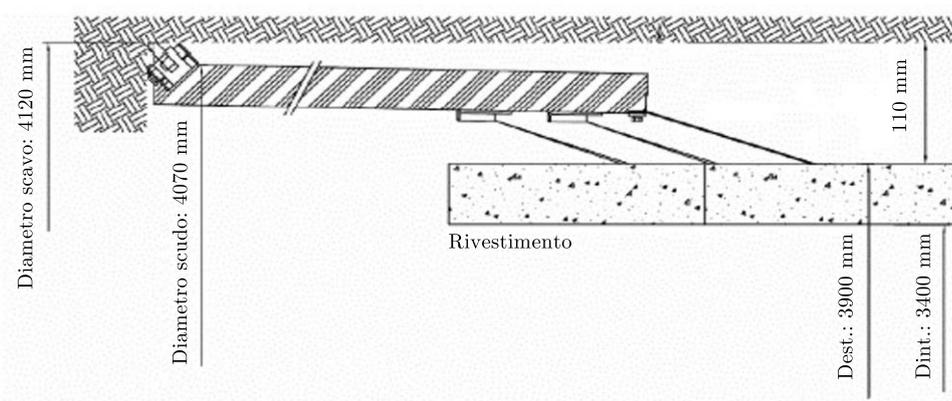


Figura 5.4: Particolare delle differenze di diametro.

Il rivestimento della galleria è costituito da un anello universale composto da 6 conci di calcestruzzo armato prefabbricato di spessore 25 cm e classe di resistenza C50/60. L'anello è composto da due conci di forma trapezoidale e quattro con forma di parallelogramma. La sequenza di montaggio inizia con l'installazione del concio di controchiave (D) e termina con quello di chiave (A). Le caratteristiche geometriche principali dell'anello di rivestimento sono le seguenti:

- Diametro esterno = 3900 mm
- Diametro interno = 3400 mm
- Spessore = 250 mm
- Lunghezza media – minima – massima = 1200 – 1187 – 1213 mm

Lungo lo sviluppo longitudinale della galleria sono previste 3 classi di armatura, distinte per la quantità di armatura principale in direzione circonferenziale (piano dell'anello). Il rivestimento definitivo della galleria si completa con un rivestimento interno realizzato in opera in una seconda fase.

Essendo la macchina sprovvista di ugelli di iniezione, l'intasamento del vuoto anulare non è automatico ma viene eseguito manualmente attraverso i fori per l'ereuttore. La distanza dal fronte alle quale viene eseguita l'iniezione, in assenza di preoccupazioni legate ad effetti indotti in superficie, dipende dalla severità dello stato di sforzo litostatico e dalla convergenza del profilo di scavo. Ad alte coperture l'intasamento viene realizzato sul terzo anello a partire dalla coda dello scudo; a basse coperture viene effettuato a maggiore distanza dal fronte e, talvolta, l'iniezione è stata eseguita solamente nella zona dell'arco rovescio per fornire un supporto all'anello. La malta utilizzata è una bi-componente ad indurimento rapido.

Le operazioni di scavo sono iniziate alla fine del mese di settembre 2015 e si prevede termineranno alla fine della primavera 2017; tempi di realizzazione così lunghi sono da imputarsi ad un guasto della macchina che ha comportato l'interruzione dei lavori per diversi mesi.

A seguire si riportano alcune foto illustrative del cantiere.



Figura 5.5: Paratia di imbocco e sella di ingresso.



Figura 5.6: Testa fresante della TBM.

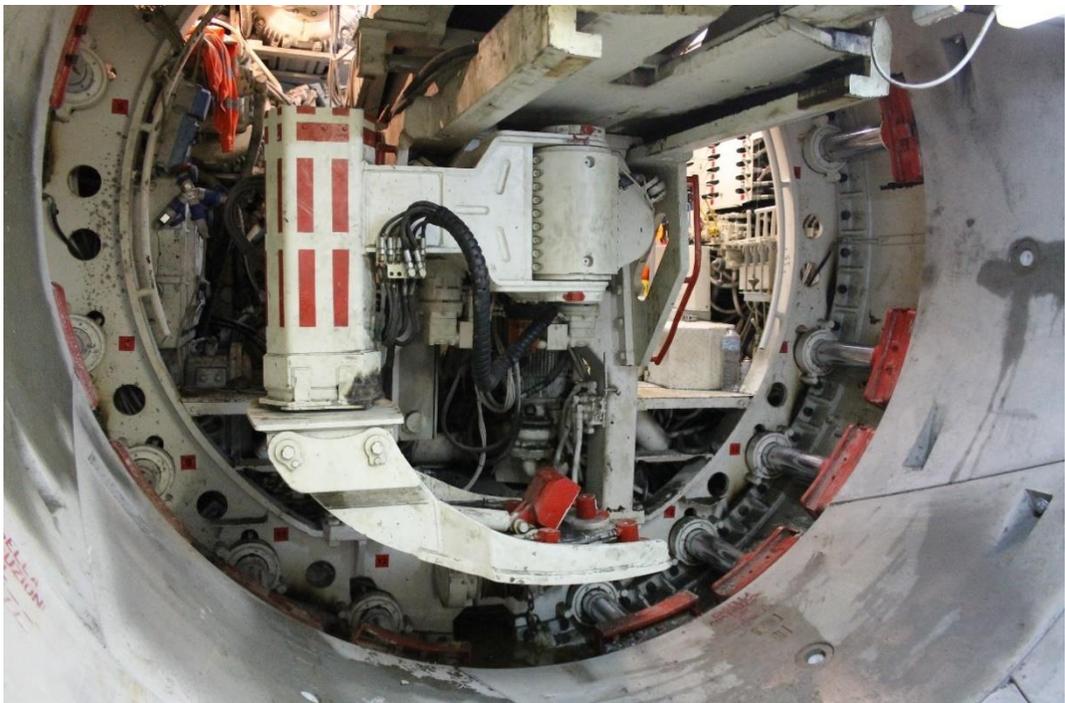


Figura 5.7: Retro della TBM e sistema di spinta.



Figura 5.8: Paratia di imbocco e back-up della TBM.



Figura 5.9: Avvio delle operazioni di scavo (29/09/2015).

## 5.2 Inquadramento geologico e geotecnico

In questo paragrafo si illustrano le principali risultanze della campagna di indagini geotecniche eseguita in sede di progetto al fine di inquadrare all'interno di un quadro più ampio i risultati delle prove di laboratorio aggiuntive svolte nel corso della tesi, sulle quali si basa la calibrazione del modello costitutivo. Nel seguito, dopo un breve inquadramento geologico, si sintetizzano le indagini svolte e si riportano i risultati attinenti la natura del terreno, la sua storia tensionale e lo stato attuale.

Nell'area oggetto di studio i terreni affioranti sono rappresentati da depositi alluvionali recenti ed attuali, da depositi continentali fluvio-lacustri e sedimenti marini del ciclo calabriano, quest'ultimi costituiti dalla sovrapposizione di argille grigio-azzurre, sabbie e conglomerati. A scala dell'opera la successione stratigrafica è costituita, dal basso verso l'alto, da argille grigio-azzurre, localmente con lenti sabbiose, sovraconsolidate, di età calabriana (argille subappennine o di Gravina) al cui tetto è presente una successione sabbiosa e conglomeratica di età pleistocenica, con sabbie fini e medie quarzoso-micacee (sabbie di Monte Marano), cui seguono, in continuità stratigrafica o in eteropia, i conglomerati poligenici cementati, con lenti argillose e sabbiose (formazione dei conglomerati di Irsina). Dal punto di vista geomorfologico l'area, in cui è ubicata l'opera, è costituita da colline dalle forme ondulate a blanda pendenza che, ai loro apici, dove affiorano e subaffiorano sabbie e conglomerati, diventano più acclivi ed impervie. Nell'area di progetto le colline presentano due strette incisioni di fondovalle in corrispondenza del fosso Marascione e della Fiumarella di Genzano.

La campagna di indagini geotecniche, eseguita nel 2012 in sede di progetto, ha previsto l'esecuzione di 10 sondaggi meccanici a carotaggio continuo di diametro 101 mm. La profondità massima raggiunta è stata di 140 m dal piano campagna in corrispondenza della sezione di massima copertura della galleria (sondaggio SI-GN-01). Nel corso delle perforazioni, sono state eseguite prove SPT e con pressimetro di Menard e sono stati prelevati numerosi campioni indisturbati. I campioni indisturbati sono stati sottoposti a prove geotecniche presso il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica della Sapienza. In particolare, sono state eseguite prove di identificazione e classificazione, prove edometriche, prove ad espansione laterale libera, prove triassiali UU

e CIU. Per la determinazione del regime delle pressioni interstiziali sono stati installati sei piezometri, all'interno di altrettanti fori di sondaggio, che hanno permesso di stimare una quota piezometrica rispetto all'asse della galleria variabile tra i 3 ed i 75 m passando dalle minime alle massime coperture.

Il complesso delle indagini ha permesso di identificare quattro unità geotecniche nell'area in esame (Figura 5.11):

- unità 1: depositi eluvio-colluviali di natura prevalentemente sabbiosa e ciottolosa, localmente argillosa, di consistenza variabile;
- unità 2: sabbie medio-grossolane sciolte o mediamente addensate, localmente assortite con limi e limi argillosi ed inglobanti ciottoli ben arrotondati;
- unità 3: elementi poligenici (calcari, arenarie, calcareniti) compresi in una matrice sabbiosa (unità 3a) alternati a sabbie medio-fini addensate e localmente cementate con frazioni limose e ciottoli (unità 3b);
- unità 4: limi con argille consistenti e di bassa plasticità con intercalazioni locali arenacee e conglomeratiche (argille grigio-azzurre subappennine o di Gravina, Figura 5.10).



Figura 5.10: Argille grigio-azzurre di Gravina.

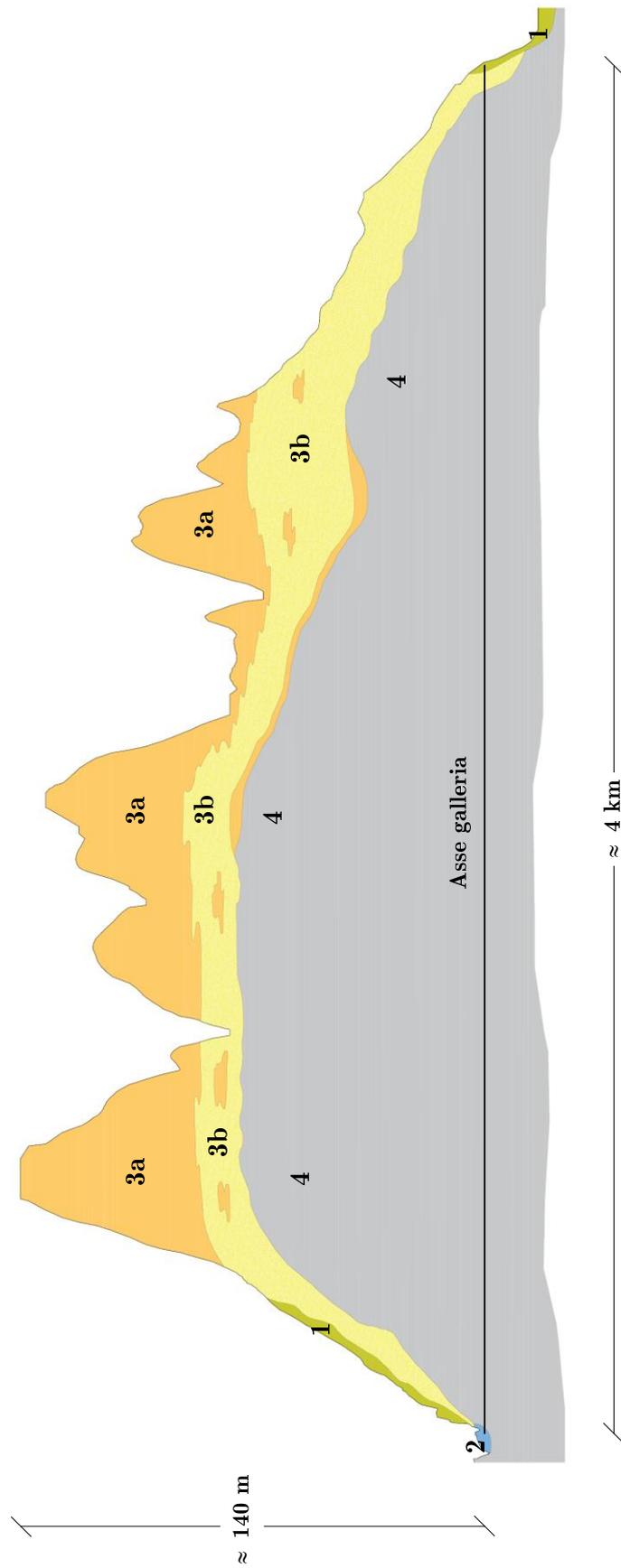


Figura 5.11: Modello geotecnico, profilo longitudinale.

Nel seguito si riporta solamente la caratterizzazione geotecnica dell'unità 4, essendo l'unico terreno interessato dallo scavo della galleria naturale e quindi l'unico di interesse ai fini della calibrazione del modello costitutivo e della modellazione numerica.

### Caratteristiche fisiche

Nell'area in esame le argille di Gravina sono caratterizzate da grande omogeneità. Le determinazioni sperimentali riportate in questa sezione, infatti, sono relative a campioni prelevati durante l'esecuzione di tre sondaggi realizzati a circa 2 km l'uno dall'altro (rispettivamente in corrispondenza dei due imbocchi e di una progressiva di circa 2000 m).

La Figura 5.12 riepiloga la distribuzione granulometrica e le principali caratteristiche fisiche in funzione della profondità dal piano campagna. Il peso di volume è compreso tra 20 e 21  $\text{kN/m}^3$  e mostra un leggero incremento con la profondità. Il contenuto d'acqua oscilla tra il 18 ed il 22%. L'indice dei vuoti è compreso tra 0.5 e 0.6, dove i valori minori si associano alle maggiori profondità. L'indice di consistenza è stabilmente superiore a 1.

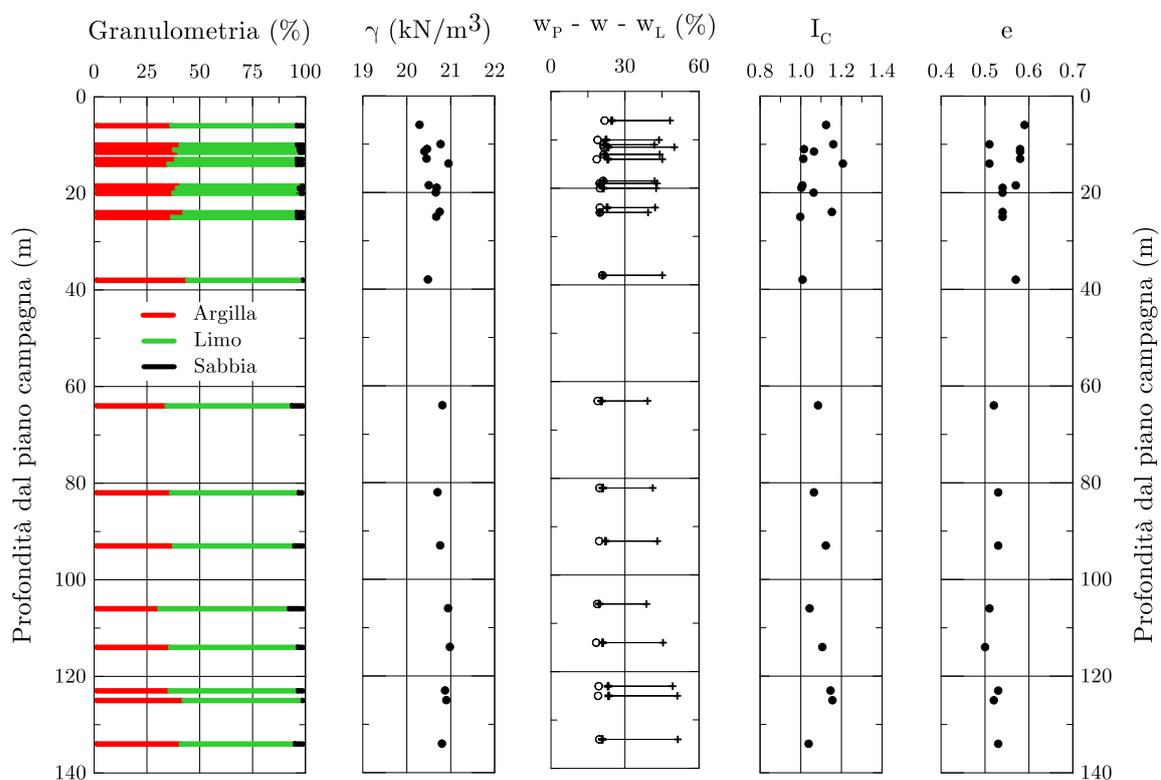


Figura 5.12: Principali caratteristiche fisiche.

Il limite liquido è variabile tra il 39% ed il 50% e l'indice plastico è compreso nell'intervallo 18÷30% (Figura 5.13). Tali valori individuano terre inorganiche a media plasticità non attive.

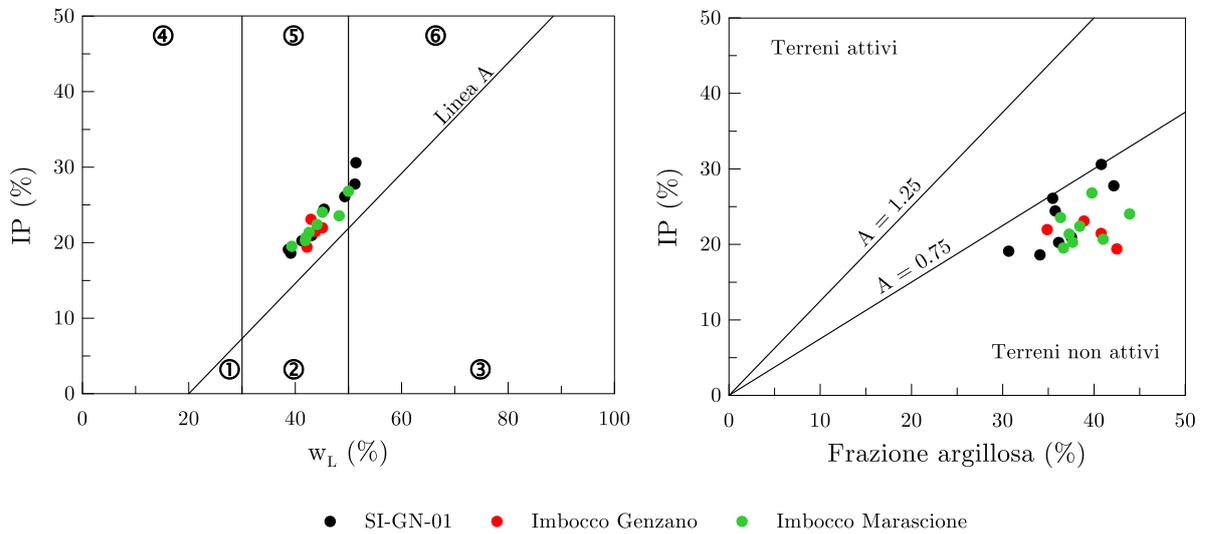


Figura 5.13: Carta di plasticità di Casagrande e indice di attività.

### Storia e stato tensionale

La Figura 5.14 illustra i principali risultati dell'elaborazione delle prove edometriche. L'indice di compressione è compreso tra 0.2 e 0.3, l'indice di rigonfiamento tra 0.05 e 0.08.

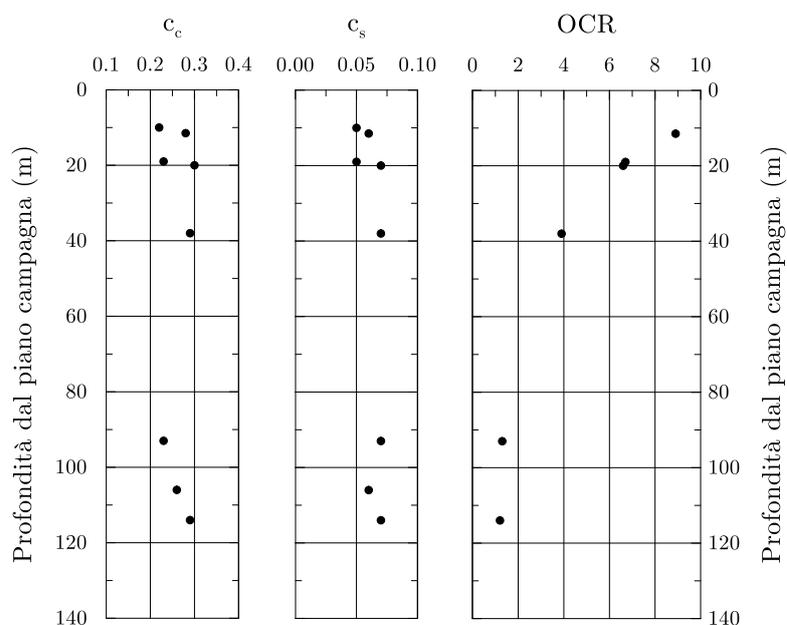


Figura 5.14: Elaborazioni delle prove edometriche.

L'andamento del grado di sovraconsolidazione è ben definito e tipico dei terreni che sono stati soggetti a forti scarichi tensionali. Il terreno è fortemente sovraconsolidato a basse-medie coperture e raggiunge uno stato di normale consolidazione solamente ad alte profondità.

La determinazione del coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  è stata eseguita mediante l'interpretazione dei risultati delle prove pressiometriche. Come lecito aspettarsi, si apprezza un decremento di  $K_0$  all'aumentare della profondità, con valori maggiori dell'unità in prossimità del piano campagna e decrescenti fino ad un minimo di circa 0.5 (Figura 5.15). Interpolando i risultati delle prove edometriche e ricavando una legge di variazione di OCR con la profondità, è possibile determinare l'andamento del coefficiente di spinta in quiete tramite la relazione di Mayne e Kulhawy (1982):

$$K_0 = (1 - \sin \varphi'_{cs}) \cdot \text{OCR}^{\sin \varphi'_{cs}} \quad (5.1)$$

che risulta in buon accordo con l'elaborazione delle prove pressiometriche. L'angolo di resistenza al taglio a stato critico adottato nella relazione è pari a  $25.1^\circ$  (cfr. par. 5.2.1).

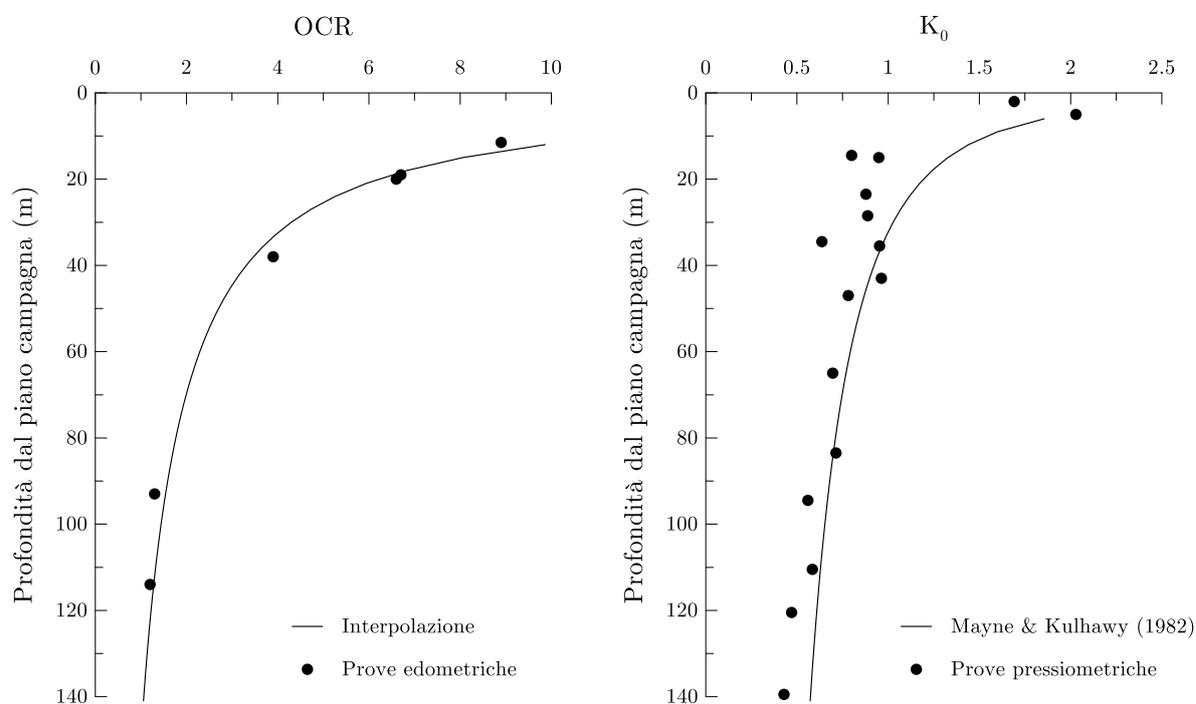


Figura 5.15: Andamento con la profondità di OCR e  $K_0$ .

L'andamento ottenuto è ulteriormente supportato dalle evidenze bibliografiche disponibili, tra cui ad esempio lo studio condotto da Cherubini *et al.* (1989) sul coefficiente di spinta a riposo delle argille azzurre subappennine, da cui emergeva un andamento decrescente con

la profondità, e con il decrescere dell'OCR, con valori di  $K_o$  compresi tra 1 e 0.55 (Figura 5.16).

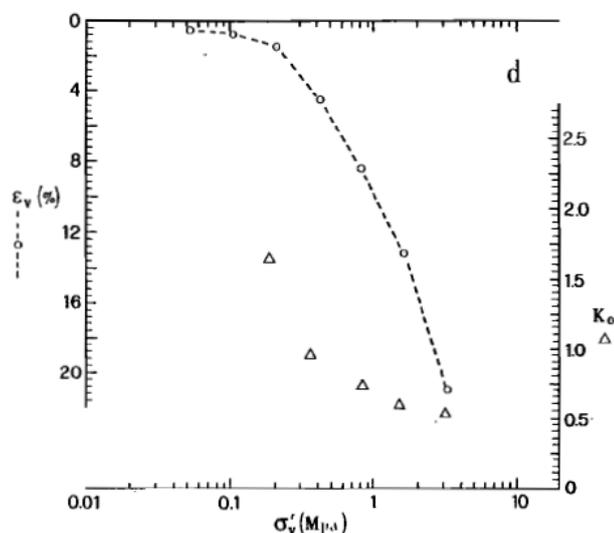


Figura 5.16: Andamento dello stato tensionale in situ (Cherubini *et al.*, 1989).

### 5.2.1 Calibrazione del modello costitutivo

In alcuni dei campioni prelevati a profondità medio-alte durante la campagna di indagine di progetto è stato riscontrato un certo grado di disturbo. Ciò può essere ricondotto al fatto che le operazioni di campionamento, quando eseguite ad alte profondità, richiedono ore per essere portate a termine. In questo lasso di tempo le forti sovrappressioni interstiziali negative, generate dall'importante scarico tensionale in direzione verticale, fanno sì che il campione tenda ad assorbire l'acqua presente all'interno del foro di sondaggio e nelle immediate vicinanze. Anche una volta che si è proceduto all'infissione della fustella, il quantitativo d'acqua assorbito tende a ridistribuirsi all'interno del campione attraverso il processo di equalizzazione delle sovrappressioni interstiziali negative.

In virtù di quanto appena detto, con l'obiettivo di approfondire la caratterizzazione e disporre di dati di migliore qualità per la calibrazione del modello costitutivo, nel corso della tesi sono stati prelevati nuovi campioni. L'opportunità per il prelievo è stata fornita dal già citato guasto della TBM; in tale occasione è stato scavato un pozzo per l'estrazione della testa della macchina e nel corso dello scavo sono stati prelevati 10 campioni cilindrici di grandi dimensioni ( $D = 22$  cm;  $H = 25$  cm) con spaziatura di circa 2 m, fra la profondità

---

di 20 m e 40 m dal piano campagna, infiggendo le fustelle a pressione alla quota di fondo scavo.

Le caratteristiche fisiche dei 10 campioni sono risultate omogenee e coerenti con la caratterizzazione generale. Il contenuto d'acqua è compreso tra 19% e 21%, il limite plastico è mediamente pari a 21% e il limite liquido a 44%. L'indice dei vuoti è compreso tra 0.5 e 0.55. Al fine di studiare il comportamento del terreno nei campi tensionali propri di due sezioni strumentate (cfr. paragrafo 5.3), una a basse coperture ed una in corrispondenza delle massime coperture, sono stati eseguiti due set di prove TxCIU, rispettivamente a “basse pressioni” e ad “alte pressioni”. Nel primo caso i tre provini sono stati consolidati isotropicamente alle pressioni efficaci di 300, 400 e 500 kPa, nel secondo, a causa dei limiti delle apparecchiature di laboratorio, le massime pressioni efficaci che si è potuto raggiungere sono state dell'ordine dei 1200 kPa (a fronte di una pressione media efficace in sito dell'ordine di 1500 kPa). Inoltre, per determinare le caratteristiche di compressibilità è stata eseguita una prova edometrica. Tutte le prove di laboratorio sono state eseguite su provini confezionati a partire dallo stesso campione, prelevato alla profondità di 22 m.

Il parametro di più semplice determinazione è la pendenza della retta di stato critico, che può essere individuata elaborando i risultati delle prove TxCIU nel piano degli invarianti (Figura 5.17). Ad eccezione del provino  $P_5$ , le altre curve individuano chiaramente una condizione di stato critico caratterizzata da  $M = 0.98$  ( $\varphi_{cs} = 25.1^\circ$ ). Il provino 5 ha mostrato un comportamento incoerente con le altre prove che potrebbe essere dovuto a dei problemi verificatisi durante la fase di consolidazione, a causa della rottura di alcune componenti del moltiplicatore di pressione, ovvero ad una precoce localizzazione delle deformazioni. Ad elevate deformazioni ( $\varepsilon_a > 15\%$ ) i provini  $P_1$ ,  $P_2$  e  $P_3$  hanno subito una evidente localizzazione delle deformazioni a cui è indubbiamente legata la caduta di deviatore misurata.

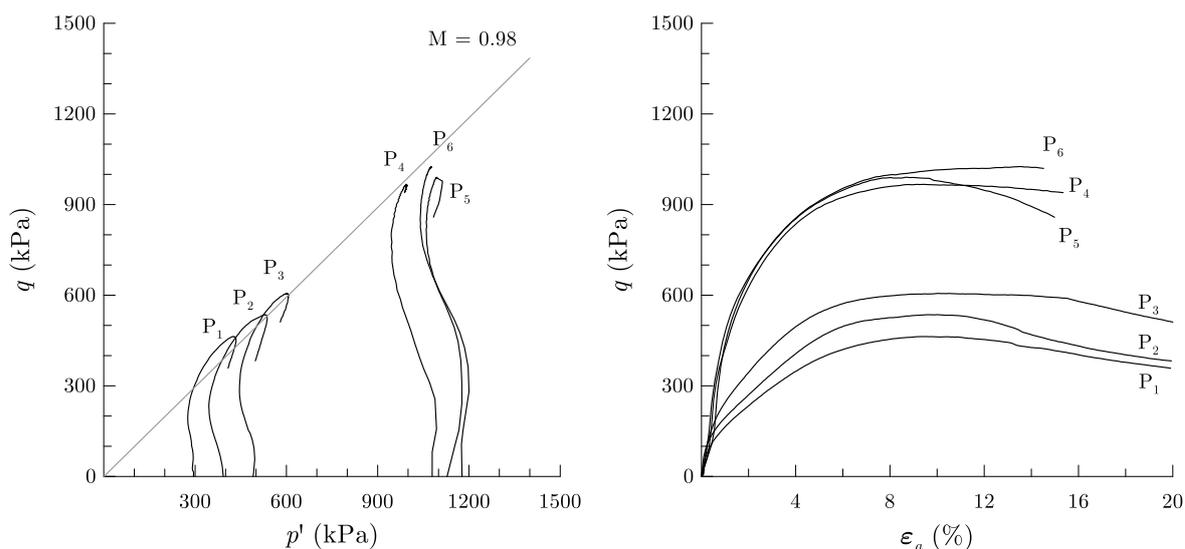


Figura 5.17: Prove TxCiU. Determinazione della pendenza della retta di stato critico.

I parametri  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$ , che rappresentano rispettivamente le pendenze della NCL e della URL sul piano  $\varepsilon_v : \ln p'$ , possono essere determinati a partire dai loro corrispettivi sui più tradizionali piani di compressibilità  $v : \ln p'$  o  $e : \log \sigma'_v$ , vale a dire le coppie di parametri  $\lambda$  e  $\kappa$  o  $c_c$  e  $c_s$ . Infatti, considerando che:

$$\lambda = \frac{\Delta v}{\Delta \ln p'} \quad (5.2)$$

ed essendo  $\Delta v = v_0 \cdot \Delta \varepsilon_v$ , si ha:

$$\lambda^* = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \ln p'} = \frac{\lambda}{v_0} \quad (5.3)$$

ovvero in funzione dell'indice di compressione:

$$\lambda^* = \frac{c_c}{v_0 \ln 10} \quad (5.4)$$

Al fine di determinare i parametri di compressibilità impiegati dal modello è quindi necessaria una valutazione dell'indice dei vuoti in sito. Questa è stata effettuata mediante l'osservazione delle variazioni di volume del provino durante la fase di consolidazione isotropa delle prove triassiali, che hanno mostrato mediamente variazioni di volume del 2% rispetto allo stato tensionale litostatico, ed è supportata dal quadro geotecnico generale. In particolare,  $e_0$  è stato stimato pari a 0.5 e, conseguentemente,  $\lambda^* = 0.078$ .

I risultati della prova edometrica sono stati rielaborati nel piano  $\varepsilon_v : \ln p'$ . A tal fine è stato necessario stimare l'andamento di  $K_0$  durante la prova. Nel tratto di compressione iniziale, quando il materiale è sovraconsolidato,  $K_0$  è stato ricavato dai profili accoppiati del grado di sovraconsolidazione e del coefficiente di spinta illustrati nel paragrafo 5.2 (Figura 5.15). Per stati di normale consolidazione il valore di  $K_0$  è stato stimato mediante la relazione di Jaky (1944) ed è pari a 0.57. Non sono state approfondite le variazioni del coefficiente di spinta nella fase di scarico – e si è assunto un valore costante – in quanto la calibrazione del modello non viene eseguita lungo il ramo di scarico. Può essere opportuno precisare che, sebbene ovviamente il parametro  $\kappa^*$  abbia un'influenza sulla pendenza del ramo di scarico, questo ne definisce solamente la componente elastica. Pertanto, la sua determinazione dovrebbe essere basata su prove eseguite a piccoli livelli di deformazione; in assenza di queste, si può assumere in prima istanza un valore compreso tra  $\lambda^* / 10$  e  $\lambda^* / 5$ . In questo caso si è assunto  $\kappa^* = 0.01$ .

La dimensione del semiasse maggiore della superficie di riferimento,  $p_c$ , può essere ricavata a partire dai risultati della prova edometrica. Prolungando il tratto rettilineo terminale della fase di carico fino a valori nulli di deformazione volumetrica si individua un valore di pressione media pari a  $2p_c$  (Bertoldo, 2016); nel caso in esame si ottiene  $p_c = 580$  kPa (Figura 5.18).

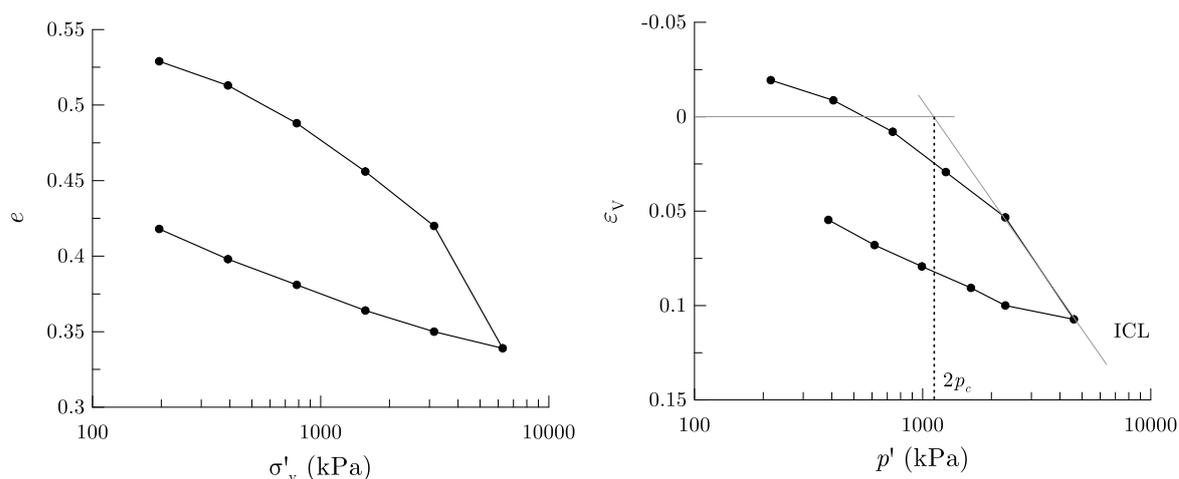


Figura 5.18: Risultati della prova edometrica e determinazione di  $p_c$ .

La prova, così come le altre prove edometriche eseguite in sede di progetto, non mostra un apprezzabile presenza di legami interparticellari, pertanto il grado di struttura adottato è unitario.

La prova edometrica è stata simulata numericamente adottando i parametri appena definiti, ottenendo un ottimo accordo con i dati sperimentali (Figura 5.19). I parametri relativi al modulo plastico, la cui influenza è limitata in percorsi di compressione edometrica (cfr. paragrafo 3.3.1), sono stati assunti unitari.

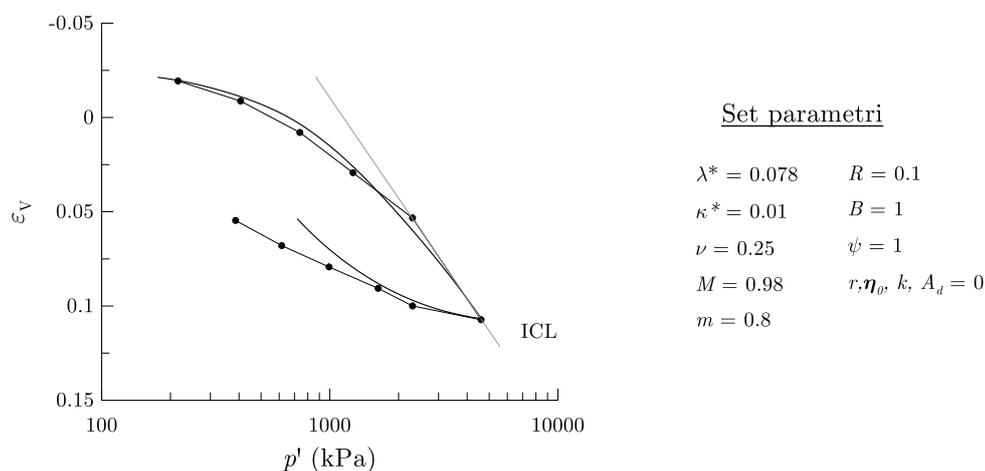


Figura 5.19: Simulazione numerica della prova edometrica.

I rimanenti parametri, che definiscono il modulo plastico,  $B$  e  $\psi$ , sono stati ricavati mediante procedure di *best fitting* sulle simulazioni delle prove TxCIU. Le prove a basse pressioni sono state simulate riproducendo sia la fase di consolidazione isotropa iniziale sia la fase deviatorica, utilizzando i parametri ricavati finora. Il provino 5 è stato scartato per incoerenza con gli altri risultati. Il provino 2 non è stato simulato.

In Figura 5.20 si riportano i risultati delle simulazioni eseguite con  $B = 0.4$  e  $\psi = 1.2$ . L'accordo della simulazione numerica col dato sperimentale è abbastanza soddisfacente, in particolar modo nel piano degli invarianti. Al fine di riprodurre il tratto iniziale pseudoverticale del percorso tensionale è stato necessario utilizzare una bolla elastica relativamente grande ( $R = 0.2$ ) e inizializzare la superficie di snervamento in modo che lo stato tensionale ricadesse al suo interno.

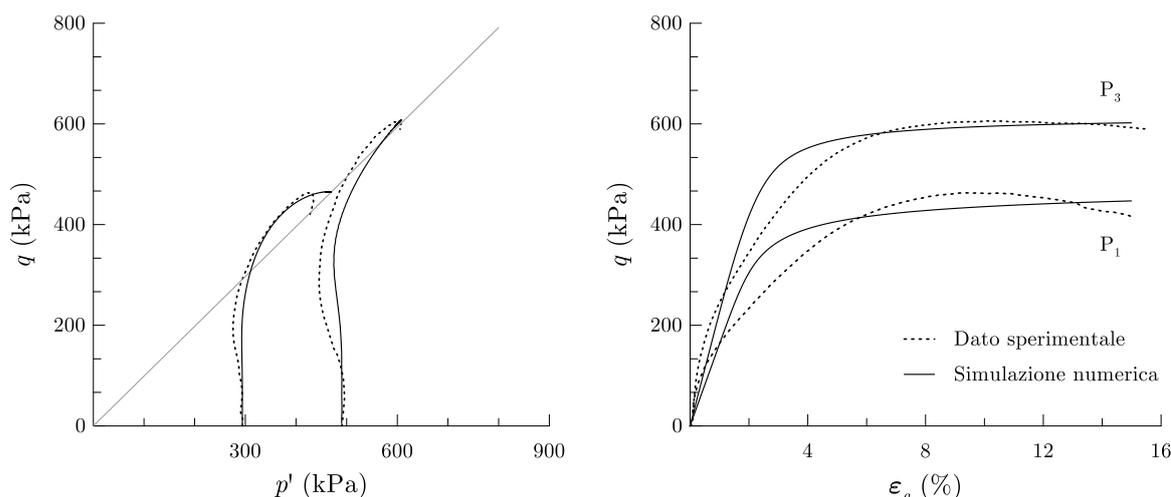


Figura 5.20: Simulazione numerica delle prove triassiali a basse pressioni.

Il set di prove ad alte pressioni è risultato più complesso da riprodurre numericamente. A tal proposito, è opportuno osservare che se si procedesse alla simulazione numerica con le stesse modalità illustrate per il set di prove a basse pressioni i risultati sarebbero facilmente prevedibili: assumendo un valore iniziale di  $p_c$  di 580 kPa, per quanto questo vari grazie all'incrudimento positivo durante la fase di consolidazione isotropa, raggiungendo valori di pressione dell'ordine di 1200 kPa, lo stato tensionale corrente si troverebbe in uno stato di leggerissima sovraconsolidazione (sostanzialmente NC). Procedendo con la fase deviatorica i risultati sarebbero quelli tipici di un provino NC con sviluppo di sovrappressioni interstiziali positive crescenti e curvatura a sinistra del percorso tensionale nel piano degli invarianti. Un risultato totalmente differente dall'evidenza sperimentale.

Al fine di simulare le prove ad alte pressioni è stato quindi necessario utilizzare un diverso valore di  $p_c$ . Il valore corretto è stato ricavato per tentativi mantenendo costanti tutti gli altri parametri. Questa procedura è stata seguita per simulare la prova  $P_4$  ottenendo un valore di  $p_c = 980$  kPa; la prova  $P_6$  è stata simulata adottando lo stesso valore e riproducendo inizialmente la fase di compressione isotropa da 1078 kPa a 1177 kPa.

Le dimensioni del nucleo elastico sono le stesse del caso a basse pressioni ( $R = 0.2$ ) e anche in queste simulazioni è stato necessario inizializzare il centro della bolla in modo tale che lo stato tensionale di partenza si trovasse al suo interno. Nella Figura 5.21 si può osservare l'ottimo accordo tra le analisi numeriche e i dati sperimentali. Nella stessa figura

sono riportate anche le superfici di snervamento e di riferimento all'inizio della fase deviatorica relative rispettivamente ai provini 1 e 4.

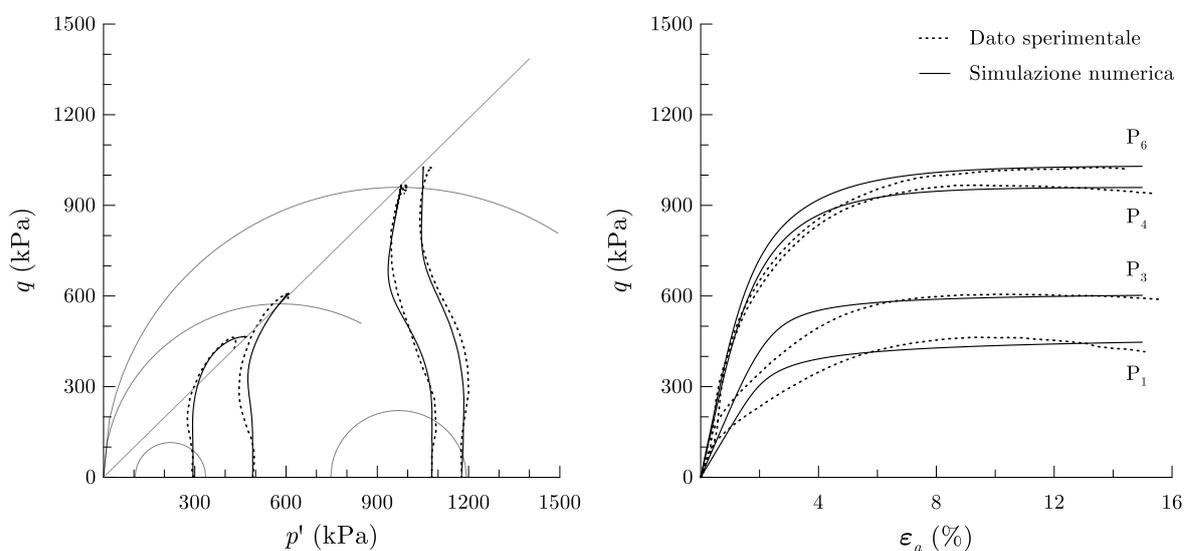


Figura 5.21: Simulazione numerica delle prove triassiali.

È utile sottolineare il fatto che la doppia curvatura presente nel dato sperimentale può essere riprodotta dal modello grazie all'incrudimento cinematico. Quando lo stato tensionale entra in contatto con il nucleo elastico sul lato destro, le deformazioni plastiche volumetriche che si generano, in virtù della legge di flusso associata, sono positive, così come le sovrappressioni interstiziali. Il percorso tensionale efficace tende quindi a curvare verso sinistra. Contestualmente il centro del nucleo elastico si muove lungo la congiungente con il punto immagine, situato sul lato destro della superficie di riferimento al di sotto della linea di stato critico. Il moto relativo tra lo stato tensionale corrente ed il centro del nucleo è quindi tale da causare la rotazione del vettore incremento di deformazione plastica sino a passare a condizioni di dilatanza impedita, con conseguente curvatura verso destra del percorso tensionale.

La scelta di adottare un diverso valore di  $p_c$  per la simulazione delle prove ad alte pressioni può essere in qualche modo supportata osservando i risultati di una prova edometrica svolta in sede di progetto su un campione prelevato ad alte profondità (140 m) e soggetto in sito a stati tensionali maggiori di quelli qui simulati ( $p' \cong 1500$  kPa). Rielaborando la prova edometrica con le modalità precedentemente descritte si ottiene un valore di  $p_c$  pari a circa 800 kPa.

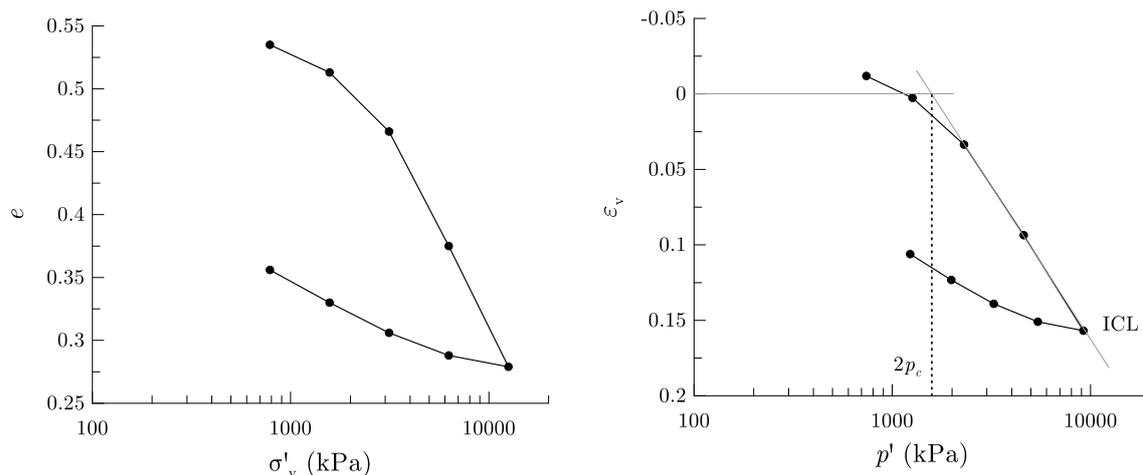


Figura 5.22: Prova edometrica di progetto rielaborata.

I risultati della calibrazione sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 5.1: Calibrazione del modello.

Sezione	$\nu$	$\lambda^*$	$\kappa^*$	$R$	$M$	$m$	$B$	$\psi$	$r$	$k$	$A_d$	$\eta_0$
Bassa copertura	0.25	0.078	0.01	0.2	0.98	0.8	0.4	1.2	1	0	0	<b>0</b>
Alta copertura	0.25	0.081	0.01	0.2	0.98	0.8	0.4	1.2	1	0	0	<b>0</b>

Infine, in base all'esperienza acquisita con le simulazioni effettuate, nelle analisi numeriche del problema al finito si è scelto di inizializzare il nucleo elastico in modo tale che lo stato tensionale si trovasse al suo interno. Le dimensioni delle superfici sono state definite assumendo  $p_c = 580$  kPa per la sezione a basse coperture e  $p_c = 1200$  kPa per la sezione ad alte coperture.

### Riflessione critica sulle potenzialità del modello

La calibrazione del modello costitutivo è risultata laboriosa e ne ha evidenziato un punto debole nella necessità di adoperare diversi valori di  $p_c$ , inizializzando il modello in modi differenti, al fine di riprodurre i due set di prove triassiali. Mantenendone inalterata la struttura concettuale, si ritiene che il modello potrebbe essere in grado di simulare i comportamenti sopra descritti con un unico valore di  $p_c$ , se si modificassero le superfici. In particolare, una singola inizializzazione potrebbe probabilmente essere sufficiente se si

orientassero le superfici lungo la retta  $K_0$ . Alternativamente, si può immaginare una forma delle superfici come quella riportata, in via del tutto qualitativa, nello schema concettuale di Figura 5.23, dove si evidenzia la variazione di dimensione della superficie esterna nelle diverse fasi salienti della storia del provino.

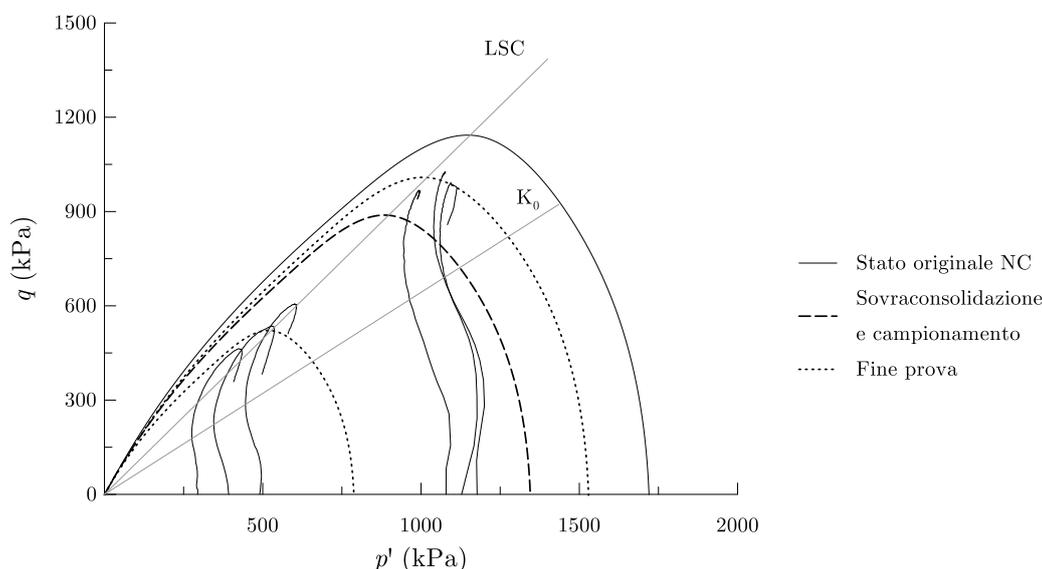


Figura 5.23: Inquadramento qualitativo delle prove di laboratorio in

### 5.3 Sistema di monitoraggio

In considerazione delle condizioni geotecniche, delle coperture, della tipologia di scavo e della lunghezza totale della galleria, il piano di monitoraggio prevede la realizzazione di 20 sezioni di monitoraggio. In ognuna di esse saranno installate 5 mire ottiche destinate al controllo della convergenza del cavo della galleria. In 8 sezioni, inoltre, saranno installate anche tre celle di pressione, sei coppie barrette di estensimetriche – una coppia per ogni concio – ed un piezometro a corda vibrante. Il posizionamento di queste 8 sezioni è tale da avere 4 coppie di anelli alla medesima copertura.

L'ubicazione della strumentazione è schematizzata nella Figura 5.24; le mire ottiche ed il piezometro vengono installati in opera mentre le barrette estensimetriche e la cella di pressione sono annegate nel calcestruzzo dei conci durante la prefabbricazione (Figura 5.25). Il piezometro viene installato ad una distanza di circa 1 m dall'estradosso del rivestimento. La cella di pressione è ubicata in corrispondenza della mezzeria del concio

all'estradosso. Le barrette estensimetriche sono posizionate anch'esse in corrispondenza della mezzeria, rispettivamente verso l'estradosso e verso l'intradosso del concio.

La strumentazione viene letta in automatico da una centralina di acquisizione cablata subito dopo l'assemblaggio dell'anello, permettendo così di osservare la transizione dalle condizioni sostanzialmente non drenate, immediatamente successive al passaggio della macchina, alle condizioni drenate.

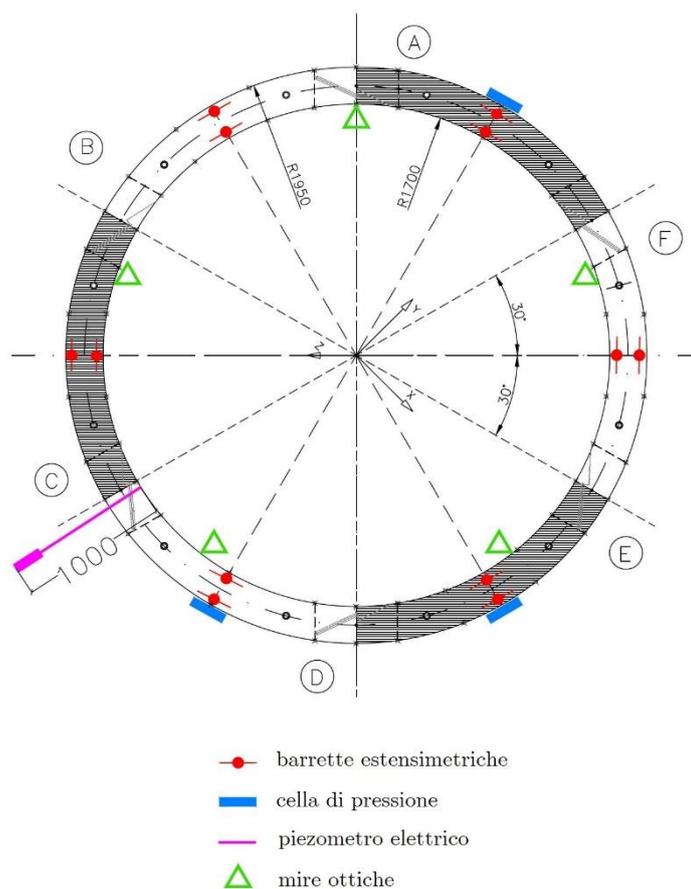


Figura 5.24: Ubicazione della strumentazione di monitoraggio.



Figura 5.25. Particolare della cella di pressione e delle barrette estensimetriche.

### 5.3.1 Dati acquisiti

A novembre 2016, lo scavo ha raggiunto la progressiva di circa 2000 m e sono state installate 10 sezioni strumentate. In questo paragrafo, dopo una breve premessa relativa alle barrette estensimetriche, si riportano le misure di pressione interstiziale e di deformazione nelle due sezioni, una a basse e una ad alte coperture, che sono state modellate numericamente (cfr. Capitolo 6).

Gli estensimetri impiegati sono della tipologia a corda vibrante. È noto, per questa tipologia di strumento, che le variazioni di temperatura influenzano le misure di deformazione ottenute, a causa della differenza tra i coefficienti di espansione termica dell'acciaio, di cui è costituita la corda vibrante, e del calcestruzzo, in cui lo strumento è annegato. Al fine di depurare la grandezza misurata da tali effetti, è necessario sommare alle deformazioni ottenute direttamente dalle frequenze registrate dallo strumento, un contributo legato alle variazioni di temperatura rispetto alla temperatura di zero, moltiplicato per la differenza tra i coefficienti di espansione termica dei due materiali ( $\alpha = CF_{acciaio} - CF_{cls}$ ). Le microdeformazioni ( $\mu\varepsilon = \varepsilon \cdot 10^{-6}$ ) ottenute dalle barrette estensimetriche possono essere calcolate come:

$$\mu\varepsilon = GF \cdot (L - L_0) + \alpha \cdot (T - T_0) \quad (5.5)$$

dove  $L$  [Hz] e  $L_0$  [Hz] sono rispettivamente la lettura corrente e la lettura di zero in termini di frequenze, mentre  $GF$  [ $\mu\varepsilon / Hz^2$ ] è il *gauge factor*, fattore di calibrazione dello strumento. A rigore la (5.5) è valida solamente se si ipotizza una condizione di vincolo perfetta agli estremi (Pepe, 2005); nel caso di vincoli cedevoli, al quale è più ragionevole approssimare i conci costituenti l'anello universale, la situazione diventa più complessa poiché ad una variazione di temperatura conseguono sia delle variazioni di lunghezza sia delle reazioni vincolari ed è necessario “ricalibrare” il coefficiente  $\alpha$ . Un modo per farlo consiste nell'elaborare misure di deformazione registrate in situazioni a carichi costanti, nelle quali le uniche variazioni sono quelle di temperatura. La migliore approssimazione di questa situazione, nel caso in esame, è quella che si ha quando la sezione è distante dal fronte ed il processo di consolidazione è terminato. In tale situazione è possibile stimare il coefficiente  $\alpha$  come quel valore che minimizza le deformazioni misurate in corrispondenza di variazioni di temperatura.

Le misure di deformazione riportate nel seguito sono relative ad una misura di zero effettuata in prossimità dell'imbocco della galleria subito prima dell'installazione dell'anello.

### **Sezione a basse coperture**

L'anello strumentato n. 1 è stato installato il 23/10/2015, alla progressiva di 49 m, in corrispondenza di una copertura pari a circa 22 m. Il quadro deformativo risultante dalle misure è riportato in Figura 5.26. Il concio A evidenzia livelli deformativi significativamente differenti da quelli degli altri conci: un effetto probabilmente imputabile alla sequenza di assemblaggio, che lo vede installato per ultimo (il concio A è il concio di chiave), ed alla scarsa esperienza degli operatori (l'anello in esame è il 41esimo dall'inizio dei lavori). In tale situazione, date le limitate tolleranze di installazione, non di rado il concio di chiave deve essere spinto per essere inserito. I dati relativi a questo concio non sono stati considerati nel seguito. La strumentazione installata nel concio D è stato collegata alla centralina solamente 10 giorni dopo l'installazione e si è guastata nel mese di agosto 2016.

Fatta eccezione per il concio C, sostanzialmente indeformato, le deformazioni sono simili sia qualitativamente che quantitativamente. In particolare, la barretta di estradosso risulta sempre allungata con deformazioni crescenti e comprese tra i 100 e i 200  $\mu\epsilon$  a novembre 2016, mentre la barretta posizionata all'intradosso registra deformazioni di accorciamento dello stesso ordine di grandezza e con andamenti simili. I gradienti di evoluzione delle deformazioni sono decrescenti, a indicare il prossimo raggiungimento delle condizioni drenate.

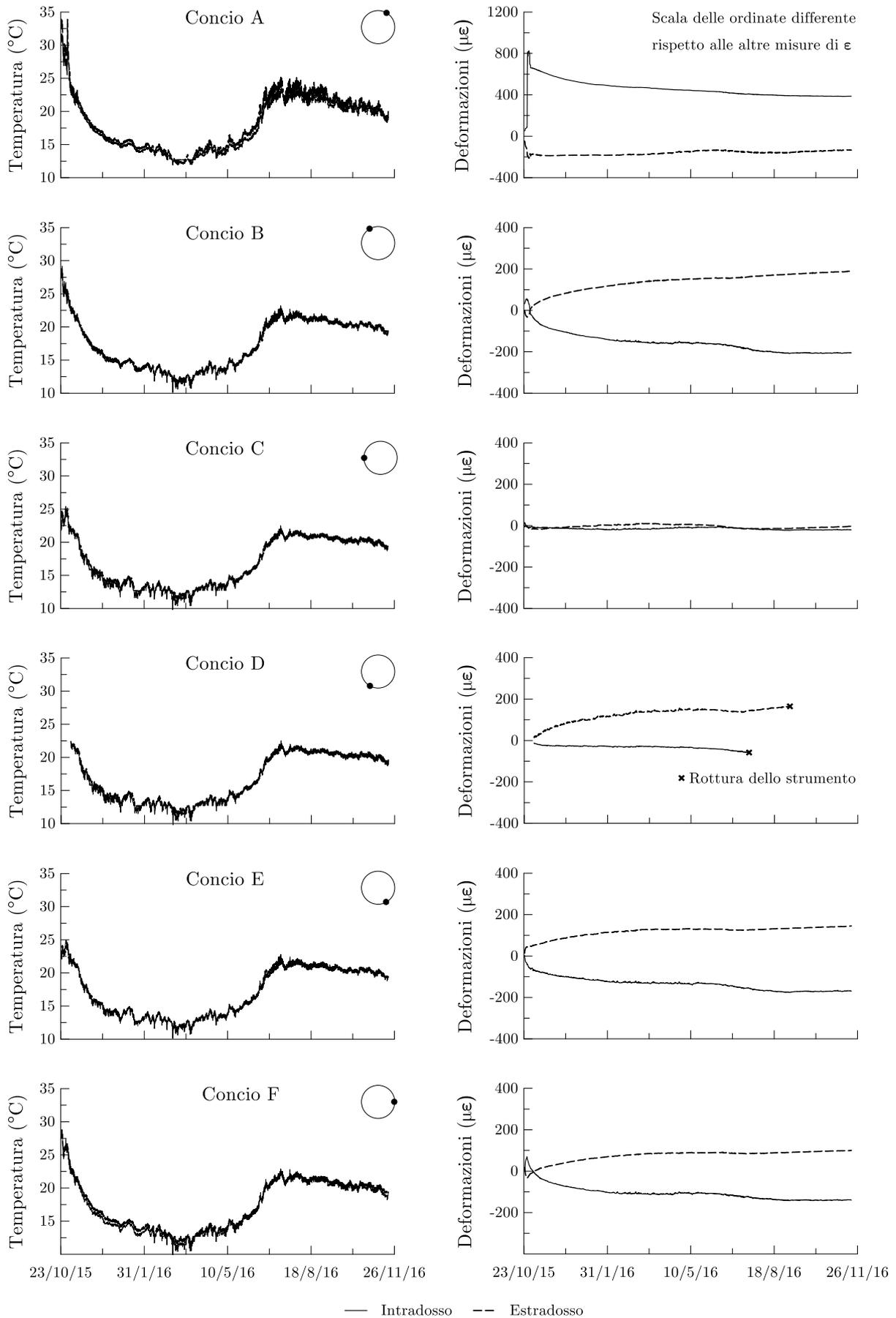


Figura 5.26: Sezione a bassa copertura. Misure di deformazione.

Le misure piezometriche, riportate in Figura 5.27, mostrano valori iniziali intorno allo zero, indicando che in condizioni non drenate le sovrappressioni interstiziali negative indotte dallo scavo sono dell'ordine della pressione idrostatica *ante operam*. Le ultime letture disponibili (novembre 2016) mostrano che il processo di consolidazione è prossimo alla conclusione e il valore delle pressioni interstiziali si attesta intorno ai 70 kPa, valore sostanzialmente coincidente con quello di pressione idrostatica stimato per la progressiva in oggetto alla quota del piezometro.

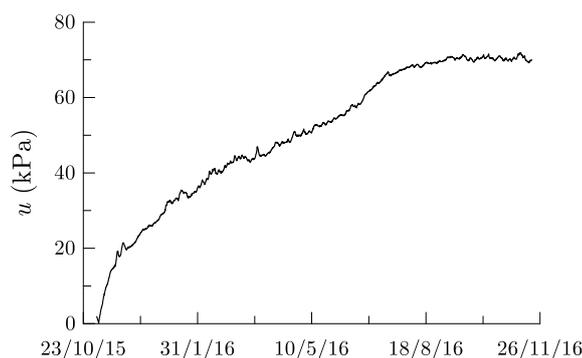


Figura 5.27: Sezione a bassa copertura. Misure di pressione interstiziale.

### Sezione ad alte coperture

L'anello strumentato n. 3 è stato installato il 23/08/2016, alla progressiva di 774 m, in corrispondenza di una copertura pari a circa 130 m. Le deformazioni e le temperature misurate sono riportate in Figura 5.28. Con l'unica eccezione della barretta di estradosso del concio B, probabilmente guasta, le letture immediatamente successive all'installazione mostrano allungamenti significativi, compresi tra 200 e 600  $\mu\epsilon$ , imputabili alla spinta dei martinetti veicolata dall'effetto Poisson. Il quadro deformativo registrato è coerente e mostra una tendenza alla compressione di tutte le barrette (ad esclusione della barretta di intradosso del concio E). Le ultime misure disponibili mostrano deformazioni comprese tra 500 e 200  $\mu\epsilon$  per le barrette di estradosso e tra 300 e -100  $\mu\epsilon$  per le barrette di intradosso. Questa tendenza alla compressione è chiaramente correlata al processo di consolidazione in atto.

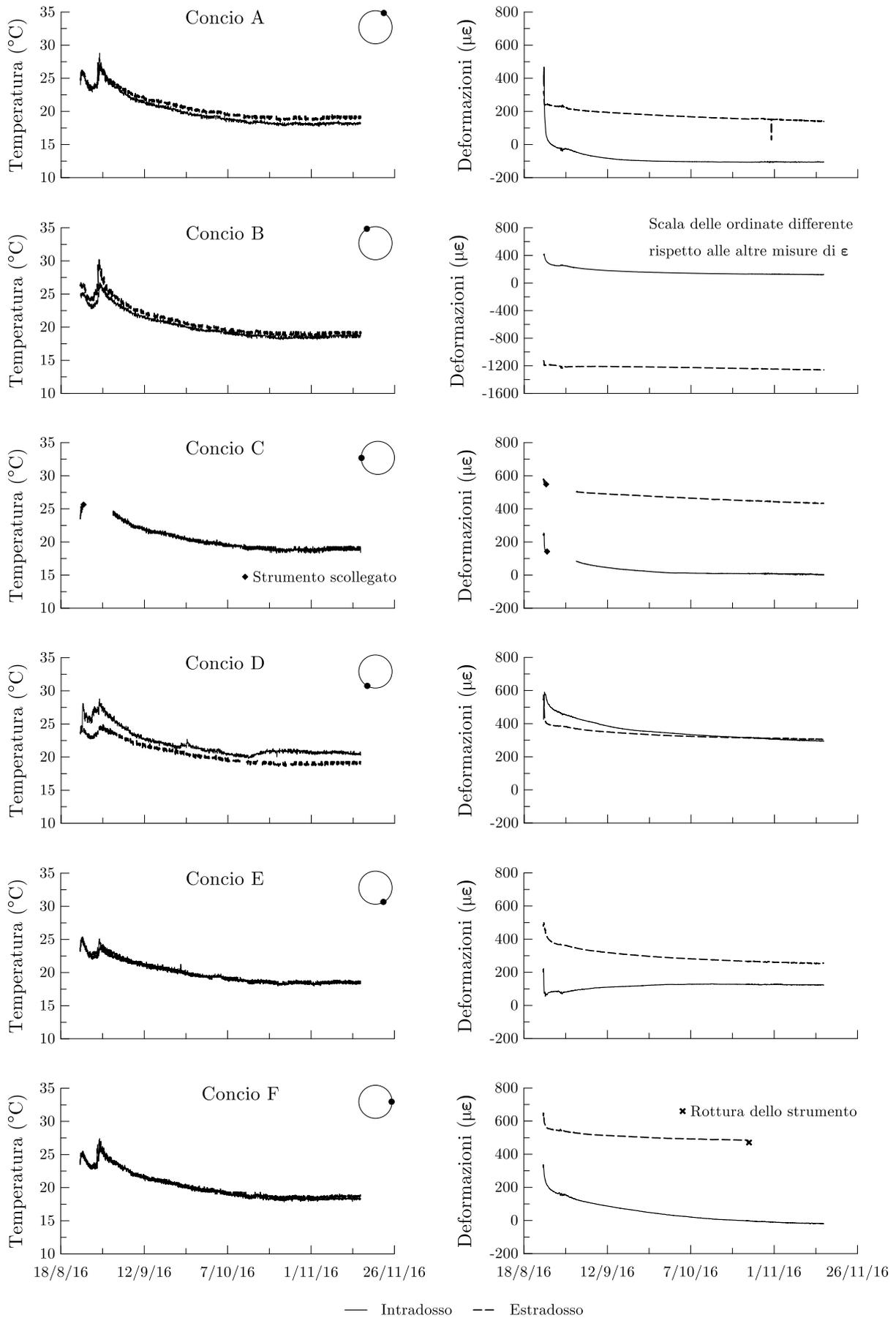


Figura 5.28: Sezione ad alta copertura. Misure di deformazione.

In corrispondenza di questa sezione l'altezza piezometrica rispetto all'asse della galleria è di circa 75 m. Le letture iniziali del piezometro (Figura 5.29), prossime ai 10 kPa, testimoniano le fortissime sovrappressioni negative indotte dallo scavo dell'ordine dei 700 kPa. Nel periodo immediatamente successivo le pressioni interstiziali iniziano a crescere ma chiaramente il processo di consolidazione è ben lontano dall'essere concluso.

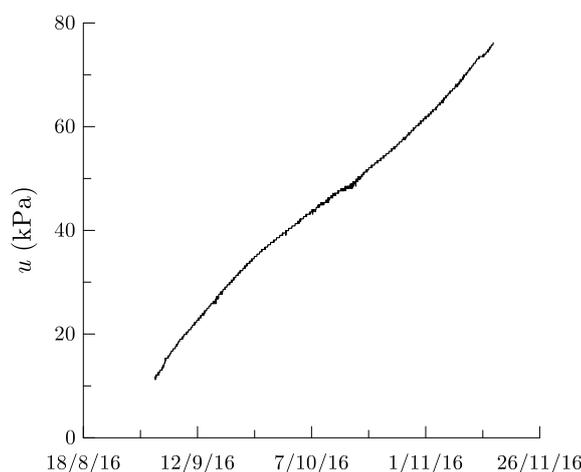


Figura 5.29: Sezione ad alta copertura. Misure di pressione interstiziale.

### 5.3.2 Elaborazione delle misure

Le misure di deformazione possono essere impiegate per ricavare le caratteristiche di sollecitazione del rivestimento trattando il piano trasversale all'anello come una sezione presso-inflessa. Sotto questa ipotesi lo sforzo normale e il momento flettente possono essere calcolati con le seguenti:

$$N = EA \left( \frac{\varepsilon_i + \varepsilon_e}{2} \right) \quad (5.6)$$

$$M = EI \left( \frac{\varepsilon_i - \varepsilon_e}{d} \right) \quad (5.7)$$

dove  $E$  è il modulo di Young,  $A$  e  $I$  l'area e il momento d'inerzia della sezione,  $\varepsilon_i$  e  $\varepsilon_e$  le deformazioni misurate all'intradosso e all'estradosso e  $d$  la distanza tra gli estensimetri. Operando in questo modo nel caso in esame, specialmente per la sezione ad alte coperture, caratterizzata da iniziali deformazioni di allungamento molto significative indotte dalla spinta dei martinetti per effetto Poisson, si ottengono importanti sforzi normali di trazione e in generale caratteristiche di sollecitazione ben al di fuori del dominio di rottura della sezione. Risultati simili sono riportati, ad esempio, da Pepe (2005). Nello stesso studio,

Pepe propone una procedura per ricavare in maniera corretta le caratteristiche di sollecitazione (procedura utilizzata anche da altri autori, vedi Bilotta & Russo 2013). Tale procedura richiede di tenere esplicitamente in conto la variabilità delle condizioni di vincolo dell'anello poiché sono queste a determinare quali deformazioni sono collegate ad effettive variazioni dello stato tensionale nel rivestimento ed in che modo. In particolare, è necessario considerare che l'assemblaggio dell'anello è un processo "incrementale", nel quale i conci sono soggetti alla spinta longitudinale dei martinetti in condizioni di vincolo variabili man mano che vengono installati. Inoltre, una volta completato l'assemblaggio, l'anello si trova ancora all'interno dello scudo e, a meno dei connettori plastici longitudinali, è libero di espandersi radialmente.

Le analisi numeriche svolte in questa tesi (cfr. Capitolo 6), poiché l'attenzione è concentrata sull'interazione terreno-rivestimento, non prevedono la modellazione della spinta dei martinetti o del processo costruttivo, pertanto le misure di deformazione sono state rielaborate per individuare l'aliquota di deformazione legata all'interazione e poter essere efficacemente confrontate con i risultati delle simulazioni. A tal fine le misure sono state depurate della quota parte attribuibile alla spinta dei martinetti ed al processo di assemblaggio. Le deformazioni successive, calcolate rispetto al nuovo zero, possono essere legate allo stato di sforzo attraverso le equazioni (5.6) e (5.7). Questo modo di procedere si basa sulla ragionevole assunzione di comportamento elastico del rivestimento, in primo luogo, e sull'ipotesi che gli effetti della spinta della macchina sull'anello rimangano costanti nel tempo all'aumentare della distanza tra il fronte di scavo e la sezione strumentata, in secondo luogo. Anche tale seconda ipotesi è legittima in quanto la chiusura del cavo sul rivestimento, e l'iniezione della malta, fanno sì che lo stato deformativo imposto dalle azioni fuori piano dei martinetti rimanga "sigillato" nel piano trasversale, per merito delle sollecitazioni tangenziali all'interfaccia terreno-rivestimento.

### **Sezione a bassa copertura**

Nella sezione a bassa copertura la chiusura del cavo in condizioni non drenate non è sufficiente a portare il terreno ad interagire con il rivestimento, come confermato dalle soluzioni in forma chiusa e dalle analisi numeriche (cfr. Capitolo 6), oltre che da osservazioni effettuate in cantiere attraverso i fori dei conci. Il nuovo zero delle

deformazioni è stato individuato in corrispondenza dell'inversione di tendenza delle deformazioni evidenziata dagli estensimetri installati nei conci B ed F (Figura 5.26). Lo stato di sforzo del rivestimento in condizioni non drenate (1 settimana dopo l'installazione) è esiguo, come si può vedere nella Figura 5.30. Anche al termine del processo di consolidazione le sollecitazioni in condizioni drenate sono di lieve entità.

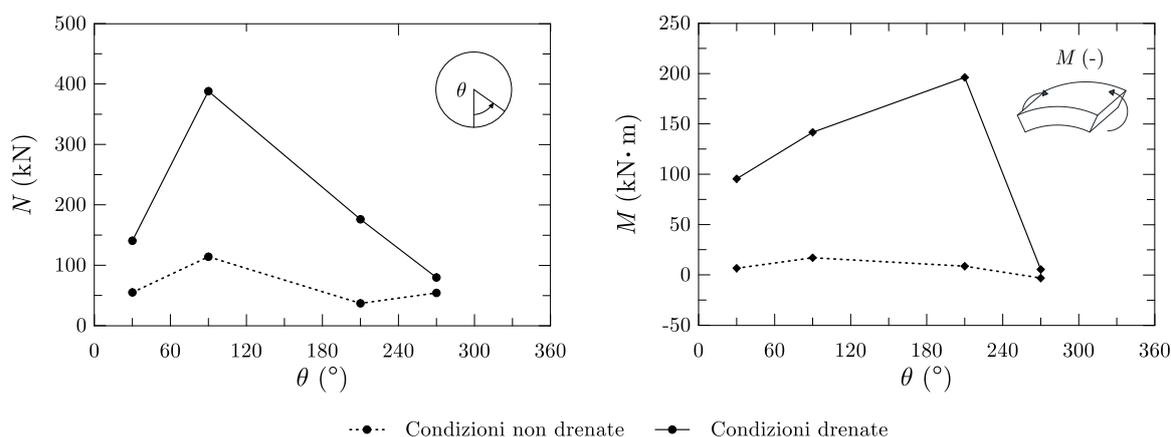


Figura 5.30: Sezione a bassa copertura. Caratteristiche di sollecitazione nel rivestimento.

### Sezione ad alta copertura

Nella sezione ad alta copertura il contatto terreno-rivestimento avviene nel momento di intasamento del vuoto anulare, a breve distanza dalla coda della macchina. In questo caso, il nuovo zero delle deformazioni è stato individuato nella prima lettura dopo l'installazione dell'anello. Le risultanti sollecitazioni nel rivestimento sono riportate in figura.

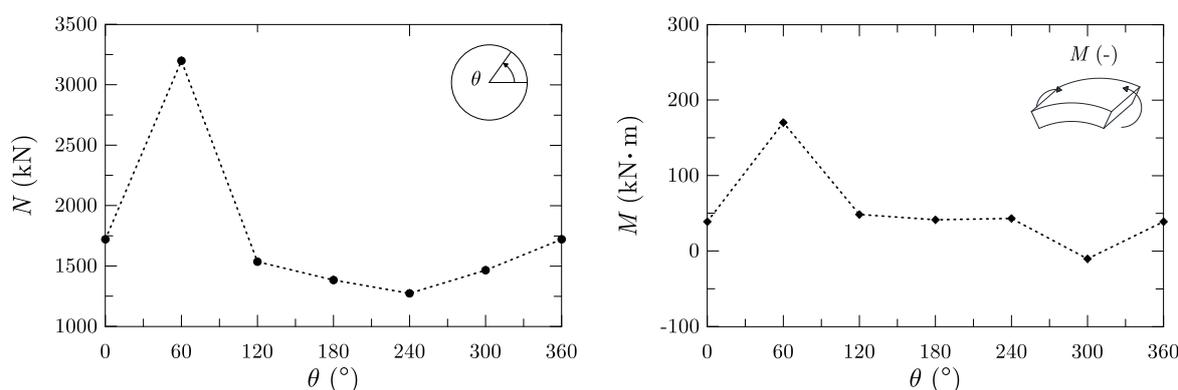


Figura 5.31: Sezione ad alta copertura. Caratteristiche di sollecitazione nel rivestimento in CND.

Ad eccezione del concio A, che manifesta sollecitazioni significativamente maggiori, lo sforzo assiale è mediamente pari a 1475 kN ed il momento flettente a circa 40 kN·m. Come detto, il processo di consolidazione in questa sezione non è ancora terminato. Nella

seguinte Figura 5.32 si riporta l'andamento delle caratteristiche di sollecitazione nel tempo. I dati evidenziano un significativo incremento dello sforzo normale accompagnato da variazioni del momento flettente di lieve entità.

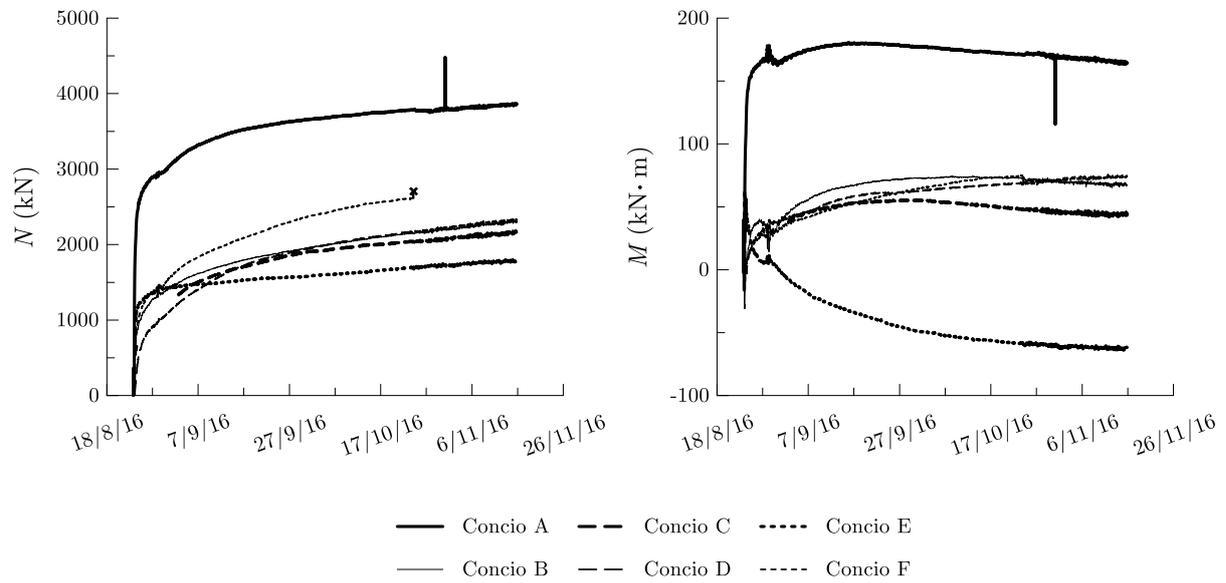


Figura 5.32: Variazione dello stato di sforzo nel rivestimento durante il processo di consolidazione

## Capitolo 6

# Modellazione del problema al finito

Il modello costitutivo implementato è stato utilizzato nella risoluzione numerica del problema al finito simulando le due sezioni strumentate della galleria descritte nel precedente capitolo, con l'obiettivo di studiare l'evoluzione dello stato tensio-deformativo del terreno e del rivestimento. Le analisi numeriche sono state svolte impiegando il codice di calcolo alle differenze finite FLAC 2D.

Le due sezioni sono state scelte in quanto rappresentative di due situazioni ben distinte e, per certi versi, "limite". La sezione a basse coperture, infatti, è caratterizzata da uno stato di forte sovraconsolidazione e le tensioni litostatiche sono pressoché isotrope, mentre la sezione ad alte coperture si trova in condizioni di normale consolidazione e lo stato di sforzo originario è anisotropo.

Lo scavo della galleria è stato simulato utilizzando il metodo del rilascio, riducendo in maniera uniforme e graduale le forze sul contorno di scavo (cfr. par. 4.2.1). Nello spirito del metodo convergenza-confinamento (cfr. par. 4.1.2), il valore di convergenza per il quale terreno e rivestimento iniziano ad interagire, è stato valutato attraverso delle analisi in condizioni di simmetria assiale, e successivamente utilizzato in analisi piane per individuare il fattore di rilascio in corrispondenza del quale installare il rivestimento. Si tratta evidentemente di una procedura semplificata, ma che permette di avere una stima fisicamente basata della convergenza del cavo.

Le analisi assialsimmetriche sono state svolte in condizioni non drenate, considerando un dominio esteso 100 m in direzione longitudinale e la metà in direzione radiale (ridotta

a 22 m nell'analisi a bassa copertura). Lo stato tensionale è stato assunto pari alla media tra le tensioni litostatiche orizzontale e verticale. Lo scavo della galleria è stato simulato rimuovendo una striscia di terreno di larghezza pari al raggio di scavo (2060 mm, cfr. par. 5.1). All'interno del cavo sono stati modellati, con le rispettive geometrie, lo scudo della TBM ed il rivestimento, utilizzando elementi di continuo di opportuna rigidezza.

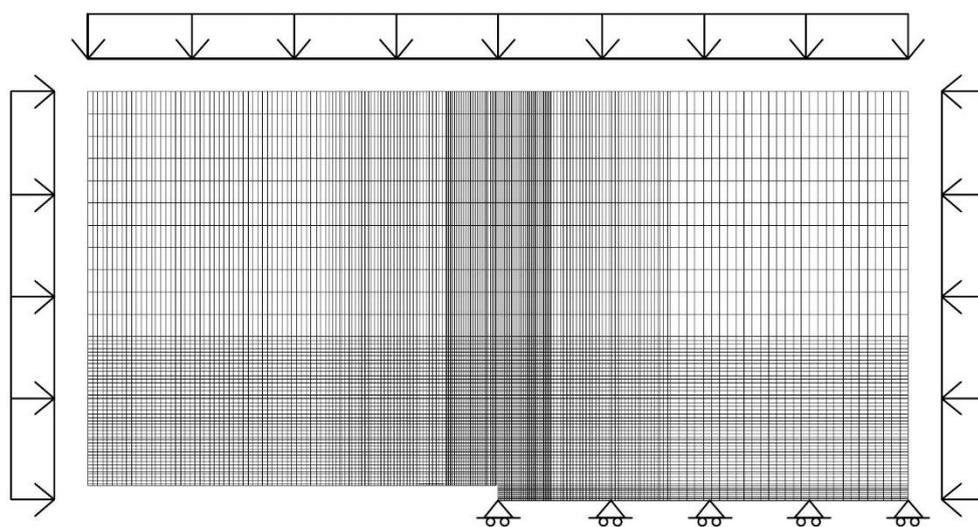


Figura 6.1: Reticolo di calcolo e condizioni al contorno.

Nelle analisi piane, i cui reticoli di calcolo sono descritti nel seguito separatamente per le due sezioni studiate, si è proceduto a rilasciare le forze sul contorno di scavo sino a ottenere il valore di convergenza ricavato dalle analisi assialsimmetriche, quindi è stato installato il rivestimento. Dopodiché le forze residue al contorno sono state rilasciate completamente, sempre in condizioni non drenate, e si è simulato il processo di consolidazione in modo accoppiato, fino al raggiungimento delle condizioni drenate.

Nelle analisi piane il rivestimento in conci prefabbricati è stato modellato con elementi di tipo *beam*, a cui sono state assegnate caratteristiche geometriche e meccaniche equivalenti a quelle della sezione trasversale calcolate al metro lineare (per unità di lunghezza). Nel dettaglio l'area è pari a  $0.25\text{m}^2/\text{m}$  e il modulo di Young  $3.7 \cdot 10^7\text{kPa}$ . Per tenere conto del fatto che l'anello di rivestimento non è continuo, l'inerzia dell'elemento strutturale è stata calcolata seguendo le indicazioni di Wood (1975) tenendo conto sia della suddivisione in conci sia della disposizione dei giunti (disallineati). Al modulo di inerzia è stato assegnato un valore di  $0.000579\text{ m}^4/\text{m}$ .

Tabella 6.1: Riepilogo delle fasi delle analisi numeriche

Fase 0	Stima del valore di convergenza per il quale terreno e rivestimento cominciano ad interagire mediante analisi assialsimmetriche (CND)
Fase 1	Inizializzazione dello stato tensionale litostatico
Fase 2	Rilascio uniforme delle forze al contorno fino al valore di convergenza valutato tramite le analisi assialsimmetriche (CND)
Fase 3	Installazione del rivestimento (CND)
Fase 4	Rilascio totale delle forze residue al contorno (CND)
Fase 5	Equalizzazione delle pressioni interstiziali fino al raggiungimento delle condizioni drenate

Nel seguito del capitolo si illustrano i risultati delle analisi numeriche relative alle due sezioni studiate. Successivamente, si riportano dei confronti con i risultati ottenuti da analisi eseguite con la stessa metodologia ma modellando il terreno con un legame costitutivo elasto-plastico perfetto. Infine, si confrontano le sollecitazioni sul rivestimento ottenute numericamente con le elaborazioni dei dati di monitoraggio.

## 6.1 Sezione a bassa copertura

La prima sezione modellata è situata in prossimità dell'imbocco di Genzano, in corrispondenza di coperture pari a 22 m. La stratigrafia adottata è riportata nella Figura 6.2. I primi 6 m sono costituiti da sabbie addensate ed i restanti da argille di Gravina. Poiché lo studio si è concentrato sugli effetti dello scavo nell'intorno della galleria, la sabbia superficiale è stata modellata con un legame elastico lineare assumendo un modulo di Young pari a 40 MPa, dedotto dalle prove in sito riportate nella documentazione di progetto. I parametri adottati per l'argilla sono invece quelli ricavati dalla calibrazione del modello e riportati in Tabella 5.1. A queste profondità l'argilla è fortemente sovraconsolidata e lo stato tensionale litostatico è stato inizializzato in accordo con il peso di volume del terreno, per quanto riguarda le tensioni verticali, e secondo il profilo di  $K_0$  ricavato nel paragrafo 5.2, per quanto riguarda le tensioni orizzontali. Per quanto attiene all'inizializzazione del modello costitutivo, il dominio è stato suddiviso in 4 sottostrati. Nei sottostrati A2 e A3 il centro della superficie di riferimento è stato inizializzato pari a

580 kPa, come ricavato dalla calibrazione effettuata sul campione prelevato a 22 m di profondità (cfr. par. 5.2.1). Nei sottostrati A1 e A4, sebbene di scarsa rilevanza in quanto le variazioni dello stato tensio-deformativo indotte dallo scavo sono contenute, si è assunto rispettivamente  $p_c = 530$  kPa e  $p_c = 630$  kPa. Il centro del nucleo elastico è stato inizializzato coincidente con lo stato tensionale.

La falda si trova 3 m al di sopra dell'asse della galleria (1 m al di sopra della calotta).

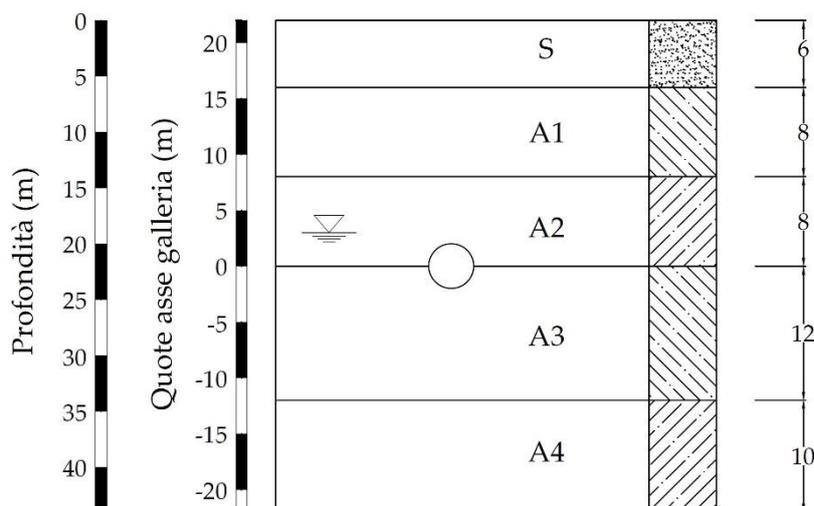


Figura 6.2: Stratigrafia della sezione a bassa copertura.

A queste profondità, in virtù della storia tensionale del materiale, del suo stato attuale e delle caratteristiche meccaniche, le convergenze sono molto limitate. L'analisi in condizioni assialsimmetriche, eseguita senza simulare l'intasamento del vuoto anulare, evidenzia convergenze massime minori di 2 cm, raggiunte già a pochi m di distanza dal fronte (in coda alla TBM la convergenza è pari al 93% del valore massimo, cfr. Figura 6.3). Per questa sezione non si hanno informazioni certe riguardo le modalità e tempistiche di iniezione della malta ma, sapendo che questa veniva eseguita sporadicamente, e avendo verificato per mezzo di misure in cantiere (a distanza di giorni dall'installazione dell'anello) la presenza di un gap tra l'estradosso del rivestimento ed il contorno di scavo nella parte alta della galleria, si è ritenuto di assumere un fattore di rilascio pari al 100%.

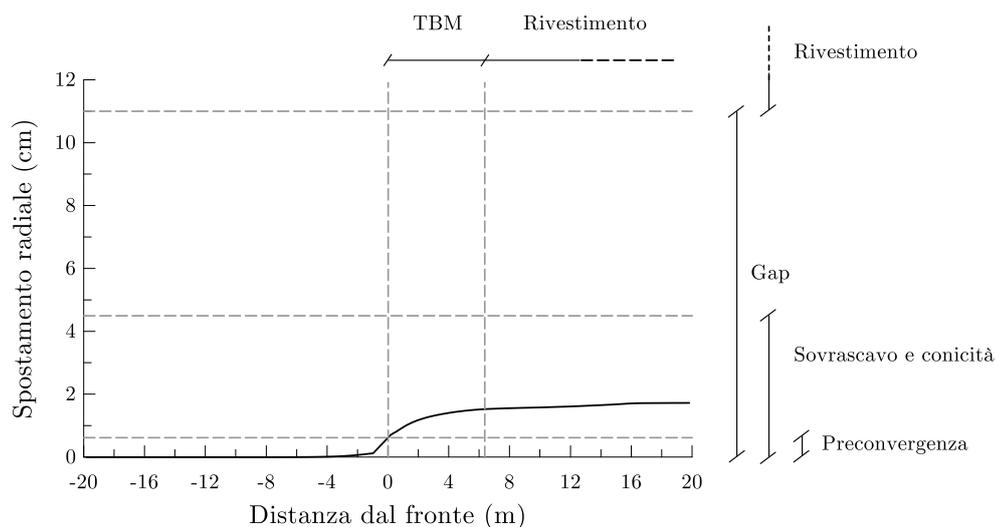


Figura 6.3: Profilo longitudinale di spostamenti.

Nelle analisi piane è stato utilizzato un dominio di calcolo rettangolare, largo 22 m e alto 44 m. La discretizzazione del dominio e le condizioni al contorno sono illustrate nella Figura 6.4.

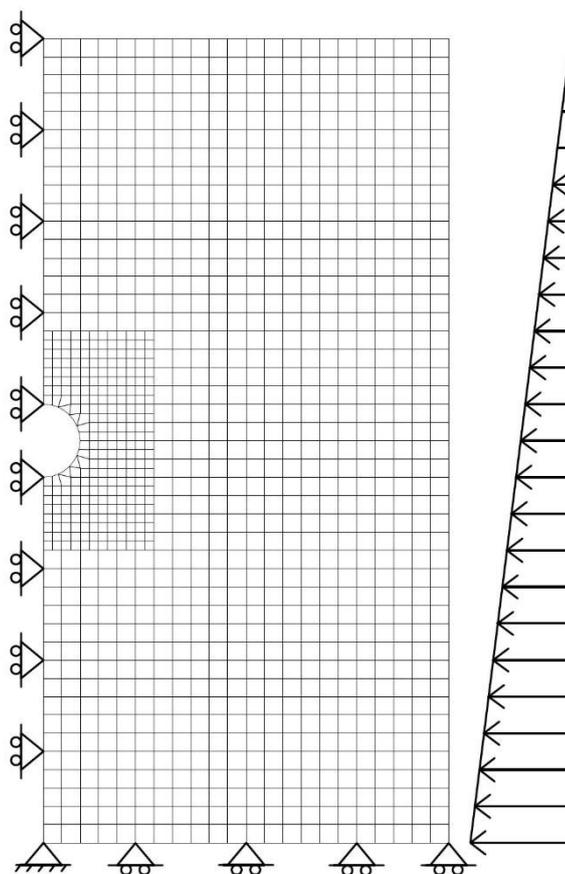


Figura 6.4: Reticolo di calcolo e condizioni al contorno.

Le curve caratteristiche in condizioni non drenate ovviamente confermano i valori molto contenuti di convergenza. Gli spostamenti radiali massimi si hanno al piedritto mentre risultano lievemente minori in corrispondenza della corona e dell'arco rovescio.

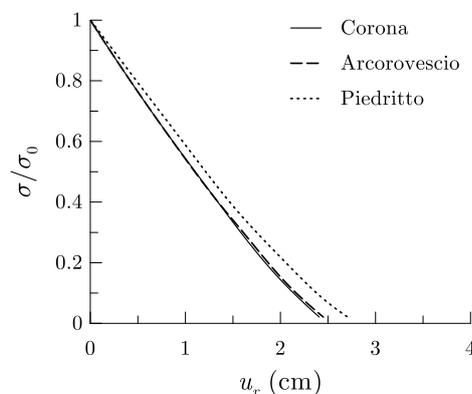


Figura 6.5: Curve caratteristiche.

Dopo aver rilasciato completamente le forze al contorno è stato installato il rivestimento, sempre in condizioni non drenate. Nelle pagine seguenti si riportano i risultati dell'analisi in condizioni non drenate e, successivamente, l'evoluzione tensio-deformativa e l'interazione con il rivestimento durante il processo di consolidazione fino al raggiungimento delle condizioni drenate finali.

### 6.1.1 Condizioni non drenate

La distribuzione dello stato di sforzo a seguito del rilascio delle forze è fortemente dipendente dallo stato tensionale *ante operam*. Come detto, la sezione analizzata è caratterizzata da valori del coefficiente di spinta a riposo prossimi all'unità in corrispondenza dell'asse della galleria, crescenti verso il piano campagna e decrescenti verso profondità maggiori. Conseguentemente, la risposta è simile al caso ideale di stato di sforzo isotropo sebbene si possa notare l'influenza del peso proprio e delle particolari condizioni idrauliche, oltre che del modello costitutivo. Nelle figure successive, che riportano gli andamenti delle tensioni, totali ed efficaci, e delle pressioni interstiziali lungo il profilo orizzontale ed i due profili verticali sviluppati rispettivamente a partire da corona e arco rovescio, si può vedere come la tensione totale radiale si annulli in corrispondenza del contorno di scavo mentre la tensione circonferenziale cresca significativamente prima di diminuire in prossimità della galleria dove si ha una risposta prevalentemente plastica.

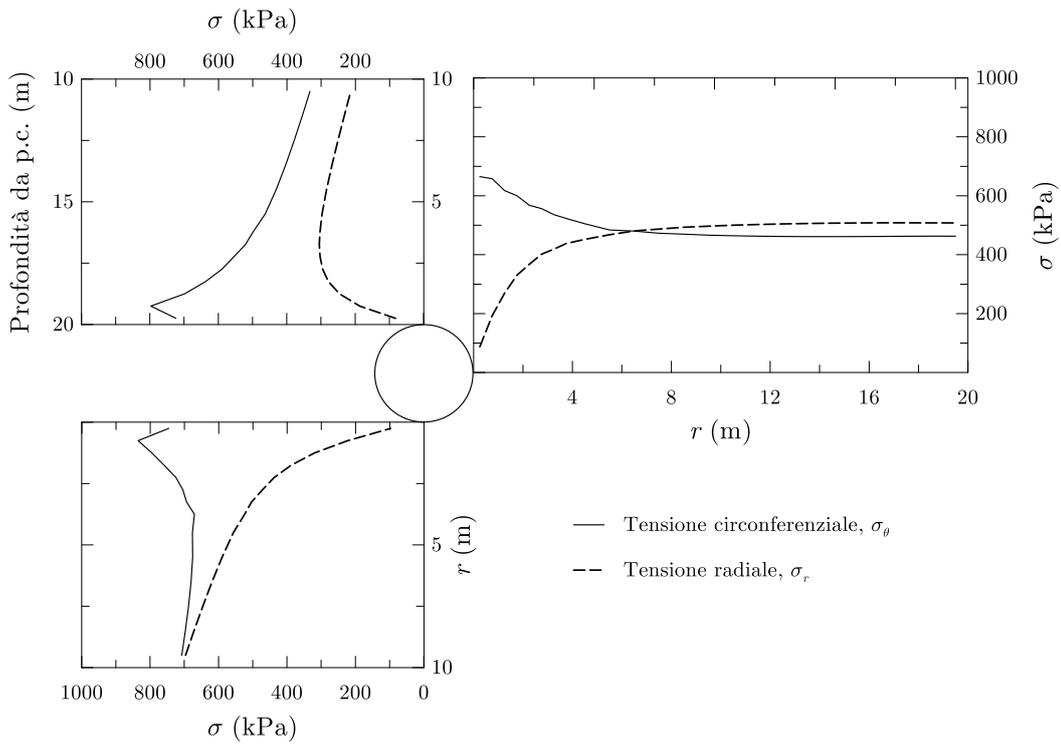


Figura 6.6: Profili delle tensioni totali in condizioni non drenate.

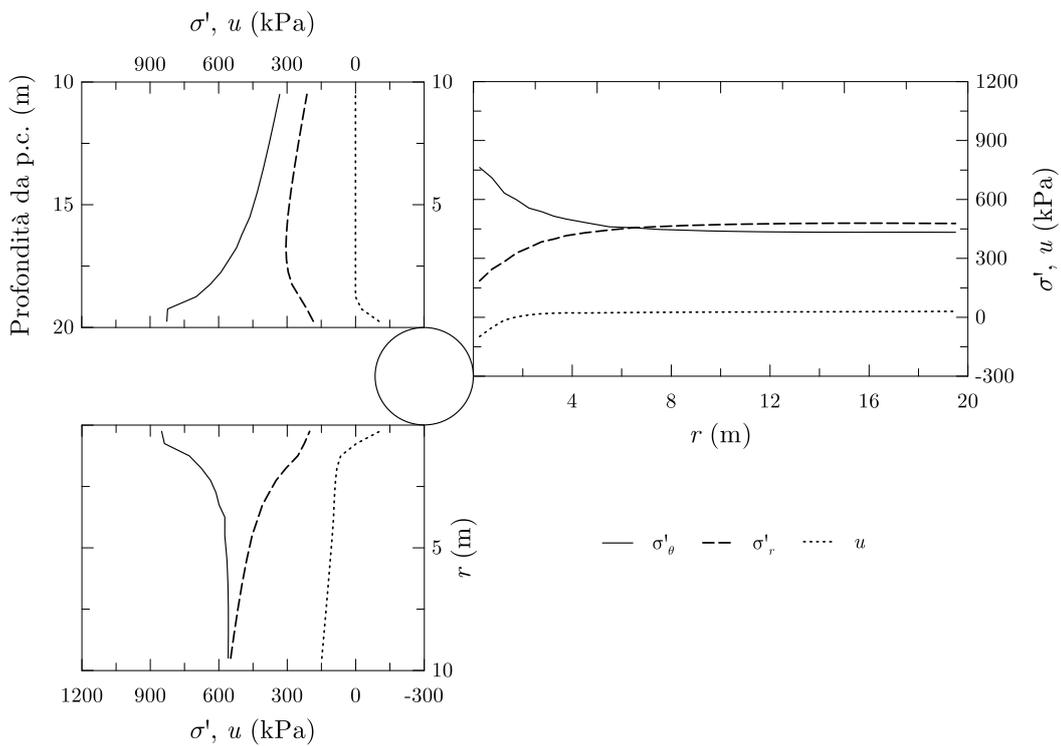


Figura 6.7: Profili delle tensioni efficaci e delle pressioni interstiziali in condizioni non drenate.

I diagrammi delle pressioni interstiziali mostrano come le sovrappressioni indotte siano fortemente negative nell'intorno della galleria, con valori di suzione dell'ordine dei 140 kPa. L'unica zona nella quale si registrano lievi valori positivi delle sovrappressioni indotte

è situata al di sotto dall'arco rovescio. I profili di pressioni interstiziali tendono a ritornare alla distribuzione idrostatica a distanze contenute dal profilo di scavo.

I percorsi tensionali seguiti dagli elementi situati in corona, al piedritto e all'arco rovescio sono qualitativamente simili (Figura 6.8), in ragione dello stato tensionale litostatico sostanzialmente isotropo. In termini di tensioni efficaci si osserva inizialmente un tratto verticale a comportamento elastico, seguito da una curvatura verso destra. Per differenza con i percorsi in tensioni totali, si può osservare come in corona e all'arco rovescio si abbia un leggero incremento delle pressioni interstiziali, prima della loro brusca diminuzione.

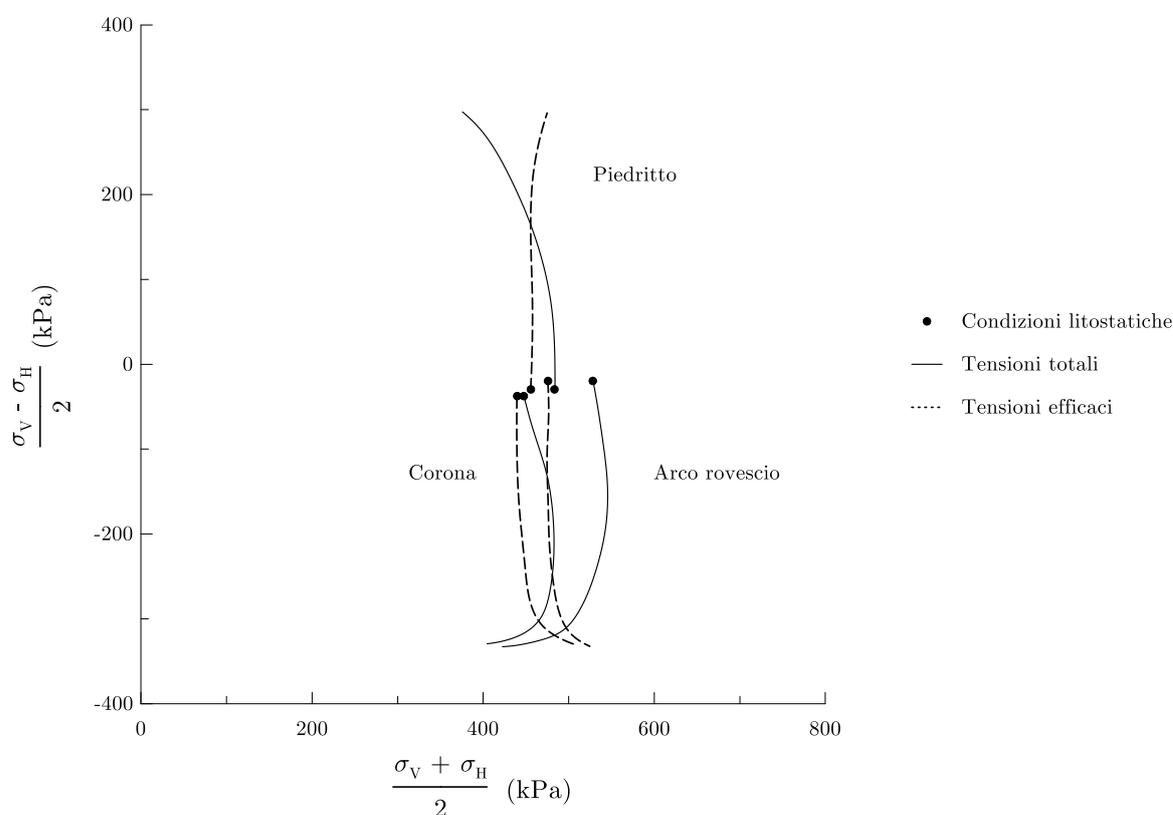


Figura 6.8: Percorsi tensionali in condizioni non drenate.

Poiché il rivestimento è stato installato a seguito del rilascio completo delle forze al contorno, le sollecitazioni su di esso in condizioni non drenate sono nulle.

### 6.1.2 Processo di consolidazione e condizioni drenate

L'analisi di consolidazione è stata condotta imponendo la distribuzione idrostatica ai contorni del dominio a partire dalla quota della falda. Il rivestimento è impermeabile.

Date le particolari condizioni idrauliche, il processo di consolidazione è poco rilevante nella regione al di sopra della galleria, ad eccezione di punti nelle immediate vicinanze della calotta. Nella Figura 6.9 si illustra l'andamento delle pressioni interstiziali in punti situati a distanza crescente dal piedritto e dall'arco rovescio. Osservando l'allineamento orizzontale si nota come le sovrappressioni negative siano contenute entro 2 m di distanza dal piedritto; la curva rappresentativa di questa distanza mostra un lieve decremento prima di ricondursi al valore idrostatico. Osservando l'allineamento verticale si può vedere come le curve  $r = 2$  m ed  $r = 6$  m siano caratterizzati da valori di sovrappressione iniziale positivi.

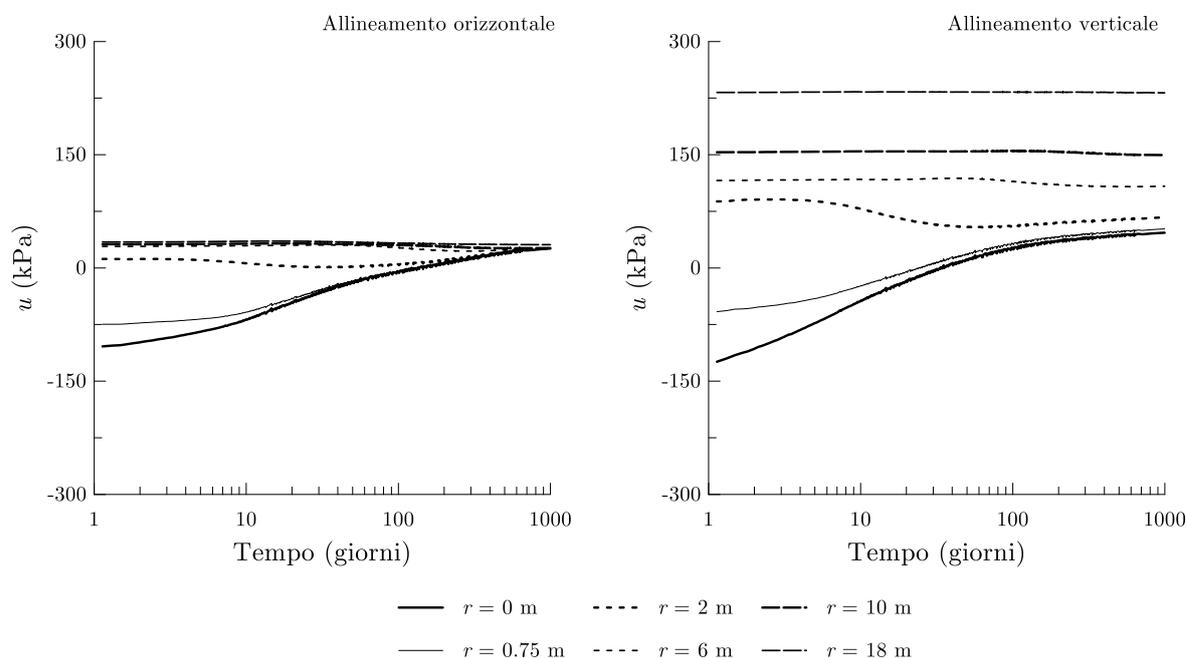


Figura 6.9: Equalizzazione delle pressioni interstiziali.

I percorsi tensionali rappresentativi della corona, del piedritto e dell'arco rovescio sono riportati nella Figura 6.10, dove si può osservare la significativa riduzione di pressione media efficace causata dall'equalizzazione delle pressioni interstiziali.

Nella Figura 6.11 è riportato l'effetto del processo di equalizzazione sui profili di tensioni efficaci. In prossimità della corona si nota come le variazioni siano contenute in una zona di circa 1 m delimitata superiormente dalla superficie piezometrica. Al piedritto e all'arco rovescio le variazioni sono più significative e si traducono in una diminuzione della pressione media efficace a deviatore pressoché costante.

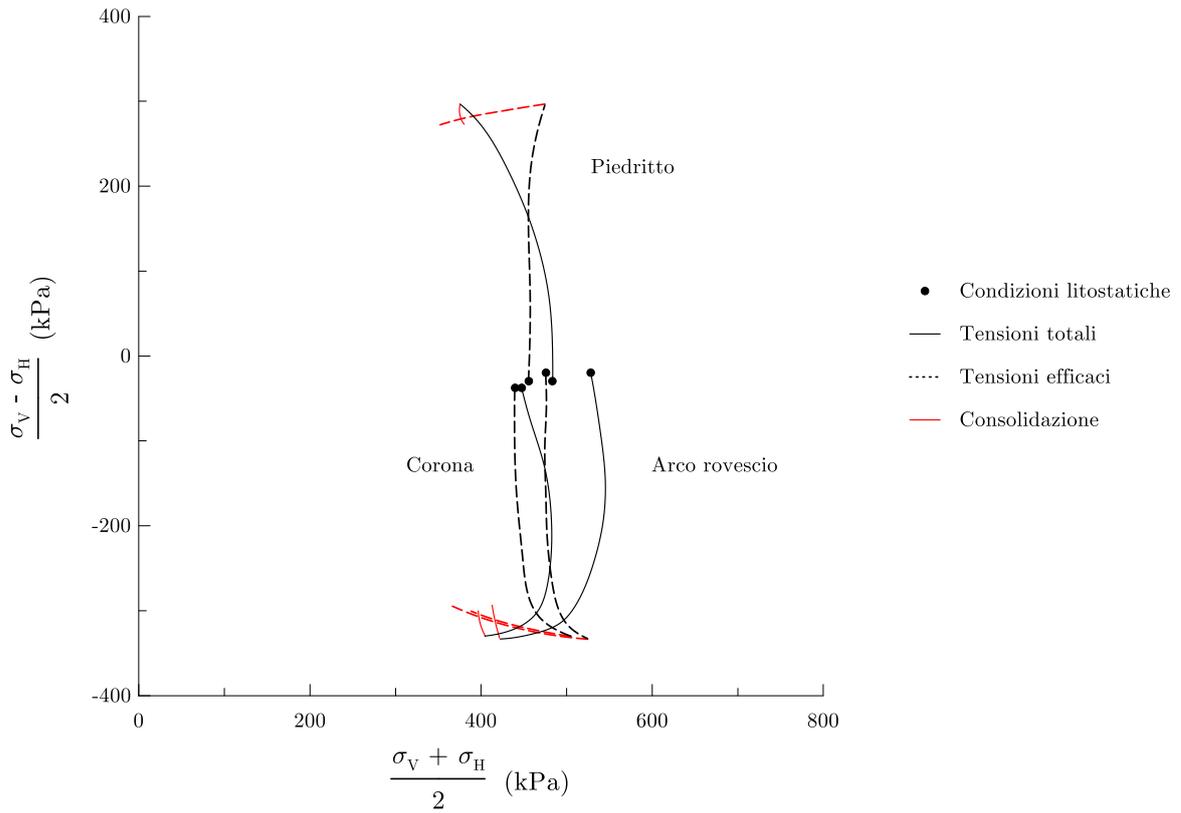


Figura 6.10: Percorsi tensionali.

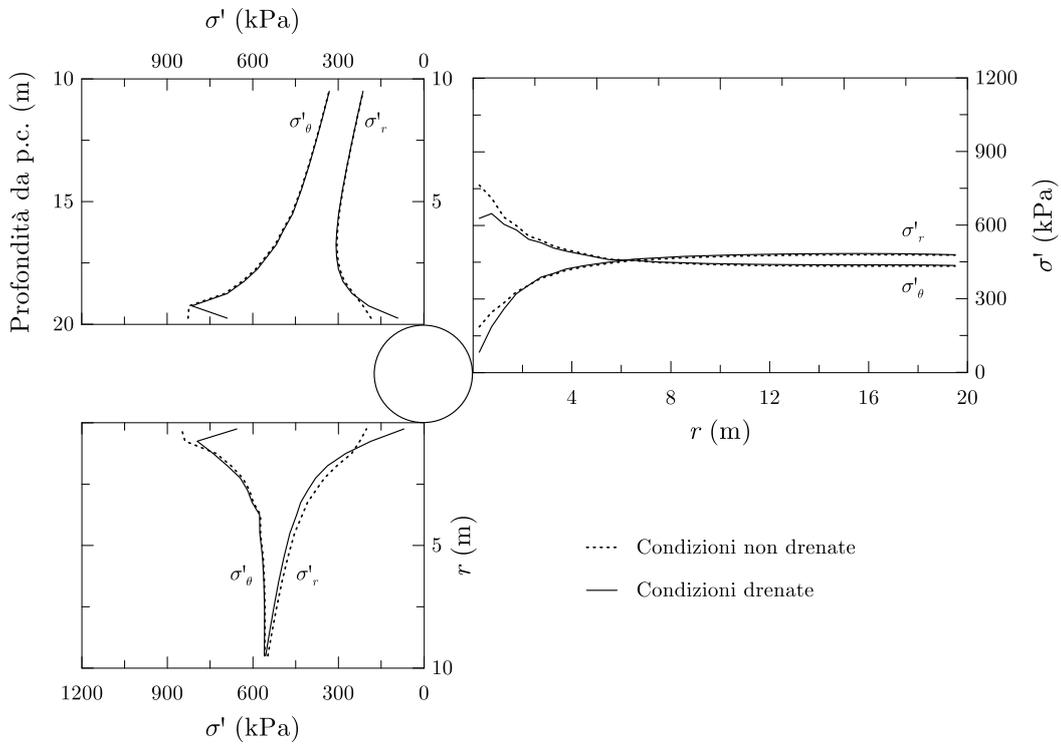


Figura 6.11: Profili delle tensioni efficaci in condizioni non drenate e drenate.

Con il progredire del processo di consolidazione il rivestimento entra gradualmente in carico. Coerentemente con quanto detto finora, le caratteristiche di sollecitazione nell'elemento strutturale risultano estremamente contenute in termini di sforzo assiale e praticamente nulle in termini di momento flettente.

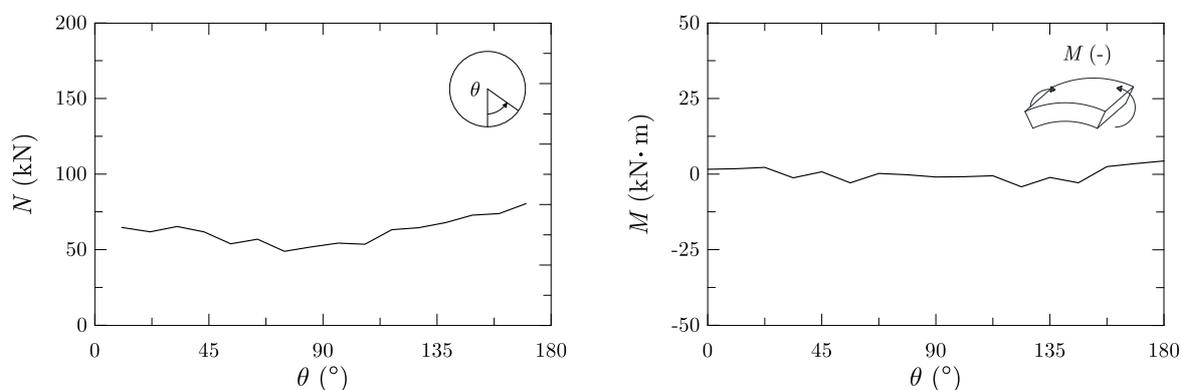


Figura 6.12: Sforzo normale e momento flettente nel rivestimento al termine della consolidazione.

### 6.1.3 Confronto con i dati di monitoraggio

Prima di procedere al confronto con i dati di monitoraggio è opportuno fare una serie di considerazioni. La sezione analizzata è caratterizzata dall'autosostegno del cavo e da uno stato tensionale litostatico pressoché isotropo. In tali condizioni, immaginando un processo di scavo ideale e l'installazione del rivestimento con un certo gap rispetto al profilo del terreno, le sollecitazioni sul rivestimento dovrebbero risultare contenute. Inoltre, lo sforzo normale, legato principalmente alla componente sferica delle tensioni originali nel terreno, dovrebbe essere sostanzialmente uniforme (a meno degli effetti dovuti alle forze di volume) ed il momento flettente, legato alla componente deviatorica, dovrebbe essere minimo. I risultati delle analisi numeriche, che simulano il processo ideale appena descritto, sono in accordo con queste considerazioni.

L'elaborazione dei dati di monitoraggio (cfr. par. 5.3.2), evidenzia uno stato di sollecitazione ben diverso, riconducibile ad un assemblaggio imperfetto del concio. Si tratta di effetti che risulterebbero meno impattanti in una sezione sollecitata in modo significativo, ma che in questo caso rendono difficile distinguere le sollecitazioni legate all'interazione terreno-rivestimento da quelle dovute alla non-idealità del processo costruttivo.

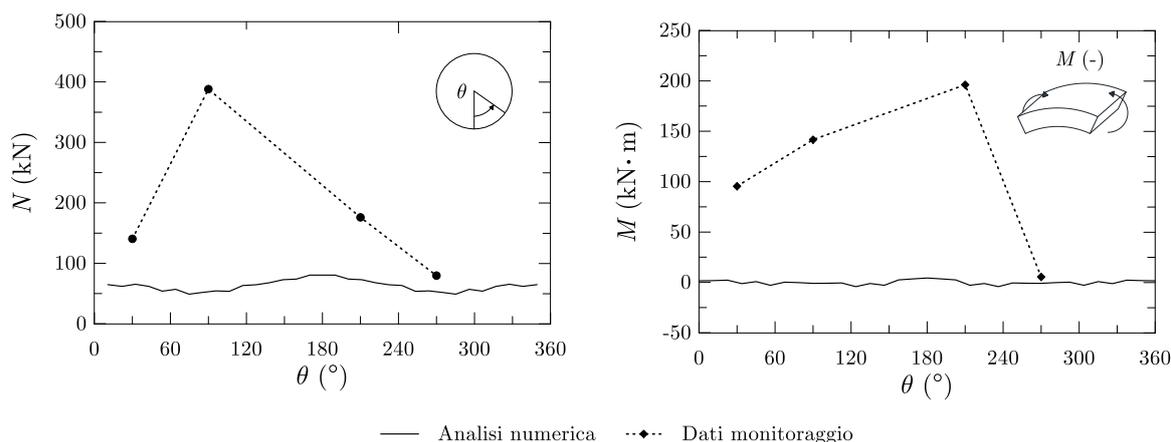


Figura 6.13: Sforzo normale e momento flettente. Confronto tra i dati di monitoraggio e l'analisi numerica.

## 6.2 Sezione ad alta copertura

La seconda sezione modellata è caratterizzata da una copertura di 130 m e da un'altezza stimata del battente idrico di circa 75 m rispetto all'asse della galleria. Poiché il gradiente della tensione verticale è minore dell'1% dello stato tensionale litostatico, si è trascurato l'effetto della gravità. Il terreno interessato dallo scavo è costituito interamente da argilla di Gravina e pertanto caratterizzato dai parametri in Tabella 5.1. In base ai profili del coefficiente di spinta a riposo si è assunto un valore  $K_0 = 0.6$  e lo stato tensionale litostatico è stato inizializzato come segue:  $\sigma'_V = 2150$  kPa,  $\sigma'_H = 1300$  kPa e  $u = 750$  kPa. Il nucleo elastico è centrato nello stato tensionale litostatico e il centro della superficie di riferimento è pari a 1200 kPa.

Nelle analisi assialsimmetriche lo stato tensionale è stato inizializzato pari alla media tra le tensioni orizzontale e verticale,  $\sigma_{media} = 2475$  kPa. Una prima analisi è stata eseguita senza simulare l'intasamento del vuoto anulare a tergo della macchina. In base al profilo longitudinale di convergenza ottenuto è stato possibile valutare lo spessore del vuoto anulare presente tra il profilo di scavo ed il terreno a distanza di 3 anelli dalla coda della macchina, distanza alla quale viene effettuata l'iniezione di malta. Lo spessore residuo del *gap* è risultato pari a circa 4 cm, corrispondente ad una convergenza di 7 cm del contorno di scavo. A seguire, al fine di valutare l'effetto dell'iniezione, è stata eseguita una seconda analisi nella quale, a partire dalla distanza di intasamento, è stato modellato anche uno

spessore di malta pari a 4 cm. Il profilo di spostamento longitudinale ottenuto è riportato nella Figura 6.14.

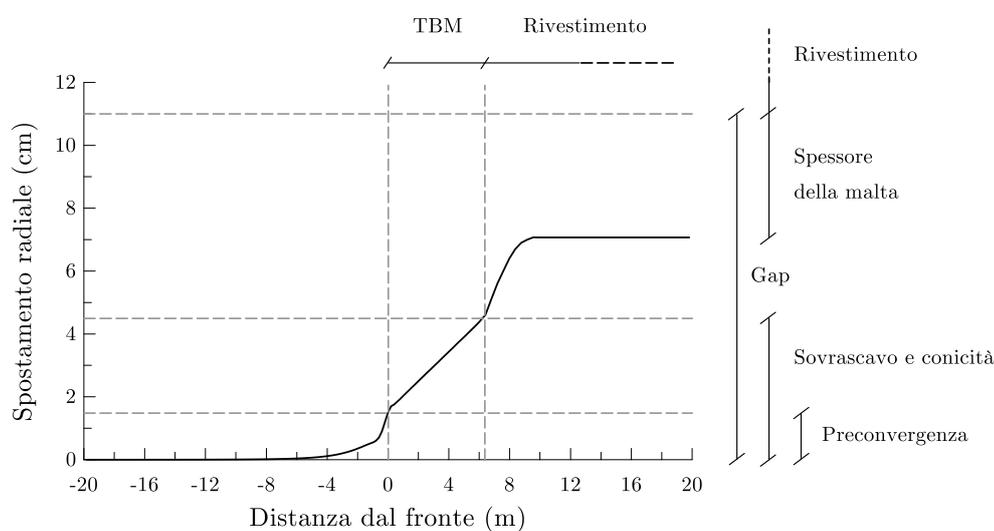


Figura 6.14: Profilo longitudinale di spostamenti.

Il risultato numerico è supportato da alcune misure effettuate in cantiere. Il vuoto anulare presente tra il profilo di scavo ed il rivestimento a distanza di tre anelli dalla coda della macchina, misurato attraverso i fori dei conci in prossimità della sezione di studio, è risultato di spessore pari a circa 3÷4 cm.

Le curve caratteristiche, necessarie per identificare la percentuale di rilascio corrispondente a tale valore di convergenza sono state ricavate da un'analisi piana. Il dominio di calcolo ha forma quadrata di lato pari ad 80 m e nell'intorno della galleria la dimensione caratteristica delle zone è di circa 15 cm. Le dimensioni della mesh e la discretizzazione interna sono stati scelti a seguito di un'analisi di sensibilità e sono tali da ridurre al minimo l'influenza degli effetti di bordo. Avendo assunto l'assenza di gravità stato possibile modellare solo un quarto del dominio.

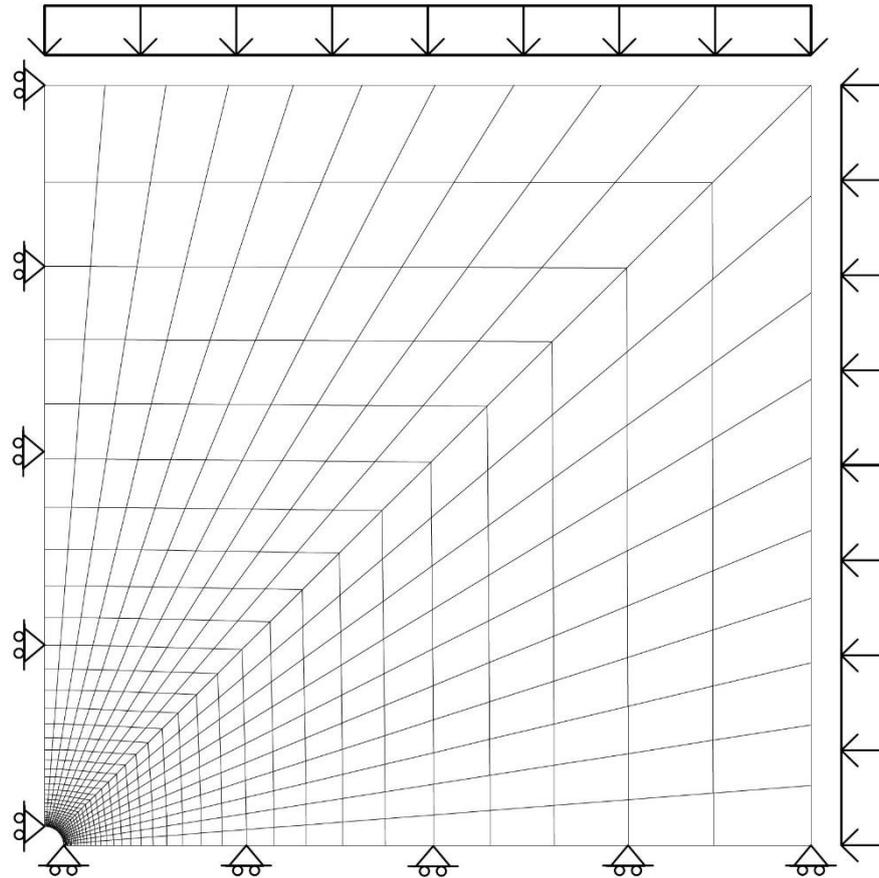


Figura 6.15: Reticolo di calcolo e condizioni al contorno.

In virtù dello stato di sforzo anisotropo le curve caratteristiche sono diverse a seconda del punto considerato sul cavo della galleria. In Figura 6.16 sono riportate le curve caratteristiche relative a corona e piedritto e si evidenzia che il fattore di rilascio ottenuto in corrispondenza di una convergenza pari a 7 cm al piedritto è pari al 63%.

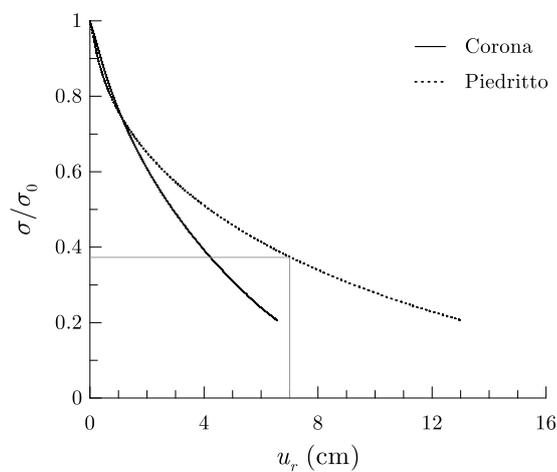


Figura 6.16: Curve caratteristiche e individuazione del fattore di rilascio.

Si può osservare che per scarichi contenuti le convergenze sono maggiori in corona mentre all'aumentare del rilascio gli spostamenti maggiori si situano al piedritto. Questo comportamento è dovuto alle differenze di stato tensionale iniziale e ai diversi percorsi tensionali seguiti dai due punti. In campo elastico si hanno spostamenti maggiori dove lo scarico è maggiore (direzione della tensione principale massima), una volta entrati in campo elastoplastico, tuttavia, si ha un rapido incremento degli spostamenti al piedritto. In Figura 6.19 sono riportati i percorsi tensionali che mostrano come la rotazione delle tensioni principali abbia un effetto benefico in corona.

In corrispondenza del suddetto fattore di rilascio è stato installato il rivestimento e sono state rilasciate le forze residue al contorno, sempre in condizioni non drenate. Nelle pagine seguenti si riportano i risultati dell'analisi di interazione terreno-rivestimento in condizioni non drenate e, successivamente, l'evoluzione tensio-deformativa durante il processo di consolidazione fino al raggiungimento delle condizioni drenate finali.

### 6.2.1 Condizioni non drenate

Nella Figura 6.17 e nella Figura 6.18 sono riportati i profili di tensioni, totali ed efficaci, e di pressioni interstiziali lungo un allineamento orizzontale ed uno verticale che si originano rispettivamente dal piedritto e dalla corona.

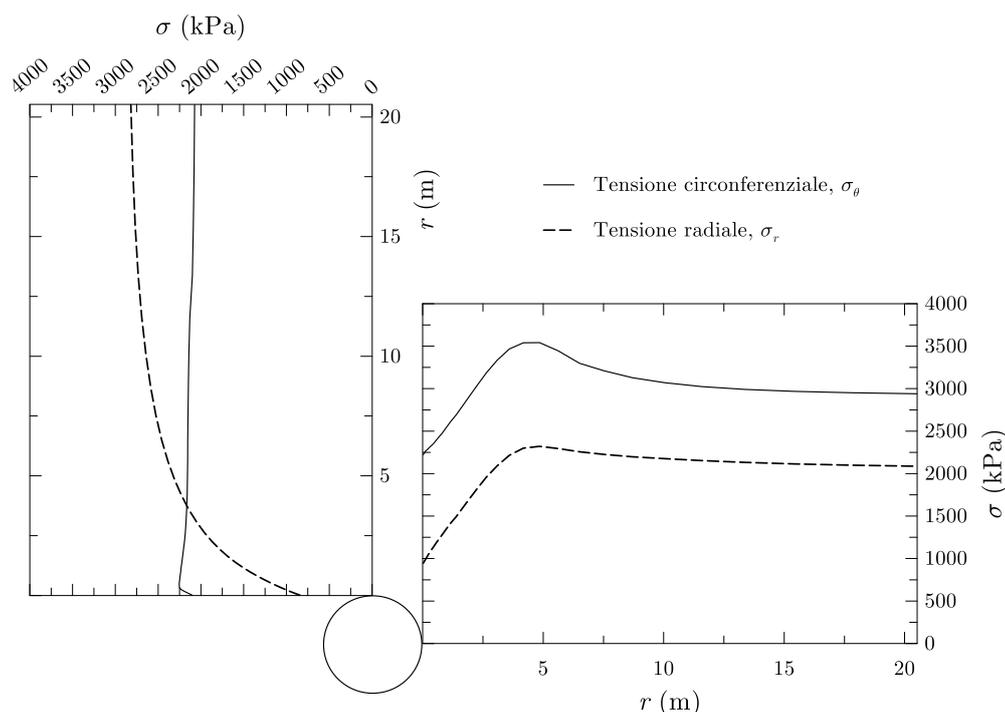


Figura 6.17: Profili delle tensioni totali in condizioni non drenate.

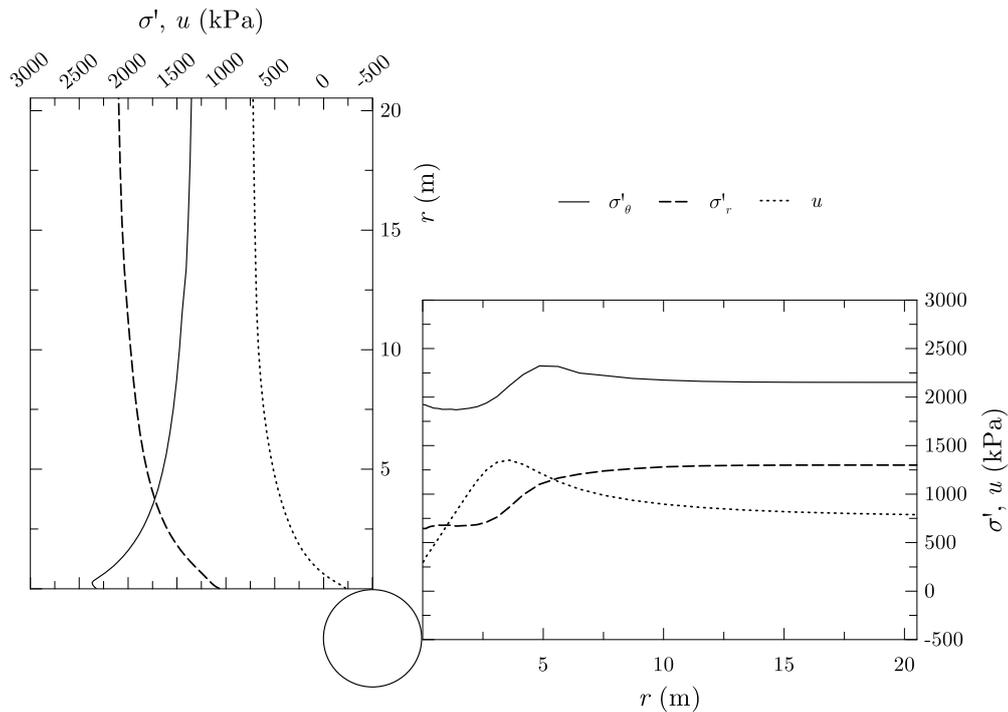


Figura 6.18: Profili delle tensioni efficaci e delle pressioni interstiziali in condizioni non drenate.

In corona lo scarico tensionale radiale produce una rotazione delle tensioni principali che fa sì che questo subisca deformazioni limitate spostandosi inizialmente verso uno stato di sforzo isotropo. Al piedritto, viceversa, l'incremento significativo della tensione principale maggiore, causato dall'effetto arco, e la contestuale diminuzione della tensione radiale, provocano il manifestarsi di un comportamento prevalentemente plastico.

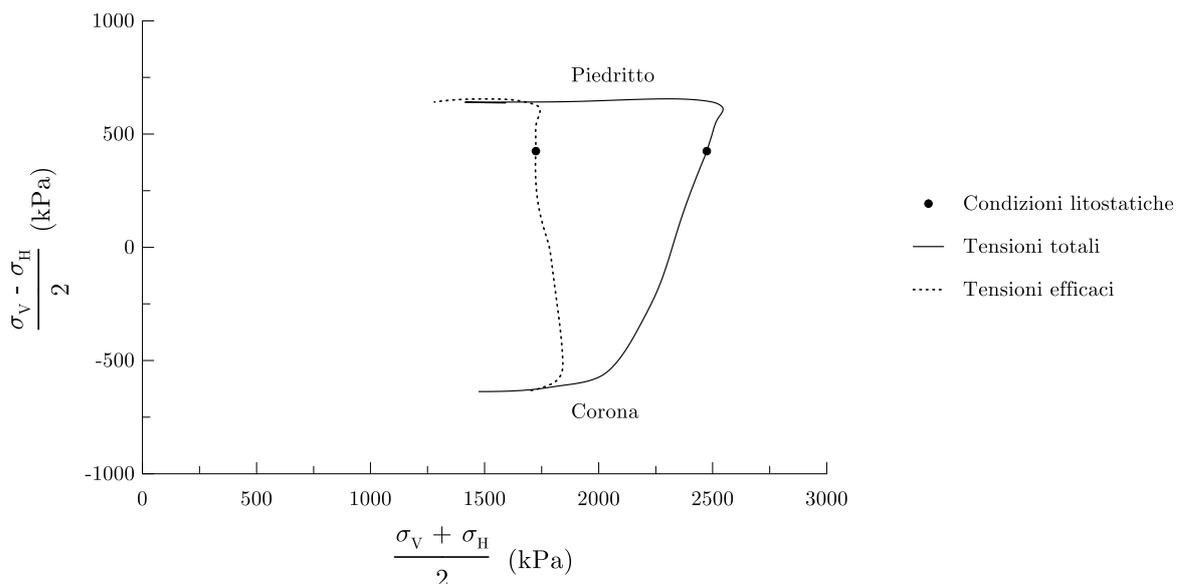


Figura 6.19: Percorsi tensionali in condizioni non drenate.

Le pressioni interstiziali in condizioni non drenate sono pari a -225 kPa in corona e a 300 kPa al piedritto. Le sovrappressioni indotte dallo scavo sono quindi di segno negativo con valori assoluti compresi tra 450 kPa al piedritto e quasi 1000 kPa in corona. Lungo il profilo orizzontale si osserva una zona di sovrappressioni interstiziali positive legate all'incremento di pressione media che si registra in quella porzione di percorso tensionale. A distanza di circa un diametro dal piedritto si ha la pressione interstiziale massima,  $\approx 1350$  kPa ( $\Delta u \approx 600$  kPa).

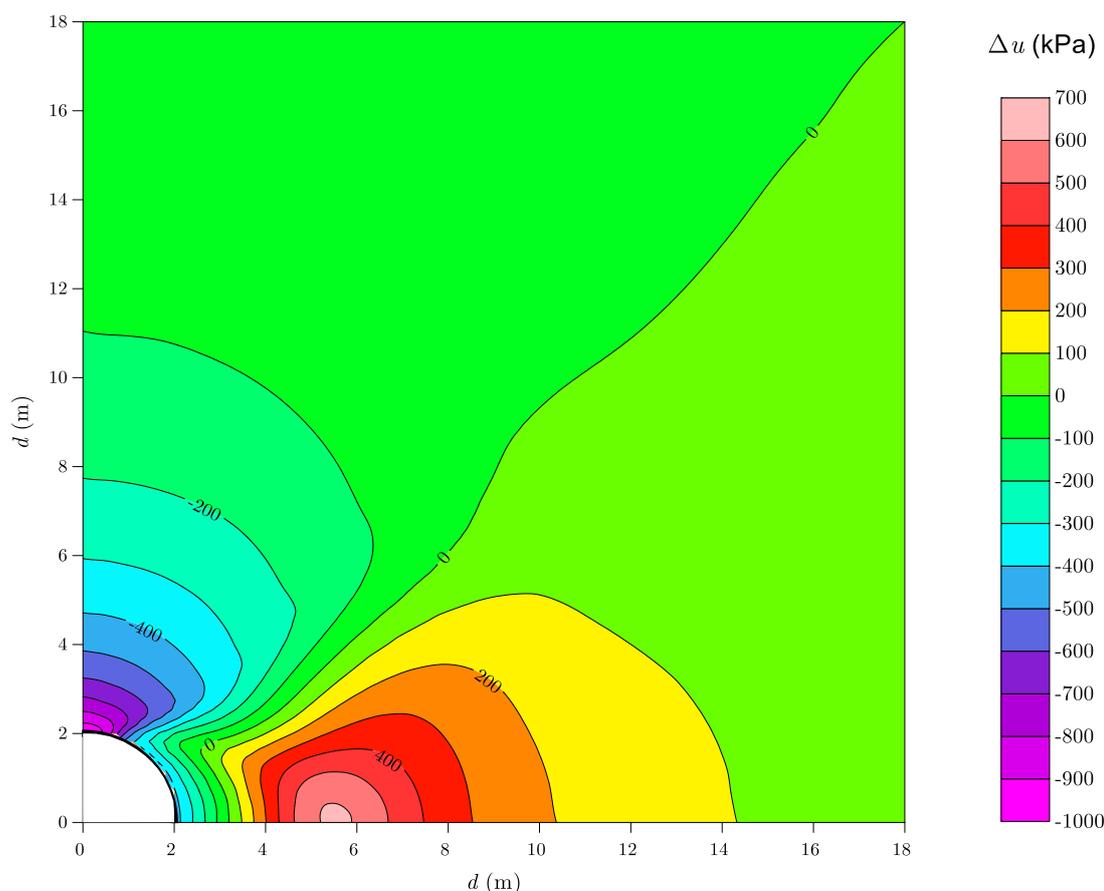


Figura 6.20: Isolinee di pressione interstiziale in condizioni non drenate.

Gli spostamenti risultanti dall'interazione con il rivestimento e dal rilascio completo delle forze sono riportati in Figura 6.21. I valori di convergenza in corona ed al piedritto possono essere efficacemente confrontati con quelli manifestati prima dell'installazione del rivestimento (Figura 6.16). Si nota come il processo di interazione abbia portato il rivestimento ad ovalizzarsi, allungandosi lungo il diametro orizzontale, riducendo la convergenza al piedritto e aumentandola in corona.

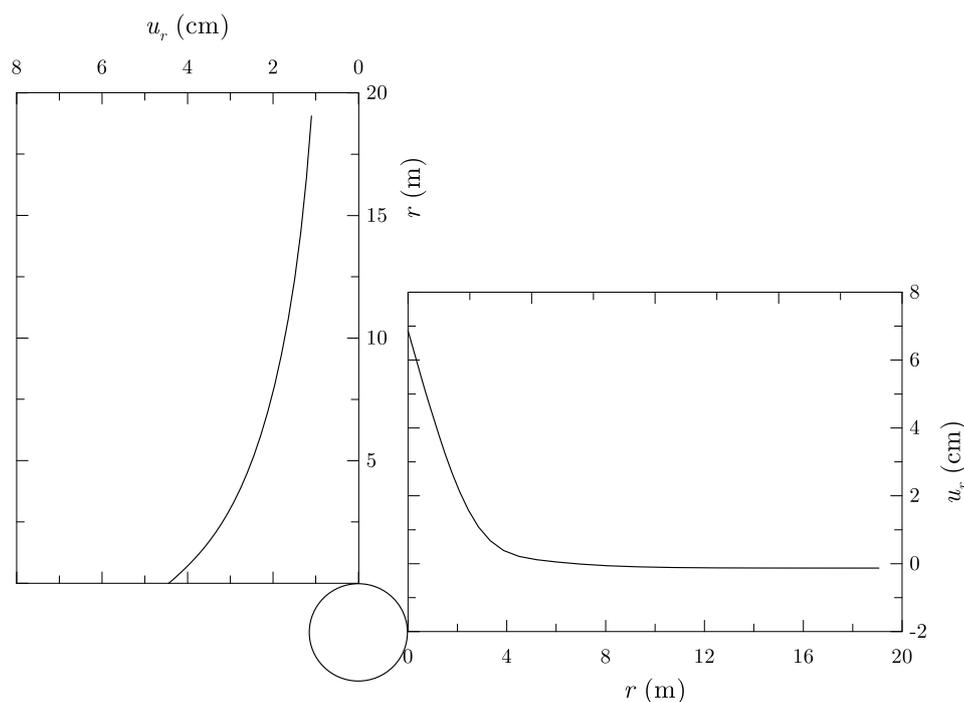


Figura 6.21: Profili di spostamenti radiali in condizioni non drenate.

Le caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali sono riportate nelle figure seguenti. Lo sforzo normale varia tra 1940 e 1640 kN fra piedritto e corona, mentre il momento flettente tra +35 e -25 kN·m.

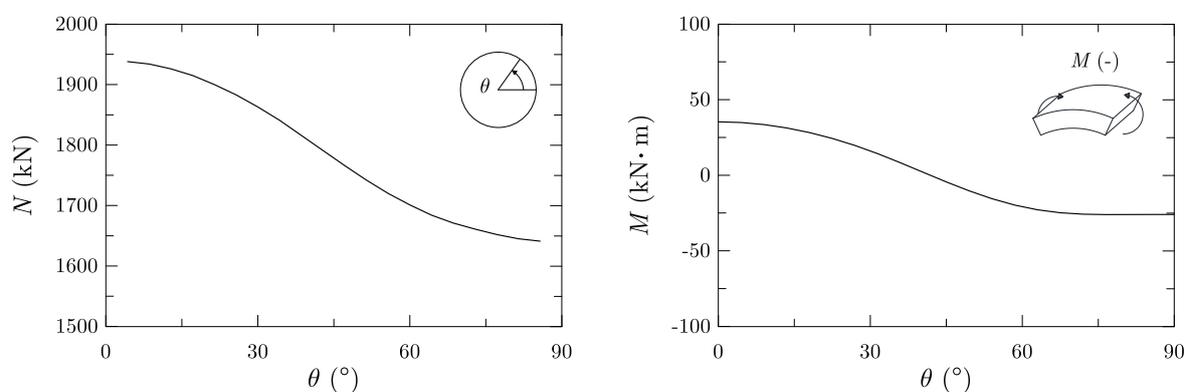


Figura 6.22: Sforzo normale e momento flettente in condizioni non drenate.

## 6.2.2 Processo di consolidazione e condizioni drenate

Il processo di consolidazione è stato simulato in modo accoppiato imponendo la condizione idraulica ai contorni e fissandola ai valori *ante operam*, ipotizzando realisticamente che la costruzione dell'opera non influirà sulla distribuzione delle pressioni interstiziali. La permeabilità del terreno è stata stimata pari a  $10^{-9}$  m/s, in base alle elaborazioni delle

prove edometriche negli step di carico relativi all'intervallo tensionale proprio del problema al finito. Il rivestimento è stato considerato impermeabile.

Nella Figura 6.23 si riporta l'evoluzione delle pressioni interstiziali durante il processo di equalizzazione in alcuni punti situati lungo gli allineamenti orizzontale e verticale a distanza crescente rispettivamente dal piedritto e dalla corona.

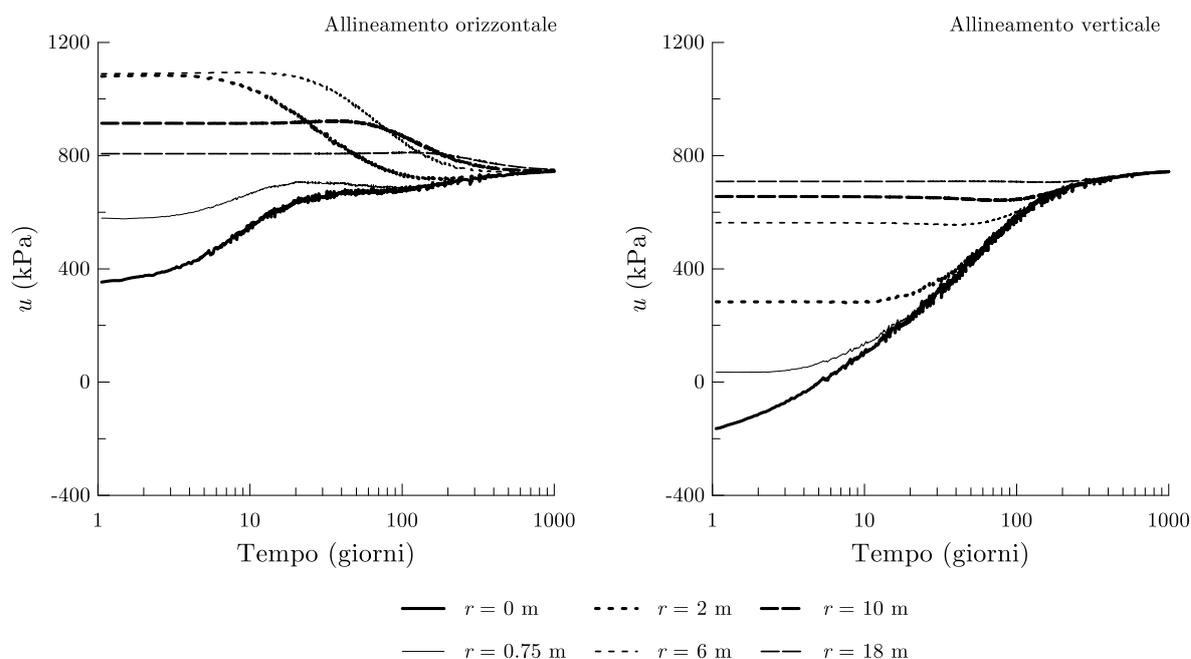


Figura 6.23: Equalizzazione delle pressioni interstiziali.

Si osserva che le sovrappressioni positive indotte ad una certa distanza dal fianco della galleria subiscono inizialmente un decremento che le conduce a valori negativi prima del raggiungimento delle condizioni idrostatiche (curve  $r = 4$  e  $r = 8$  m). A grande distanza dal cavo, le leggere sovrappressioni interstiziali positive si mantengono inalterate per lungo tempo prima di equalizzarsi.

Il processo di consolidazione influenza fortemente lo stato tensionale nell'intorno della galleria e, conseguentemente, l'interazione terreno-rivestimento, comportando un incremento delle sollecitazioni sull'elemento strutturale. Nelle figure a seguire si riporta l'evoluzione nel tempo dello stato tensionale al piedritto e in corona e i corrispondenti percorsi tensionali. In entrambi i punti studiati si osserva una significativa riduzione dello stato tensionale efficace, sia radiale sia circonferenziale, a causa dell'incremento di pressione interstiziale. Questo si traduce in percorsi tensionali a deviatore sostanzialmente costante e pressione media decrescente. Il diagramma dei percorsi tensionali è stato

ripulito da piccole oscillazioni della pressione interstiziale durante il processo di consolidazione.

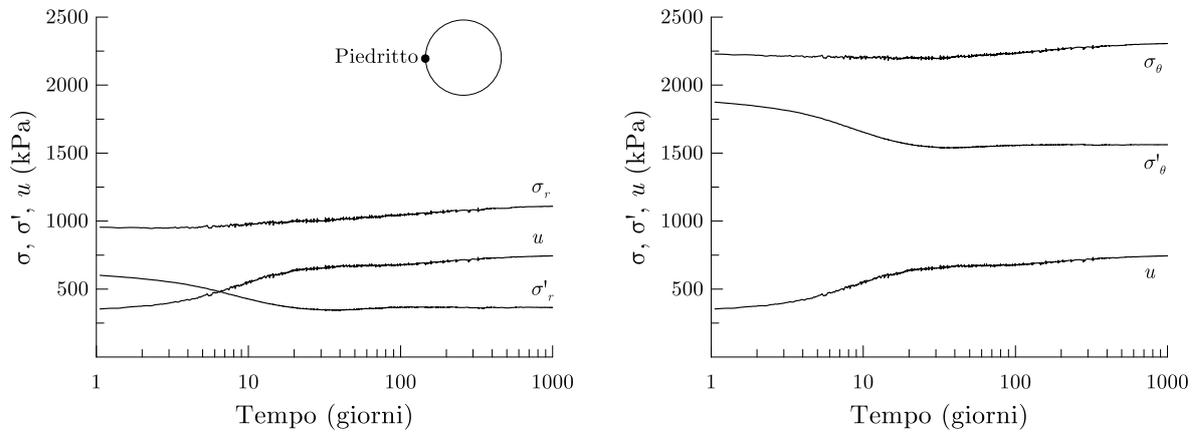


Figura 6.24: Variazione dello stato tensionale al piedritto durante la consolidazione.

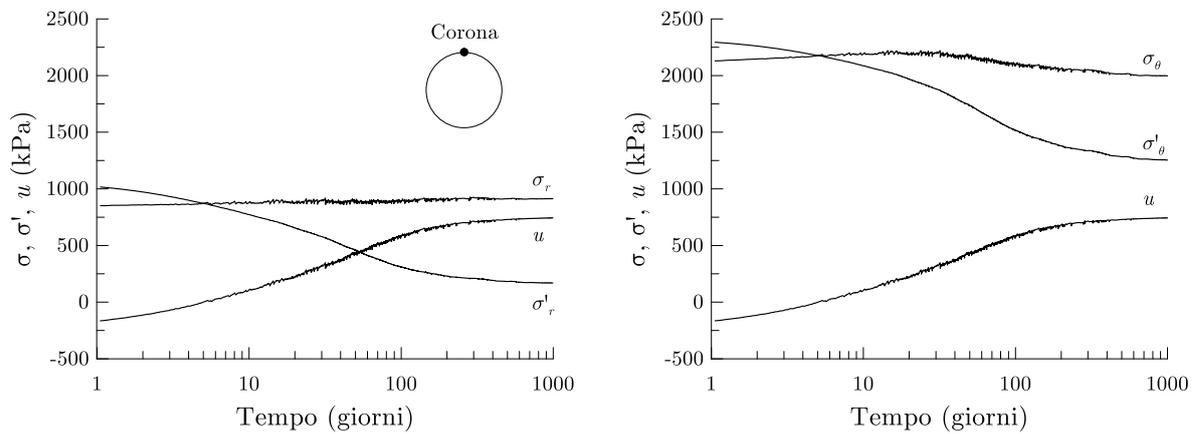


Figura 6.25: Variazione dello stato tensionale in corona durante la consolidazione.

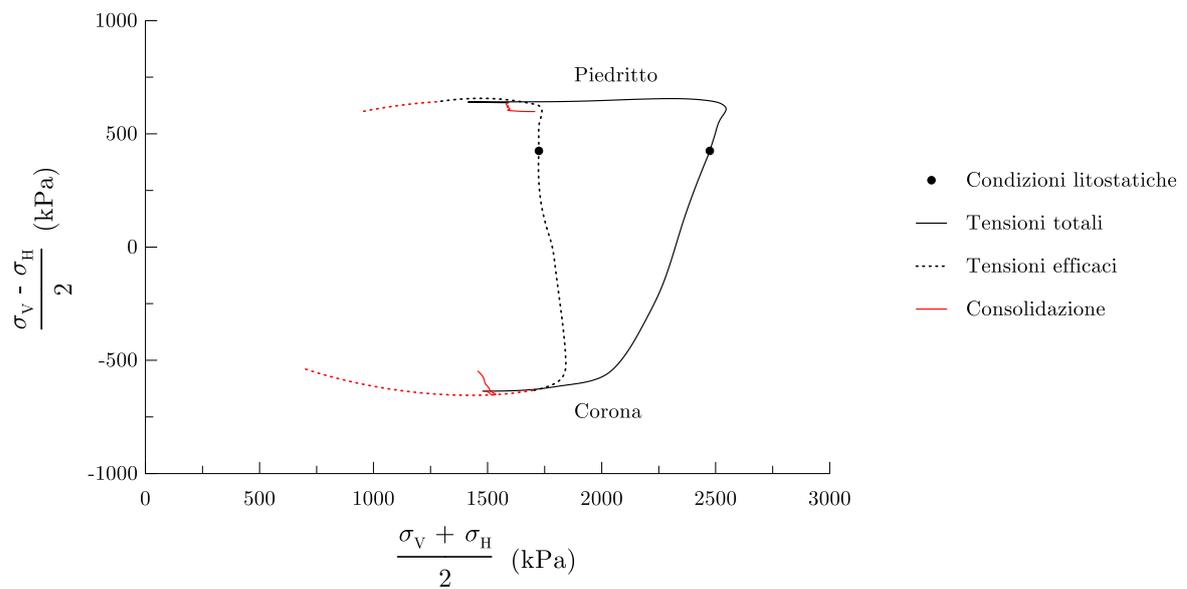


Figura 6.26: Percorsi tensionali.

L'evoluzione dello stato tensionale può essere osservata attraverso il confronto tra i profili di tensione in condizioni non drenate e drenate riportati in Figura 6.27. L'equalizzazione delle pressioni interstiziali comporta una riduzione della pressione media efficace mentre lo stato tensionale totale radiale aumenta sia in corona sia al piedritto.

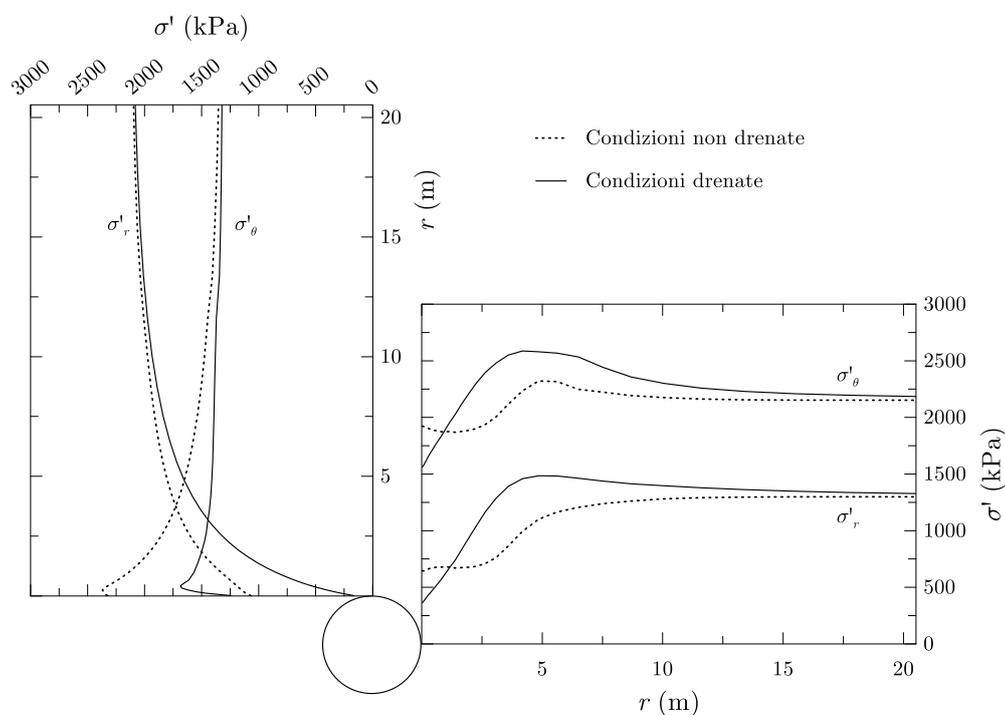


Figura 6.27: Profili delle tensioni efficaci in condizioni non drenate e drenate.

Infine, si può osservare come le caratteristiche di sollecitazione subiscano delle variazioni marcate in special modo al piedritto, dove si ha un significativo incremento di sforzo normale. Il momento flettente mostra un leggero incremento ma valori finali sono comunque contenuti, dell'ordine dei 100 kN·m.

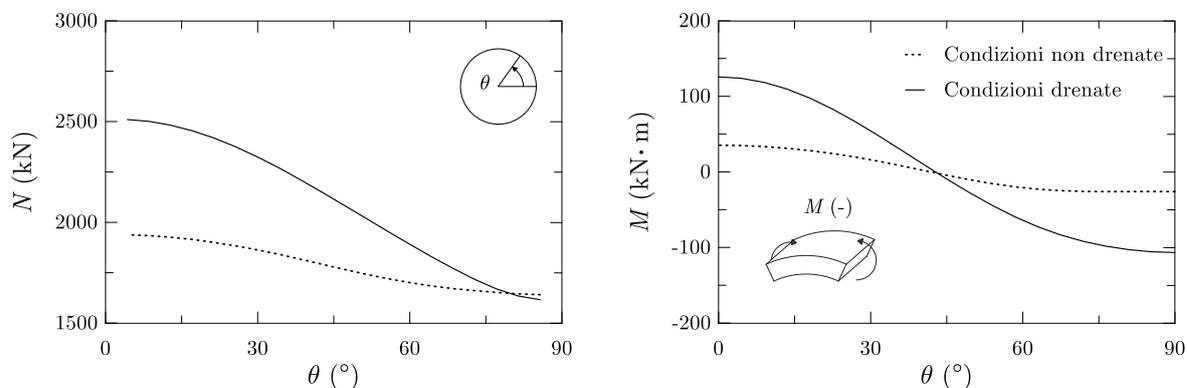


Figura 6.28: Sforzo normale e momento flettente nel rivestimento al termine della consolidazione.

### 6.2.3 Confronto con un legame costitutivo semplice

Al fine di valutare i miglioramenti introdotti nella risoluzione del problema al finito adottando un modello costitutivo avanzato, l'analisi è stata eseguita anche con un legame elastico perfettamente plastico con criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb. La metodologia e le fasi di analisi sono le medesime e sono state svolte in tensioni efficaci utilizzando un angolo di resistenza al taglio equivalente. In particolare, stimata la resistenza non drenata in base ai dati di caratterizzazione geotecnica disponibili ( $c_u = 590$  kPa), è stato adottato un angolo d'attrito tale da avere una resistenza equivalente lungo percorsi di carico in tensioni efficaci verticali ( $\varphi'_{eq} = 23^\circ$ ). Questa scelta è stata validata constatando la perfetta coincidenza tra le curve caratteristiche ottenute numericamente e la soluzione in forma chiusa disponibile per un mezzo elasto-plastico perfetto.

In base alle curve caratteristiche è stato stimato il fattore di rilascio per il quale la convergenza è pari a 7 cm ed è risultato  $\lambda = 58\%$ . In corrispondenza di tale rilascio tensionale è stato installato il rivestimento e si è proceduto a scaricare completamente le forze al contorno. Una rappresentazione efficace delle differenze di risposte tra i due modelli costitutivi è costituita dai percorsi tensionali ottenuti al completo rilascio delle forze al contorno in condizioni non drenate.

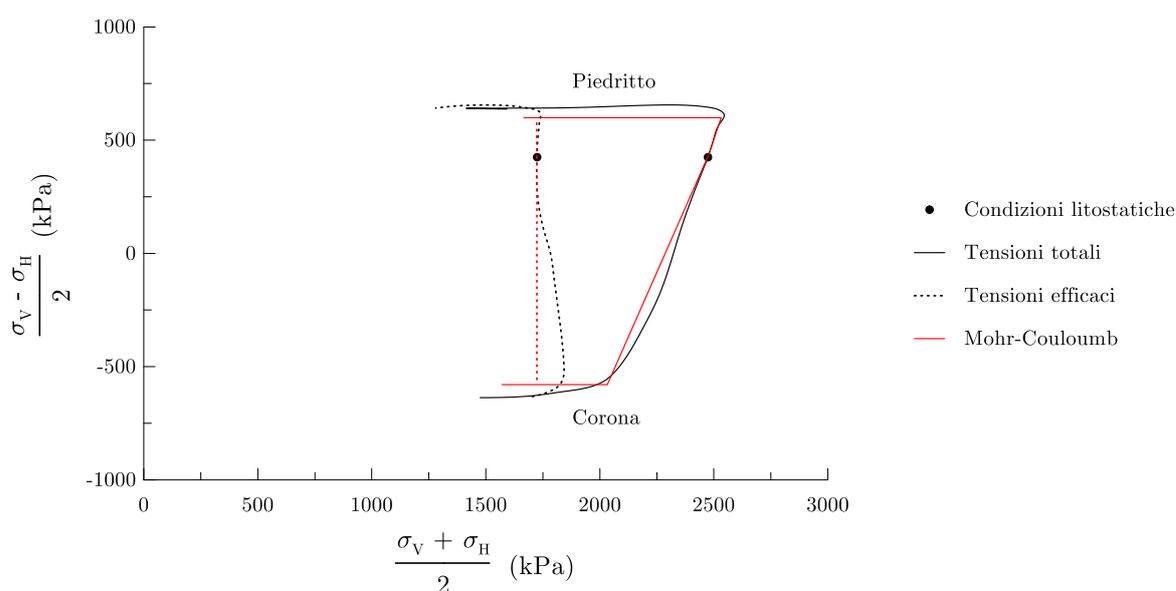


Figura 6.29: Percorsi tensionali in CND adottando il KHSM o il legame di Mohr-Coulomb.

I percorsi tensionali evidenziano gli effetti dell'incrudimento presente nel KHSM, così come i miglioramenti nella risposta meccanica dovuti alla presenza della superficie di

snervamento interna. I percorsi tensionali in tensioni efficaci, infatti, non sono verticali, come nel caso elastico, ma presentano una curvatura che ha importanti ricadute sulla generazione di sovrappressioni interstiziali in condizioni non drenate durante la simulazione dello scavo.

Le sollecitazioni sul rivestimento sono riportate nella seguente figure, insieme a quelle ottenute con il KHSM.

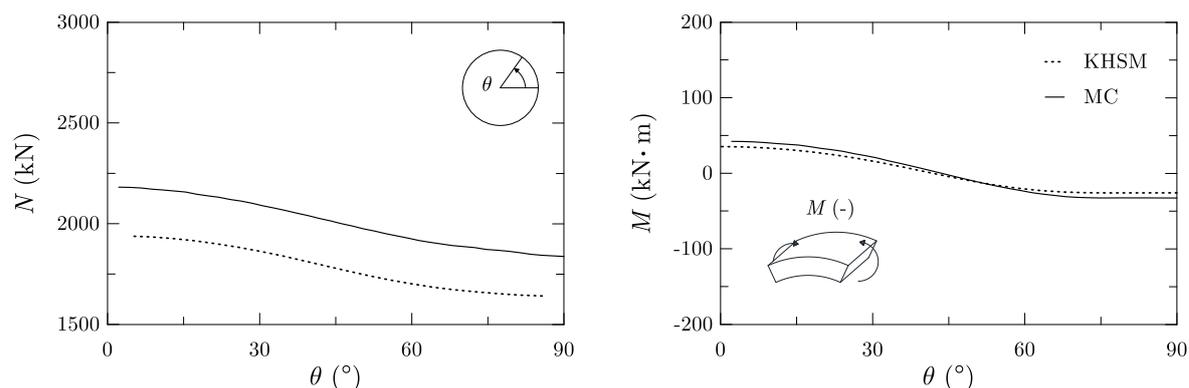


Figura 6.30: Sforzo normale e momento flettente in condizioni non drenate con il KHSM e con MC.

Lo sforzo normale ottenuto adoperando MC è significativamente maggiore di quello ottenuto con il KHSM, in virtù del minore fattore di rilascio adottato (che tuttavia è relativo allo stesso valore di convergenza). I momenti flettenti sono sostanzialmente gli stessi.

Infine, nella Figura 6.31, si riportano le caratteristiche di sollecitazione al termine del processo di consolidazione. Come si può vedere, impiegando il modello elasto-plastico perfetto, lo sforzo assiale risulta significativamente maggiore, in particolar modo in corona. Il momento flettente ottenuto con MC è più contenuto, sebbene si tratti di differenze di lieve entità.

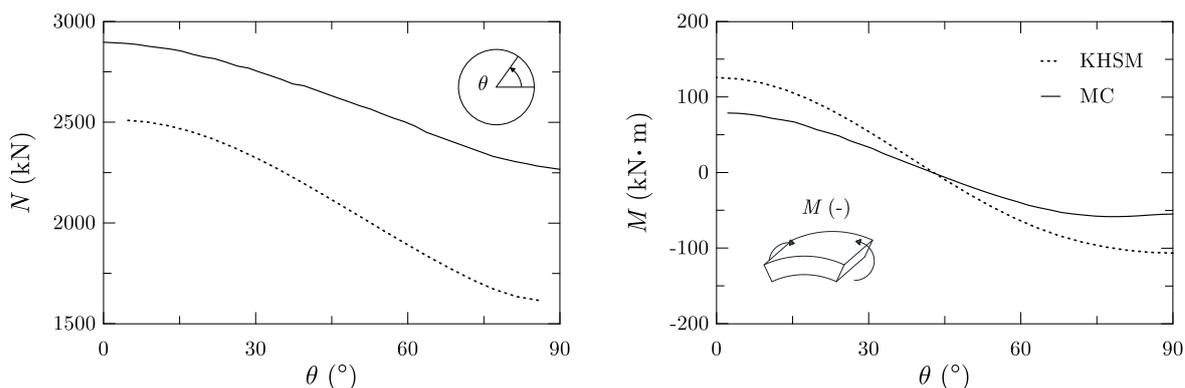


Figura 6.31: Sforzo normale e momento flettente in condizioni drenate con il KHSM e con MC.

### 6.2.4 Confronto con i dati di monitoraggio

I dati di monitoraggio, elaborati come descritto nel paragrafo 5.3.2, possono essere confrontati con le sollecitazioni sul rivestimento risultanti dall'analisi numerica solamente in condizioni non drenate poiché il processo di equalizzazione, come testimoniato dalle misure piezometriche, è ben lontano dall'essere concluso. Fatta eccezione per il concio A, gli sforzi normali ricavati dalle misure di deformazione risultano inferiori a quelli ottenuti dalle analisi mediamente del 15%. Questa differenza potrebbe semplicemente essere riconducibile all'imperfetta conoscenza delle tempistiche di cantiere. Poiché lo stato tensionale sul rivestimento è fortemente dipendente dalla distanza dal fronte di iniezione della malta, un leggero ritardo nell'intasamento del vuoto anulare potrebbe essere responsabile della differenza. In ogni caso si può sottolineare la migliore previsione ottenuta adoperando il KHSM piuttosto che modellando il terreno come elasto-plastico perfetto. Il confronto in termini di momento flettente risultante soddisfacente.

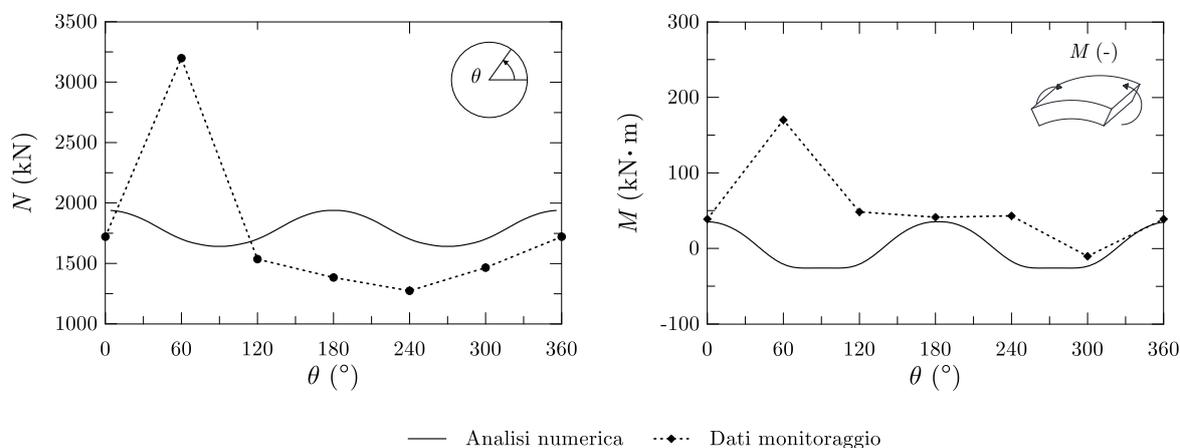


Figura 6.32: Sforzo normale e momento flettente. Confronto tra i dati di monitoraggio e l'analisi numerica.

## Capitolo 7

# Conclusioni

Il comportamento meccanico dei terreni a grana fine è complesso e caratterizzato da alcuni aspetti peculiari quali l'evoluzione della rigidità con il progredire delle deformazioni, la dipendenza dalla storia recente e dal percorso tensionale, l'eventuale presenza di legami interparticellari o di una direzione di orientazione prevalente dei granuli. Lo studio delle fondamenta teoriche del modello costitutivo implementato ha mostrato come questo sia in grado di descrivere tali aspetti. Una serie di analisi parametriche ha permesso di comprendere a fondo l'influenza dei parametri ed il loro peso relativo nella risposta del modello. La modifica introdotta nella formulazione del modulo plastico è risultata idonea a garantire la continuità della rigidità nella transizione elasto-plastica.

L'analisi della letteratura scientifica nell'ambito delle gallerie ha permesso di valutare i metodi numerici disponibili per ricondurre lo scavo ad un problema piano. Il metodo del rilascio è stato ritenuto il più versatile ma allo stesso tempo si è evidenziato come soffra di grande incertezza nell'individuazione del fattore di rilascio corretto da adottare nelle analisi. Inoltre, si è riscontrato un impiego limitato di modelli costitutivi avanzati nello studio di questa classe di problemi.

Il legame costitutivo è stato implementato nel codice di calcolo alle differenze finite FLAC e successivamente impiegato nell'analisi di un caso di studio. La calibrazione del modello, eseguita sulla base del quadro geotecnico generale e dei risultati di prove condotte nel corso della tesi su campioni di grandi dimensioni, è risultata laboriosa ed ha evidenziato un limite del modello. In particolare, non è stato possibile simulare con una

singola inizializzazione delle superfici il comportamento di provini confezionati dallo stesso campione e sottoposti a prove triassiali a stati di confinamento significativamente diversi.

Sono stati presentati i dati di monitoraggio relativi a due sezioni della galleria, scelte in quanto rappresentative di condizioni “limite”: l’una a bassa copertura caratterizzata da uno stato tensionale litostatico pressoché isotropo, l’altra a grande profondità in condizioni di normale consolidazione. Si è riscontrata la ben nota e significativa influenza delle spinte dei martinetti sullo stato deformativo del rivestimento e sono state descritte le modalità adottate per l’elaborazione dei dati al fine di individuare l’aliquota di deformazione relativa all’interazione terreno-rivestimento.

Le analisi numeriche sono state svolte definendo una metodologia, derivata dal classico metodo convergenza-confinamento, che prevede l’utilizzo accoppiato di analisi in condizioni di simmetria assiale e analisi piane: le prime deputate a ricavare il valore di convergenza in corrispondenza del quale terreno e rivestimento entrano in contatto ed iniziano ad interagire; le seconde atte alla simulazione del processo di interazione e della sua evoluzione al passaggio dalle condizioni non drenate, alle quali può essere approssimata la realizzazione dello scavo, alle condizioni drenate finali.

Le analisi assialsimmetriche sono state condotte prestando grande attenzione ai particolari geometrici della macchina e del rivestimento, oltre che al processo costruttivo ed in particolare all’iniezione della malta per l’intasamento del vuoto anulare a tergo dello scudo. Le previsioni numeriche in termini di spostamento radiale sono risultate conformi ad alcune misure effettuate in cantiere.

Le analisi piane sono state eseguite installando il rivestimento in corrispondenza del valore di convergenza individuato dalle analisi a simmetria assiale e successivamente completando il rilascio delle forze residue al contorno e simulando il processo di consolidazione. Con riferimento alla sezione ad alta copertura, per la quale i dati di monitoraggio sono stati ritenuti più affidabili, i risultati dell’analisi mostrano una certa sovrastima dello sforzo normale ed una buona previsione del momento flettente nel rivestimento. La leggera differenza riscontrata potrebbe essere legata alla non perfetta conoscenza delle tempistiche di iniezione della malta, che hanno una significativa influenza sul valore di convergenza stimato per l’installazione del rivestimento e quindi sulle sollecitazioni.

Il confronto con un legame costitutivo semplice (elastico perfettamente plastico con criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb) ha permesso di evidenziare i miglioramenti nella previsione della risposta tensio-deformativa ottenibili impiegando un modello costitutivo in grado di riprodurre più fedelmente il complesso comportamento meccanico del terreno.

L'avanzamento dei lavori e l'installazione di altre sezioni strumentate, sia in diverse condizioni di copertura sia nelle medesime condizioni di copertura delle sezioni già installate, permetterà di disporre di una grande quantità di dati e fornirà l'opportunità di testare ulteriormente la metodologia di analisi sviluppata e di affinarla sino a definire dei criteri di progettazione affidabili.

# Appendice

## Variabili tensionali e deformative

Nel seguito i tensori sono rappresentati in grassetto. Dato il tensore delle tensioni,  $\boldsymbol{\sigma}$  :

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & \sigma_2 & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{32} & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (\text{A.1})$$

ed il corrispondente tensore deviatorico,  $\boldsymbol{s}$ , ottenuto sottraendo a  $\boldsymbol{\sigma}$  la sua componente sferica:

$$\boldsymbol{s} = \boldsymbol{\sigma} - \frac{1}{3} I_1 \cdot \text{tr}(\boldsymbol{\sigma}) = \begin{bmatrix} s_1 & s_{12} & s_{13} \\ s_{21} & s_2 & s_{23} \\ s_{31} & s_{32} & s_3 \end{bmatrix} \quad (\text{A.2})$$

gli invarianti del tensore delle tensioni,  $I_i$ , e del tensore deviatorico,  $J_i$ , sono dati dalle seguenti:

$$I_1 = \boldsymbol{\sigma} : \boldsymbol{I} = \text{tr}(\boldsymbol{\sigma}) \quad (\text{A.3})$$

$$I_2 = \frac{1}{2} (\boldsymbol{\sigma} : \boldsymbol{\sigma} - I_1^2) \quad (\text{A.4})$$

$$I_3 = \frac{1}{3} (\boldsymbol{\sigma} \cdot \boldsymbol{\sigma} : \boldsymbol{\sigma} - I_1^3) - I_1 I_2 = \det(\boldsymbol{\sigma}) \quad (\text{A.5})$$

$$J_1 = 0 \quad (\text{A.6})$$

$$J_2 = \frac{1}{2} \boldsymbol{s} : \boldsymbol{s} \quad (\text{A.7})$$

$$J_3 = \frac{1}{3} \boldsymbol{s} \cdot \boldsymbol{s} : \boldsymbol{s} = \det(\boldsymbol{s}) \quad (\text{A.8})$$

Gli invarianti deviatorici possono essere espressi in funzione di  $I_1, I_2$  e  $I_3$  mediante le seguenti:

$$J_2 = I_2 + \frac{1}{3}I_1^2 \quad (\text{A.9})$$

$$J_3 = I_3 + \frac{1}{3}I_1I_2 + \frac{2}{27}I_1^3 \quad (\text{A.10})$$

La tensione media,  $p$ , la tensione deviatorica,  $q$ , e l'angolo di Lode,  $\theta$ , essi stessi invarianti e più diffusamente impiegati in campo geotecnico, sono definiti come:

$$p = \frac{1}{3}I_1 \quad (\text{A.11})$$

$$q = \sqrt{3J_2} \quad (\text{A.12})$$

$$\theta = \frac{1}{3} \arcsin \left( \frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}} \right) \quad (\text{A.13})$$

In maniera del tutto analoga si possono introdurre gli invarianti di deformazione  $\varepsilon_v$  e  $\varepsilon_q$ , rispettivamente deformazione volumetrica e deformazione deviatorica, in funzione del tensore delle deformazioni,  $\varepsilon$ , e della sua componente deviatorica,  $\varepsilon_s$ :

$$\varepsilon_v = \varepsilon : \mathbf{I} \quad (\text{A.14})$$

$$\varepsilon_q = \sqrt{\frac{2}{3} \varepsilon_s : \varepsilon_s} \quad (\text{A.15})$$

### Derivate della funzione di snervamento

Le componenti del versore normale alla superficie di snervamento sono date da:

$$\bar{\mathbf{n}} = \frac{\partial \bar{f} / \partial \bar{\boldsymbol{\sigma}}}{\left\| \partial \bar{f} / \partial \bar{\boldsymbol{\sigma}} \right\|} \quad (\text{A.16})$$

Poiché la funzione di snervamento può essere scritta come:

$$\bar{f} = \frac{3\bar{J}_2}{\bar{M}_\theta^2} + \bar{p}^2 \quad (\text{A.17})$$

dove:

$$\bar{M}_\theta = \frac{2mM}{(1+m) + (1-m)\sin(3\bar{\theta})} \quad (\text{A.18})$$

Le derivate tensionali sono:

$$\frac{\partial \bar{f}}{\partial \bar{\sigma}} = \frac{3}{\bar{M}_\theta^2} \frac{\partial \bar{J}_2}{\partial \bar{\sigma}} - \frac{6\bar{J}_2}{\bar{M}_\theta^3} \frac{\partial \bar{M}_\theta}{\partial \bar{\sigma}} + 2\bar{p} \frac{\partial \bar{p}}{\partial \bar{\sigma}} \quad (\text{A.19})$$

e possono essere calcolate in maniera semplice ricavando le derivate degli invarianti:

$$\frac{\partial \bar{I}_1}{\partial \bar{\sigma}} = \mathbf{I} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (\text{A.20})$$

$$\frac{\partial \bar{I}_2}{\partial \bar{\sigma}} = \bar{\sigma} - \bar{I}_1 \mathbf{I} = \begin{bmatrix} -(\bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_3) & \bar{\tau}_{12} & \bar{\tau}_{13} \\ \bar{\tau}_{21} & -(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3) & \bar{\tau}_{23} \\ \bar{\tau}_{31} & \bar{\tau}_{32} & -(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2) \end{bmatrix} \quad (\text{A.21})$$

$$\frac{\partial \bar{I}_3}{\partial \bar{\sigma}} = \begin{bmatrix} \bar{\sigma}_2 \bar{\sigma}_3 - \bar{\tau}_{23} \bar{\tau}_{32} & \bar{\tau}_{23} \bar{\tau}_{31} - \bar{\sigma}_3 \bar{\tau}_{21} & \bar{\tau}_{32} \bar{\tau}_{21} - \bar{\sigma}_2 \bar{\tau}_{31} \\ \bar{\tau}_{13} \bar{\tau}_{32} - \bar{\sigma}_3 \bar{\tau}_{12} & \bar{\sigma}_3 \bar{\sigma}_1 - \bar{\tau}_{31} \bar{\tau}_{13} & \bar{\tau}_{31} \bar{\tau}_{12} - \bar{\sigma}_1 \bar{\tau}_{23} \\ \bar{\tau}_{12} \bar{\tau}_{23} - \bar{\sigma}_2 \bar{\tau}_{13} & \bar{\tau}_{21} \bar{\tau}_{13} - \bar{\sigma}_1 \bar{\tau}_{23} & \bar{\sigma}_1 \bar{\sigma}_2 - \bar{\tau}_{12} \bar{\tau}_{21} \end{bmatrix} \quad (\text{A.22})$$

$$\frac{\partial \bar{J}_2}{\partial \bar{\sigma}} = \frac{\partial \bar{I}_2}{\partial \bar{\sigma}} + \frac{2}{3} \bar{I}_1 \frac{\partial \bar{I}_1}{\partial \bar{\sigma}} = \bar{s} \quad (\text{A.23})$$

$$\frac{\partial \bar{J}_3}{\partial \bar{\sigma}} = \frac{\partial \bar{I}_3}{\partial \bar{\sigma}} + \frac{1}{3} \bar{I}_1 \bar{s} + \frac{1}{3} \bar{I}_2 \mathbf{I} \quad (\text{A.24})$$

ed utilizzandole per calcolare le derivate di  $\bar{M}_\theta$ :

$$\frac{\partial \bar{M}_\theta}{\partial \bar{\sigma}} = -\frac{\bar{M}_\theta^2}{2Mm} (1-m) \frac{\sin(3\bar{\theta})}{J_3} \left( \frac{\partial \bar{J}_3}{\partial \bar{\sigma}} - \frac{3\bar{J}_3}{2\bar{J}_2} \frac{\partial \bar{J}_2}{\partial \bar{\sigma}} \right) \quad (\text{A.25})$$

# Bibliografia

- 1) Addenbrooke, T. I., Potts, D. M. & Puzrin, M. (1997). The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Géotechnique* **47**, No.3, 693-712.
- 2) Al-Tabbaa, A. & Muir Wood, D. (1989). An experimentally based ‘bubble’ model for clay. In *Numerical Models in Geomechanics NUMOG III*. Eds. Pietruszczak & Pande. Elsevier, London, pp. 91-99.
- 3) Amorosi, A. & Rampello, S. (2007). An experimental investigation into the mechanical behaviour of a structured stiff clay. *Géotechnique* **57**, No. 2, 153-166.
- 4) Atkinson, J. H., Richardson, D. & Stallebrass, S. E. (1990). Effect of recent stress history on the stiffness of overconsolidated soil. *Géotechnique* **40**, No. 4, 531-540.
- 5) Baudet, B. & Stallebrass, S. (2004). A constitutive model for structured clays. *Géotechnique* **54**, No. 4, 269-278.
- 6) Bernat, S. (1996). Modélisation des déformations induites par le creusement d’un tunnel: Application au métro de Lyon-Vaise. PhD Thesis. Ecole Centrale de Lyon.
- 7) Bernaud, D. & Rousset, G. (1992). La “Nouvelle Methode Implicite” pour l’étude du dimensionnement des tunnels. *Revue Francaise de Geotechnique* **60**.
- 8) Bertoldo, F. (2016). Impiego di un modello costitutivo avanzato per lo studio del comportamento di scavi in terreni a grana fine. Tesi di Dottorato, Sapienza Università di Roma.
- 9) Bilotta, E. & Russo, G. (2013). Internal forces arising in the segmental lining of an earth pressure balance-bored tunnel. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **139**, No. 10, 1765-1780.
- 10) Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique* **40**, No. 3, 329-378.
- 11) Burland, J. B., Rampello, S., Georgiannu, V. N. & Calabresi, G. (1996). A laboratory

- 
- study of the strength of four stiff clays. *Géotechnique* **46**, No. 3, 491-514.
- 12) Butterfield, R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on  $e$ -log  $p'$ ). *Géotechnique* **29**, No. 4, 469-480.
- 13) Callisto, L. & Rampello, S. (2004). An interpretation of structural degradation for three natural clays. *Canadian Geotechnical Journal* **41**, 392-407.
- 14) Chazallon, C. & Hicher, P. Y. (1995). An elastoplastic model with damage for bonded geomaterials. In *Numerical Models in Geomechanics NUMOG V*. Eds. G. N. Pande & S. Pietruszczak. Balkema, Rotterdam, pp. 22-30.
- 15) Cherubini, C., Giasi, C. I. & Guadagno, F. M. (1989). Il coefficiente di spinta a riposo delle argille azzurre subappennine di Matera. *Rivista Italiana di Geotecnica*, No. 4.
- 16) Cocciuti, M. (1999). Modellazione del comportamento delle argille cementate in un problema al finito. Tesi di Laurea, Sapienza Università di Roma.
- 17) Corbetta, F., Bernaud, D. & Nguyen-Minh, D. (1991). Contribution a la methode convergence-confinement par le principe de la similitude. *Revue Francaise de Geotechnique* **54**.
- 18) Cotecchia, F. & Chandler, R. J. (2000). A generale framework for the mechanical behaviour of clays. *Géotechnique* **50**, No. 4, 431-447.
- 19) Dafalias, Y. F. & Hermann, L. R. (1982). A generalised bounding surface constitutive model for clays. In *Application of Plasticity and Generalised Stress-Strain in Geotechnical Engineering*. Eds. Yong & Selig. ASCE, New York, pp. 78-95.
- 20) Dafalias, Y. F. (1986). Bounding surface plasticity. I: Mathematical foundation and hypoplasticity. *Journal of Engineering Mechanics* **112**, No. 9, 966-987.
- 21) Dias, T. G. S. & Bezuijen, A. (2014). Tunnel modelling: stress release and constitutive aspects. In *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Eds. Yoo, Park, Kim & Ban. Korean Geotechnical Society, Seoul, pp. 197-202.
- 22) Do, N. A., Dias, D., Oreste, P. P. & Djeran-Maigre, I. (2013a). Three-dimensional numerical simulation of a mechanized twin tunnels in soft ground. *Tunnelling and Underground Space Technologies* **42**, 40-51.
- 23) Do, N. A., Dias, D., Oreste, P. P. & Djeran-Maigre, I. (2013b). 2D Tunnel numerical
-

- 
- investigation: the influence of the simplified excavation method on tunnel behavior. *Geotechnical and Geological Engineering* **32**, No.1, 43-58.
- 24) Drucker, D. C. & Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics* **10**, No. 2, 157-165.
- 25) Duddeck, H. & Erdmann, J. (1982). Structural design methods for tunnels. *Tunnelling* **82**, 83-91.
- 26) Einstein, H. H. & Schwartz, C. V. (1979). Simplified analysis for tunnel support. *Journal of Geotechnical Engineering* **105**, 499-518.
- 27) Franzius, J. N., Potts, D. M. & Burland, J. B. (2005). The influence of soil anisotropy and  $K_0$  on ground surface movements resulting from tunnel excavation. *Géotechnique* **55**, No. 3, 189-199.
- 28) Georgiannu, V. N., Rampello, S. & Silvestri, F. (1991). Static and dynamic measurements of undrained stiffness on natural overconsolidated clays. In *Deformation of Soils and Displacements of Structures*. X ECSMFE, Firenze, pp. 91-95.
- 29) Grammatikopolou, A., Zdravkovic, L. & Potts, D. M. (2006). General formulation of two kinematic hardening constitutive models with a smooth elastoplastic transition. *International Journal of Geomechanics* **6**, No. 5, 291-302.
- 30) Grammatikopolou, A., Zdravkovic, L. & Potts, D. M. (2008). The influence of previous stress history and stress path direction on the surface settlement trough induced by tunneling. *Géotechnique* **58**, No.4, 269-281.
- 31) Graziani, A. & Ribacchi, R. (1993). Critical conditions for a tunnel in a strain softening rock. In *Assessment and Prevention of Failure Phenomena in Rock Engineering*. Istanbul, pp. 199-204.
- 32) Hashiguchi, K. (1988). A mathematical modification of two surface model formulation in plasticity. *International journal of solids and structures* **24**, No. 10, 987-1001.
- 33) Hashiguchi, K. (1995). On the linear relations of  $v-\ln p$  and  $\ln v-\ln p$  for isotropic consolidation of soils. *International journal for numerical and analytical methods in Geomechanics* **19**, No. 5, 367-376.
- 34) Hejazi, Y., Dias, D. & Kastner, R. (2008). Impact of constitutive models on the numerical analysis of underground constructions. *Acta Geotechnica* **3**, No. 4, 251-
-

- 
- 258.
- 35) Itasca Consulting Group (2005). *FLAC 5.0 – User Manual*. Minneapolis.
- 36) Itasca Consulting Group (2005). *FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 5.0*. Minneapolis.
- 37) Iwan, W. D. (1967). On a class of models for the yielding behavior of continuous and composite systems. *Journal of Applied Mechanics*. Transactions ASME, 612-617.
- 38) Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers* **7**, 355-358.
- 39) Jardine, R. (1992). Some observations on the kinematic nature of soil stiffness. *Soils and Foundations* **32**, No. 2, 111-124.
- 40) Karakus, M. (2007). Appraising the methods accounting for 3D tunnelling effects in 2D plane strain FE analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology* **22**, No. 1, 47–56.
- 41) Kasper, T. & Meschke, G. (2004). A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **28**, No. 14, 1441–1460.
- 42) Kavvadas, M. & Amorosi, A. (2000). A constitutive model for structured soils. *Géotechnique* **50**, No. 3, 263-273.
- 43) Lambe, T. W. & Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, New York.
- 44) Lombardi, G. (1973). Dimensioning of tunnel linings with regard to constructional procedure. *Tunnel & Tunneling*, July, 340-351.
- 45) Lee, K. M., & Rowe, R. K. (1991). An analysis of three-dimensional ground movements: the Thunder Bay tunnel. *Canadian Geotechnical Journal* **28**, No. 1, 25-41.
- 46) Lee, G. T. K. & Ng, C. W. W. (2002). Three-dimensional analysis of ground settlement due to tunneling: role of  $K_0$  and stiffness anisotropy. In *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Eds. Kastner, Emeriault, Dias & Guilloux. Lyon, pp. 617-622.
- 47) Leroueil, S. & Vaughan, P. R. (1990). The general and congruent effects of structure
-

- 
- in natural soils and weak rocks. *Géotechnique* **40**, No. 3, 467-488.
- 48) Mair, R. J. & Taylor, R. N. (1997). Theme Lecture: Bored tunnelling in the urban environment. In *Proceeding of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Balkema, Hamburg, pp. 2353–2385.
- 49) Mair, R. J. (2008). Tunnelling and geotechnics: new horizons. *Géotechnique* **58**, No. 9, 695-736.
- 50) Marti, J. & Cundall, P. (1982). Mixed discretization procedure for accurate modelling of plastic collapse. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **6**, No. 1, 129-139.
- 51) Mašín, D. & Herle, I. (2005). Numerical analyses of a tunnel in London clay using different constitutive models. In *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Eds. Bakker, Bezuijen, Broere & Kwast. Amsterdam, pp. 595-600.
- 52) Mašín, D. (2009). 3D modeling of an NATM tunnel in high  $K_0$  clay using two different constitutive models. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **135**, 1326–1335.
- 53) Mayne, P. W. & Kulhawy, F. H. (1982).  $K_0$ -OCR relationships in soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **108**, No. 6, 851-872.
- 54) Möller, S. C. (2006). Tunnel induced settlements and structural forces in linings. PhD Thesis. University of Stuttgart.
- 55) Möller, S. C. & Vermeer, P. A. (2008). On numerical simulation of tunnel installation. *Tunnelling and Underground Space Technology* **23**, No. 4, 461–475.
- 56) Mroz, Z. (1967). On the description of anisotropic workhardening. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* **15**, No. 3, 163-175.
- 57) Muir Wood, A. M. (1975). The circular tunnel in elastic ground. *Géotechnique* **25**, No. 1, 115-127.
- 58) Muir Wood, D. (1990). Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge university press.
- 59) Negro, A. & de Queiroz, P. I. B. (2000). Prediction and performance: Review of numerical analysis for tunnel. In *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Tokyo, pp. 409–418.
- 60) Nova, R. (1977). On the hardening of soils. *Archives of Mechanics* **29**, No. 3, 445-
-

- 458.
- 61) Nova, R., Castellanza, R. & Tamagnini, C. (2003). A constitutive model for bonded geomaterials subjected to mechanical and/or chemical degradation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **27**, No. 9, 705-732.
  - 62) Panet, M. & Guellec, P. (1974). Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de taille. In *Proc. 3rd Congr. ISRM*. Denver, pp- 1130-1134.
  - 63) Panet, M. & Guenot, A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel. In *Tunnelling*. Brighton, pp. 197-204.
  - 64) Parry, R. H. G. & Nadarajah, V. (1973). A volumetric yield locus for lightly overconsolidated clay. *Géotechnique* **23**, No. 3, 450-453.
  - 65) Pepe, G. (2008). Rivestimenti di gallerie in conci prefabbricati: sperimentazione e analisi. Tesi di Dottorato, Università Federico II di Napoli.
  - 66) Poorooshasb, H. B. & Pietruszczak, S. (1986). A generalized flow theory for sand. *Soils and Foundations* **26**, No. 2, 1-15.
  - 67) Potts, D. M. & Gens, A. (1985). A critical assessment of methods of correcting for drift from the yield surface in elasto-plastic finite element analysis. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **9**, No. 2, 149-159.
  - 68) Potts, D. M. & Zdravkovic, L. (2001). Finite element analysis in geotechnical engineering – Application. Thomas Telford. London.
  - 69) Rampello, S. & Pane, V. (1988). Deformabilità non drenata statica e dinamica di un'argilla fortemente sovraconsolidata. In *Deformazione dei Terreni ed Interazione Terreno-Struttura in Condizioni di Esercizio*. Convegno Gruppo Naz. Coord. Studi Ing. Geotecnica, CNR, Monselice, pp. 141-160.
  - 70) Rampello, S. & Silvestri, V. (1993). The stress-strain behaviour of natural and reconstituted samples of two overconsolidated clays. In *Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks*. Athens, pp. 769-778.
  - 71) Rampello, S., Viggiani, G. M. B. & Amorosi, A. (1997). Small-strain stiffness of reconstituted clay compressed along constant triaxial effective stress ratio paths. *Géotechnique* **47**, No. 3, 475-489.
  - 72) Rampello, S. & Viggiani, G. M. B. (2001). Pre-failure deformation characteristics of geomaterials. In *Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials*. Torino,

- pp. 1279-1289.
- 73) Ribacchi, R. & Riccioni, R. (1977). Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee* **4**, 7-17.
- 74) Ribacchi, R. (1993). Recenti orientamenti nella progettazione statica delle gallerie. *Atti del XVIII Convegno Nazionale di Geotecnica*. Rimini, pp. 37-93.
- 75) Roscoe, K. H, Schofield, A. N. & Wroth, C. P. (1958). On the yielding of soils. *Géotechnique* **8**, No. 1, 22-53.
- 76) Roscoe, K. H. & Burland, J. B. 1968, On the generalised stress-strain behaviour of 'wet clay'. In *Engineering Plasticity*. Eds. Heyman & Leckie. Cambridge University Press, pp. 535-609.
- 77) Rouainia, M. & Muir Wood, D. (2000). A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure. *Géotechnique* **50**, No. 2, 153-164.
- 78) Rowe, R. K., Lo, K. Y. & Kack, G. J. (1983). A method of estimating surface settlements above tunnels constructed in soft ground. *Canadian Geotechnical Journal* **20**, 11-22.
- 79) Salencon, J. (1969). Contraction quasi-statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. *Annales des Ponts et Chaussées* **4**, 231-236.
- 80) Schofield, A. N. & Wroth, C. P. (1968). *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill. London.
- 81) Smith, P. R., Jardine, R. & Hight, D. W. (1992). The yielding of Bothkennar clay. *Géotechnique* **42**, No. 2, 257-274.
- 82) Stallebrass, S. E. (1990). Modelling the effect of recent stress history on the deformation of overconsolidated soils. PhD Thesis. City University of London.
- 83) Stallebrass, S. E. & Taylor, R. N. (1997). The development and evaluation of a constitutive model for the prediction of ground movements in overconsolidated clay. *Géotechnique* **47**, No. 2, 235-253.
- 84) Tavenas, F. & Leroueil, S. (1987). Laboratory and in situ stress-strain-time behaviour of soft clays: a state of the art. In *International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils*. Mexico City.
- 85) Topolnicki, M., Gudehus, G. & Mazurkiewicz, B. K. (1990). Observed stress-strain

- behaviour of remoulded saturated clay under plane strain conditions. *Géotechnique* **40**, No. 2, 155-187.
- 86) Vermeer, P. A. & Brinkgreve, R. (1993). Plaxis version 5 manual. Rotterdam: Balkema.
- 87) Wongsaroj, J., Soga, K. & Mair, R. J. (2013). Tunnelling-induced settlements in London clay. *Géotechnique* **63**, No. 13, 1103-1115.
- 88) Zhao, J., Sheng, D., Rouainia, M. & Sloan, S. W. (2005). Explicit stress integration of complex soil models. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **29**, No. 12, 1209-1229.