



**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI
FEDERICO II**

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA GEOTECNICA

Dottorato di Ricerca in

INGEGNERIA DELLE COSTRUZIONI

XX Ciclo

Coordinatore

Prof. Ing. F.M. Mazzolani

RAFFAELE PAPA

**Indagine sperimentale sulla coltre piroclastica
di un versante della Campania**

novembre 2007

INDICE

Introduzione	pag. 4
1 Premessa	
2 Articolazione della tesi	pag. 5
Capitolo I – I materiali piroclastici della Campania	
I. 1 Origini	pag. 8
I. 2 Caratteri stratigrafici	pag. 13
I. 3 Caratteristiche meccaniche	pag. 16
I. 3.1 Depositi piroclastici dell'area urbana di Napoli	pag. 16
<i>I. 3.1.1 La pozzolana del tufo giallo</i>	pag. 16
<i>I. 3.1.2 I prodotti piroclastici dell'attività vulcanica recente (< 15ka) dei campi Flegrei</i>	pag. 20
I. 3.2 I depositi piroclastici del Somma Vesuvio	pag. 25
<i>I. 3.2.1 Le piroclastiti di Cervinara</i>	pag. 25
<i>I. 3.2.2 Le piroclastiti di Pizzo D'Alvano</i>	pag. 32
Capitolo II – Fenomeni franosi nei materiali piroclastici della Campania	
II.1 Ambienti tipici, condizioni stratigrafiche e morfologiche	pag. 41
II.2 Condizioni ambientali	pag. 44
II.3 Possibili meccanismi di innesco della rottura	pag. 49
II.4 Cenni eventi di Sarno	pag. 52

Capitolo III – Caratterizzazione meccanica terreni non saturi

<i>III.1 Variabili tensionali</i>	pag. 54
III.1.1 Cenni storici	pag. 54
III.1.2 Influenza dell'accoppiamento idromeccanico sulle variabili tensionali	pag. 57
III.1.3 Recenti sviluppi	pag. 66
<i>III.2 Criteri di resistenza</i>	pag. 71

Capitolo IV – Sito campione

<i>IV.1 Introduzione</i>	pag. 81
<i>IV.2 Morfologia e stratigrafia</i>	pag. 82
IV.2.1 Indagini in sito, sezioni stratigrafiche e carte tematiche	pag. 88
<i>IV.3 Attività svolta in sito</i>	pag. 92
IV.3.1 Risultati monitoraggio	pag. 97

PARTE V – Sperimentazione di laboratorio

<i>V.1 Caratteristiche fisiche e granulometriche dei materiali della coltre</i>	pag. 103
<i>V.2 Descrizione della sperimentazione di laboratorio</i>	pag. 108
<i>V.3 Caratterizzazione idraulica</i>	pag. 114
<i>V.4 Caratteristiche di compressibilità</i>	pag. 121
<i>V.5 Caratterizzazione meccanica in condizioni di completa saturazione</i>	pag. 126
V.5.1 Prove triassiali	pag. 126
V.5.2 Prove di taglio	pag. 129

<i>V.6 Caratterizzazione meccanica in condizioni di parziale saturazione</i>	pag. 132
V.6.1 Prove triassiali a suzione controllata	pag. 132
V.6.2 Prove di taglio a suzione controllata	pag. 136
PARTE VI – Interpretazione risultati	
<i>VI.1 Introduzione</i>	pag. 140
<i>VI.2 Caratteristiche idrauliche</i>	pag. 141
<i>VI.3 Caratteristiche di compressibilità</i>	pag. 156
<i>VI.4 Comportamento meccanico in condizione di completa saturazione</i>	pag. 160
VI.4.1 Prove triassiali	pag. 160
VI.4.2 Prove di taglio	pag. 177
<i>VI.5 Comportamento meccanico in condizione di parziale saturazione</i>	pag. 182
VI.5.1 Prove triassiali a suzione controllata	pag. 182
VI.5.2 Prove di taglio a suzione controllata	pag. 194
PARTE VII – Conclusioni	pag. 203

BIBLIOGRAFIA

APPENDICE A – Apparecchiature di laboratorio e procedure sperimentali

APPENDICE B – Approfondimenti su prove di evaporazione

INTRODUZIONE

1 Premessa

I rilievi carbonatici con copertura piroclastica presenti in Campania sono spesso interessati da fenomeni di instabilità di versante di tipo scorrimento-colata rapida. Essi coinvolgono i depositi piroclastici più superficiali, prodotti dell'attività eruttiva dei distretti vulcanici dei Campi Flegrei e del Somma Vesuvio ed interessano spessori di qualche metro. Ad innescare i fenomeni di instabilità sono eventi meteorici che producono sensibili incrementi del grado di saturazione dei terreni inizialmente non saturi e, conseguentemente, significative riduzioni della suzione e della resistenza a taglio. La caratterizzazione meccanica ed idraulica dei materiali costituenti la coltre in condizioni di completa e parziale saturazione è dunque indispensabile per l'analisi delle condizioni di innesco.

L'attività sperimentale descritta nel seguito è stata finalizzata alla caratterizzazione meccanica ed idraulica dei materiali piroclastici costituenti la coltre di copertura del substrato carbonatico nel sito campione di Monteforte Irpino (AV). I predetti materiali sono da considerarsi rappresentativi di quelli presenti in estese aree della Campania interessate da fenomeni di colata rapida. L'elemento caratterizzante della ricerca è costituito dall'ampiezza della sperimentazione che ha riguardato l'intera serie stratigrafica rilevata in sito.

2 Articolazione della tesi

L'aspetto centrale della Tesi è consistito nella caratterizzazione meccanica ed idraulica, in condizioni di completa e parziale saturazione, dei terreni piroclastici del sito di Monteforte Irpino (AV) con prove di laboratorio non convenzionali e loro successiva interpretazione con modelli innovativi. Inoltre è stato svolto un lungo monitoraggio in sito di alcune grandezze significative per la comprensione dei fenomeni di colata rapida che interessano tali terreni.

L'articolazione della Tesi in 7 capitoli rispecchia le fasi di studio che si sono succedute durante il periodo di Dottorato.

Nel capitolo 1 vengono presentati i principali terreni piroclastici presenti in Campania con particolare riferimento all'origine degli stessi ed alla loro modalità di deposizione. Vengono distinti i depositi di origine vulcanica prodotti dal Somma Vesuvio e quelli prodotti dal Distretto dei Campi Flegrei, con particolare riferimento alle modalità di deposizione e trasporto di tali materiali. Vengono inoltre richiamate, da dati presenti in letteratura su sperimentazioni analoghe a quella oggetto della presente tesi, le caratteristiche fisiche e meccaniche dei vari litotipi presenti nei siti considerati in modo tale da poter eseguire un confronto sistematico con i risultati ottenuti dalla sperimentazione svolta.

Il capitolo 2 descrive i fenomeni franosi nei terreni piroclastici in Campania evidenziandone, in funzione degli ambienti di deposizione e delle condizioni stratigrafiche e morfologiche, le possibili cause. In particolare vengono evidenziati l'importanza delle condizioni ambientali e gli effetti delle piogge sulla condizione di stabilità dei pendii in terreni piroclastici non saturi. Si elencano infine i possibili meccanismi di innesco e rottura di detti fenomeni

e si descrivono brevemente alcuni dei fenomeni catastrofici che hanno interessato il comune di Sarno nel Maggio 98.

Nel capitolo 3 vengono introdotte le variabili tensionali e deformative necessarie alla descrizione del comportamento meccanico dei terreni non saturi. Nella presentazione si adotta una prospettiva storica descrivendo la evoluzione degli approcci proposti dai numerosi autori che nel corso degli anni si sono occupati dell'argomento. I diversi approcci sono dettagliatamente descritti e confrontati tra loro. Infine sono presentati i più recenti sviluppi sull'argomento che vengono poi impiegati nei capitoli successivi nella interpretazione dei risultati sperimentali.

Il capitolo 4 è dedicato alla descrizione del campo prova e delle attività svolte in sito. In particolare si descrivono la posizione geografica dell'area oggetto di studio e tutte le indagini preliminari che hanno portato alla scelta di tale area. Successivamente vengono presentati i risultati dell'indagine geologica con le relative sezioni stratigrafiche di dettaglio.

Viene infine descritto il progetto e la realizzazione del campo sperimentale il cui fine è quello di comprendere i meccanismi di infiltrazione e flusso delle acque meteoriche nei terreni piroclastici. A tale scopo all'interno del campo prova, secondo una geometria regolare, sono stati installati circa 80 tensiometri, lungo 20 verticali, a diversa profondità per monitorare la variazione di suzione, nei vari litotipi individuati, al variare delle condizioni ambientali. È stato inoltre previsto l'installazione, sempre all'interno del campo prova, di ulteriori strumenti quali sonde TDR, Piezometri Casagrande e Stazione meteorologica totale per monitorare rispettivamente la variazione del contenuto d'acqua del terreno, il regime delle pressioni neutre e l'apporto meteorico.

I capitoli 5 e 6 sono dedicati alla sperimentazione di laboratorio ed all'interpretazione dei risultati.

Nel capitolo 5 è descritta l'attività sperimentale svolta in laboratorio. La descrizione è organizzata distinguendo le prove idrauliche dalle prove meccaniche. Per ciascun tipo di prova sono presentati i risultati ottenuti mentre l'interpretazione è rimandata al capitolo successivo.

Nel capitolo 6 i risultati sono interpretati. In particolare le prove idrauliche sono adoperate per determinare curve di ritenzione e funzione di permeabilità. Le prove meccaniche sui terreni saturi sono state interpretate nell'ambito dei più recenti sviluppi della meccanica dello stato critico applicati ad i terreni granulari. Le prove meccaniche condotte in condizione di parziale saturazione sono interpretate adottando o le tensioni nette e la suzione ovvero le tensioni alla Bishop e la suzione.

Il capitolo 7, infine, è dedicato alle conclusioni. In esso viene eseguito un riepilogo dei principali risultati ottenuti che sono poi confrontati con risultati di sperimentazioni analoghe rinvenuti in letteratura.

La tesi è completata da tre appendici nelle quali si descrivono: le apparecchiature di laboratorio utilizzate con le relative modifiche apportate e le procedure messe a punto; alcuni approfondimenti sulle prove di evaporazione; i risultati di tutte le prove svolte con le apparecchiature di laboratorio utilizzate.

CAPITOLO I – I materiali piroclastici della Campania

I. 1 Origini

La regione Campania fig. I.1 al centro della quale sorge la città di Napoli, è coperta in buona parte da una successione di materiali piroclastici che si sono prodotti in passato a seguito dell'attività vulcanica molto diffusa (Rolandi et al., 1998). Le proprietà indice, di stato, idrauliche e meccaniche di questi materiali dipendono molto dalla distanza dal centro di eruzione e dal meccanismo di deposizione. In accordo con le caratteristiche e la storia delle eruzioni, questi depositi possono essere stratificati o non stratificati, a grana grossa o fine, cementati o sciolti, fratturati o intatti. La loro struttura, quindi, è estremamente variabile da deposito a deposito e, nello stesso deposito, lungo direzioni verticali ed orizzontali.

All'interno della regione Campania sono presenti diversi distretti vulcanici tra i quali i più famosi sono quelli dei Campi Flegrei ed il Somma Vesuvio. Tali distretti sono ancora attivi all'interno dell'area denominata Zona Vulcanica Campana.

Localmente questi materiali pongono importanti problemi di tipo ingegneristico tra cui: erosione, instabilità dei pendii, cedimenti delle costruzioni e rottura di antiche caverne. Tra tali problemi quello più rilevante risulta l'instabilità dei pendii.

L'attività vulcanica dei Campi Flegrei ha avuto inizio circa 150ka fa, mentre le ultime manifestazioni si sono avute nel 1301 (ad Ischia) e nel 1538 con la formazione del Monte Nuovo. La depressione dei Campi Flegrei è una struttura calderica all'interno della quale sono stati attivi più di settanta centri eruttivi (Buretta et al., 1993; Rosi e Sbrana, 1987; Orsi et al., 1996; Rolandi et al., 2003) fig. I.1

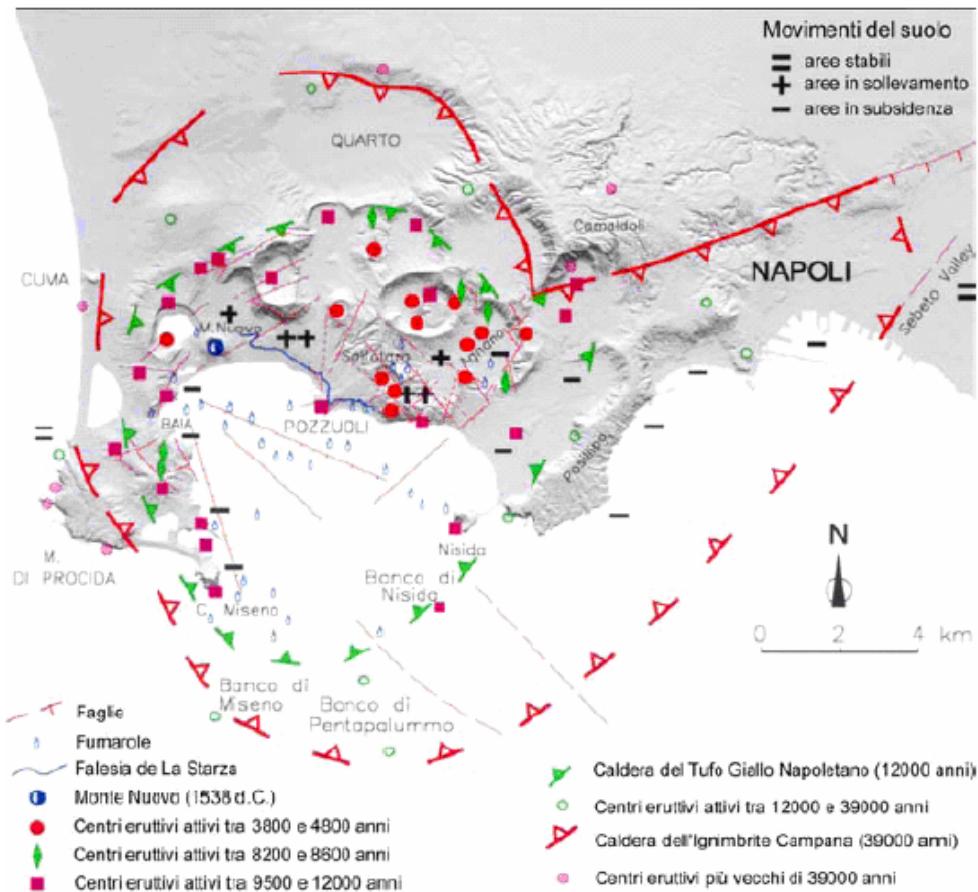


Fig. I.1 – Carta strutturale della caldera dei Campi Flegrei (Rolandi et al., 2003)

Tale struttura deriva dalla sovrapposizione di due principali episodi di sprofondamento connessi all'eruzione dell'Ignimbrite Campana e del Tufo Giallo Napoletano. Attualmente alcuni autori distinguono, in questo lungo lasso di tempo, 4 cicli di vulcanismo:

- *I Ciclo (> 35.000 anni da oggi)* attività di tipo esplosivo nel settore occidentale dei Campi Flegrei. I prodotti di tale attività sono poco diffusi sulla terra ferma.
- *II Ciclo (35.000÷30.000 anni da oggi)* i prodotti principali delle eruzioni sono il Piperno, Breccia Museo e l'Ignimbrite Campana (Tufo Grigio Campano). L'eruzione del tufo grigio campano è stato

un evento di portata notevolissima. Il meccanismo di messa in posto è stato del tipo flusso piroclastico con un alta velocità del magma accompagnata da una caduta di ceneri molto sottili. Tale formazione attualmente raggiunge in alcune zone (Piana Campana) spessori di 50-60m.

- *III Ciclo (18.000÷10.000 anni da oggi)* a tale ciclo sono da riferire la formazione dei Tufi Biancastri stratificati (Soccavo) ed il Tufo Giallo Napoletano. Quest'ultimo è una piroclastite a matrice prevalente, formata da pomici, di dimensioni talora notevoli, e frammenti litici dispersi in una matrice cineritica. Dopo l'eruzione del Tufo Giallo Napoletano si ebbe lo sprofondamento dell'edificio vulcanico, con conseguente formazione della caldera ed individuazione delle colline dei Camaldoli, di Posillipo e del Rione Terra.
- *IV Ciclo (10.000 anni da oggi ÷1538 d.C.)* in tale ciclo si è avuta una intensa attività esplosiva. Ad una fase iniziale vengono attribuiti i Tufi Gialli stratificati, mentre in una seconda fase si sono formati prodotti piroclastici sciolti (eruzione del Monte Nuovo 1538). I prodotti piroclastici sciolti di questo ciclo sono molto diffusi in tutta l'area flegrea e sono costituiti essenzialmente da pomici, lapilli, ceneri (pozzolane).

Per quanto riguarda invece il Somma Vesuvio, il vulcano è costituito dal più antico edificio del Somma nel quale la formazione della caldera ha determinato il ribassamento del fianco meridionale, la migrazione verso SW delle successive manifestazioni e la formazione nel tempo del cono del Vesuvio (Rolandi et al., 1998).

Dati ottenuti da fori di sondaggio eseguiti in località Trecase rivelano una antica attività vulcanica datata circa 400ka fa. Circa 25ka fa l'attività del vulcano è poi cambiata drammaticamente in una successione di eventi

esplosivi. Infatti, fino a 17ka anni fa l'attività è proseguita con fasi alterne effusive ed esplosive, per divenire, queste ultime, quasi prevalenti fino al 1631. Da tale anno all'ultima eruzione (1944) le manifestazioni eruttive, pure con alternanza di fasi, hanno assunto più spesso il carattere di flussi lavici (Rolandi et al., 1998). In estrema sintesi i materiali emessi dal vulcano possono riunirsi nelle seguenti unità:

- piroclastiti e scorie del cono vesuviano;
- colate laviche vesuviane cui sono spesso interposti livelli piroclastici discontinui e di varia potenza;
- lave basali del Somma.

Pertanto i depositi piroclastici sono il risultato di attività vulcaniche di tipo esplosivo. In accordo con le modalità di trasporto e di deposizione, essi possono essere classificati come: materiali piroclastici da caduta; materiali piroclastici da flusso; materiali piroclastici da corrente (surges).

- I materiali piroclastici da caduta individuano tre tipi di depositi che si distinguono per le dimensioni delle particelle. In particolare abbiamo: frammenti di notevoli dimensioni (>10cm) come bombe e scorie nere; frammenti di dimensioni minori (1-10cm) che includono lapilli, piccole bombe e blocchi; frammenti piccolissimi (<1cm) che includono lapilli fini e ceneri. Sia la dimensione delle particelle che la densità controllano la velocità finale di caduta. Di conseguenza questi depositi sono costituiti da particelle delle stesse dimensioni
- I materiali piroclastici da flusso sono in genere costituiti da più di un'unità. All'interno di una unità è usuale trovare una struttura non graduata, ma frammenti di pomici più grandi possono essere, invece, graduati. Ne consegue che in genere tali depositi sono poco assortiti.

- I materiali piroclastici da correnti (surges) sono il risultato del trasporto di materiale molto simile a quello osservato nel trasporto di sedimenti ad opera dell'acqua e del vento. Pertanto si generano correnti di materiale con densità e viscosità molto diversa che creano forme di accumulo molto complesse. Tali depositi sono caratterizzati da un elevato grado di frammentazione e dalla capacità della corrente di trasportare particelle di una data dimensione.

1. 2 Caratteri stratigrafici

Di seguito si riporta una breve sintesi dei materiali piroclastici presenti nella Regione Campania con un maggiore approfondimento ai materiali prodotti dall'attività esplosiva del Somma-Vesuvio, i quali, con riferimento al campo sperimentale (vedi capitolo 5), sono oggetto del presente lavoro di tesi.

I materiali prodotti nel corso dell'attività esplosiva dei Campi Flegrei si presentano sia sciolti sia litificati. La diagenesi di questi materiali piroclastici è strettamente legata a tipo di attività eruttiva che li ha prodotti. Infatti, il processo di litificazione dei materiali piroclastici del napoletano è da attribuirsi esclusivamente a fenomeni di autometamorfismo in cui i principali agenti sono i gas sprigionatisi dall'ammasso dei materiali depositatisi ancora caldi e ricchi di sostanze volatili.

L'area napoletana, pertanto, è composta da una grande varietà di depositi piroclastici i quali, malgrado siano simili per composizione, dimensione dei grani, età ed ambiente pre-eruttivo si presentano molto differenti per grado e tipo di alterazione.

I depositi piroclastici, principalmente derivanti dall'attività esplosiva del Somma-Vesuvio sono distribuiti nella zona vulcanica campana in maniera disomogenea in accordo agli assi di dispersione (fig. 1.2) di ciascuna eruzione, raggiungendo una spessore variabile tra i 4 e 7 metri sui Monti di Sarno e attorno a 2 metri sui Monti Lattari (fig. 1.3) (Rolandi et al., 2000; Di Crescenze e Santo, 2005).

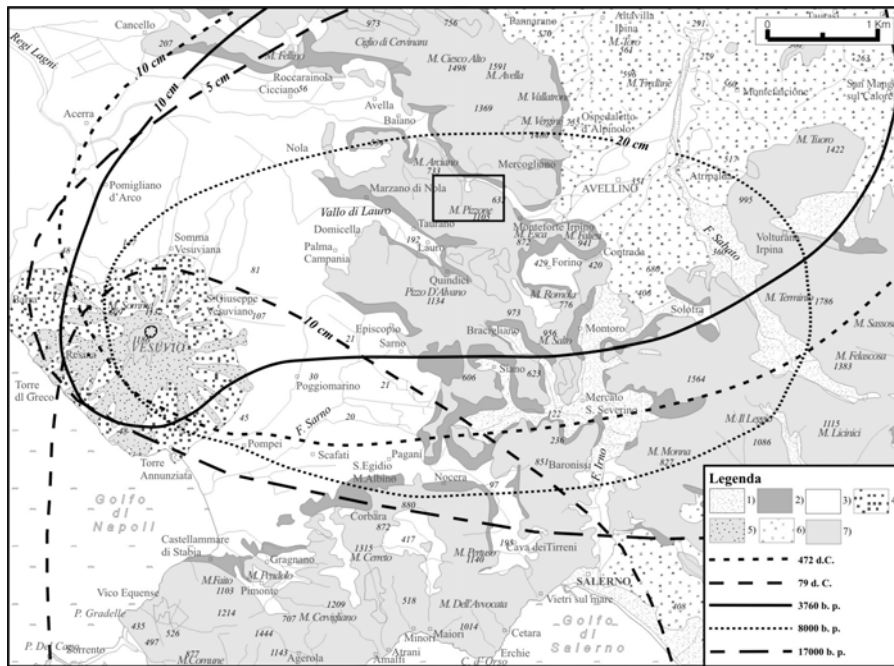


Fig. I.2 – Carta geologica e distribuzione dei principali depositi da caduta del Somma-Vesuvio (Di Crescenzo et al., 2007)

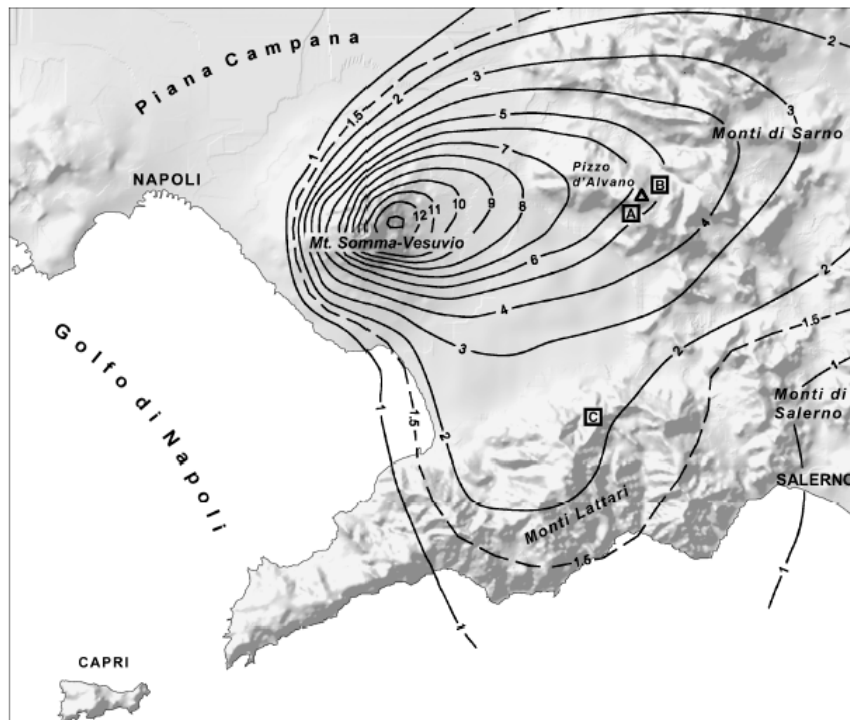


Fig. I.3 – Carta delle isopache del Complesso Piroclastico Recente (Rolandi et al., 2000)

Dopo la deposizione sui versanti carbonatici, i depositi piroclastici sono stati soggetti a fenomeni denudazionali, perlopiù rappresentati da movimenti di massa, generalmente controllati dall'angolo di pendio e dall'occorrenza di piogge di forte intensità; ciò si riflette attualmente nella presenza, lungo i versanti, di serie vulcanoclastiche incomplete (De Vita e Celico, 2006). Pertanto sui versanti carbonatici sono presenti, solo parzialmente ed in maniera fortemente discontinua, i termini più recenti della successione vulcanoclastica prodotta dalle eruzioni del Somma Vesuvio. Tale successione si ritrova, invece, in maniera completa e continua nell'ambito della Piana Campana, sebbene con variabilità laterali a grande scala indotte dalla differente distanza dal centro eruttivo, dal diverso orientamento degli assi di dispersione di ciascuna eruzione e dall'azione erosiva e deposizionale esercitata dalla rete idrografica.

I. 3 Caratteristiche meccaniche

Di seguito si riporta una breve sintesi delle caratteristiche meccaniche dei terreni piroclastici della Campania con riferimento a lavori presi in letteratura. In particolare:

- Depositi piroclastici nell'area urbana di Napoli
 - pozzolana del tufo giallo (Nicotera, 1998, 2000)
 - prodotti piroclastici relativi ad attività vulcanica recente (<15ka) dei campi flegrei (Evangelista e Scotto di Santolo, 2001; Evangelista et al., 2002)
- Depositi piroclastici generati dal Somma-Vesuvio
 - Cervinara (Olivares et al., 2002; Damiano, 2004; Lampitiello, 2004)
 - Pizzo d'Alvano (Bigotta et al., 2005)

I. 3.1 I depositi piroclastici nell'area urbana di Napoli

Come già ricordato in precedenza, malgrado siano simile per età, dimensioni dei grani ed ambiente pre-eruttivo, i depositi piroclastici dell'area napoletana presentano significative differenze..

I. 3.1.1 La pozzolana del tufo giallo (Nicotera, 1998,2000)

La distribuzione granulometria dei campioni prelevati ad una profondità variabile tra i 10m ed i 25m mette in evidenza una notevole uniformità del deposito investigato (fig. I.4). Tale materiale risulta caratterizzato da una curva granulometrica molto ampia passando dalle ghiaie ai limi con una piccola percentuale di argilla.

La compressibilità della pozzolana è stata in passato oggetto di studio di molti ricercatori impegnati nella comprensione dei meccanismi di interazione fondazione-terreno (Croce, 1954; Penta, et al., 1961; Pellegrino, 1967). Risultati tipici di prove eseguite in edometro tradizionale

in condizioni naturali sono riportate in fig. I.5 dove si osserva una marcata non linearità della curva di compressione fortemente influenzata dal valore dell'indice dei pori iniziale. Di conseguenza non risulta ben individuabile una retta di compressione vergine.

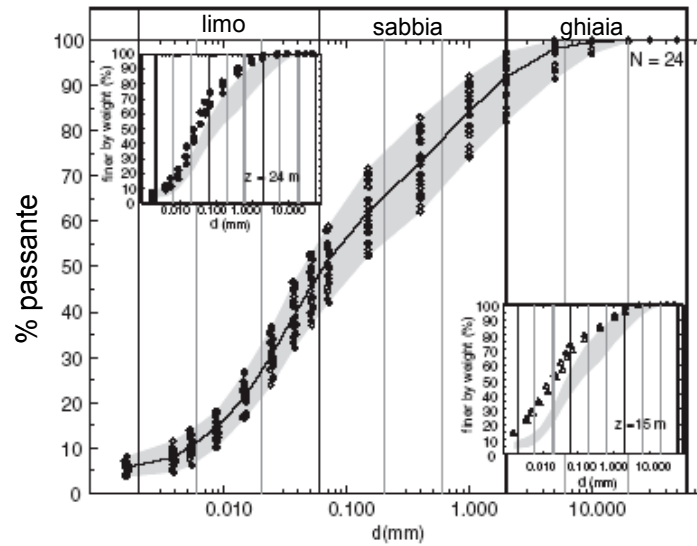


Fig. I.4 – Curva granulometrica della Pozzolana (Picarelli et al., 2007)

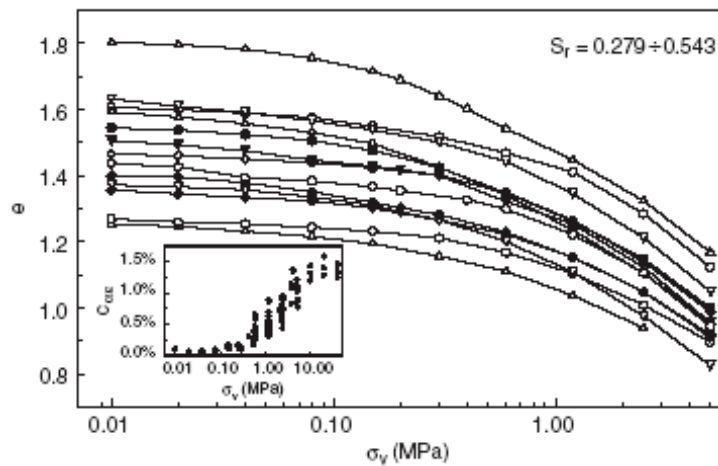


Fig. I.5 – Risultati di prove edometriche standard su una pozzolana non satura (Nicotera, 1998)

Prove di compressione edometrica eseguite con edometro a suzione controllata (Nicotera,1998) hanno invece consentito di investigare la compressibilità del materiale al variare della suzione e quindi del grado di saturazione.

Da prove di compressione triassiale eseguite con apparecchiatura tradizionale (Nicotera, 1998) sono state determinate le caratteristiche di resistenza sul materiale non saturo fig. I.6. I risultati sono stati suddivisi in quattro classi in funzione del peso secco dell'unità di volume iniziale, γ_d .

Assumendo l'assenza di legami di cementazione, la presenza della coesione intercetta potrebbe essere dovuta all'effetto combinato della dilatanza e della suzione di matrice.

Ulteriori prove di compressione triassiali sulla pozzolana in condizioni di parziale saturazione sono state eseguite utilizzando un apparecchiatura triassiale a suzione controllata (Nicotera,1998). Anche in tal caso è stato possibile osservare il comportamento del materiale in condizioni di parziale saturazione.

Sempre sullo stesso materiale sono state inoltre eseguite ulteriori prove con l'apparecchiatura di taglio tradizionale (Nicotera 1998; 2000) in cui il provino veniva saturato o durante la fase di rottura in corrispondenza del picco o durante la fase di consolidazione. In tal modo veniva valutata la caduta di resistenza in seguito all'annullamento della suzione. Risultati di tali prove sono riportate in fig. I.7.

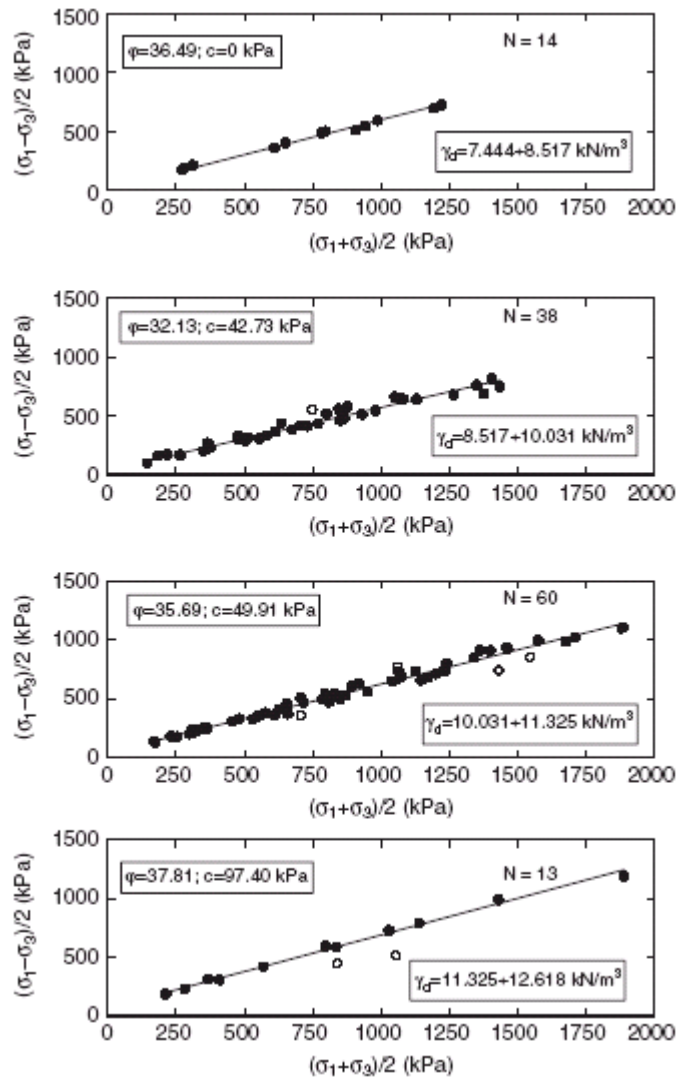


Fig. I.6 – Involuppi di resistenza di campioni indisturbati di una pozzolana non satura (Picarelli et al., 2007)

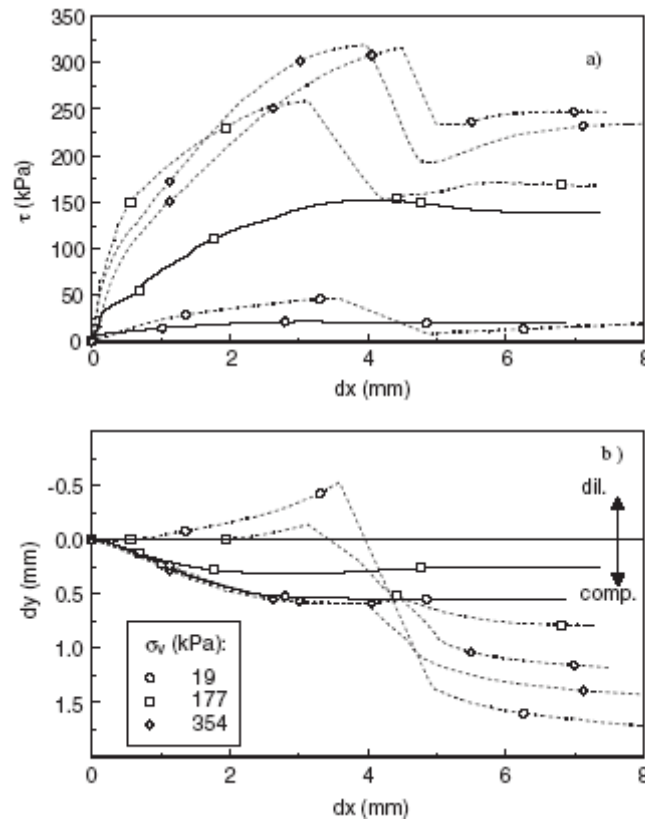


Fig. 1.7 – Risultati di prove di taglio diretto su una pozzolana (Nicotera, 1998)

1. 3.1.2 I prodotti piroclastici dell' attività vulcanica recente (<15ka) dei campi flegrei (Evangelista e Scotto di Santolo, 2001; Evangelista et al., 2002)

Tali materiali sono il risultato di differenti eruzioni di tipo idromagmatico le quali hanno generato materiali piroclastici da caduta, da flusso e da corrente (surges). Pertanto si riscontra una notevole variabilità del materiale ben identificabile dall'analisi delle curve granulometriche fig. 1.8 diversamente dalle pozzolane del tufo giallo che invece hanno un fuso più ristretto.

La resistenza al taglio è stata investigata con prove triassiali, in apparecchiatura tradizionali, eseguite su campioni sia in condizioni naturali

sia in condizioni di completa saturazione. Inoltre sono state eseguite anche prove di taglio diretto su campioni in condizioni naturali, secchi ed in condizioni di completa saturazione (Scotto di Santolo, 2000). L'influenza del grado di saturazione è inoltre mostrata in fig. I.9 in cui sono confrontati i risultati di due prove eseguite allo stesso livello tensionale.

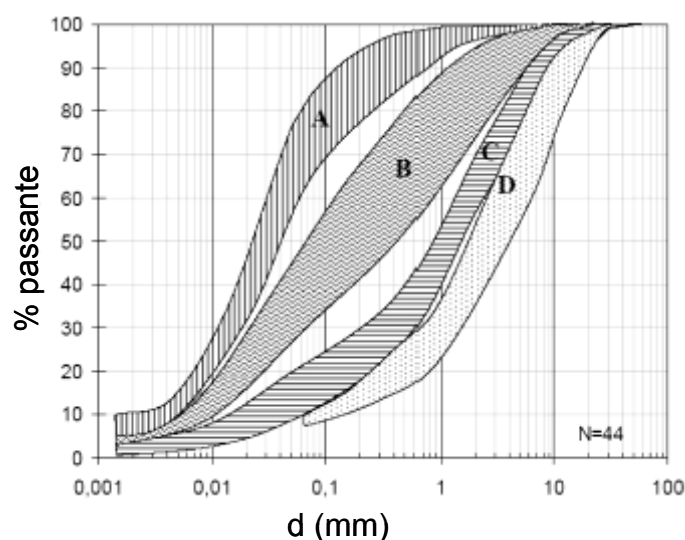


Fig. I.9 – Curve granulometriche dei depositi dei Campi Flegrei (Picarelli et al., 2007)

Come per le pozzolane del tufo giallo anche in tal caso i risultati sono stati suddivisi in quattro classi in funzione del peso secco dell'unità di volume iniziale γ_d , fig. I.10, e l'angolo di attrito critico individuato è risultato di circa 35° . Dai risultati di prove di taglio diretto, con sommersione del provino durante la rottura, è stato inoltre osservato, in modo analogo al caso delle pozzolane, la notevole riduzione di resistenza del materiale accompagnata da un'elevata deformazione,(fig. I.11).

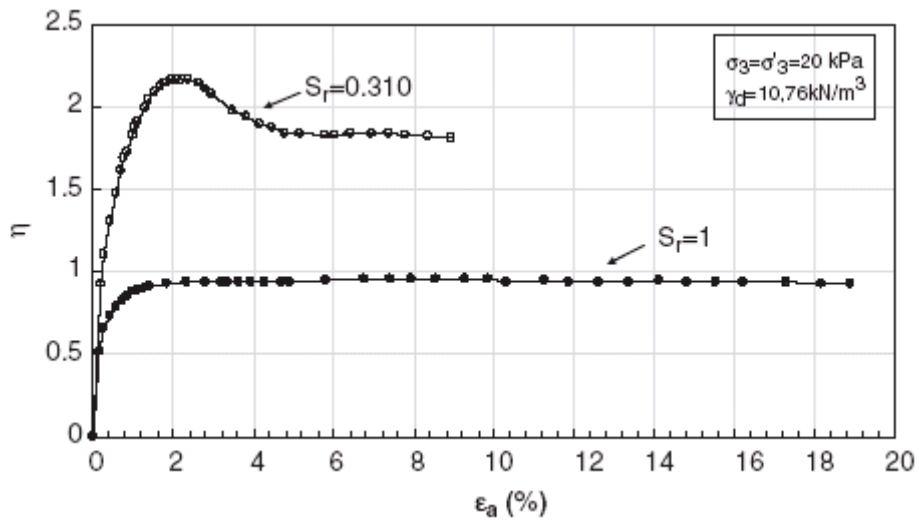


Fig. I.9 – Diagramma tensioni-deformazioni di due prove triassiali di campioni dello stesso materiale dei Campi Flegrei, con lo stesso peso secco ma con diverso grado di saturazione (Picarelli et al., 2007)

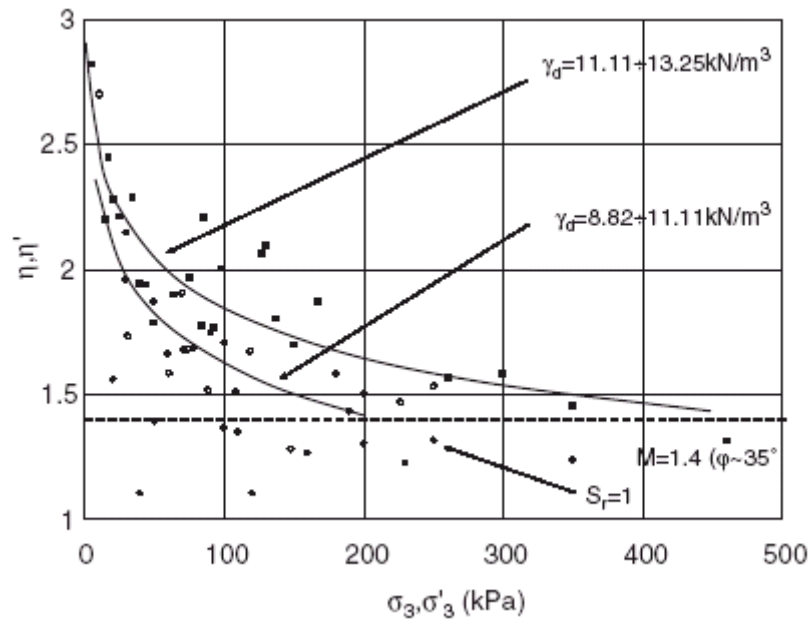


Fig. I.10 – Rapporto tra tensione deviatorica – sferica in funzione della tensione di sconfinamento (Picarelli et al., 2007)

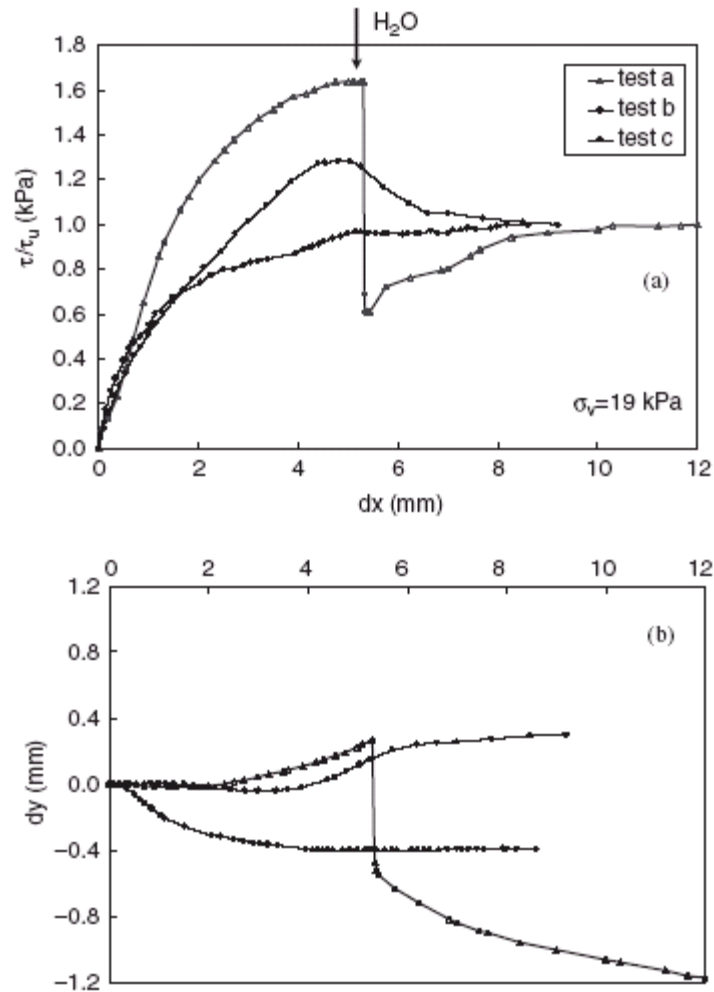


Fig. I.11 – Risultati di prove di taglio diretto eseguite a differenti condizioni di saturazione (Picarelli et al., 2007)

In realtà, alla luce dei risultati ottenuti dalla sperimentazione condotta durante la presente tesi di dottorato, su terreni piroclastici generati dal Somma-Vesuvio, è emerso la necessità di considerare elevati livelli di deformazione per poter attingere le condizioni di stato critico. Questo implica che, forse, anche per questi terreni piroclastici, nonostante la loro diversa origine, la resistenza misurata con riferimento al livello di deformazione raggiungibile con le apparecchiature di laboratorio è leggermente più piccola. Pertanto, il valore determinato potrebbe essere

prossimo a quello ottenuto dalla sperimentazione condotta sulle pozzolane del tufo giallo, cioè pari a circa 37° , evidenziando che tali terreni se pur differenti per eruzione, deposizione ed assortimento granulometrico, mostrano un comportamento meccanico molto simile. Tale analogia dal punto di vista meccanico la si ritrova, come vedremo di seguito, anche dall'analisi delle caratteristiche meccaniche dei terreni piroclastici, presenti in diversi siti, generati dalle eruzioni del Somma-Vesuvio.

I. 3.2 I depositi piroclastici del Somma-Vesuvio

Come già ricordato in precedenza, i depositi piroclastici derivanti dall'attività esplosiva del Somma-Vesuvio sono distribuiti nella zona vulcanica campana in maniera disomogenea in accordo agli assi di dispersione delle varie eruzioni. Pertanto sui diversi versanti è possibile ritrovare successioni stratigrafiche molto diverse in funzione della loro ubicazione ed in funzione della pendenza del pendio (De Vita e Celico, 2006).

I. 3.2.1 Le piroclastiti di Cervinara (Olivares et al., 2002; Damiano, 2004; Lampitiello, 2004)

La copertura piroclastica presente in tale area è caratterizzata da una alternanza di ceneri vulcaniche e di pomici, talora mescolate o intervallate da detriti lapidei derivanti dall'alterazione della roccia di base, spesso costituita da rocce carbonatiche. A contatto con questa ultima in alcuni casi si rinviene uno strato cineritico argillificato. Nella fig. I.12 si riporta la stratigrafia rappresentativa ottenuta da una serie di pozzetti scavati lungo il versante.

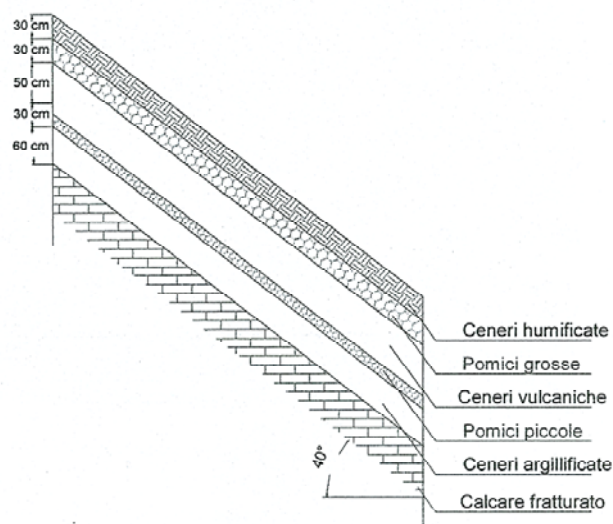


Fig. I.12 – Sezione stratigrafica riconosciuta nell'area in frana (Lampitiello 2003)

La pendenza è quasi regolare ed è costituita da terreni non saturi, depositatisi per l'azione del trasporto eolico, poggiati su calcare fratturato. In fig. I.13 sono riportate le curve granulometriche di ogni strato.

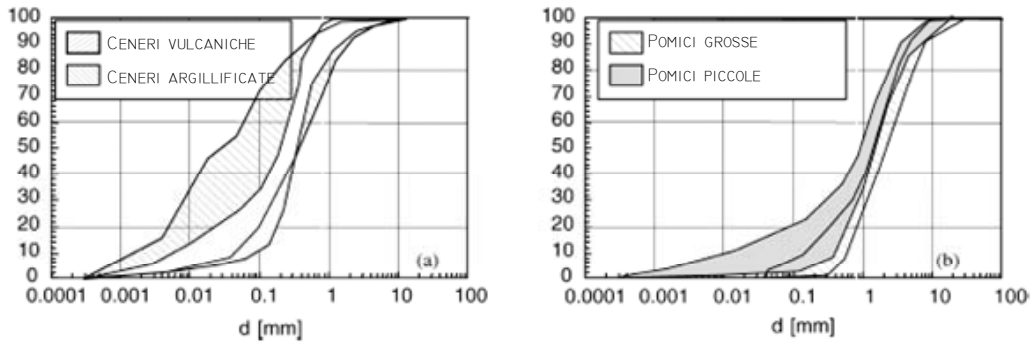


Fig. I.13 – Curve granulometriche dei singoli strati (Olivares e Picarelli 2003)

Per quanto riguarda invece le prove meccaniche, esse sono state eseguite solo sui due strati di ceneri (vulcaniche ed argillificate) per l'impossibilità di prelevare campioni indisturbati negli strati di pomice.

Prove di compressione isotropa condotte su campioni indisturbati, caratterizzati dallo stesso indice dei pori, sia in condizioni di completa saturazione che in condizioni di parziale saturazione ($u_a - u_w = 40$ kPa) sono rappresentate in fig. I.14. La tensione di preconsolidazione risulta maggiore per il terreno non saturo con valori compresi nell'intervallo 30kPa e 70kPa, mentre la pendenza della retta vergine risulta maggiore per il terreno saturo.

Per la caratterizzazione meccanica dei due strati di ceneri sono state eseguite prove triassiali su provini indisturbati in condizioni di totale e parziale saturazione. Inoltre per valutare anche l'influenza dell'indice dei pori sul comportamento meccanico sono state eseguite prove su campioni ricostituiti.

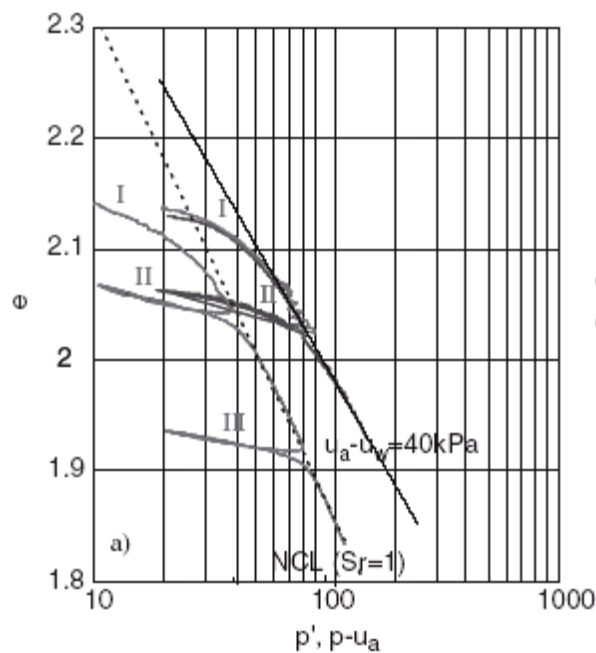


Fig. I.14 – Risultati di prove di compressione isotropa su campioni indisturbati saturi e non saturi (Picarelli et al., 2007)

Le prove non sature, eseguite con la stessa apparecchiatura utilizzata da Nicotera (1998), sono state condotte ad una tensione media netta variabile tra 20kPa e 80kPa e con una suzione variabile tra 10kPa e 70kPa. Le prove sature invece sono state eseguite con una procedura particolare messa a punto presso la Seconda Università di Napoli (Olivares e Picarelli, 2001), attraverso la quale è possibile misurare le deformazioni volumetriche in fase di saturazione. Infatti, come conseguenza dell'elevata porosità di questi terreni, la saturazione provoca il collasso volumetrico con una elevata variazione dell'indice dei pori. Ne consegue che è necessario misurare tale variazione per poter poi meglio interpretare il reale comportamento del terreno.

Le prove di tipo drenato eseguite sui terreni saturi mostrano che il comportamento dei terreni è sempre duttile e contraente, come è naturale a causa dell'elevata porosità (circa 0,70) fig. I.15.

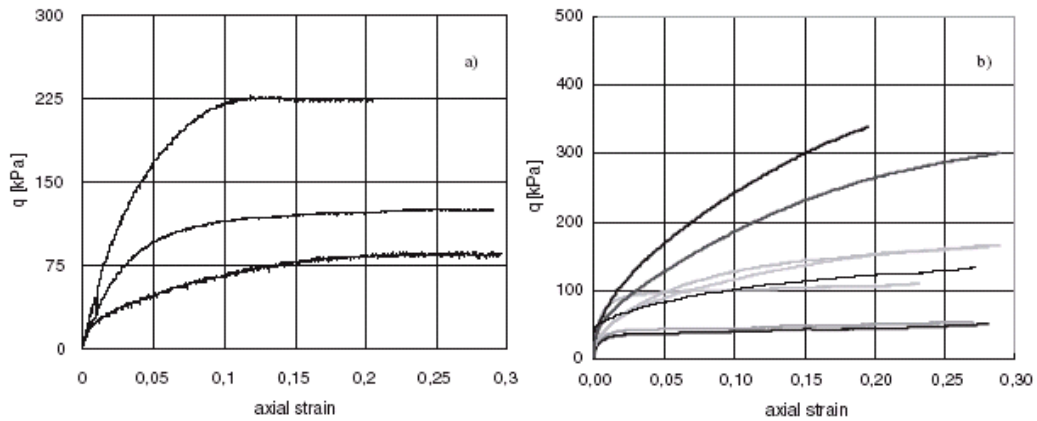


Fig. I.15 – Curve tensione – deformazione di provini indisturbati saturi (a) e non saturi (b) (Picarelli et al., 2007)

L'involuppo di rottura per i terreni in condizioni sature fig. I.16 fornisce un valore dell'angolo di attrito pari a circa 38° con coesione efficace nulla. Nella stessa figura sono riportati anche i risultati delle prove non sature dalle quali è possibile notare la significativa influenza della suzione sulla resistenza al taglio.

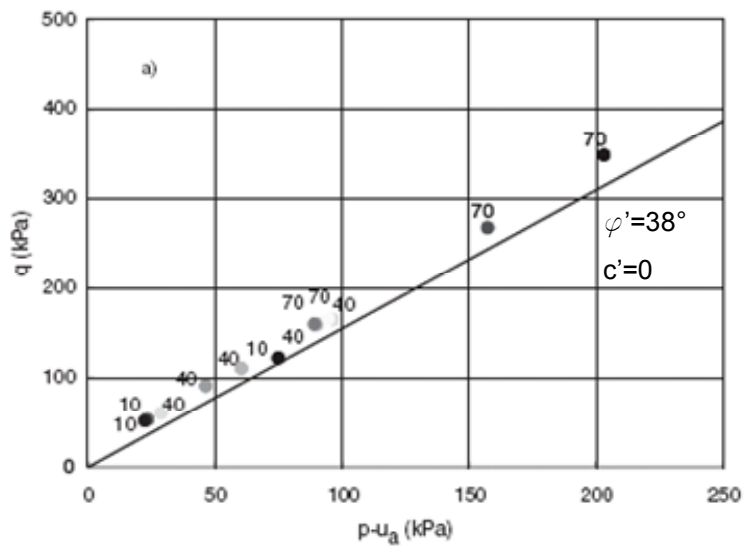


Fig. I.17 – Resistenza a taglio di campioni saturi e non saturi (Olivares e Picarelli 2003)

Per quanto riguarda invece le ceneri argillificate sono state eseguite solo prove sature, in un numero ridotto, dalle quali emerge un valore dell'angolo di attrito pari a circa 31° con una coesione efficace pari a 11kPa,(fig. I.17). In questo caso la presenza della coesione sembra essere dovuta al più basso valore della porosità (circa 0,55) e probabilmente della modesta plasticità di tale terreno.

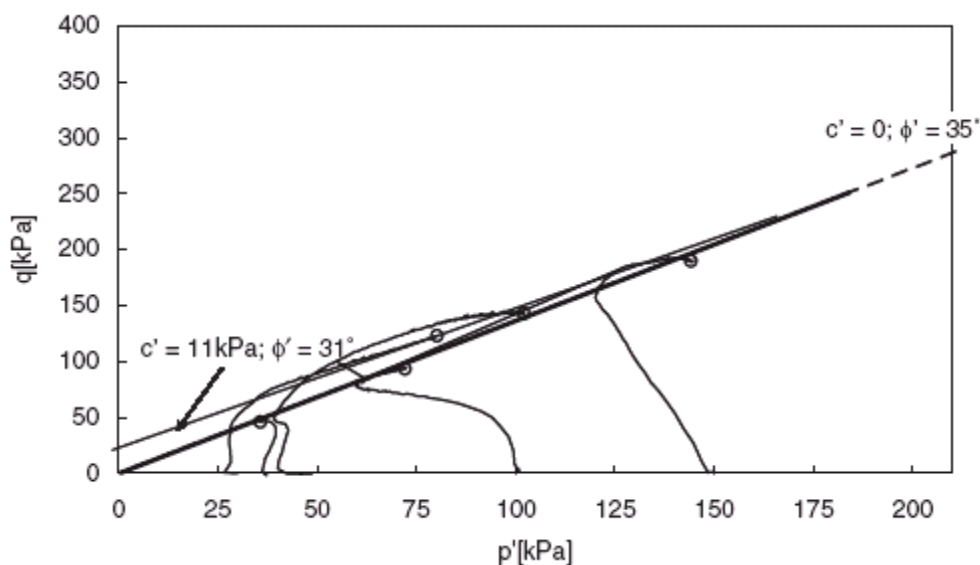


Fig. I.18 – Involuppi di resistenza di campioni saturi di ceneri alterate (Lampitiello 2003)

Sembra infine utile osservare che in prove non drenate su provini saturati, questi stessi terreni esibiscono un comportamento fragile. In effetti, nonostante l'elevato angolo di attrito, al crescere delle deformazioni indotte si verifica una forte riduzione della resistenza dovuta alle sovrappressioni neutre indotte. Tale comportamento è mostrato in fig. I.18 dove sono riportati i risultati di prove eseguite in condizioni non drenate, su provini ricostituiti. Osservando i risultati ottenuti è possibile individuare chiaramente la linea di Stato Stazionario¹.

¹ Lo teoria dello stato stazionario permette di descrivere il comportamento non drenato di terreni granulari "puliti", cioè, caratterizzati da una distribuzione granulometrica priva di

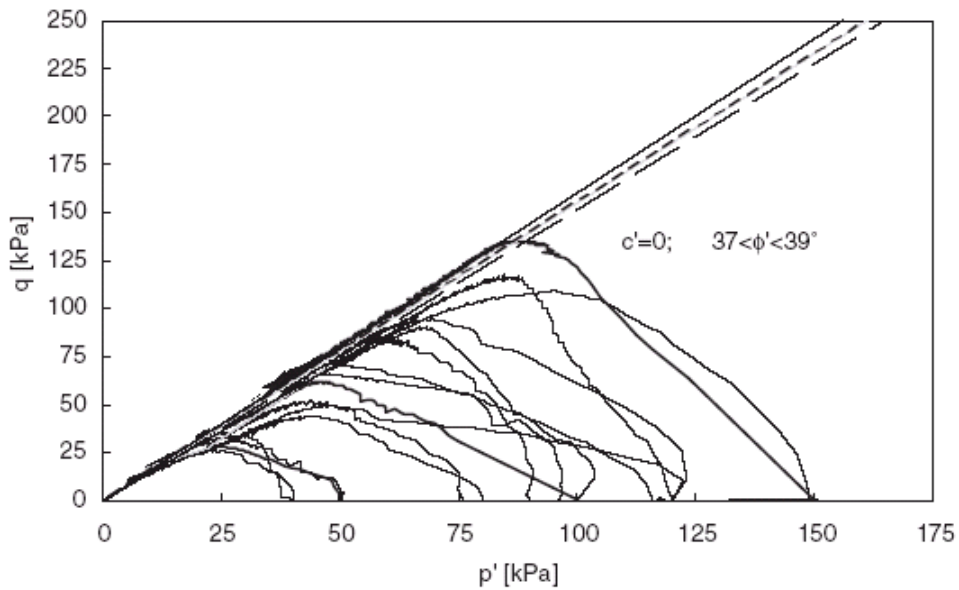


Fig. I.18 – Risultati di prove CIUC eseguite sulle ceneri di Cervinara (Olivares e Picarelli 2001)

Da studi condotti su tale particolare comportamento del terreno in condizioni non drenate si è visto che il parametro cruciale che governa la risposta del terreno è l'indice dei pori iniziale. Infatti, prove eseguite sullo stesso materiale ma con diverso indice dei pori (più piccolo) possono mostrare anche un comportamento stabile fig. I.19.

Per fornire, quindi, ulteriori indicazioni sul comportamento del materiale in condizioni non sature, con particolare riferimento all'influenza dell'indice dei pori, in fig. I.20 sono mostrati ulteriori risultati ottenuti sullo stesso materiale soggetto a tensioni di confinamento variabili tra 25kPa e 160kPa

particelle fini ($d < 0.075\text{mm}$); in particolare, essa permette di valutare la suscettibilità alla liquefazione statica. Punto focale della teoria è il concetto di *stato stazionario di deformazione* definito da Poulos (1981) come la condizione fisica corrispondente a sforzo deviatorico, pressione neutra, tensione efficace media, di taglio e velocità di deformazione costante. Lo stato stazionario viene raggiunto solo dopo la rottura degli eventuali legami interparticellari ed una profonda modifica della tessitura del terreno, nonché per deformazioni deviatoriche levate. Lo stato stazionario, inoltre, dipende solo dall'indice dei pori iniziale.

La relazione esistente a stato stazionario tra q, p' ed e è rappresentata dalla **linea di stato stazionario**.

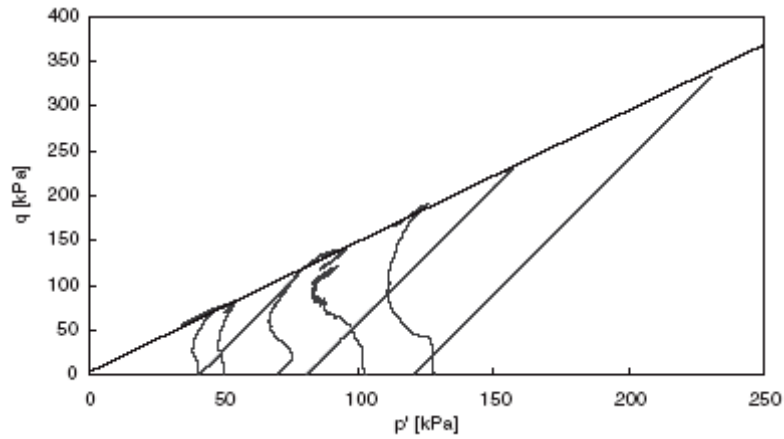


Fig. I.19 – Risultati di prove CIUC e CID su ceneri naturali sature di Forchia (Picarelli et al., 2007)

. Come già detto in precedenza, il comportamento meccanico è fortemente influenzato dalla condizioni iniziali, in quanto può essere dilatante o contraente in funzione dell'indice dei pori e della tensione di confinamento iniziale.

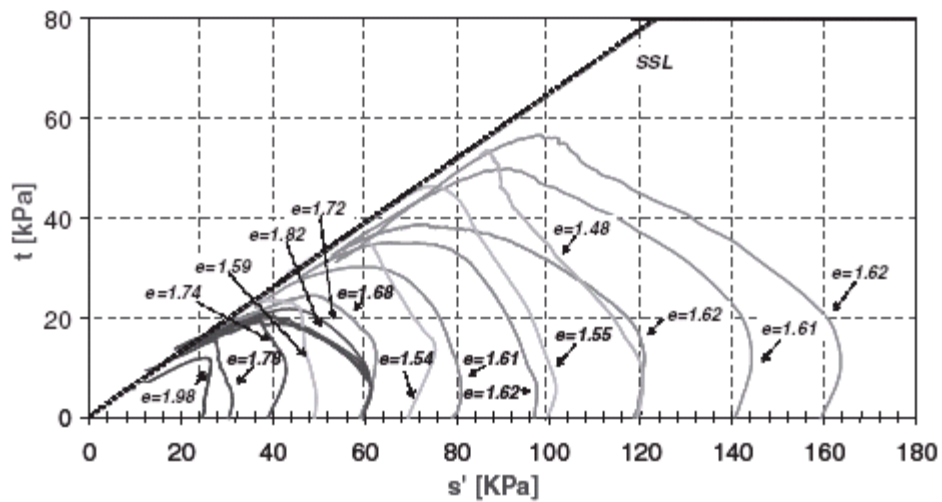


Fig. I.20 – Risultati di prove triassiali drenate e non drenate su provini ricostituiti di ceneri di Cervinara (Lampitiello, 2003)

1. 3.2.2 Le piroclastiti di Pizzo d'Alvano (Bilotta et al., 2005)

Con riferimento alle caratteristiche geologiche, le indagini e gli studi eseguiti su tale area, insieme alle informazioni disponibili in letteratura, emerge che tale massiccio risulta costituito, per uno spessore di circa cento metri, da roccia ed in particolare dolomia e/o marna. In seguito poi alle eruzioni esplosive del Somma Vesuvio tali rocce sono state completamente ricoperte da materiale piroclastico con spessori molto variabili che possono arrivare al massimo a 6-7 metri. La stratigrafia risulta pertanto ovunque simile, caratterizzata da una alternanza di pomici e ceneri, in modo analogo a quanto riscontrato nel sito precedente. Infatti, anche in tal caso, la variabilità è legata agli assi di dispersione ed all'angolo di inclinazione del pendio.

Da trincee eseguite lungo il versante, per i siti che sono stati investigati, si è riscontrato che in media la copertura piroclastica può essere considerata costituita da:

- strato di ceneri indisturbate o pedogenizzate con una presenza trascurabile di pomici e scorie;
- strati di pomici collegate alle diverse eruzioni;
- strati di ceneri, pomici e scorie che risultano mischiate in seguito a diversi fenomeni tra cui principalmente frane;
- strato di ceneri altamente pedogenizzate, con la presenza di materiale organico.

La caratterizzazione meccanica di tali depositi è stata eseguita su campioni indisturbati prelevati in tre differenti aree situate di fronte al centro abitato di Sarno fig. I.21. Anche in tal caso le prove sono state eseguite solo sui terreni ceneritici per l'impossibilità di prelevare campioni indisturbati nelle altre formazioni.

In ogni caso, la curva granulometrica ottenuta sia per le ceneri che per le pomici è indicata in fig. I.22, la quale mostra una grande variabilità per tutti i terreni situati nei siti investigati.

Per le sole ceneri, inoltre, è stata considerata una ulteriore divisione in due classi distinte A e B in funzione della porosità e della percentuale di materiale fine, (classe A considera campioni con una maggiore componente di fine e con una porosità più alta) fig. I.23. Tale divisione è stata necessaria perché, come si vedrà meglio in seguito, le due classi mostrano un comportamento molto diverso tra loro.

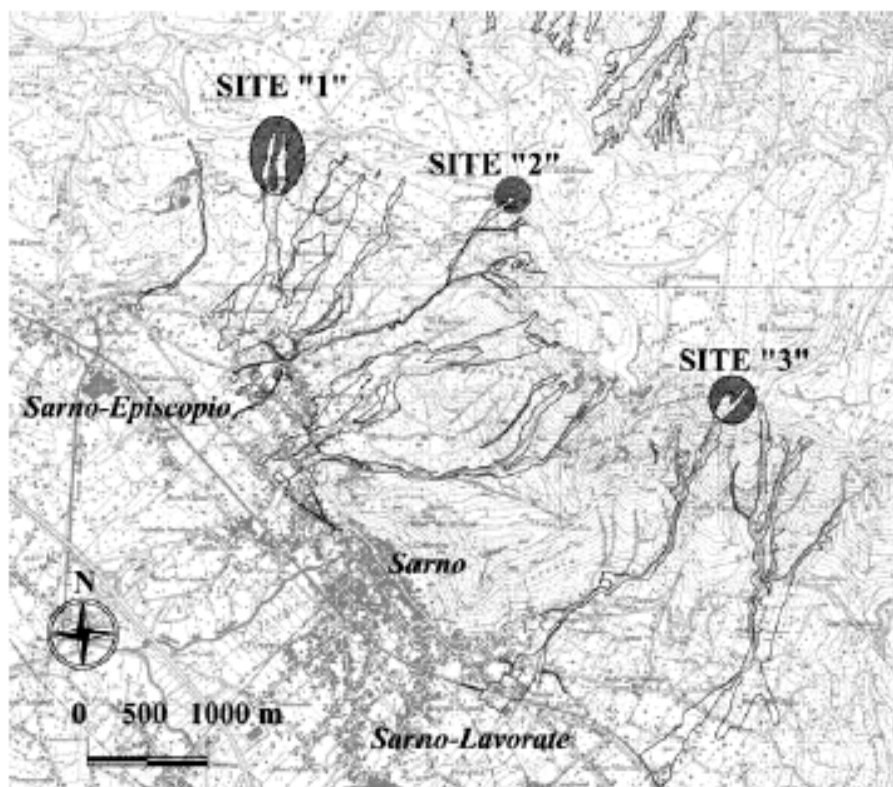


Fig. I.21 – Mappa dei tre siti studiati (Bilotta et al., 2005)

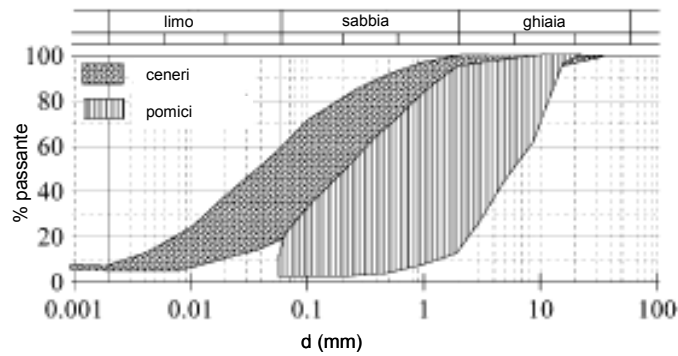


Fig. I.22 – Fuso granulometrico per ceneri e pomici (Bilotta et al., 2005)

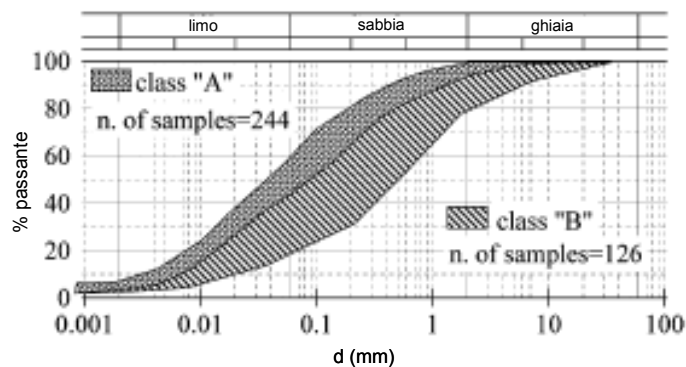


Fig. I.23 – Fuso granulometrico delle ceneri (Bilotta et al., 2005)

La resistenza a taglio della sola componente ceneritica è stata ampiamente investigata con prove di taglio diretto. Le prove sono state eseguite con differenti condizioni iniziali ed in particolare:

- per i provini indisturbati, sia con provino sommerso (W_{im}) e sia a contenuto d'acqua naturale (W_n)
- per i provini ricostituiti, considerando un contenuto d'acqua ottenuto da prove in piastra di Richards a valori di suzione di 50, 100 e 200 kPa (W_{pp}).

In ogni caso, la velocità di deformazione utilizzata nelle prove a bassi livelli tensionali, a parere dello scrivente, sembra essere un po' troppo alta

essendo stata posta pari a 28mm/giorno. Infatti, come si vedrà meglio in seguito, nel capitolo di sperimentazione di laboratorio, velocità di deformazioni così alte possono portare all'insorgere di sovrappressioni neutre che rendono di fatto la prova quasi non drenata.

I risultati ottenuti dalla sperimentazione nelle rispettive condizioni iniziali sono indicate nelle fig. I.24; I.25; I.26, in cui si riporta anche la suddivisione per classe.

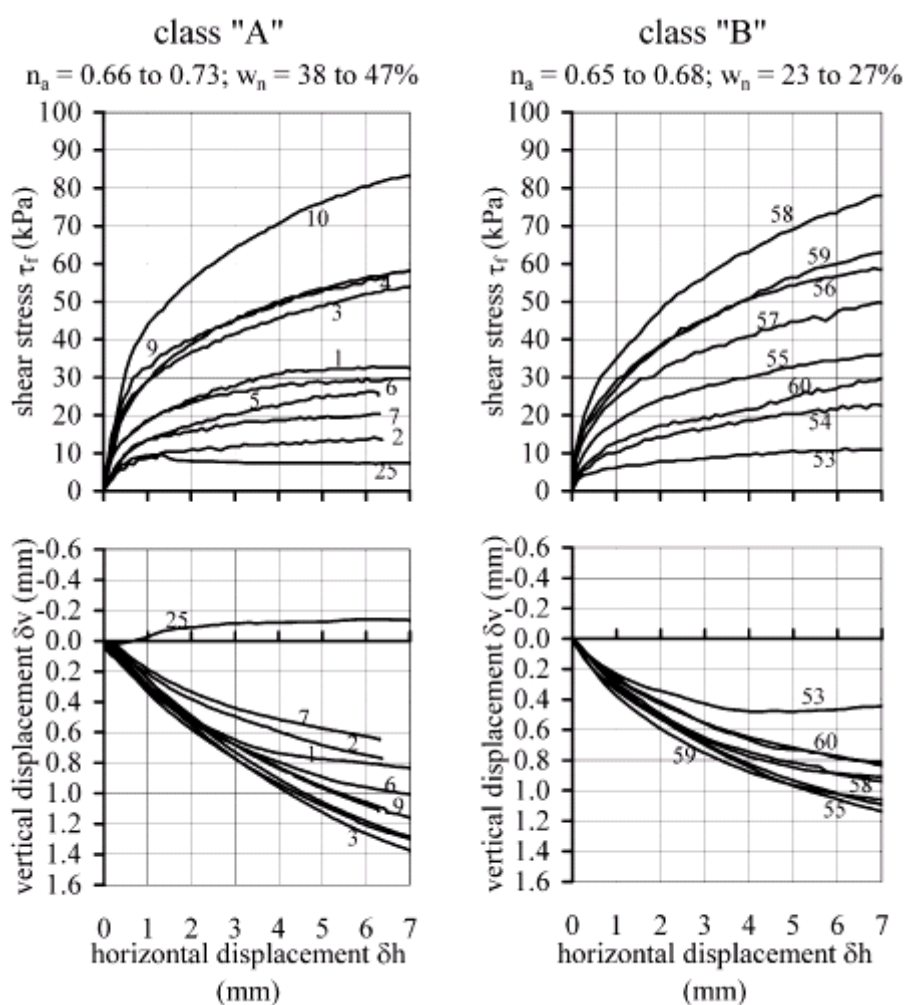


Fig. I.24 – Risultati di prove di taglio diretto su provini indisturbati sommersi (Bilotta et al., 2005)

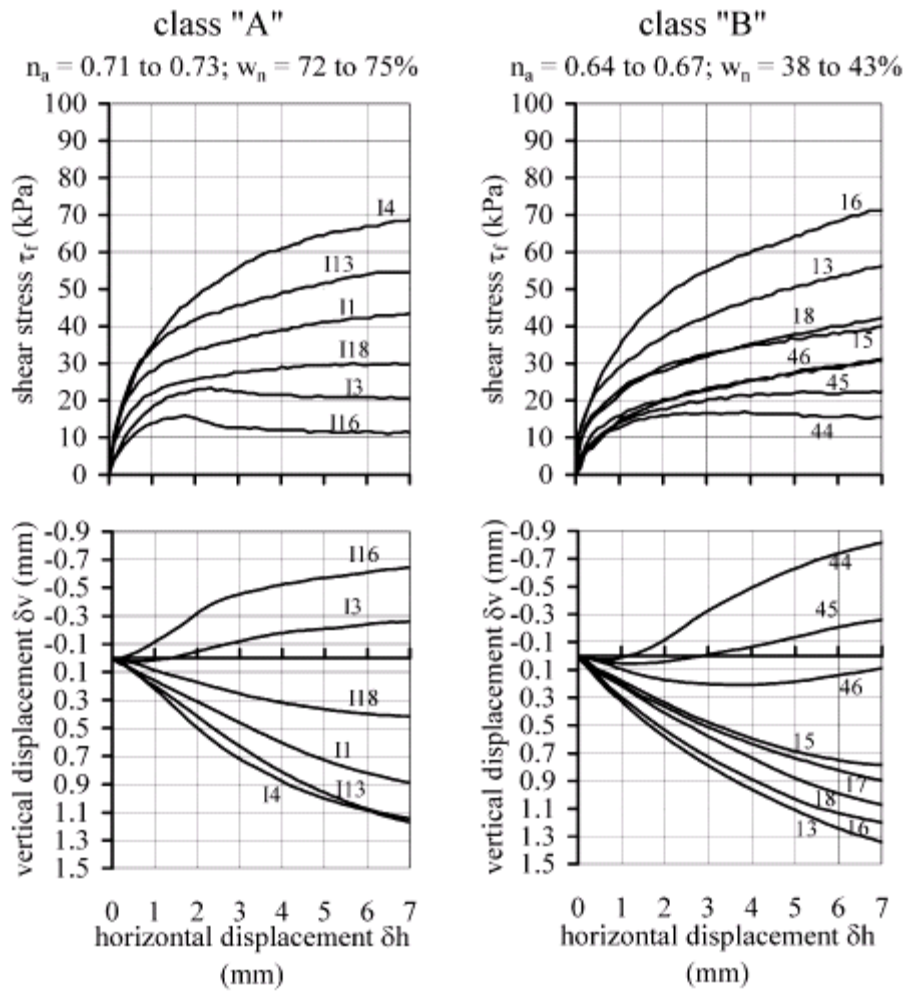


Fig. I.25 – Risultati di prove di taglio diretto su provini indisturbati a contenuto d'acqua naturale (Bilotta et al., 2005)

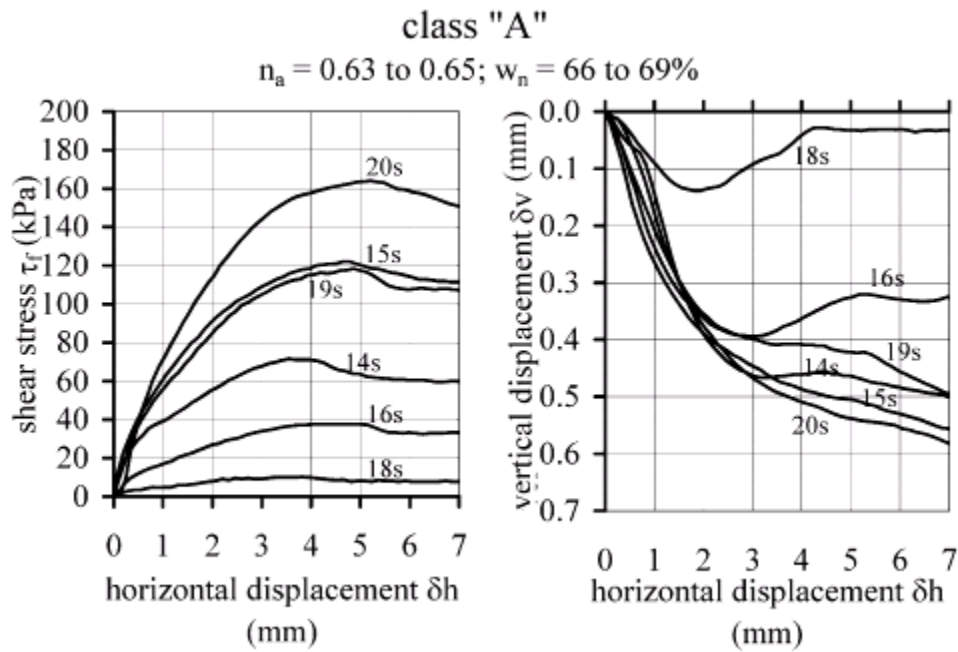


Fig. I.26 – Risultati di prove di taglio diretto su provini ricostituiti sommersi (Bilotta et al., 2005)

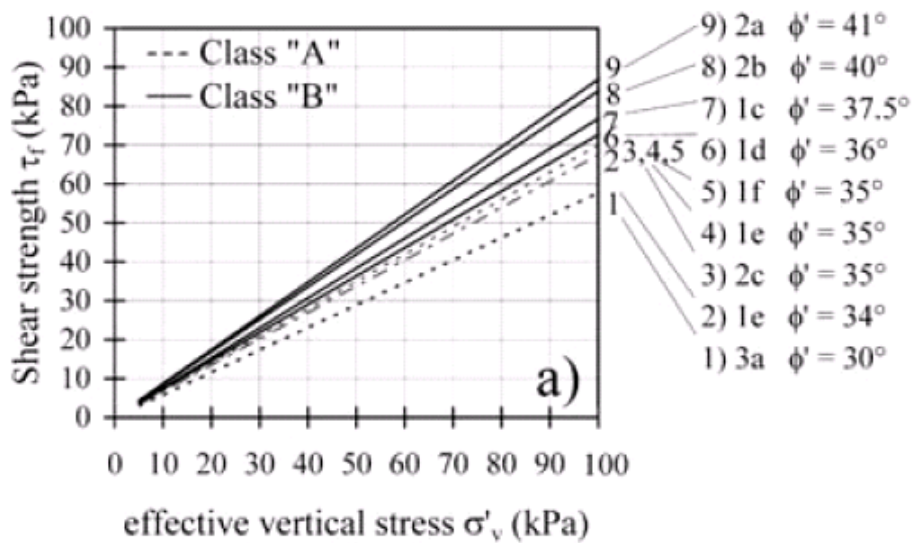


Fig. I.27 – Involuppo di resistenza provini saturi (Bilotta et al., 2005)

Solo per bassi valori della tensione verticale si osserva un comportamento dilatante che non risulta più presente nei caso di provini ricostituiti. Dall'analisi dell'involuppo di resistenza delle prove sui provini sommersi si nota una netta differenza tra i campioni di classe A e di classe B fig. I.27. Confrontando invece i risultati delle prove eseguite sui campioni indisturbati e ricostituiti (fig. I.28) si nota che per i ricostituiti l'angolo di attrito varia tra i 41° e 42° con una coesione efficace di 4-5 kPa, mentre per quelli indisturbati l'angolo di attrito varia tra i 30° e 35° con una coesione efficace di 2-3 kPa. Tale differenza può essere legata alla riduzione dell'indice dei pori nel campione ricostituito (pari a 0,61-0,62) rispetto al campione indisturbato (pari a 0,71).

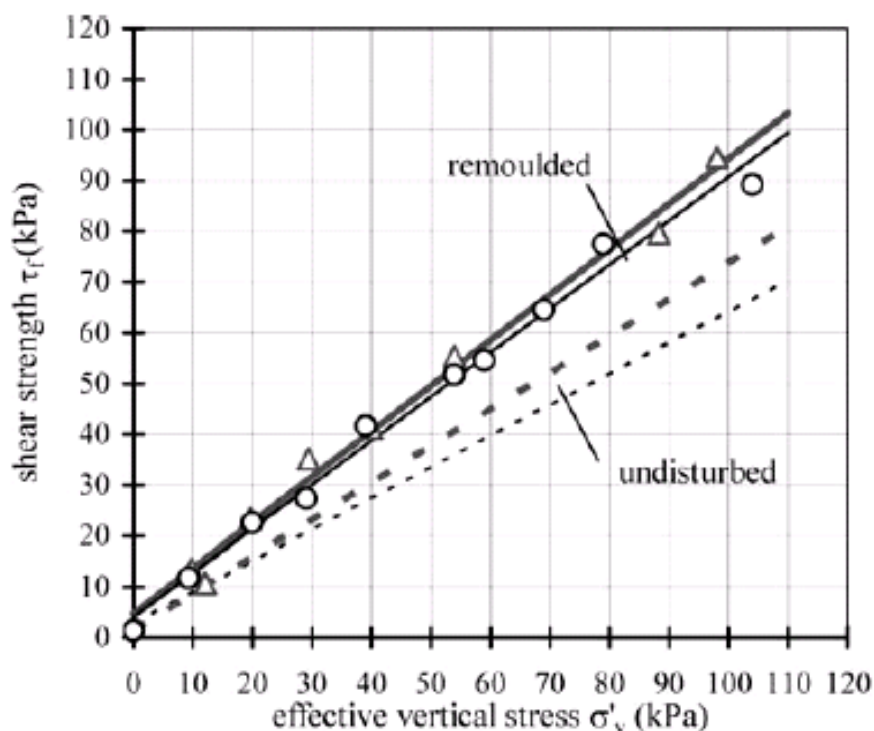


Fig. I.28 – Confronto tra involucri di resistenza ottenuti da prove di taglio diretto su campioni indisturbati e ricostituiti (Bilotta et al., 2005)

Confrontando tali risultati con quelli ottenuti dalla sperimentazione condotta sulle ceneri di Cervinara emerge che la resistenza misurata dalle prove sui campioni indisturbati è risultata più bassa di 2-3 gradi. Tale effetto potrebbe essere dovuto, come già accennato in precedenza, alla velocità di deformazione che probabilmente è stata posta troppo alta. Infatti, la sperimentazione condotta sulle piroclastiti di Monteforte, oggetto della presente tesi, mostra in modo chiaro l'effetto della velocità di deformazione e forniscono un valore di resistenza pari a circa 37° in linea con quello misurato sulle piroclastiti di Cervinara e sui terreni piroclastici generati dalle eruzioni dei campi flegrei.

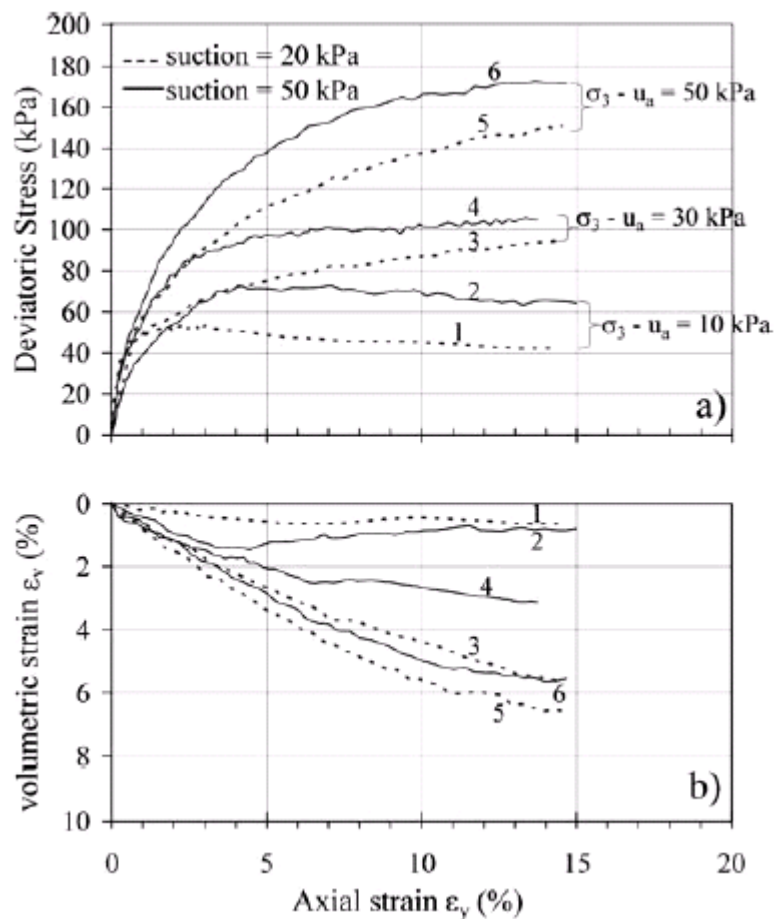


Fig. 1.29 – Risultati di prove triassiali non sature a differenti suzioni (Bilotta et al., 2005)

Prove in condizioni di parziale saturazione sono state invece eseguite con l'apparecchiatura triassiale non satura (Nicotera 1998), su provini di dimensione 68mm di diametro per 136mm di altezza. Le prove sono state effettuate con due soli valori della suzione pari a 20kPa e 50kPa e considerando tre diversi valori della tensione media netta pari a 10kPa, 30kPa e 50kPa. I risultati ottenuti da tali prove sono indicati in fig. I.29, in termini di tensioni nette.

Dall'analisi dei risultati si osserva un incremento della resistenza all'aumentare della suzione.

Una ulteriore descrizione delle caratteristiche meccaniche ed idrauliche dei terreni piroclastici derivanti dall'eruzione del Somma Vesuvio, in condizione di totale e parziale saturazione su una serie stratigrafica completa, è oggetto della presente tesi e sarà illustrata in dettaglio nei capitoli successivi.

CAPITOLO II – Fenomeni franosi nei materiali piroclastici della Campania

II.1 Ambienti tipici, condizioni stratigrafiche e morfologiche

Negli ultimi decenni in Italia è notevolmente cresciuta la consapevolezza dell'elevato rischio di frana a cui sono esposte molte parti del territorio nazionale la cui vulnerabilità, già nota agli esperti del settore, è stata drammaticamente colta anche dall'opinione pubblica a causa degli eventi catastrofici sempre più frequenti. Il problema è particolarmente avvertito in Campania che può considerarsi una delle regioni italiane maggiormente esposte al rischio frane. Infatti quasi tutti i comuni della regione presentano zone più o meno esposte a diversi livelli di rischio idrogeologico.

L'esperienza accumulata in questi anni dimostra che la maggioranza delle frane nei terreni piroclastici della Campania si sviluppa su pendii piuttosto ripidi con caratteristiche stratigrafiche analoghe. Infatti, in gran parte della regione, laddove si sono avute le colate più catastrofiche, la formazione di base su cui poggiano tali terreni è costituita da calcari o dolomie fratturati, ma in vaste aree la roccia di base è costituita da Tufo o da materiali fliscioidi ed argillitici. Le coperture piroclastiche sono invece costituite da alternanze, di spessori variabili da decimetri a metri, di ceneri vulcaniche e di pomici. Alla loro base è spesso presente uno strato ceneritico leggermente argillificato. Alle quote maggiori la successione è in sede, non avendo subito grandi spostamenti a partire dal momento della deposizione ed ha una potenza spesso non superiore ad un paio di metri. Essa può comunque presentare delle interruzioni dovute ad antichi fenomeni di frana che hanno asportato la parte oggi mancante. Alle quote inferiori i terreni in sede sono ricoperti da accumuli di materiali erosi o franati; gli spessori sono significativi e raggiungono anche varie decine di metri. Tali copertura

rimaneggiate sono costituite da una matrice ceneritica mescolata a pomici ovvero ad elementi lapidei costituenti il detrito di antiche frane. Con qualche eccezione, le coltri piroclastiche sono fuori falda e sono quindi in condizioni di parziale saturazione.

de Riso et al. (1999) mostrano che i profili dei versanti ricoperti da terreni piroclastici sciolti hanno una tipica forma concava, con massime pendenze in corrispondenza delle massime quote, ed un piedimonte piuttosto dolce. La pendenza della zona di distacco risulta variabile, ma nella maggioranza dei casi si rinviene compresa tra i 35° e 40°.

Come già più volte ricordato, le coperture dei rilievi collinari e montuosi della Regione Campania sono costituite da stratificazioni prodotte dalla deposizione di materiale di origine piroclastica eruttati a partire da alcune migliaia di anni fa, che presentano composizioni granulometriche e spessori legati sia alle caratteristiche delle singole eruzioni che alla distanza dai centri eruttivi. Il modesto grado di saturazione che spesso caratterizza questi terreni determina l'esistenza di una suzione significativa. Questa assume valori dipendenti dalla granulometria e dalle condizioni ambientali, con valori minimi nelle stagioni umide e massime nelle stagioni secche.

Le caratteristiche geomorfologiche e geotecniche delle coltri piroclastiche sono tali da consentire, in linea di principio, una valutazione affidabile delle condizioni di sicurezza con metodi semplici. Infatti, la regolarità sia dei profili morfologici che delle stratigrafie, oltre che i modesti spessori delle coltri, rendono spesso valido il modello di pendio indefinito; d'altro canto, l'omogeneità delle proprietà dei terreni e la stabilità del comportamento drenato minimizzano le incertezze sulle proprietà locali e sui parametri di resistenza mobilitati a rottura. Ciò nonostante, il modello di pendio indefinito non giustificherebbe comunque la stabilità della parte alta di molti versanti

nell'ipotesi di terreno asciutto, in quanto la loro pendenza a volte supera abbondantemente il valore dell'angolo di attrito. Questo implica che i depositi interessati devono presentare una certa riserva di resistenza di tipo coesivo che potrebbe essere dovuta alla suzione. In effetti, assumendo ad esempio una pendenza del versante pari a 45° ed un angolo di attrito di 38° , nell'ipotesi di pendio indefinito e di terreno asciutto il pendio è instabile; invece, ipotizzando il terreno parzialmente saturo e soggetto ad una suzione di soli 5 kPa, ad una profondità di 2m dal piano campagna il coefficiente di sicurezza sale a 1,24.

II.2 Condizioni ambientali

Le precedenti considerazioni indicano che le condizioni di stabilità delle coltri piroclastiche sono sostanzialmente dipendenti dalle condizioni ambientali, in quanto legati ai valori della suzione, che sono continuamente variabili con il regime delle piogge. In particolare, come già detto, senza il contributo della suzione le coltri sarebbero caratterizzate da un coefficiente di sicurezza minore dell'unità; pertanto, l'instabilità dei versanti naturali è sempre legata alla pioggia ed è causata o dalla riduzione della suzione (non necessariamente dal suo annullamento) o dall'instaurarsi di pressioni neutre positive all'interno di qualcuno degli strati. Ovviamente, quale sia il meccanismo capace di produrre la rottura dipende dalla geometria del versante e dalle situazioni stratigrafiche locali. Pertanto, lo studio dell'influenza delle piogge rappresenta un capitolo a se che richiede l'analisi di complessi fenomeni di corrivazione e di infiltrazione che sono prodotti dalle precipitazioni. I primi, dipendendo fortemente dalla morfologia e dalla dimensione dei bacini, rendono le zone incise molto differenti dai displuvi e dai pendii piatti. I secondi, invece, sono regolati dalla struttura e dalle proprietà idrauliche dei terreni, che hanno grossa influenza sul regime delle pressioni neutre che si instaura nel sottosuolo in seguito alle piogge. In fig. II.1 sono riportati alcuni scenari semplici circa l'effetto delle piogge sulla distribuzione delle pressioni neutre in un pendio piano e con strati paralleli al piano campagna;

- il primo caso (I) illustra una situazione caratterizzata dalla presenza di uno strato superiore continuo soggetto ad una distribuzione iniziale della suzione variabile in funzione della quota e della natura del terreno, e legata al grado di saturazione. Per effetto della infiltrazione dall'alto, si forma un fronte umido che avanza nel terreno producendo una riduzione della suzione ed eventualmente (questo dipende dal legame tra permeabilità e grado di saturazione del

terreno) la formazione di una falda sospesa con formazione di pressioni neutre positive. La rottura può verificarsi all'interno di questo strato sia a causa della riduzione della suzione (pendii ripidi) sia a causa della formazione di una falda sospesa (pendii dolci). Ovviamente il fenomeno è regolato dallo spessore e dalla pendenza dello strato, dalle caratteristiche di resistenza del terreno (non saturo-saturo), dalla distribuzione iniziale della suzione, dal legame permeabilità-grado di saturazione.

- Il secondo caso (II) ammette una infiltrazione negli strati più permeabili della copertura. In tali strati tende a formarsi una falda sospesa; allo stesso tempo, gli strati ubicati immediatamente al di sotto sono soggetti ad infiltrazione diretta. In relazione alla pendenza del versante ed alle caratteristiche di resistenza dei terreni che lo costituiscono, la rottura può verificarsi sia nello strato di copertura (caso I) che in quelli più permeabili, che potrebbero essere anche i più resistenti, o in quelli immediatamente al di sotto.
- Il terzo caso (III) descrive una situazione caratterizzata da una brusca variazione trasversale della permeabilità come può verificarsi nelle zone pedemontane, al passaggio tra depositi primari e secondari. Questa situazione rende possibile la formazione di falde in pressione negli strati più permeabili. Ancora una volta il meccanismo di rottura dipende dall'insieme dei parametri geometrici, meccanici ed idraulici. Ovviamente, il meccanismo più probabile di rottura è al contatto tra strati più permeabili e strati superiori meno permeabili.
- L'ultimo caso (IV) riguarda situazioni in cui esiste una alimentazione diretta dalla formazione rocciosa fratturata sottostante (es. calcare) che, in relazione alle differenze di permeabilità con i terreni immediatamente a contatto, può determinare sia sottopressioni che

alimentazione e saturazione degli strati sovrastanti (Cascini et al., 1998).

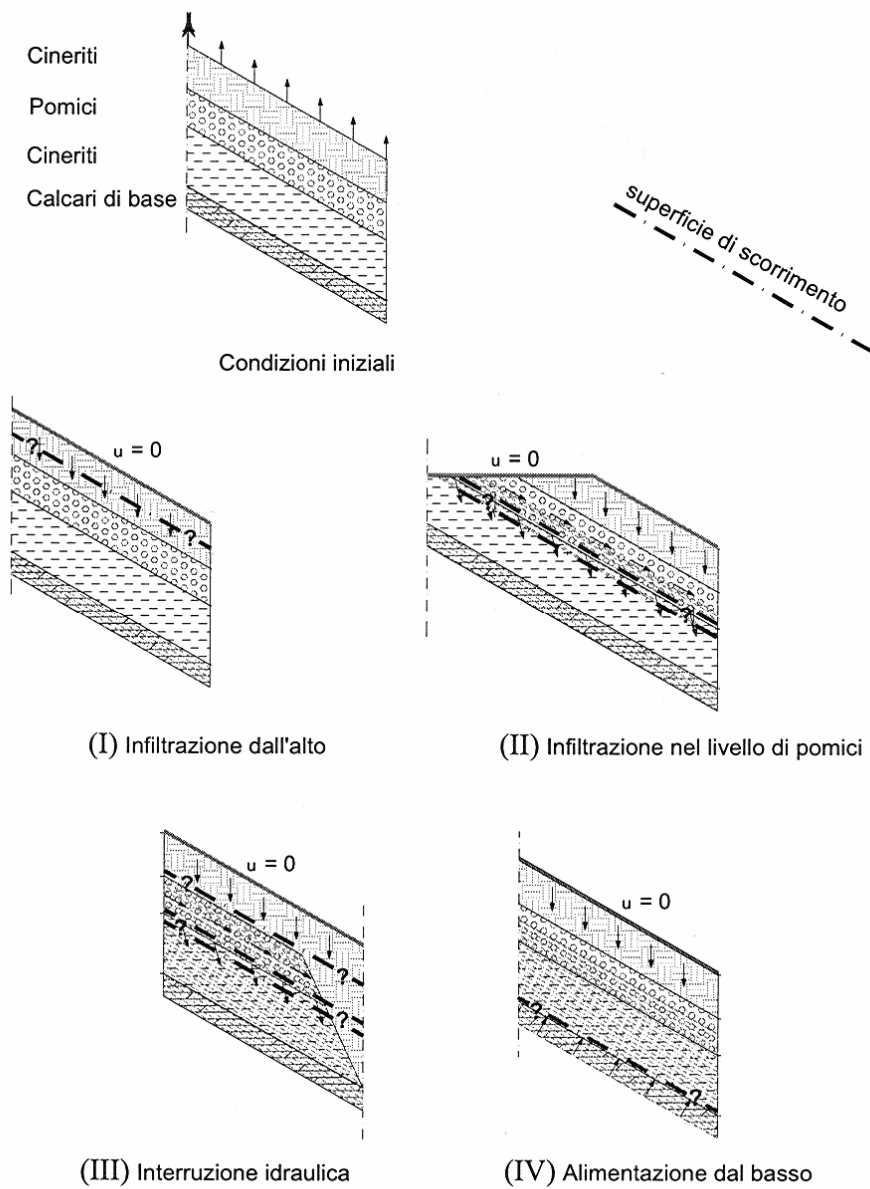


Fig. II.1 – Alcuni scenari di innesco

Si osservi che l'annullamento della suzione su di un piano qualsiasi parallelo al piano campagna conduce ad una situazione analoga a quella di pendio indefinito, per la quale la pendenza critica è pari all'angolo di attrito. Pertanto, assumendo che l'angolo di attrito delle ceneri sia sempre compreso tra 35° - 39° , e che le pomici abbiano un angolo di attrito leggermente maggiore, nel caso la rottura sia dovuta all'annullamento della suzione (senza che in alcun punto si generino pressioni neutre positive), tutti i versanti con inclinazione maggiore di 35° - 39° raggiungerebbero le condizioni di rottura all'interno degli strati ceneritici (schemi I e II). A questo proposito, è interessante osservare che, sulla base di dati raccolti da de Riso et al., (1999), le pendenze critiche appaiono comprese fra 35° e 40° (fig. II.2).

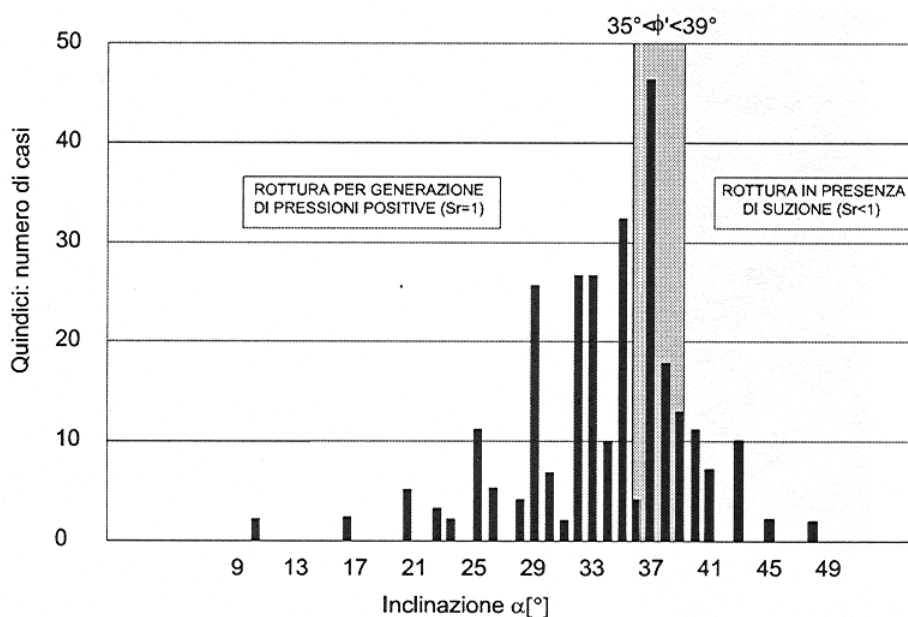


Fig. II.2 – pendenza della zona di distacco lungo versanti naturali nell'area di Quindici (modificato da de Riso et al., 1999)

Gli stessi de Riso et al. segnalano, inoltre, rotture avvenute lungo versanti con pendenze sia maggiori di 39° che minori di 35° . Nel primo caso, questo

implica che la rottura sarebbe avvenuta ancora in presenza di una certa saturazione, e che quindi lo strato interessato non abbia raggiunto la completa saturazione (vedi schema I). Nel secondo caso, il collasso potrebbe essere giustificato sia dalla formazione di zone sature dove abbia avuto inizio un moto di filtrazione con pressioni neutre non idrostatiche (vedi schemi I e II), sia da condizioni in cui la falda è in pressione (vedi schemi III e IV).

II.3 Possibili meccanismi di innesco della rottura

L'analisi della franosità delle coltri piroclastiche in Campania (de Riso et al., 1999) indica che le caratteristiche delle frane innescate in questi terreni presenta una significativa variabilità: infatti, oltre alle colate di fango, sono diffusi i casi di scorrimento; inoltre, laddove il terreno è dotato di una certa coesione, anche i crolli sono possibili.

Per le più gravi conseguenze delle colate di fango rispetto agli altri fenomeni di instabilità, di seguito saranno brevemente richiamati i possibili fattori predisponenti e di innesco.

Già in passato, anni 60-70, diversi autori ipotizzavano che le colate rapide erano il risultato di un meccanismo di collasso e liquefazione dei terreni interessati. Questa ipotesi è stata successivamente confermata, a partire dagli anni 80, da molte prove eseguite su modelli in piccola scala. Successivamente, sulla base di risultati di prove di laboratorio eseguite in condizioni non drenate (capitolo I.3.2), Olivares e Picarelli (2001) hanno ripreso tale ipotesi ritenendo che essa possa giustificare l'innescò di colate di fango anche nei terreni piroclastici del napoletano, a patto che essi fossero saturi e suscettibili alla liquefazione statica. In effetti, prove di laboratorio eseguite presso l'Università di Napoli (Nicotera,1998) e Salerno (Sorbino e Foresta,2002) e prove su modelli in piccola scala eseguite presso l'Università di Napoli (Zingariello,2006) ed Aversa (Damiano,2003) forniscono indicazioni sulla effettiva possibilità che tali terreni siano liquefacibili. Comunque, in assenza di una o più delle condizioni necessarie per la liquefazione, il meccanismo di rottura ed evoluzione potrebbe anche svilupparsi con caratteristiche differenti da quelle di colata di fango.

Olivares e Picarelli (2002) hanno fornito uno schema semplificato in cui si mostrano le diverse condizioni per le quali un processo di instabilità in terreni di natura piroclastica può evolvere in uno o in un altro tipo di frana, fig. II.3.

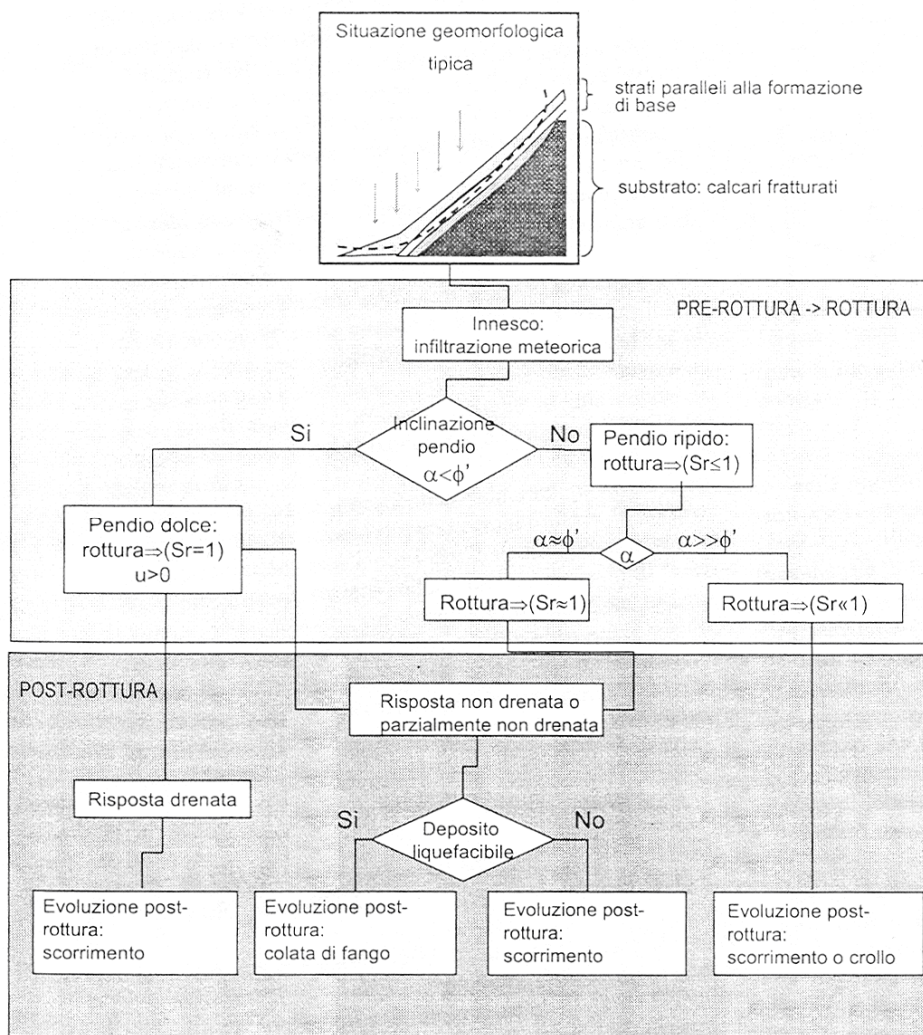


Fig. II.3 – Possibili meccanismi di frana in depositi piroclastici (da Olivares e Picarelli, 2002)

Nel caso di pendii dolci è possibile la presenza di una falda, eventualmente sospesa. Nei terreni sotto la falda il terreno è saturo e le pressioni neutre sono positive. In questo caso, durante la pioggia la rottura è provocata dall'incremento delle pressioni neutre per effetto della ricarica della falda. Nel caso i terreni siano collassabili e suscettibili di liquefazione, la rottura è brusca e caratterizzata dall'insorgere di pressioni neutre positive.

Comunque, la formazione di una colata di fango è possibile se la permeabilità è sufficientemente bassa da consentire il permanere delle sovrappressioni neutre per un periodo sufficientemente lungo da consentire la generazione e lo sviluppo della frana. Per terreni dotati di permeabilità elevata (pomici), non è detto che la formazione di una colata sia possibile, e comunque, se innescata potrebbe raggiungere rapidamente una condizione di equilibrio a causa della rapida dissipazione delle pressioni neutre indotte (Hutchinson,1986). Nell'ipotesi in cui il terreno presenti un comportamento stabile, la formazione di una colata di fango non è possibile, e la frana innescata assume le caratteristiche di uno scorrimento, come nel caso di terreni relativamente addensati. Quando il pendio è acclive la presenza di una falda è impensabile ed i terreni sono parzialmente saturi (situazione molto frequente in Campania). In questo caso, la stabilità dei versanti è dovuta alla coesione legata alla suzione. Come già detto, la rottura è provocata dalla diminuzione della suzione ed avviene per un valore di quest'ultima dipendente dalla geometria del versante e dall'angolo di attrito del terreno. Pertanto, per determinati valori della intensità e della durata di pioggia in relazione alle condizioni iniziali (suzione) ed alla permeabilità dei terreni, il pendio può raggiungere la rottura.

Si precisa che le precedenti osservazioni valgono essenzialmente per il caso di pendio indefinito e, in particolare, prescindono dall'ipotesi che la rottura possa essere di tipo progressivo, ovvero induca un meccanismo di *caricamento non drenato* su terreni sottostanti.

II.4 Cenni eventi di Sarno

L'instabilità delle coltri di origine piroclastica che ammantano i versanti carbonatici dell'area perivesuviana, ascrivibili ai Monti di Avella, Sarno e Lattari, rappresenta una delle problematiche di gestione del territorio maggiormente studiata negli ultimi anni dalla Comunità Scientifica, soprattutto dopo gli eventi tragici del 4 e 5 maggio 1998, sebbene tali fenomeni siano noti sin agli inizi del secolo scorso. Gli studi sono stati principalmente rivolti al riconoscimento dei fattori predisponenti e scatenanti l'innescamento di queste frane, il cui accadimento, sempre in diretta relazione causa-effetto con le piogge, è fortemente distruttivo e scatenato da instabilità di masse anche di dimensioni molto modeste, secondo una distribuzione in ampliamento ed avanzamento verso valle, uno stile complesso, una tipologia definibile *debris slide – debris flow*, ed una velocità estremamente rapida (Cruden e Varnes, 1996). La fase evolutiva intermedia, in cui il volume della massa coinvolta aumenta rapidamente, mediante l'ampliamento verso valle della superficie di rottura, può essere definita *debris avalanche*, durante la quale è possibile supporre l'esistenza di fenomeni di liquefazione delle coperture piroclastiche.

Numerosi sono i lavori scientifici rivolti all'approfondimento dei molteplici aspetti sotto i quali questi fenomeni franosi possono essere studiati (geomorfologici, geotecnici, idrogeologici, ideologici, ecc.). Tuttavia, tra i principali risultati emersi sono da annoverare: il ruolo predisponente al dissesto dei tagli artificiali nella coltre piroclastica operati diffusamente lungo i versanti perivesuviani per la costruzione di strade di montagna (Celico e Guadagno, 1998); la caratterizzazione stratigrafica e pedologica della coltre piroclastica (Terribile et al., 2000); l'esistenza di soglie idrologiche empiriche alle quali può essere indicativamente riferito l'innescamento delle frane ed il ruolo delle condizioni pluviometriche antecedenti (Chirico et al., 2000; De Vita, 2000).

Maggio 1998

A seguito delle intense precipitazioni registrate tra il 4 e 5 maggio 1998 sull'area montana circostante il Pizzo D'Alvano, l'intero massiccio è stato interessato da alcune centinaia di movimenti franosi dislocati a differenti quote. Il particolare ambiente geomorfologico ha favorito l'evoluzione dei diversi distacchi in colate rapide di notevole mobilità, che hanno invaso le pendici del rilievo fino agli abitati di Sarno, Quindici, Siano e Bracigliano, causando più di 150 vittime ed ingenti danni.

L'unità geologica dei Monti di Sarno, che culmina con i 1.133 m s.l.m. del Pizzo d'Alvano, descritta nel capitolo precedente (capitolo I.3.2), è costituita da una sequenza di strati di pomice e ceneri solitamente compresi tra paleosuoli formati nelle pause eruttive. In questo scenario si sono mobilitate diverse colate rapide che, percorrendo le principali linee di impluvio, hanno riversato centinaia di migliaia di metri cubi di fango e detriti sulle valli sottostanti. I meccanismi di infiltrazione delle acque meteoriche nelle coltri piroclastiche e la circolazione idrica nei calcari sono stati determinanti nell'innescare dei movimenti franosi. Infatti, i dati pluviometrici registrati nella stazione di Ponte Camerelle descrivono un andamento delle precipitazioni che assegna al mese di aprile 175mm cumulatisi in 15 giorni di pioggia, di cui 88mm registrati tra il 16 ed il 19 aprile; dal 1 al 5 maggio, invece, si è rilevato un totale di 102mm con un solo giorno asciutto e ben 95,6mm caduti tra il 4 e 5 maggio, intervallo in cui si sono registrati i fenomeni franosi.

CAPITOLO III – Caratterizzazione meccanica terreni non saturi

III.1 Variabili tensionali

III.1.1 Cenni storici

Un dei primi tentativi di esprimere il comportamento meccanico dei terreni non saturi risale alla relazione proposta da Bishop (1959):

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)$$

Tale relazione combina la tensione totale σ , la pressione dell'aria u_a , e la pressione dell'acqua u_w in una singola tensione efficace σ' in cui il parametro χ è funzione del grado di saturazione S_r ed in particolare tale parametro è nullo per $S_r = 0$ ed è pari a uno per $S_r = 1$. Ciò significa che l'espressione proposta da Bishop si riduce a quella di Terzaghi nel caso di completa saturazione. L'andamento del parametro χ per valori intermedi del grado di saturazione va poi determinato sperimentalmente caso per caso. Infatti lo stesso Bishop propose di stimare χ confrontando i risultati di prove triassiali condotte su provini saturi e provini non saturi.

Jennings e Burland (1962) furono i primi ricercatori a mettere seriamente in dubbio la validità dell'espressione di Bishop con obiezioni che erano avvalorate da una serie di evidenze sperimentali riguardanti la compressibilità dei terreni non saturi. In particolare si metteva in evidenza che la relazione di Bishop non era in grado di prevedere il collasso strutturale che in taluni terreni si verifica a seguito della riduzione o dell'annullamento della suzione (*Wetting*). Infatti, nella fase di umidificazione, per riduzione della suzione, è comune esperienza in alcuni terreni osservare un aumento di volume (rigonfiamento) se l'umidificazione avviene sotto bassi valori della tensione netta $\sigma - u_a$ ed una riduzione di

volume (collasso) se l'umidificazione avviene sotto alti valori della tensione netta $\sigma - u_a$.

Successivamente Bishop e Blight (1963) e Bligh (1965) fornirono ulteriori giustificazioni sulla validità della relazione di Bishop ma in ogni caso Burland (1964 e 1965) addusse contro tale relazione argomentazioni basate sull'esame dei risultati sperimentali sulla compressibilità dei terreni non saturi. In definitiva quest'ultimo concluse che il principio delle tensioni efficaci non poteva essere formulato nel caso dei terreni non saturi e che pertanto il comportamento meccanico di questi andava descritto impiegando due *variabili tensionali indipendenti* $\sigma - u_a$ ed $(u_a - u_w)$. Alle stesse conclusioni giunse in seguito anche Aitchison (1967).

Oltre alla relazione proposta da Bishop ci furono nello stesso periodo altre relazioni che cercarono di estendere il principio delle tensioni efficaci ai terreni non saturi. Tra esse si ricordano:

- Donald (1956)

$$\sigma' = \sigma - p''$$

con p'' depressione dell'acqua rispetto alla pressione atmosferica

- Croney et al (1958)

$$\sigma' = \sigma - \beta' \cdot u_w$$

con β' fattore che tiene conto del numero di menischi in corrispondenza dei contatti tra le particelle efficaci nel contribuire alla resistenza.

- Aitchison (1961)

$$\sigma' = \sigma + \psi \cdot p''$$

con p'' depressione dell'acqua rispetto alla pressione atmosferica e β rapporto tra le aree delle porzioni di sezione occupate dall'acqua e dall'aria

- Richards (1966)

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi_m \cdot (h_m + u_a) + \chi_s \cdot (h_s + u_a)$$

con χ_m parametro dimensionale che esprime l'efficacia della suzione di matrice h_m e χ_s parametro dimensionale che esprime l'efficacia della suzione osmotica h_s .

Negli anni successivi diversi autori impiegarono l'approccio a variabili indipendenti per rappresentare i risultati di prove di compressione su terreni non saturi. Fredlund e Morgenstern (1977) presentarono un'analisi teorica dell'equilibrio di un elemento di terreno non saturo in base alla quale concludevano che il comportamento meccanico dei terreni non saturi poteva venire descritto con due qualsiasi delle tre variabili $(\sigma - u_a)$, $(\sigma - u_w)$ ed $(u_a - u_w)$. D'altra parte le stesse prove eseguite da Bishop e Donald (1961) per confermare la validità dell'espressione di Bishop fornivano una conferma della validità dell'approccio a variabili indipendenti. La scelta più comune è quella di usare $(\sigma - u_a)$ e la suzione di matrice $(u_a - u_w)$ come variabili indipendenti. Questo approccio che per primo è stato usato da Coleman (1962) ha formato la base principale per lo sviluppo dei modelli costitutivi dei terreni non saturi.

Ulteriori nuove combinazioni di variabili tensionali sono state successivamente proposte in alternativa alla tensione netta $(\sigma - u_a)$ alla suzione di matrice $(u_a - u_w)$ le quali usualmente coinvolgono variabili tensionali relativamente complesse. Per esempio è prassi comune definire variabili tensionali che univocamente definiscono la resistenza al taglio ed includono la suzione oppure una funzione della suzione come seconda variabile indipendente. Un'espressione di tale tipo presenta la forma:

$$\sigma - u_a + f(u_a - u_w)$$

dove $f(u_a - u_w)$ rappresenta l'influenza della suzione sulla componente normale delle forze inter-particellari.

III.1.2 Influenza dell'accoppiamento idro-meccanico sulle variabili tensionali

Un aspetto del comportamento dei terreni non saturi che non è stato preso in considerazione nella scelta delle variabili per molti modelli costitutivi, in passato, è il ruolo dell'isteresi idraulica dovuta al flusso di acqua in uscita o in ingresso dal provino. Tale isteresi idraulica è molto chiara se si considera la curva caratteristica di un terreno espressa in termini di grado di saturazione (fig. III.1).

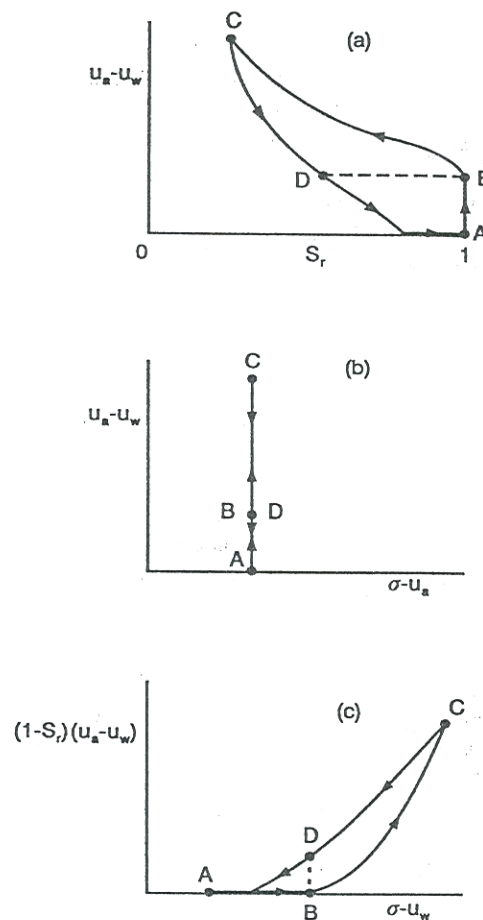


Fig. III.1 – Influenza dell'isteresi idraulica in un ciclo di drying-wetting condotto a tensione netta costante (Wheeler e Karube, 1996)

Infatti è ben noto che prima di osservare una riduzione del grado di saturazione rispetto al valore iniziale unitario è possibile applicare al contorno di un campione valori significativi di suzione (minore del valore di ingresso di aria del terreno). Viceversa se la suzione applicata ad un terreno non saturo è ridotta a zero, il grado di saturazione può rimanere significativamente al di sotto dell'unità. Questa isteresi idraulica evidente nella curva caratteristica influenza il comportamento meccanico del terreno non saturo in quanto varia l'effetto della suzione sullo scheletro solido. Un metodo per tener conto dell'effetto suddetto potrebbe essere quello di considerare nei modelli costitutivi la dipendenza dal grado di saturazione oltre alla dipendenza dalla tensione. Tale dipendenza potrebbe essere espressa o considerando S_r come una terza variabile indipendente (come proposto implicitamente da Toll, 1990) o considerando S_r all'interno di una o entrambe le variabili tensionali. Con riferimento alla seconda ipotesi, un semplice esempio potrebbe essere quello di usare come variabili tensionali $(\sigma - u_w)$ ed $(1 - S_r) \cdot (u_a - u_w)$. Infatti, in fig. III.1 si mette in evidenza che il parametro $(1 - S_r) \cdot (u_a - u_w)$ può avere valori diversi per due campioni B e D i quali hanno lo stesso valore di σ, u_a, u_w ma diverso grado di saturazione. Inoltre tale parametro risulta nullo per terreno completamente saturato, senza tener conto della suzione di matrice applicata al contorno del terreno, fornendo correttamente come unica variabile tensionale per il terreno saturo $(\sigma - u_w)$.

L'influenza del grado di saturazione sul comportamento tenso-deformativo del terreno implica che i modelli costitutivi esistenti risultano inadeguati a rappresentare accuratamente aspetti del comportamento meccanico del terreno durante un percorso tensionale in cui l'isteresi idraulica è significativa. Infatti, se si considera una prova di compressione isotropa, ad un fissato valore della suzione, (fig. III.2a) in cui dopo una fase di carico-

scarico (a-b-c) si fa seguire un ciclo di imbibizione-essiccamento (c-d-e), si osserva, nella successiva fase di carico-scarico (e-f-g), che la tensione di preconsolidazione si riduce per effetto dell'isteresi idraulica. Tale isteresi risulta ben visibile dal diagramma in fig. III.2b (il ciclo di imbibizione-essiccamento, c-d-e, non è indicato in figura) in cui si riporta come varia il grado di saturazione al variare della tensione media netta.

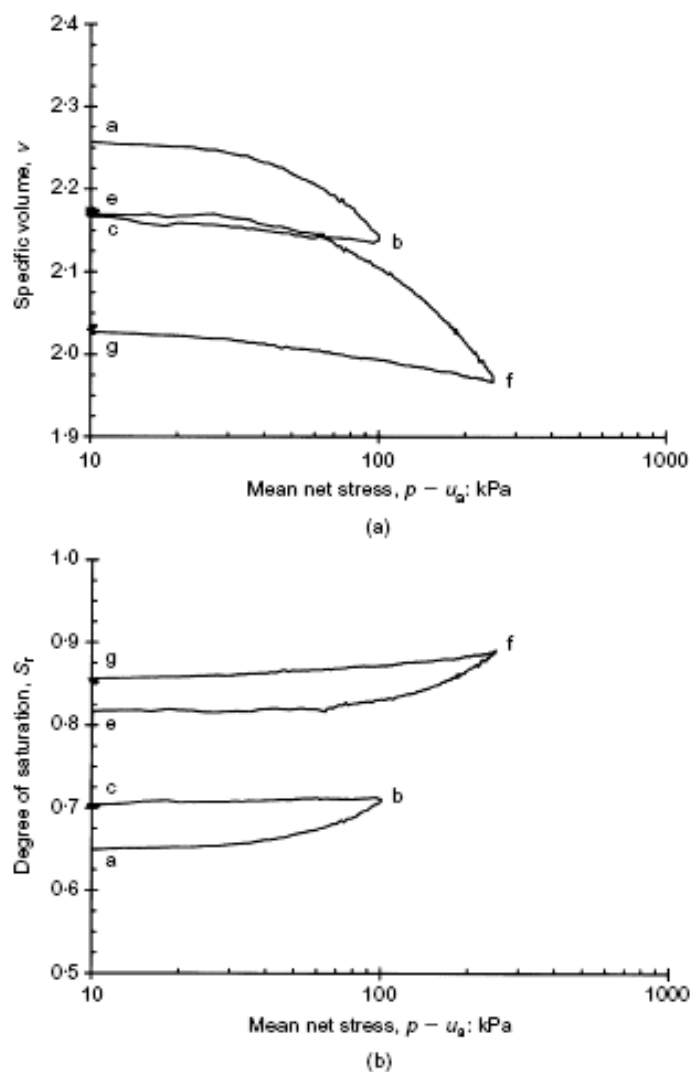


Fig. III.2 – Influenza del ciclo di drying-wetting sul comportamento meccanico durante una prova isotropa, campione di caolino (Sharma, 1998). (a) in termini di volume specifico; (b) in termini di grado di saturazione.

Questo particolare comportamento del terreno, in cui la tensione di preconsolidazione durante una prova isotropa ad un fissato valore di suzione si riduce per effetto di un ciclo di imbibizione-essiccamento, è stato poi successivamente osservato anche da Sharma (1998) e Buisson (2003).

Ulteriori esempi più complessi di come l'influenza del grado di saturazione può essere considerata con entrambe le variabili tensionali è fornita dai lavori di Karube, Kato, Hamada, e Honda (1995) e Kato, Karube Honda e Fujiwara (1995).

S.K. Vanapalli et al., (1996), forniscono in un loro lavoro una relazione tra la curva caratteristica e la resistenza al taglio di un terreno non saturo considerando anche l'effetto della suzione. Essi mettono in evidenza che a bassi valori della suzione di matrice (cioè ad elevato grado di saturazione) la suzione agisce direttamente come incremento della tensione efficace contribuendo alla resistenza al taglio. Tale condizione persiste fino a quando il terreno inizia a desaturarsi sotto l'effetto della suzione applicata. Pertanto l'incremento di resistenza a taglio fornito dalla suzione può essere collegato all'area dell'acqua normalizzata, la quale è assunta essere direttamente proporzionale al volume di acqua nel terreno. L'area dell'acqua normalizzata è definita come:

$$a_w = \frac{A_{dw}}{A_{tw}}$$

Dove A_{tw} è l'area totale di acqua corrispondente alla completa saturazione; e A_{dw} è l'area di acqua corrispondente ad un dato valore del grado di saturazione. Inoltre, poiché c'è la similitudine tra l'area dell'acqua

normalizzata a_w ed il contenuto d'acqua volumetrico normalizzato

$\Theta = \frac{\theta}{\theta_s}$ viene proposta la seguente relazione:

$$a_w = (\Theta)^k$$

Con K parametro di fitting usato per ottenere la migliore corrispondenza tra valori misurati e stimati.

In tal modo il contributo della suzione sulla resistenza al taglio viene legato al prodotto tra il valore della suzione ed il contenuto d'acqua volumetrico normalizzato Θ . In definitiva, quindi, gli autori si riconducono ad una *tensione efficace equivalente* data dalla relazione:

$$\sigma'_{eq} = (\sigma - u_a) + \Theta^k \cdot (u_a - u_w)$$

in cui nella seconda parte si tiene conto del contributo dovuto alla suzione che si può stimare dalla curva caratteristica. Inoltre, nello stesso lavoro gli autori forniscono altre due relazioni per determinare la resistenza al taglio dei terreni non saturi senza usare il parametro di fittaggio k. In tali relazioni ugualmente si considera una "tensione efficace equivalente" data dall'espressione:

$$\sigma'_{eq} = (\sigma - u_a) + \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \cdot (u_a - u_w)$$

Oppure dall'espressione:

$$\sigma'_{eq} = (\sigma - u_a) + \left(\frac{S - S_r}{100 - S_r} \right) \cdot (u_a - u_w)$$

Dove θ_s è il contenuto d'acqua volumetrico in condizioni sature ed θ_r ed S_r sono rispettivamente il contenuto d'acqua volumetrico residuo ed il grado di saturazione residuo che possono essere determinati dalla curva caratteristica.

Oberg e Salfors (1997), propongono di sostituire nella relazione di Bishop, al posto del parametro χ , il rapporto tra l'area dei pori occupata dall'acqua e l'area totale dei pori, sulla base di un semplice approccio analitico fatto su un terreno ideale composto da sfere. In tal modo è possibile definire una *tensione efficace equivalente* mediante la seguente espressione:

$$\sigma'_{eq} = \left(\sigma - \frac{A_w}{A_{tot}} \cdot u_w - \frac{A_a}{A_{tot}} \cdot u_a \right)$$

Dove A_w/A_{tot} (corrispondente a χ) è la percentuale di area dei pori occupata da acqua e A_a/A_{tot} è la percentuale di area dei pori occupata da aria. Tali rapporti possono, con ragionevole accuratezza, essere sostituiti rispettivamente da S_r ed $(1-S_r)$. Per un terreno ideale, la variazione di A_w/A_{tot} con il grado di saturazione è indicata in fig. III.3, dalla quale si osserva che il rapporto tra A_w/A_{tot} è minore di S_r solo per elevati valori del grado di saturazione. Per bassi valori di S_r il rapporto A_w/A_{tot} è più grande di S_r .

Da tali considerazioni, facendo le relative sostituzioni si perviene alla relazione:

$$\sigma'_{eq} = \left(\sigma - S_r \cdot u_w - (1 - S_r) \cdot u_a \right)$$

Nel lavoro proposto, inoltre, è chiaro agli autori che la geometria e la microstruttura di un terreno reale è molto più complessa del modellino utilizzato.

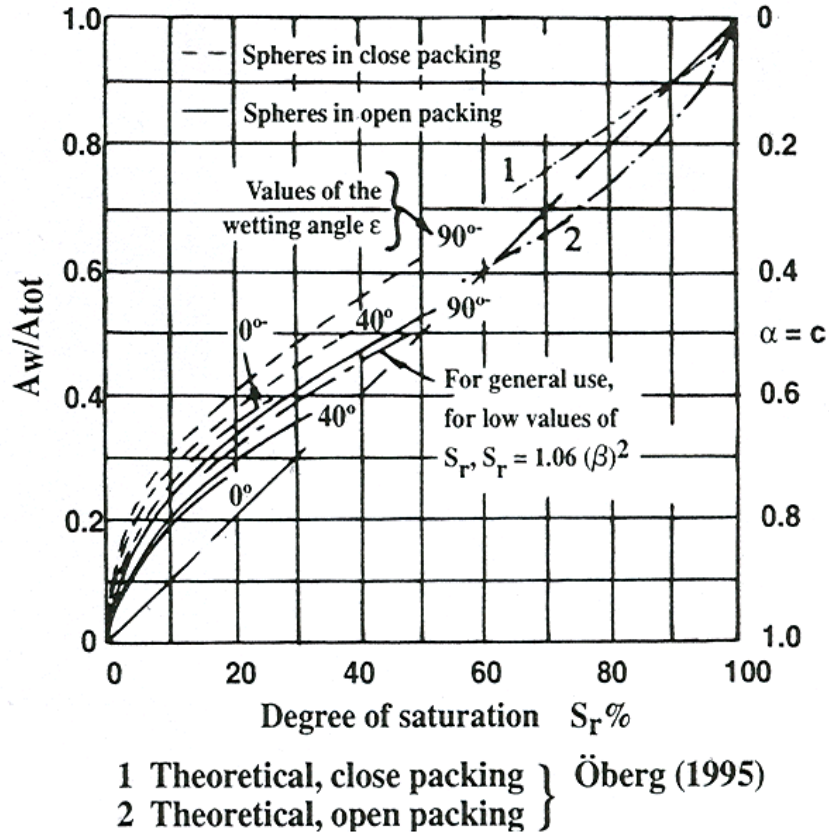


Fig. III.3 – Relazione tra A_w/A_{tot} e S_r per un terreno ideale

Infatti per i terreni a grana molto fina le cose si complicano ulteriormente a causa della possibile doppia porosità la quale da origine a due diverse classi di pori: pori intra-aggregati (acqua assorbita); pori inter-aggregati (menischi). Ne consegue che quando su un terreno a grana fina si incrementa la suzione l'acqua fuoriesce dai pori di dimensione maggiore (intra-aggregati) mentre i pori più piccoli (inter-aggregati) inizialmente non ne risentono. Continuando ad aumentare la suzione i pori più grandi continuano a desaturarsi ed il rapporto A_w/A_{tot} continua a decresce. Ciò

nonostante il contenuto d'acqua, ed il relativo grado di saturazione S_r , restano elevati a causa della presenza dell'acqua tra gli inter-aggregati. Ne consegue che il terreno ha un elevato grado di saturazione per il valore di saturazione applicato comportando che l'andamento della funzione χ risulta molto al di sotto della retta $\chi = S_r$, come evidenziato anche da diversi autori fig. III.4 (Bishop et al., 1960; Wu et al., 1984).

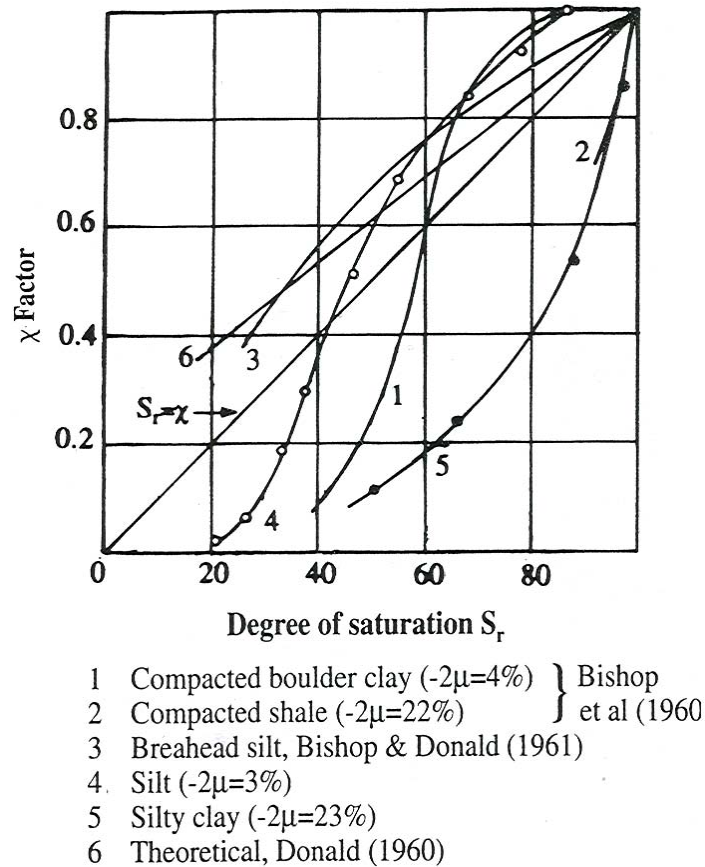


Fig. III.4 – Relazione tra χ ed S_r per differenti terreni

Da quanto detto si ha che tale approccio è valido per S_r elevati, almeno maggiori del 50%, e per terreni non argillosi.

Khallili e Khabbaz (1998) hanno esteso l'equazione di Bishop per prevedere la resistenza al taglio di un terreno non saturo fornendo al parametro χ un valore empirico costante pari a:

$$\chi = \left\{ \frac{(u_a - u_w)_f}{(u_a - u_b)_b} \right\}^{-0,55}$$

Dove $(u_a - u_b)_f$ è la suzione di matrice nel campione in condizioni di rottura, $(u_a - u_b)_b$ è il valore di ingresso di aria del terreno e l'esponente η della parentesi viene assunto pari a $-0,55$ sulla base di dati pubblicati in letteratura relativi a 13 diversi terreni. Ne consegue che tale parametro risulta funzione della suzione, e non del grado di saturazione come indicato in precedenza, e del valore di ingresso di aria, non tenendo direttamente conto dell'eventuale effetto dell'isteresi idraulica.

III.1.3 Recenti sviluppi

Alla luce di quanto esposto nel paragrafo precedente, negli ultimi tempi molti ricercatori hanno focalizzato la loro attenzione nella definizione di modelli costitutivi che tenessero debitamente conto dell'accoppiamento idraulico-meccanico.

Tra questi Jommi (2000) mette in evidenza che nello sviluppo dei modelli costitutivi per i terreni non saturi, la scelta delle variabili tensionali ha spesso giocato un ruolo fondamentale. Infatti, se si considera un modello scritto in termini di due variabili tensionali si ha che l'effetto della tensione netta e della suzione nel comportamento complessivo del terreno risultano separati, ed un nuovo set di parametri deve essere introdotto per definire la dipendenza del comportamento costitutivo dalla suzione. Pertanto la stessa Jommi, nel suo modello, focalizza l'attenzione nella scelta di una singola variabile tensionale definendone una nuova denominata *average soil skeleton stress* che rappresenta la differenza tra la tensione totale ed il valore medio della pressione del fluido pesato con il grado di saturazione S_r .

$$\sigma'_{eq} = (\sigma - S_r \cdot u_w - (1 - S_r) \cdot u_a)$$

$$\sigma'_{eq} = (\sigma - u_a) + S_r \cdot (u_a - u_w)$$

Questa relazione proposta è, evidentemente, la stessa di Oberg e Sallfors (1997), ma non è ottenuta sostituendo χ con S_r passando per la percentuale di area occupata dall'acqua di un terreno ideale. Inoltre, è utile notare che nella definizione di *average soil skeleton stress* il contributo della suzione può essere considerato equivalente ad un incremento della tensione isotropa. Infatti, evidenze sperimentali mostrano che, partendo da condizioni sature, un incremento di suzione produce inizialmente un incremento di resistenza a taglio ed un incremento di rigidità sia a taglio sia volumetrica. Questi aspetti del comportamento del terreno possono

effettivamente essere associati ad un incremento della tensione isotropa, e possono essere qualitativamente riprodotti adottando l'*average soil skeleton stress*.

Gallipoli et al. (2003) nel modello costitutivo che propongono riprendono la definizione di tensione proposta dalla Jommi, cioè *average soil skeleton stress*, ma introducono un'ulteriore variabile, ξ , che tiene conto dell'effetto di cementazione dovuto dalla suzione, bonding-debonding. Gli autori inoltre evidenziano che la grandezza del legame di cementazione è supposta essere data dal risultato di due contributi:

- numero di menischi per unità di volume della frazione solida;
- l'intensità della componente normale della forza esercitata tra i contatti interparticellari da un singolo menisco.

Da ciò la variabile ξ è definita come prodotto di due fattori: il grado di saturazione dell'aria ($1-S_r$), ed una funzione della suzione $f(s)$:

$$\xi=f(s)(1-S_r)$$

Il fattore ($1-S_r$) tiene conto del numero di menischi per unità di volume della parte solida. L'esistenza di una relazione univoca tra il valore di ($1-S_r$) ed il numero di menischi per unità di volume della parte solida è un'assunzione fisicamente ragionevole. Comunque l'univocità della relazione è rigorosa solo nell'ipotesi di scheletro solido indeformabile e quando ad ogni valore del grado di saturazione corrisponde un dato arrangiamento delle particelle. La funzione $f(s)$, che moltiplica il fattore ($1-S_r$), viene invece assunta variabile monotonicamente tra 1 ed 1,5 per valori di suzione che variano rispettivamente tra zero ed infinito, (fig. III.5). In particolare, tale funzione esprime il rapporto tra il valore della forza stabilizzante ad una data suzione ed il valore della forza stabilizzante ad una suzione nulla, nell'ipotesi di menischi situati al contatto tra due particelle sferiche identiche.

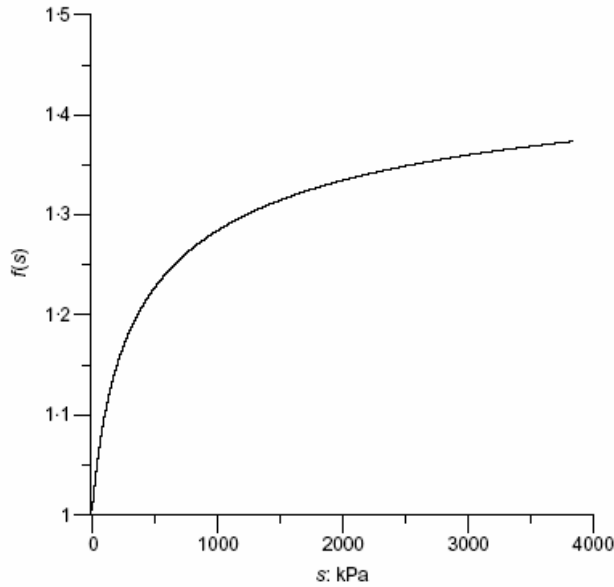


Fig. III.5 – Rapporto tra le forze inter-particellari, ad una data suzione s ed a suzione nulla, dovuto ai menischi situati tra due sfere identiche (Gallipoli et al., 2003)

La presenza dei menischi fornisce, inoltre, una spiegazione fisica all'osservazione sperimentale che, ad uno stesso valore dell' *average soil skeleton stress*, il valore dell'indice dei vuoti determinato sulla retta di normal compressione di un terreno non saturo è sempre più grande del corrispondente valore dell'indice dei vuoti determinato sulla retta vergine del terreno saturo. Infatti la presenza dei menischi rende i contatti tra le particelle del terreno non saturo più stabili, riducendone gli scorrimenti.

In accordo quindi con le osservazioni sperimentali, gli autori nel loro modello affermano che lungo la retta di normal compressione di un terreno non saturo il rapporto e/e_s tra l'indice dei vuoti in condizioni non sature, e , e l'indice dei vuoti in condizioni sature, e_s , allo stesso valore dell' *average soil skeleton stress* è una funzione univoca della variabile ξ , attraverso la relazione:

$$\frac{e}{e_s} = 1 - a \cdot [1 - \exp(b \cdot \xi)]$$

Dove a e b sono due parametri di fitting.

Wheeler et al. (2003) rimarcano l'importanza del grado di saturazione sull'effetto tensio-deformativo del terreno in condizioni non sature ed assumono anche essi come variabile tensionale quella proposta da Jommi. Tale variabile è quindi considerata rappresentativa del contributo dato rispettivamente dalla tensione totale, dalla pressione dell'aria dei pori e dalla pressione dell'acqua dei pori. Questi contributi, inoltre, producono qualitativamente le stesse variazioni (tangenziali e normali) delle forze tra i contatti interparticellari, ed è quindi ragionevole assumere che essi possono essere combinati in una singola tensione. In ogni caso però tale tensione non è in grado di esprimere l'effetto stabilizzante fornito dalla presenza dei menischi. Ne consegue che risulta necessario introdurre un'ulteriore variabile che tenga conto, in modo diretto o indiretto, di tale influenza. A tale scopo, nel lavoro proposto gli autori utilizzano come seconda variabile tensionale il prodotto tra la porosità e la suzione, definendo quindi una *suzione modificata*.

$$s^* = n \cdot (u_a - u_w)$$

Toll (1990) ed Toll et al. (2003) forniscono una procedura attraverso la quale è possibile caratterizzare il comportamento meccanico del terreno non saturo interpolando i risultati di prove triassiali. Analizzando tale procedura si osserva però che essi giungono ad una definizione della tensione che risulta, in ogni caso, molto simile a quella proposta da Vanapalli et al. (1995).

Seguendo quindi i più recenti sviluppi, Tarantino e Tombolato (2005) e Tarantino (2007), sulla base di molte prove eseguite su campioni compattati di argilla, affermano che i menischi hanno un effetto trascurabile

sulla resistenza al taglio ultima del materiale. Pertanto suggeriscono un modello per la resistenza al taglio ultima solamente in termini di *average skeleton stress*, ma usando il grado di saturazione dei macropori S_{rM} , al posto del grado di saturazione totale S_r . Infatti, se al posto dei grani di terreno abbiamo gli aggregati di particelle (come nel caso dei terreni argillosi compattati), il grado di saturazione che effettivamente controlla il comportamento meccanico degli aggregati è il grado di saturazione dei macropori. Quindi l' *average skeleton stress* definita in termini di S_{rM} assume la seguente espressione:

$$\sigma'' = (\sigma - u_a) + S_{rM} \cdot (u_a - u_w)$$

$$\sigma'' = (\sigma - u_a) + \left(\frac{e_w - e_{wm}}{e - e_{wm}} \right) \cdot (u_a - u_w)$$

Dove e rappresenta l'indice dei pori, e_w , *water ratio*, rappresenta l'indice dell'acqua e cioè il rapporto tra il volume occupato dall'acqua ed il volume occupato dal solido ($e_w = V_w/V_s = G_s \cdot w$) ed e_{wm} *microstructural water ratio*, rappresenta l'indice microstrutturale dell'acqua e cioè l'indice dei pori che separa la regione di porosità intra-aggregati (acqua assorbita) dalla regioni di porosità inter-aggregati (menischi). Tale ultimo parametro può essere determinato attraverso una procedura proposta da Romero e Vaunat, (2000), oppure, come fatto da Tarantino e Tombolato, facendo variare tale parametro fino ad ottenere quel valore attraverso il quale i dati delle prove non sature meglio si dispongono lungo l'involuppo delle prove eseguite in condizioni di completa saturazione. In tal caso quindi abbiamo un modello che considera cinque parametri con la particolarità che esso richiede solo un parametro aggiuntivo e_{wm} oltre ai parametri utilizzati per i modelli dei terreni saturi.

III.2 Criteri di resistenza

In un terreno non saturo la presenza dei menischi capillari in corrispondenza dei punti di contatto tra le particelle ha come effetto quello di incrementare gli sforzi normali che si esercitano tra queste ultime. Ciò produce un incremento della resistenza allo scorrimento tra le particelle e dunque della resistenza al taglio. Questo incremento non cresce indefinitamente ma raggiunge un valore asintotico ed è evidentemente funzione della suzione. Pertanto in un terreno non saturo la resistenza al taglio è funzione della suzione.

Per i terreni in condizione di completa saturazione il criterio di resistenza maggiormente utilizzato è il criterio di Mohr-Coulomb la cui espressione è la seguente:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Dove c' è la coesione efficace e σ' è la tensione efficace pari alla differenza tra la tensione totale e la pressione neutra.

Se si considera per i terreni non saturi la possibilità di riferirsi ad un'unica variabile tensionale è immediato estendere il criterio di resistenza dei terreni saturi ai terreni non saturi. Infatti basta sostituire alla tensione efficace una delle possibili espressioni della tensione efficace equivalente vista nel paragrafo precedente (Jommi, (2000); Gallipoli et al. (2003); Wheeler et al. (2003)).

Per tener conto dell'effetto della suzione sulla resistenza al taglio Fredlund et al. (1978) hanno proposto la seguente estensione del criterio di resistenza di Mohr-Coulomb per il caso di un terreno non saturo:

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi''$$

o in forma alternativa:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b$$

$$\tan \phi' = \tan \phi^b - \tan \phi''$$

dove:

c' e ϕ' rappresentano i parametri di resistenza del terreno in condizioni sature;

ϕ'' è l'angolo di attrito che rappresenta l'incremento di resistenza prodotto da un incremento di $(u_a - u_w)$ quando $(\sigma - u_w)$ viene tenuto costante;

ϕ^b è l'angolo di attrito che rappresenta l'incremento di resistenza prodotto da un incremento di $(u_a - u_w)$ quando $(\sigma - u_a)$ viene tenuto costante;

Lo stesso Fredlund et al. (1987) e Gan et al. (1988) hanno inoltre mostrato che il parametro ϕ^b varia con la suzione: in condizioni di saturazione e per suzione nulla ϕ^b è pari a ϕ' e si mantiene tale fino a che la suzione applicata non raggiunge il valore di ingresso di aria; superato tale valore della suzione ϕ^b decresce fino a raggiungere un valore che si mantiene costante nell'ambito dei valori di suzione indagati fig. III.6.

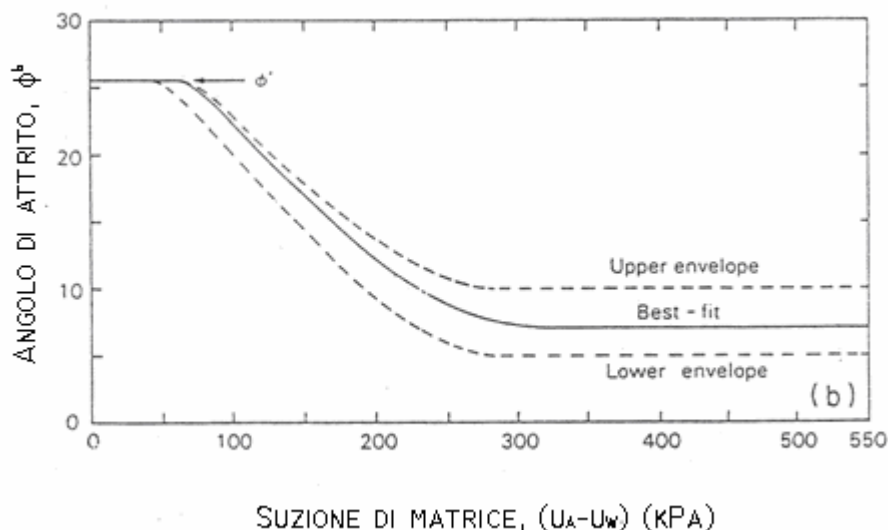


Fig. III.6 – Influenza della suzione sull'angolo di attrito (Gan et al., 1988)

Questi risultati sono in accordo con quanto detto nel paragrafo precedente. In particolare, in condizione di completa saturazione e per bassi valori di suzione (minore del valore di ingresso di aria) l'acqua presente nel terreno riempie quasi tutti i pori ed una variazione di suzione ha lo stesso effetto di una variazione della pressione neutra in un terreno saturo. Risulta quindi $\phi^b = \phi^i$. Al crescere della suzione l'acqua abbandona progressivamente i pori e resta solo in forma di menischi in corrispondenza dei punti di contatto tra le particelle; in tal caso la resistenza al taglio continua a crescere ma non indefinitamente. Infatti raggiunge un valore asintotico. Ne consegue che se la suzione tende ad infinito la $\tan \phi^b$ tende a zero.

Sulla base di tali considerazioni Wheeler (1997) suggerisce la seguente espressione per la resistenza a taglio di un terreno non saturo:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi^i + f(u_a - u_w)$$

dove f è una funzione non lineare della suzione.

Lamborn (1986) ha proposto un'equazione per la resistenza al taglio dei terreni non saturi dall'estensione di modelli micromeccanici basati su principi termodinamici. L'equazione proposta è la seguente:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \theta_w \cdot (\tan \phi')$$

Dove θ_w è il contenuto d'acqua volumetrico che decresce al crescere della suzione ed è una funzione non lineare della stessa. Comunque in tale relazione si nota che l'angolo di attrito associato con la suzione di matrice non è uguale a ϕ' in condizioni sature se non è unitario θ_w .

Per Vanapalli et al. (1995) il contributo alla resistenza al taglio offerto dalla suzione, in termini di area dell'acqua normalizzata $a_w = \frac{A_{dw}}{A_{tw}}$, può essere matematicamente espresso come:

$$\tau_{us} = (u_a - u_w) \cdot (a_w \cdot \tan \phi')$$

Da cui, attraverso varie sostituzioni abbiamo:

$$\tau_{us} = (u_a - u_w) \cdot (\Theta^k \cdot \tan \phi')$$

Ne consegue che l'incremento della resistenza al taglio dovuto alla suzione, $d\tau$, può essere ottenuto differenziando la relazione precedente rispetto alla suzione. In particolare avremo:

$$d\tau = d(u_a - u_w) [(\Theta^k) \cdot (\tan \phi')] + (u_a - u_w) \cdot [d(\Theta^k) \cdot (\tan \phi')]$$

che confrontando con la relazione proposta da Fredlund (1978) fornisce, per qualsiasi valore della suzione, la seguente relazione:

$$\tan \phi^b = \frac{d\tau}{d(u_a - u_w)} = \left[(\Theta^k) + (u_a - u_w) \cdot \frac{d(\Theta^k)}{d(u_a - u_w)} \right] \cdot (\tan \phi^i).$$

Fino al valore di ingresso di aria del terreno Θ è pari all'unità e non ci sono variazioni di $a_w = \frac{A_{dw}}{A_{tw}}$. In definitiva abbiamo che la resistenza al taglio di un terreno non saturo al variare della suzione è data dalla seguente espressione:

$$\tau = [c^i + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi^i] + (u_a - u_w) \cdot [(\Theta^k) \cdot (\tan \phi^i)]$$

La prima parte dell'equazione, $[c^i + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi^i]$, è la resistenza al taglio in condizioni sature, quando la pressione dell'aria u_a è uguale alla pressione dei pori u_w . La seconda parte dell'equazione, $(u_a - u_w) \cdot [(\Theta^k) \cdot (\tan \phi^i)]$, invece è il contributo alla resistenza al taglio dovuto dalla suzione che, come abbiamo già visto, può essere determinato attraverso l'utilizzo della curva di ritenzione idrica del terreno. Inoltre è possibile considerare anche una diversa espressione per la resistenza al taglio dei terreni non saturi senza considerare il parametro di fitting K. Tali relazioni si possono facilmente ottenere sostituendo all'equazione che esprime il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb per i terreni saturi l'espressione della tensione efficace equivalente.

Oberg e Salfors (1997) hanno proposto un'equazione per predire la resistenza al taglio di un terreno non saturo in assenza di argilla. L'equazione proposta, facendo le dovute combinazioni, è la seguente:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot S_r \cdot (\tan \phi')$$

in cui il parametro χ proposto da Bishop è stato rimpiazzato dal grado di saturazione S_r con le relative limitazioni indicate nel paragrafo precedente.

Informazioni molto utili dal punto di vista ingegneristico sono inoltre quelle relative alla zona di transizione che si trova tra il valore di ingresso di aria ed il grado di saturazione residuo (Vanapalli et al.1996a). L'andamento della curva caratteristica in tale zona risulta lineare in scala semilogaritmica (fig. III.7).

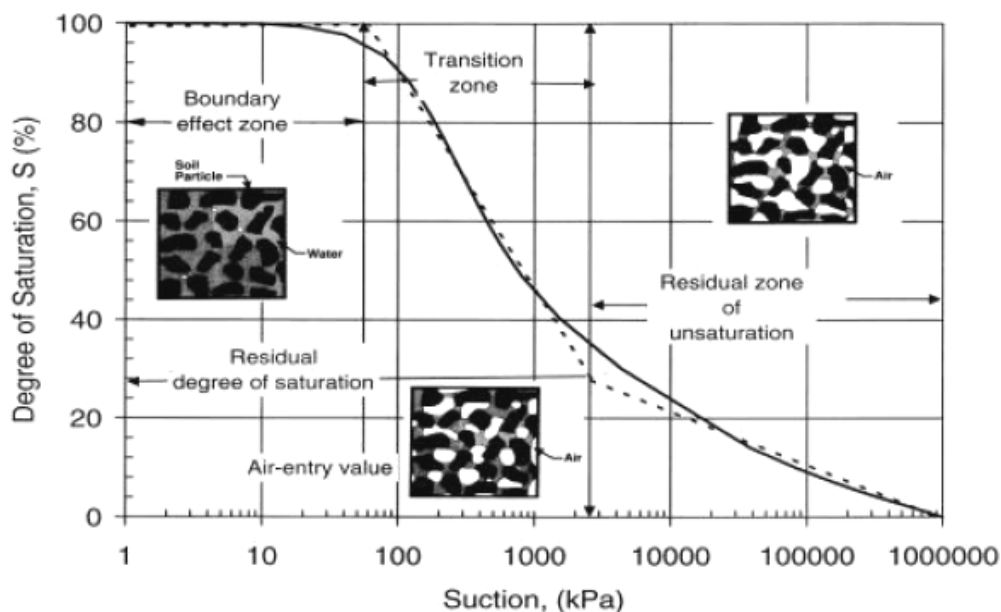


Fig. III.7 – Curva di ritenzione in corrispondenza della zona di transizione (Vanapalli et al., 1996)

Con riferimento a tali considerazioni, Bao et al. (1998) hanno proposto un'altra equazione per prevedere la resistenza al taglio del terreno non saturo tenendo conto della variazione lineare della curva caratteristica nella zona di transizione. In particolare:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot [\xi - \zeta \cdot \log(u_a - u_w)] \cdot (\tan \phi')$$

dove:

$$\xi = \frac{\log(u_a - u_w)}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b}$$

$$\zeta = \frac{1}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b}$$

$(u_a - u_w)_r$ = suzione in corrispondenza del valore residuo del contenuto di acqua,

$(u_a - u_w)_b$ = suzione in corrispondenza del valore di ingresso d'aria.

Il parametro ξ rappresenta l'intercetta sull'asse delle ascisse ed il parametro ζ l'inclinazione nel tratto lineare della curva caratteristica. Gli autori inoltre suggeriscono di utilizzare come espressione della curva caratteristica per interpolare i dati la seguente relazione:

$$\frac{(\theta_w - \theta_s)}{(\theta_s - \theta_r)} = \xi - \zeta \cdot \log(u_a - u_w).$$

Con riferimento al lavoro di Tarantino e Tombolato (2005) e Tarantino (2007), il contributo della suzione alla resistenza al taglio $\Delta\tau$ può essere espresso nella forma seguente:

$$\Delta\tau = \tau - (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi'$$

dove τ è la resistenza del terreno non saturo, $(\sigma - u_a)$ è la tensione netta e ϕ' è l'angolo di resistenza a taglio del terreno saturo. Per $s < s_b$ (s_b = valore di ingresso d'aria), il terreno si mantiene praticamente saturo e la resistenza a taglio è controllata dalla somma della tensione efficace e la suzione. Ne consegue che la resistenza $\Delta\tau$ cresce linearmente con la suzione $s = (u_a - u_w)$ con un coefficiente di proporzionalità pari a $\tan \phi'$ (fig. III.8).

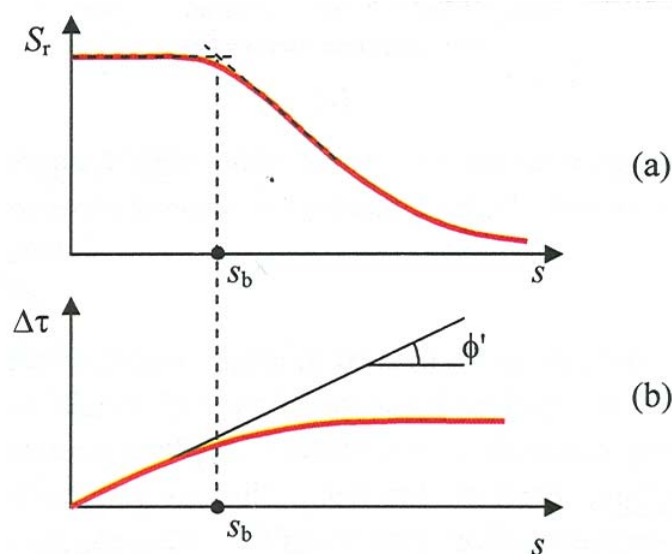


Fig. III.8 – Relazione tra curva di ritenzione e resistenza a taglio (Tarantino, 2006)

Per $s > s_b$ il terreno si desatura e la resistenza $\Delta\tau$ cresce con andamento meno che lineare fino ad assumere un valore costante. Nel caso dei terreni compressibili, la suzione di ingresso dell'aria non è costante ma dipende dall'indice dei vuoti (Romero e Vaunat, 2000; Karube e Kawai, 2001). In particolare, minore è l'indice dei vuoti, maggiore risulta essere la suzione s_b . Analizzando i risultati di prove di taglio ultimo (fig. III.9a), su provini di caolino costipati staticamente a differenti pressioni verticali e sottoposti a prove di taglio diretto applicando pressioni verticali (300 e 900 kPa) non superiori alla pressione di costipamento, si osserva che all'aumentare della pressione verticale di prova diminuisce mediamente l'indice dei vuoti ed aumenta, seppur di poco, s_b . Gli inviluppi di resistenza a taglio per i campioni soggetti alle pressioni verticali rispettivamente di 300 e 900 kPa si discostano dall'inviluppo saturo a valori di suzione s_b lievemente differenti. In fig. III.9b sono riportati gli inviluppi di resistenza a taglio per campioni di limo argilloso preconsolidati a differenti pressioni verticali e sottoposti a prove di taglio diretto applicando pressioni verticali (100, 300 e 500 kPa) non superiori alla pressione di preconsolidazione. All'aumentare della pressione verticale di prova, diminuisce mediamente l'indice dei vuoti ed aumenta significativamente s_b . L'inviluppo di resistenza a taglio per i campioni soggetti ad una pressione verticale rispettivamente di 100, 300 e 500 kPa si discostano dall'inviluppo saturo a differenti valori di suzione s_b . Ne consegue che, per una assegnata suzione, i campioni soggetti alle pressioni verticali rispettivamente di 100, 300 e 500 kPa hanno differente grado di saturazione e questo determina variazioni significative della resistenza a taglio, fino a valori del 150%. Quanto detto evidenzia che il contributo del terreno non saturo alla resistenza a taglio non dipende dalla sola suzione ma anche dal grado di saturazione.

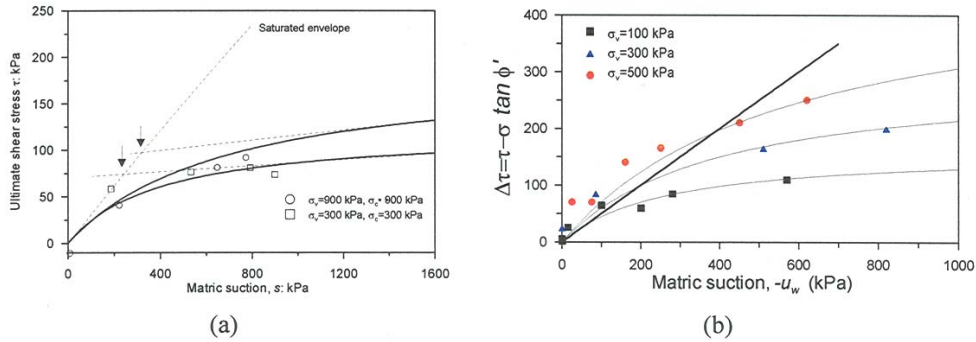


Fig. III.9 – Effetto della dipendenza della curva di ritenzione dalla densità sulla resistenza a taglio. (a) caolino costipato a differenti pressioni verticali (Tarantino e Tombolato, 2005). (b) limo argilloso preconsolidato a differenti pressioni verticali (Boso, 2005).

Questo deriva dalla dipendenza della curva di ritenzione dall'indice dei vuoti e , in definitiva, dall'accoppiamento tra il comportamento meccanico e quello di ritenzione. In conseguenza dei risultati ottenuti gli autori hanno proposto il seguente criterio di resistenza a taglio per i terreni costipati non saturi:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + \left(\frac{e_w - e_{wm}}{e - e_{wm}} \right) \cdot (u_a - u_w) \cdot (\tan \phi').$$

Tale equazione, come già detto, richiede la determinazione di un solo parametro aggiuntivo e_{wm} oltre ai parametri utilizzati per i modelli dei terreni saturi.

CAPITOLO IV – Sito campione

IV.1 Introduzione

Nell'ambito del Progetto di ricerca PETIT-OSA, conclusosi nell'anno 2007, è stato realizzato un campo sperimentale finalizzato alla comprensione del meccanismo di innesco delle colate rapide. La ricerca si è avvalsa delle varie competenze che concorrono alla comprensione del fenomeno ed è pertanto stata sviluppata in collaborazione con geologi applicati, idraulici, idraulici agrari e botanici.

Il versante da monitorare doveva essere, dal punto di vista geologico-geomorfologico, rappresentativo di contesti montuosi suscettibili a fenomeni di colate rapide ed, allo stesso tempo, l'area doveva essere facilmente raggiungibile in modo da facilitare tutte le operazioni logistiche necessarie per le fasi di indagine, messa in opera della strumentazione e successivo monitoraggio. Una volta quindi individuata l'area più idonea è stato effettuato un primo rilievo geologico di superficie dal quale successivamente è stato programmato un piano di indagini molto dettagliato che ha consentito di individuare un settore più adatto nel quale è stato possibile affinare ulteriormente il modello geologico-stratigrafico di riferimento.

VI.2 Morfologia e stratigrafia

L'area risultata idonea per l'allestimento del campo sperimentale è stata individuata nel territorio comunale di Monteforte Irpino (AV), sul versante ovest di Monte Faggeto, in destra idrografica del Vallone del Conte fig. IV.1. In questo sito sono stati riscontrati diversi fattori geologico-geomorfologici significativi per l'innesco di frane da colata rapida di fango. Le acclività dei versanti, infatti, raggiungono localmente valori di 30°-35° cioè valori tipici riscontrati nelle zone di innesco e transito delle colate (de Riso et al., 1999). Inoltre, nell'area sono state censite almeno cinque frane recenti fig. IV.2 e diversi paleocumuli di colate più antiche a testimonianza della notevole suscettibilità a franare dell'area.

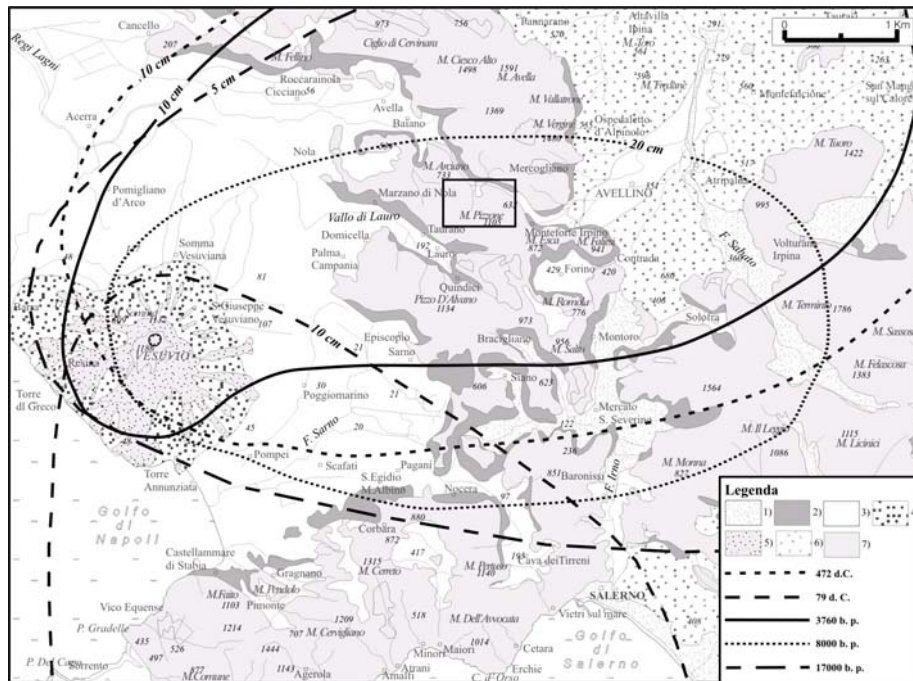


Fig. VI.1 – Carta geologica e distribuzione dei principali depositi da caduta del Somma-Vesuvio, (Di Crescenzo et al., 2007).

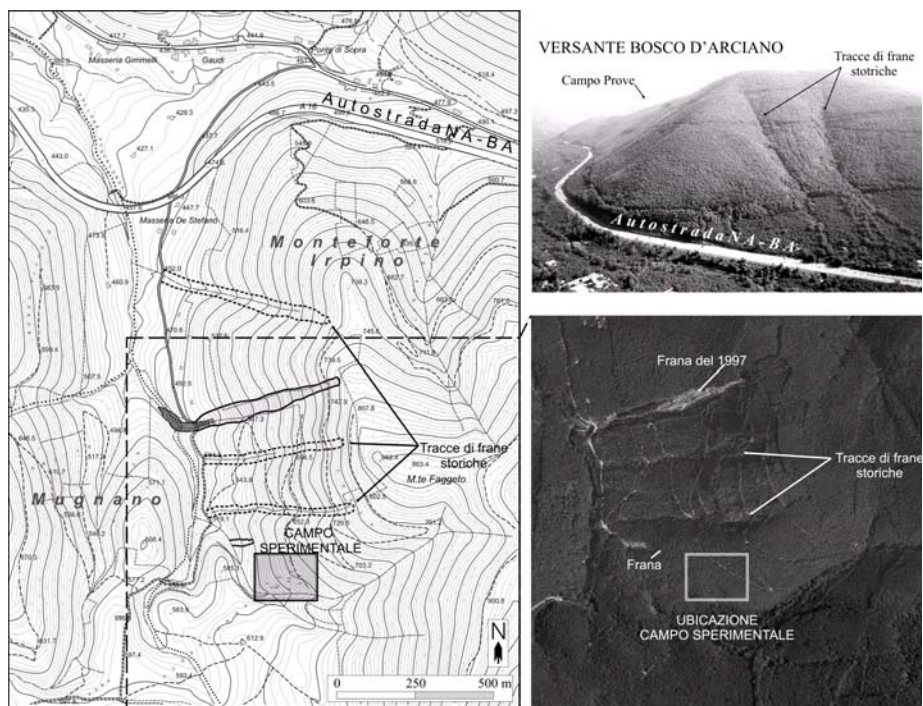


Fig. IV.2 – Ubicazione del campo sperimentale ed indicazione delle frane censite (Di Crescenzo et al., 2007)

I versanti sono ricoperti da una spessa coltre di depositi piroclastici nella quale sono state distinte diverse eruzioni vulcaniche che si ritrovano, con caratteristiche molto simili, sui vicini rilievi di Pizzo D'Alvano, dei Monti di Avella e del Partenio. L'area del campo sperimentale, fig. IV.1, ricade infatti nella zona di distribuzione assiale delle principali eruzioni vulcaniche del Somma Vesuvio ed è vicina al Pizzo D'Alvano. Il sito, inoltre, presenta buone condizioni logistiche in quanto ubicato a breve distanza dalla strada che collega Monteforte Irpino a Taurano ed è interessato da alcune mulattiere che hanno facilitato l'accesso anche a mezzi meccanici leggeri, che si sono rilevati indispensabili per le fasi di indagini, di caratterizzazione stratigrafica e per la successiva messa in opera della strumentazione di monitoraggio.

Pertanto, dopo una fase preliminare di studio è stato effettuato un primo rilevamento geologico di superficie durante il quale sono stati analizzati tutti

i tagli naturali ed artificiali presenti nell'area. Tale studio ha consentito di ricostruire la successione cronostratigrafica completa delle varie eruzioni vulcaniche rinvenute. Sono state, infatti, distinte almeno sei diverse eruzioni, le più antiche delle quali riferibili al distretto vulcanico dei Campi Flegrei e le più recenti a quello del Somma-Vesuvio. L'intera successione poggia sui calcari fratturati e carsificati del mesozoico e localmente su lembi di flysch miocenici. Come già ricordato in precedenza, la stratigrafia riscontrata nell'area del campo sperimentale presenta molte analogie con quelle studiate nei vicini rilievi di Pizzo D'Alvano e dei Monti di Avella fig. IV.3.

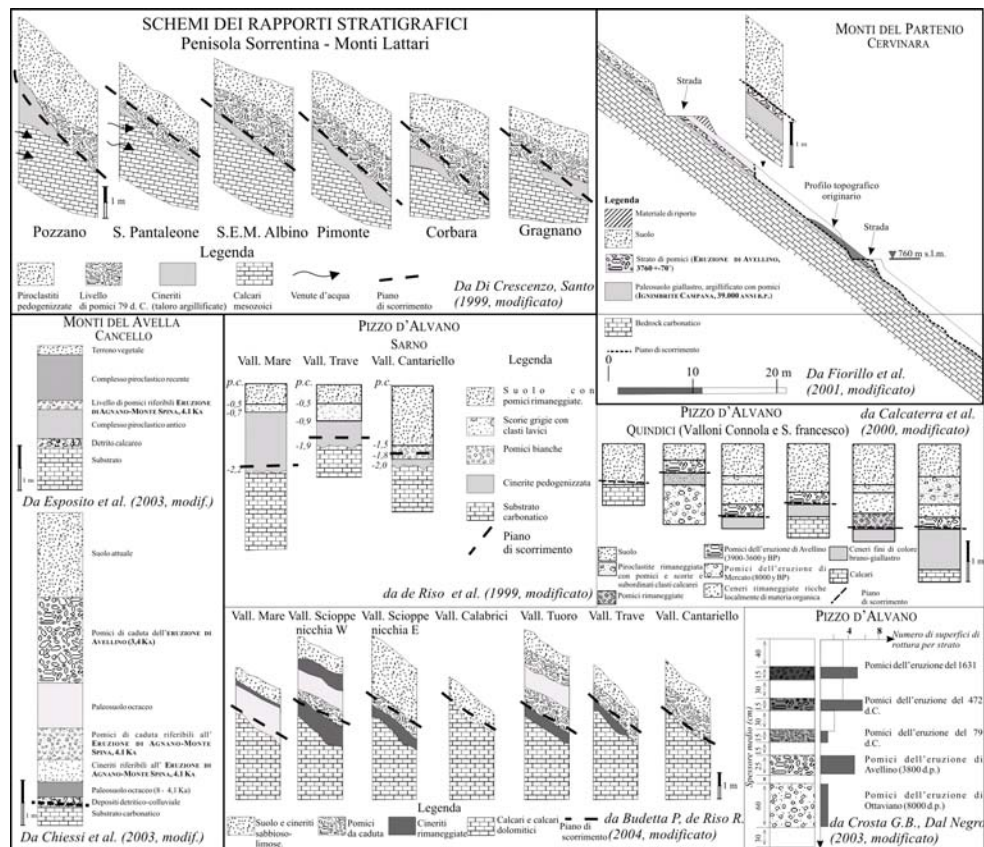


Fig. IV.3 – Ricostruzioni stratigrafiche effettuate nei vari contesti geologico-geomorfologici campani, (Di Crescenzo et al., 2007)

E' possibile osservare, infatti, che ad esclusione dell'ambito della Penisola Sorrentina - Monti Lattari, interessato dall'eruzione del 79 d.C. (Sigurdsson et al., 1982; Lirer et al., 1993), gli altri contesti carbonatici campani sono stati ricoperti dai prodotti riferibili all'eruzione di *Avellino*, a quella di *Mercato* e solo localmente a quella del 472 (Rolandi et al., 1993a;1993b; 1998; Rolandi, 1997; Di Vito et al., 1999).

Ciò detto in seguito saranno descritte brevemente le principali caratteristiche stratigrafiche dei prodotti vulcanici rinvenuti nell'area del campo sperimentale partendo dal basso stratigrafico fig. IV.4.

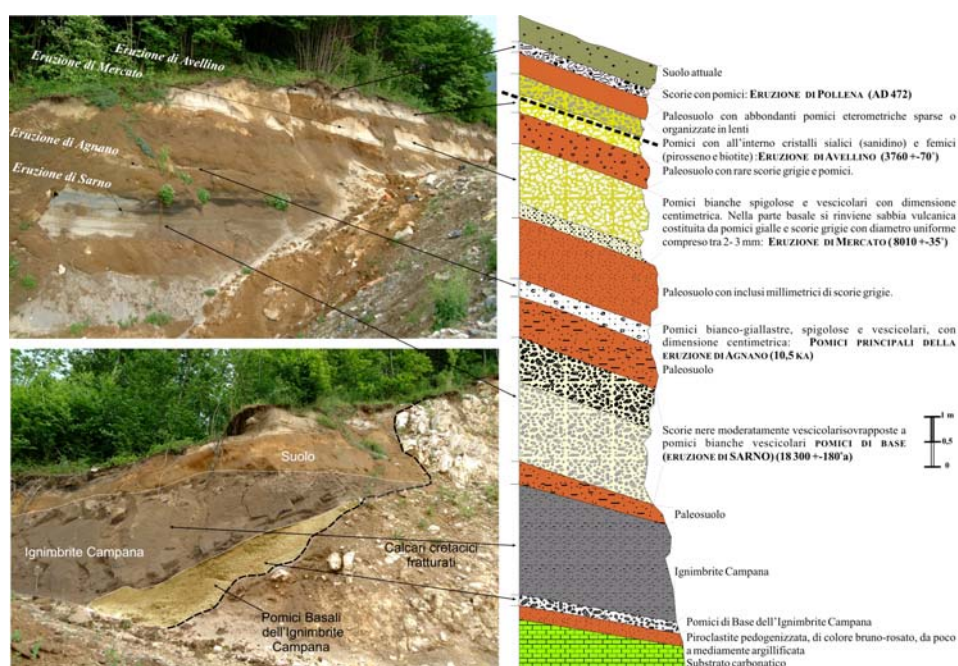


Fig. IV.4 – colonna stratigrafica (completa) ricostruita nella zona pedemontana del versante del campo sperimentale, (Di Crescenzo et al., 2007)

- *Formazione dell' Ignimbrite Campana (39Ka b.p.):* I prodotti vulcanici più antichi sono costituiti da strati discontinui di piroclastiti più o meno argillificate posti sui versanti acclivi con spessori di pochi cm. Non sempre è facile collocare tali prodotti da un punto di vista cronostatigrafico per l'elevato stato di alterazione e per la mancanza

al loro interno di pomici. In generale però questo intervallo può essere correlato ai prodotti cineritici più sottili legati alla messa in posto dell'Ignimbrite Campana (39000 ka). Il livello pomiceo basale è formato da pomici grossolane e monogranulari, di colore bianco-grigiastro con diametro di 2÷3 cm, inclusi scoriacei e piccoli cristalli. Segue un secondo livello formato da scorie e pomici arrotondate e minute con diametro massimo pari a 4 mm. Il livello di chiusura è formato da scorie eterometriche, di colore grigiastro e bianco e pomici spigolose dal colore rosa esternamente e grigio internamente. Il livello sabbioso presenta uno spessore massimo di 30 cm ed è formato da cineriti grigio rosate. Infine la parte litica più nota e diffusa, anche perché meglio conservata, presenta un colore grigiastro con, nella parte bassa, venature rosa e inclusi scoriacei. A questa eruzione sono inoltre legati i depositi cineritici più fini che vanno a costituire la quasi totalità dei paleosuoli presenti a tetto dell'I.C.

- *Formazione di Sarno (17Ka b.p.):* La formazione di Sarno è stata ritrovata solo in alcune paleoncisioni presenti sui versanti calcarei. E' caratterizzata da livelli di pomici bianche a gradazione diretta a cui si alternano livelli a gradazione inversa più ricchi in litici nei quali le pomici bianche presentano dimensioni maggiori. Insieme alle pomici bianche soffiate si rinvencono pomici grigie meno soffiate che diventano predominanti verso l'alto.
- *Formazione di Agnano P.P. (10,5Ka b.p.):* L'area di interesse è caratterizzata dalla presenza dei depositi distali della eruzione di Agnano avvenuta circa 10000 anni fa con assi di dispersione orientati verso le zone interne della Campania (Rosi e Sbrana, 1987; Di Vito et al, 1999; Pareschi et al, 2002). Nella zona del campo sperimentale di Monteforte questi depositi sono stati riscontrati in

alcune paleoincisioni e sono rappresentati da pomici con colorazione esterna giallastra e più chiara all'interno e variazioni granulometriche nella sequenza eruttiva. A tetto presentano un paleosuolo di natura cineritica con spessore sovente superiore al metro.

- *Formazione di Ottaviano o Mercato (8Ka b.p.):* sono presenti due livelli pomicei sovrapposti con alla base un livello sabbioso (Rolandi et al, 1993b). Quest'ultimo presenta uno spessore massimo di circa 10 cm ed è formato da sabbie bianche che passano, verso l'alto, a sabbie scoriacee scure più addensate e pesanti. I due livelli pomicei sovrapposti presentano nell'insieme uno spessore abbastanza consistente e pari a circa un metro. Il livello basale presenta una blanda stratificazione ed è caratterizzato da pomici giallastre eterometriche con dimensioni variabili da pochi mm a 3 cm, con inclusi lavici; il livello sovrastante, invece, è costituito da pomici bianchi e da scorie nere.
- *Formazione di Avellino (3.7 Ka b.p.):* Questa formazione comprende sia depositi da caduta che da flusso e surge piroclastico (Rolandi et al., 1993b; Cioni et al., 2000). Su tale massiccio carbonatico si rinvengono solo depositi da caduta rappresentati da due livelli di pomici sovrapposti, occasionalmente, ad un terzo livello basale prevalentemente sabbioso. Quest'ultimo, quando presente, ha uno spessore di circa 10 cm ed è formato da pomici millimetriche monogranulari con scorie nero-verdastre. I due livelli pomicei sovrastanti presentano uno spessore variabile di circa 70÷90 cm e sono caratterizzati da una colorazione bianca (quello al letto) e grigia (quello al tetto). Il livello basale è costituito infatti da pomici bianchi a gradazione diretta, spigolose e grossolane, con minute scorie scure e cristalli. Il livello superiore, invece, è costituito da pomici grigi anch'esse grossolane e spigolose, talora abbastanza

cementate o comunque ben addensate: presentano inoltre un alto contenuto in litici per lo più di natura carbonatica e lavica ed una gradazione generalmente inversa che, solo nella parte sommitale, diventa diretta.

- *Formazione di Pollena (472 d.C.):* Di questa formazione, i cui depositi sono ben esposti lungo i versanti N e NO del Monte Somma, fanno parte sia depositi da caduta che da flusso e surge piroclastico (Rosi e Santacroce; 1983). Nelle aree più distali, come quella in oggetto, tuttavia, si rinvengono solo i depositi da caduta ovvero pomici verdastre millimetriche, monogranulari e fortemente porfiriche con cristalli di leucite e biotite. I frammenti litici (lavici e carbonatici) sono abbondanti e aumentano verso l'alto. Nell'area di studio questa formazione si colloca spesso in prossimità del piano campagna, è il più delle volte costituita da elementi rimaneggiati, presenta una marcata discontinuità laterale e uno spessore spesso molto ridotto (pochi centimetri).

IV.2.1 Indagini in sito, sezioni stratigrafiche e carte tematiche

Acquisite tutta una serie di informazioni, da un piano di indagine molto dettagliato è stata individuata, sull'intero versante, un'area di dimensione ridotta in cui sono stati installati i diversi strumenti necessari per la fase di monitoraggio.

In particolare, il piano di indagine è consistito in: rilievo topografico di dettaglio; esecuzione di 15 trincee esplorative (profondità massima raggiunta circa 6m); esecuzione di 5 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino al substrato carbonatico fig. IV.5.

La limitata distanza tra i punti di indagine ha reso possibile una ricostruzione molto precisa della stratigrafia dell'intera area nonché

dell'andamento spaziale dei diversi orizzonti vulcanoclastici e del substrato carbonatico sepolto.

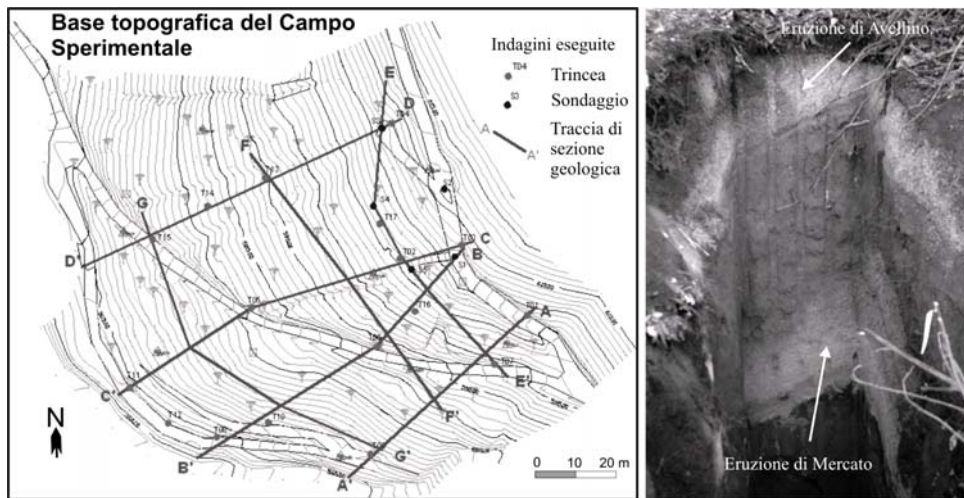


Fig. IV.5 – Base topografica con indicazione delle indagini eseguite (trincee e sondaggi) e tracce delle sezioni geologiche, (Di Crescenzo et al., 2007)

La correlazione tra le stratigrafie dei numerosi punti d'indagine ha consentito di redigere, infatti, sezioni geologiche di estremo dettaglio sia longitudinali ($n^{\circ} = 4$) sia trasversali al versante ($n^{\circ} = 3$), che illustrano chiaramente i rapporti stratigrafici dei vari terreni e la variabilità in termini di spessore della copertura piroclastica fig. IV.6

I dati geologici raccolti, hanno permesso di approntare, mediante elaborazioni in ambito GIS, una serie di elaborati tematici dell'intera area di studio nella quale è stato successivamente impiantato il campo sperimentale fig.IV.7. Essi sono:

- **carta delle acclività:** riporta le diverse classi di acclività ritenute significative ai fini dell'innescio di frane da colata rapida;
- **carta delle coperture piroclastiche:** mostra le diverse classi di spessore della coltre piroclastica e può consentire di fare valutazioni precise circa i volumi dei terreni di copertura potenzialmente mobilitabili;

- **carta della profondità di rinvenimento del substrato carbonatico sepolto:** permette di evidenziare l'andamento del substrato e di rilevare la presenza di paleoincisioni sepolte non apprezzabili in superficie;
- **carta degli spessori e delle profondità di rinvenimento rispetto al p.c. delle eruzioni storiche (eruzioni del "472" e di "Avellino"):** mette in evidenza le eruzioni più superficiali e quelle statisticamente più frequentemente coinvolte dai fenomeni d'innesco.

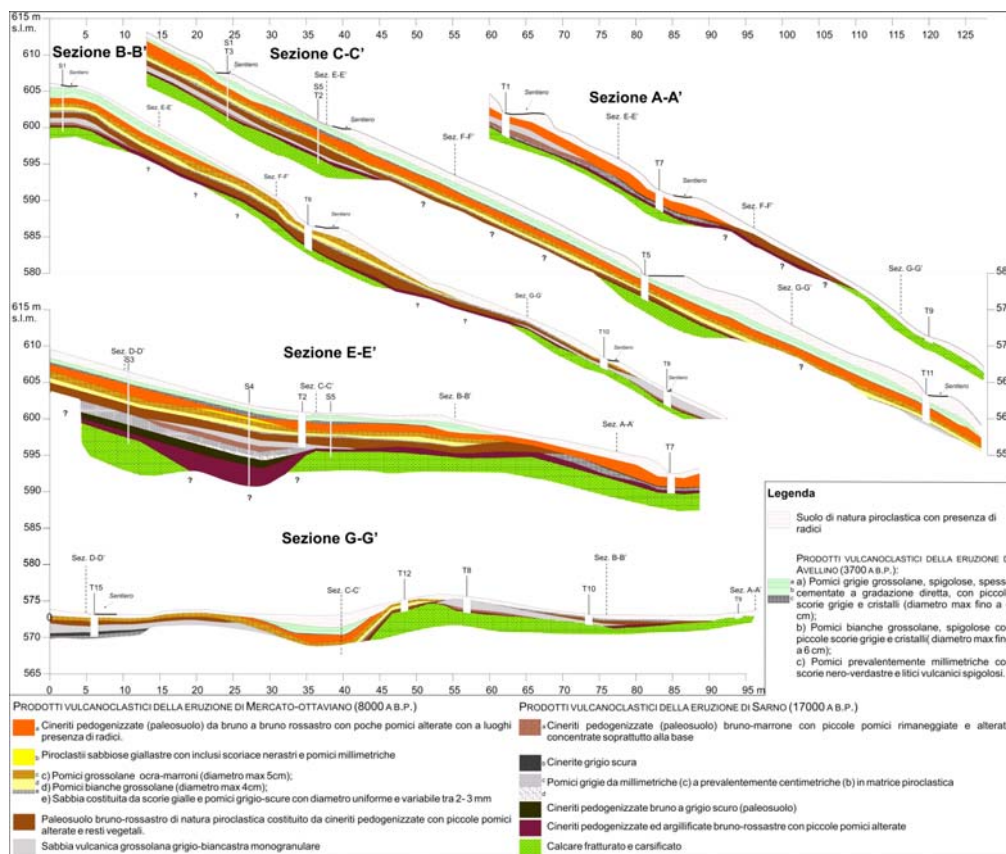


Fig. IV.6 – Alcune delle sezioni geologiche di dettaglio eseguite sul versante del campo sperimentale, (Di Crescenzo et al., 2007)

Il confronto e l'analisi degli elaborati redatti ha permesso di fare alcune considerazioni circa i rapporti esistenti tra acclività dei versanti e stabilità dei livelli vulcanoclastici. E' stato notato, infatti, che nei settori di versante

con valori di acclività maggiori di 30° le eruzioni storiche (“472” ed “Avellino”) non sono più presenti. Altrove invece, laddove i valori di acclività sono più bassi, le eruzioni storiche risultano ben conservate. In prima approssimazione si può dire che i settori di versante con valori di acclività minori di 30° non sono stati coinvolti da frane. Di conseguenza, le aree da ritenere più significative per il monitoraggio, proprio perché più prossime alle condizioni di potenziale innesco, sono quelle con coperture piroclastiche e con valori di acclività maggiori di 30°. La sovrapposizione delle diverse carte tematiche elaborate ha permesso di scegliere il sito più idoneo per il posizionamento della strumentazione e cioè un settore di versante con valori di acclività prossimi ai 30° e una copertura piroclastica con al suo interno le eruzioni storiche più superficiali fig. IV.7

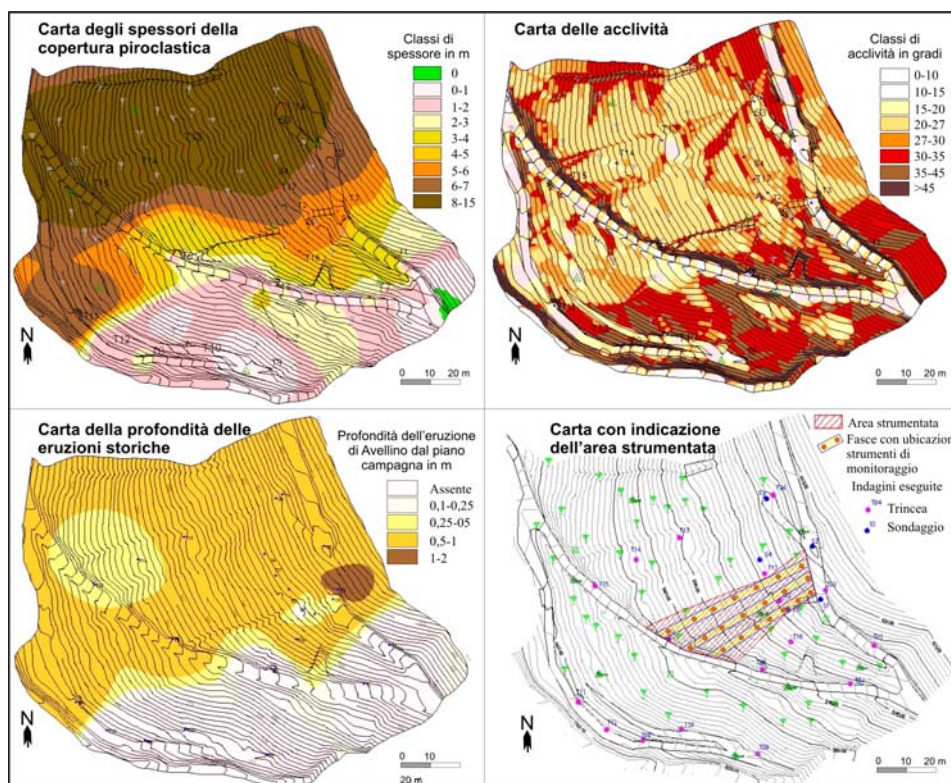


Fig. IV.7 – Diverse carte tematiche relative all’area di studio elaborate con l’ausilio del GIS, (Di Crescenzo et al., 2007)

IV.3 Attività svolta in sito

L'area risultata più idonea per l'installazione del campo prove si sviluppa su un salto di quota di 50m, estendendosi su di un'area avente altitudine variabile tra 565m e 615m. La parte più elevata del campo è caratterizzata dalla presenza di piante arboree ad alto fusto (castagni), mentre la restante parte risulta distribuita lungo tutta l'area di una folta vegetazione di arbusti,(fig.IV.8).



Fig. IV.8 – Vegetazione presente nel campo prove

Dall'analisi della sezione geologica lungo la linea di massima pendenza del campo sperimentale, è stata estratta una colonna stratigrafica semplificata, utilizzata come modello geologico, alla quale si fa riferimento nel seguito della tesi (fig. IV.9). In particolare si osserva che: al di sotto di due strati superficiali di piroclastiti fortemente humificate e pedogenizzate (1 e 2), in cui si sviluppano le radici dei castagni, inizia la serie dell'eruzione di

Avellino con uno strato di pomice (3) articolato in livelli piuttosto variegati per quanto riguarda la dimensione e la forma dei granelli. Quindi iniziano i prodotti dell'eruzione di Ottaviano: cineriti pedogenizzate contenenti qualche elemento di pomice (4); pomice (5) suddivisibili in tre livelli sensibilmente diversi per granulometria; cineriti pedogenizzate con qualche elemento di pomice (6). Al di sotto vi sono due strati più antichi: sabbia vulcanica (7) ed uno strato di cineriti argillificate rossastre (8) a diretto contatto con i calcari. Questo ultimo strato, di permeabilità ridotta rispetto a quelli soprastanti, rilevato fra l'altro in numerose altre situazioni della Campania, può considerarsi un confinamento idraulico per tutti gli strati soprastanti.

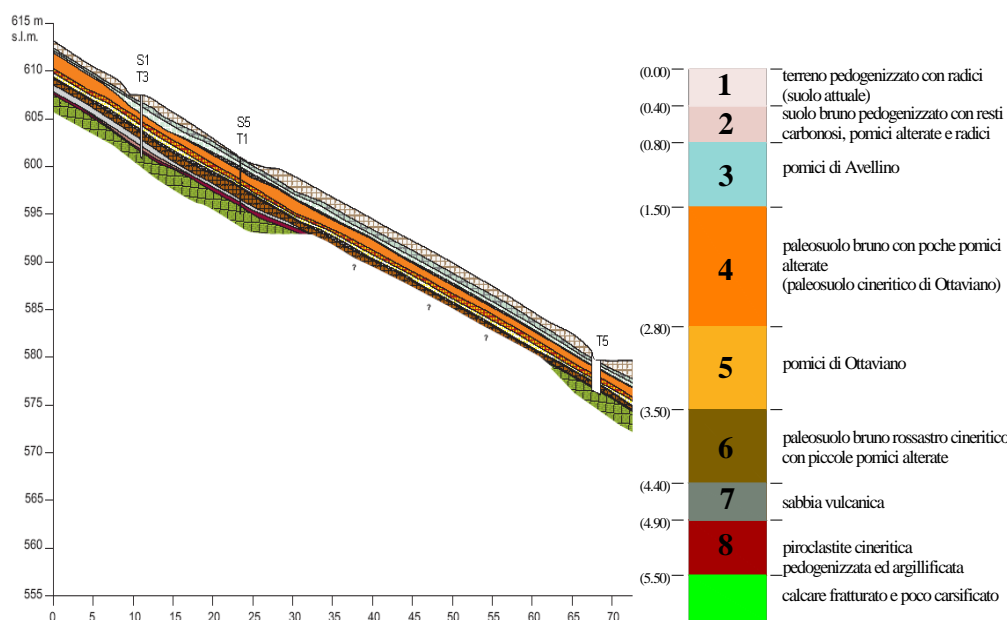


Fig. IV.9 – Sezione geologica nella direzione delle verticali strumentate con colonna stratigrafica semplificata di riferimento.

Per eseguire l'installazione della strumentazione di misura, il campo prove è stato suddiviso con una magliatura regolare, nei cui nodi sono stati posti i picchetti di riferimento. Ciascuna maglia è costituita da un quadrato di lato

4m; pertanto le 14 maglie ricoprono un'area di circa 230m² (14x16m²) per un totale di 26 verticali strumentate fig. IV.10:

- 7 verticali lungo la sezione longitudinale A-A;
- 7 verticali lungo la sezione longitudinale B-B;
- 6 verticali lungo la sezione longitudinale C-C;
- 6 verticali super – strumentate (SS) lungo le 2 sezioni trasversali presenti a monte e a valle del campo.

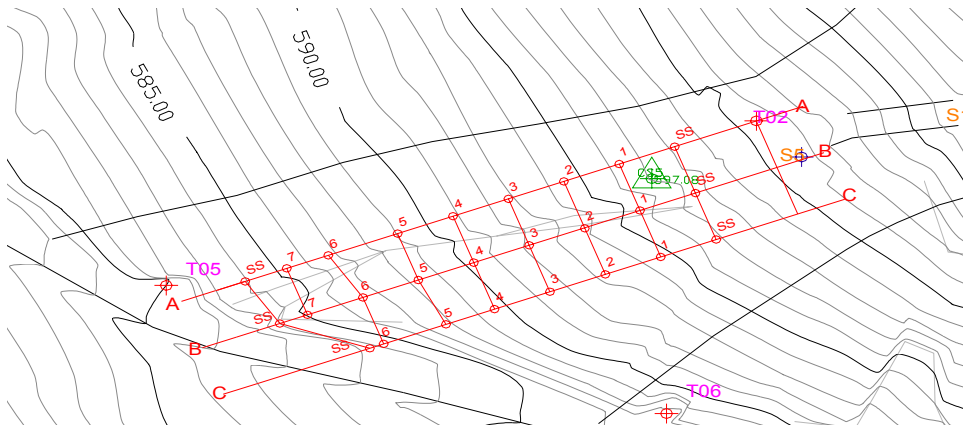


Fig. IV.10 – Pianta del campo sperimentale

Lungo le sezioni longitudinali sono stati installati 4 tensiometri per ogni verticale strumentata, allo scopo di eseguire misure della suzione in sito a quattro diverse profondità dal piano campagna. I tensiometri sono stati collocati col seguente criterio fig. IV.11:

- 1 tensiometro nel terreno 1 ad una profondità di 25cm dal piano campagna per ogni verticale escluso il picchetto 6A, in cui l'infissione dello strumento è pari a 20cm;
- 1 tensiometro nel terreno 2 ad una profondità di 45cm dal piano campagna per ogni verticale escluso il picchetto 6A, in cui l'infissione dello strumento è pari a 40cm;

- 2 tensiometri nel terreno 4 ad una profondità variabile fra 130cm e 230cm dal piano campagna, a seconda della stratigrafia incontrata durante la perforazione. Infatti il primo tensiometro è stato installato a 10cm al di sotto del banco di pomice di Avellino, il quale presenta una notevole variabilità nello spessore dello strato. Il secondo tensiometro è stato invece posto a 10 ÷ 20cm al di sotto dello strumento precedente.

I tensiometri installati sono: tensiometri “Jet fill” prodotti dalla Soilmoisture con vacuometro e tensiometri “SDEC France” con trasduttore di pressione “SMS 2500S”.

L’installazione dei tensiometri suddetti costituisce solo la prima fase del progetto di monitoraggio del pendio di Monteforte Irpino (AV). Fasi successive infatti prevedono l’installazione di: ulteriori due tensiometri lungo ciascuna verticale super-strumentata allo scopo di misurare la suzione anche nei terreni 6 ed 8; 40 sonde TDR per la valutazione del contenuto d’acqua naturale dei terreni; 10 piezometri a corda vibrante per monitorare il regime delle pressioni neutre, (fig.IV.11). In fig. IV.12 è riportata una foto di come si presenta il campo prove.

La sperimentazione è stata concentrata sulla determinazione e sull’analisi delle pressioni interstiziali al variare delle condizioni climatiche e della pluviometria. Il monitoraggio è tuttora ancora in corso. Le misure di suzione eseguite a 4 diverse profondità hanno consentito di diagrammare i seguenti andamenti della suzione nel tempo: per livello stratigrafico misurato; lungo le 20 verticali strumentate; lungo le 3 sezioni longitudinali (A-A, B-B, C-C); lungo le 4 sezioni di allineamento degli strumenti (terreno 1, 2, 4 superiore, 4 inferiore).

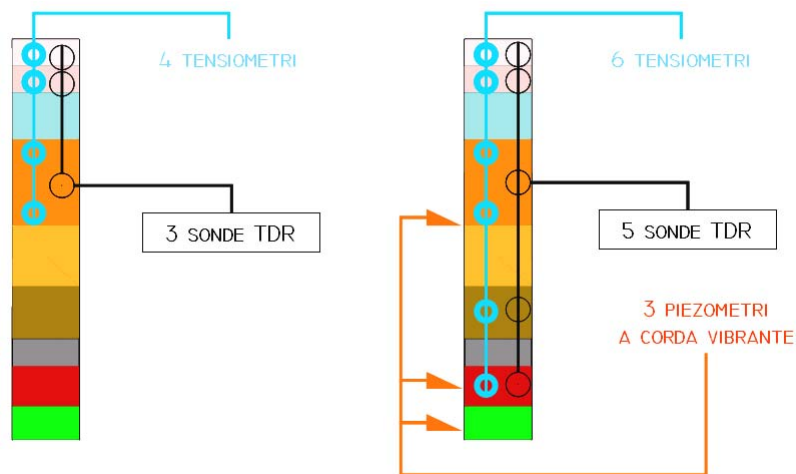


Fig. IV.11 – Schema verticale strumentata e di progetto



Fig. IV.12 – Strumentazione protetta con tubi in PVC.

I valori di suzione sono stati confrontati con i dati pluviometrici misurati nel periodo corrispondente dalla stazione di Avella. Ciò ha consentito di studiare le differenti risposte dei terreni, in termini di variazione della pressione interstiziale, in seguito all'aumento dell'afflusso meteorico o alla persistenza di periodi secchi.

IV.3.1 risultati monitoraggio

La rappresentazione della suzione nel tempo, per livello stratigrafico, ha consentito di valutare le differenti risposte dei terreni indagati alle condizioni climatiche.

In fig.IV.13(a);(b);(c);(d) sono riportate le misure tensiometriche eseguite nello strato 1, 2 e 4 e con esse l'andamento del loro valor medio nel tempo con il relativo intervallo di confidenza.

Al fine di rappresentare i risultati in maniera sintetica sono stati diagrammati in fig.IV.14b gli andamenti medi della suzione per ogni strato di terreno monitorato, operando un confronto con le piogge registrate nello stesso periodo al pluviografo di Avella (fig.IV.14a). Nel commentare i risultati, i litotipi 1 e 2 vengono raggruppati in un unico strato detto "superficiale", mentre lo strato 4 viene detto "intermedio".

Sono evidenti i seguenti comportamenti:

- sia all'interno dello strato superficiale, sia all'interno dello strato intermedio la suzione misurata alle due celle sovrapposte fluttua in modo identico, con differenze fra i valori misurati di 1÷2 kPa; considerata tale differenza di suzione, il flusso di acqua all'interno di ciascuno strato è essenzialmente regolato dalle quote geometriche ed è caratterizzato da una componente parallela al pendio ed una verticale orientata verso il basso;
- i due andamenti della suzione media nel tempo, relativi rispettivamente allo strato superficiale ed a quello intermedio, sono significativamente diversi, in altri termini lo strato di pomici interposto (strato 3) costituisce una sorta di separazione idraulica fra i due regimi idrici (probabilmente perché le pomici smaltiscono molto rapidamente il flusso d'acqua proveniente dallo strato superiore limitandone il recapito allo strato inferiore);

- nello strato superficiale la riduzione di suzione a seguito di alcuni degli eventi di pioggia registrati è repentina; gli eventi più efficienti nel procurare una riduzione di suzione appaiono essere quelli di più ampia durata (b, c, e, f), piuttosto che quelli di maggiore intensità (a, d);
- lo strato intermedio non sembra aver risentito in maniera diretta e sensibile degli eventi di pioggia registrati, perché si trova a maggiore distanza dal p.c. rispetto allo strato superficiale e perché è confinato superiormente dalle pomice che interrompono la continuità del regime idrico; nello strato intermedio la fluttuazione della suzione è regolare nel tempo e sembra seguire un andamento stagionale;
- la suzione è sempre più elevata nello strato intermedio rispetto allo strato superficiale ad eccezione di alcuni periodi invernali caratterizzati da scarsa piovosità, in cui la suzione continua a decrescere con andamento stagionale in profondità, mentre in superficie aumenta, in assenza di piogge, per l'evapotraspirazione.

Infine in fig.IV.15 sono rappresentate le isopieziche nello strato intermedio, nell'area del campo sperimentale, ottenute dalle misure di suzione ad una stessa data (17 gennaio 2007): si osserva come la quota piezometrica sia particolarmente depressa in corrispondenza dell'apparato radicale di un imponente albero di castagno rimasto in sede dopo il taglio del resto della piantagione effettuato circa due anni fa. Sono altresì indicati i flussi di acqua che convergono verso le radici della pianta che estrae umidità dal sottosuolo e la trasferisce all'atmosfera per traspirazione. L'effetto è sorprendente in quanto durante il periodo invernale le azioni vitali della vegetazione dovrebbero essere sopite; in effetti il fenomeno è stato registrato in misura più marcata durante l'autunno 2006.

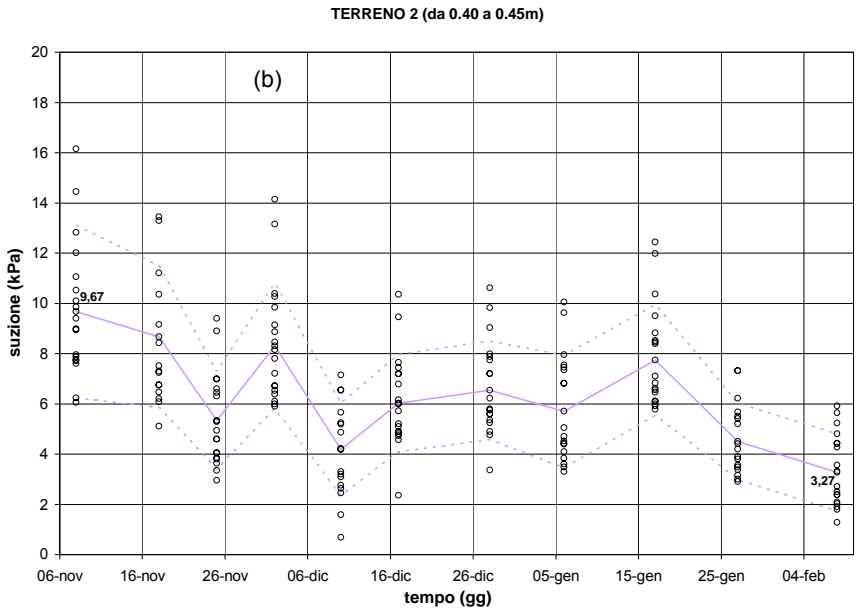
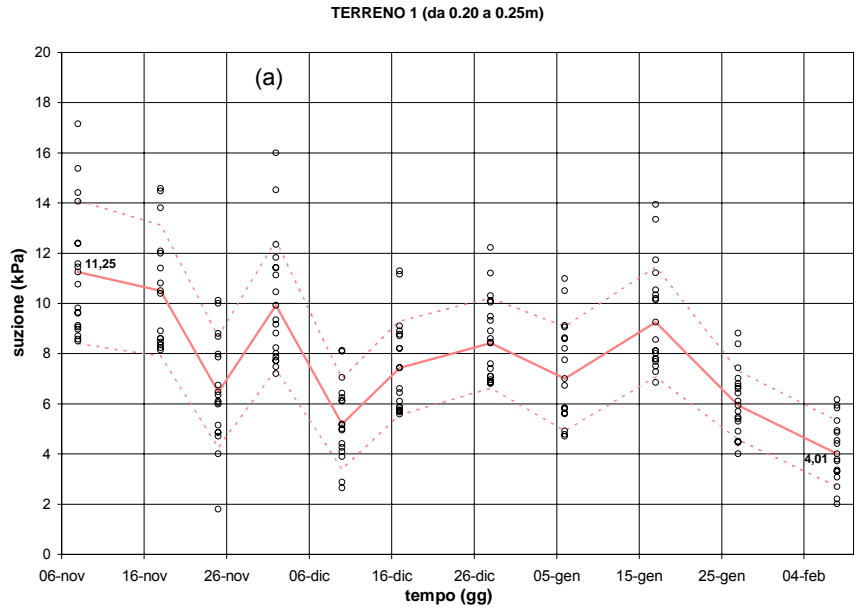


Fig. IV.13a,b – Misure tensiometriche: (a) terreno 1; (b) terreno 2.

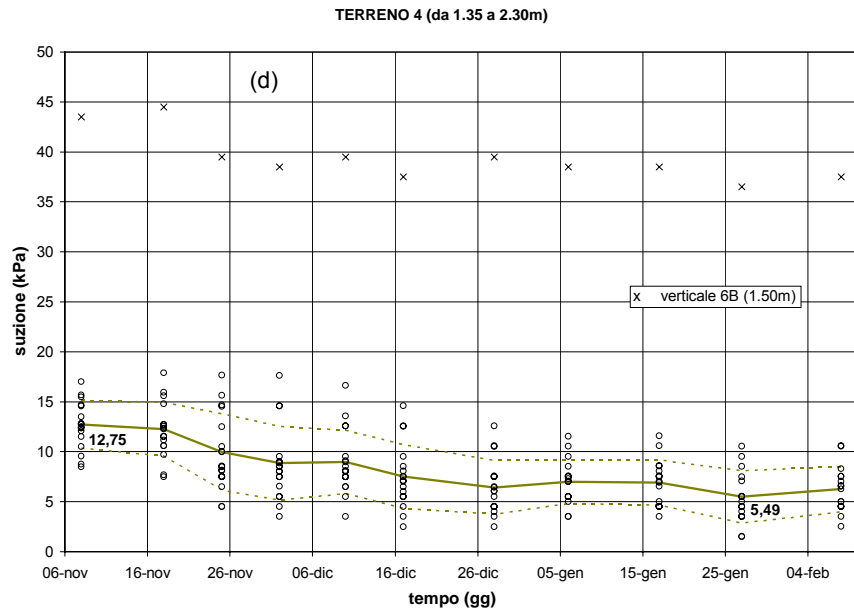
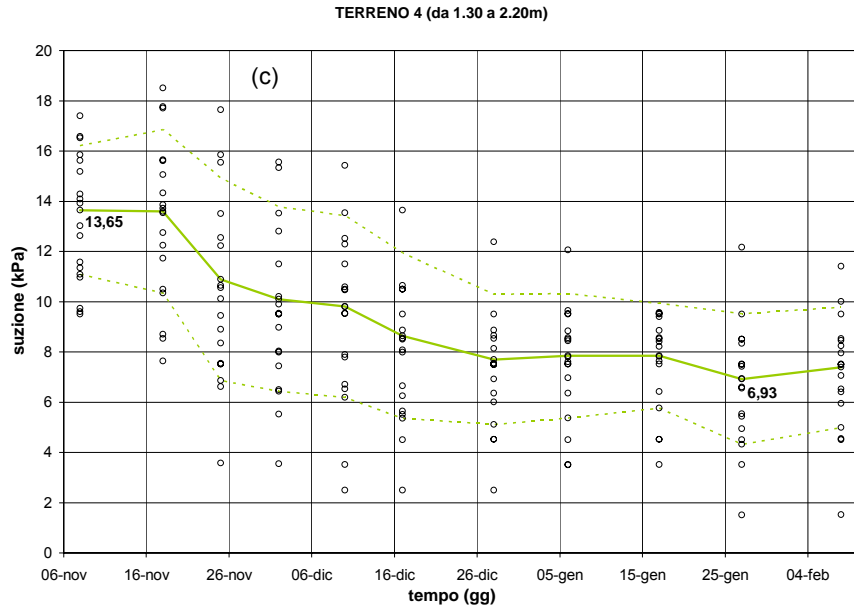


Fig. IV.13c,d – Misure tensiometriche: (c) terreno 4 superiore (tensiometro posto più in superficie); (d) terreno 4 inferiore (tensiometro posto più in profondità).

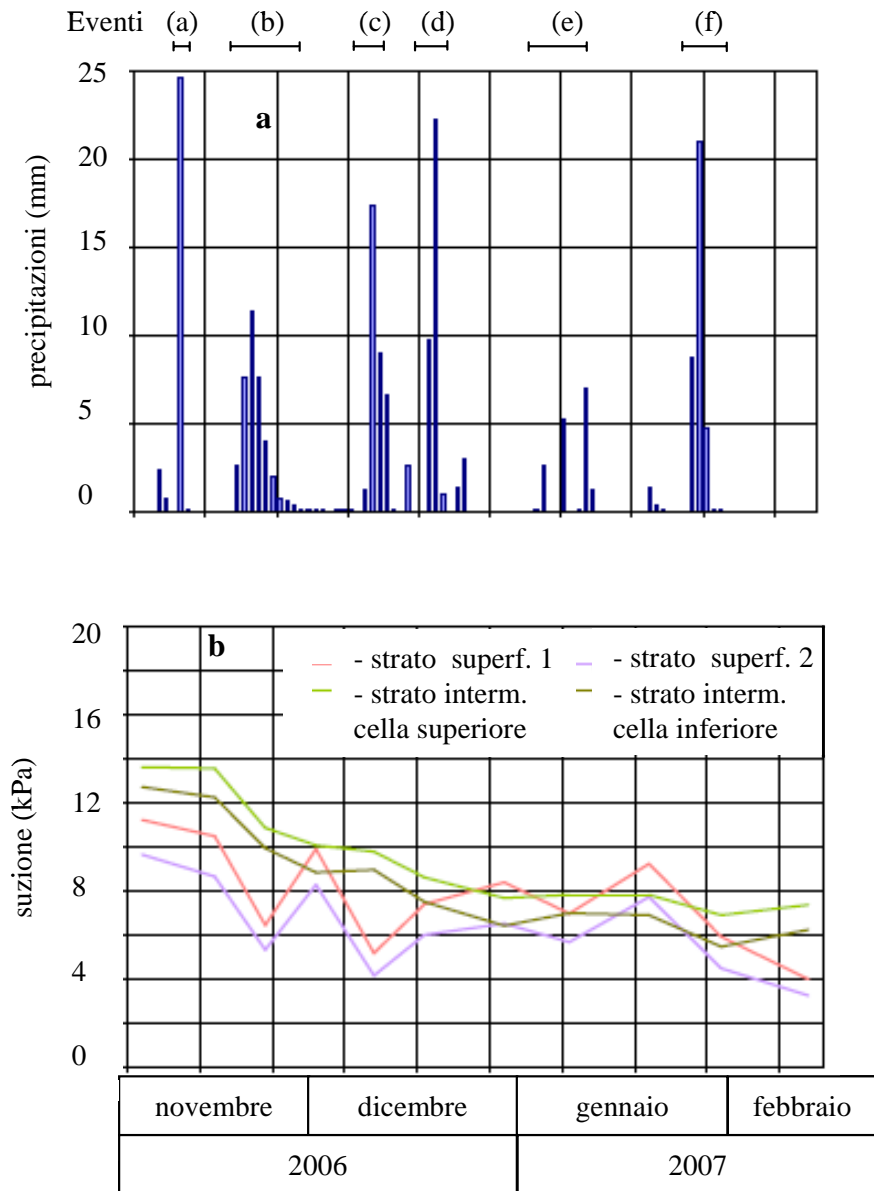


Fig. IV.14 – a) Altezze di pioggia al pluviografo di Avella; b) andamenti medi delle suzioni.

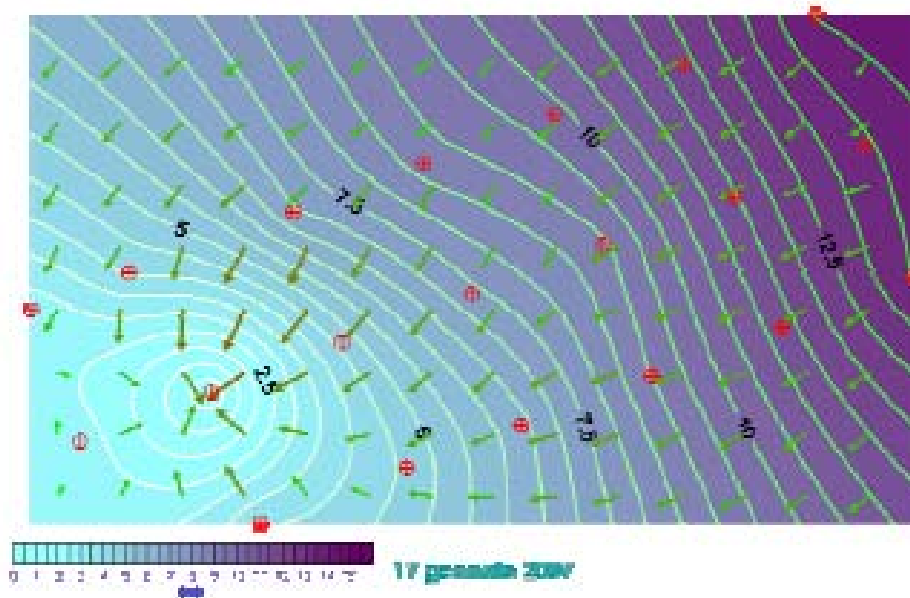


Fig. IV.15 – Andamento delle isopieziche nello strato intermedio (terreno 4).

CAPITOLO V - Sperimentazione di laboratorio

V.1 Caratteristiche fisiche e granulometriche dei materiali della coltre

Il programma sperimentale svolto durante il periodo di ricerca è stato finalizzato alla comprensione dei meccanismi di innesco delle colate rapide. A tale scopo pertanto è stata eseguita una caratterizzazione idraulica e meccanica dei terreni presenti nel campo sperimentale ed individuati dall'indagine stratigrafica descritta nel capitolo precedente.

La stratigrafia semplificata del sito, derivata dall'indagine geologica è costituita dai seguenti strati che ricoprono i calcari di base (fig. V.1):



Fig. V.1 – Colonna stratigrafica semplificata

In fig. V.2 sono riportati i fusi granulometrici dei diversi terreni. Come si può osservare dal primo dei diagrammi di fig.V.2, i terreni più superficiali (1 e 2) hanno caratteristiche granulometriche tra loro molto simili: i rispettivi fusi sono in parte sovrapposti (area in grigio chiaro in figura) presentandosi a granulometria leggermente più fina il terreno 2 (area in grigio scuro in figura). Lo strato 4 si presenta con una granulometria mediamente più fina dei due precedenti e con un fuso granulometrico più ristretto e “disteso”. Gli strati 6 ed 8 sono decisamente più fini degli altri terreni analizzati. Infine i terreni 3, 5 e 7 sono da considerarsi come materiali a “grana grossa” ed abbastanza uniformi: in particolare, mentre il terreno 7 si presenta come una sabbia media con una frazione significativa di limo, il terreno 5 ed il terreno 3 sono rispettivamente una sabbia grossa ed una ghiaia. Il prelievo di campioni indisturbati dai terreni 3 e 5 non è risultato praticabile e pertanto essi sono stati esclusi dalla sperimentazione.

I valori medi delle porosità dei vari terreni riportati in Tab. V.1 mostrano come i terreni studiati siano notevolmente porosi. Tale peculiarità è ulteriormente evidenziata dai diagrammi riportati in fig. V.3 in cui per ciascun terreno è rappresentata la funzione di densità di probabilità della porosità così come stimata sulla base dei dati di laboratorio. Si può osservare come i terreni più superficiali (1,2 e 4) si presentino più porosi con distribuzioni di probabilità leggermente asimmetriche con delle code più estese verso le porosità più basse probabilmente legate al disturbo indotto dal campionamento.

Per quanto riguarda il grado di saturazione in tab. V.2 sono riportati i valori medi determinati in laboratorio su campioni prelevati in diversi periodi dell'anno; si può osservare che i terreni più profondi presentano valori del grado di saturazione decisamente più elevati di quelli superficiali e benché il numero di osservazioni sia alquanto ristretto da esse si evince l'andamento stagionale delle variazioni delle condizioni di saturazione. Se

si osserva però il valore del grado di saturazione del terreno 7, determinato da un'unica campagna di prelievo condotta nel mese di luglio, si nota che esso è minore di quello del terreno 6 ed addirittura uguale a quello del terreno 2 più superficiale. Tale risultato lo si comprende se si considera la natura di tale litotipo. Infatti il terreno 7 è una sabbia con assenza di coesione. Di conseguenza durante il prelievo, l'acqua in esso presente non incontrando grossi ostacoli è in gran parte fuoriuscita riducendo in tal modo il valore del grado di saturazione.

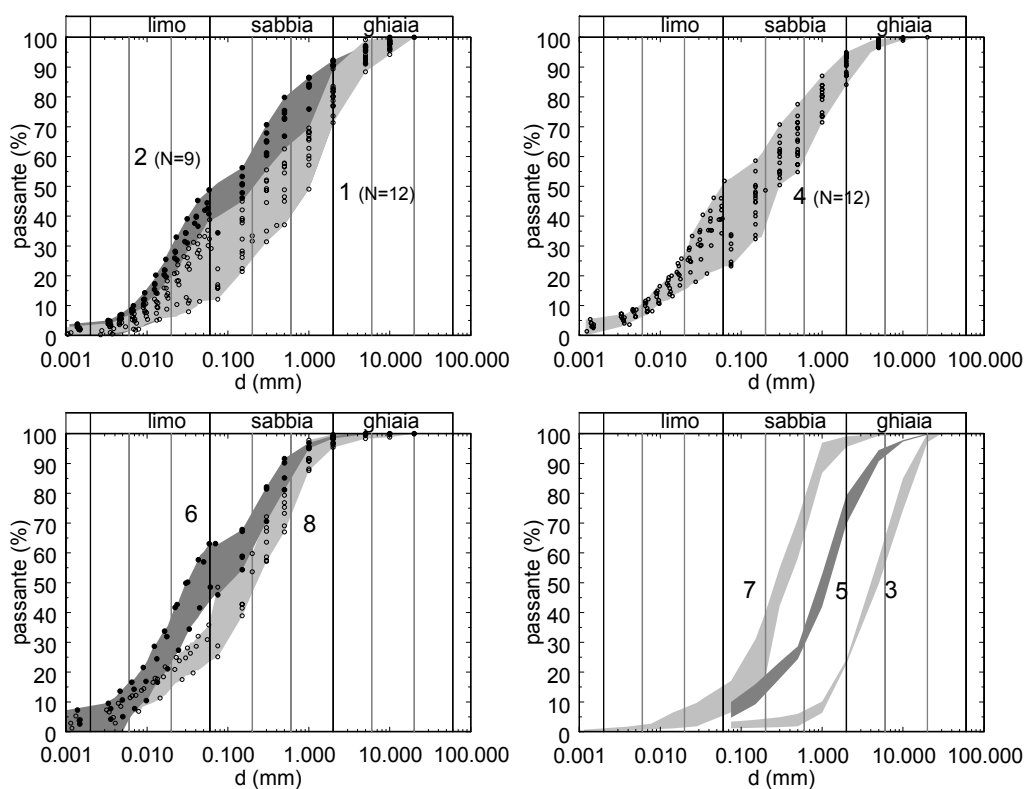


Fig. V.2 – Granulometria dei terreni presenti in sito

terreno	G_s	γ_d (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	n	S_r
1	2.68	7.99	11.91	0.69	0.58
2	2.72	7.43	12.29	0.72	0.70
4	2.61	7.07	11.94	0.72	0.68
6	2.65	7.11	12.51	0.72	0.77
7	2.46	7.93	12.18	0.67	0.65
8	2.72	10.83	15.65	0.59	0.83

Tab. V.1 – Caratteristiche fisiche medie dei terreni studiati

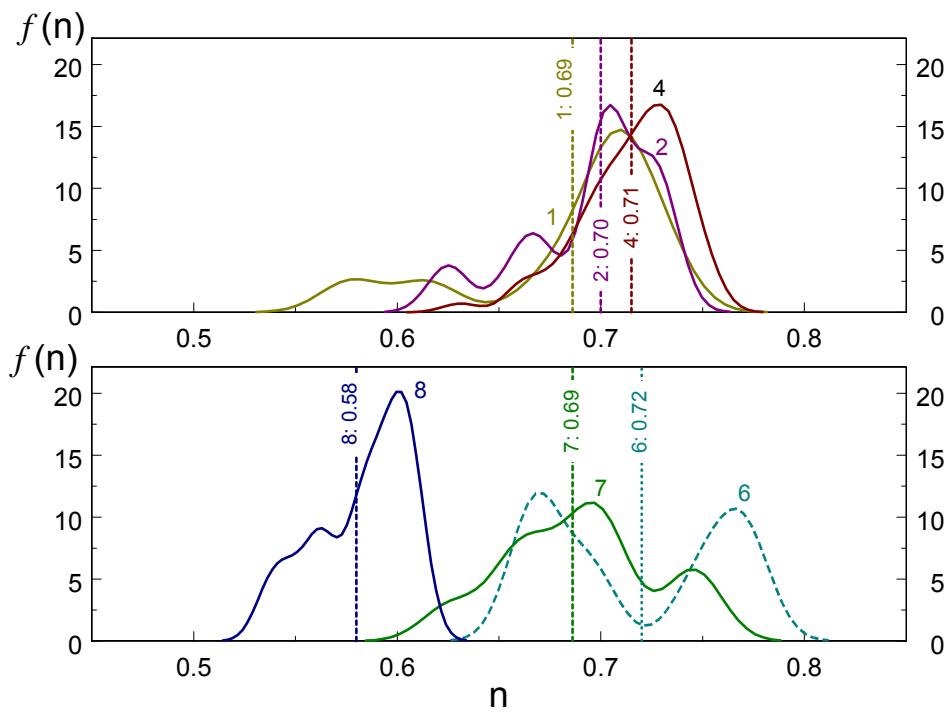


Fig. V.3 – Distribuzione di probabilità dei terreni studiati

terreno	S_r				
	11/05/05	20/07/05	17/01/06	17/07/06	11/04/07
1	0.53		0.58		
2	0.62	0.64	0.73		
4	0.71	0.72	0.74		0.66
6		0.80		0.73	
7		0.64			
8		0.90		0.85	

Tab. V.2 – Grado di saturazione dei campioni indisturbati in funzione della data di prelievo

V.2 Descrizione della sperimentazione di laboratorio

La sperimentazione di laboratorio è stata condotta su provini indisturbati prelevati in trincee e sondaggi; in particolare nelle trincee sono stati prelevati 139 campioni mentre nei sondaggi sono stati prelevati 19 campioni. Il prelievo è stato eseguito in sei diverse campagne dal Maggio 2005 ad Aprile 2007 (Tab. V.3 ÷ V.8) ed in totale sono stati aperti e sottoposti a prova quasi tutti i campioni.

In seguito viene descritto brevemente il programma sperimentale portato a termine mentre nei paragrafi successivi si riportano in dettaglio i risultati più significativi ottenuti per ciascun tipo di apparecchiatura impiegata.

L'interpretazione dei risultati ed il confronto con i dati disponibili in letteratura ottenuti in sperimentazioni analoghe è rimandato ai capitoli successivi mentre in appendice si riportano integralmente i risultati di tutte le prove eseguite.

DATA PRELIEVO 11 MAGGIO 2005							
trincea sondaggio fronte	Campione N.	Profondità da a (m) (m)		fustella Ø lunghezza (mm) (mm)		Descrizione litotipo	Identificativo litotipo N.
TRINCEA 1	C 1,2,9÷11	0,2	0,4	80	300	suolo attuale	1
	C 3÷6, 12÷14	0,8	1			60x60*	60
	A÷C						
	C 7,8,15÷19	1,6	2	80	300	paleosuolo cineritico Ottaviano	4
	D÷G			60x60*	60		

* fustelle quadrate

Tab. V.3 – Campioni indisturbati prelevati in sito

DATA PRELIEVO 20 LUGLIO 2005

trincea sondaggio fronte	Campione N.	Profondità		fustella		Descrizione litotipo	Identificativo litotipo N.
		da (m)	a (m)	Ø (mm)	lunghezza (mm)		
S 1	C 1	0.2	0.7	100	500	suolo attuale	1
	C 2	1.8	2.2			paleosuolo cineritico Ottaviano	4
	C 3	3	3.5			pomici Ottaviano	5
	C 4	4	4.5			sabbia vulcanica	7
	C 5	5	5.5			sabbia vulcanica	7
S 2	C 1	0.2	0.7	100	500	suolo bruno	2
	C 2	2	2.5			paleosuolo cineritico Ottaviano	4
	C 3	4	4.5			paleosuolo cineritico	6
	C 4	5	5.5			sabbia vulcanica	7
	C 5	6	6.5			piroclastite cineritica	8
S 3	C 1	0.5	1	100	500	suolo attuale	1
	C 2	2	2.5			paleosuolo cineritico Ottaviano	4
	C 3	3	3.5			paleosuolo cineritico	6
	C 4	4	4.5			paleosuolo cineritico	6
	C 5	5	5.5			piroclastite cineritica	8
	C 6	6	6.5			piroclastite cineritica	8
S 5	C 1	1.5	2	100	500	paleosuolo cineritico Ottaviano	4
	C 2	2.5	3			pomici Ottaviano	5
	C 3	4	4.5			sabbia vulcanica	7

Tab. V.4 – Campioni indisturbati prelevati in sito

DATA PRELIEVO 17 GENNAIO 2006

trincea sondaggio fronte	Campione N.	Profondità		fustella		Descrizione litotipo	Identificativo litotipo N.
		da (m)	a (m)	Ø (mm)	lunghezza (mm)		
FRONTE	C 1÷3, 6÷13	0,3	0,55	80	300	suolo attuale	1
	C 4,5			100			
	C 14÷16,19, 22	0,7	1	80		suolo bruno	2
	C 17,18,20, 21,23			100			
TRINCEA 2	C 24,25,27, 29,30	2,3	2,6	80	paleosuolo cineritico Ottaviano	4	
	C 26,28, 31÷34			100			

Tab. V.5 – Campioni indisturbati prelevati in sito

DATA PRELIEVO 11 APRILE 2006

trincea sondaggio fronte	Campione N.	Profondità		fustella		Descrizione litotipo	Identificativo litotipo N.
		da (m)	a (m)	Ø (mm)	lunghezza (mm)		
TRINCEA 5	D 1÷9	1,6	1,8	80	300	paleosuolo cineritico	6
	D 10,11			100			
	D 12÷14	1,8	2	80		sabbia vulcanica	7
	D 15			100			
	D 16÷21	2,2	2,5	80		piroclastite argillificata	8
	D 22			100			

Tab. V.6 – Campioni indisturbati prelevati in sito

DATA PRELIEVO 17 LUGLIO 2006

trincea sondaggio fronte	Campione N.	Profondità		fustella		Descrizione litotipo	Identificativo litotipo N.
		da (m)	a (m)	Ø (mm)	lunghezza (mm)		
TRINCEA 2	F 1÷10	2,3	2,6	100	300	paleosuolo cineritico Ottaviano	4
	F 11÷25			80			
TRINCEA 5	E 1÷6	2,2	2,5	100			
	E 7÷10			80			

Tab. V.7 – Campioni indisturbati prelevati in sito

DATA PRELIEVO 12 APRILE 2007

trincea sondaggio fronte	Campione N.	Profondità		fustella		Descrizione litotipo	Identificativo litotipo N.
		da (m)	a (m)	Ø (mm)	lunghezza (mm)		
FRONTE	A 1÷8,11,12, 15,16	0,3	0,55	80	300	suolo attuale	1
	A 9,10,13,14			100			
	B 1,3,5,7÷11 ,13÷16	0,7	1	80		suolo bruno	2
	B 2,4,6,12			100			

Tab. V.8 – Campioni indisturbati prelevati in sito

La sperimentazione si è articolata nel seguente modo:

- *Caratterizzazione idraulica mediante prove di permeabilità satura, prove di evaporazione e prove di essiccamento*: sono state eseguite prove su tutti i litotipi della serie stratigrafica ad eccezione delle pomici (terreno 3 e 5) e della sabbia (terreno 7). Lo scopo della sperimentazione era quello di determinare, per i terreni analizzati, la curva di ritenzione e la funzione di permeabilità, in un intervallo di suzione significativo per il problema in esame. Pertanto la sperimentazione è stata condotta con l'utilizzo di un permeometro a carico costante per la misura della permeabilità satura, con il ku-pF apparatus per l'esecuzione delle prove di evaporazione fino ad un valore di suzione di circa 90kPa e con la piastra di Richards per l'esecuzione di prove di essiccamento fino a 1000kPa.
- *Caratteristiche di compressibilità*: alcune prove sono state condotte in edometro tradizionale su diversi terreni (1, 2, 4 e 6) sia a contenuto d'acqua naturale sia su provini sommersi. In tal modo è stato possibile valutare l'effetto della suzione, in prove a contenuto d'acqua costante, e l'effetto della completa saturazione sulla compressibilità dei terreni analizzati e osservare il collasso strutturale o il rigonfiamento dei terreni in seguito all'azzeramento della suzione.
- *Caratterizzazione meccanica in condizioni di completa saturazione*: a tale scopo sono state condotte prove in cella triassiale a stress-path controllato su tutti i terreni della serie stratigrafica, ad eccezione delle pomici, e prove di taglio tradizionale solo sul terreno 4. Delle prove di taglio svolte alcune sono state spinte ad elevati livelli di deformazione e confrontate con i risultati di prove di taglio anulare condotte su provini ricostituiti.

- *Caratterizzazione meccanica in condizioni di parziale saturazione:* per poter investigare il comportamento meccanico del materiale in condizioni di parziale saturazione sono state eseguite prove triassiali e prove di taglio a stress-path e suzione controllati. Dati stratigrafici raccolti nel campo sperimentale ed in aree limitrofe hanno indicato che lì dove la pendenza media della coltre era prossima ai 35° ÷ 37° lo strato 4 e lo strato 3 erano assenti. Tuttavia, anche se in condizioni di completa saturazione l'angolo di attrito del terreno 4 è risultato prossimo ai valori su indicati, è stato ragionevole ritenere che a causa dell'effetto meccanico della suzione tale terreno in condizione di parziale saturazione potesse essere stabile anche su versanti con pendenze maggiori di 37° . Pertanto l'attività sperimentale è stata finalizzata alla determinazione delle caratteristiche meccaniche solo di tale litotipo in condizione di parziale saturazione. Inoltre, la scelta di investigare solo il comportamento meccanico del terreno 4 è stata fatta anche in base ai tempi molto più lunghi per l'esecuzione di tali prove e alla disponibilità di solo due macchine a suzione controllata (una cella triassiale ed una scatola di taglio diretto).

V.3 Caratterizzazione idraulica

Durante la tesi di dottorato, è stata messa a punto una procedura sperimentale innovativa (vedi appendice A ed appendice B) attraverso la quale, in tempi notevolmente ridotti, con un solo esperimento è possibile determinare simultaneamente la curva di ritenzione e la funzione di permeabilità. Tale procedura consiste nel sottoporre un unico provino indisturbato inizialmente non saturo ad una serie di fasi di prova consistenti in: saturazione per filtrazione a carico costante per la determinazione della permeabilità satura; essiccamento per evaporazione libera o forzata; ulteriore essiccamento mediante tecnica della traslazione degli assi.

La sperimentazione è stata eseguita su provini naturali estratti da campioni indisturbati prelevati nel corso delle indagini descritte in precedenza. Sono stati analizzati tutti i terreni della serie stratigrafica ad eccezione dei terreni 3, 5 per i quali non è stato possibile prelevare campioni indisturbati e terreno 7 per il quale è stato possibile prelevare un numero ridotto di campioni utilizzati solo nelle prove meccaniche. In tab. V.9 si sono indicati i terreni investigati ed il tipo ed il numero di prove eseguite.

Terreno	Permeabilità	Evaporazione	Essiccamento
1	5	9	7
2	5	9	8
4	5	8	6
6	5	7	6
8	4	4	4

Tab. V.9 – Prove eseguite per la caratterizzazione idraulica dei terreni studiati

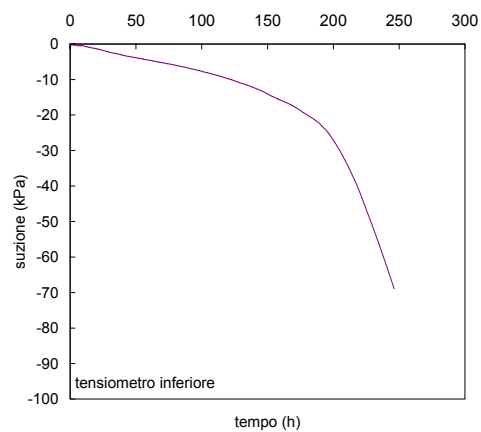
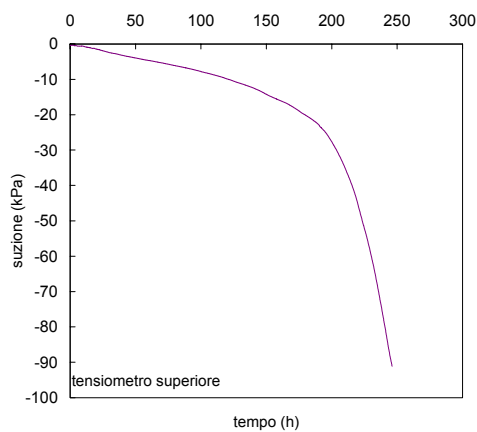
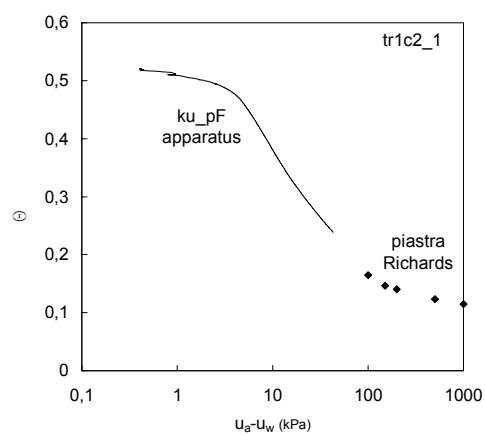
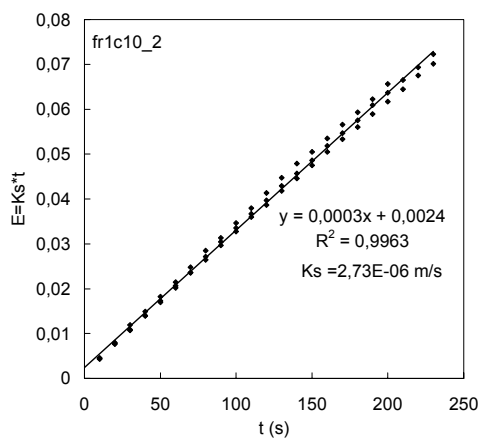
Dall'analisi della tabella si nota che, ad eccezione del terreno 8, il numero di prove di permeabilità, evaporazione ed essiccamento eseguite per ogni terreno non è lo stesso. Questo è dovuto alle modifiche apportate nel corso della sperimentazione alle apparecchiature e alle procedure utilizzate come meglio specificato in appendice A e B.

Nelle tab. V.10 ÷ V.14 che seguono si riportano per ogni terreno: i provini per i quali è stata misurata la permeabilità satura; i provini sottoposti a prove di evaporazione libera; i provini sottoposti a prove di evaporazione con ventilazione forzata mediante ventole elettriche (il relativo voltaggio applicato alle ventole² e altresì riportato nelle tabelle); i provini sottoposti a prove in piastra di Richards ed il relativo numero di punti (coppie di valori suzione-contenuto d'acqua) determinato.

Nei grafici allegati alle tabelle sono invece riportati, per ogni terreno, i risultati di una delle prove svolte. In particolare sono diagrammati i dati ottenuti da una prova di permeabilità e da una prova di evaporazione – essiccamento.

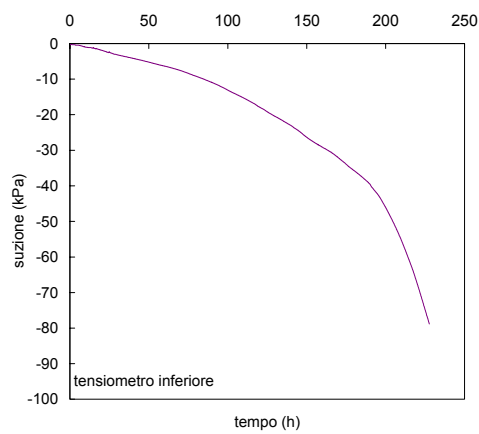
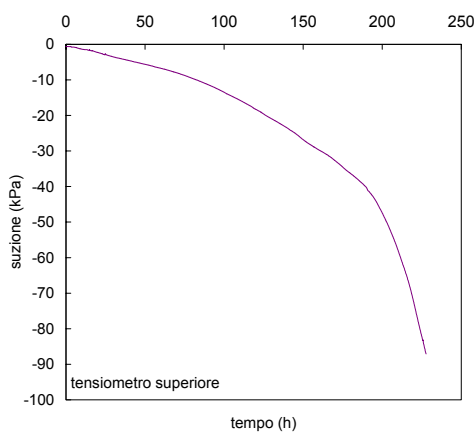
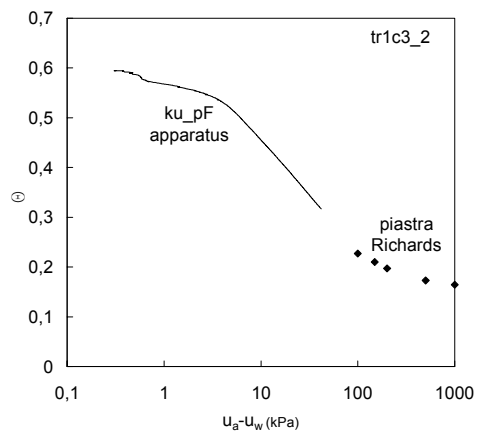
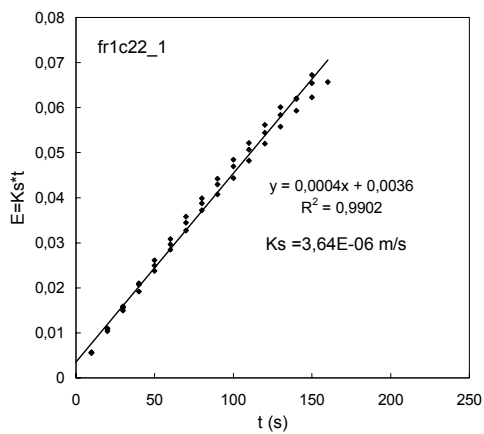
² All'aumentare del voltaggio aumenta la velocità di rotazione delle ventoline e quindi l'entità del flusso di evaporazione.

TERRENO 1							
trincea/fron- te	Campione	identificativo	PERMEABILITA' SATURA		PROVE EVAPORAZIONE		PROVE ESSICCAMENTO
			misurata	non misurata	flusso libero	flusso imposto	numero punti determinati
trincea 1	C 2	tr1c2_1		X	X		5
trincea 1	C 2	tr1c2_2		X	X		0
trincea 1	C 9	tr1c9_1		X	X		5
trincea 1	C 9	tr1c9_2		X	X		0
fronte	C 6	fr1c6	X			V=13	5
fronte	C 10	fr1c10_1	X			V=5	1
fronte	C 10	fr1c10_2	X			V=6	1
fronte	C 8	fr1c8_1	X			V=9	1
fronte	C 8	fr1c8_2	X			V=12	1



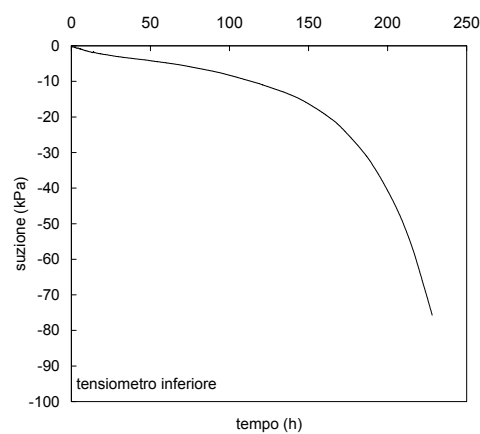
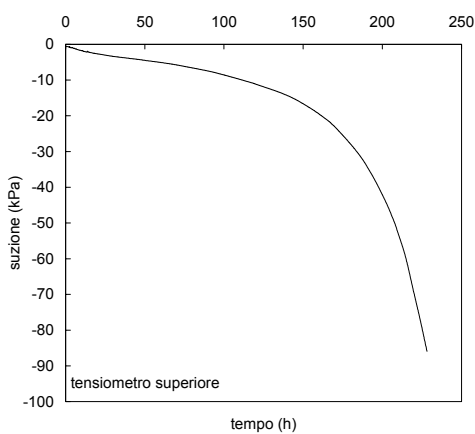
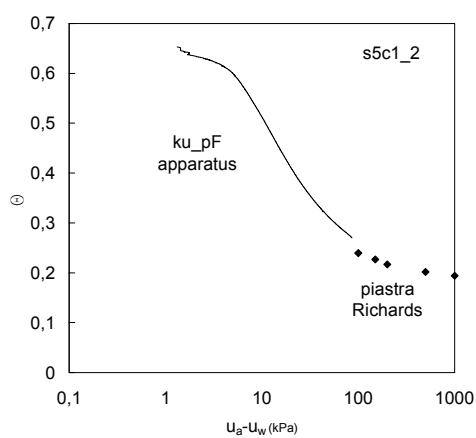
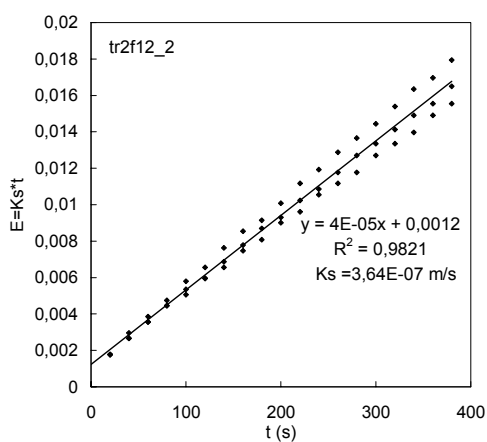
Tab. V.10 – Prove eseguite per la caratterizzazione idraulica terreno 1 con risultati della prova di permeabilità, della prova di evaporazione-essiccamento con misura della suzione ai tensimetri

TERRENO 2							
trincea/frontera	Campione	identificativo	PERMEABILITA' SATURATA		PROVE EVAPORAZIONE		PROVE ESSICCAMENTO
			misurata	non misurata	flusso libero	flusso imposto	numero punti determinati
trincea 1	C 3	tr1c3_1		X	X		5
trincea 1	C 3	tr1c3_2		X	X		5
trincea 1	C 4	tr1c4		X	X		5
trincea 1	C 12	tr1c12		X	X		0
fronte	C 14	fr1c14	X			V=13	5
fronte	C 16	fr1c16_1	X			V=5	1
fronte	C 16	fr1c16_2	X			V=6	1
fronte	C 22	fr1c22_1	X			V=9	1
fronte	C 22	fr1c22_2	X			V=12	1



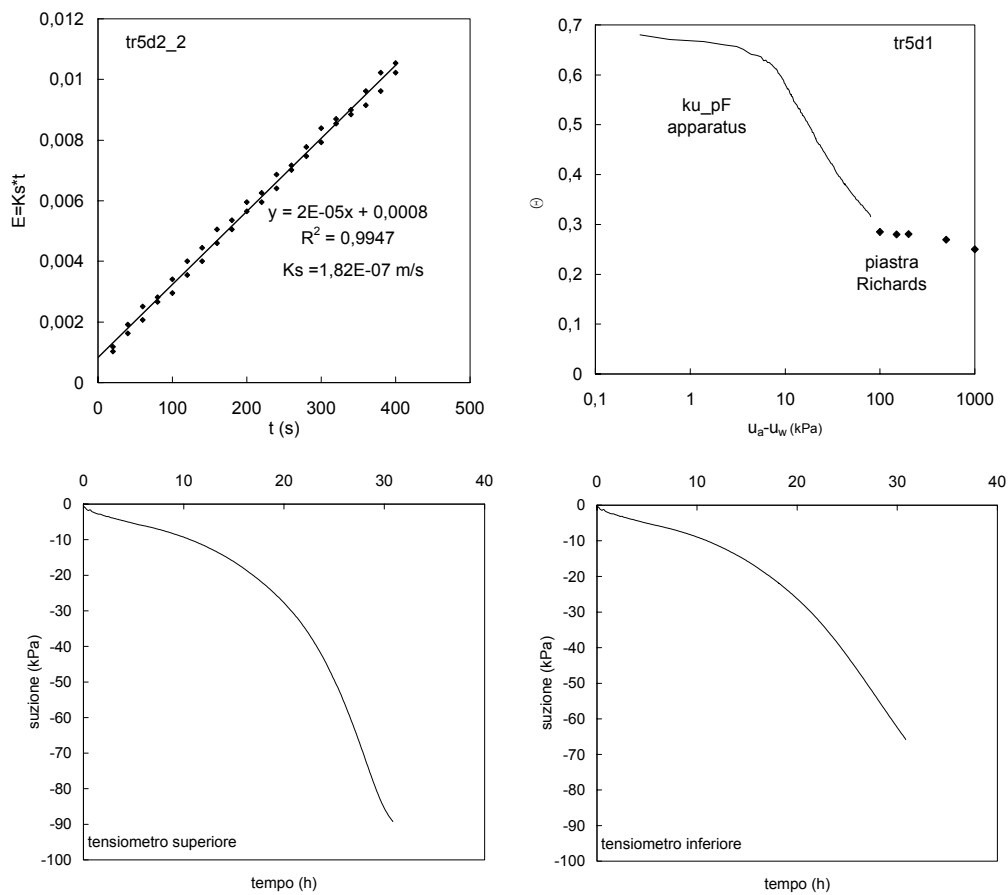
Tab. V.11 – Prove eseguite per la caratterizzazione idraulica terreno 2 con risultati della prova di permeabilità, della prova di evaporazione-essiccamento con misura della suzione ai tensiometri

TERRENO 4							
			PERMEABILITA' SATURATA		PROVE EVAPORAZIONE		PROVE ESSICCAMENTO
trincea/sondaggio	Campione	identificativo	misurata	non misurata	flusso libero	flusso imposto	numero punti determinati
sondaggio 5	C 1	s5c1_1		X	X		5
sondaggio 5	C 1	s5c1_2		X	X		5
trincea 1	C 29	tr1c29_1		X	X		0
trincea 1	C 28	tr1c28	X			V=13	0
trincea 2	F 11	tr2f11_1	X			V=5	1
trincea 2	F 11	tr2f11_2	X			V=6	1
trincea 2	F 12	tr2f12_1	X			V=9	1
trincea 2	F 12	tr2f12_2	X			V=12	1



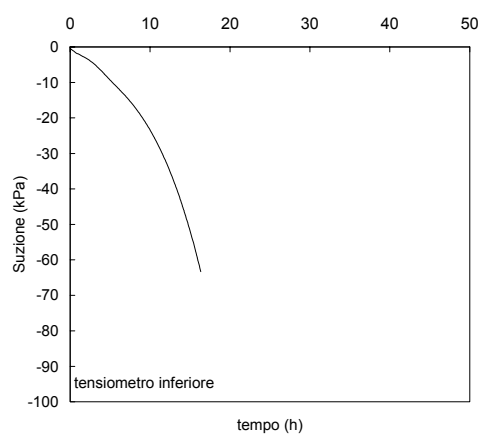
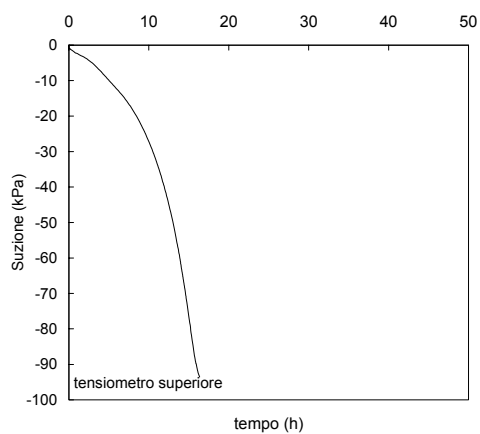
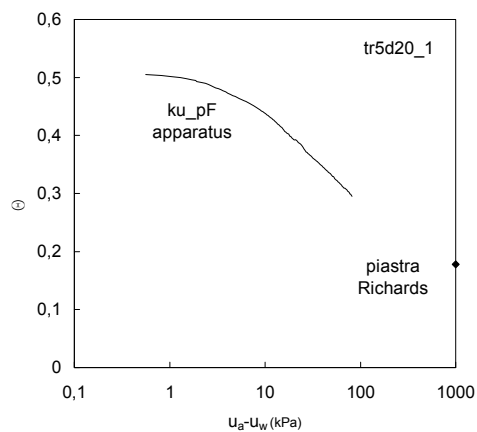
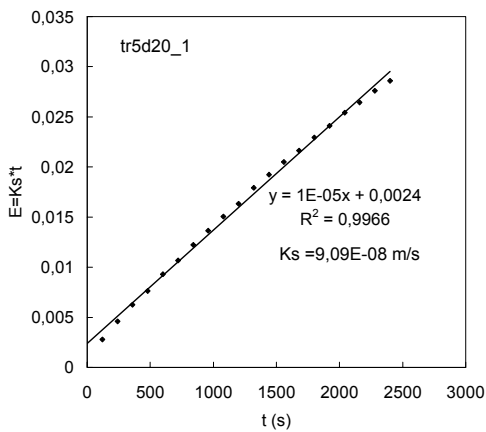
Tab. V.12 – Prove eseguite per la caratterizzazione idraulica terreno 4 con risultati della prova di permeabilità, della prova di evaporazione-essiccamento con misura della suzione ai tensiometri

TERRENO 6							
			PERMEABILITA' SATURA		PROVE EVAPORAZIONE		PROVE ESSICCAMENTO
trincea/sondaggio	Campione	identificativo	misurata	non misurata	flusso libero	flusso imposto	numero punti determinati
sondaggio 3	C 5	s3c5_1		X	X		0
sondaggio 3	C 5	s3c5_2		X	X		5
trincea 5	D 1	tr5d1	X			V=13	5
trincea 5	D 4	tr5d4_1	X			V=5	1
trincea 5	D 4	tr5d4_2	X			V=6	1
trincea 5	D 2	tr5d2_1	X			V=9	1
trincea 5	D 2	tr5d2_2	X			V=12	1



Tab. V.13 – Prove eseguite per la caratterizzazione idraulica terreno 6 con risultati della prova di permeabilità, della prova di evaporazione-essiccamento con misura della suzione ai tensimetri

TERRENO 8							
			PERMEABILITA' SATURA		PROVE EVAPORAZIONE		PROVE ESSICCAMENTO
trincea/sondaggio	Campione	identificativo	misurata	non misurata	flusso libero	flusso imposto	numero punti determinati
trincea 5	D 18	tr5d18_1	X			V=5	1
trincea 5	D 18	tr5d18_2	X			V=6	1
trincea 5	D 20	tr5d20_1	X			V=9	1
trincea 5	D 20	tr5d20_2	X			V=12	1



Tab. V.14 – Prove eseguite per la caratterizzazione idraulica terreno 8 con risultati della prova di permeabilità, della prova di evaporazione-essiccamento con misura della suzione ai tensiometri

V.4 Caratteristiche di compressibilità

La sperimentazione con l'edometro tradizionale è stata finalizzata alla determinazione delle caratteristiche di compressibilità dei terreni studiati in condizioni di completa e parziale saturazione (prove a contenuto d'acqua naturale) ed all'individuazione dell'eventuale collasso strutturale prodotto dall'azzeramento della suzione.

Le prove sono state condotte su provini naturali prelevati da campioni indisturbati, tab. V.15 ÷ V.18.

Le prime prove (campioni fr1c10, fr1c16, tr2f11 e tr5d4) sono state svolte, per i quattro terreni considerati (terreno 1,2,4 e 6), sommergendo il provino una volta raggiunta la tensione in sito. Successivamente, da ogni campione sono stati prelevati due provini sul primo dei quali è stata condotta una prova in condizioni naturali (a contenuto d'acqua costante) mentre sul secondo è stata eseguita una prova nel corso della quale, in corrispondenza di una tensione applicata pari a quella in sito, si è proceduto all'annullamento della suzione mediante sommersione. In tal modo è stato possibile valutare l'effetto dell'azzeramento della suzione.

In questo paragrafo si descrive soltanto l'effetto della sommersione rimandando l'interpretazione delle prove al capitolo successivo.

Dall'analisi dei diagrammi in cui è stata eseguita la sommersione (fig V.4 ÷ V.7) emerge che i terreni investigati, una volta raggiunto il livello tensionale esistente in sito, non mostrano un pronunciato collasso strutturale in quanto la deformazione massima misurata all'aggiunta di acqua è stata pari ad $\varepsilon_v = 0,19\%$ (campione fr1c16, terreno 2). Ne consegue che, l'assunzione di variazione di volume trascurabile fatta nell'interpretare le prove di permeabilità risulta accettabile.

TERRENO 1							
trincea/frontera	Campione	identificativo	γ	γ_d	w_0	n_0	S_r
#	#	#	[kN/m ³]	[kN/m ³]			
fronte	c10	fr1c10	11,73	7,42	0,579	0,718	0,611
	c9	fr1c9_som	12,49	7,44	0,679	0,717	0,72
	c9	fr1c9_nat	12,28	7,36	0,667	0,720	0,696

Tab. V.15 – Prove edometriche eseguite sul terreno 1

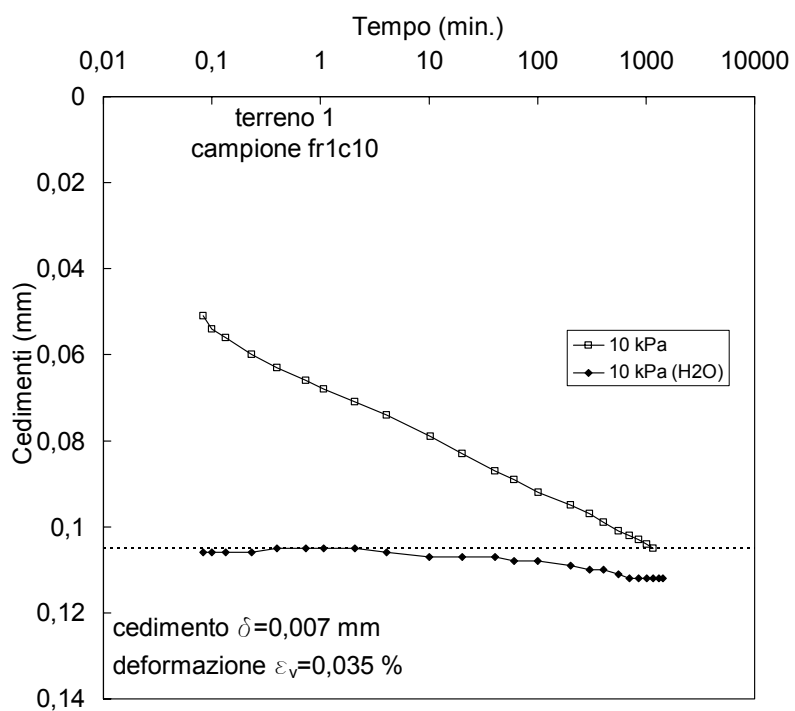


Fig. V.4 – Variazione di volume in seguito alla sommersione, terreno 1

TERRENO 2

trincea/fronte #	Campione #	identificativo #	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	w_0	n_0	S_r
fronte	c16	fr1c16	12,06	8,10	0,489	0,694	0,582
	c13	fr1c13_som	11,79	8,16	0,444	0,690	0,535
	c13	fr1c13_nat	11,85	8,20	0,444	0,689	0,534

Tab. V.16 – Prove edometriche eseguite sul terreno 2

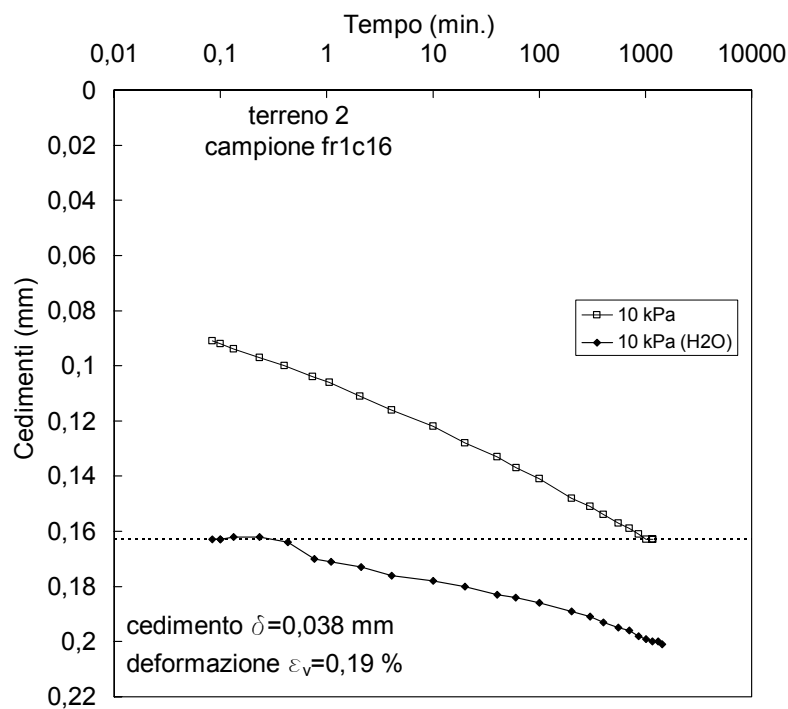


Fig. V.5 – Variazione di volume in seguito alla sommersione, terreno 2

TERRENO 4

trincea/fron- te #	Campione #	identificativo #	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	w_0	n_0	S_r
trincea 2	f11	tr2f11	11,85	7,25	0,635	0,718	0,653
	f5	tr2f5_som	11,95	7,36	0,624	0,719	0,653
	f5	tr2f5_nat	11,87	7,33	0,619	0,720	0,643

Tab. V.17 – Prove edometriche eseguite sul terreno 4

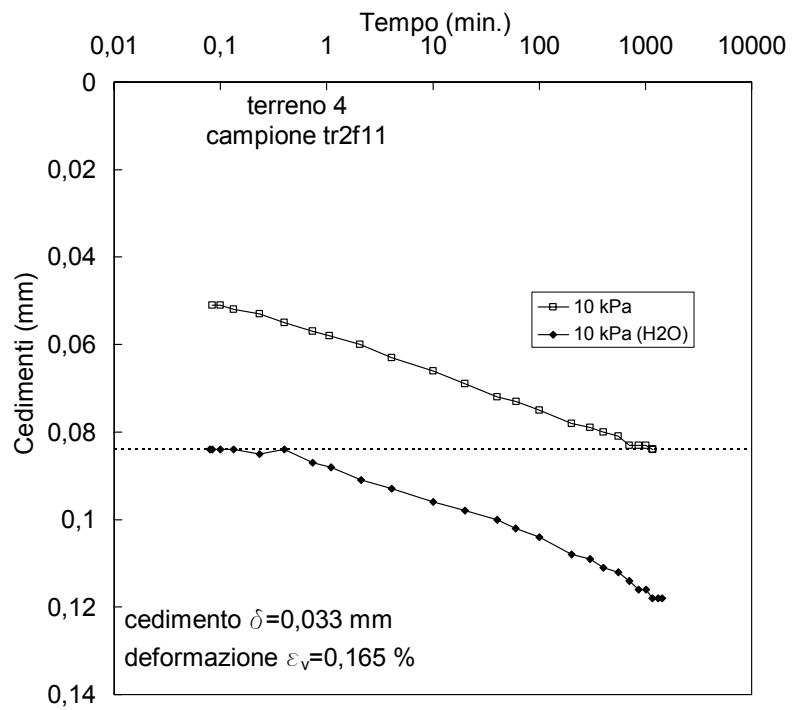


Fig. V.6 – Variazione di volume in seguito alla sommersione, terreno 4

TERRENO 6

trincea/fron- te #	Campione #	identificativo #	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	w_0	n_0	S_r
trincea 5	d4	tr5d4	12,04	6,11	0,971	0,762	0,794
	d3	tr5d3_som	11,38	5,94	0,913	0,773	0,717
	d3	tr5d3_nat	11,00	5,94	0,849	0,773	0,667

Tab. V.18 – Prove edometriche eseguite sul terreno 6

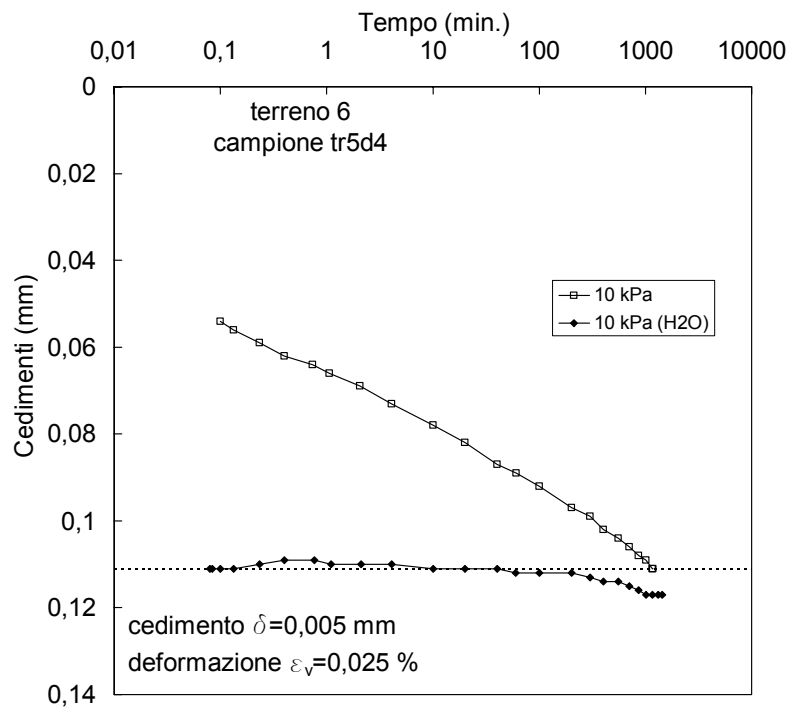


Fig. V.7 – Variazione di volume in seguito alla sommersione, terreno 6

V.5 Caratterizzazione meccanica in condizioni di completa saturazione

V.5.1 Prove triassiali

La sperimentazione è stata condotta su campioni indisturbati prelevati con campionatore a parete sottile. Un estrusore appositamente realizzato è stato impiegato per minimizzare il disturbo prodotto dalle operazioni necessarie a ricavare da ciascun campione i provini da sottoporre a prova.

Il quadro completo delle prove condotte nella cella triassiale a stress-path controllato in condizioni sature è indicato nelle tab. V.19 ÷ V.24, in cui si riporta per ogni terreno: il punto di prelievo; il tipo di prova condotto; la tensione di confinamento applicata ed inoltre le caratteristiche fisiche corrispondenti alla condizione di montaggio delle prove.

Le prove sono state eseguite su provini naturali e sono stati analizzati tutti i terreni della serie stratigrafica ad eccezione delle pomici di Avellino (terreno 3) e delle pomici di Ottaviano (terreno 5) per le quali non è possibile prelevare campioni indisturbati. Per tutti i terreni analizzati, ad eccezione del terreno 6, sono state condotte prove sia in condizioni drenate sia in condizioni non drenate seguendo diversi percorsi di carico. Le prove sono state eseguite, quasi tutte, a livelli tensionali comparabili a quelli esistenti in sito ($p'_{\max} = 70 \text{ kPa}$).

Tra tutti i litotipi il terreno 4 è stato quello maggiormente analizzato in quanto, come già detto, è quello che probabilmente si ritiene responsabile dei fenomeni franosi. Su tale litotipo, pertanto, sono state eseguite prove anche a tensioni di confinamento maggiori di 70 kPa e prove su provini preconsolidati artificialmente in laboratorio ad una tensione molto alta (pari a 400 kPa) e successivamente scaricati fino a valori di tensioni pari a 30kPa, 50kPa e 70kPa. In tal modo è stato, quindi, possibile confrontare il

comportamento del materiale in condizioni normal-consolidate e sovra-consolidate.

Dalla misura del peso del provino a fine prova inoltre si è potuto stimare la porosità a fine prova e quindi a ritroso risalire alla variazione di volume prodotta dalla saturazione con contropressione. In ogni caso, non è stata riscontrata una variazione eccessiva indicativa di un collasso del materiale come già osservato anche nelle prove edometriche.

TERRENO 1									
trincea/fronte #	Campione #	tipo di prova		tensione di consolidazione [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	w_0	n_0	S_r
		fase consolidazione	fase rottura						
fronte	c11	isotropa	$\sigma_3' = \text{cost}$	10	11.35	7.44	0.524	0.714	0.558
trincea 1	c1			30	11.62	7.66	0.517	0.709	0.570
fronte	c3	$\eta' = \text{cost}$	$\sigma_3' = \text{cost}$	10	12.36	7.41	0.668	0.718	0.703
	c2			30	12.42	8.18	0.517	0.689	0.627
	c5	isotropa	$\sigma_3 = \text{cost}$	30	11.89	7.51	0.583	0.715	0.625
	c5			50	11.87	7.44	0.595	0.717	0.629
	c5			70	11.71	7.65	0.531	0.710	0.584
	c4	isotropa	$p' = \text{cost}$	10	10.48	6.74	0.556	0.744	0.513
	c11			30	10.57	7.65	0.382	0.706	0.423
	c4			50	10.72	6.95	0.542	0.736	0.522
	c4			70	11.00	7.11	0.546	0.730	0.542
	c12	isotropa		0 - 400 - 20	11.00	7.13	0.543	0.729	0.541

Tab. V.19 – Prove triassiali sature eseguite sul terreno 1

TERRENO 2									
trincea/fronte #	Campione #	tipo di prova		tensione di consolidazione [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	w_0	n_0	S_r
		fase consolidazione	fase rottura						
trincea 1	c14	isotropa	$\sigma_3' = \text{cost}$	70	12.10	7.27	0.666	0.728	0.678
fronte	c15			50	11.91	7.50	0.587	0.719	0.625
	c17	isotropa	$\sigma_3 = \text{cost}$	10	12.89	7.44	0.731	0.722	0.769
	c17			30	12.74	7.56	0.685	0.717	0.736
	c17			50	13.92	7.69	0.812	0.713	0.893
	c18			70	13.04	7.56	0.726	0.719	0.778
	c23	isotropa	$p' = \text{cost}$	10	13.86	7.42	0.868	0.723	0.909
	c23			30	12.65	7.46	0.696	0.722	0.733
	c23			70	12.79	7.36	0.737	0.725	0.764
	c19	isotropa		0 - 400 - 20	12.07	6.91	0.746	0.741	0.710

Tab. V.20 – Prove triassiali sature eseguite sul terreno 2

TERRENO 4

trincea/fronte #	Campione #	tipo di prova		tensione di consolidazione [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	w_0	n_0	S_r
		fase consolidazione	fase rottura						
trincea 1	c17	isotropa	$\sigma_3' = \text{cost}$	10	10.89	6.93	0.571	0.729	0.554
	c7			30	11.94	7.07	0.689	0.724	0.686
	c16			50	10.40	7.00	0.486	0.727	0.478
	c8			70	12.40	7.42	0.670	0.708	0.717
trincea 2	c30	isotropa	$\sigma_3 = \text{cost}$	10	12.57	6.63	0.897	0.741	0.818
	c33			30	11.70	6.71	0.745	0.738	0.690
	c33			30	11.23	7.00	0.605	0.727	0.594
	c33			50	11.45	6.56	0.747	0.744	0.671
	c33			70	11.01	6.67	0.650	0.740	0.598
	f1	isotropa	$p' = \text{cost}$	30	11.48	7.15	0.607	0.723	0.611
	f3			30	10.72	6.63	0.619	0.741	0.564
	f7			30	11.47	7.23	0.587	0.726	0.597
	f4			50	11.47	6.88	0.666	0.727	0.643
	f1			70	11.92	7.42	0.607	0.713	0.645
	f15			200	12.81	7.56	0.694	0.711	0.752
	f9			400	12.18	7.27	0.674	0.719	0.696
trincea 7	e2	isotropa fino a 400kPa e poi scaricato		30 OC	10.90	7.14	0.528	0.731	0.525
	e2			50 OC	10.38	7.14	0.455	0.730	0.453
	e2			70 OC	9.96	7.02	0.418	0.736	0.407
	c26			isotropa	0 - 400 - 20	11.64	6.92	0.683	0.724
	f24	0 - 400 - 20	12.15		7.32	0.659	0.717	0.687	

Tab. V.21 – Prove triassiali sature eseguite sul terreno 4

TERRENO 6

sondaggio #	Campione #	tipo di prova		tensione di consolidazione [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	w_0	n_0	S_r
		fase consolidazione	fase rottura						
s3	c4	isotropa	$\sigma_3' = \text{cost}$	10	13.74	8.37	0.642	0.678	0.808
	c4			30	14.21	8.24	0.724	0.683	0.891
	c5			50	13.04	8.28	0.576	0.681	0.714
	c5			70	13.41	8.22	0.632	0.648	0.774

Tab. V.22 – Prove triassiali sature eseguite sul terreno 6

TERRENO 7

sondaggio #	Campione #	tipo di prova		tensione di consolidazione [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	w_0	n_0	S_r
		fase consolidazione	fase rottura						
s2	c4	isotropa	$\sigma_3 = \text{cost}$	10	11.18	7.66	0.459	0.689	0.521
	c4			30	11.02	7.62	0.447	0.691	0.503
s1	c5	isotropa	$\sigma_3 = \text{cost}$	50	11.51	7.79	0.478	0.678	0.560
	c5			70	11.33	7.66	0.478	0.683	0.547
	c4	isotropa	$p' = \text{cost}$	10	13.15	8.23	0.598	0.659	0.761
	c4			30	13.56	8.61	0.575	0.644	0.784
	c4			50	12.10	7.38	0.640	0.695	0.694
	c4			70	12.09	7.51	0.609	0.689	0.677

Tab. V.23 – Prove triassiali sature eseguite sul terreno 7

TERRENO 8									
sondaggio trincea #	Campione #	tipo di prova		tensione di consolidazione [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	w_0	n_0	S_r
		fase consolidazione	fase rottura						
s3	c6	$\eta' = \text{cost}$	$\sigma_3' = \text{cost}$	10	16.35	11.34	0.442	0.574	0.889
	c6			30	15.92	11.01	0.447	0.587	0.855
	c6			50	14.89	10.02	0.486	0.624	0.796
trincea 5	d21	isotropa	$\sigma_3 = \text{cost}$	50	15.38	10.30	0.493	0.613	0.844
	d21			70	16.33	11.61	0.407	0.564	0.854
	d21	isotropa		0 - 400 - 20	14.92	10.02	0.490	0.624	0.802

Tab. V.24 – Prove triassiali sature eseguite sul terreno 8

V.5.2 Prove di taglio diretto

Le prove condotte in cella triassiale non consentendo di raggiungere livelli di deformazione elevati non hanno permesso di investigare compiutamente l'influenza del livello di deformazione sulla resistenza al taglio dei terreni investigati. Pertanto, per superare tale limitazione è stato sviluppato un programma di prove di taglio diretto che permettesse di colmare questa lacuna sperimentale.

In particolare sono state eseguite prove con più cicli di carico, su provini prelevati dallo stesso campione, sia in condizioni naturali sia in condizioni di completa saturazione. I risultati ottenuti sono stati, inoltre, confrontati con i risultati di prove di taglio anulare condotte su provini saturi ricostituiti. Tutte le prove sono state eseguite solo sul terreno 4.

Nella tab. V.25 che segue, con riferimento quindi al terreno investigato, si riportano i campioni analizzati, con indicazione anche del tipo di prova svolto, della tensione verticale applicata e della velocità di deformazione considerata. Sono inoltre indicati i provini sui quali è stata valutata la resistenza ad elevati livelli di deformazione (per i quali sono stati eseguiti più cicli di taglio). Per quanto riguarda invece le caratteristiche fisiche, come già fatto in precedenza, esse si riferiscono alle condizioni iniziali.

TERRENO 4										
trincea/fronte #	Campione #	tipo di prova	tensione verticale [kPa]	velocità scorrimento [mm/h]	γ [g/cm ³]	γ_d [g/cm ³]	w_0	n_0	S_r	
trincea 2	c26	Wn = cost	150	1	11.85	6.87	0.723	0.732	0.693	
	c26		250	1	11.70	7.07	0.655	0.724	0.652	
	f2		150	0.1	13.03	7.21	0.809	0.721	0.824	
	f5	Wn = cost +cicli	250	1	10.92	7.17	0.525	0.728	0.527	
	c31	sommersa	150	1	11.91	6.75	0.768	0.736	0.717	
	c31		250	1	12.07	6.75	0.790	0.736	0.738	
	c31		36	1	11.93	6.76	0.766	0.735	0.718	
	c31		75	1	12.37	6.72	0.842	0.737	0.782	
	c32		18	0.1	12.22	7.05	0.732	0.725	0.726	
	c32		36	0.1	12.14	6.90	0.757	0.731	0.757	
	f2		150	0.1	13.05	7.35	0.774	0.715	0.812	
	f4		250	1	12.81	7.79	0.645	0.716	0.658	
	f5		sommersa+cicli	250	1	7.15	26.30	0.530	0.728	0.53

Tab. V.25 – Prove di taglio diretto con apparecchiatura tradizionale eseguite sul terreno 4

Va sottolineato che preliminarmente è stata valutata l'influenza della velocità di esecuzione della fase di taglio sui comportamenti osservati. In particolare, da prove eseguite su provini in condizioni di completa saturazione (fig. V.8), è stato osservato che per bassi livelli tensionali si ha un'elevata influenza della velocità di deformazione la quale, se troppo alta, può indurre una notevole riduzione della resistenza misurata.

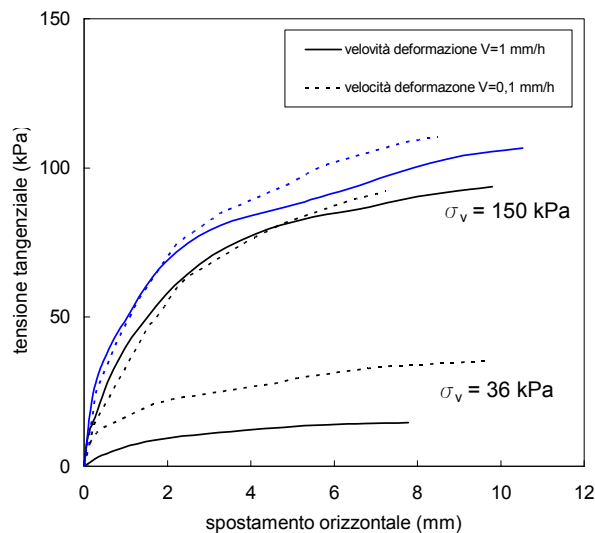


Fig. V.8 – Effetto della velocità di deformazione sulla resistenza del materiale. In blu sono indicate le prove a contenuto d'acqua costante ed in nero le prove sommersa.

Il comportamento osservato può essere giustificato dall'insorgere di sovrappressioni neutre all'interno del provino, che nel caso di provino sommerso, rendono, di fatto, la prova in parte "non drenata". Ne consegue, quindi, la necessità, per bassi livelli tensionali, di adottare velocità di scorrimento molto piccole ($v = 0.1\text{mm/h}$).

Diverso, invece, è il caso in cui si considerano prove ad elevati livelli tensionali. Infatti le eventuali sovrappressioni neutre che pure insorgono sono poco influenti rispetto al livello tensionale applicato e non comportano, pertanto, una riduzione della resistenza misurata. Inoltre anche per le prove a contenuto d'acqua costante, ad elevati livelli tensionali non è stata riscontrata alcuna dipendenza dalla velocità di scorrimento.

Il quadro completo dei risultati ottenuti è presentato nel capitolo successivo.

V.6 Caratterizzazione meccanica in condizioni di parziale saturazione.

V.6.1 Prove triassiali a suzione controllata

La sperimentazione con la cella triassiale a stress-path e suzione controllata è stata condotta, per motivi già ricordati, solo sul terreno 4. L'apparecchiatura utilizzata è la stessa adoperata da Nicotera (1998) alla quale, come indicato nell'appendice A, sono state apportate delle modifiche per poter impiegare provini delle stesse dimensioni di quelli utilizzati nelle prove triassiali sature.

Il quadro completo delle prove svolte è indicato in tab. V.26.

TERRENO 4										
trincea/fronte #	Campione #	tipo di prova fase		suazione applicata [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	w_0	n_0	S_r	
		consolidazione	rottura							
trincea 2	f19	isotropa	p-u _a 30 kpa	6	11.41	6.85	0.666	0.733	0.635	
	f3			12	10.45	7.06	0.481	0.725	0.477	
	f18			12	11.88	7.00	0.698	0.731	0.681	
	f16			20	11.49	7.08	0.624	0.728	0.619	
	f8	isotropa	p-ua 50 kpa	6	11.83	7.20	0.644	0.723	0.653	
	f3			12	10.08	6.73	0.499	0.737	0.464	
	f4			20	11.94	6.91	0.728	0.726	0.707	
	f4	isotropa	σ_3 -u _a	50 kPa	20	11.48	6.85	0.676	0.728	0.649
	f9	isotropa	p-ua 70 kpa	6	11.47	7.16	0.603	0.723	0.608	
	f14			12	11.36	6.94	0.636	0.729	0.618	
	f14			20	11.26	6.87	0.637	0.732	0.611	
	f4	isotropa fino a 650kPa e poi scaricato	p-ua	50 kpa	20	11.48	6.85	0.676	0.728	0.649

Tab. V.26 – Prove triassiali non sature eseguite sul terreno 4

I provini analizzati presentano quasi tutti una porosità molto simile ed un grado di saturazione che solo in alcuni casi (esempio campione tr2f3) è leggermente più piccolo. Tali valori sono simili a quelli relativi ai provini utilizzati per le prove triassiali sature. Le prove inoltre sono state eseguite agli stessi livelli tensionali utilizzati nelle prove sature con valori di suzione ($u_a - u_w$), mantenuti costanti durante la prova, pari a 6kPa, 12kPa e 20kPa. In

tal modo è stato possibile valutare sia l'effetto della suzione per fissato valore della tensione media netta, sia l'effetto della tensione media netta per fissato valore della suzione (vedi capitolo VI).

Ogni prova è stata caratterizzata da: una fase di misura della suzione con la tecnica della traslazione; una fase di equalizzazione della suzione fino ad un assegnato valore; una fase di consolidazione isotropa a suzione costante; una fase di rottura a tensione media netta e suzione costante. La fase di misura (fig. V.9), la cui durata massima è stata di circa 60 ore, ha evidenziato che la suzione iniziale dei provini analizzati è risultata compresa tra un minimo di circa 10 kPa ed un massimo di circa 13 kPa, a conferma della notevole omogeneità dei campioni.

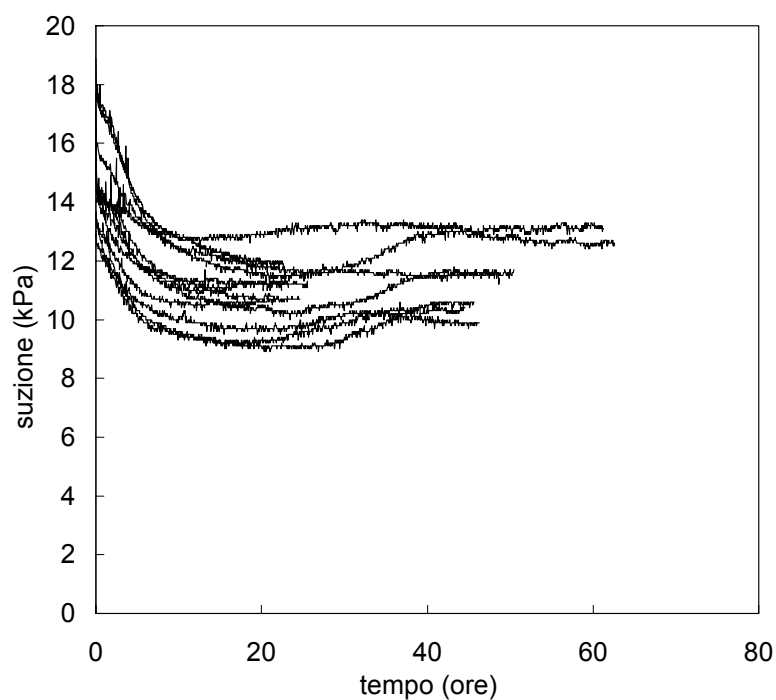


Fig. V.9 – Fase di misura della suzione nelle prove triassiali non sature, terreno 4.

Nella successiva fase di equalizzazione la suzione applicata è stata sempre prossima al valore misurato in modo tale da ridurre il più possibile i tempi di equalizzazione. In realtà, la scelta della suzione da applicare in fase di equalizzazione è stata fatta principalmente in funzione della curva di ritenzione. Infatti, il valore di ingresso di aria per tale terreno è risultato variabile tra $6 \div 8$ kPa. Pertanto, per studiare il comportamento del materiale al passaggio dalla condizione satura alla condizione non satura è stato scelto di applicare ai provini un valore di suzione pari a 6 kPa; 12 kPa e 20 kPa, valori che dalle misure in sito sono risultati tipici per tale terreno. È stata inoltre condotta una prova isotropa a suzione costante pari a 20kPa alla fine della quale, dopo aver scaricato la tensione di cella fino al valore di 50kPa, è stata eseguita anche la fase di rottura a $(p-u_a)$ costante. La prova è stata però interrotta in corrispondenza di una deformazione assiale pari al 4%.

Per tutte le prove svolte, durante la fase di equalizzazione la deformazione volumetrica misurata è risultata sempre minore dello 0.1%. Ciò è dovuto al fatto che tale fase è stata sempre condotta imponendo una suzione prossima al valore misurato al montaggio (variazione massima imposta = ± 8 kPa) così da ridurre il più possibile i tempi di equalizzazione che in ogni caso sono risultati al massimo di 96 ore (fig. V.10 \div V.11).

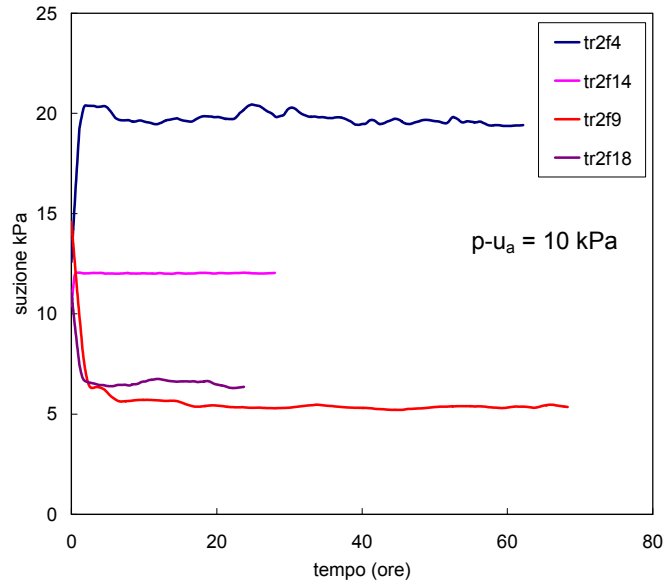


Fig. V.10 – Andamento della suzione nel tempo, durante la fase di equalizzazione, di alcune prove triassiali non sature eseguite sul terreno 4

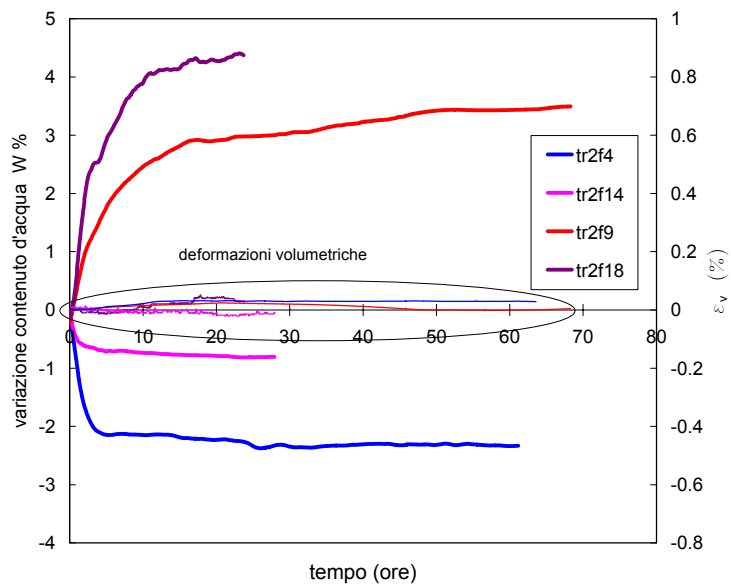


Fig. V.11 – Andamento della variazione di contenuto d'acqua nel tempo e delle deformazioni volumetriche, durante la fase di equalizzazione, di alcune prove triassiali non sature eseguite sul terreno 4

V.6.2 Prove di taglio a suzione controllata

Per indagare la resistenza del materiale non saturo anche a bassi livelli tensionali sono state eseguite prove di taglio diretto con un'apparecchiatura di taglio a suzione controllata progettata presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica di Napoli Federico II (Evangelista et al., 2004). I dettagli dell'apparecchiatura e le procedure utilizzate durante le prove sono descritte nell'appendice A.

Le prove sono state eseguite solo sul terreno 4 ed il quadro completo della sperimentazione condotta è indicato in tab. V.27.

Rispetto alle prove descritte in precedenza si nota una maggiore dispersione delle caratteristiche fisiche relative alla fase di montaggio dei provini. Infatti la porosità varia tra 0,682 e 0,731, mentre il grado di saturazione varia tra 0,499 e 0,903. Tale differenza è presumibilmente legata sia ad una variabilità spaziale dei terreni sia alle diverse tecniche impiegate durante la fase di prelievo dei campioni.

TERRENO 4								
trincea/sondaggio #	Campione #	tensione verticale [kPa]	suzione applicata [kPa]	γ [g/cm ³]	γ_d [g/cm ³]	w ₀	n ₀	S _r
trincea 1	D	3	Wn = cost	13,97	8,16	0,713	0,682	0,870
	D	12		13,46	7,78	0,730	0,696	0,832
	D	24		13,46	7,78	0,730	0,696	0,832
	G	18	6	10,68	7,15	0,493	0,721	0,499
S1	c2	36	Wn = cost	13,50	7,38	0,828	0,712	0,876
	c2		6	13,50	7,42	0,818	0,710	0,872
S3	c2	3	12	12,12	7,50	0,615	0,707	0,666
	c3	75	6	13,02	6,90	0,886	0,731	0,854
trincea 2	c34	18	20	11,65	6,94	0,814	0,729	0,791
	c28	36	3	13,10	7,08	0,850	0,724	0,848
	c28		12	13,51	7,42	0,820	0,710	0,874
	f8		12	16,77	7,14	0,609	0,721	0,614
	f4		20	12,81	7,67	0,670	0,696	0,752
	c34		20	11,87	7,17	0,812	0,720	0,823
	c28	36	sommersa	12,09	7,07	1,005	0,724	1,000
	c26	150	6	12,33	7,33	0,682	0,714	0,721
	f6		12	11,71	7,10	0,651	0,723	0,651
	c34		6	13,81	7,57	0,824	0,704	0,903
	f6	36 OC	20	12,52	7,60	0,647	0,703	0,713

Tab. V.27 – Prove di taglio diretto a suzione controllata eseguite sul terreno 4

Nella tabella riportata si possono distinguere principalmente due gruppi di prove: il primo (tr1D , tr1G, s1c2) costituito da cinque prove a contenuto d'acqua costante durante le quali è stata solo misurata la suzione; il secondo (tutte le altre prove) costituito da quattordici prove durante cui è stata controllata la suzione.

La fase di misura per tutte le prove (fig. V.11), la cui durata massima è stata di circa 24 ore, ha evidenziato che la suzione iniziale dei provini analizzati è risultata molto variabile con valori compresi tra un minimo di circa 4 kPa ed un massimo di circa 24 kPa, a conferma dell' eterogeneità dei campioni.

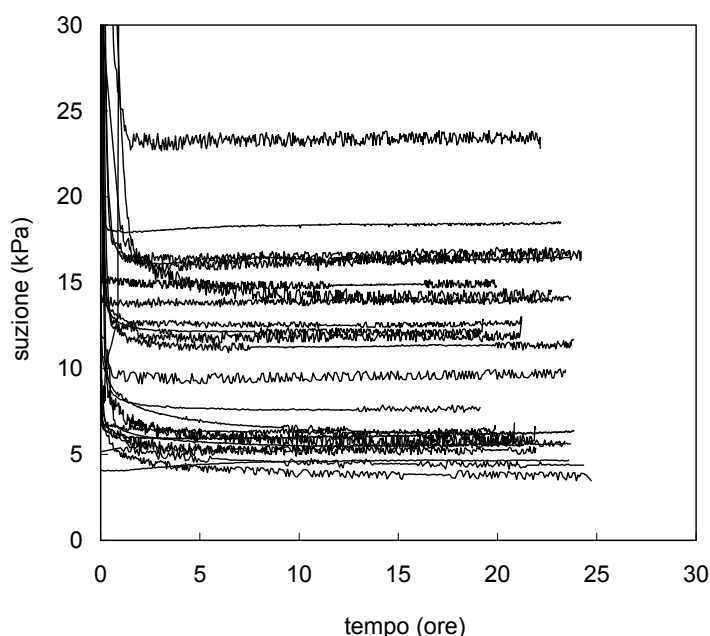


Fig. V.11 – Fase di misura della suzione nelle prove di taglio non sature, terreno 4.

Il primo gruppo di prove è stato eseguito per controllare la buona funzionalità dell'apparecchiatura e per programmare, in funzione del tempo di ogni prova, un adeguato piano sperimentale. Ciascuna prova appartenente a tale gruppo è costituita da una fase di misura della suzione

iniziale, da una fase di consolidazione e da una fase di taglio. Solo per il campione tr1G prima della fase di consolidazione è stata eseguita una fase di equalizzazione per ridurre la suzione da 10kPa a 6kPa, e successivamente è stata condotta la fase di consolidazione e taglio a contenuto d'acqua costante. Il secondo gruppo di prove è stato finalizzato allo studio del materiale. Si è dunque prevista per ciascuna prova una fase iniziale di equalizzazione per applicare al provino un valore assegnato di suzione (6kPa, 12kPa e 20kPa) che, come fatto per le prove triassiali, è stato posto sempre prossimo al valore misurato al montaggio. In tal modo si è ridotto il tempo di equalizzazione che è risultato, in ogni caso, al massimo di 96 ore (fig. V.12 ÷ V.13). Le fasi successive sono state, poi, condotte mantenendo costante il valore di suzione applicato. In particolare sono state eseguite: prove a bassi livelli tensionali, ($\sigma_v - u_a < 36\text{kPa}$), per poter valutare l'involuppo di resistenza in tale intervallo tensionale; prove a livelli tensionali più alti, tensione verticale massima applicata ($\sigma_v - u_a$) pari a 250kPa, per poter determinare l'involuppo di resistenza in un campo tensionale più ampio; prove su provini preconsolidati (tr2f6) fino ad un valore di tensione verticale pari a 250kPa e poi scaricato fino al valore di tensione verticale pari a 36kPa per confrontare il comportamento del materiale normal-consolidato e sovra-consolidato artificialmente in laboratorio. In tal modo è stato quindi possibile, da tutte le prove svolte, valutare sia l'effetto della suzione per fissato valore della tensione verticale netta, sia l'effetto della tensione verticale netta per fissato valore della suzione (vedi capitolo VI). Diversamente dalle prove triassiali non sature, durante la fase di equalizzazione non è stata misurata la deformazione volumetrica in quanto tale fase è stata condotta con pistone non accostato. Ciò nonostante si può ritenere, alla luce dei risultati ottenuti dalle prove

triassiali non sature, che l'ipotesi assunta di trascurare le deformazioni volumetriche in fase di equalizzazione comporti errori trascurabili.

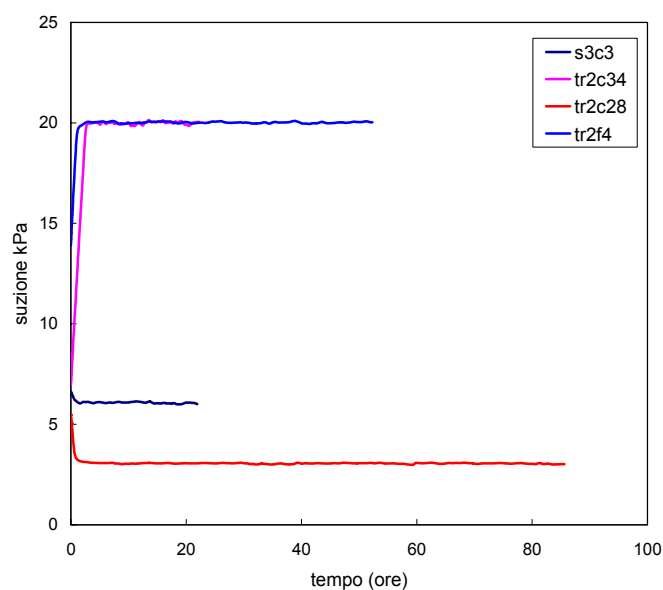


Fig. V.12 – Andamento della suzione nel tempo, durante la fase di equalizzazione, di alcune prove di taglio diretto non saturo eseguite sul terreno 4

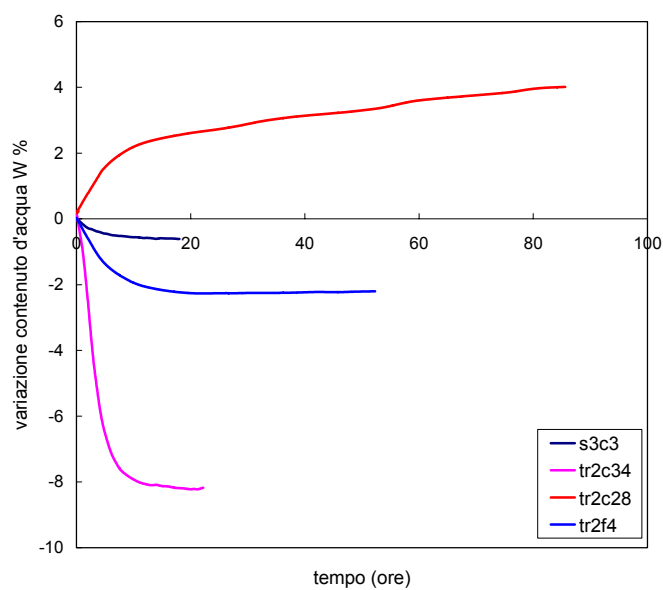


Fig. V.13 – Andamento della variazione di contenuto d'acqua nel tempo, durante la fase di equalizzazione, di alcune prove di taglio diretto non saturo eseguite sul terreno 4

CAPITOLO VI - Interpretazione dei risultati

VI.1 Introduzione

In questo capitolo sono interpretati i risultati ottenuti dalla sperimentazione condotta su tutta la serie stratigrafica, ad eccezione delle pomici, rinvenuta nel sito sperimentale di Monteforte Irpino (AV). In modo analogo a quanto fatto nel capitolo precedente sono stati distinti i risultati delle prove idrauliche dalle prove meccaniche e per queste ultime è stata fatta anche una ulteriore distinzione tra prove su provini saturi e provini non saturi. La descrizione dettagliata di tutte le prove con l'indicazione del campione dal quale è stato estratto il provino analizzato, della procedura utilizzata e delle grandezze misurate è riportato in appendice C.

VI.2 Caratteristiche idrauliche

I dati ottenuti con le prove di evaporazione, con l'essiccamento in *pressure plate* e con le prove di permeabilità sono stati analizzati per determinare i parametri di un modello teorico della curva di ritenzione e della funzione di permeabilità (van Genuchten 1980) attraverso una procedura numerica di inversione (e.g. Romano e Santini 1999) implementata nel codice agli elementi finiti Hydrus 1D (Simunek et al. 1998).

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dalle varie simulazioni effettuate mettendo in evidenza di volta in volta le modifiche eseguite ed i miglioramenti ottenuti.

I primi risultati ottenuti (si veda ad esempio fig. IV.1) sono stati determinati utilizzando solo i dati forniti dal ku-pF Apparatus nella configurazione standard, cioè prima di introdurre una serie di modifiche sia all'apparecchiatura sia alla procedura di prova.

Successivamente, per indagare le proprietà idrauliche al di là dell'intervallo di misura della suzione raggiungibile dai tensiometri del ku-pF apparatus i campioni in uscita da detta apparecchiatura sono stati posti direttamente nella *pressure plate* in modo tale da ottenere ulteriori coppie di valori contenuto d'acqua-suzione da utilizzare nell'analisi di inversione. Sono state così determinate altre cinque coppie di valori corrispondenti a suzioni di 100 – 150 – 200 – 500 – 1000 kPa (fig VI.2).

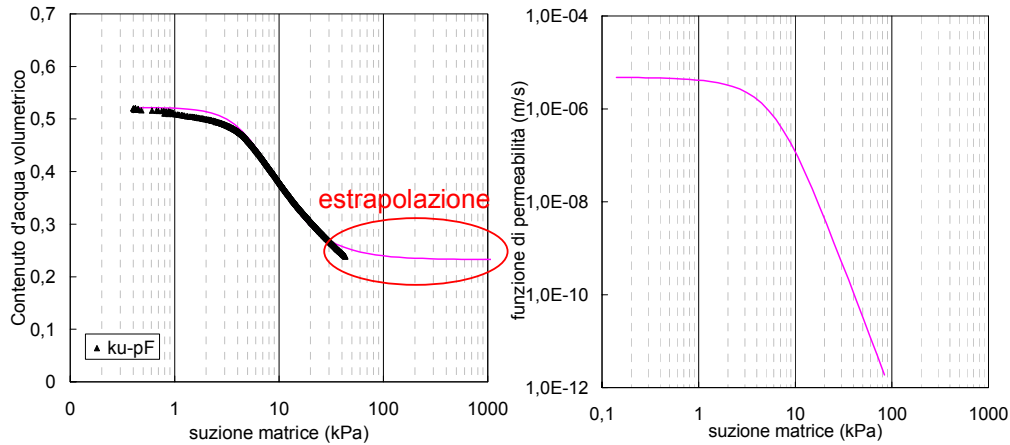


Fig. VI.1 – Analisi di inversione sui dati ottenuti solo dal ku-pF apparatus

I risultati ottenuti dalle elaborazioni con la tecnica di inversione hanno, in tal caso, mostrato un notevole miglioramento della corrispondenza tra i valori misurati e calcolati fino a valori di suzioni di 1000 kPa, riducendo di conseguenza in modo drastico il precedente livello di incertezza. È da precisare però che in questo modo la durata delle prove è stata, mediamente, di circa 1200 ore dovuta in maggior parte ai tempi di attesa dell'equalizzazione nella *pressure plate* (circa 1000 ore).

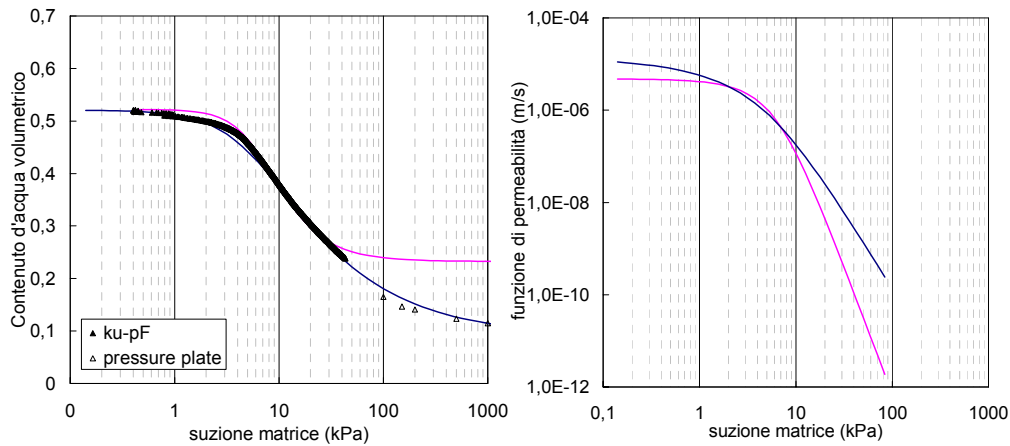


Fig. VI.2 – Analisi di inversione considerando anche i dati della piastra di Richards

Per migliorare ulteriormente la procedura utilizzata, in particolare in termini di durata, si sono quindi eseguite diverse elaborazioni considerando non tutte le coppie di valori contenuto d'acqua-suzione, ma solo il contenuto d'acqua in corrispondenza di una suzione di 1000 kPa (riducendo progressivamente il peso del contenuto d'acqua alle suzioni di 100 – 150 – 200 – 500 kPa da 5 a 0) (fig. VI.3).

Il confronto dei risultati ottenuti nel caso in cui si sono considerati i contenuti di acqua relativi a cinque diversi valori di suzione (caso A) con quelli relativi al caso in cui si è considerata il solo valore di contenuto d'acqua corrispondente alla suzione di 1000 kPa (caso B) ha mostrato una perfetta corrispondenza sia delle curve di ritenzione sia delle funzioni di permeabilità ottenute con le due procedure. Pertanto si è concluso che le misure con il ku-pF apparatus potessero essere integrate da una sola determinazione di contenuto d'acqua in pressure plate per una suzione di 1000 kPa. In tal modo la durata della prova è passata da circa 1200 ore a circa 400 ore.

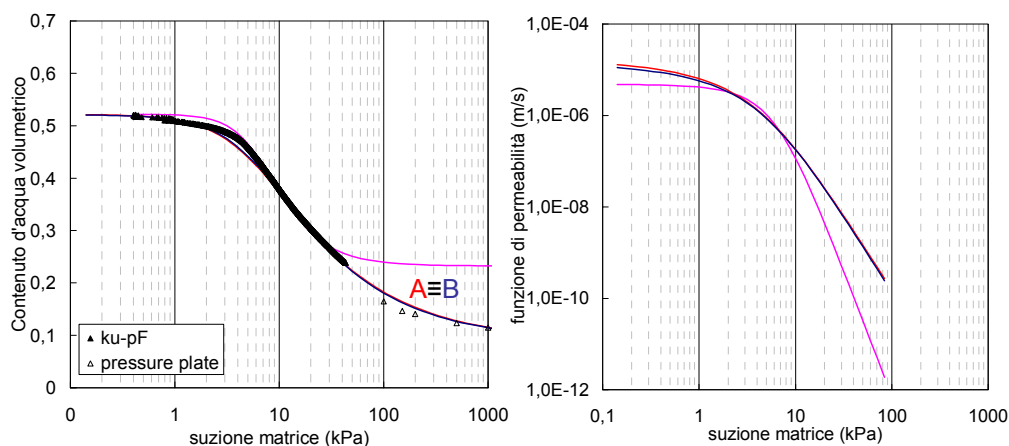


Fig. VI.3 – Analisi di inversione considerando solo il punto a suzione 1000kPa della piastra di Richards

Successivamente, sulla base di quanto proposto da Romano e Santini (1999), sono state eseguite alcune modifiche all'apparecchiatura, come descritto in appendice B, volte ad incrementare l'evaporazione dai provini rispetto a quella che avviene in condizioni ambientali naturali. Per poter inoltre indagare l'influenza esercitata dal flusso sulla determinazione delle caratteristiche idrauliche, le prove sono state eseguite anche considerando diverse velocità di evaporazione.

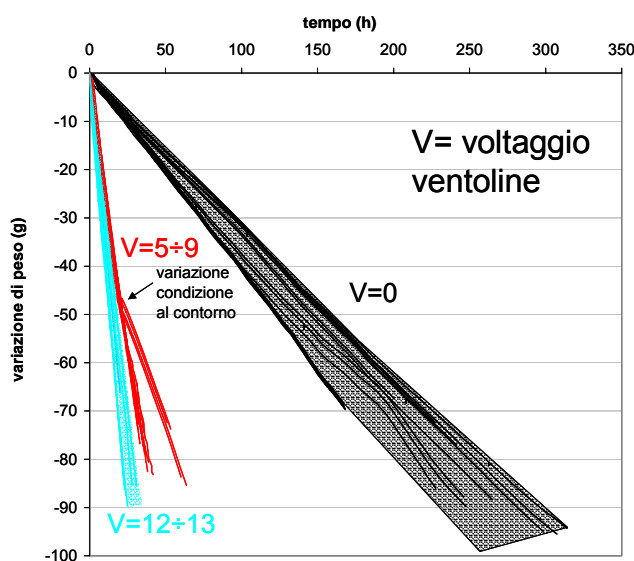


Fig. VI.4 – Variazione di peso dei campioni al variare delle condizioni al contorno

In fig. VI.4 sono riportati i risultati ottenuti in termini di durata e quindi di velocità di flusso per tutte le prove svolte, anche quelle in condizioni ambientali naturali ($V=0$). Nel corso di 4 prove si è verificato durante la fase di evaporazione un'improvvisa interruzione della corrente elettrica dovuto ad un guasto che ha comportato lo spegnimento delle ventole con conseguente riduzione del flusso di evaporazione, come visibile dalla variazione della pendenza di alcune delle curve in rosso. È possibile osservare in fig. IV.4 come il flusso di evaporazione in condizioni forzate sia

notevolmente maggiore di quello in condizioni naturali. Si nota inoltre come in condizioni forzate il flusso di evaporazione ottenuto sia praticamente costante e ripetibile a differenza di quanto avviene in condizioni naturali. Infine, anche variando di molto la velocità di rotazione delle ventole, non è stato riscontrato un sostanziale aumento della velocità di evaporazione per i terreni indagati.

Osservando quindi i risultati ottenuti dall'analisi inversa (fig. VI.5) è stato notato anche in tal caso un ottimo accordo tra valori misurati e valori calcolati. Infine è da sottolineare che per le prove eseguite con tale procedura la durata complessiva è risultata mediamente di circa 230 ore.

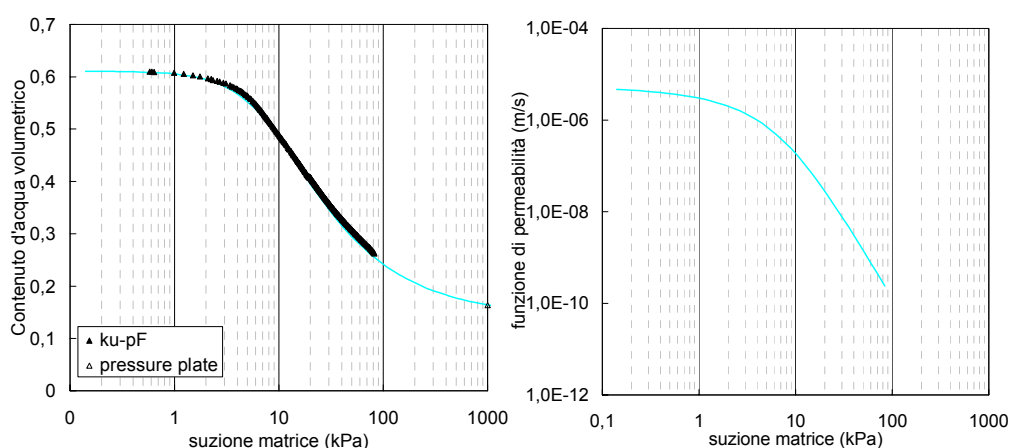


Fig. VI.5 – Analisi di inversione considerando flusso forzato e solo il punto a suzione 1000kPa della piastra di Richards.

I risultati ottenuti, in termini di curve di ritenzione e funzioni di permeabilità per i terreni 1, 2, 4, 6 ed 8 sono riportati nelle figure VI.6 ÷ fig VI.9. Nei diagrammi in cui sono rappresentate le funzioni di permeabilità sono altresì riportati i valori della permeabilità satura misurata. Va precisato che per quei provini per i quali non era disponibile la misura della permeabilità satura le elaborazioni sono state condotte considerando come permeabilità

satura il valore medio di quest'ultima determinato sui provini appartenenti allo stesso litotipo.

Nelle tab. VI.1 ÷ tab VI.5 sono riportate le caratteristiche fisiche di ogni campione ed i relativi valori dei parametri del modello utilizzato $\{\theta_s, \theta_r, \alpha, n, K_s, l\}$, determinati con la procedura di inversione.

In conclusione si può osservare che tutti i materiali studiati si comportano come materiali a "grana grossa" presentando modesti valori della pressione di ingresso d'aria e desaturandosi pressoché completamente già per valori della suzione di 100 kPa. Si è osservato inoltre che il valore di ingresso d'aria risulta crescente con la profondità passando da pochi kPa per il terreno 1 ad una decina di kPa per il terreno 8. Per quanto riguarda la permeabilità si è osservato che sia in condizioni di completa saturazione sia in condizioni di parziale saturazione essa si riduce progressivamente passando dagli strati più superficiali agli strati più profondi. Infine, i terreni 1 e 2 sono stati raggruppati in quanto per essi la distinzione può essere fatta solo considerando il maggiore o minore effetto esplicito dalla vegetazione risultando di fatti lo stesso litotipo.

					risultati analisi hydrus 1D							
TERRENO 1	id.	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	n_0	Sr_0	θ_r	θ_s	α (1/cm)	n	K_{sat} (m/s)	ξ	r ²
	tr1c2_1	13,73	10,71	0,579	0,532	0,088	0,520	0,017	1,673	2,76E-06	-0,27	9,993E-01
	tr1c2_2	13,76	10,79	0,576	0,527	0,090	0,530	0,018	1,559	2,76E-06	-1,75	9,993E-01
	tr1c9_1	13,07	9,89	0,611	0,530	0,111	0,542	0,017	1,728	2,76E-06	0,00	9,952E-01
	tr1c9_2	12,79	9,70	0,619	0,509	0,151	0,561	0,020	1,836	2,76E-06	-0,82	9,992E-01
	fr1c6	11,27	7,57	0,706	0,534	0,214	0,501	0,014	2,180	2,70E-06	-0,39	9,975E-01
	fr1c10_1	11,70	7,21	0,726	0,630	0,141	0,611	0,011	1,639	1,82E-06	-0,56	9,998E-01
	fr1c10_2	12,28	7,58	0,712	0,674	0,190	0,609	0,008	1,582	2,73E-06	0,27	9,997E-01
	fr1c8_1	12,14	7,64	0,710	0,647	0,056	0,606	0,009	1,453	6,36E-07	-2,30	9,996E-01
	fr1c8_2	12,41	7,75	0,706	0,673	0,194	0,604	0,009	1,998	1,82E-07	-2,64	9,982E-01
					0,137	0,565	0,014	1,739	2,12E-06	-0,94	media	
					0,056	0,501	0,008	1,453	1,82E-07	-2,64	minimo	
					0,214	0,611	0,020	2,180	2,76E-06	0,27	massimo	

Tab. VI.1 – Caratteristiche fisiche iniziali e parametri modello, terren 1.

						risultati analisi hydrus 1D						
TERRENO 2	id.	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	n_0	Sr_0	θ_r	θ_s	α (1/cm)	n	K_{sat} (m/s)	λ	r^2
	tr0c12	12,17	7,71	0,700	0,650	0,126	0,621	0,013	1,600	4,24E-06	-0,19	9,978E-01
	tr0c3_1	12,67	8,87	0,655	0,593	0,096	0,585	0,020	1,425	2,78E-06	-3,07	9,988E-01
	tr0c3_2	12,62	8,57	0,667	0,619	0,117	0,581	0,016	1,452	2,78E-06	-2,29	9,989E-01
	tr0c4	11,56	7,43	0,711	0,592	0,109	0,661	0,014	1,397	2,78E-06	0,02	9,950E-01
	fr1c14	10,17	6,93	0,726	0,455	0,235	0,594	0,007	2,107	3,31E-06	-1,03	9,921E-01
	fr1c16_1	12,18	7,22	0,727	0,696	0,150	0,643	0,010	1,582	2,73E-06	-0,92	9,997E-01
	fr1c16_2	12,22	7,21	0,728	0,703	0,206	0,614	0,009	1,699	2,73E-06	0,00	9,955E-01
	fr1c22_1	12,06	7,24	0,727	0,677	0,051	0,633	0,011	1,380	3,64E-06	-1,36	9,996E-01
	fr1c22_2	11,97	7,06	0,733	0,683	0,194	0,617	0,008	1,769	2,73E-06	-0,73	9,960E-01
						0,143	0,617	0,012	1,601	3,08E-06	-1,06	media
						0,051	0,581	0,007	1,380	2,73E-06	-3,07	minimo
						0,235	0,661	0,020	2,107	4,24E-06	0,02	massimo

Tab. VI.2 – Caratteristiche fisiche iniziali e parametri modello, terreno 2.

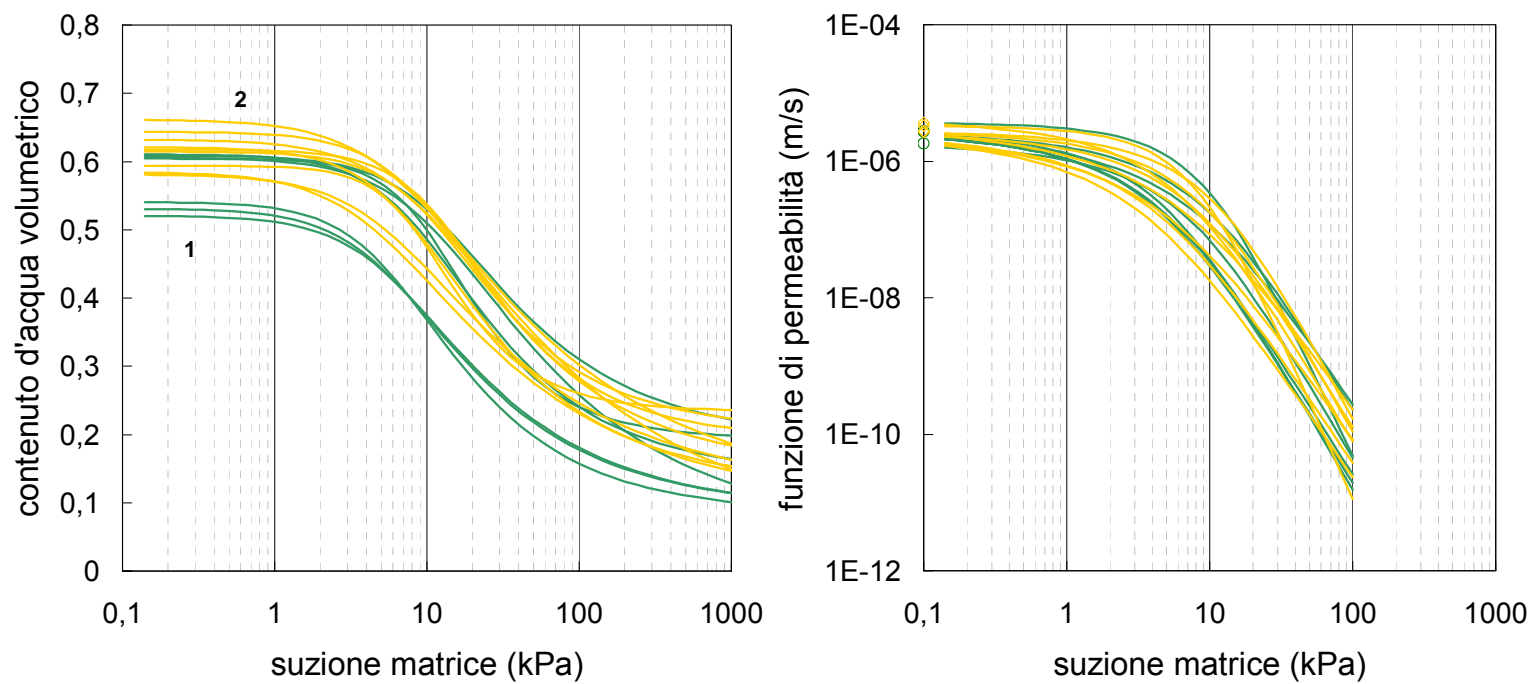


Fig. VI.6 – Curve di ritenzione e funzione di permeabilità terreno 1 e 2.

					risultati analisi hydrus 1D							
TERRENO 4	id.	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	n_0	Sr_0	θ_r	θ_s	α (1/cm)	n	K_{sat} (m/s)	λ	r^2
	s5c1_1	13,04	7,06	0,717	0,850	0,150	0,669	0,011	1,634	7,06E-07	-0,91	9,990E-01
	s5c1_2	10,90	6,59	0,736	0,597	0,173	0,680	0,011	1,678	7,06E-07	-1,24	9,997E-01
	s1c2	13,26	8,46	0,661	0,740	0,198	0,670	0,006	1,474	7,06E-07	-2,06	9,996E-01
	tr1c29_1	11,08	6,15	0,744	0,674	0,166	0,701	0,017	1,500	7,06E-07	-2,34	9,997E-01
	tr1c28	11,26	5,94	0,753	0,720	0,220	0,651	0,010	1,514	7,06E-07	-2,18	9,997E-01
	tr2f11_1	11,48	6,96	0,721	0,640	0,090	0,641	0,015	1,319	6,36E-07	-5,10	9,997E-01
	tr2f11_2	11,46	6,86	0,725	0,648	0,226	0,639	0,011	1,557	9,08E-07	-2,17	9,983E-01
	tr2f12_1	11,62	6,90	0,724	0,665	0,038	0,653	0,013	1,268	9,08E-07	-5,59	9,982E-01
	tr2f12_2	11,33	6,67	0,733	0,649	0,213	0,626	0,011	1,512	3,64E-07	-3,79	9,945E-01
						0,164	0,659	0,012	1,495	7,05E-07	-2,82	media
						0,038	0,626	0,006	1,268	3,64E-07	-5,59	minimo
						0,226	0,701	0,017	1,678	9,08E-07	-0,91	massimo

Tab. VI.3 – Caratteristiche fisiche iniziali e parametri modello, terren 4.

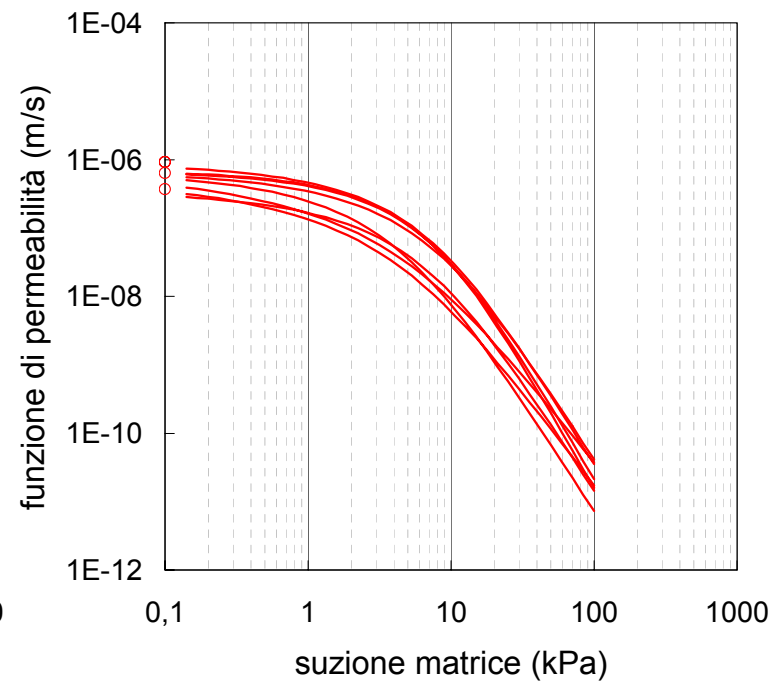
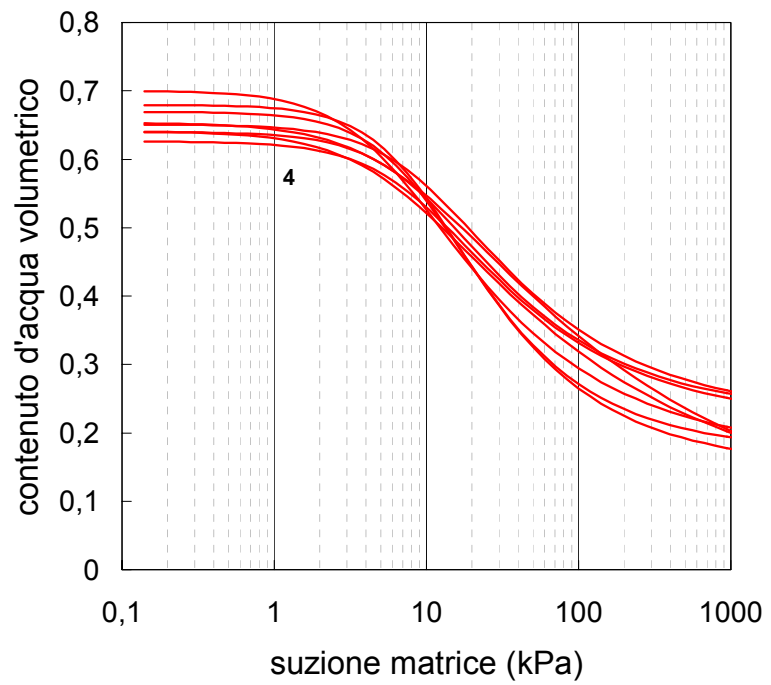


Fig. VI.7 – Curve di ritenzione e funzione di permeabilità terreno 4.

					risultati analisi hydrus 1D							
TERRENO 6	id.	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	n_0	Sr_0	θ_r	θ_s	α (1/cm)	n	K_{sat} (m/s)	ℓ	r^2
	s3c5_1	13,08	7,28	0,698	0,847	3,30E-04	0,666	0,007	1,402	3,39E-07	-3,45	9,988E-01
	tr5d1	11,47	6,14	0,755	0,720	0,240	0,678	0,007	1,902	1,52E-07	-2,82	9,985E-01
	tr5d4_1	11,31	5,80	0,775	0,726	0,181	0,688	0,010	1,448	4,56E-07	-2,93	9,995E-01
	tr5d4_2	12,75	6,56	0,745	0,847	0,258	0,676	0,005	1,624	5,47E-07	-1,44	9,997E-01
	tr5d2_1	11,03	5,99	0,767	0,669	0,237	0,660	0,011	1,646	3,64E-07	-2,66	9,936E-01
	tr5d2_2	11,05	5,91	0,770	0,680	0,265	0,645	0,011	1,836	1,82E-07	-2,96	9,973E-01
						0,197	0,669	0,008	1,643	3,40E-07	-2,71	media
						0,000	0,645	0,005	1,402	1,52E-07	-3,45	minimo
					0,265	0,688	0,011	1,902	5,47E-07	-1,44	massimo	

Tab. VI.4 – Caratteristiche fisiche iniziali e parametri modello, terren 6.

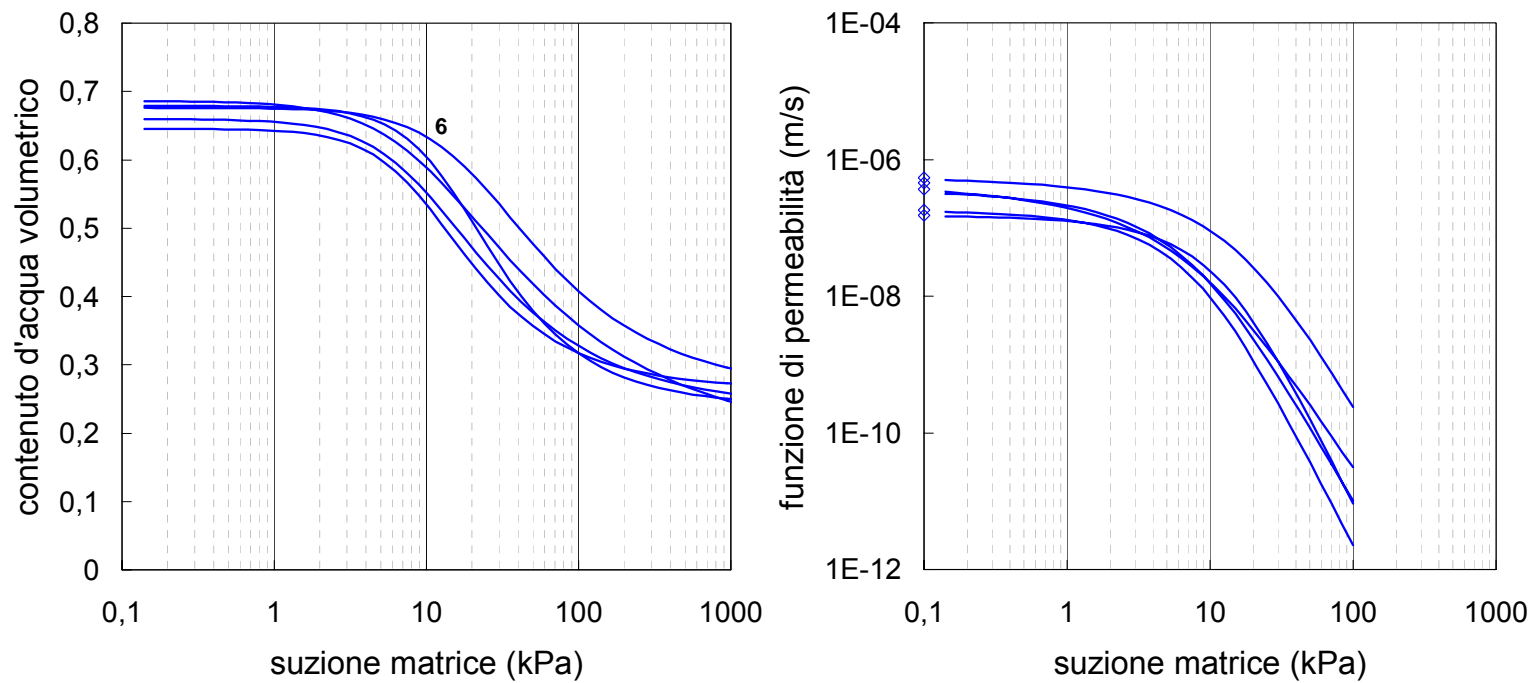


Fig. VI.8 – Curve di ritenzione e funzione di permeabilità terreno 6.

						risultati analisi hydrus 1D						
TERRENO 8	id.	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	n_0	Sr_0	θ_r	θ_s	α (1/cm)	n	K_{sat} (m/s)	ℓ	r^2
	tr5d18_1	16,29	11,66	0,564	0,838	6,20E-06	0,518	0,009	1,208	6,36E-08	-13,09	9,980E-01
	tr5d18_2	15,80	11,17	0,582	0,811	0,154	0,479	0,011	1,350	1,82E-08	-26,89	9,949E-01
	tr5d20_1	15,38	10,72	0,599	0,794	0,078	0,506	0,009	1,325	9,08E-08	-7,77	9,973E-01
	tr5d20_2	15,26	10,41	0,610	0,809	0,165	0,529	0,009	1,503	1,82E-08	-4,45	9,985E-01
							0,099	0,508	0,009	1,346	4,77E-08	-13,05
						6,20E-06	0,479	0,009	1,208	1,82E-08	-26,89	minimo
						0,165	0,529	0,011	1,503	9,08E-08	-4,45	massimo

Tab. VI.5 – Caratteristiche fisiche iniziali e parametri modello, terren 8.

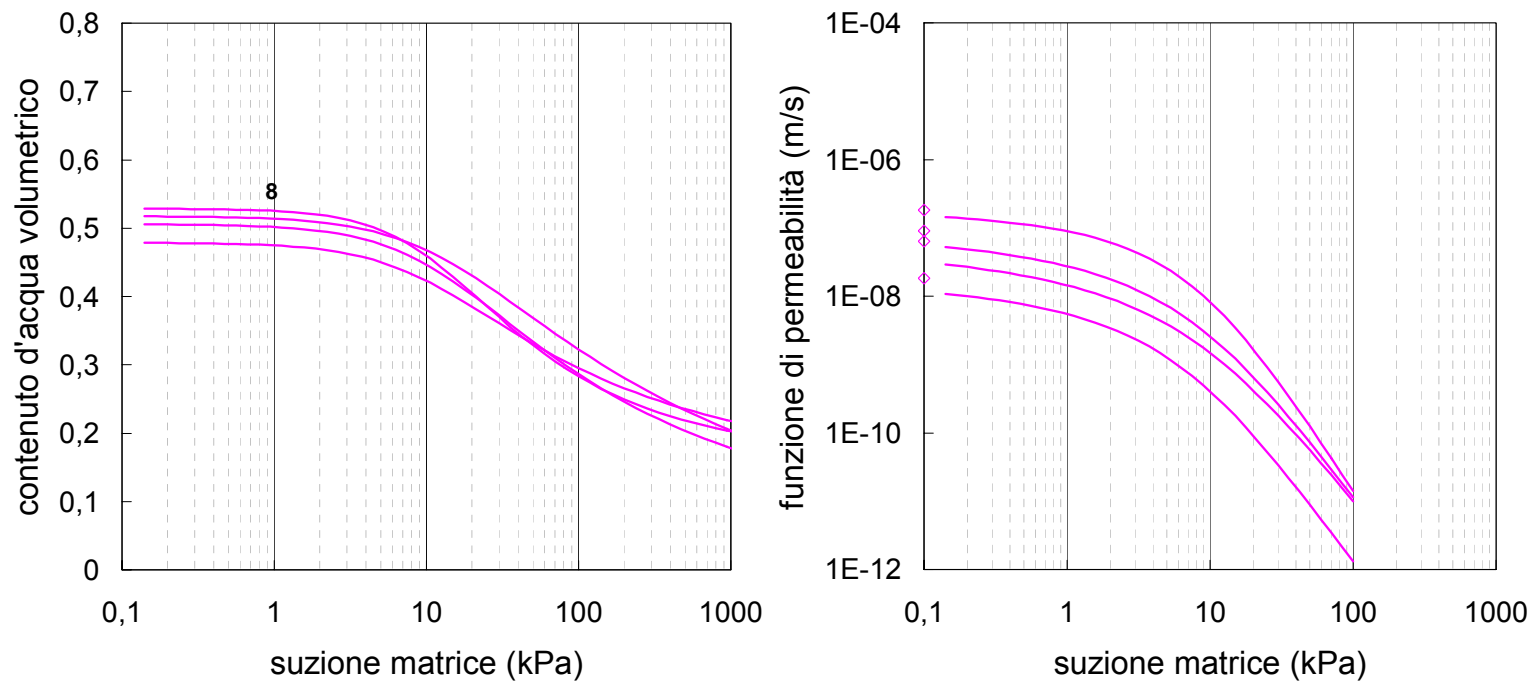


Fig. VI.9 – Curve di ritenzione e funzione di permeabilità terreno 8.

VI.3 Caratteristiche di compressibilità

La sperimentazione condotta sui provino a contenuto d'acqua naturale e sui provini sommersi ha messo in evidenza, come già indicato nel capitolo precedente, la modesta riduzione di volume subita dai litotipi analizzati durante la sommersione.

Analizzando i risultati ottenuti per tutte le prove eseguite è stato possibile determinare, per ciascun terreno, le curve di compressione edometrica riportate nel piano $[\log(\sigma'_v); e]$ (fig. VI.10 ÷ fig. VI.13).

Dalle curve di compressione edometrica sono state determinate le curve di normal compressione (NCL) per interpolazione dei risultati sperimentali che nel piano semilogaritmo vengono definite da una retta di equazione:

$$e = e_0 - C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'}{\sigma_0}\right)$$

dove C_c è l'indice di compressione che rappresenta la pendenza della NCL. Interpolando i risultati sperimentali del tratto di scarico è stato determinato, analogamente, anche l'indice di rigonfiamento C_s .

Utilizzando, poi, il metodo grafico di Casagrande (1936) sono state stimate le diverse tensioni di preconsolidazione (σ'_c) di ciascun terreno. Inoltre conoscendo la profondità di prelievo dei differenti campioni è stata valutata la tensione totale verticale geostatica ($\sigma_{in\ sito}$) e successivamente è stato determinato il grado di sovraconsolidazione OCR (*overconsolidation ratio*), definito dal rapporto tra la tensione di preconsolidazione e la tensione verticale agente in sito. Da queste valutazioni risulta che i terreni di classe 1, 2 e 6 risultano sovraconsolidati in particolare il terreno 1 che essendo più superficiale risente maggiormente degli eventi che nel tempo hanno modificato la morfologia del versante. Il terreno 4, invece, risulta normalmente consolidato.

Osservando invece i risultati ottenuti dalle prove a contenuto d'acqua naturale su ogni singolo terreno (fig. VI.10 ÷ fig. VI.13) si nota che la suzione produce per i terreni 1, 2 e 4, un incremento della tensione di preconsolidazione che risulta molto evidente sul terreno 2 a causa del più basso valore del grado di saturazione. Per il terreno 6 invece, essendo il grado di saturazione iniziale più alto, tale effetto è risultato nullo.

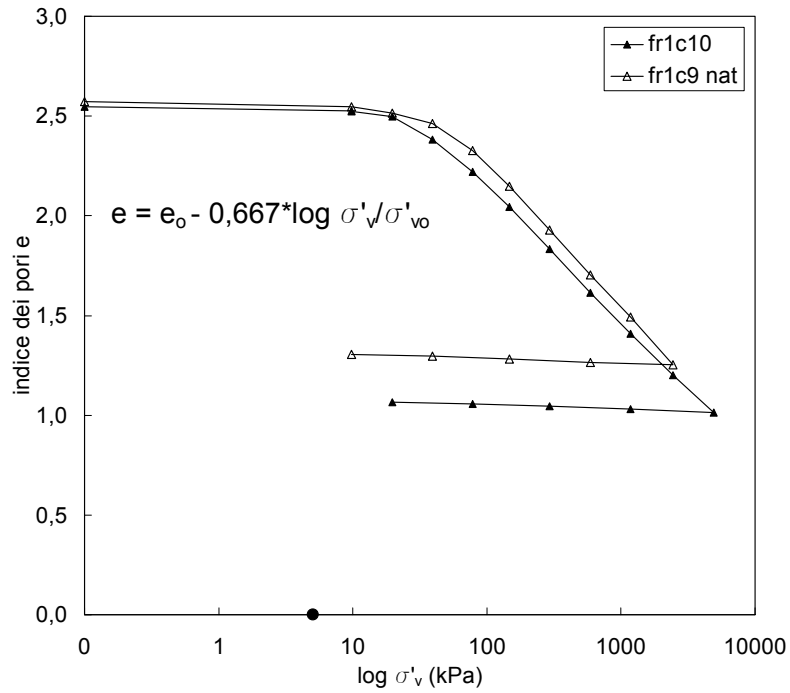


Fig. VI.10 – Curve di compressione edometrica terreno 1.

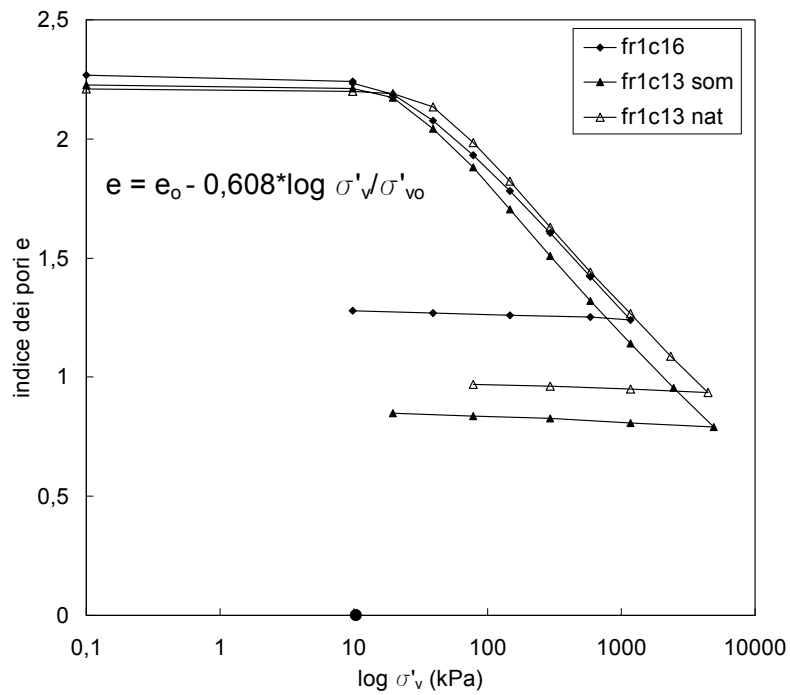


Fig. VI.11 – Curve di compressione edometrica terreno 2.

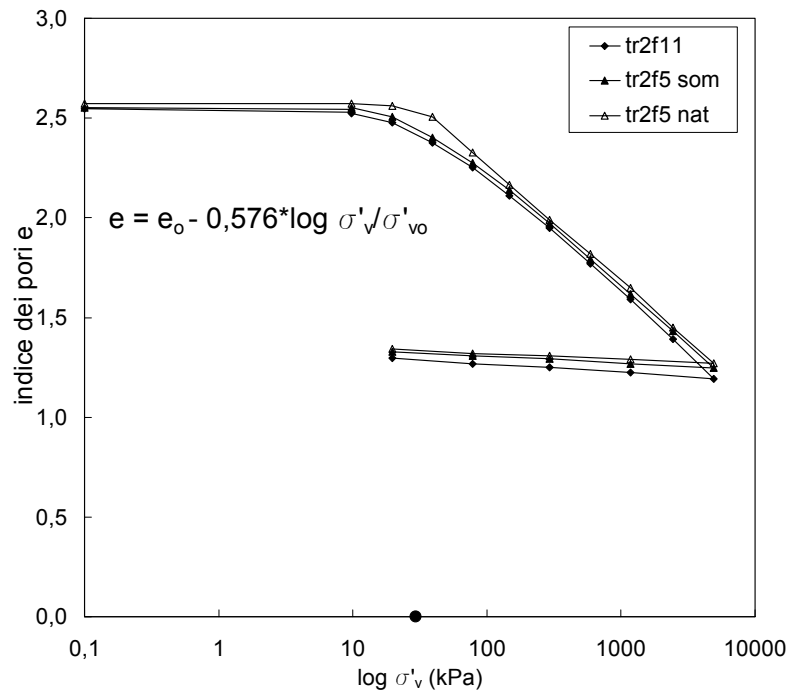


Fig. VI.12 – Curve di compressione edometrica terreno 4.

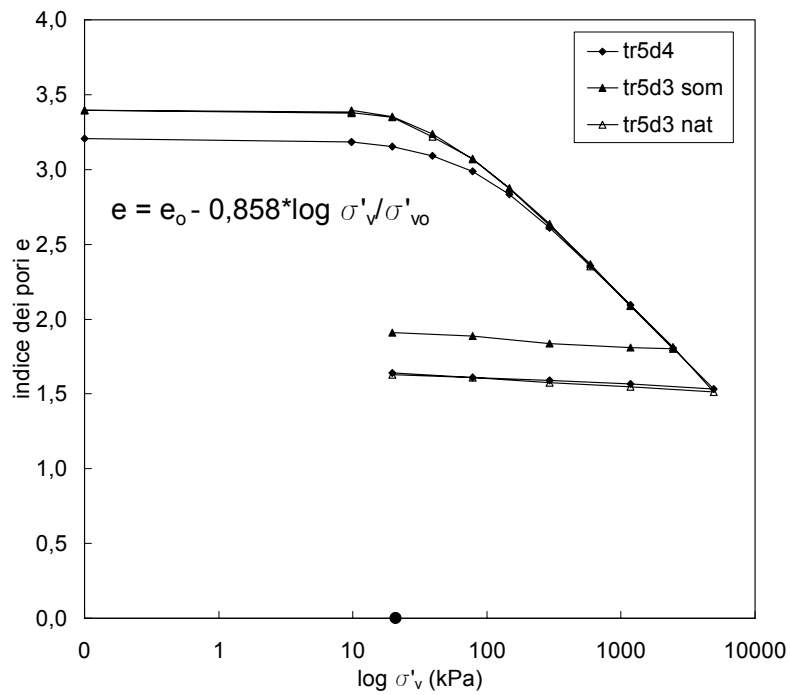


Fig. VI.13 – Curve di compressione edometrica terreno 6.

Se si considera infine l'involuppo di tutte le prove (fig. VI.14) emerge che i terreni 1, 2 e 4 sono caratterizzati da un comportamento deformativo molto simile con valori dell'indice di compressione prossimi tra loro. Tale similitudine sarà ulteriormente confermata dall'analisi delle prove triassiali saturate.

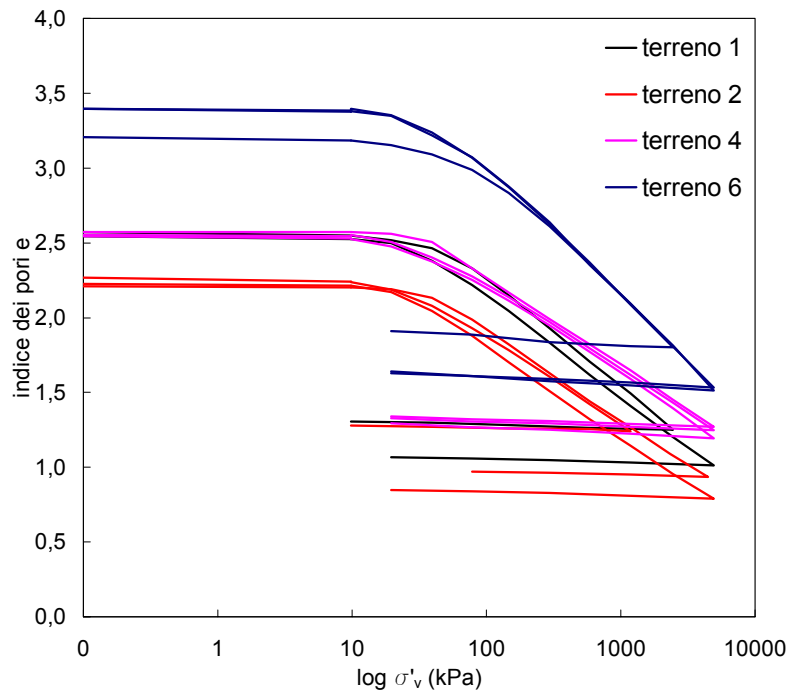


Fig. VI.14 – Confronto curve di compressibilità terreni 1, 2, 4 e 6.

VI.4 Comportamento meccanico in condizioni di completa saturazione

Il comportamento meccanico in condizioni di completa saturazione è stato indagato mediante prove triassiali a stress-path controllato, in condizioni drenate e non drenate, seguendo diversi percorsi di carico e mediante prove di taglio diretto. Pertanto, per le prove triassiali, si illustra la procedura utilizzata, per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e della condizione di stato critico, con riferimento al solo terreno 4 riportando per i restanti terreni solo i risultati ottenuti.

VI.4.1 Prove triassiali

I risultati delle prove eseguite sul terreno 4 sono sintetizzati in (fig. IV.15) dove è stato riportato sull'asse delle ordinate la tensione deviatorica q e sull'asse delle ascisse la deformazione distorsionale $\varepsilon_s = 2/3(\varepsilon_a - \varepsilon_r)$. In particolare, in nero sono state indicate le prove eseguite sui provini normal consolidati ed in rosso le prove eseguite sui provini sovra consolidati artificialmente in laboratorio. Da tale diagramma emerge che i provini normal consolidati mostrano un comportamento duttile mentre i provini sovraconsolidati un comportamento fragile con un picco abbastanza marcato. Si osserva inoltre che i provini normal consolidati sono contraenti mentre i provini sovra consolidati sono dilatanti. Va sottolineato che i diagrammi delle deformazioni volumetriche dimostrano che il livello di deformazione raggiunto durante le prove non è sufficiente all'attingimento della condizione di stato critico che, pertanto, non può essere valutato considerando semplicemente la condizione di fine prova. In particolare la stima del valore di M del rapporto q/p' in condizioni di stato critico va condotta con una diversa procedura.

A tale scopo quindi i dati ottenuti nel corso di ciascuna prova sono stati diagrammati nei piani $(\varepsilon_s; \eta)$ e $(d; \eta)$ dove:

$$\eta = \frac{q}{p'} \text{ obbliguità}$$

$$d = \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = \frac{\frac{\partial g}{\partial p'}}{\frac{\partial g}{\partial q}} \text{ dilatanza}$$

Mediante questa rappresentazione è stato possibile individuare la condizione di stato critico verso la quale convergono tutte le prove sia nel piano $(\varepsilon_s; q/p')$ sia nel piano $(d; q/p')$ (fig. VI.16). Tale condizione è evidentemente caratterizzata da $(d = 0)$ e da $\eta = M$.

Il valore del parametro M così determinato è come noto legato al valore dell'angolo di attrito φ'_{cv}

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen} \varphi'_{cv}}{3 - \text{sen} \varphi'_{cv}}$$

Le condizioni di fine prova sono state invece rappresentate nel piano (p', q) e nel piano $(\ln p', e)$. Dal primo diagramma (fig. VI.17), in cui è stata riportata la retta di stato critico determinata con la procedura precedentemente descritta, emerge che i risultati delle prove tendono quasi tutti ad allinearsi lungo tale retta tranne alcuni, relativi a prove condotte a livelli tensionali più alti, per i quali il livello di deformazione raggiunto è stato troppo basso. Dal secondo diagramma (fig. VI.17), invece, in cui si riporta anche la retta di normal consolidazione, con la relativa equazione, determinata da due prove di consolidazione isotropa condotte sul materiale in esame, emerge che i punti rappresentativi delle condizioni di fine prova individuano con buona accuratezza una retta di stato critico pressochè parallela alla retta di normal consolidazione. Tuttavia, come già osservato, le prove condotte a livelli tensionali più alti sono ancora ben lontane dalla condizione di stato critico.

Le procedure descritte sono state utilizzate per interpretare i risultati di tutte le prove triassiali sature condotte sui diversi terreni della serie stratigrafica. In particolare, di seguito si riportano, per ogni terreno, i risultati ottenuti nel piano $(\varepsilon_s; q/p')$; nel piano $(d; q/p')$; nel piano (p', q) e nel piano $(\ln p', e)$.

Per il terreno 1 e 2 (fig. VI.18 e fig. VI.20), essendo state eseguite anche prove di consolidazione isotropa, la rappresentazione dei risultati nel piano $(\ln p', e)$ (fig. VI.19 e fig. VI.21) ha messo in evidenza che, anche in tal caso, le rette di stato critico sono risultate parallele alle rette di normal consolidazione isotropa, di cui si riportano le relative equazioni. Tali terreni inoltre hanno mostrato un comportamento meccanico molto simile tra loro, confermando quanto è stato già evidenziato nelle prove idrauliche e nelle prove di compressibilità.

Per il terreno 6 (fig. VI.22), il ridotto numero di campioni analizzati non ha consentito di investigare in modo approfondito il comportamento di tale materiale. Ciò nonostante, dalle sole quattro prove è stato possibile individuare la condizione di stato critico ed il relativo angolo di attrito ma, non essendo disponibile alcuna prova di consolidazione isotropa, i risultati nel piano $(\ln p', e)$ (fig. VI.23) hanno consentito di individuare solo la retta di stato critico.

Per il terreno 7 (fig. VI.24), anche se il numero di prove eseguito è risultato maggiore, è stato possibile individuare solo la condizione di stato critico ed il relativo angolo di attrito nel piano $(\varepsilon_s; q/p')$ e nel piano $(d; q/p')$. Infatti, la rappresentazione dei risultati nel piano $(\ln p', e)$ (fig. VI.25), per la mancanza anche di una prova di consolidazione isotropa, non ha fornito nessuna informazione.

Infine per il terreno 8 (fig. VI.26), la rappresentazione dei risultati nei piani $(\varepsilon_s; q/p')$ e nel piano $(d; q/p')$ ha fornito la condizione di stato critico ed il relativo angolo di attrito ma, la rappresentazione nel piano $(\ln p', e)$ (fig. VI.27), nonostante la disponibilità di una prova di consolidazione isotropa, non fornisce nessuna informazione.

In definitiva, in figura VI.28 si riporta il confronto tra tutte le prove eseguite per i vari terreni dal quale emerge che i dati sperimentali sono compresi tra gli inviluppi di resistenza del terreno 7 ($\varphi'=40,3^\circ$) e del terreno 2 ($\varphi'=36,2^\circ$).

Terreno	M	φ	Γ	λ
1	1,50	36,90	3,17	0,264
2	1,47	36,20	3,36	0,283
4	1,50	36,90	3,35	0,232
6	1,62	39,80	2,54	0,132
7	1,65	40,30	/	/
8	1,51	37,00	/	/

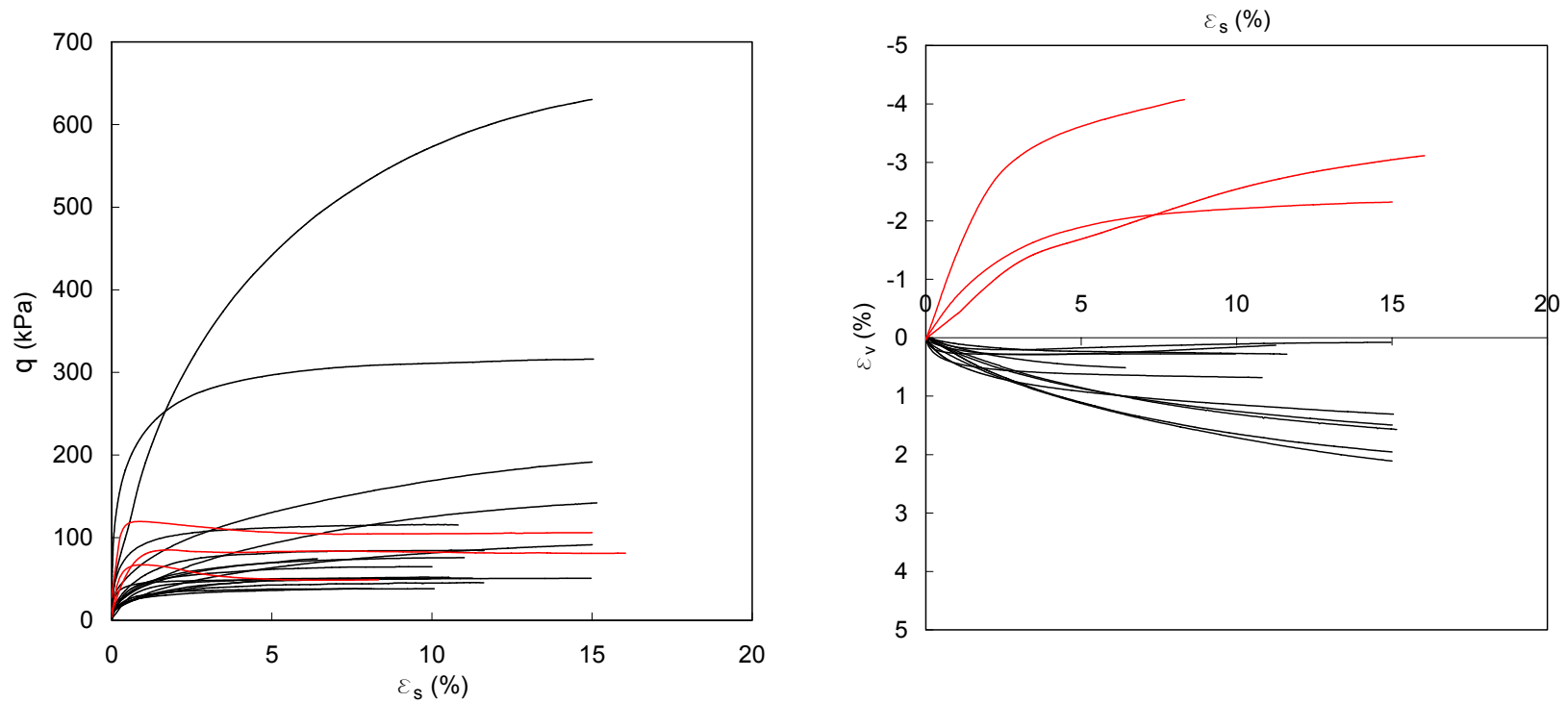


Fig. VI.15 – Involuppo risultati prove triassiali sature terreno 4 nel piano ϵ_s, q e nel piano ϵ_s, ϵ_v .

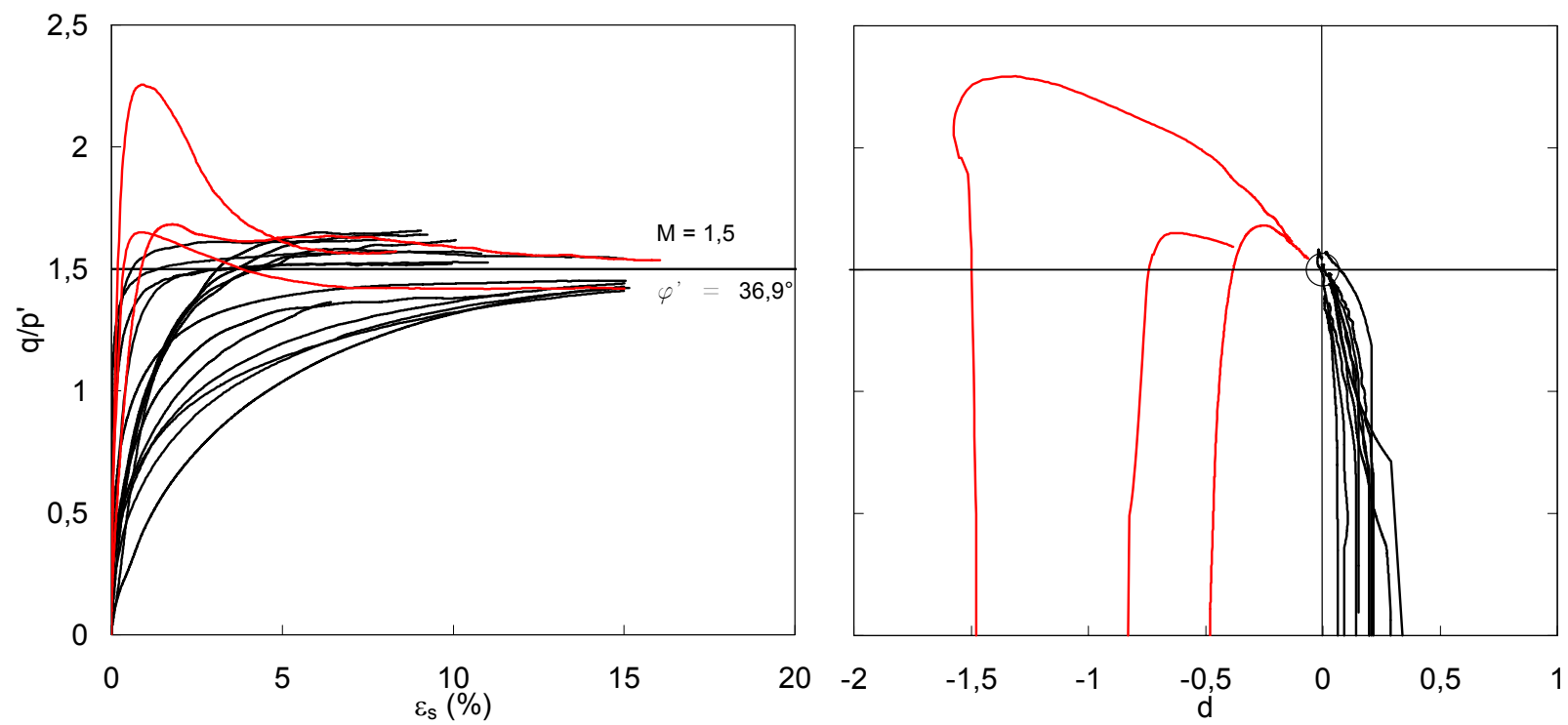


Fig. VI.16 – Rappresentazione risultati prove triassiali terreno 4 nel piano $\varepsilon_s, q/p'$ e nel piano $d, q/p'$.

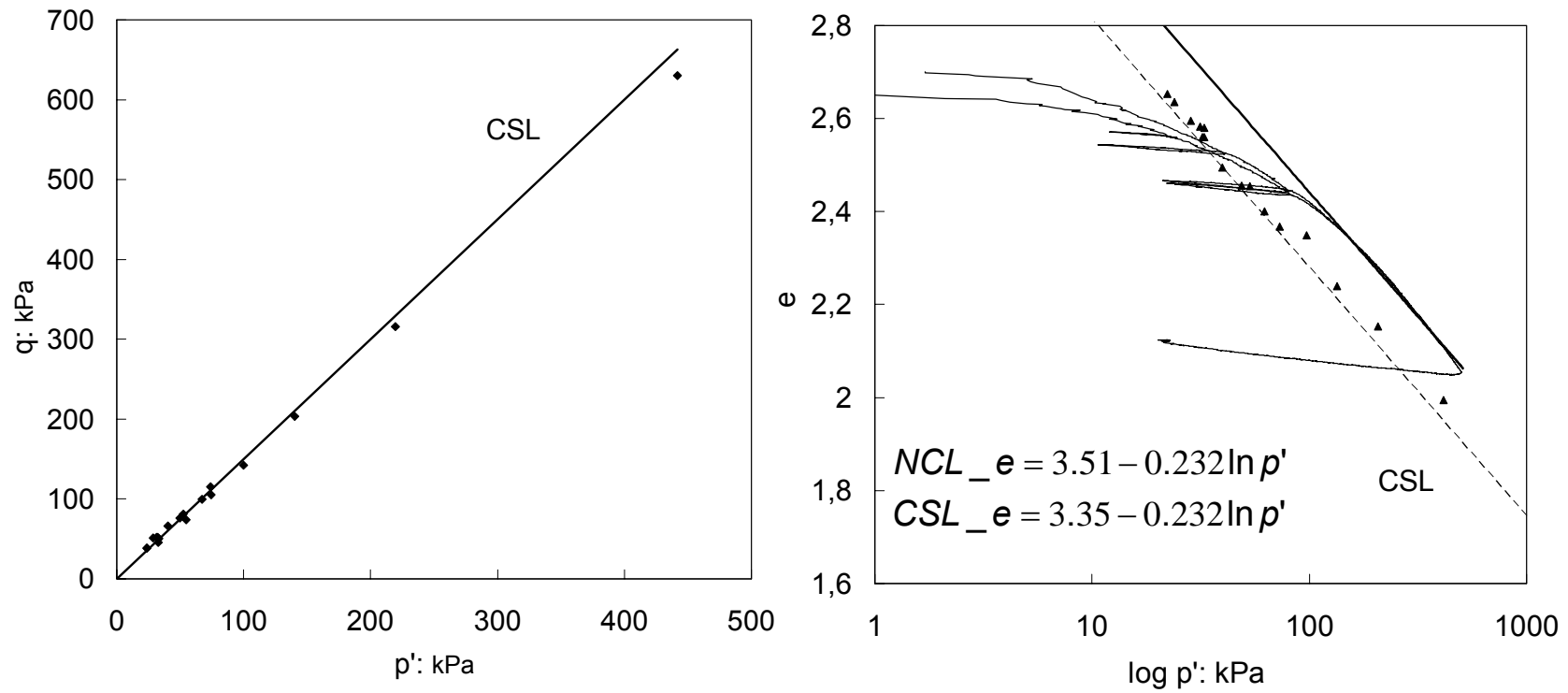


Fig. VI.17 – Rappresentazione retta di stato critico terreno 4 nel piano p',q e nel piano $e, \log p'$.

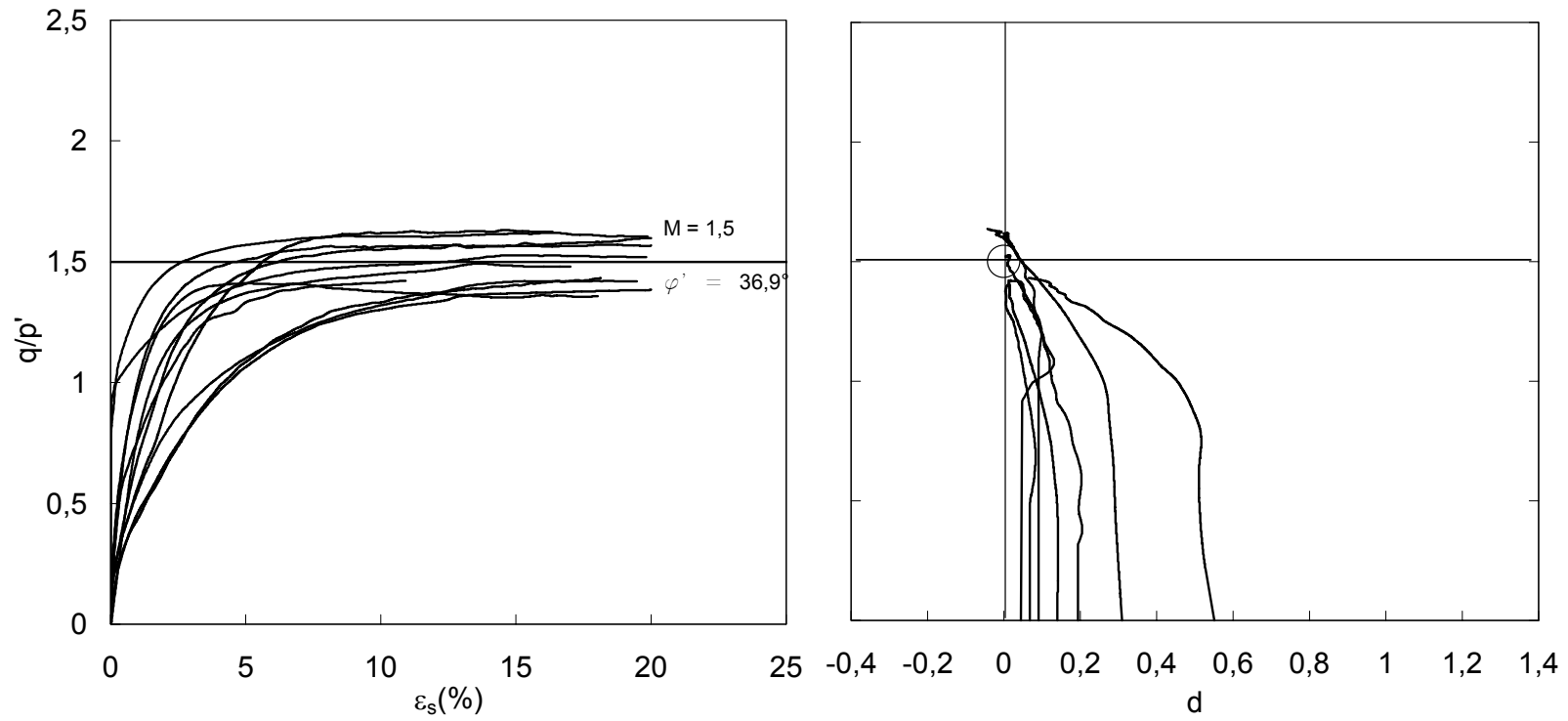


Fig. VI.18 – Rappresentazione risultati prove triassiali terreno 1 nel piano $\varepsilon_s, q/p'$ e nel piano $d, q/p'$.

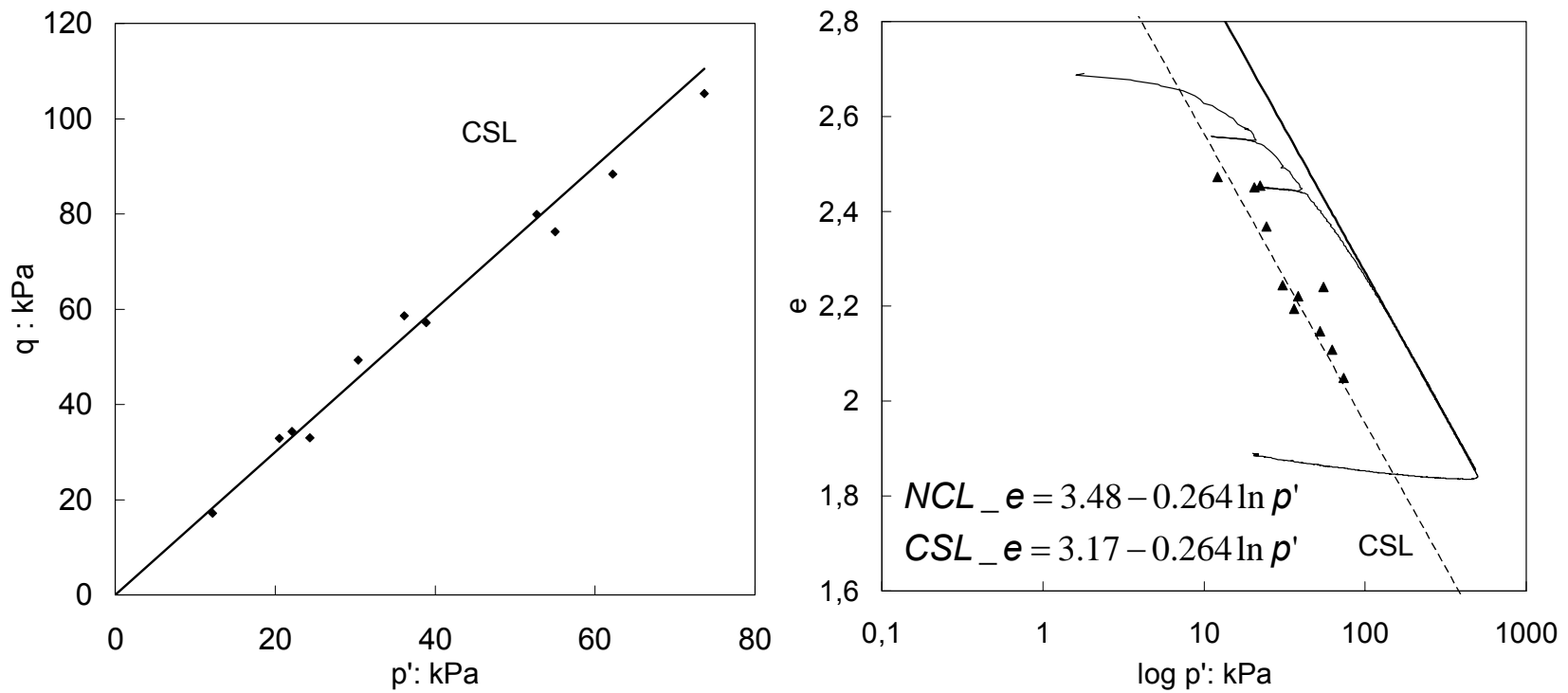


Fig. VI.19 – Rappresentazione retta di stato critico terreno 1 nel piano p',q e nel piano $e, \log p'$.

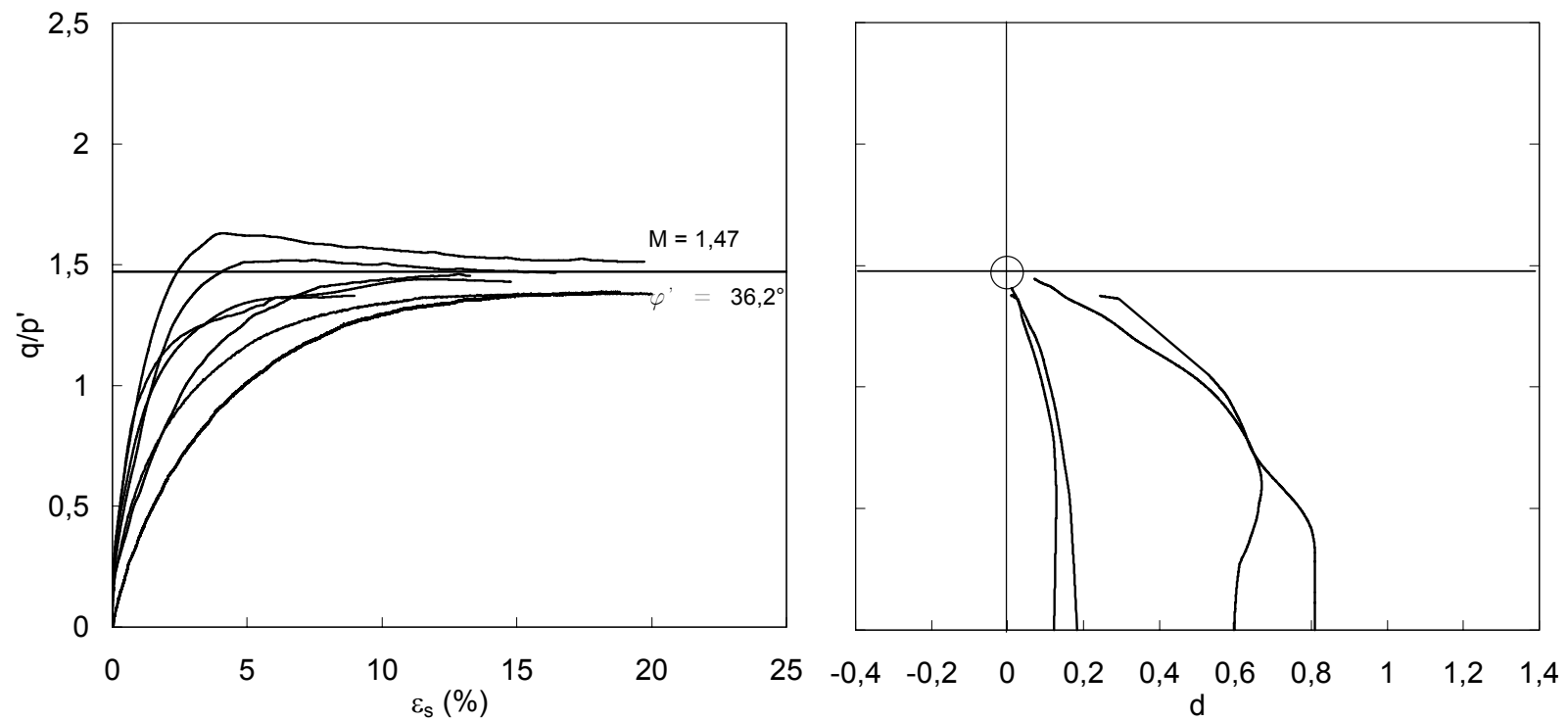


Fig. VI.20 – Rappresentazione risultati prove triassiali terreno 2 nel piano $\varepsilon_s, q/p'$ e nel piano $d, q/p'$.

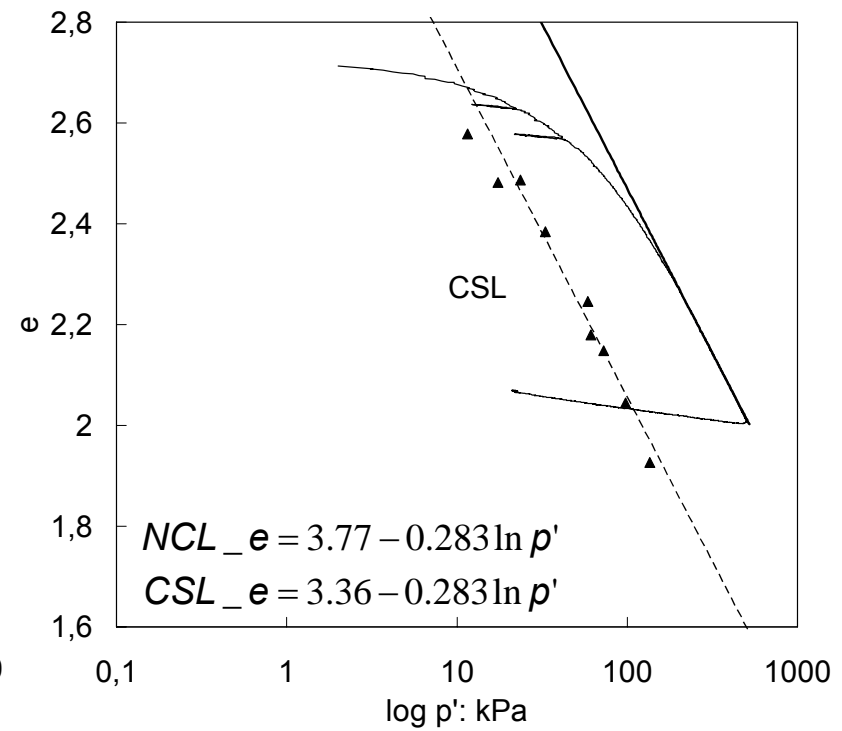
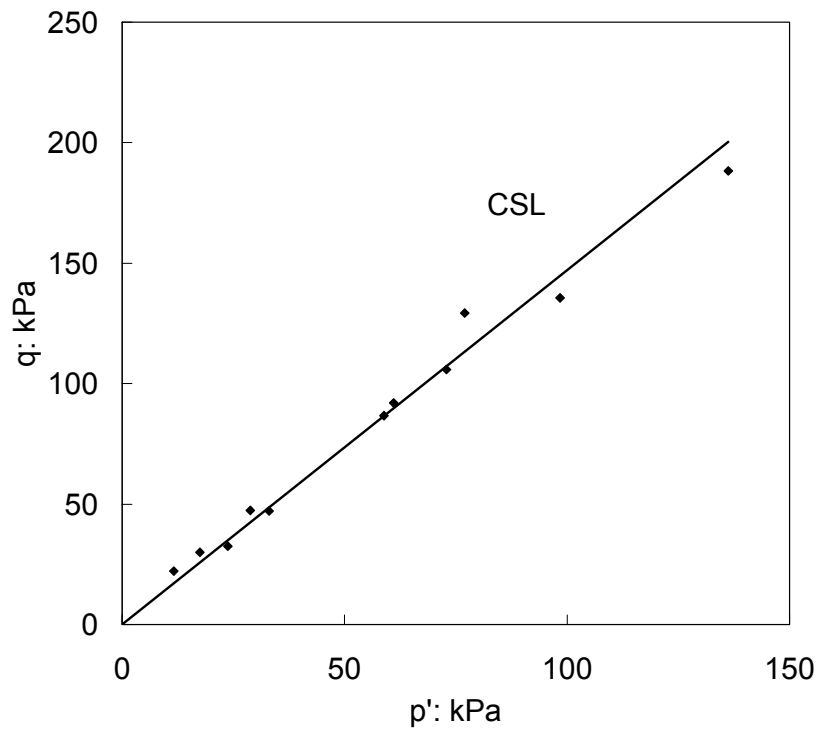


Fig. VI.21 – Rappresentazione retta di stato critico terreno 2 nel piano p',q e nel piano $e, \log p'$.

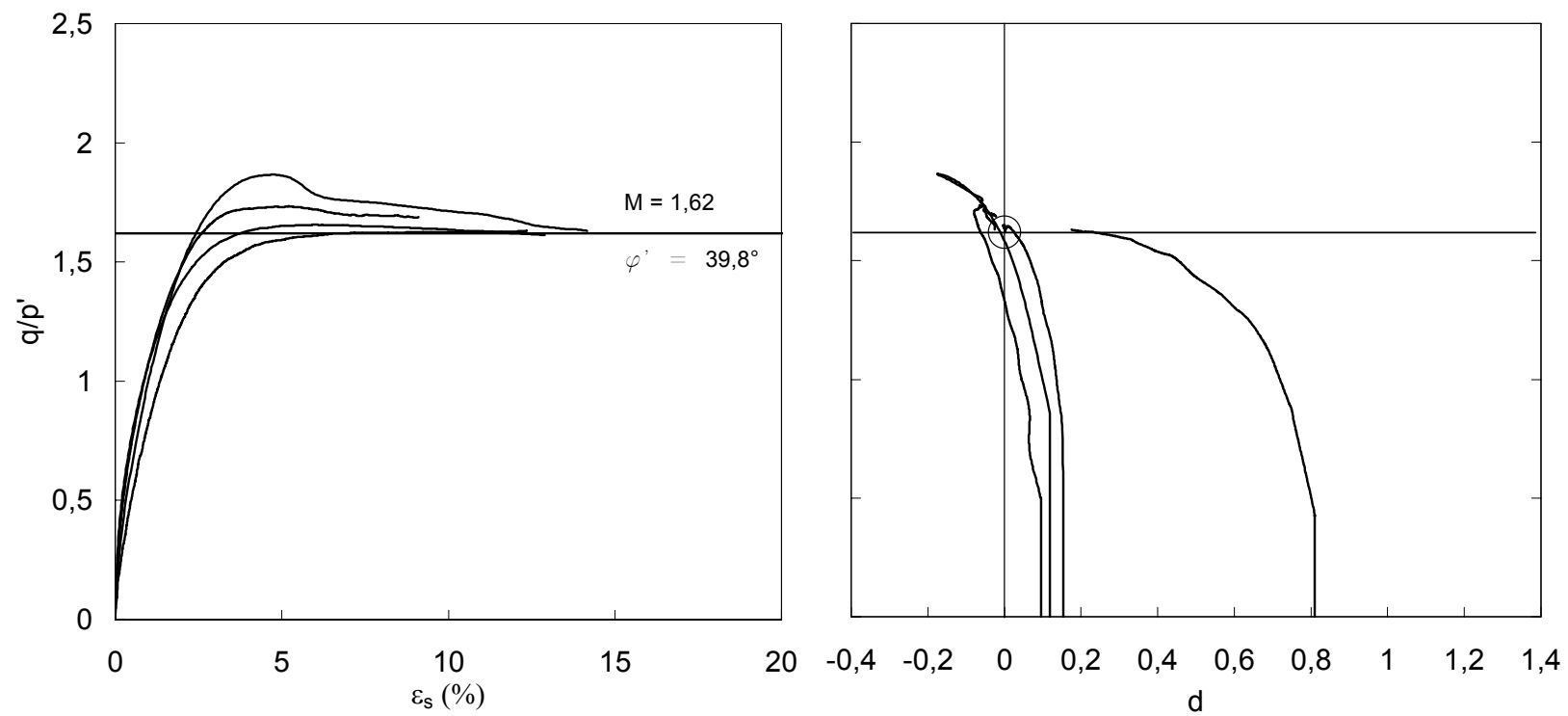


Fig. VI.22 – Rappresentazione risultati prove triassiali terreno 6 nel piano $\varepsilon_s, q/p'$ e nel piano $d, q/p'$.

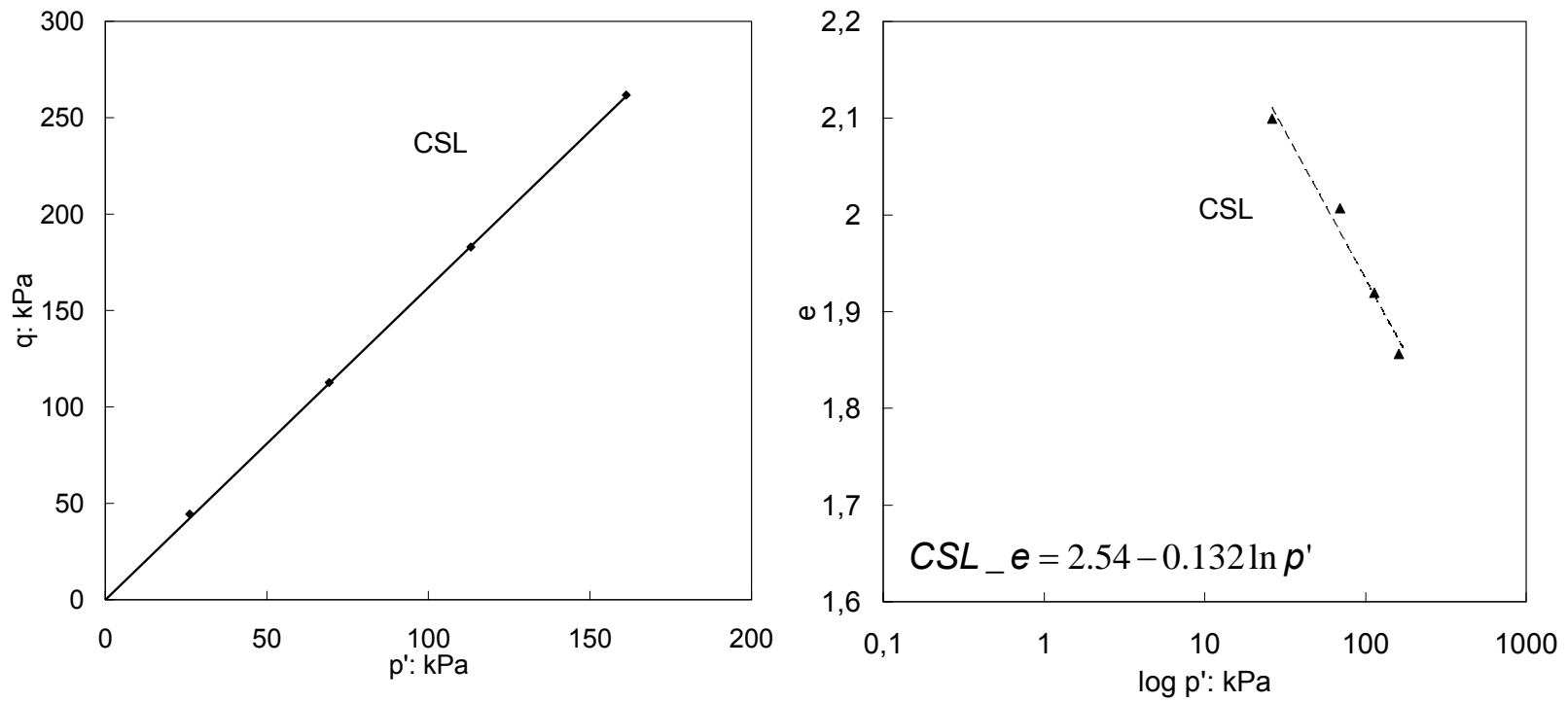


Fig. VI.23 – Rappresentazione retta di stato critico terreno 6 nel piano p',q e nel piano $e, \log p'$.

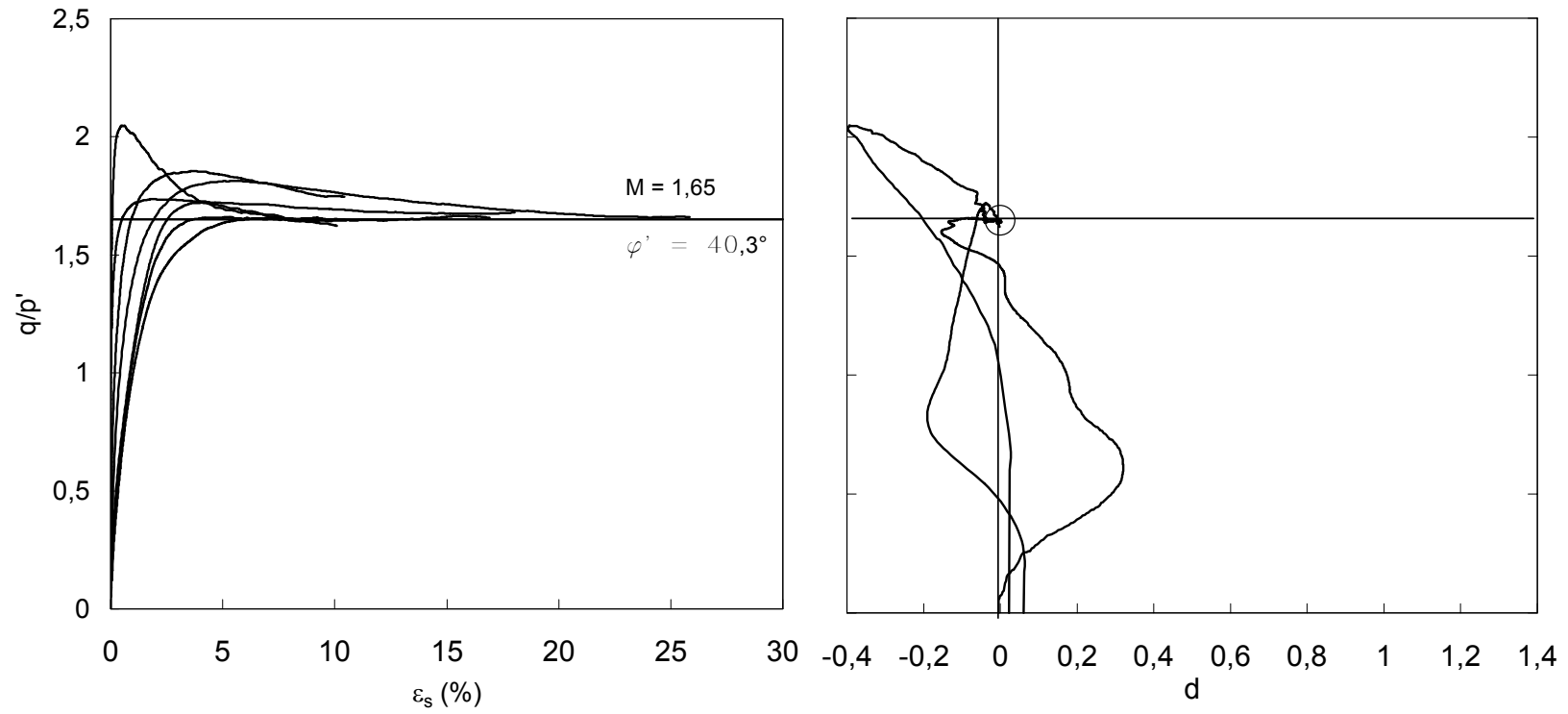


Fig. VI.24 – Rappresentazione risultati prove triassiali terreno 7 nel piano $\varepsilon_s, q/p'$ e nel piano $d, q/p'$.

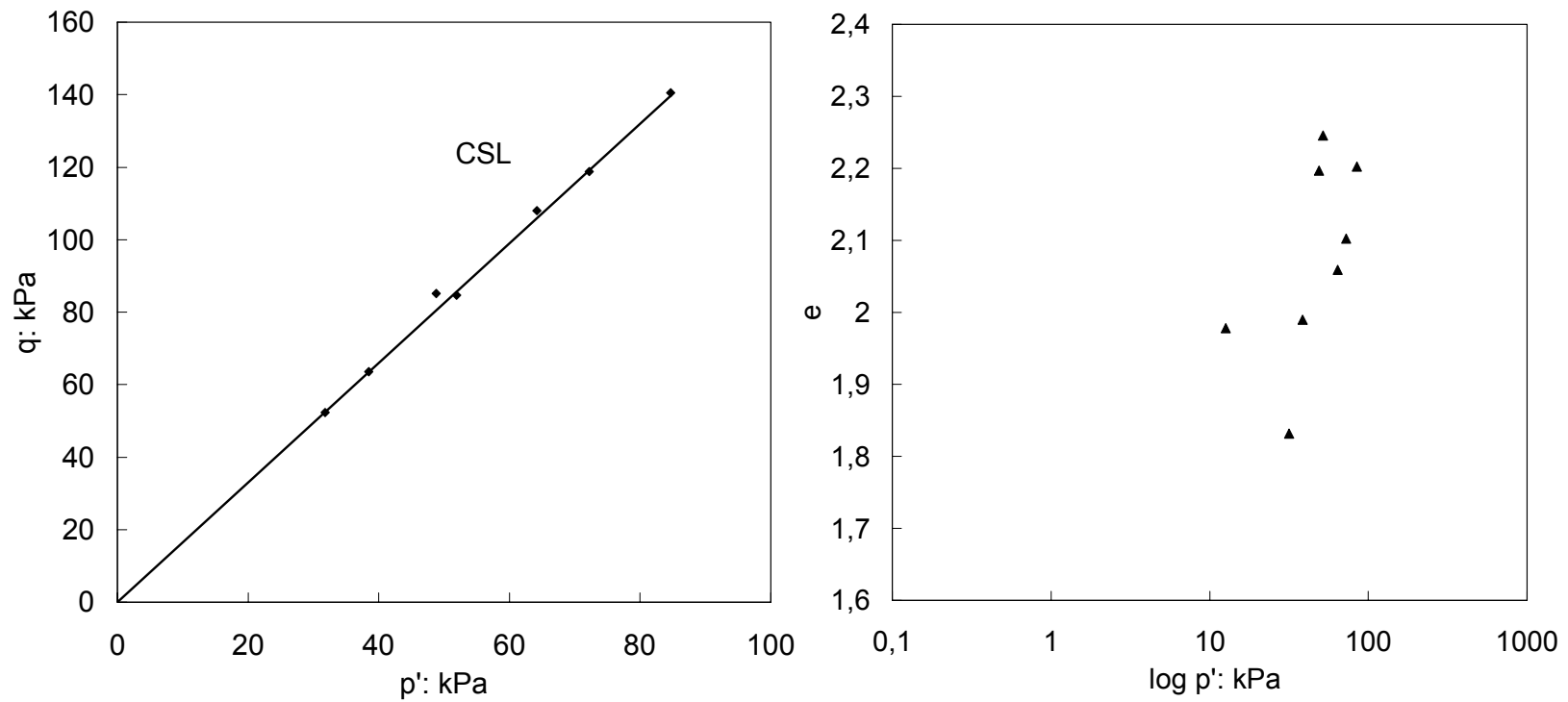


Fig. VI.25 – Rappresentazione retta di stato critico terreno 7 nel piano p',q e nel piano $e, \log p'$.

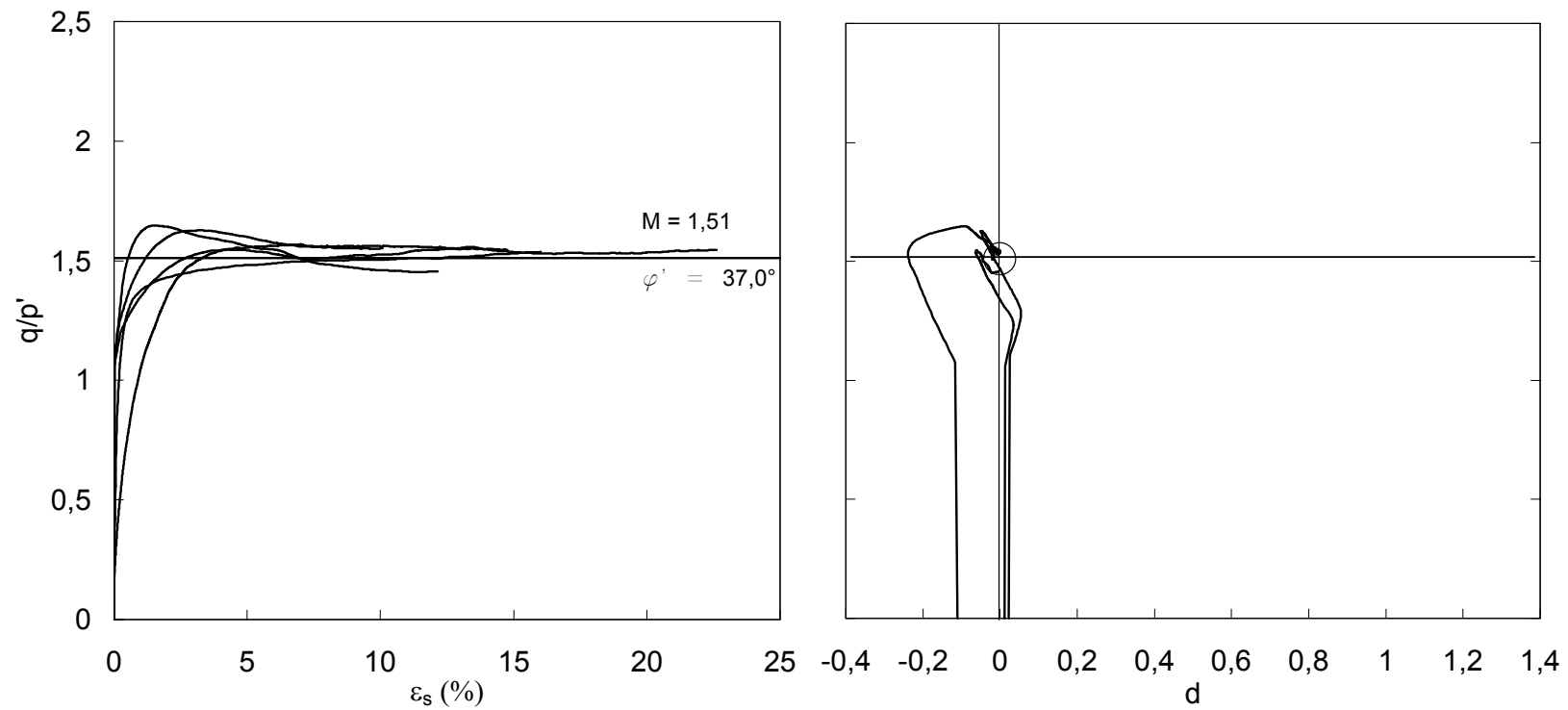


Fig. VI.26 – Rappresentazione risultati prove triassiali terreno 8 nel piano $\varepsilon_s, q/p'$ e nel piano $d, q/p'$.

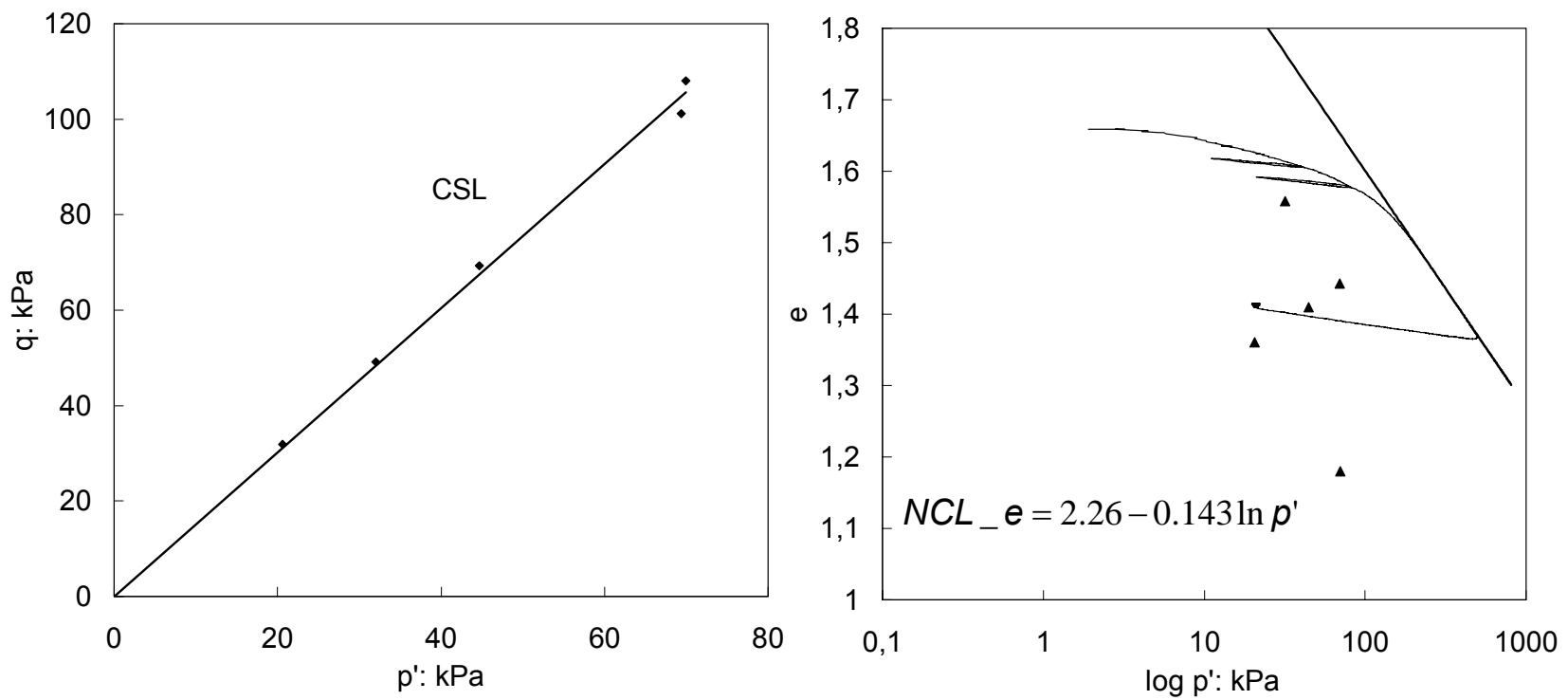


Fig. VI.27 – Rappresentazione retta di stato critico terreno 8 nel piano p',q e nel piano $e, \log p'$.

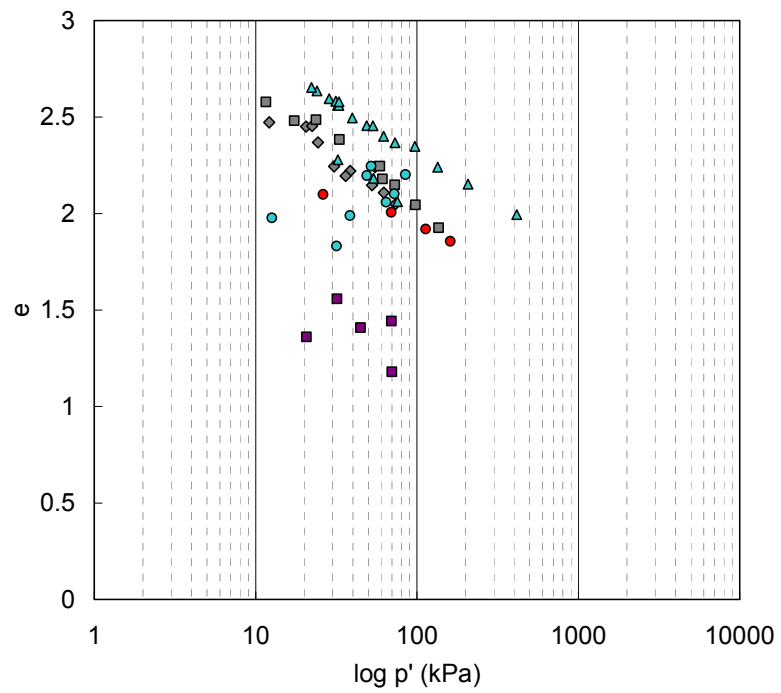
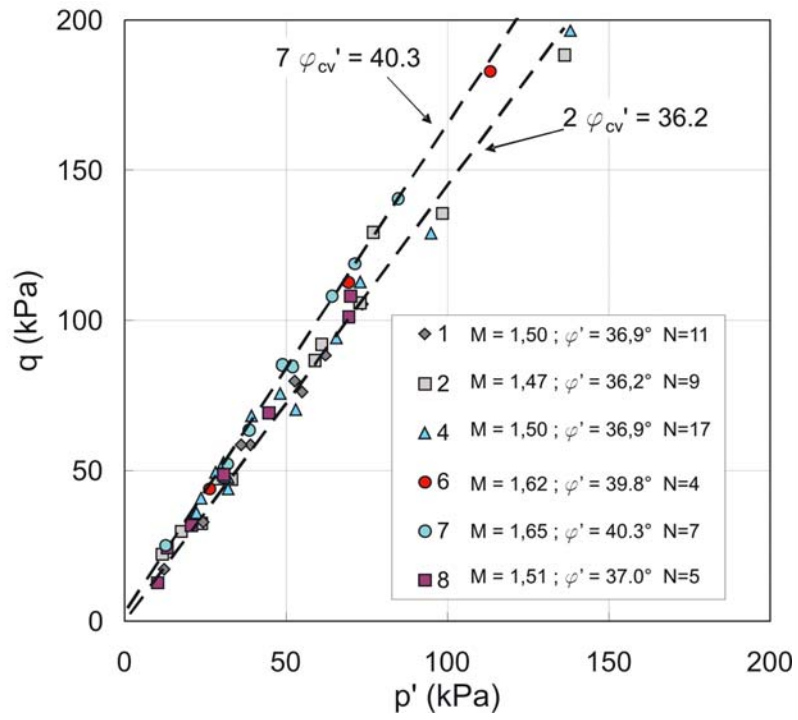


Fig. VI.28 – Involuppo di resistenza terreni saturi.

VI.4.2 Prove di taglio

Alcuni risultati ottenuti dalle prove eseguite, in particolare l'influenza della velocità di deformazione sulla resistenza del materiale, sono stati presentati e commentati nel capitolo precedente.

Dall'analisi dei risultati ottenuti considerando più cicli di deformazione, sia su provini sommersi e sia su provini naturali (fig. VI.29 e fig. VI.30), emerge che alla fine del primo ciclo il materiale ancora non ha raggiunto la condizione di stato critico e le deformazioni verticali sono ancora lontane dalla condizione stazionaria. Pertanto, nei cicli successivi al primo il materiale continua a deformarsi mostrando una leggera tendenza a dilatare la quale è legata principalmente alla procedura con la quale vengono eseguite le prove.

La resistenza misurata nei cicli successivi, sia per materiale sommerso sia per materiale a contenuto d'acqua naturale, è risultata maggiore di quella misurata nel primo ciclo a conferma di quanto detto nelle prove triassiali sature e cioè la necessità di considerare elevati livelli di deformazione per poter attingere la condizione di resistenza ultima del materiale. Infatti, se si riportano i risultati delle prove appena descritte nel piano $(\sigma; \tau)$ (fig. VI.31) e si riporta anche la retta di stato critico ottenuta su tale materiale dalle prove triassiali sature, è possibile notare che ad elevati livelli di carico verticale i risultati ottenuti dal primo ciclo sono lontani dalla condizione di stato critico che invece viene raggiunta nei cicli successivi, sia per le prove sommerse sia per le prove a contenuto d'acqua naturale.

Ulteriore conferma, inoltre, la si ottiene se si considerano i risultati di una prova di taglio anulare condotta su provino ricostituito (fig. VI.32). Infatti, riportando i risultati delle prove di taglio diretto e della prova di taglio anulare nel piano $(dh; \tau / \sigma)$, dh = spostamento orizzontale, è stato possibile notare come, a parità di livello tensionale applicato e per provino sommerso, nei cicli successivi al primo la resistenza misurata è stata sempre più prossima a quella ultima misurata nella prova di taglio anulare.

Infine confrontando i risultati ottenuti dalle prove a contenuto d'acqua naturale e dalle prove sommerse (fig. VI.33), a parità di livello tensionale, è emerso che la resistenza misurata dalle prove a contenuto d'acqua naturale è stata sempre maggiore di quella misurata dalle prove sommerse a conferma dell'influenza esplicita dalla suzione sulla resistenza. Tale effetto, inoltre, è stato riscontrato sia se si considerano prove con un solo ciclo sia se si considerano prove con più cicli di deformazione.

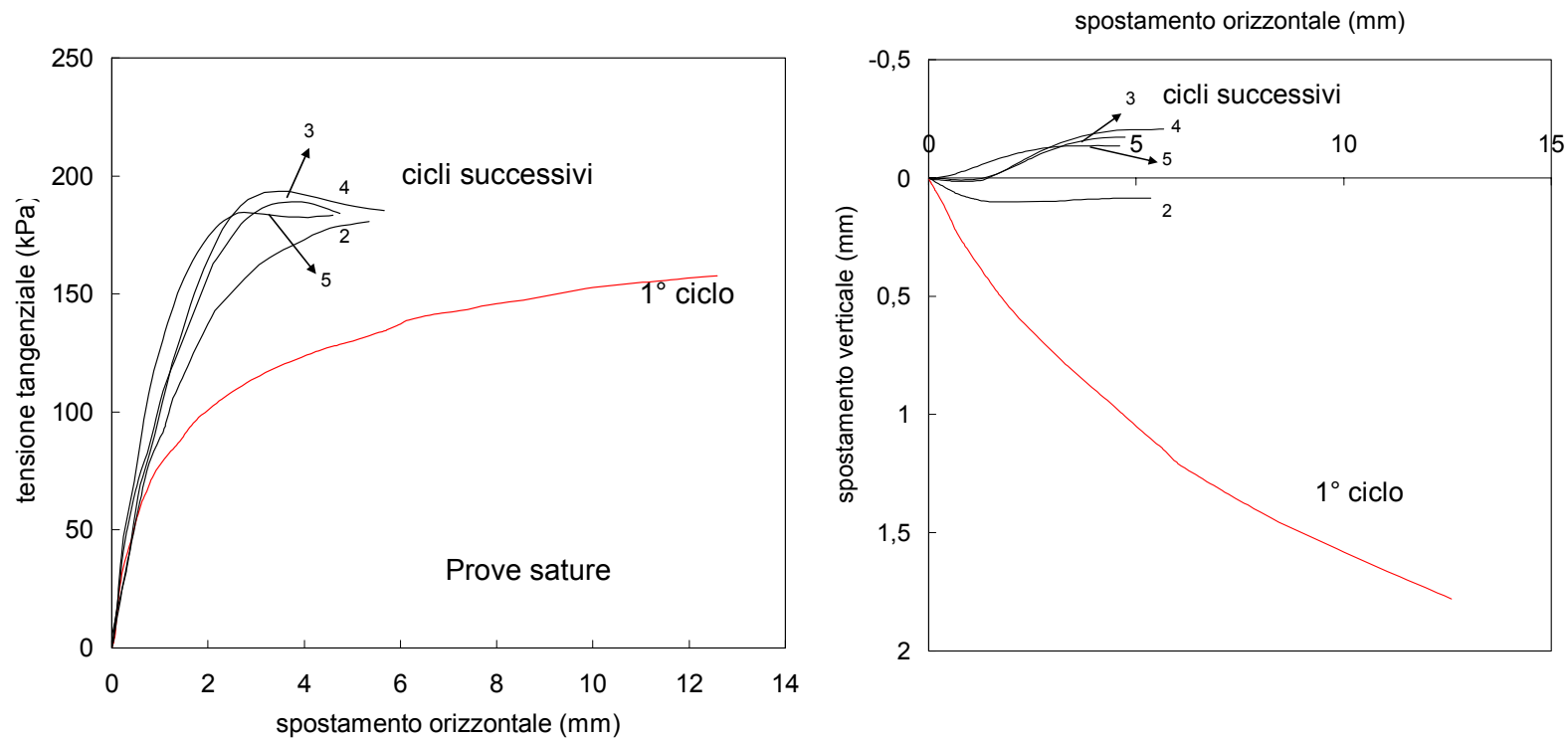


Fig. VI.29 – Risultati ottenuti da prove di taglio tradizionale eseguite su provini sommersi del terreno 4 con uno e più cicli di deformazione

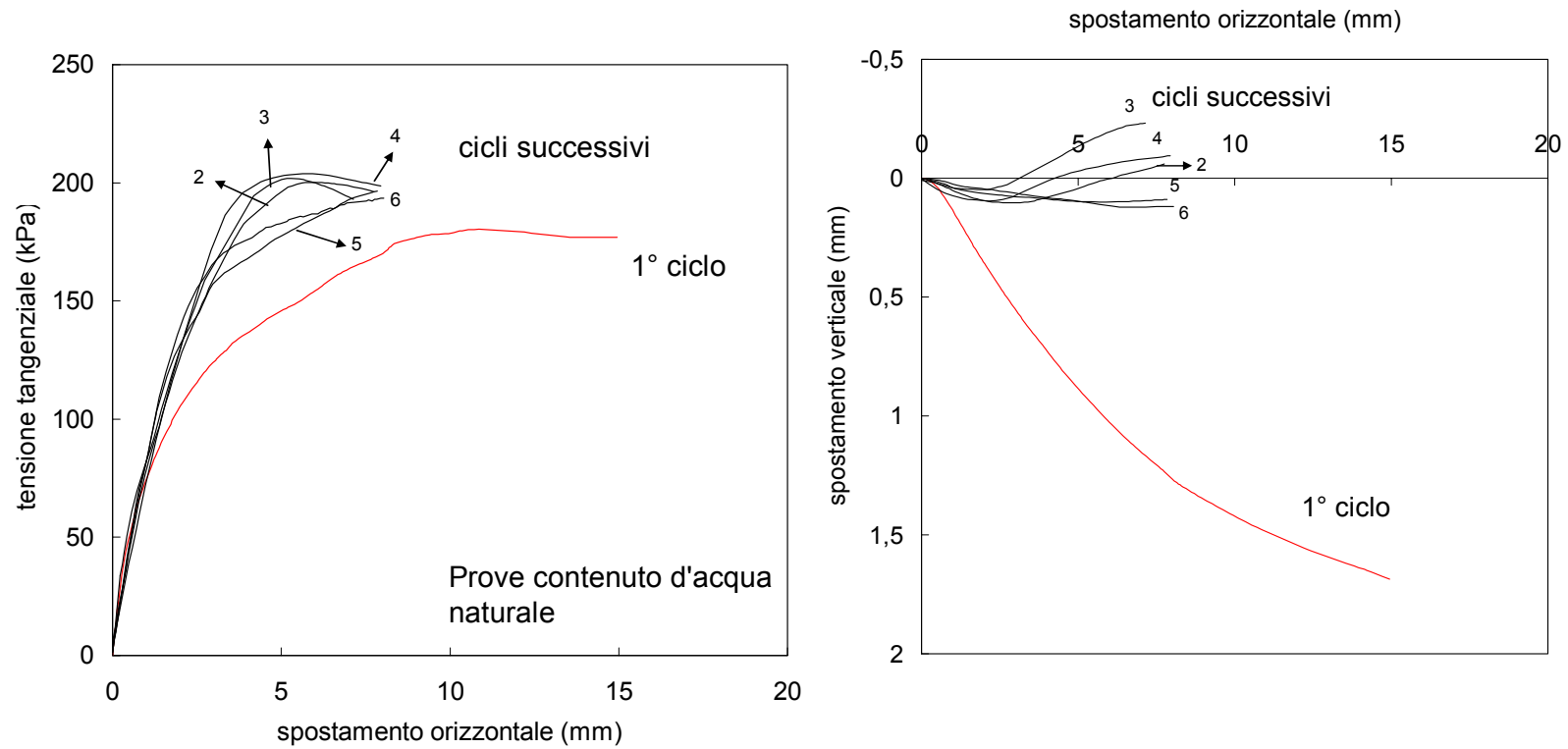


Fig. VI.30 – Risultati ottenuti da prove di taglio tradizionale eseguite su provini naturali del terreno 4 con uno e più cicli di deformazione

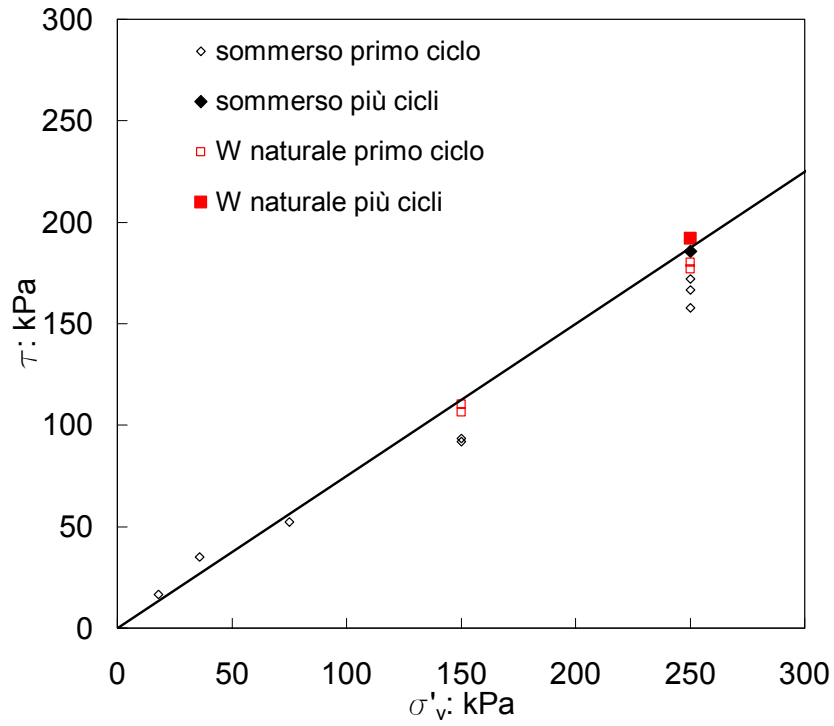


Fig. VI.31 – Rappresentazione risultati prove di taglio tradizionale con retta di stato critico.

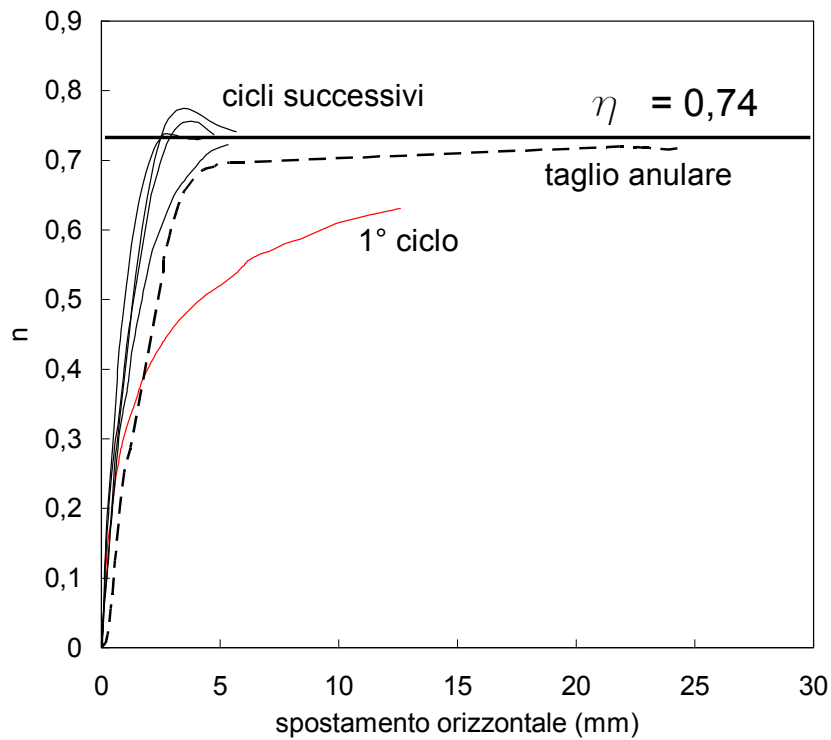


Fig. VI.32 – Confronto risultati prove di taglio diretto – taglio anulare su provini sommersi

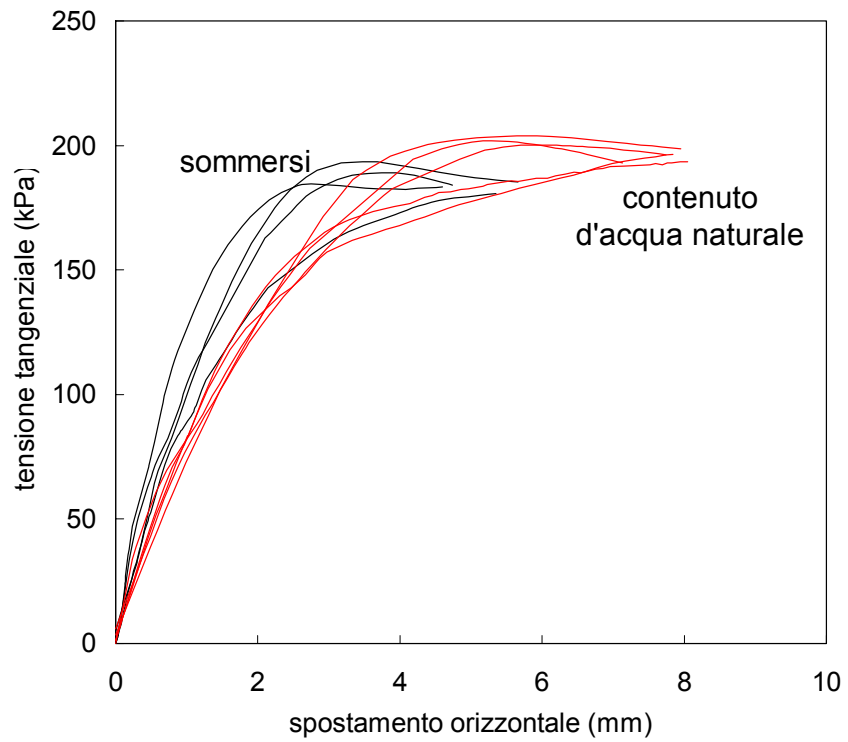


Fig. VI.33 – Confronto risultati prove di taglio tradizionale eseguite su provini a contenuto d'acqua naturale e provini sommersi.

VI.5 Comportamento meccanico in condizione di parziale saturazione

Il comportamento meccanico in condizioni di parziale saturazione è stato indagato mediante prove triassiali e prove di taglio eseguite con apparecchiature non convenzionali progettate presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell'Università di Napoli Federico II. Il terreno investigato, per i motivi indicati nel paragrafo precedente, è il terreno 4: Piroclastite Cineritica di Ottaviano.

VI.5.1 Prove triassiali a suzione controllata

Le prove triassiali non sature su provini naturali del terreno 4 sono state eseguite con un'apparecchiatura triassiale a stress-path e suzione controllati (Aversa e Nicotera, 2002). I risultati ottenuti sono stati riportati in figura VI.34 in termini di tensione deviatorica q e deformazione volumetrica ε_v in funzione della deformazione distorsionale ε_s . In particolare, le prove sono state suddivise per tensione media netta (stesso colore) e per suzione (stesso simbolo) ed inoltre, per confronto, sono riportate con le curve tratteggiate alcune prove eseguite su materiale saturo. È inoltre indicata, in rosso, l'unica prova in cui la fase di rottura è stata condotta a tensione di cella costante. Dall'analisi dei risultati emerge che la tensione deviatorica di rottura misurata nelle prove a suzione controllata è risultata maggiore di quella misurata nelle corrispondenti prove condotte su provini saturi anche se non risulta ben identificabile un legame diretto con la suzione. Infatti, dalla rappresentazione dei risultati nel piano $(p - u_a, q)$ (fig. VI.35), in cui si riporta anche la retta di stato critico del materiale saturo, è possibile verificare l'effetto meccanico della suzione sulla resistenza del materiale ma non è possibile individuare una dipendenza lineare dell'incremento di resistenza dalla suzione come proposto da vari autori (e.g. Fredlund e Morgenstern, 1997). Pertanto, tale risultato ha messo in evidenza che la suzione di matrice, come ulteriore variabile tensionale, non permette di descrivere correttamente il comportamento meccanico dei terreni studiati. Il dato cerchiato in rosso è relativo alla prova condotta su materiale sovraconsolidato che, come già detto nel capitolo precedente, è stata interrotta ad una deformazione assiale del 4%.

Dal confronto tra le deformazioni volumetriche misurate nelle prove triassiali su provini saturi e su quelli a suzione controllata (fig. VI.34) emerge che il terreno non saturo è più contraente del terreno saturo a parità di livello tensionale. Inoltre, per le prove a suzione controllata, in corrispondenza di un livello di deformazione del 15% circa, si osserva ancora una crescita delle deformazioni volumetriche. Questo implica che anche in tal caso le deformazioni raggiunte nelle prove non sono sufficienti all'attingimento della condizione

di stato critico. Pertanto si sono adoperate le stesse procedure impiegate per l'interpretazione delle prove triassiali su provini saturi. I risultati sono rappresentati, nel piano $[\varepsilon_s, (q/p - u_a)]$ e nel piano $[d, (q/p - u_a)]$ in figura VI.36. Si notata una elevata dispersione dei risultati con valori del rapporto $(q/p - u_a)$ a fine prova che variano tra 1,51 ed 1,84. Infine, la rappresentazione dei risultati nel piano $(\ln(p - u_a), e)$ (fig. VI.35), in cui sono stati riportati per confronto i risultati delle prove sature, evidenzia che la retta di compressione isotropa, determinata in condizioni di parziale saturazione con una suzione costante pari a 20 kPa, è parallela alla retta di consolidazione isotropa satura.

In definitiva, le rette di normal consolidazione e stato critico valutate in condizioni di completa e parziale saturazione, in termini di tensioni nette, sono risultate parallele tra loro.

I risultati delle prove sono stati rielaborati impiegando delle variabili tensionali che tengono conto dell'accoppiamento idraulico-meccanico. Si sono impiegate le tensioni efficaci equivalenti alla Bishop, *average soil skeleton stresses*, assumendo il parametro χ pari ad S_r , come proposto originariamente da Jennings (1960) e successivamente adottato da altri autori (Jommi, 2000; Gallipoli et al., 2003).

$$\sigma_{ij}^* = (\sigma_{ij} - \delta_{ij} u_a) + S_r \cdot (u_a - u_w) \delta_{ij}$$

Pertanto la tensione media efficace in condizioni triassiali è pari a:

$$p^* = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3) + S_r \cdot (u_a - u_w)$$

I risultati sono stati inoltre rielaborati anche adoperando una tensione efficace equivalente modificata, *average soil skeleton stress modificata*, ed in questo si è assunto

$$\sigma_{ij}^* = (\sigma_{ij} - \delta_{ij} u_a) + S_r^2 \cdot (u_a - u_w) \delta_{ij}$$

Pertanto la tensione media efficace in condizioni triassiali è pari a:

$$p^* = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3) + S_r^2 \cdot (u_a - u_w)$$

I risultati ottenuti nelle due ipotesi appena descritte sono stati riportati rispettivamente nei piani: $(\varepsilon_s, q/p^*)$; $(d, q/p^*)$; (p^*, q) ; $(\ln p^*, e)$ dove p^* rappresenta la tensione media efficace valutata nei due casi.

Con riferimento alla prima ipotesi (*average soil skeleton stress*) in figura VI.38 sono stati riportati i risultati nel piano $(\varepsilon_s, q/p^*)$ e nel piano $(d, q/p^*)$. Si osserva una significativa riduzione della dispersione dei risultati, rispetto all'analisi in termini di tensioni nette, con valori del rapporto (q/p^*) a fine prova che variano tra 1,36 ed 1,52. Dalla rappresentazione dei risultati nel piano (p^*, q) (fig. VI.37) è stato invece possibile notare che tutti i dati tendono a disporsi lungo la retta relativa alla condizione di stato critico del materiale saturo. Questo risultato ha pertanto confermato che lo stato tensionale agente in un terreno non saturo può essere accuratamente rappresentato solo se si adottano variabili tensionali che tengono conto sia della suzione sia del grado di saturazione (e.g. Nuth e Laloui, 2007). Inoltre il fatto che i dati relativi alle prove non sature in termini di tensioni efficaci alla Bishop tendono a disporsi lungo la stessa retta del materiale saturo ha evidenziato che il "bonding effect" dovuto all'azione dei menischi (Gallipoli et al., 2003) ha un effetto trascurabile sulla resistenza critica di tale materiale, in modo analogo a quanto ottenuto da altri autori su materiali e livelli tensionali differenti (Tarantino e Tombolato, 2005; Tarantino, 2007). Dall'analisi dei risultati nel piano $(\ln p^*, e)$ (fig. VI.37) è invece emerso che la retta di compressione isotropa e la retta di stato critico sono rimaste tra loro parallele ma la pendenza delle due rette, rispetto alla condizione satura, è leggermente aumentata.

Ulteriori miglioramenti si sono infine ottenuti con riferimento al modello di analisi proposto nella seconda ipotesi, *modified average soil skeleton stress*. Infatti, riportando i dati delle prove in termini di $(\varepsilon_s, q/p^*)$ ed in termini di $(d, q/p^*)$ (fig. VI.40) è stato possibile verificare una ulteriore riduzione della dispersione dei risultati con valori del rapporto (q/p^*) che a fine prova variano tra 1,44 ed 1,56, con un valore medio praticamente coincidente con quello determinato dalle prove sature. Tale miglioramento risultata ancora più evidente nella rappresentazione dei dati nel piano (p^*, q) (fig. VI.39) in cui si osserva che i punti rappresentativi dello stato tensionale a fine prova sono allineati con la retta di stato critico delle prove sature, riconfermando quanto detto con riferimento all'ipotesi precedente. Infine, la rappresentazione nel piano $(\ln p^*, e)$ (fig. VI.39) non ha comportato differenze

rilevanti rispetto ai risultati ottenuti nella prima ipotesi, in quanto la retta di stato critico e la retta di normal consolidazione si sono conservate parallele e leggermente più pendenti delle corrispettive sature.

Infine, in figura VI.41 si è riportato l'intero sviluppo delle prove di consolidazione isotropa eseguite su materiale saturo e non saturo, in termini di tensioni nette e tensioni alla Bishop, dalle quali è stato possibile determinare le rette di normal consolidazione utilizzate nei diagrammi descritti in precedenza ma dalle quali è stato possibile notare che anche la pendenza delle rette di scarico è risultata, in ogni caso, praticamente la stessa.

Ulteriore conferma della necessità di considerare modelli per i terreni non saturi che tengano debitamente conto dell'effetto del grado di saturazione è stata ottenuta dall'analisi delle prove di taglio a suzione controllata come mostrato nel paragrafo successivo.

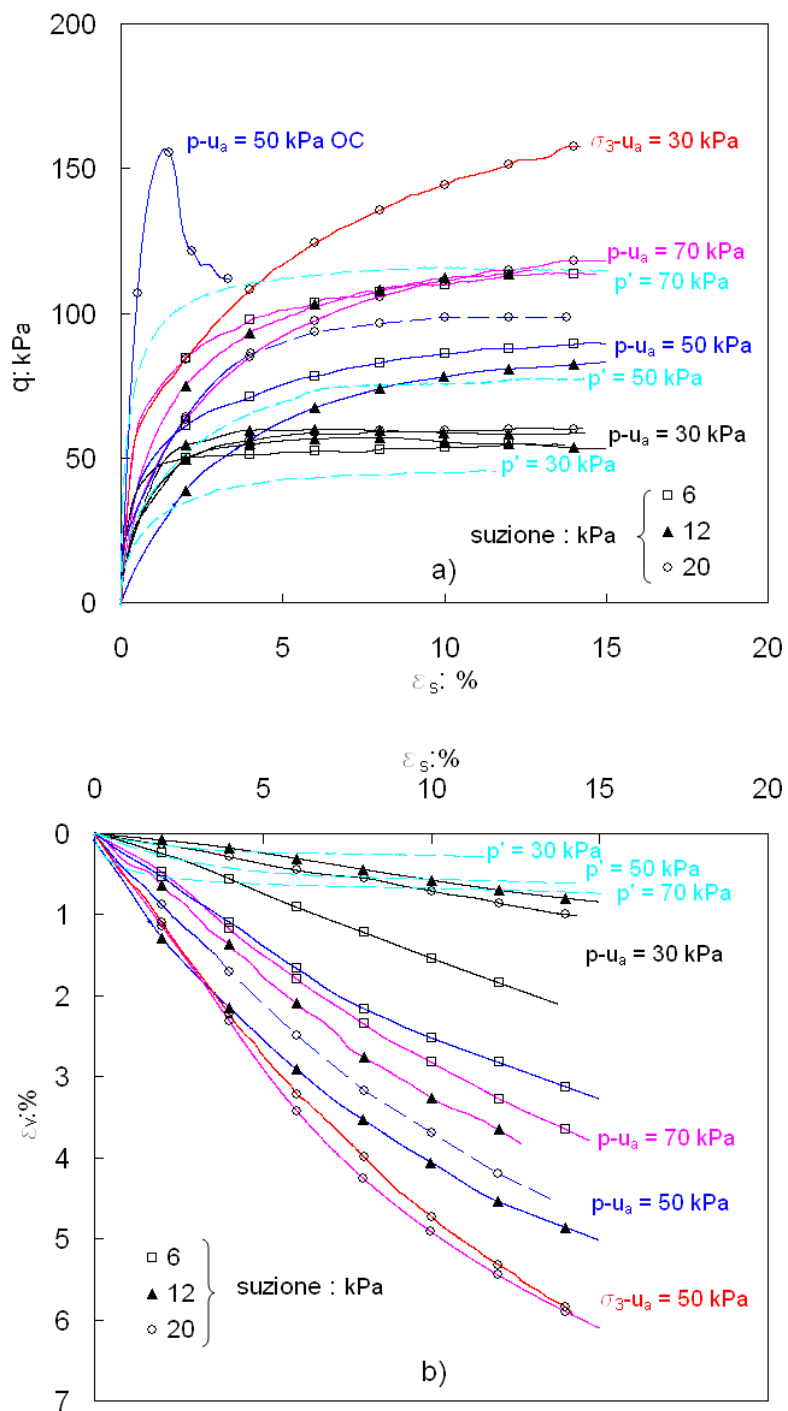


Fig. VI.34 – Risultati ottenuti da prove triassiali non sature terreno 4 nel piano ε_s, q e nel piano $\varepsilon_s, \varepsilon_v$

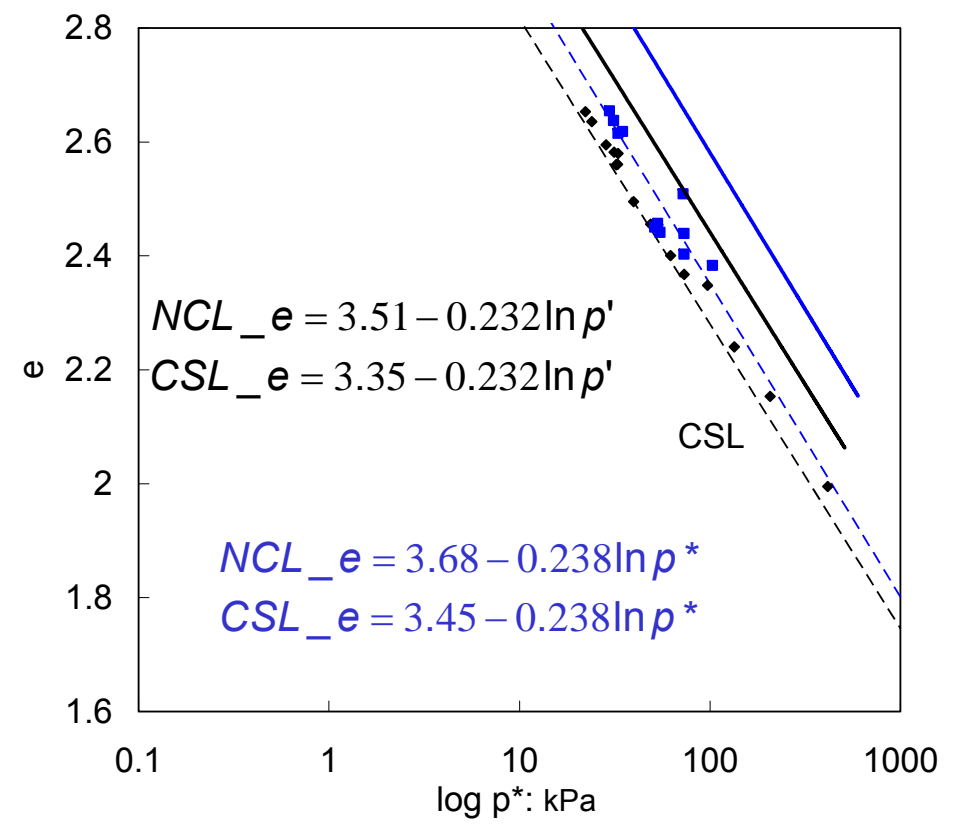
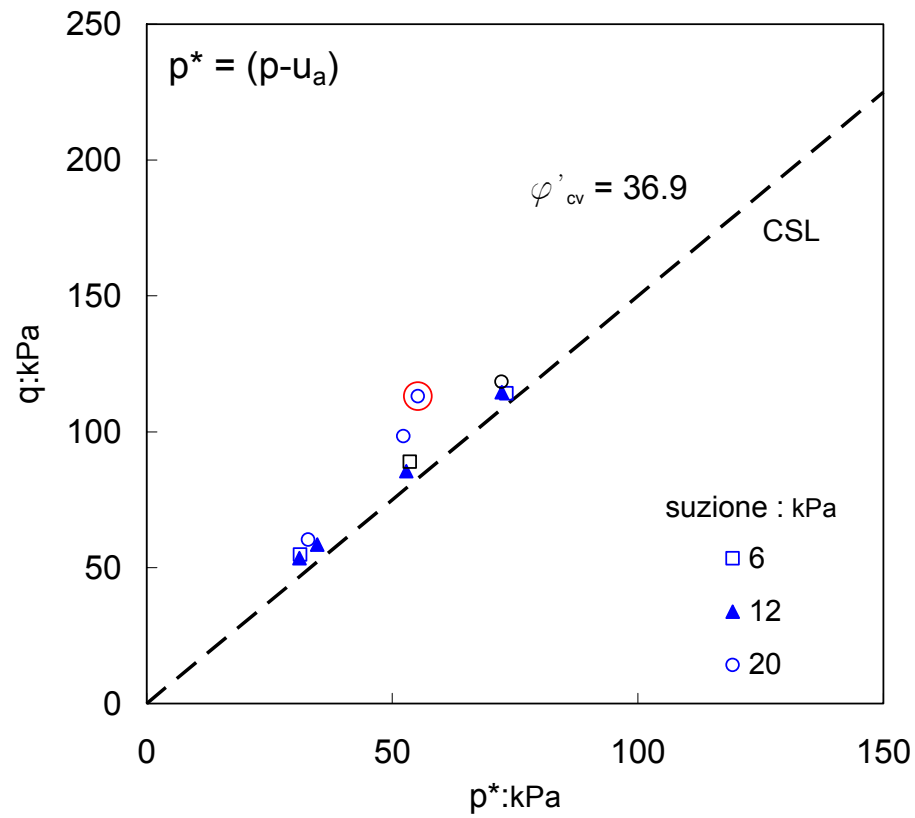


Fig. VI.35 – Rappresentazione retta di stato critico terreno 4, in termini di tensioni nette, nel piano p^*,q e nel piano $e, \log p^*$.

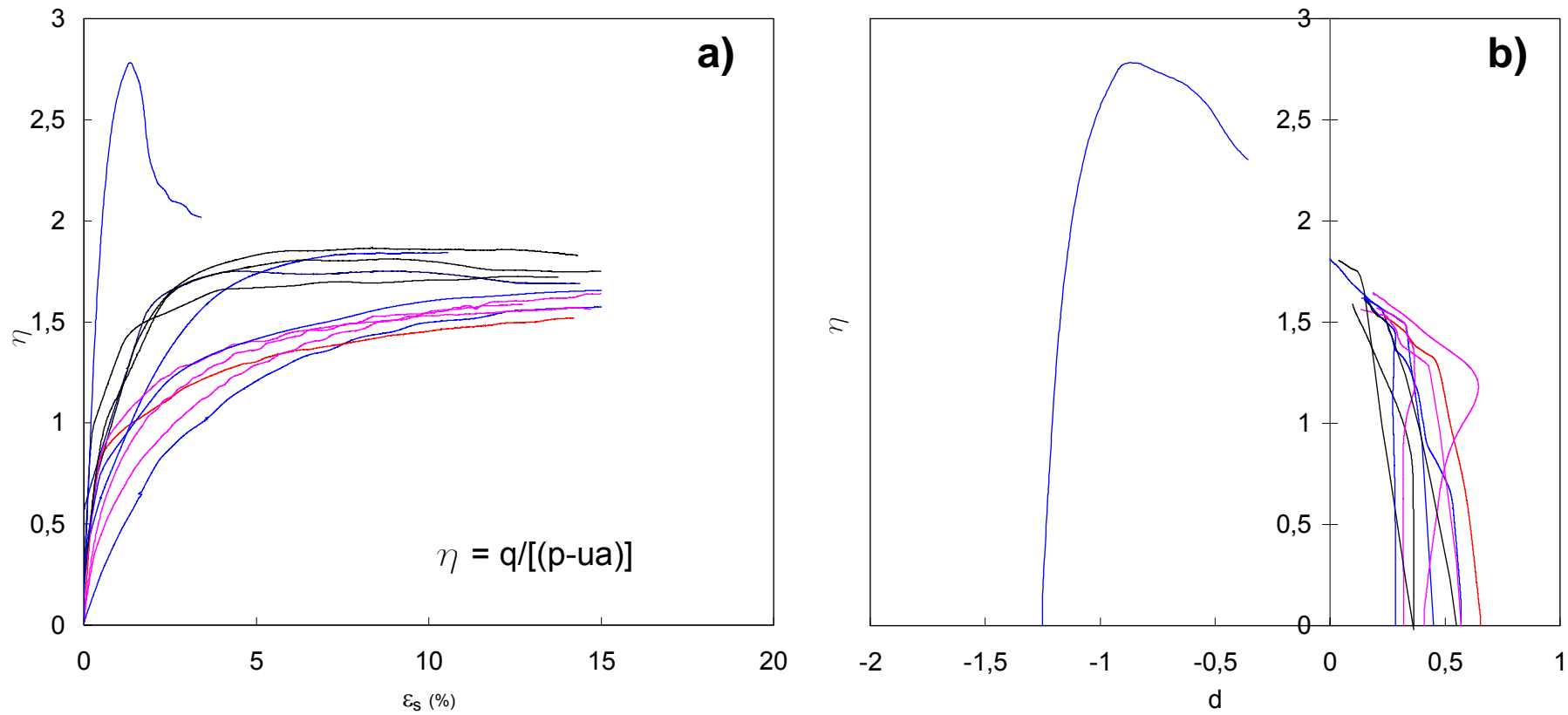


Fig. VI.36 – Rappresentazione risultati prove triassiali non sature terreno 4, in termini di tensioni nette, nel piano $\epsilon_s, q/p^*$ e nel piano $d, q/p^*$.

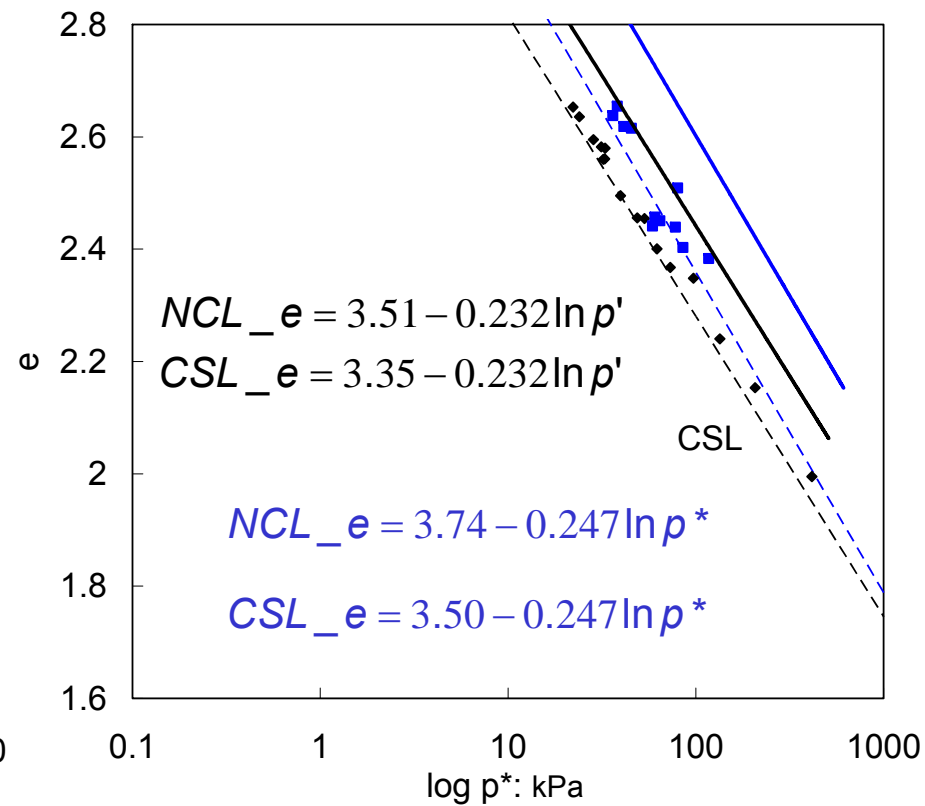
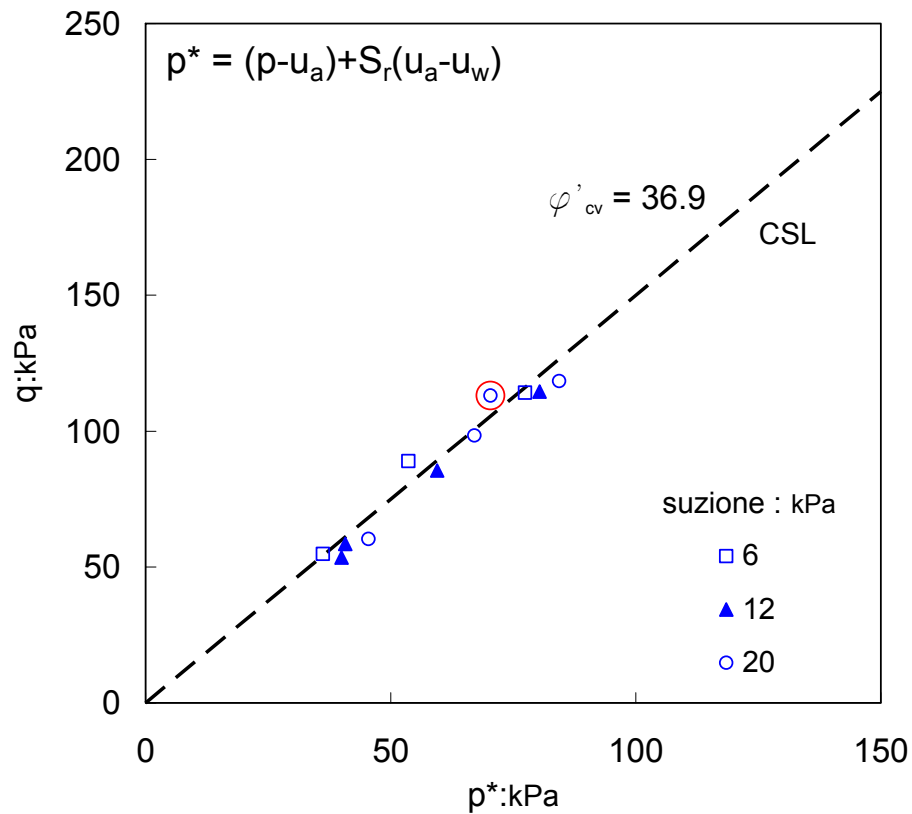


Fig. VI.37 – Rappresentazione retta di stato critico terreno 4, in termini di *average soil skeleton stress*, nel piano p^*, q e nel piano $e, \log p^*$.

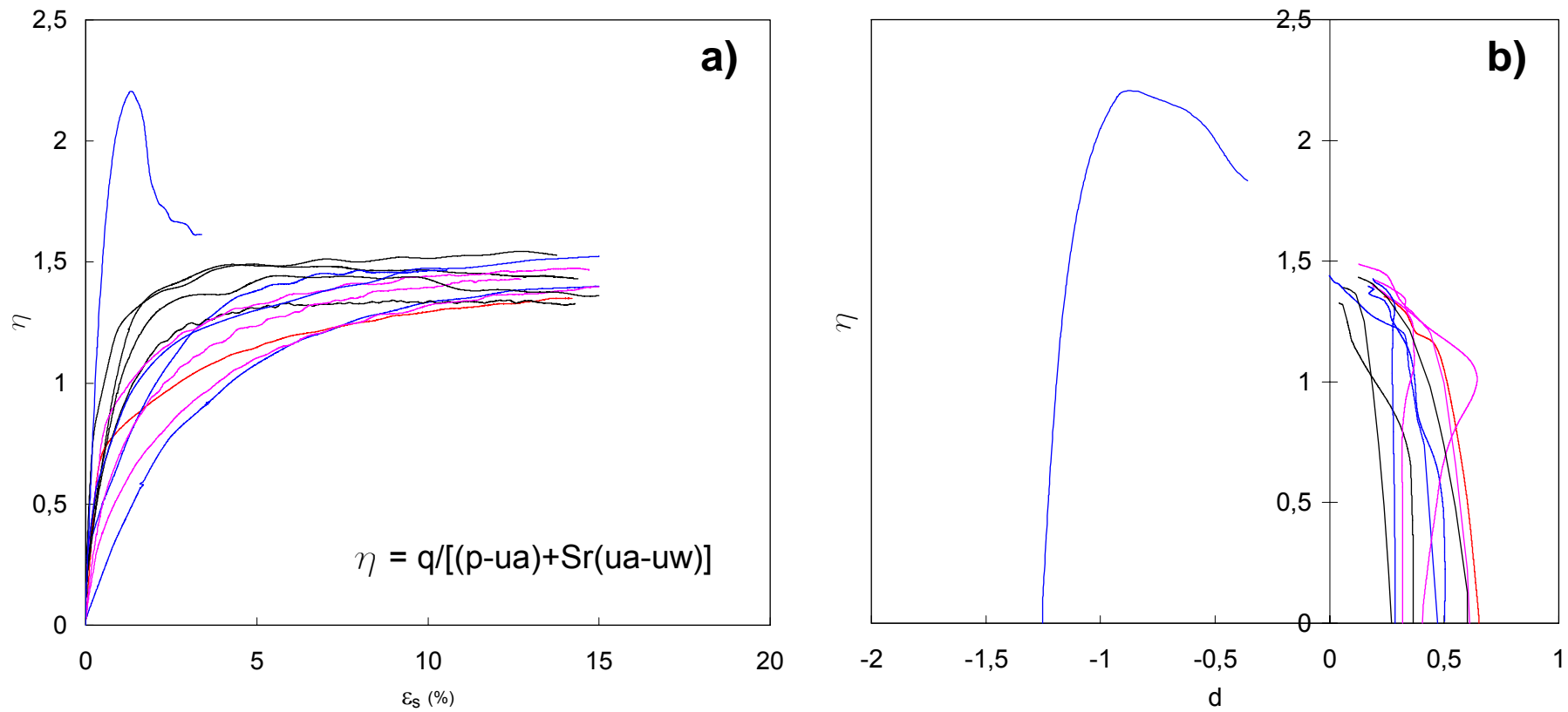


Fig. VI.38 – Rappresentazione risultati prove triassiali non sature terreno 4, in termini di *average soil skeleton stress*, nel piano $\epsilon_s, q/p^*$ e nel piano $d, q/p^*$.

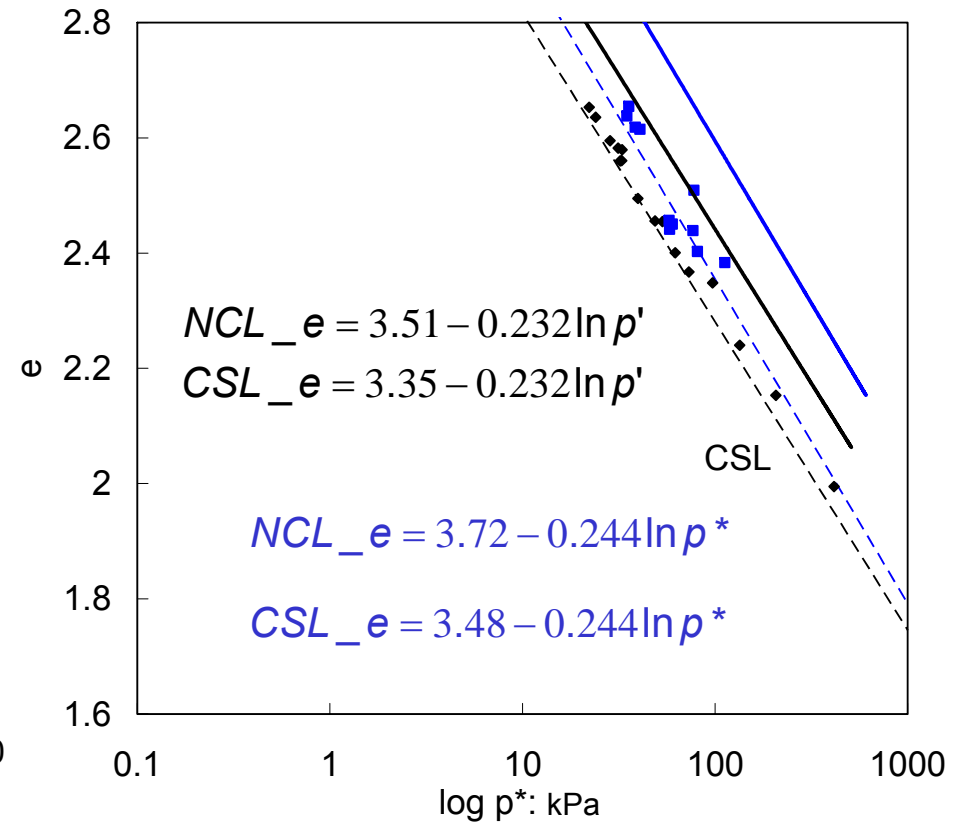
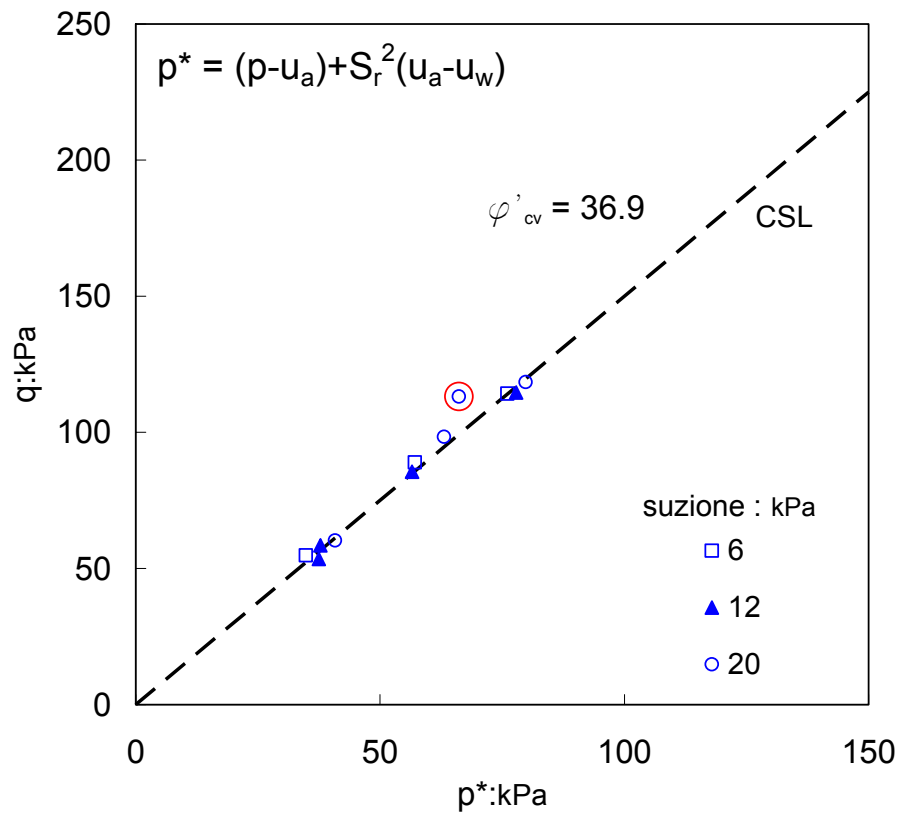


Fig. VI.39 – Rappresentazione retta di stato critico terreno 4, in termini di *average soil skeleton stress modificato*, nel piano p*,q e nel piano e, log p*.

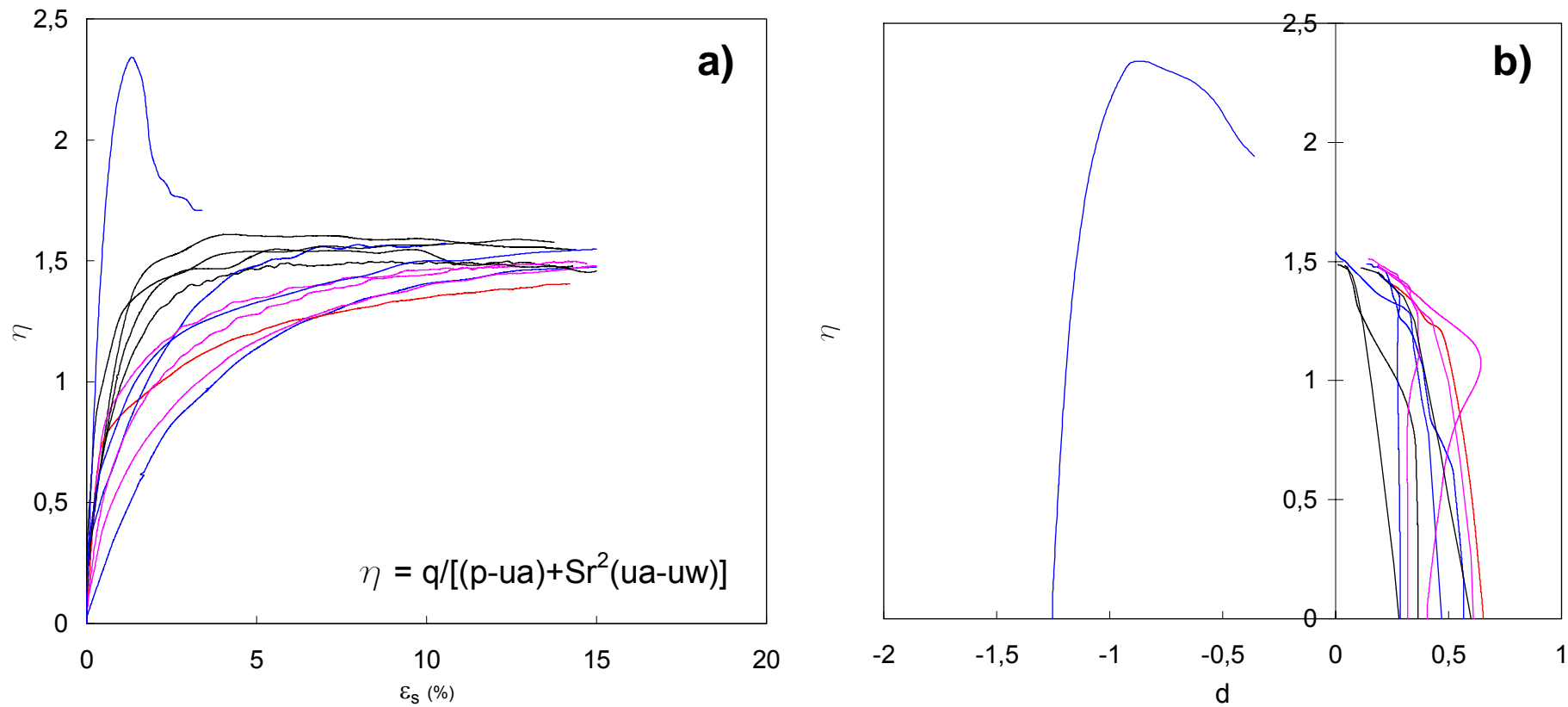


Fig. VI.40 – Rappresentazione risultati prove triassiali non sature terreno 4, in termini di *average soil skeleton stress modificato*, nel piano ε_s , q/p^* e nel piano d , q/p^* .

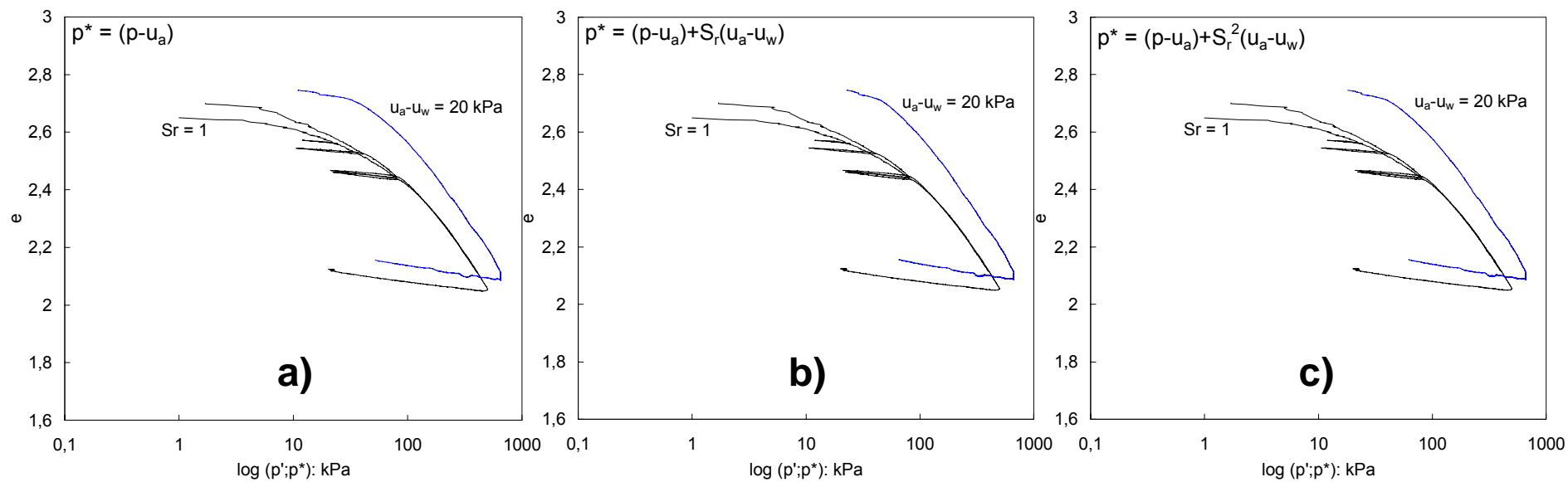


Fig. VI.41 – Risultati prove di consolidazione isotropa su terreno 4, in termini di: *tensioni nette*; *average soil skeleton stress*; *average soil skeleton stress modificato*, nel piano e , $\log p^*$.

VI.5.1 Prove di taglio a suzione controllata

Le prove di taglio non sature su provini naturali del terreno 4 sono state eseguite con un'apparecchiatura di taglio diretto a suzione controllata (Evangelista et al., 2004). Poiché tale apparecchiatura era stata sviluppata di recente è stato previsto un programma iniziale di prove, primo gruppo, attraverso le quali è stata verificata la corretta funzionalità dell'apparecchiatura per poi programmare un adeguato piano di indagine, secondo gruppo, attraverso il quale è stata indagata la resistenza del materiale in oggetto in un campo tensionale variabile da 3kPa a 250kPa con valori di suzione che sono stati assunti sempre pari a 6kPa, 12kPa e 20kPa. In tal modo è stato possibile valutare la linearità dell'involuppo di resistenza in un campo di tensioni molto ampio. Ogni prova del primo gruppo è stata caratterizzata da: una fase di misura della suzione con la tecnica della traslazione; una fase di consolidazione a contenuto d'acqua costante; una fase di rottura a contenuto d'acqua costante. Per il secondo gruppo invece è stata prevista anche una fase di equalizzazione ad un assegnato valore di suzione e successivamente una fase di consolidazione e rottura a suzione costante.

Dall'analisi dei risultati ottenuti dalle prove eseguite a contenuto d'acqua costante sul primo gruppo di provini figura VI.42 è stato riscontrata una notevole influenza del livello tensionale sul comportamento del materiale a bassi livelli tensionali. Infatti, in corrispondenza di tensioni verticali pari a 3 kPa e 12 kPa il materiale ha mostrato un comportamento dilatante per poi diventare contraente a tensioni più alte. In particolare, nella prova a tensione verticale 3 kPa è stato possibile individuare un picco di resistenza con una successiva riduzione mentre nella prova a tensione verticale pari a 12 kPa, per il livello di deformazione raggiunto, probabilmente è stato raggiunto il picco di resistenza ma non la relativa riduzione. Dalle prove

condotte allo stesso livello tensionale, pari a 36 kPa, è stato invece possibile notare l'effetto esplicito dalla suzione sulla resistenza, la quale, in ogni caso, per tutte le prove eseguite ha assunto valori compresi tra un minimo di 3,14 kPa ed un massimo di 6,41 kPa, ad eccezione di una prova a tensione verticale di 36 kPa per la quale è stata registrata una leggera sovrappressione. Infine, dall'analisi delle deformazioni verticali si è riscontrato che il livello di deformazione raggiunto non è stato sempre sufficiente all'attingimento della condizione di stato critico, come già osservato dalle prove triassiali.

Pertanto, alla luce dei risultati ottenuti da questo primo gruppo di prove è stato studiato un piano sperimentale, secondo gruppo, attraverso il quale è stato indagato sia l'effetto della suzione a parità di livello tensionale sia l'effetto della tensione verticale a parità di suzione. I risultati ottenuti sono stati riportati in figura VI.43 e figura VI.44.

In particolare, dall'analisi delle prove eseguite allo stesso valore di suzione, posto pari a 6 kPa, ma a diversa tensione verticale netta, variabile tra 3 ÷ 250 kPa (fig. VI.43), è stato nuovamente confermato quanto detto in precedenza e cioè che il materiale passa da dilatante, per $\sigma_v - u_a < 12kPa$, a contraente, per $\sigma_v - u_a > 18kPa$, con valori di resistenza che crescono al crescere del livello tensionale applicato. Inoltre, l'analisi delle deformazioni verticali ha evidenziato il mancato raggiungimento, in alcuni casi, della condizione di stato critico. I risultati ottenuti a parità di tensione verticale netta (fig. VI.44), posta pari a 36 kPa, ma a diversa suzione, variabile tra 0 ÷ 20 kPa, hanno invece evidenziato che la suzione esplica un notevole effetto sulla resistenza del materiale come è stato possibile notare dal confronto con i risultati ottenuti su una prova sommersa. Anche in tal caso però non è stato possibile individuare una dipendenza lineare della resistenza dalla suzione come già riscontrato nelle prove triassiali.

Pertanto, anche dalle prove di taglio è stato confermato, quanto già più volte detto, che la suzione come ulteriore variabile da sola non è sufficiente a descrivere il comportamento meccanico dei terreni non saturi. Di conseguenza, i risultati sono stati rielaborati considerando le due ipotesi fatte sui modelli per i terreni non saturi visti in precedenza e cioè tenendo debitamente conto dell'effetto del grado di saturazione.

Sempre nella figura VI.44 è stato inoltre riportato il risultato di una prova eseguita su un provino sovra consolidato in laboratorio fino ad una tensione verticale netta di 150 kPa e successivamente scaricato ad una tensione verticale netta di 36 kPa. Il tutto è stato eseguito mantenendo la suzione costante pari a 20 kPa. Dal confronto dei risultati di tale prova con la corrispettiva eseguita su terreno normal consolidato si è osservato che il provino sovra consolidato ha mostrato un comportamento fragile con la presenza di un picco e una successiva riduzione di resistenza fino al valore ultimo misurato dalla corrispondente prova su provino normal consolidato. In realtà tale coincidenza è stata riscontrata perchè a rottura i due provini, anche se uno normal consolidato ed uno sovra consolidato, avevano lo stesso grado di saturazione e quindi erano soggetti allo stesso stato tensionale "efficace".

La rappresentazione di tutti i risultati ottenuti dalle rielaborazioni è stata fatta direttamente considerando il piano (σ^*, τ) dove per la tensione verticale è stato assunto rispettivamente il valore:

- per le tensioni nette

$$\sigma^* = (\sigma_v - u_a)$$

- per le tensioni alla Bishop nell'ipotesi di *average soil skeleton stress*

$$\sigma^* = (\sigma_v - u_a) + S_r \cdot (u_a - u_w)$$

- per le tensioni alla Bishop nell'ipotesi di *modified average soil skeleton stress*

$$\sigma^* = (\sigma_v - u_a) + S_r^2 \cdot (u_a - u_w)$$

In termini di tensioni verticali nette, (fig. VI.45), è stato possibile notare l'effetto esplicato dalla suzione sulla resistenza in quanto i dati tendono a disporsi tutti al di sopra della retta di stato critico ottenuta per il terreno saturo. Inoltre, come già detto, non è stata ben identificabile la dipendenza della resistenza dalla suzione. Notevoli miglioramenti si sono avuti invece quando è stata considerata la tensione verticale alla Bishop in termini di *average soil skeleton stress* (fig. VI.46) in quanto tutti i dati si sono allineati con la retta di stato critico. Miglioramenti che sono risultati ancora più evidenti nell'ipotesi di tensioni alla Bishop in termini di *average soil skeleton stress modificato* (fig. VI.47).

In definitiva, anche dalle prove di taglio è emersa la necessità di considerare l'accoppiamento idraulico-meccanico per lo studio dei terreni non saturi ed il modo migliore per farlo è quello di considerare nella scelta delle variabili tensionali anche l'effetto del grado di saturazione. Infatti in tal modo si tiene debitamente conto anche dell'isteresi idraulica.

Tra i due modelli proposti quello in termini di *average soil skeleton stress* fornisce degli ottimi risultati, rispetto all'analisi in termini di tensione netta e suzione, che migliorano, se pur di poco, quando si considera il *average soil skeleton stress modificato*.

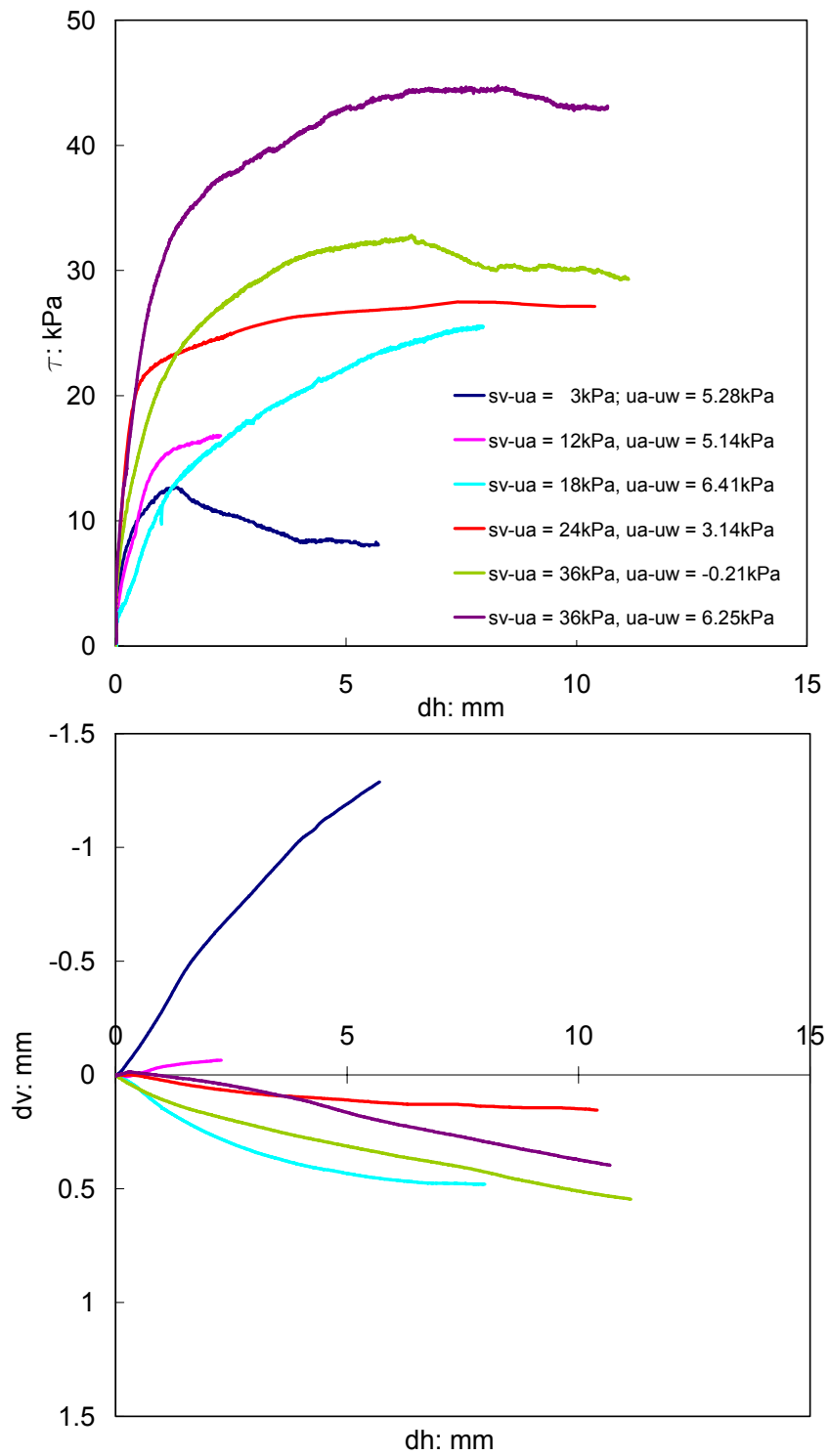


Fig. VI.42 – Risultati prove di taglio non sature terreno 4, primo gruppo.

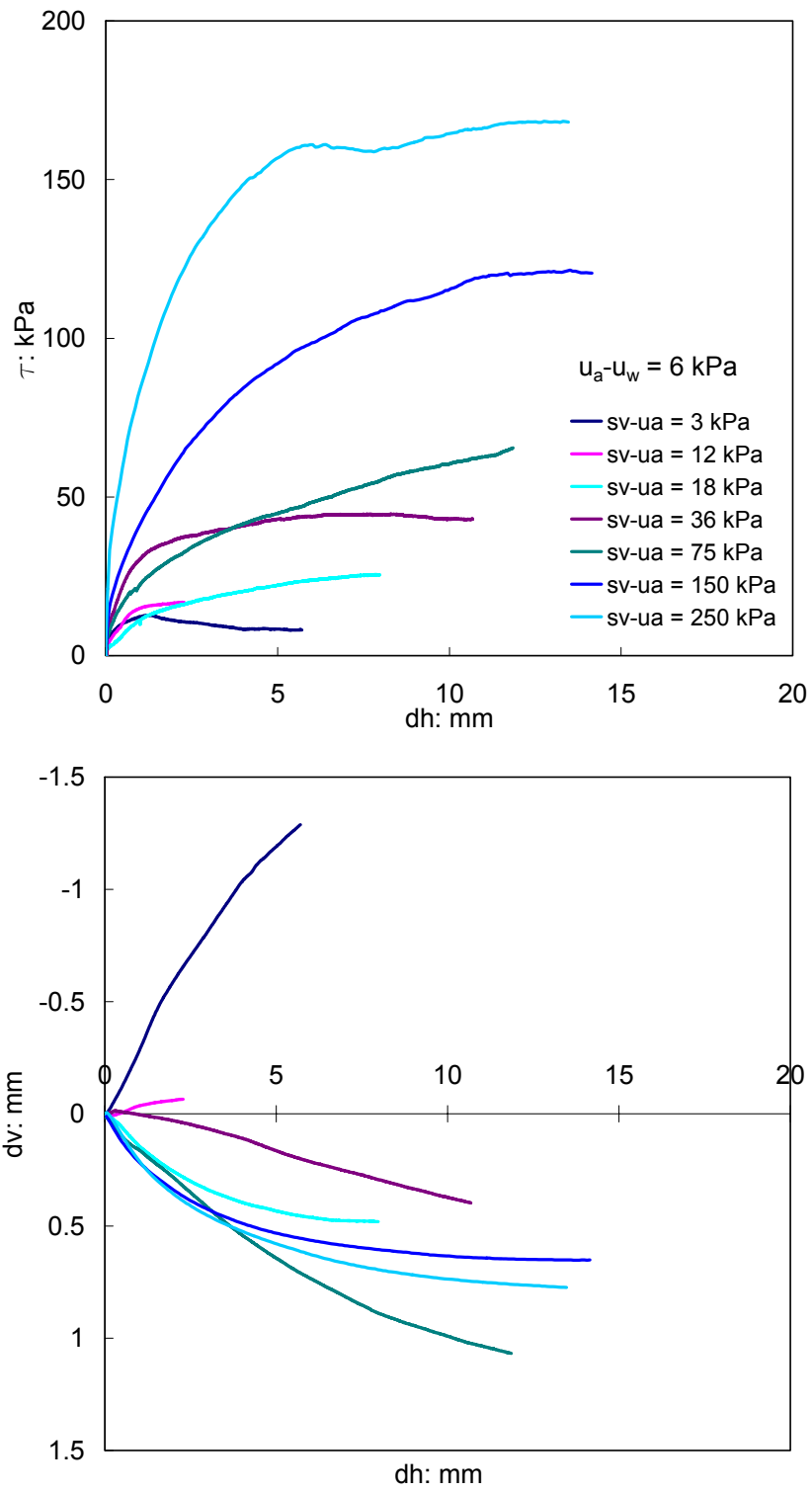


Fig. VI.43 – Prove di taglio non sature a suzione costante terreno 4.

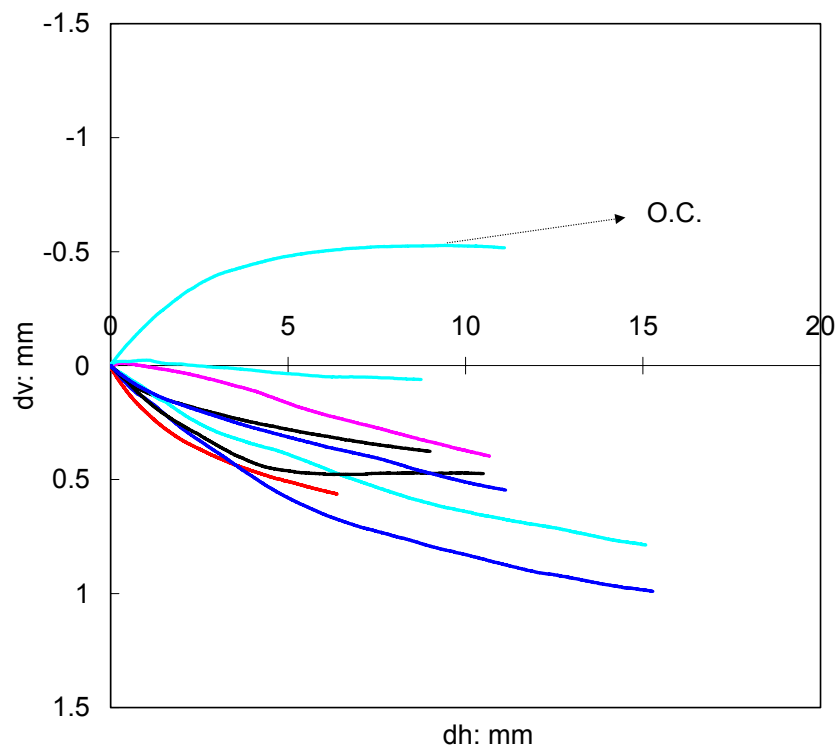
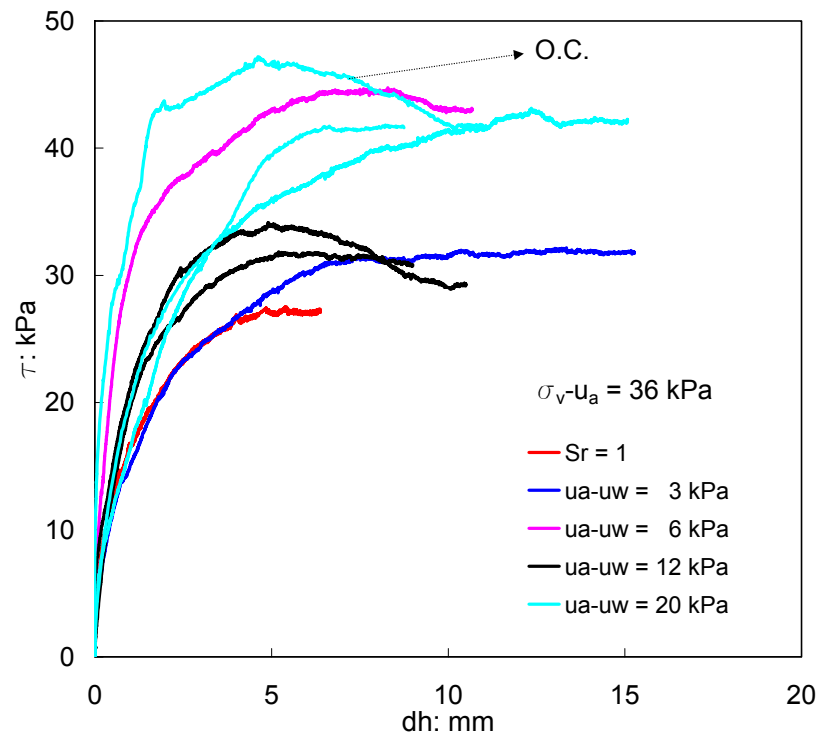


Fig. VI.44 – Prove di taglio non sature a tensione verticale netta costante terreno 4.

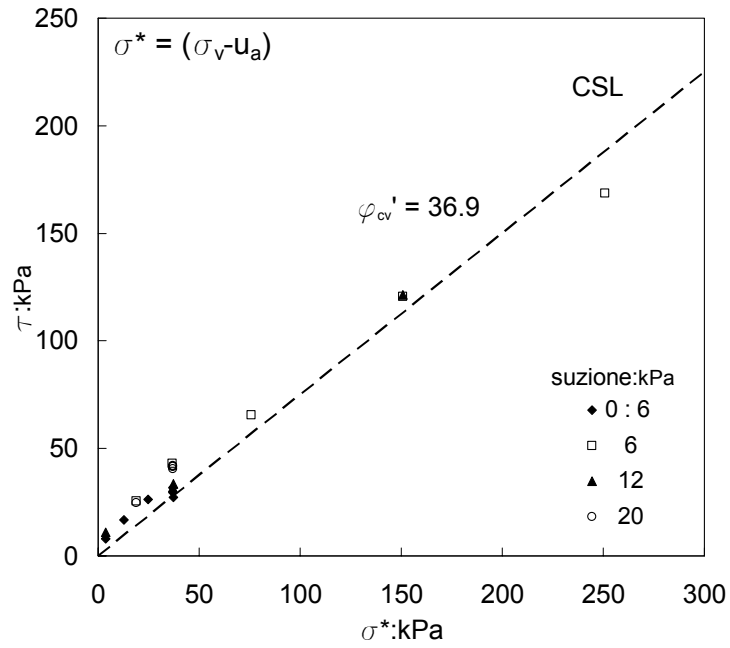


Fig. VI.45 – Prove di taglio non sature in termini di *tensioni nette*.

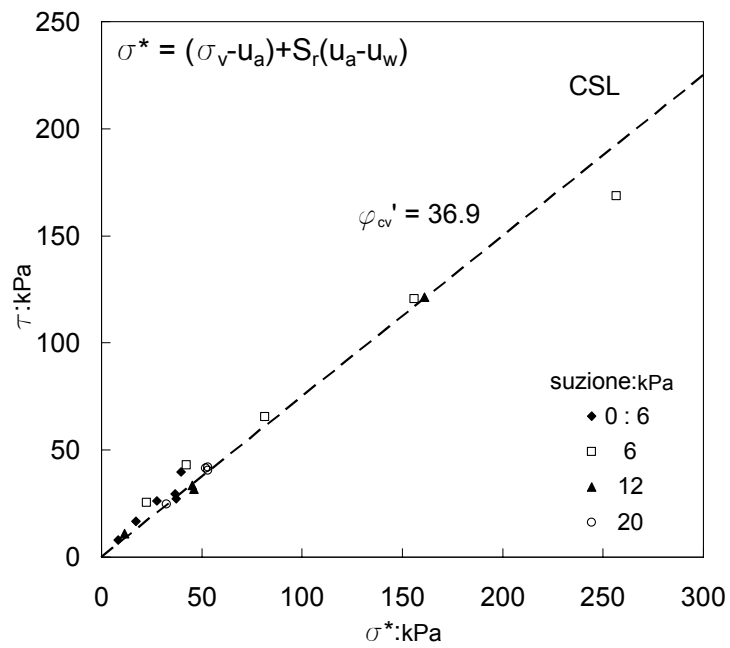


Fig. VI.46 – Prove di taglio non sature in termini di *average soil skeleton stress*.

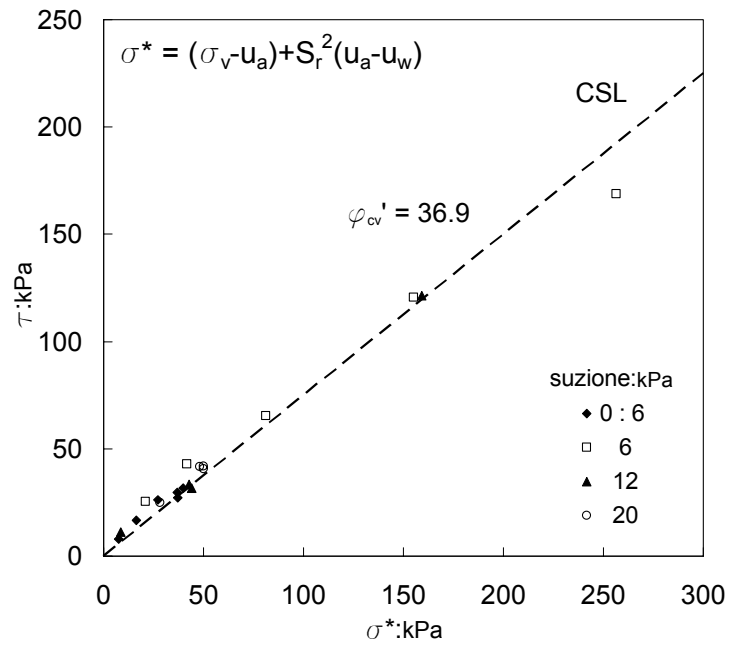


Fig. VI.47 – Prove di taglio non sature in termini di *average soil skeleton stress modificato*.

CAPITOLO VII – Conclusioni

L'insieme dei risultati esposti in questa tesi permette di trarre alcune conclusioni che sembrano di rilevante interesse per i problemi applicativi che sono all'origine di questa ricerca.

Dal punto di vista idraulico, attraverso la procedura innovativa proposta, è stato possibile caratterizzare tutti i litotipi della serie stratigrafica. Tutti i terreni hanno presentato un modesto valore della pressione di ingresso di aria, crescente con la profondità, e si sono desaturati quasi completamente già a suzioni di 100kPa. Questo ha fatto desumere che tutti i materiali studiati si comportano come terreni a grana grossa, con valori di permeabilità satura sempre molto alta ad eccezione dell'ultimo strato, di natura più argillosa. Per quest'ultimo infatti essendo la permeabilità misurata uno o due ordini di grandezza più bassa rispetto alle altre, è ragionevole ipotizzare che esso potrebbe fungere da tappo per i calcari fratturati di base, influenzando, in tal modo il regime idrico.

Pertanto, poiché questa ipotesi condizionerebbe le verifiche di stabilità, in particolare la scelta delle condizioni al contorno, sono stati di recente installati, sul campo sperimentale, sia tensiometri negli strati più profondi (terreno 6 e 7 e 8) sia piezometri al contatto con i calcari, attraverso i quali sarà possibile confermare o meno l'ipotesi fatta.

Ulteriori sviluppi sulla caratterizzazione idraulica dovrebbero quindi interessare sia la determinazione della curva di ritenzione e della funzione di permeabilità delle pomice (terreno 3 e terreno 5) e del terreno 7, nonché la valutazione dell'isteresi idraulica di tutti i terreni attraverso cicli di essiccamento ed imbibizione. Isteresi di cui si è opportunamente tenuto conto nelle prove meccaniche non sature.

Dal punto di vista meccanico, le prove eseguite in condizione di completa saturazione su tutti i litotipi hanno messo in evidenza una notevole similitudine tra i terreni più superficiali (terreno 1, 2 e 4) nonché una elevata duttilità comune invece a tutti. Ne consegue che, per la determinazione della condizione di stato critico i livelli di deformazione necessari sono risultati sempre elevati e difficilmente raggiungibili.

Le prove meccaniche eseguite in condizione di parziale saturazione solo sul terreno 4 hanno evidenziato la maggiore resistenza offerta dal terreno alla quale è però corrisposta una maggiore deformazione volumetrica dovuta in parte all'effetto dei menischi. Inoltre di fondamentale importanza è stata l'individuazione delle variabili tensionali adeguate alla descrizione del comportamento meccanico. In particolare, l'analisi in termini di tensioni nette e suzione non ha fornito informazioni chiare per la caratterizzazione di tali terreni evidenziando, di contro, la necessità di utilizzare modelli che tengono debitamente conto dell'accoppiamento idraulico-meccanico. Infatti, dall'analisi del diagramma in figura, in cui si sono riportate le condizioni iniziali dei provini dalle prove in condizioni di parziale saturazione, è risultato evidente che a parità di suzione il provino può trovarsi sia su un ramo di essiccamento sia su un ramo di imbibizione mostrando, di conseguenza, un comportamento differente. Pertanto la scelta è stata fatta considerando modelli in cui le variabili tensionali sono il risultato di una combinazione tra tensione netta, suzione e grado di saturazione. In tal modo è stato quindi tenuto conto anche dell'effetto dell'isteresi idraulica.

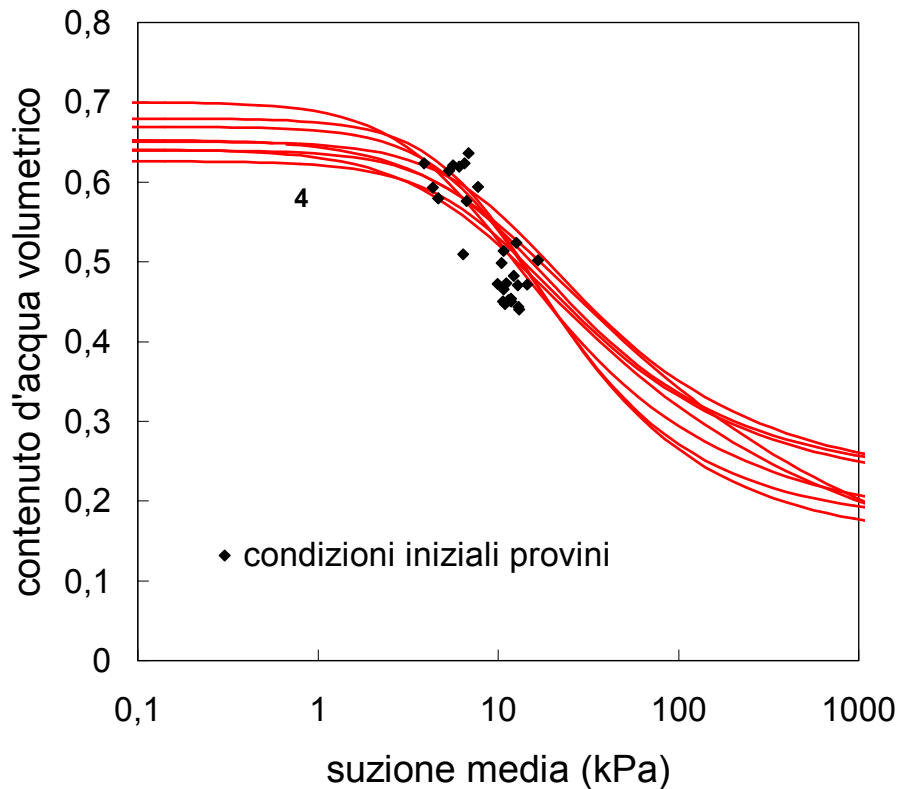


Fig. 1 – Curva di ritenzione terreno 4, ottenute in fase di drying, con condizioni iniziali dei provini misurate nelle prove non sature

Alla luce di quanto appena detto sul comportamento meccanico dei terreni analizzati, si ritiene opportuno fare alcune ipotesi sui possibili fattori che possono contribuire all'innesco dei fenomeni di colata rapida. In particolare, in un problema di stabilità dei pendii è stato visto che gli strati più superficiali (terreno 1 e 2), in seguito ad eventi meteorici tendono a saturarsi e quindi a ridurre la loro resistenza aumentando di contro la loro duttilità. Tale riduzione può comportare piccoli movimenti del corpo di frana il quale può generare un carico aggiuntivo sul terreno sottostante (terreno 4) ancora in condizione di parziale saturazione. Tale terreno a sua volta, avendo un comportamento meno duttile, a parità di deformazione

raggiunge più velocemente la condizione critica e potrebbe innesca, di conseguenza, la rottura del pendio.

La scelta quindi di eseguire prove non sature solo sul terreno 4 è stata avvalorata da tutta una serie di motivi che si sono evidenziati anche nel capitolo precedente. Tra essi si vuole inoltre di seguito richiamare l'attenzione sull'ubicazione di tale terreno nella serie stratigrafica. Infatti, esso risulta confinato tra due banchi di pomice, quello di Avellino superiormente e quello di Ottaviano inferiormente. Tale ubicazione condiziona molto l'effetto benefico spiegato dalle radici le quali sono in grado di fornire un notevole contributo alla stabilizzazione dei terreni più superficiali (terreno 1 e 2) ma non riescono a fornire alcun contributo al terreno 4 proprio per la presenza delle pomice che ne ostacolano la diffusione rendendole di fatto inefficaci (Belfiore, 2006). Pertanto, anche se caratterizzato da una resistenza stazionaria in condizioni sature uguale a quella dei terreni più superficiali esso risulta in pratica lo strato più "debole".

In definitiva, attraverso tale tesi si è notevolmente approfondita la conoscenza del comportamento idraulico e meccanico dei terreni piroclastici in esame che potrà essere utilizzato nello studio dei fenomeni di colata rapida colmando delle lacune esistenti sul comportamento delle coltri piroclastiche.

Bibliografia

Aversa S., Nicotera M.V., 2002. A triaxial and oedometer apparatus for testing unsaturated soils. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, 25(1):3-15.

Bilotta E., Cascini L., Foresta V., Sorbino G., 2005. Geotechnical characterisation of pyroclastic soils involved in huge flowslides. *Geotechnical and geological engineering*, Springer eds, 23: 365-402.

Boa C.G., Gong B., Zhan L., 1998. Properties of unsaturated soils and slope stability of expansive soil. Keynote Lecture. UNSAT 98, 2nd International Conference on Unsaturated Soils, Beijing.

Budetta P., Calcaterra D., Corniello A., de Riso R., Ducci D., Santo A., 1993. *Appunti di geologia dell'appennino meridionale*. Istituto di Geologia Applicata Università di Napoli. Pubblicazione n. 332.

Calcaterra D., de Riso R., Evangelista A., Nicotera M.V., Santo A., Scotto di Santolo A., 2003. Slope instabilities in the pyroclastic deposits of the Phlegraean district and the carbonate Apennine (Campania, Italy). *International Workshop on Occurrence and Mechanisms of Flows in Natural Slopes and Earthfills Iw-Flows 2003*, Sorrento, 14-16 Maggio 2003.

Caruso M., Tarantino A., 2004. A shearbox for testing unsaturated soils at medium to high degrees of saturation. *Geotechnique* 54, N. 4, 281-284.

Ciollaro, G., and N. Romano.1995. Spatial variability of the soil hydraulic properties of a volcanic soil. *Geoderma* 65:263-282

Cui Y.J., Y.F. Lu, P. Delage, and M. Riffard. 2005. Field simulation on in situ water content and temperature change due to ground-atmospheric interactions. *Geotechnique* 55, n. 7, 557-567

Damiano E., 2004. Meccanismi di innesco di colate di fango in terreni piroclastici. Tesi di Dottorato, Seconda Università di Napoli

de Riso R., Budetta P., Calcaterra D., Santo A., 1999. Le colate rapide in terreni piroclastici del territorio campano. Atti della conferenza Previsione e Prevenzione di Movimenti Franosi Rapidi, Trento, pp. 133-150

De Vita P., Celico P., 2006. Distribuzione delle coltri piroclastiche sui versanti carbonatici perivesuviani e suscettibilità a franare. *Giornale di Geologia Applicata* 3, 145-151.

Di Crescenzo G., Rotella M., Santo A., 2007. Il contributo della geologia per lo studio dei meccanismi di innesco di colate rapide di fango al campo sperimentale di Monteforte Irpino (AV). *Piattaforme Evolute di Telecomunicazioni e di Information Technology per l'Offerta di Servizi al settore Ambiente Petit-Osa*. Aracne edizione.

Di Crescenzo G., Santo A., 2005. Debris slides-rapid earth flows in the carbonate massifs of the Campania Region (Southern Italy): morphological and morphometric data for evaluating triggering susceptibility. *Proc. Intern. Conf. on Relationships between man and the mountain environment in terms of geomorphological hazards and human impact in europe*, Dornbirn (Austria), 14 luglio 2002. In press on *Geomorphology*.

Durner, W., E.B. Schultze and T. Zurmuhl. 1999. State-of-the-art i inverse modeling of inflow/outflow experiments. p. 661-681. In M.Th. van genuchten et al. (ed) *Characterization and measurement of teh hydraulic properties of unsaturated porous media*. University of California, riverside, CA.

Evangelista A., Nicotera M.V., Aversa A., 2004. Un'apparecchiatura di taglio a suzione controllata per lo studio delle condizioni di innesco dei

fenomeni franosi nelle coltri piroclastiche. Atti del XXII Convegno Nazionale di Geotecnica, Palermo, 81-88. Patron, Bologna.

Evangelista A., Nocotera M.V., Scotto di Santolo A., 2002. Caratteristiche geotecniche dei terreni piroclastici della città di Napoli. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, L'Aquila, 45-52. Patron, Bologna.

Evangelista A., Scotto di Santolo A., 2001. Mechanical behaviour of unsaturated pyroclastic soil. In M. Kuhne, H.H. Einstein, E. Krauter, H. Klapperic, R. Pottler (eds). Landslides: Causes, Impacts and Countermeasures, proc. Intern.conf., Davos: 35-44.

Fredlund D.G. 2006. Unsaturated soil Mechanics in engineering practice. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, vol 132, N. 3, 286-321.

Fredlund D.G., Xing A., Fredlund M.D., Barbour S.L., 1996. The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil water characteristic curve. Can. Geotech. J. 33, 440-448.

Gallipoli D., Gens A., Sharma R., e Vaunat J., 2003b. An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. Geotechnique 53, N. 1, 123-136.

Gallipoli D., Wheeler S.J., e Karstunen M., 2003a. Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. Geotechnique 53, N. 1, 105-112.

Hopmans, J.W., J. Simunek, N. Romano, and W. Durner. 2002. Inverse methods. p. 63-1008. In J.J. Dane and G.C. Topp (ed.) Methods of soil analysis. Part. 4 SSSA Bok Ser. 5. SSSA, Madison, WI

Jommi C., 2000. Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils. In Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated

soils (eds. A. Tarantino and C. Mancuso), pp. 139-153. Rotterdam: A.A. Balkema.

Kelleners, T. J., R.W.O. Soppe, J.E. Ayars, J. Simunek, and T.H. Skaggs. 2005. Inverse analysis of upward water flow in a groundwater table lysimeter. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 4:558-572

Lampitiello S., 2004. Resistenza non drenata e suscettibilità alla liquefazione di ceneri vulcaniche della Regione Campania. Tesi di Dottorato, Seconda Università di Napoli.

Li X.S., 2003. Effective stress in unsaturated soil: a microstructural analysis. *Geotechnique* 53, N. 2, 273-277.

Nicotera M.V., 1998. Effetti del grado di saturazione sul comportamento meccanico di una pozzolana del napoletano. Tesi di Dottorato, Università di Napoli Federico II.

Nicotera M.V., Aversa S., 1999. Un laboratorio per la caratterizzazione fisico-meccanica di terreni piroclastici non saturi. Atti del XX Convegno Nazionale di Geotecnica, Parma, 201-212. Patron, Bologna.

Nicotera M.V., Papa R., 2007. Comportamento idraulico e meccanico della serie piroclastica di Monteforte Irpino (AV). Piattaforme Evolute di Telecomunicazioni e di Information Technology per l'Offerta di Servizi al settore Ambiente Petit-Osa. Aracne edizione.

Oberg A., Sallfors G., 1997. Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve, *geotechnical Testing Journal*, GTJODJ,20(1): 40-48.

Olivares L., Picarelli L., Andreozzi L., Avorio B., Damiano E., Lampitiello S., 2002. Scenari di pericolosità di frana in terreni sciolti di natura piroclastica. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, L'Aquila, 173-181. Patron, Bologna.

Orsi G., de Vita S., Di Vito M., 1996. The restless, resurgent Campi Flegrei nested caldera (Italy): constraints on its evolution and configuration. *J. Volcanol. Geotherm. Res.*, 74: 179-214.

Picarelli L., Evangelista A., Rolandi G., Paone A., Nicotera M.V., Olivares L., Scotto di Santolo A., Lampitiello S., Rolandi M., 2007. Mechanical properties of pyroclastic soils in Campania Region. *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*. Tan, Phiin, Hight e Leroueil eds.

Rassam D.W., Williams D.J., 1999. A relationship describing the shear strength of unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 36, 363-368.

Rolandi G., Petrosio P., McGeehin J., 1998. The interplinian activity at Somma Vesuvius in the last 3500 years. *J. Volvanol. Geotherm. Res.*, 82: 19-52.

Rolandi G., Bellucci F., Heizler M.T., Belkin H.E., De Vivo B., 2003. Tectonic controls on the genesis of ignimbrites from the Campania volcanic zone, southern Italy. *Mineralogy and petrology*, 79: 3-31.

Romano N., and A. Santini. 1999. Determining soil hydraulic functions from evaporation experiments by a parameter estimation approach: Experimental verifications and numerical studies. *Water resour. Res.* 35:3343-3359

Romero E., Vaunat J., 2000. Retention curves in deformable clays. In *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils* (eds. A. Tarantino and C. Mancuso), pp. 91-106. Rotterdam: A.A. Balkema.

Rosi M., Sbrana A., 1987. *The Phlegrean fields*. CNR, quaderni di La ricerca scientifica.

Schaap, M.G., and M.Th. van Genuchten. 2006. A modified Mualem-van Genuchten formulation for improved description of the hydraulic conductivity near saturation. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 5:27-34.

Schaarp, M.G., and F.J. Leij. 2000. Improved prediction of unsaturated hydraulic conductivity with the Mualem-van Genuchten model. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 64:843-851

Simunek, J., N.J. Jarvis, M.Th. van Genuchten, and A. Gardenas. 2003. Review and comparison of models for describing non-equilibrium and preferential flow and transport in the vadose zone. *J. Hydrol. (Amsterdam)* 272(1-4):14-35

Simunek, J., O. Wendroth and M.Th. van Genuchten. 1999c. Estimating soil hydraulic properties from laboratory evaporation experiments by parameter estimation. p. 713-724. In M.Th. van Genuchten et al. (ed) *Characterization and measurement of the hydraulic properties of unsaturated porous media*. University of California, Riverside, CA.

Simunek, J., O. Wendroth, and M.Th. van Genuchten. 1998. Parameter estimation analysis of the evaporation method for determining soil hydraulic properties. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 62: 894-905.

Simunek, J., Sejna, M., van Genuchten, M. Th. 1998. The HYDRUS-1D software package for simulating the one-dimensional movement of water, heat, and multiple solutes in variably saturated media. Version 2.0 IGWMC-TPS-70, International ground water modeling center, Colorado school of mines, Golden, Colorado, p.202

Tarantino A., 2007. A possible critical state framework for unsaturated compacted soils. *Geotechnique* 57, N. 4, 385-389.

Tarantino A., Tombolato S., 2005. Coupling of hydraulic and mechanical behaviour in unsaturated compacted clay. *Geotechnique* 55, N. 4, 307-317.

Toker, N.K., J.T. Germaine, K.J. Sjoblom and P.J. Culligan. 2004. A new technique for rapid measurement of continuous soil moisture characteristic curves. *Geotechnique* 54, n. 3, 179-186.

Toll D.G., 1990. A framework for unsaturated soil behaviour. *Geotechnique* 40, N. 1, 31-44.

Toll D.G., Ong B.H., 2003. Critical-state parameters for an unsaturated residual sandy clay. *Geotechnique* 53, N. 1, 93-103.

van Genuchten, M.Th. 1980. A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 44:892-898

Vanapalli S.K., Fredlund D.E., Pufahl D.E. e Clintof A.W., 1996. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Can. Geotech. J.* 33, 379-392.

Vanapalli S.K., Fredlund D.G., 2000. Comparison of different procedures to predict unsaturated soil shear strength. *Proc. GeoDenver Conf., ASCE Reston, Va.*, 195-209.

Vanapalli S.K., Fredlund D.G., Pufahl D.E., 1999. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. *Geotechnique* 49, N. 2, 143-159.

Vaunat J., Romero E., Jommi C., 2000. An elastoplastic hydro-mechanical model for unsaturated soils. In *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils* (eds. A. Tarantino and C. Mancuso), pp. 121-138. Rotterdam: A.A. Balkema.

Vogel,t., M.Th. van Genuchten, and M. Cislerova.2000. Effect of the shape of the soil hydraulic functions near saturation on variably-saturated flow predictions. *Adv. Water resour.* 24(2): 133-144

Wendroth, O., W. Ehlers, J. W. Hopmans, H. Kage, J. Halbertsma, and J.H.M. Wosten. 1993. Reevaluation of the evaporation method for determining hydraulic functions in unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 57:1436-1443.

Wheeler S.J., Karube D., 1996. State of the art report. Constitutive modelling. Proc. I Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 3:1323-1356.

Wheeler S.J., Sharma R.S., Buisson M.S.R., 2003. Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. *Geotechnique* 53, N. 1, 41-54.

Wheeler S.J., Sivakumar V., 1995. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. *Geotechnique* 45, N. 1, 35-53.

Wheeler S.J., Sivakumar V., 2000. Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part. 2: Shearing and constitutive modelling. *Geotechnique* 50, N. 4, 369-376.

Wilson, G.W., D.G. Fredlund and S.L. Barbour. 1994. Coupled soil-atmosphere modelling for soil evaporation. *Can. Geotech. J.* 31, n. 1, 151-161

APPENDICE A - Apparecchiature di laboratorio e Procedure sperimentali

A.1 Introduzione

L'indagine sperimentale svolta durante il periodo di dottorato è stata effettuata presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica (D.I.G.) dell'Università degli Studi di Napoli Federico II (D.I.G.) con l'ausilio di numerose apparecchiature³.

Sono state eseguite sia prove meccaniche sia idrauliche in condizione di completa e parziale saturazione su provini naturali ricavati da campioni indisturbati prelevati nel corso delle diverse indagini in sito.

Visto l'elevato numero di apparecchiature utilizzate (tabella 1), nella descrizione delle macchine e delle relative procedure attuate, si preferisce separare le prove meccaniche dalle prove idrauliche.

³ La maggior parte delle attrezzature utilizzate fanno parte del laboratorio sui terreni non saturi realizzato presso il D.I.G. grazie al finanziamento del C.U.G.RI. ed al lavoro di ricerca svolto dal gruppo di lavoro del Prof. Evangelista

obiettivo della sperimentazione	apparecchiatura utilizzata	tipo di prova eseguita
caratterizzazione idraulica	banchetto di saturazione	misura permeabilità satura
	ku-pF apparatus	prova di evaporazione
	piastra di Richards	prova di essiccamento
caratterizzazione meccanica (condizioni sature)	cella triassiale a stress-path controllato	compressione triassiale
		compressione isotropa
	taglio tradizionale	misura della resistenza di picco e residua
	taglio anulare	misura della resistenza residua
	edometro tradizionale	compressione edometrica
caratterizzazione meccanica (condizioni nonsature)	cella triassiale a stress-path e suzione controllati	compressione triassiale
		compressione isotropa
	taglio non saturo	misura della resistenza di picco e residua

Tab. A.1 – Elenco attrezzature utilizzate in funzione del tipo di prova eseguita.

A.2 Apparecchiature e Procedure utilizzate per la caratterizzazione idraulica

A.2.1 Introduzione

Le caratteristiche idrauliche di ciascun litotipo sono state determinate impiegando una procedura sperimentale innovativa messa a punto nell'ambito della tesi. Questa procedura è stata concepita allo scopo di determinare in tempi ridotti la curva di ritenzione e la funzione di permeabilità dei materiali indagati in campi di suzione ritenuti significativi per i problemi applicativi.

Essa consiste nel sottoporre un unico provino indisturbato inizialmente non saturo ad una serie di prove consistenti in: determinazione della permeabilità satura in regime stazionario previa saturazione del provino mediante circolazione idraulica; essiccamento per evaporazione forzata a velocità costante fino a raggiungere valori della suzione di 80-90 kPa; essiccamento con la tecnica della traslazione degli assi in *pressure plate* fino a raggiungere una suzione di 1 MPa.

A.2.2 Banchetto di saturazione

Per la determinazione della permeabilità in condizioni di completa saturazione in regime stazionario è stata impiegata un'apparecchiatura progettata e realizzata presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica di Napoli (fig. A.1).

L'apparecchiatura è costituita da un circuito chiuso che comprende diverse componenti: due burette di plexiglas, ognuna formata da due cilindri trasparenti concentrici, di differente diametro; un sistema di appoggio per le fustelle contenenti i provini; un compressore ed un manometro per la lettura dei valori di pressione applicati. I provini vengono posti nella cella di prova applicando superiormente e inferiormente ad essi due piastre porose di permeabilità satura nota (ricavata mediante l'apparecchiatura stessa) e

interponendo tra piastre e terreno della carta da filtro. I vari elementi del circuito sono tra di loro collegati mediante tubicini di plastica differenziati nel colore per distinguere gli ingressi e le uscite di ogni elemento.



Fig. A.1 – Banchetto di saturazione: particolare della cella in PVC in cui si colloca il provino.

All'interno del sistema ci sono due liquidi a differente densità, acqua e kerosene (avente densità volumetrica pari all'80% circa di quella dell'acqua). La presenza del kerosene è necessaria per poter valutare visivamente il movimento dell'acqua e quindi per poter misurare la portata defluente nel sistema. Le due burette sono infatti graduate per consentire la lettura visiva dei volumi di fluido transitanti. Una volta applicata una certa differenza di pressione tra le due estremità del circuito, per effetto di questa si instaura un flusso dalla buretta a carico maggiore (buretta di monte) verso quella a carico minore (buretta di valle) fig. A.2.

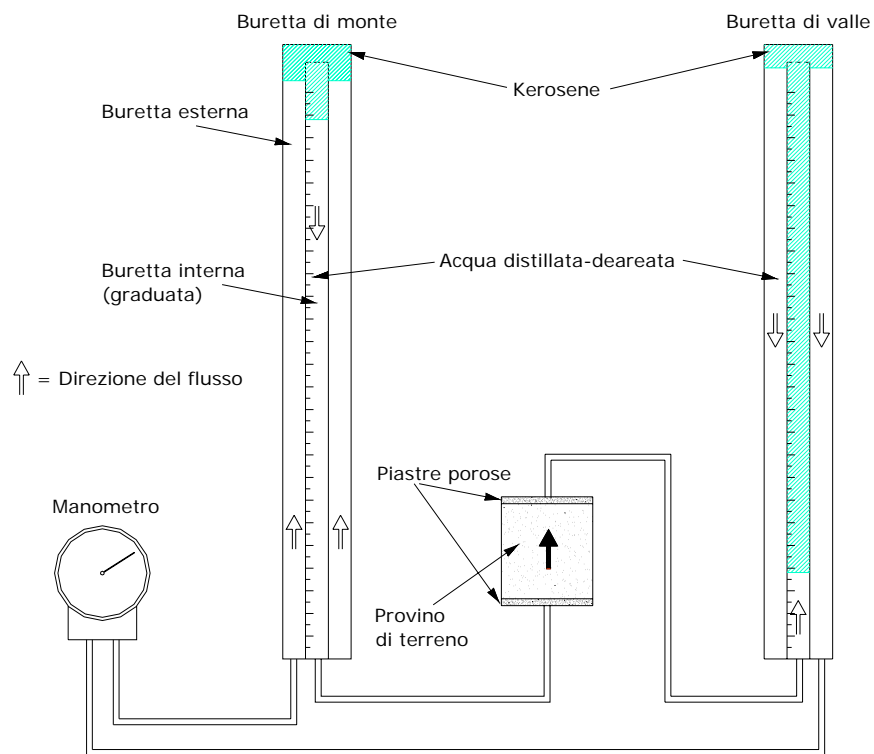
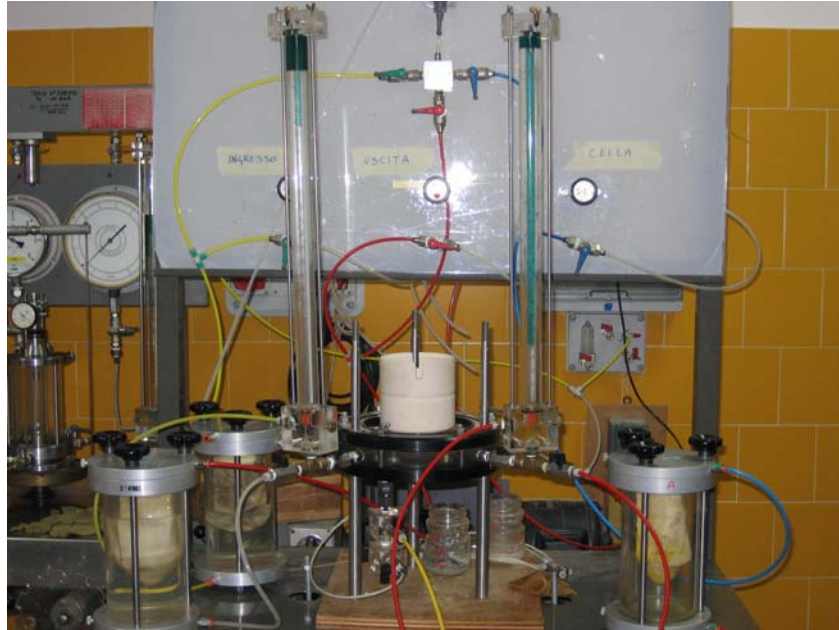


Fig. A.2 – Foto banchetto di saturazione con schema di funzionamento

In tale condizione il kerosene presente nella buretta di monte fluisce verso il basso attraverso il cilindro interno e, con la stessa portata, quello della buretta di valle fluisce verso l'alto attraverso il cilindro interno. In tal modo, attraverso il provino di terreno si instaura un flusso di acqua verso l'alto. Questo, se si ripete la prova per diversi cicli comporta la saturazione del provino e, raggiunta tale condizione, consente di ricavare la permeabilità satura del terreno mediante le letture delle portate defluenti nelle burette. Ciò è possibile in quanto, per la legge di continuità, nel campione fluisce esattamente la stessa portata che transita all'interno delle burette.

Come anticipato in precedenza, le misure di portata effettuate alle due burette consentono di ricavare la permeabilità satura k_s attraverso l'applicazione della legge di Darcy.

Le prove sono state effettuate sia considerando l'influenza della presenza di due liquidi a diversa densità (curve in nero), sia trascurandola (curve in rosso)(fig. A.3). Dall'analisi dei risultati si è, però, osservato una trascurabile differenza tra le due procedure adottate (Tab. A.2).

È da sottolineare che le prove di permeabilità sono state eseguite tutte direttamente sui campioni che successivamente sono stati sottoposti prima a prove di evaporazione con il ku-pF apparatus e poi a prove in piastra di Richards. In tal modo non si hanno effetti di misura del campione.

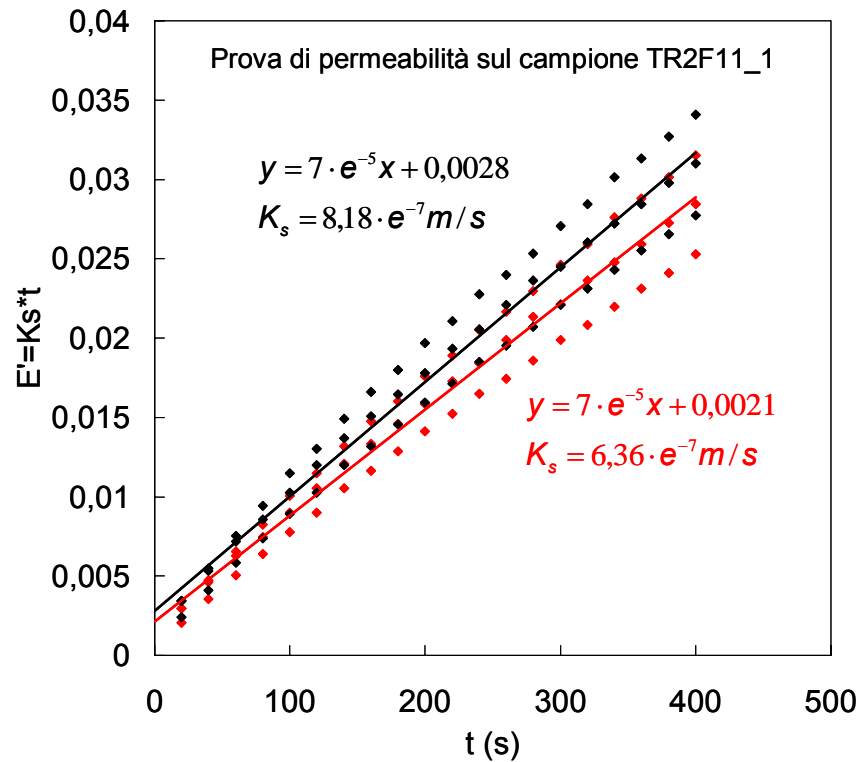


Fig. A.3 – Confronto risultati considerando o non i due fluidi a diversa densità.

Terreno	K (m/s)	
	considerando un solo fluido	considerando due fluido
1	$4.14 \cdot 10^{-6}$	$2.71 \cdot 10^{-6}$
2	$3.93 \cdot 10^{-6}$	$3.31 \cdot 10^{-6}$
4	$6.36 \cdot 10^{-7}$	$8.18 \cdot 10^{-7}$
6	$1.65 \cdot 10^{-7}$	$1.52 \cdot 10^{-7}$
7	$9.27 \cdot 10^{-8}$	$8.60 \cdot 10^{-8}$
8	$6.36 \cdot 10^{-8}$	$8.18 \cdot 10^{-8}$

Tab. A.2 – Confronto valori permeabilità satura ottenuti nelle due ipotesi.

A.2.3 ku-pF Apparatus

L'apparecchiatura ku-pF apparatus DT 04-01 (fig. A.4), disponibile presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica di Napoli (acquistata con i fondi CUGRI), viene prodotta dalla casa tedesca UGT e consente di analizzare il comportamento idraulico dei terreni in condizioni di parziale saturazione.



Fig. A.4 – Foto apparecchiatura ku-pF

Il suo funzionamento si basa sul principio di SCHINDLER (1980) ed in particolare sull'evaporazione dell'acqua al passare del tempo in determinate condizioni ambientali.

A tale scopo i provini di terreno vengono inizialmente posti in una fustella di acciaio di diametro 7,2cm ed altezza 6,0cm (il cui volume è pari a circa 250 cm³) e poi completamente saturati (vedi paragrafo precedente); successivamente vengono sigillati alla base e posti all'interno di un telaietto

al quale sono collegati i due tensiometri (fig. A.5). Attraverso la superficie superiore è invece consentita l'evaporazione⁴.



Fig. A.5 – Foto telaietto con particolare della fustella in cui sono inseriti i due tensiometri

Durante le prove un data-logger consente di registrare la variazione di volume di acqua complessivamente contenuta nel provino (attraverso la misura della riduzione di peso) e le misure di suzione in due punti dello

⁴ Prima dell'avvio della fase di evaporazione vera e propria i provini vengono sigillati anche superiormente con cellofan per consentire l'equalizzazione dei tensiometri. Tale fase dura generalmente circa tre ore.

stesso. Vediamo quindi più in dettaglio come si compone tale apparecchiatura.

Il ku-pF apparatus DT 04-01 utilizzato consente di analizzare fino a dieci provini simultaneamente, mediante un sistema di bracci alle estremità dei quali è possibile porre le varie fustelle. Attraverso la rotazione dell'apparecchiatura sopra descritta, ognuno dei provini viene periodicamente posto in corrispondenza del piatto di una bilancia elettronica (risoluzione 0,01 g). Questo consente di misurare con una certa cadenza temporale (che può essere impostata) le variazioni di peso dei provini, ovvero le variazioni di volume d'acqua contenute in essi, provocate dall'evaporazione attraverso la superficie libera. Le misure di peso vengono effettuate mediante sollevamento del piatto della bilancia e sospensione del provino. Contemporaneamente viene misurata la suzione all'interno dei campioni mediante l'utilizzo di due microtensiometri (intervallo di misura 0 – 90 kPa). Questi sono posti rispettivamente ad una profondità dalla superficie libera di 1,5 e 4,5 cm (fig. A.6). Le suzioni sono registrate agli stessi intervalli temporali delle misure di peso (fig. A.7 (a);(b);(c)).

I due microtensiometri vengono inseriti nei provini grazie a due fori presenti sulla parete delle fustelle. Essi vanno sempre prima saturati e calibrati in modo che la capsula porosa sia completamente satura. Questo deve avvenire sia quando i microtensiometri non vengono utilizzati per lunghi tempi, ma anche tra due prove successive. Infatti, in quest'ultimo caso il problema nasce in particolar modo per il tensiometro superiore, a causa del possibile ingresso di aria all'interno della capsula durante le ultime fasi delle prove in cui le suzioni sono molto elevate.

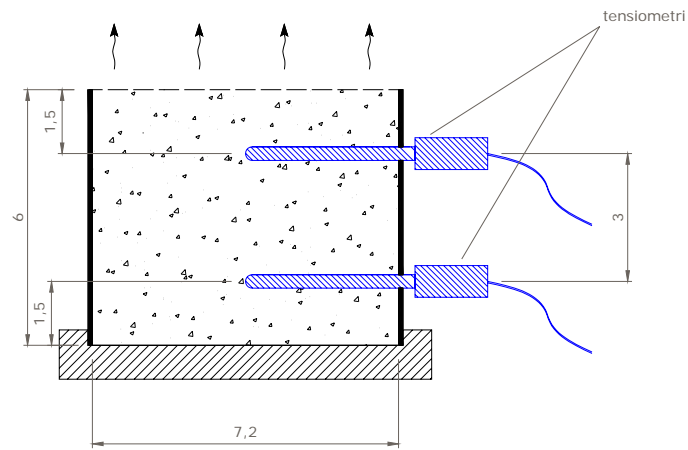


Fig. A.6 – Sezione della fustella con ubicazione dei tensiometri

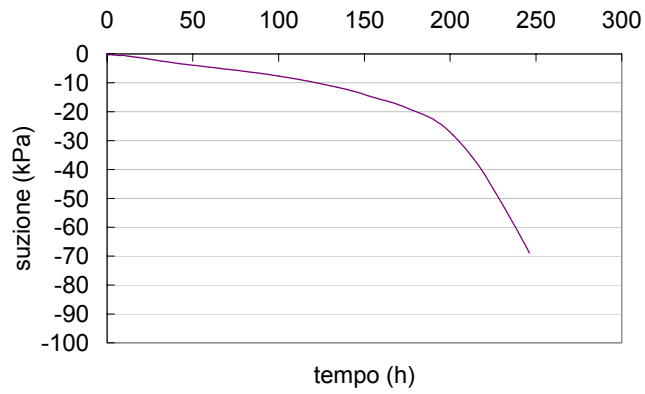
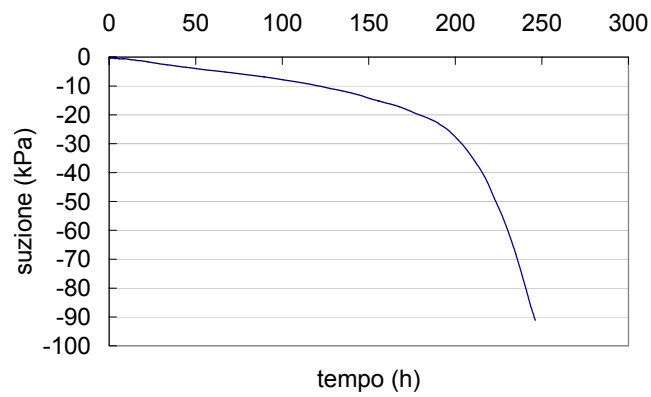


Fig. A.7 a,b – Suzione misurata: (a) tensiometro superiore; (b) tensiometro inferiore.

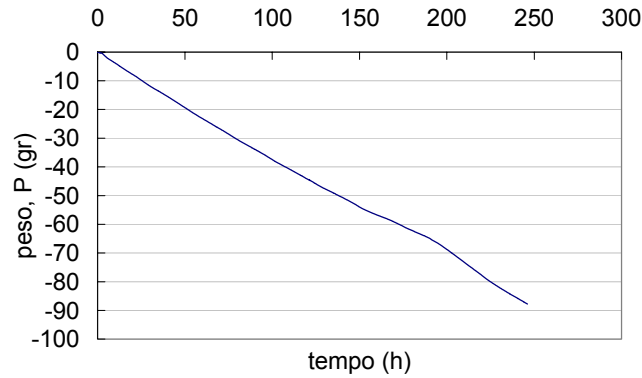


Fig. A.7 c – Variazione peso del campione

Per maggiori dettagli sull'apparecchiatura si può far riferimento alla tab. A.3 di seguito riportata:

Numero di campioni	max. 10	Valori di conducibilità misurati	< 10 cm/d
Volume della fustella	250 cm ³	Peso dell'apparecchiatura	ca. 40 kg
Area della sezione cilindrica delle fustelle	41 cm ²	Dimensioni	ca. 100x70x40cm
Intervallo temporale delle singole misure	min. 15 min	Consumo energetico	220V/ 1°
Risoluzione sulle misure di peso	0,01 g	Connessioni al PC	COM 1
Intervallo di tensioni misurate	0...700 cm WS (pF 2,8)	Durate dei test	2 - 10 days (a seconda del tipo di terreno)

Tab. A.3 – Caratteristiche apparecchiatura ku-pF.

Rispetto alla configurazione standard del ku-pF apparatus, presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica di Napoli sono state apportate delle modifiche all'apparecchiatura che, con riferimento al lavoro svolto da Romano e Santini (1999), sono volte ad incrementare l'evaporazione dai provini rispetto a quella che avviene in condizioni ambientali naturali. Questo comporta un duplice vantaggio ed in particolare: primo, legato alla notevole riduzione della durata della prova (da circa 200 ore a circa 40 ore); secondo, un'elevata evaporazione richiede un elevato flusso interno al campione e, di conseguenza, un elevato gradiente di pressione. Questo comporta una sostanziale riduzione degli errori sperimentali associati con le letture di pressione ed inoltre si ha un flusso elevato anche quando il campione è inizialmente saturo.

A tale scopo si sono applicate su alcuni bracci della macchina delle ventoline (fig.A.8(a);(b)) alimentate a corrente continua con differenza di potenziale regolabile. Per consentire la rotazione della macchina è stato inoltre creato ad arte un sistema di distribuzione radiale della corrente (fig.A.9). La differenza di potenziale è regolabile in funzione della velocità di rotazione delle ventoline, e quindi del flusso che si desidera imporre.

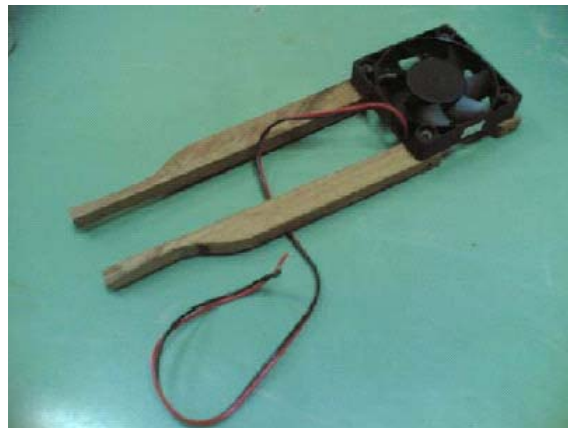


Fig. A.8 a – Foto ventolina.

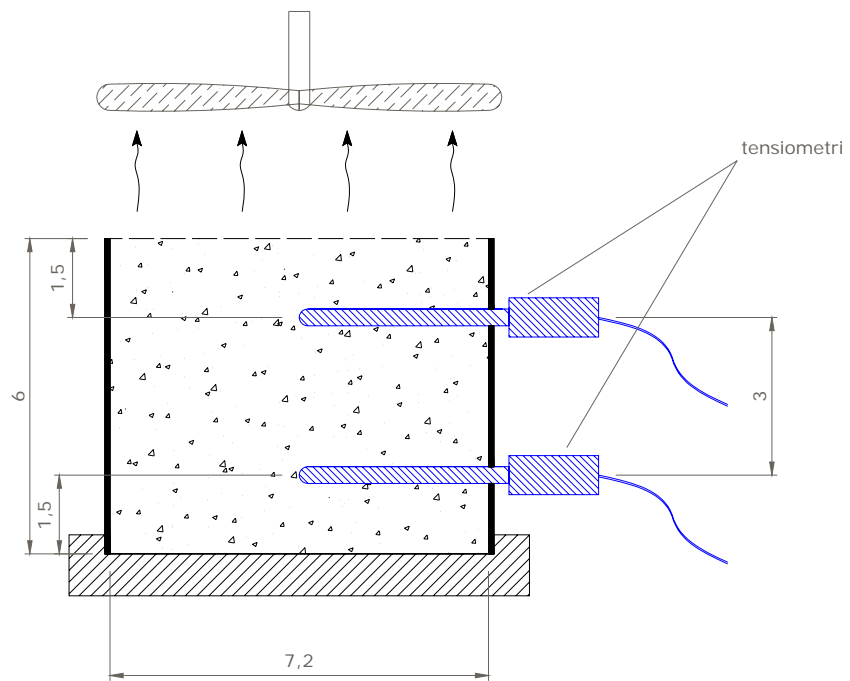


Fig. A.8 b – Sezione della fustella con ventolina.



Fig. A.9 – Sistema di distribuzione radiale della corrente.

A.2.4 Piastra di richards

Il principale limite del ku-pF apparatus è il ridotto valore di suzione investigabile che al massimo può essere di 90 kPa. Tale problema, nel corso della sperimentazione svolta nella presente tesi, è stato però risolto ponendo i campioni in uscita dalla prova di evaporazione direttamente nella piastra di Richards (*Pressure plate* modella 1500 Soilmoisture Equipment Corporation), la quale consente di determinare ulteriori coppie di valori contenuto d'acqua-suzione fino ad un valore di suzione pari a 1500 kPa (fig. A.10).



Fig. A.10 – Piastra di Richards.

Pertanto, i campioni di terreno, una volta terminata la prova di evaporazione, sono stati posti nella piastra di Richards all'interno della quale è stata applicata una prima pressione di 100 kPa. Tale pressione è stata mantenuta costante fino al raggiungimento della condizione di equilibrio (corrispondente ad una variazione di peso del campione nulla nel tempo). In corrispondenza quindi di questo primo valore di suzione è stata determinata la coppia di valori contenuto d'acqua-suzione. Successivamente è stata incrementata la suzione fino ad un valore di 150 – 200 – 500 – 1000 kPa. Per ogni step di pressione è stato misurato la variazione di peso nel tempo fino al raggiungimento della condizione di equilibrio e si sono determinate le relative coppie di valori contenuto d'acqua-suzione. In tal modo si sono ricavate diverse coppie di valori contenuto d'acqua-suzione da utilizzare come punti della curva caratteristica nella successiva fase di analisi inversa.

Quanto descritto è stata la procedura utilizzata nel corso della sperimentazione la quale ha però subito ulteriori modifiche in seguito ai risultati ottenuti dall'analisi inversa. Infatti, il numero di step utilizzato è stato ridotto da cinque ad uno considerando solo la coppia contenuto d'acqua-suzione corrispondente al valore di suzione di 1000 kPa. Ciò è dovuto, come vedremo meglio nell'appendice B, al fatto che se si considerano tutte e cinque le coppie di valori contenuto d'acqua-suzione e la sola coppia a 1000 kPa, i risultati che si ottengono, in termini di curva caratteristica e funzione di permeabilità, sono praticamente gli stessi. Pertanto la riduzione del numero di step di suzione comporta un ulteriore vantaggio in termini di riduzione della durata della prova, in piastra di Richards, che passa da circa 1000 ore a circa 200 ore.

A.3 Apparecchiature e Procedure utilizzate per la caratterizzazione meccanica

A.3.1 Introduzione

Le apparecchiature di laboratorio che vengono usualmente impiegate nella sperimentazione sui terreni saturi non permettono di controllare e misurare tutte le variabili tensionali e deformative che descrivono il comportamento meccanico di un terreno non saturo. Di qui la necessità di utilizzare apparecchiature particolari per eseguire la sperimentazione in condizione di parziale saturazione (Nicotera et al., 1999).

Le apparecchiature utilizzate fanno parte del laboratorio sui terreni non saturi realizzato presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica di Napoli. In particolare, oltre alla piastra di Richards ed il ku-Pf apparatus già descritto nel capitolo precedente, sono presenti le seguenti apparecchiature:

- un *estrattore di volume* (non utilizzato nella presente sperimentazione) che permette di determinare l'andamento della curva caratteristica, sia in fase di essiccamento che di umidificazione, per bassi valori della suzione (fino a 300 kPa);
- una *cella triassiale a stress-path e suzione controllata* in grado di controllare indipendentemente le variabili tensionali e deformative che descrivono il comportamento meccanico di un terreno parzialmente saturo (Nicotera M.V., 1998; Nicotera M.V., Aversa S., 1999);
- un *apparecchiatura di taglio diretto a suzione controllata* in grado di controllare indipendentemente le variabili tensionali e deformative che descrivono il comportamento meccanico di un

terreno parzialmente saturo a bassi livelli tensionali (Evangelista et al., 2004).

Poiché le prove sui terreni non saturi sono sensibili alle variazioni delle condizioni ambientali, la sperimentazione è stata eseguita in locali a temperatura ed umidità controllata.

La cella triassiale e l'edometro sono stati progettati e messi a punto nell'ambito della ricerca svolta, nel periodo di dottorato, da Marco Valerio Nicotera (1998), ed alla quale si rimanda per una descrizione molto dettagliata in cui si evidenziano anche quali sono le problematiche che si accompagnano alla sperimentazione di laboratorio sui terreni non saturi. Pertanto, di seguito saranno descritte solo le principali caratteristiche delle apparecchiature non sature utilizzate.

Le prove svolte in condizioni di completa saturazione, invece, sono state eseguite con apparecchiature molto diffuse nei laboratori di ricerca ed in particolare:

- *apparecchiatura di taglio diretto standard (n. 2)*
- *apparecchiatura di taglio anulare (n. 1)*
- *cella edometrica (n. 4)*
- *cella triassiale a stress-path controllato tipo Bishop-Wesley (n. 3)*

Di queste apparecchiature sarà brevemente illustrata solo la cella triassiale a stress-path controllato, la quale è stata ampiamente descritta nella tesi di laurea svolta dallo scrivente ed alla quale si rimanda per ulteriori approfondimenti.

A.3.2 Cella triassiale a stress-path controllato (satura)

L'apparecchiatura per prove triassiali a stress-path controllato utilizzata (fig.A.11) è composta da tre parti fondamentali: una cella triassiale di tipo Bishop per provini dal diametro di 38mm, un involucro in cui è alloggiato il sistema di generazione delle pressioni ed un personal computer per l'acquisizione dei dati ed il controllo delle prove. I tre sistemi interagiscono tra loro tramite dei collegamenti. In particolare viene rilevato lo stato in cui si trova il provino, da una serie di trasduttori, e trasmesso al sistema di controllo che a sua volta regola le pressioni in funzione della tipologia di prova impostata.



Fig. A.11 – Apparecchiatura per le prove triassiali sature, tipo Bishop-Wesley.

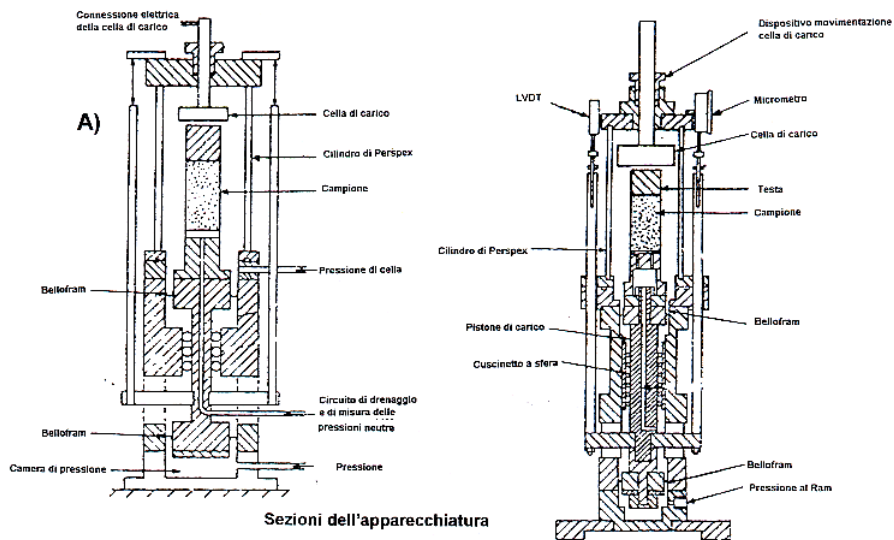
Tale apparecchiatura consente la regolazione ed il controllo indipendente del carico assiale, della pressione di cella, della pressione dell'acqua. Tali pressioni sono regolate da un convertitore elettropneumatico (tipo Watson-Smith Ltd) che può raggiungere il valore massimo di 1000kPa, gestito da

un software realizzato ad arte. Vediamo ora brevemente quali sono i circuiti che la compongono (fig. A.12):

- circuito della pressione di cella: collegato direttamente alla cella all'interno della quale viene utilizzato come fluido, per il confinamento del provino, acqua deareata;
- circuito della pressione dei pori: si sviluppa a partire dalla base inferiore del provino con due linee indipendenti, una per la misura delle pressioni neutre ed una per la misura delle deformazioni volumetriche fornita anche di un rubinetto per permettere l'esecuzione di prove drenate e non drenate;
- circuito della pressione assiale: collegato ad una interfaccia aria/acqua che alimenta la camera del pistone assiale disposto al di sotto del provino. Il carico assiale è infatti applicato alla base del provino sulla cui sommità è collocata una testa di carico che a sua volta fa contrasto superiormente con la cella di carico.

Il provino viene collegato alla cella di carico tramite la cosiddetta suction-cap che, progettata originariamente per le prove di estensione triassiale, è utile anche per l'esecuzione di altri tipi di prove in quanto riduce gli errori di accoppiamento tra testa del provino e cella di carico.

Dal punto di vista operativo durante una prova si può far variare, secondo determinate procedure, la tensione di cella, la pressione dei pori e la tensione assiale simulando in tal modo diversi possibili percorsi di sollecitazione a cui può essere soggetto il materiale.



Sezioni dell'apparecchiatura

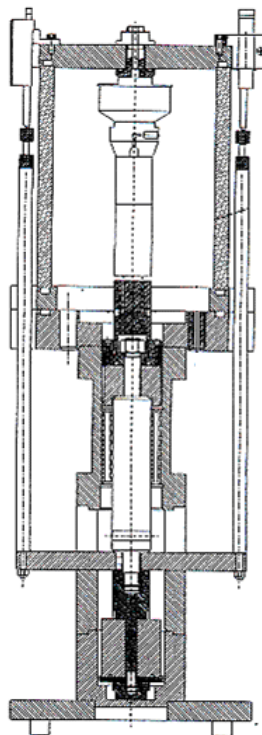


Fig. A.12 – Sezione cella Bishop con indicazione strumenti di misura.

Nell'ottica di un'acquisizione ed un controllo automatico della prova, lo stato corrente del provino viene rilevato tramite trasduttori che producono un segnale elettrico proporzionale alla sollecitazione che ricevono. Sulla cella

di Bishop, infatti, sono montati una cella di carico e due trasduttori per la misura della pressione neutra e di cella. La cella di carico adoperata è della Wikeham farrance del tipo 4958 con una capacità di carico di 3 kN. È fornita di circuiti addizionali in modo da correggere le letture con il variare della temperatura. È da tener presente che tale tipo di cella di carico è progettata in modo da non risentire delle variazioni della pressione radiale, cosicché legge il solo carico deviatorico agente sul provino. Per la misura delle pressioni neutre e della pressione di cella vengono utilizzati dei trasduttori prodotti dalla Druck e commercializzati dalla Wikeham farrance . Il trasduttore per la misura della pressione radiale è avvitato direttamente ad un foro posto sulla base inferiore della cella triassiale in modo da non dare problemi di saturazione dei circuiti, mentre il trasduttore per la misura delle pressioni neutre legge le pressioni in un blocchetto esterno alla cella, collegato idraulicamente al provino. Le deformazioni assiali vengono rilevate esternamente al provino tramite un LVDT (Linear Variable Differential Transducer). Il trasduttore utilizzato è della RDP Electronics (corsa 25mm per provini 36-38mm). Le deformazioni volumetriche del provino vengono rilevate misurando la quantità d'acqua entrante o uscente dal provino stesso. Tra il convertitore elettropneumatico per la regolazione della back pressure e la cella, è posto infatti un cilindro, volume gauge, all'interno del quale vi è un pistone che separa tra loro due camere delimitate da guarnizioni tipo Bellofram. Una configurazione del genere permette di rilevare le variazioni del volume d'acqua presente nella camera superiore, misurando gli spostamenti verticale del pistone.

Per quanto riguarda la procedura sperimentale adottata, la prima operazione eseguita per ogni prova è stata di verifica del grado di riempimento dei circuiti idraulici. Occorre, infatti, riempire il pistone di applicazione del carico verticale ed i cilindri aria-acqua del circuito del carico assiale e della pressione di cella e, successivamente, verificare la

saturazione dei circuiti. Si procede poi all'azzeramento dei trasduttori di pressione di cella, neutra e della lettura della cella di carico. Inoltre si azzerano anche tutte le misure di deformazione.

All'inizio di ogni prova dal campione prelevato in sito si estrae un campione di dimensioni fissate ($h=76\text{mm};d=38\text{mm}$) con una apposita fustella e se ne determina il peso dal quale, sottraendo il peso della fustella (rilevato dopo aver estratto il provino), si ricava il peso iniziale umido del provino. Il provino così estratto viene poi posizionato direttamente nella cella, interposto tra due pietre porose e carta da filtro (fatte preventivamente bollire in acqua distillata per eliminare le eventuali bolle d'aria). Successivamente viene rivestito di una membrana in lattice applicata da un tendimembrana. Le membrane utilizzate per la sperimentazione sono del diametro di 36 mm ottenute tramite 4-6 bagnate di lattice.

Dopo aver montato la testa superiore sul provino ed applicati 4 O-rings del diametro di 30 mm, si chiude la cella avendo cura che il provino non subisca dei colpi per evitare che sia danneggiato. Successivamente si riempie la cella con acqua deareata e, una volta che la cella di carico sia completamente sommersa, si legge il valore della tensione deviatorica che, qualora non dovesse essere nulla, viene azzerata tramite l'apposita opzione dal menu del programma di controllo dell'apparecchiatura (fig. A.13).

Con la parte superiore del provino non ancora collegata alla cella di carico è opportuno controllare il grado di saturazione del materiale ovvero del circuito di drenaggio e di misura della pressione neutra tramite il B Test . A tal proposito con il rubinetto di drenaggio chiuso si applica una pressione di cella e si legge la pressione neutra.

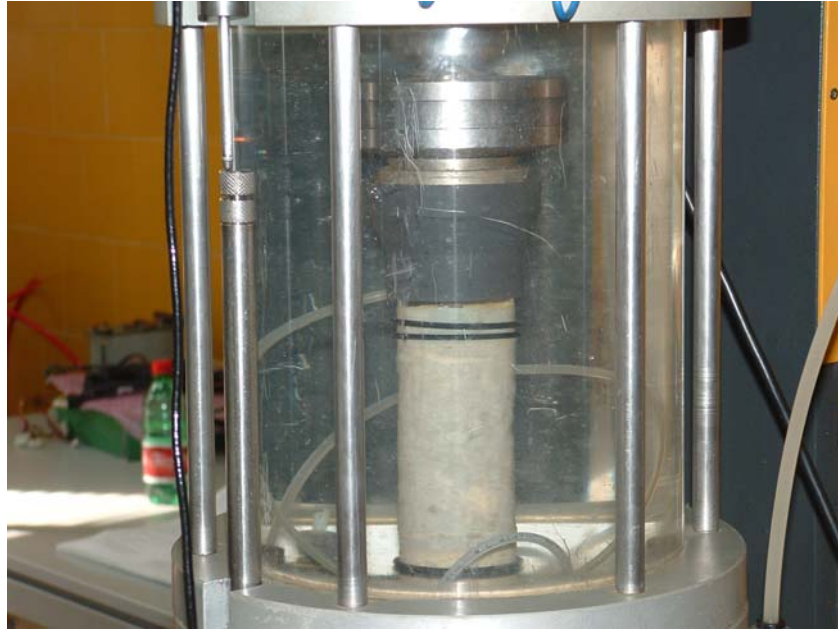


Fig. A.13 – Foto montaggio provino.

Il provino sarà ritenuto saturo se il rapporto tra l'incremento della pressione neutra e l'incremento della pressione di cella è prossimo all'unità. Se il provino non risulta saturo, $B < 0,97$, si procede alla fase di saturazione. Per il materiale utilizzato nella presente sperimentazione, poiché caratterizzato da un grado di saturazione iniziale molto modesto ($S_r < 0.7$), la prima fase di saturazione è stata eseguita facendo circolare, ad una pressione neutra molto bassa (circa 3kPa), acqua nel provino dal basso verso l'alto per eliminare le bolle di aria in eccesso, che altrimenti non garantirebbero la totale saturazione. Dopo questa prima fase, della durata mediamente di circa 3-4 ore, si è passati poi all'imporre una contropressione sul fluido di porosità avendo cura di applicare anche una pressione di cella leggermente superiore alla pressione dei pori per evitare il collasso del provino (fig. A.14).



Fig. A.14 – Saturazione del provino per caduta con flusso dal basso verso l'alto.

Completata la saturazione si ripete il B Test e, se il rapporto tra l'incremento della pressione neutra e l'incremento della pressione di cella è prossimo all'unità si passa alla fase successiva. In tale fase occorre accostare il provino alla testa di carico. Tale operazione viene eseguita manualmente e con molta lentezza in modo che nel vincere gli attriti sul pistone il provino non venga bruscamente gravato di una tensione assiale di compressione. Completato anche l'accostamento l'apparecchiatura è pronta per eseguire la prova.

La successiva fase di consolidazione, per tutti i terreni della serie stratigrafica, è stata eseguita quasi sempre imponendo una consolidazione di tipo isotropo ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), con incremento della tensione di cella ed assiale di tipo lineare e con velocità massima di 5kPa/h. Infatti, solo in

pochi casi la consolidazione non è stato di tipo isotropa ma con un rapporto tra la tensione verticale ed orizzontale costante e pari ad un fissato valore, $\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \eta\right)$, e con velocità massima di incremento pari a 5kPa/h.

Terminata la consolidazione, la fase di rottura, condotta sempre a deformazione controllata con velocità di 0.1 %/h, è stata eseguita per i diversi terreni (vedi risultati sperimentazione) in vari modi, ed in particolare:

- *rottura in condizioni drenate a σ_3 costante*
- *rottura in condizioni drenate a p' costante*
- *rottura in condizioni non drenate a σ_3 costante*

Terminata anche la fase di rottura, dopo il raggiungimento della massima deformazione assiale possibile, il provino è stato smontato dalla macchina avendo cura di non perdere ne materiale e ne acqua. In tal modo, infatti, è stato possibile stimare a ritroso la variazione di porosità che subisce il materiale in fase di saturazione, cosa che altrimenti non è possibile fare direttamente con le apparecchiature utilizzate.

A.3.3 Cella triassiale a stress-path e suzione controllati (non satura)

Nel corso della tesi di dottorato di Marco Valerio Nicotera (1998), come già ricordato, sono state progettate e messe a punto, presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica di Napoli Federico II, due apparecchiature per i terreni non saturi: un edometro a suzione controllata ed una cella triassiale a stress-path e suzione controllati. Per il progetto di queste apparecchiature è stato necessario affrontare tre problematiche peculiari della sperimentazione sui terreni non saturi:

1. il controllo della suzione agente sul campione sottoposto a prova;

2. la misura delle deformazioni volumetriche (nel caso della cella triassiale);
3. la misura delle variazioni di contenuto d'acqua.

Le soluzioni che sono state adottate sono:

- per il controllo della suzione è stata adottata la tecnica della traslazione degli assi;
- per la misura delle variazioni di volume nella cella triassiale è stato realizzato un sistema basato su di una misura di livello;
- per la misura delle variazioni di contenuto d'acqua si è adottata un sistema a doppia buretta con lavaggio periodico del circuito di drenaggio per eliminare l'aria diffusa.

Di seguito si illustra solo lo sviluppo della cella triassiale a stress-path e suzione controllati utilizzata. Per la descrizione dell'edometro si rimanda alla tesi di dottorato di Nicotera (1998).

Il progetto della cella triassiale è stato concepito a partire da quello delle celle triassiali descritto in precedenza. La cella originaria fu progettata per operare con provini di diametro 68mm ed altezza 140mm ed è pertanto di ingombro notevole fig. A.15.

Per la sperimentazione eseguita nel corso della presente tesi di dottorato, tale apparecchiatura ha subito delle ulteriori modifiche. In particolare si sono ridotte le dimensioni del provino su cui eseguire le prove, passate dalle originali $d=68\text{mm}$ ed $h=140\text{mm}$ alle attuali $d=38\text{mm}$ ed $h=76\text{mm}$, analoghe alle dimensioni dei provini utilizzati nelle prove triassiali sature. In tal modo si sono notevolmente ridotti i problemi legati al montaggio del provino ed ai tempi di attesa per le relative fasi di equalizzazione. L'ingombro è però rimasto lo stesso (fig. A.16).

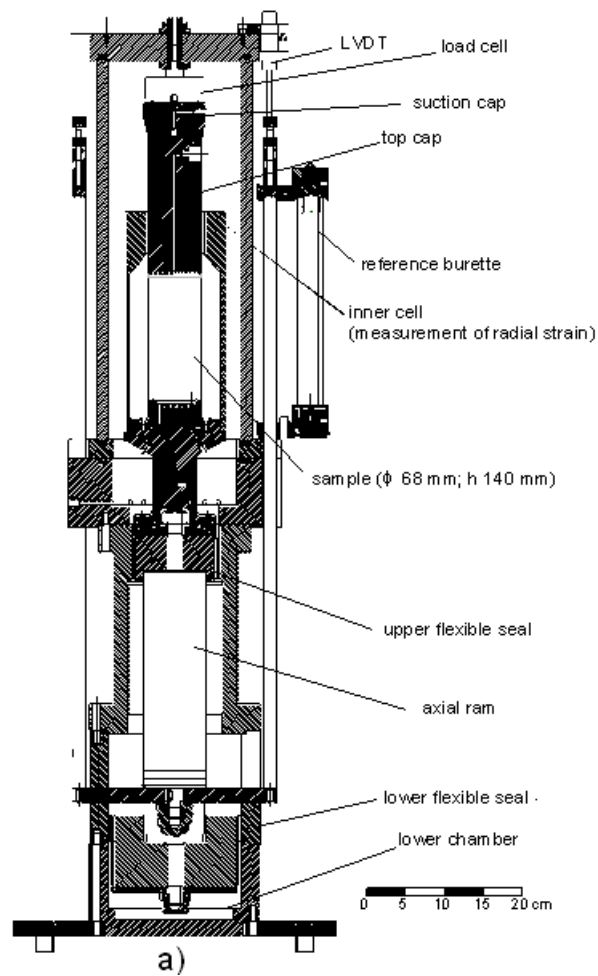


Fig. A.15 – Foto cella triassiale a stress-path e suzione controllati con sezione meccanica.



Fig. A.16 – Foto cella triassiale a stress-path e suzione controllati con modifica apportate.

Allo stesso modo della triassiale satura, tale apparecchiatura consente la regolazione ed il controllo indipendente del carico assiale, della pressione di cella, della pressione dell'acqua e dell'aria di porosità. Tali pressioni sono regolate da un convertitore elettropneumatico (tipo Watson-Smith Ltd) che può raggiungere il valore massimo di 1000kPa.

Per il maggior numero di variabili da tenere sotto controllo, il numero di circuiti che caratterizza tale apparecchiatura è maggiore ed inoltre più complesso da gestire. Vediamoli più in dettaglio con riferimento alla sezione ed allo schema di funzionamento:

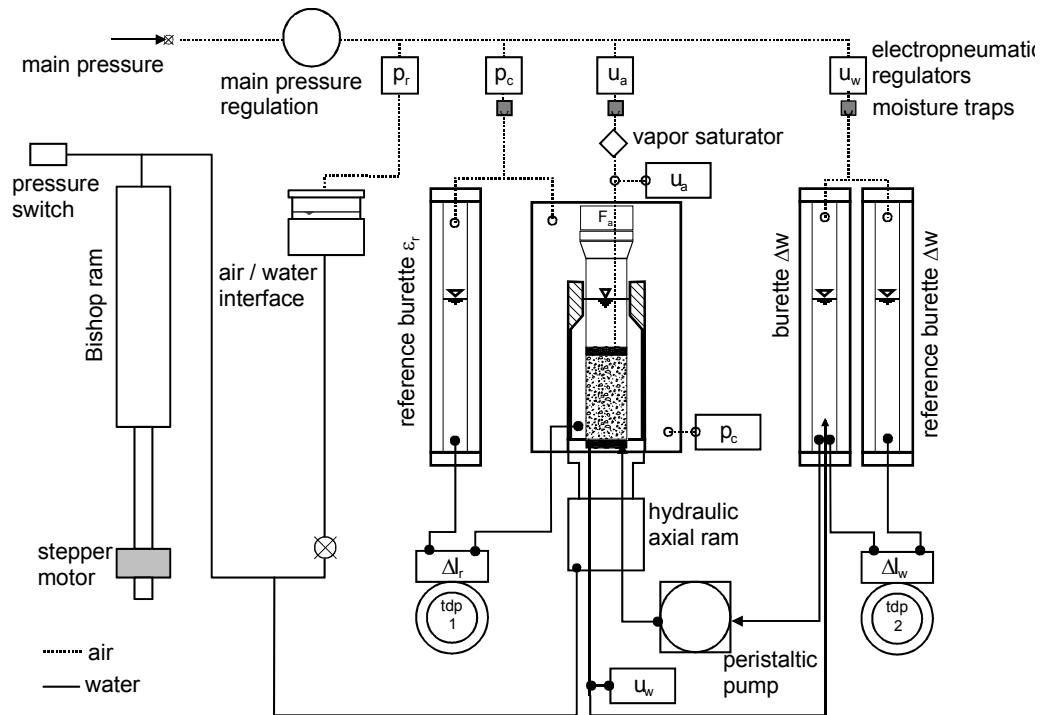


Fig. A.17 – Schema dei sistemi di misura.

Il circuito della pressione di cella è collegato, nella configurazione tradizionale, alla cella ed alla buretta di riferimento per la misura delle deformazioni volumetriche. Il fluido di cella è infatti aria in pressione a differenza di quanto accade nelle celle triassiali per i terreni saturi in cui viene impiegata acqua. Per ridurre i tempi di risposta alle variazioni di pressione, maggiori nel caso di aria rispetto all'acqua, durante le prove eseguite la cella è stata riempita parzialmente di acqua in modo tale da ridurre il più possibile il volume di aria disponibile. Per evitare inoltre che il tempo di risposta alle variazioni di aria nella cella potesse influenzare le letture di deformazione volumetrica con la buretta di riferimento, quest'ultima è stata collegata direttamente alla cella e non più al circuito della pressione di cella (fig.A.17).

Il circuito della pressione assiale è collegato ad una interfaccia aria/acqua che alimenta la camera del pistone assiale disposto al di sotto del provino.

Il carico assiale è infatti applicato alla base del provino sulla cui sommità è collocata una testa di carico che a sua volta fa contrasto superiormente con la cella di carico. Per le modifiche apportate all'apparecchiatura, tale circuito è stato utilizzato solo per la fase di accostamento del provino alla cella di carico per la successiva fase di rottura impostata a deformazione controllata con velocità di 0.1 %/h. Infatti, durante la consolidazione non è stato possibile accostare il provino perché tale circuito aveva tempi di risposta differenti da quelli della pressione di cella comportando, di conseguenza, la rottura del provino.

Il circuito della pressione dell'acqua è collegato alla coppia di burette per la misura delle variazioni del contenuto di acqua. Di queste la prima funge da riferimento per la misura del livello nella seconda che invece è collegata con il circuito di drenaggio presente al di sotto della piastra porosa ad elevato valore di ingresso di aria.

Il circuito della pressione dell'aria si innesta direttamente nella testa di carico in cui è praticato un foro longitudinale che termina in corrispondenza della base inferiore dove è presente un circuito che favorisce la circolazione dell'aria. Tale testa viene poi poggiata su una pietra porosa forata per favorire ulteriormente una diffusione omogenea dell'aria. Il massimo valore della suzione che può essere applicato è determinato dal valore di ingresso di aria della pietra porosa montata alla base del provino e disposta in un alloggiamento presente nel piedistallo di base. Per le prove eseguite si è utilizzata una pietra porosa ad alta permeabilità e con valore di ingresso di aria di 100kPa.

Per la misura del carico assiale, della pressione di cella e delle pressioni dei fluidi nonché delle deformazioni assiali, si utilizzano gli stessi dispositivi visti per le prove triassiali sature. Discorso a parte meritano invece le misure delle deformazioni volumetriche e le misure delle variazioni di contenuto di acqua. Le prime, infatti, non possono essere valutate in

funzione dell'acqua espulsa in quanto il provino è parzialmente saturo. Pertanto, intorno al provino di terreno, confinato in una normale membrana di gomma, è predisposto un bicchiere di alluminio dal quale, in funzione delle variazioni di livello di acqua che lo riempie, vengono valutate le deformazioni volumetriche. La misura del livello è effettuata mediante un trasduttore di pressione differenziale che rileva la differenza di battente idraulico tra il bicchiere ed una buretta di riferimento che, come visto in precedenza, è collegata direttamente alla pressione dell'aria nella cella. Inoltre, la buretta è montata su un'asta solidale al pistone di applicazione del carico assiale in modo che la misura non sia influenzata dagli spostamenti del provino. Per le variazioni di contenuto d'acqua, invece, il circuito di drenaggio alla base del provino è collegato con una buretta le cui variazioni di livello, rispetto alla buretta di riferimento, permettono di determinare i volumi di acqua scambiati dal provino. Inoltre la buretta è a doppia parete in modo tale da garantire l'assenza di deformazioni radiali nel caso di variazione della pressione dell'acqua di porosità. Anche in tal caso la misura del livello è effettuata in modo identico al precedente solo che le due burette sono entrambe collegate direttamente al circuito della pressione dell'acqua. Per eliminare inoltre dal circuito di drenaggio l'eventuale aria diffusa attraverso la pietra porosa, al di sotto di quest'ultima è stato realizzato un scanalatura elicoidale all'interno della quale viene fatta circolare periodicamente acqua grazie ad una pompa peristaltica. Le eventuali bolle pertanto sono trascinate verso la buretta di misura dove vengono eliminate.

Come per le prove sature, anche per le non sature la prima operazione da compiere per effettuare una prova è la saturazione dei circuiti di drenaggio e di misura. In tal caso i circuiti da saturare sono differenti perché è presente il trasduttore differenziale la cui perfetta saturazione è necessaria per una corretta misura. Il dettaglio della procedura da seguire per la

saturazione è riportato in Nicotera (1998). Di seguito, quindi, se ne riporta solo l'elenco:

- il circuito per la misura delle deformazioni volumetriche con il relativo trasduttore differenziale e la buretta di riferimento;
- il circuito per la misura delle variazioni di contenuto d'acqua con il relativo trasduttore differenziale e le burette di riferimento;
- il circuito di drenaggio alla base del provino con la relativa pietra porosa ad elevato valore di ingresso di aria e la pompa peristaltica. La verifica della saturazione della pietra porosa è stata eseguita con una sorta di B-test, come fatto nel caso della saturazione dei provini di terreno nelle celle triassiali sature assimilando, pertanto, la pietra porosa ad un provino di ridotta permeabilità.

La fase successiva consiste nel montaggio del provino nella cella. Il provino, precedentemente prelevato con un'apposita fustella dal campione indisturbato, viene pesato con la fustella, estratto da questa e con la massima celerità e cura viene disposto sulla pietra porosa la cui superficie è stata precedentemente inumidita con acqua nebulizzata. Il successivo peso della fustella ormai vuota ci fornisce il peso iniziale del provino e quindi del relativo contenuto di acqua iniziale. Il montaggio del provino viene completato dal rivestimento con una membrana di lattice, la stessa delle prove sature, e dal bloccaggio della stessa con 2 O-ring inferiormente e, dopo il montaggio della testa di carico con la relativa pietra porosa, con altri 2 O-ring superiormente. A questo punto si monta il bicchiere per la misura delle deformazioni volumetriche avendo cura di ingrassare, con grasso al silicone, la guarnizione di base del bicchiere. Il bicchiere così montato può poi essere riempito di acqua la quale viene fatta entrare dal

basso in modo tale da ridurre la possibilità che si formino delle bolle di aria che falsano le misure successive.

Al termine del montaggio del provino si procede alla chiusura della cella ed al relativo riempimento in modo tale da ridurre il più possibile il volume di aria disponibile. Tale acqua ha anche il vantaggio di ridurre l'evaporazione dal bicchiere di misura. A questo punto ha inizio la prova vera e propria.

Durante la sperimentazione le prove si sono articolate nelle seguenti fasi:

- *misura della suzione iniziale*: questa fase viene eseguita subito dopo il montaggio del provino. Si mantengono chiusi i rubinetti alla base del provino in modo però da poter misurare le pressioni dell'acqua di porosità. Poiché il trasduttore per la misura della pressione dell'acqua è affidabile solo per valori positivi di essa, si incrementa progressivamente la pressione di cella e la pressione dell'aria dei pori in modo tale da portare la pressione dell'acqua di porosità a valori positivi⁵. Per tutte le prove la procedura eseguita è stata quella di imporre, con una variazione lineare, una pressione di cella pari a 100kPa ed una pressione dell'aria dei pori pari a 90kPa. In tal modo si induceva al provino una tensione media netta $p - u_a = 10kPa$ che è risultata la minima possibile. Una volta raggiunti i suddetti valori di pressione quindi si è atteso il tempo necessario affinché la suzione raggiungesse un valore stazionario, che in un diagramma tempo-suzione è rappresentato da un tratto orizzontale

⁵ Dall'osservazione sperimentale (Hilf, 1956; Olson e Langfelder, 1965) un incremento della pressione dell'aria al contorno di un campione di terreno corrisponde, nell'ipotesi di flusso nullo, un'uguale variazione della pressione dell'acqua al suo interno. Se dunque si deve misurare la suzione di matrice in un campione di terreno è indifferente se tale determinazione viene effettuata in un ambiente alla pressione di una o più atmosfere purché l'operazione non comporti variazione del volume di acqua contenute nel provino. Tali considerazioni sono però valide solo in ipotesi che la fase aeriforme è continua altrimenti si avrebbe una sovrastima della suzione (Fredlund e Rahardjo, 1993).

del diagramma. Tale valore si assume pari alla suzione iniziale del provino.

- *applicazione di un assegnato valore della suzione*: a partire dalle condizioni iniziali si applica al provino un valore assegnato della suzione. Tale valore è stato applicato mediante una variazione lineare nel tempo. La suzione è stata variata agendo sulla pressione dell'acqua mentre è stata mantenuta costante la pressione dell'aria. Alla variazione delle condizioni al contorno segue un processo transitorio di equalizzazione durante il quale il provino si deforma ed assorbe o cede acqua. Convenzionalmente tale fase si ritiene esaurita quando le variazioni di contenuto d'acqua sono molto modeste ($< 0,04\%$) (Sivakumar, 1993). Durante l'intero processo l'aria che diffondeva all'interno del circuito di drenaggio veniva eliminata azionando periodicamente, tra due registrazioni successive, la pompa peristaltica.

- *fase di compressione*: come già ricordato in precedenza, per la consolidazione non è stato possibile eseguire l'accostamento del provino alla cella di carico. Pertanto si è assunto l'uguaglianza tra le deformazioni assiali e radiali. Tale fase è stata sempre eseguita in condizioni di drenaggio libero. Il carico applicato è stato fatto variare in modo lineare con incremento massimo di 5kPa/h. Anche durante tale fase la pompa peristaltica veniva azionata periodicamente per eliminare l'eventuale aria diffusa nel circuito.

- *fase di taglio*: terminata la fase di consolidazione è stato, molto lentamente, accostato il provino alla cella di carico ed avviata la fase di rottura. Durante questa fase è stato sempre seguito (ad eccezione di una sola prova) un percorso tensionale a tensione

media netta costante con drenaggio libero. Le prove sono state eseguite tutte a deformazione controllata con velocità di 0.1 %/h.

- *smontaggio del provino*: alla fine della fase di rottura è stato smontato il provino e pesato in modo tale da ricavare il contenuto d'acqua a rottura. Tale valore è stato confrontato poi con quello di volta in volta calcolato in funzione delle letture fatte con le due burette.

A.3.4 Apparecchiatura di taglio diretto a suzione controllata

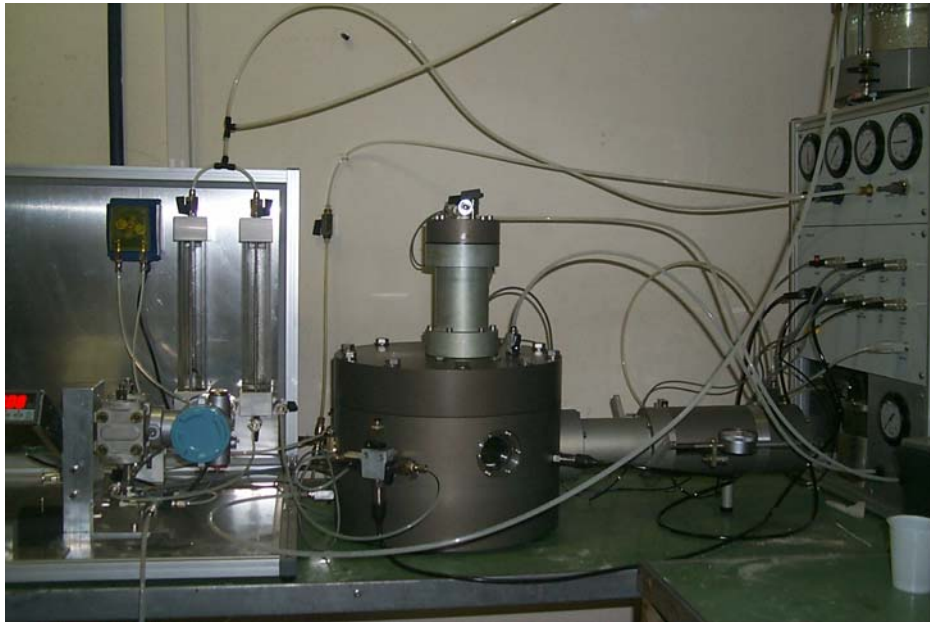
Il progetto dell'apparecchiatura di taglio diretto a suzione controllata è stato concepito sfruttando le conoscenze maturate con la messa a punto della cella triassiale e dell'edometro a suzione controllata (Nicotera M.V., 1998; Nicotera M.V. e Aversa S., 1999; Aversa S. e Nicotera M.V., 2002) e cercando di migliorare le caratteristiche di apparecchiature analoghe descritte in letteratura (Escario V., 1980; Gan J.K.M. et al. 1988; Faisal H.A., 2000; Nishimura T., 2000). Tale progetto è stato completamente sviluppato dal gruppo di ricerca costituito dal Prof. A. Evangelista ed Ing. M.V. Nicotera, dell'Università di Napoli Federico II, e dal Prof. S. Aversa, dell'Università di Napoli Parthenope. L'apparecchiatura (si vedano le immagini nelle foto e le sezioni meccaniche di fig. A.18 e fig. A.19) permette di operare su provini prismatici di sezione quadrata con lato di base pari a 60 mm ed altezza di 20 mm.

La suzione viene applicata e misurata con la tecnica della traslazione d'assi, mediante il controllo (regolazione e misura) indipendente delle pressioni dell'acqua e dell'aria. Per permettere l'applicazione di una pressione dell'aria maggiore di quella atmosferica, la scatola di taglio è contenuta all'interno di una cella cilindrica a sezione circolare di alluminio. Il condotto della pressione dell'aria regola direttamente la pressione P_c nella cella che contiene la scatola di taglio e, quindi, attraverso la piastra porosa

superiore, la pressione u_a dell'aria di porosità. La pressione dell'acqua di porosità è controllata alla base del provino tramite una piastra porosa ad elevato valore d'ingresso d'aria. La piastra di forma rettangolare è collocata su di una basetta metallica nella quale è ricavato un apposito circuito di drenaggio (fig. A.19). La perfetta tenuta del circuito rispetto l'ingresso d'aria è garantita dalla sigillatura del bordo della piastra alla base metallica mediante una resina epossidica. Il massimo valore della suzione che può essere applicato è determinato dal valore d'ingresso d'aria della piastra porosa montata alla base del provino. Per operare in diversi campi di valori della suzione sono state realizzate due basette metalliche intercambiabili con valori d'ingresso d'aria pari a 100 kPa e 300 kPa.

Il carico assiale e quello di taglio vengono applicati per mezzo di due pistoni idraulici indipendenti. Il sistema per l'applicazione delle pressioni (acqua e aria) e dei carichi (verticale ed orizzontale) è alimentato da una stazione di aria compressa che garantisce una pressione di linea di 1.3 MPa; un riduttore di pressione ed un manometro permettono di regolare la pressione dell'aria in ingresso. La pressione in ciascuno dei quattro circuiti (*pressione nel sistema di applicazione carico assiale, pressione nel sistema di applicazione dello sforzo di taglio, pressione acqua, pressione aria*) che si dipartono dal circuito di alimentazione principale è regolata da convertitori elettropneumatici e può raggiungere il valore massimo di 1 MPa. Lo schema dei circuiti per la regolazione delle pressioni e dei sistemi di misura è riportato in fig. A.20.

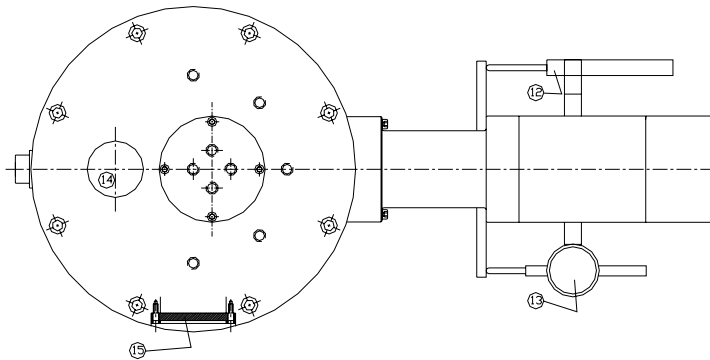
Mettendo insieme le varie componenti si ha che il sistema di applicazione del carico assiale, alimentato ad aria compressa, è costituito da un pistone alla cui estremità è collegata la cella di carico che ci dice direttamente l'effettivo valore del carico applicato.



Apparecchio di taglio non saturo.



vista dall'alto



sezione trasversale

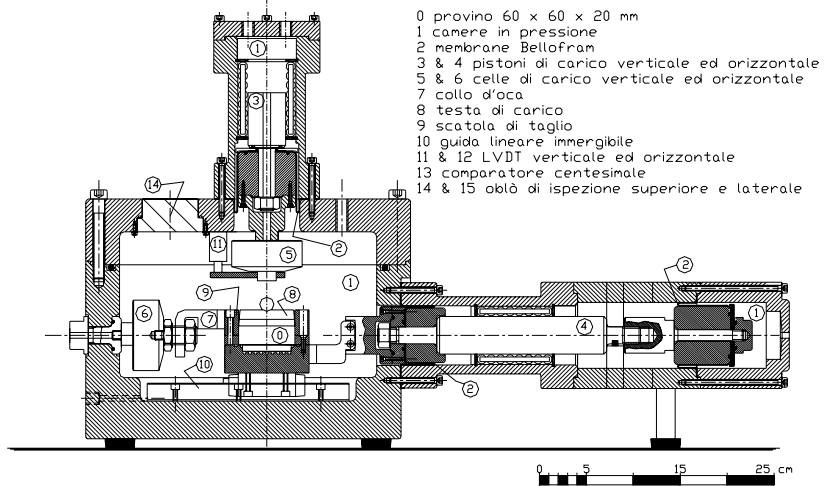


Fig. A.18 – Vista e sezione dell'apparecchio di taglio diretto a suzione controllata.

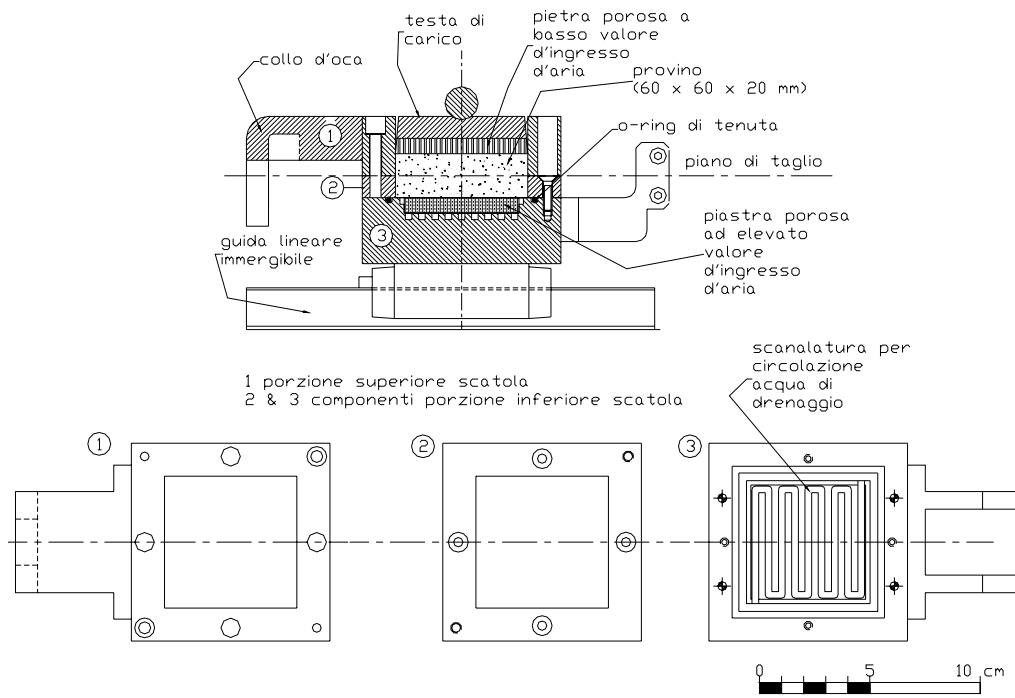


Fig. A.19 – Scatola di taglio.

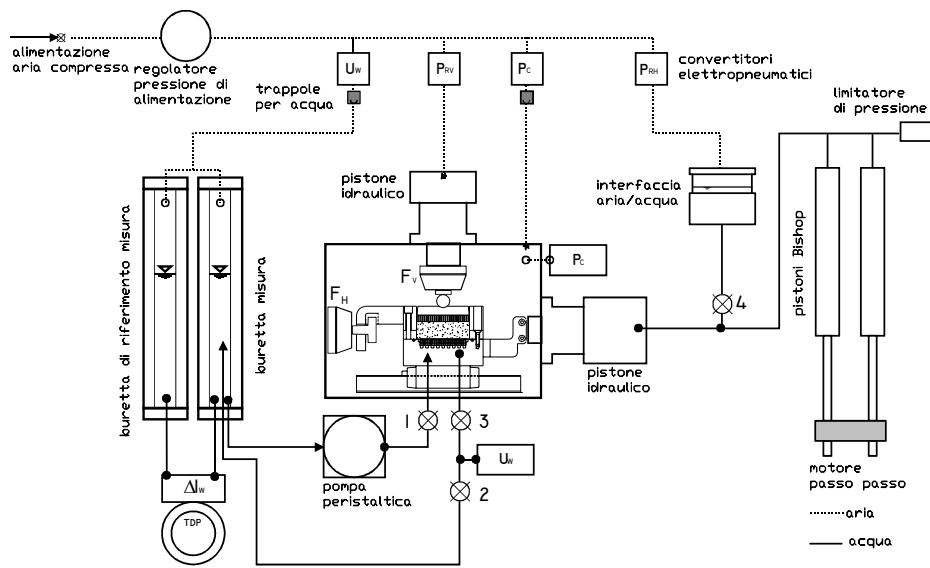


Fig. A.20 – Schema dei circuiti per la regolazione delle pressioni e dei sistemi di misura.

Il sistema di applicazione dello sforzo di taglio, invece, è analogo a quello dello sforzo assiale solo che la cella di carico non è collocata direttamente sul pistone che mobilita la scatola. Infatti, alla cella di carico viene vincolata con un'apposita vite la parte superiore della scatola di taglio è rappresentata, quindi, l'elemento di contrasto collocata in posizione diametralmente opposta al pistone. Inoltre, lo sforzo di taglio può essere applicato sia a carico sia a scorrimento controllati. Nel primo caso il convertitore elettropneumatico regola la pressione dell'aria all'interno di un'interfaccia aria/acqua che alimenta il pistone di carico. Nel secondo caso l'interfaccia aria/acqua viene esclusa (rubinetto 4 di fig. A.29 chiuso) dal circuito e una *pompa Bishop* spinge l'acqua nella camera di pressione del pistone assiale. La pompa a sua volta è azionata da un motorino elettrico passo-passo la cui velocità può essere regolata tramite una scheda A/D.

Gli accorciamenti assiali e gli scorrimenti orizzontali sono determinati mediante due *LVDT*: un primo *LVDT* interno alla cella misura gli spostamenti del pistone di carico verticale; un secondo *LVDT* disposto esternamente alla cella è collegato rigidamente al pistone orizzontale e ne misura l'avanzamento (fig. A.18).

Le variazioni di contenuto d'acqua sono determinate mediante un sistema a burette. Il circuito di drenaggio alla base del provino è collegato con una buretta; le variazioni di livello dell'acqua che la riempie permettono di determinare i volumi di acqua scambiati dal provino. La misura del livello è effettuata mediante un trasduttore di pressione differenziale che rileva la differenza di battente idraulico tra la buretta di misura ed una buretta di riferimento; in quest'ultima l'aria presente al disopra dell'acqua è mantenuta alla medesima pressione dell'aria nella buretta di misura. Il trasduttore differenziale impiegato è in grado di misurare differenze di pressioni comprese tra ± 1 Pa (± 0.1 mm di colonna d'acqua). La buretta è "a doppia parete" in modo da garantire l'assenza di deformazioni radiali nel caso di

variazioni della pressione dell'acqua di porosità. Il sistema composto dalla buretta, dal trasduttore e dalla centralina di acquisizione A/D ha una risoluzione di 0.61 mm^3 , corrispondente ad una variazione di contenuto d'acqua in volume dello 0.0085%. Per eliminare dal circuito di drenaggio l'aria che diffonde attraverso la piastra porosa ad elevato valore di ingresso d'aria è stato predisposto un dispositivo per il *lavaggio* periodico; al di sotto della piastra porosa nella sede metallica in cui questa è alloggiata è ricavata una scanalatura a forma di serpentina (si veda la fig. A.19) dotata di un foro di ingresso e di uno di uscita; questi sono entrambi collegati alla buretta di misura; nel circuito chiuso così realizzato l'acqua può essere messa in circolazione mediante una pompa peristaltica connessa da una parte alla buretta di misura e dall'altra al circuito alla base del provino (si veda la fig. A.20). L'acqua messa in movimento dalla pompa (azionata periodicamente) circola al di sotto della piastra porosa raccogliendo le bolle d'aria eventualmente presenti e le trascina verso la buretta di misura dove vengono eliminate.

L'apparecchiatura è completata da un grosso serbatoio di acqua in pressione con il quale è possibile riempire in pochi minuti la cella fino a sommergere del tutto la scatola di taglio al suo interno. Questo dispositivo è stato predisposto allo scopo di eseguire rapidamente la saturazione del provino nel corso di una fase di taglio.

Un personal computer, abbinato ad un sistema elettronico di acquisizione dei dati ed ai sistemi automatizzati per la regolazione delle pressioni, consente il controllo automatico di ogni fase di prova. L'insieme di tutte le funzioni è gestito tramite un software di controllo appositamente sviluppato a tale scopo, (Nicotera,2002).

Per quanto riguarda la procedura sperimentale utilizzata, il controllo indipendente della tensione verticale netta, dello sforzo di taglio e della suzione permette di seguire un qualsiasi percorso tensionale. Pertanto,

durante la sperimentazione eseguita le prove sono state caratterizzate dalle stesse fasi viste per le prove triassiali ed in particolare:

- *misura della suzione iniziale*: come già detto in precedenza, questa fase ha luogo all'inizio di ciascuna prova. Infatti, montato il provino si procede ad incrementare la pressione di cella (e dunque la pressione dell'aria di porosità) mantenendo chiusi i rubinetti di collegamento del circuito di drenaggio con la buretta di misura (1 e 2 in fig. A.20). In queste condizioni il contenuto d'acqua del provino si mantiene costante e dunque, ritenendo validi i presupposti della tecnica di traslazione d'assi, ad ogni variazione della pressione dell'aria corrisponde una uguale variazione della pressione dell'acqua, tale cioè da mantenere costante la suzione. D'altra parte mantenendo aperto il rubinetto di collegamento del circuito di drenaggio con il trasduttore di pressione (3 in fig. A.20) è possibile misurare la pressione dell'acqua di porosità purché questa sia positiva. La variazione della pressione dell'acqua non è misurata istantaneamente dal trasduttore ma al termine di un processo transitorio di durata finita. La pressione di cella è stata incrementata progressivamente fino ad un valore pari a 100kPa e poi mantenuta costante, mentre il valore misurato della pressione dell'acqua di porosità continuava ad aumentare. Trascorso un tempo sufficientemente lungo il valore della pressione dell'acqua di porosità si è stabilizzato; la differenza tra la pressione di cella e tale valore è stato assunto pari alla suzione iniziale del provino.
- *applicazione di un assegnato valore della suzione*: in modo analogo alle prove triassiali, a partire dalle condizioni iniziali si applica al provino un valore assegnato della suzione. Tale valore è stato applicato mediante una variazione lineare nel tempo. La suzione è stata variata agendo sulla pressione dell'acqua mentre è

stata mantenuta costante la pressione dell'aria. Per eliminare l'aria diffusa è stata inoltre fatta azionare periodicamente la pompa peristaltica.

- *incremento della tensione verticale netta*: Le variazioni della tensione verticale netta possono essere ottenute sia per passi successivi sia per variazione lineare nel tempo; in entrambi i casi si può operare a suzione costante o a contenuto d'acqua costante (i.e. rubinetti del circuito di drenaggio chiusi). Nella sperimentazione condotta sono state eseguite prove con tensioni verticali nette comprese tra 18 kPa e 250 kPa ed in tutti casi tali tensioni sono state applicate imponendo una variazione lineare del carico nel tempo; si è operato, inoltre, sia a contenuto d'acqua costante che (nella maggioranza dei casi) a suzione costante misurando le variazioni di contenuto di acqua e facendo azionare periodicamente la pompa peristaltica per l'eventuale aria diffusa.

- *Fase di taglio*: L'applicazione dello sforzo di taglio può essere eseguita sia a carico sia a scorrimento controllato. Anche in questo caso si può operare a contenuto d'acqua costante o a suzione costante. Nella sperimentazione eseguita lo sforzo di taglio è stato applicato a scorrimento controllato con velocità di 0.1mm/h. Le prove, inoltre, sono state realizzate sia a contenuto d'acqua costante che a suzione costante facendo azionare periodicamente la pompa peristaltica per l'eventuale aria diffusa, fino al raggiungimento delle condizioni post-picco.

- *smontaggio del provino*: alla fine della fase di rottura è stato smontato il provino e pesato in modo tale da ricavare il contenuto d'acqua a rottura. Tale valore è stato confrontato poi con quello di volta in volta calcolato in funzione delle letture fatte con le due burette.

APPENDICE B - Approfondimenti su prove di evaporazione

B.1 Introduzione

Lo studio accurato del flusso idrico negli strati superficiali, comprendenti la zona in cui si sviluppano gli apparati radicali delle piante, ha una rilevante importanza, in ambito geotecnico, per i problemi connessi alla stabilità dei pendii in materiale sciolto. Il regime idrodinamico nella “vadose zone” è sensibilmente condizionato dalle caratteristiche di ritenzione idrica e dalla permeabilità dei terreni presenti. Come è noto, in condizioni di parziale saturazione, la permeabilità ed il contenuto d’acqua sono estremamente variabili al variare della suzione. Pertanto è di notevole importanza, nello studio di questo fenomeno, la determinazione della curva caratteristica e della funzione di permeabilità dei terreni.

Allo stato attuale, esistono molti metodi, basati sia su sperimentazioni di laboratorio che in sito, che consentono la definizione di queste funzioni spiccatamente non lineari. Tra i vari metodi di laboratorio, quello probabilmente più semplice e diffuso in ambiente agrario negli ultimi 30 anni è il metodo per evaporazione. Tale metodo consente di determinare simultaneamente sia la curva di ritenzione che la funzione di permeabilità.

B.2 Cenni storici sulla tecnica per evaporazione

Il metodo per evaporazione è stato per la prima volta introdotto da Gardner e Miklich (1962) i quali imponevano una serie di evaporazioni costanti in sommità dei provini una volta raggiunta la condizione di equilibrio idraulico. Essi misuravano la suzione di matrice con due tensiometri. Il flusso di evaporazione però doveva essere molto piccolo in modo tale da assumere una conducibilità idraulica ed una diffusività costante nel campione. Successivamente Becher (1971) semplificò tale tecnica utilizzando un flusso di evaporazione continuo. Diverse altre modifiche sono state poi portate al metodo per evaporazione, con misura simultanea del flusso e della suzione di matrice a differenti altezze nel campione (Wind, 1968; Boels et al., 1978; Schindler, 1980; Tamari et al., 1993; Wendroth et al., 1993; Halbertsma e Veerman, 1994).

Un'importante modifica al metodo fu proposta da Wind (1968), la quale prevede una procedura grafica di iterazione. Egli infatti stimava la curva di ritenzione partendo dalla media delle misure di contenuto d'acqua e suzione valutate a diverse posizioni in un campione di terreno omogeneo, e successivamente determinava la conducibilità idraulica dal profilo di misura della suzione e dalla variazione della distribuzione del contenuto d'acqua. Il metodo iterativo di Wind fu successivamente automatizzato da diversi ricercatori (e.g. Boels et al., 1978; Halbertsma and Veerman, 1994).

Nella configurazione tradizionale, solo la conducibilità idraulica non satura nell'intervallo di pressione compreso tra -50 e -700 cm può essere determinata. Ne consegue che una buona stima della conducibilità idraulica vicino alla saturazione non può essere ottenuta perché il gradiente idraulico è molto piccolo. Per superare questo problema vicino alla saturazione, Wendroth et al. (1993) hanno imposto due differenti flussi di evaporazione: inizialmente un flusso molto alto per ottenere un elevato gradiente idraulico e, dopo un successivo raggiungimento della condizione di equilibrio, un

flusso molto più piccolo controllato dalle condizioni in laboratorio. Le prove eseguite con due flussi di evaporazione hanno due importanti vantaggi confrontate con quelle più tradizionali ad un solo flusso: primo, legato alla riduzione della durata della prova; secondo, un'elevata evaporazione richiede un elevato flusso interno al campione e, di conseguenza, un elevato gradiente di pressione. Questo comporta una sostanziale riduzione degli errori sperimentali associati con le letture di pressione.

Un metodo alternativo di analisi del flusso transitorio che si sviluppa durante una prova di evaporazione è quello basato sulla tecnica di stima dei parametri (Kool et al., 1987). Tali metodi, tipicamente, richiedono un modello numerico accoppiato con un algoritmo di ottimizzazione dei parametri. A tal fine, il metodo che ha riscontrato la maggiore popolarità è stato quello basato sulla tecnica dell'inversione con il metodo di Levenberg-Marquardt (1963) per l'ottimizzazione dei parametri.

Partendo dagli studi di Zanchmann et al. (1981) e Dane e Hruska (1983), il metodo di stima dei parametri è stato sempre più utilizzato per la stima della funzione di permeabilità dei terreni non saturi. Feddes et al. (1988) hanno confrontato la conducibilità idraulica, dai risultati di una prova di evaporazione, usando sia la tecnica di stima dei parametri che il metodo di Wind ottenendo una ragionevole corrispondenza. Nei loro studi di variabilità spaziale delle proprietà idrauliche del terreno, Ciollaro e Romano (1995) hanno usato con successo la procedura di inversione per la stima dei parametri, da prove di evaporazione, determinando i parametri idraulici del terreno per un grande numero di campioni. Anche Santini et al. (1995) hanno usato la procedura di inversione per la stima dei parametri in relazione alle prove di evaporazione. I loro risultati sono stati confrontati, con esito favorevole, con dati ottenuti da misure dirette della curva di ritenzione e della conducibilità idraulica satura.

Simunek et al. (1998c) hanno ottenuto un'eccellente corrispondenza tra la curva di ritenzione e la funzione di conducibilità idraulica ottenuta con la procedura di inversione per la stima dei parametri e con il metodo di Wind modificato (Wendroth et al., 1993). Essi inoltre hanno mostrato che, contrariamente al metodo di Wind che richiede la misura della suzione di matrice in punti diversi del campione, con la tecnica di inversione risultati confrontabili possono essere ottenuti anche solo misurando la suzione di matrice in un punto.

I vantaggi di queste metodologie consistono nella maggiore flessibilità riguardo alle condizioni al contorno degli esperimenti e nella possibilità di stimare simultaneamente, da un unico esperimento, la funzione di permeabilità e la curva caratteristica. Tali procedure consistono in un'inversione dell'equazione di Richards, che richiede iterative applicazioni delle equazioni che governano il problema del flusso transitorio. Tale tecnica, applicata correttamente, comporta un miglioramento sia in termini di velocità di prova e sia in termini di accuratezza.

B.2.1 Tecnica di inversione

Per definizione, la modellazione inversa è un metodo matematico generale per la determinazione di grandezze incognite ("cause") sulla base dell'osservazione dei risultati da esse prodotti, in opposizione ai modelli diretti per i quali la soluzione implica la ricerca degli effetti sulla base della descrizione delle loro cause.

Va precisato che le tecniche di analisi inversa assumono che i modelli idraulici ipotizzati per i terreni descrivano esattamente il comportamento fisico del suolo. Questo implica che le discrepanze tra dati osservati e simulati sono causate esclusivamente da errori casuali commessi nelle misurazioni. Tecniche di inversione sono state utilizzate anche per

interpretare esperimenti in sito. Una trattazione dettagliata di tale tipo di applicazioni è presentata da Kool et al. (1987) e da Kool e Parker (1988).

I metodi di inversione comprendono tre parti funzionali correlate tra loro:

- un esperimento di flusso transitorio controllato nel quale le condizioni iniziali ed al contorno sono note e in cui vengono rilevate varie grandezze, quali il flusso cumulato, la suzione in alcuni punti, il contenuto d'acqua;
- un modello numerico che simula il regime di flusso dell'esperimento utilizzando stime iniziali dei parametri idraulici incogniti;
- un algoritmo di ottimizzazione, che stima i parametri incogniti attraverso la minimizzazione dello scarto tra alcune variabili osservate e le stesse ottenute mediante il modello.

La qualità del risultato della modellazione dipende da ognuno di questi tre punti fondamentali, ma anche dalla loro integrazione. I parametri incogniti vengono aggiornati iterativamente durante il processo di ottimizzazione, riducendo all'avanzare degli step temporali lo scarto residuo, fino al raggiungimento di valori accettabili di quest'ultimo.

B.3 Modellazione

Il flusso idrico unidimensionale, in condizioni di saturazione variabile, in un terreno poroso rigido è retto dall'equazione di Richards:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = (\partial/\partial z)[K(h)(\partial h/\partial z) + K(h)] \quad (1)$$

dove θ è il contenuto d'acqua volumetrico, t è il tempo, l'asse z è orientato verso il basso, $k(h)$ è la permeabilità, h è la suzione di matrice. L'equazione (1), soggetta a determinate condizioni iniziali ed al contorno, è stata risolta numericamente usando il codice agli elementi finiti Hydrus 1D.

Per quanto riguarda la curva di ritenzione idrica esistono in letteratura numerosi modelli parametrici. La maggior parte di essi caratterizza tale funzione con una curva di tipo sigmoide, la cui definizione richiede almeno quattro parametri: due che esprimono il contenuto d'acqua minimo e massimo, uno che esprime la massima densità dei pori, ed almeno un altro correlato all'ampiezza della legge di distribuzione dei vuoti.

Il modello adottato nella presente tesi è quello proposto da van Genuchten (1980) per un terreno con una distribuzione unimodale della porosità:

$$S_e = (\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r) = 1/(1 + |\alpha h|^n)^m \quad (2)$$

il quale, sostituito nel modello capillare di Mualem (1976) fornisce il seguente modello di conducibilità idraulica:

$$K(h) = K_s K_r(h) \quad (3)$$

$$K_r(S_e) = S_e^l \left[1 - (1 - S_e^{1/m})^m \right]^2$$

Nelle equazioni (2 e 3) S_e è il grado di saturazione effettivo, θ_s è il contenuto d'acqua volumetrico in condizioni di saturazione, θ_r è il contenuto

d'acqua volumetrico residuo, K_s è la conducibilità idraulica in condizioni di saturazione, ℓ è un parametro empirico di forma che tiene conto della tortuosità e della correlazione tra la dimensione dei pori, mentre α (collegato all'inverso del valore di ingresso d'aria) , n (misura della distribuzione della dimensione dei pori) e $m = 1-1/n$ sono coefficienti empirici.

Tipicamente il numero di parametri necessari per descrivere la funzione idraulica di un terreno variano tra quattro e sei. Alcuni parametri, infatti, possono essere misurati in modo indipendente (e.g. K_s), altri possono essere assegnati con un fissato valore (e.g. il parametro di tortuosità ℓ) ed altri possono essere collegati tra loro, come n ed $m = 1-1/n$ nell'espressione di van Genuchten (1980).

Mualem (1976) ha notato che il parametro ℓ può essere sia positivo che negativo. Egli inoltre consigliava, dall'analisi svolta su 45 campioni disturbati e non, un valore di $\ell = 0,5$.

Van Genuchten e Nielsen (1985) e Lucker et al. (1989) affermano che non è opportuno porre come valore noto la permeabilità satura (K_0) misurata in modo indipendente in quanto tale valore dipende dal flusso attraverso i macropori mentre il flusso in condizioni non sature si verifica attraverso la matrice del terreno (*Matrix flow*). Essi pertanto postulano che risultati migliori si ottengono se si pone come valore noto un valore di permeabilità determinato in condizioni leggermente non sature.

Da un sottoinsieme di dati di Mualem, Yates et al. (1992) hanno trovato che ℓ variava tra -3,31 ed un valore maggiore di 100. Da prove svolte su 75 campioni Schuh and Cline (1990) hanno riportato che ℓ variava tra -8,73 e 14,80 con una maggiore variabilità per particelle di piccole diametro. Attraverso l'utilizzo di 200 campioni disponibili presso il database UNSODA, Kosugi (1999) ha ritrovato che l'utilizzo dei parametri standard ($K_s=K_0$ e

$\ell = 0,5$) può portare ad errore notevoli nella descrizione della conducibilità idraulica non satura. Pertanto risultati migliori si ottengono se tutti i parametri vengono ottimizzati.

Schaap e Leij (2000) utilizzando i dati disponibili presso il database UNSODA hanno confrontato i risultati ottenuti nell'ipotesi in cui venivano fissati il valore di K_s pari alla conducibilità idraulica satura (K_0) e $\ell = 0,5$ ed il caso in cui sia K_s che ℓ venivano fittati. I risultati dei loro studi mostrano che il modello di previsione di Mualem-van Genuchten con $K_s=K_0$ e $\ell = 0,5$ conduce ad una previsione relativamente povera della conducibilità idraulica non satura. Infatti viene sovrastimata nell'intervallo Wet e sottostimata nell'intervallo Dry. Inoltre, quando sia K_s che ℓ vengono fittati si osserva che il valore della permeabilità in condizioni sature ottenuto dall'analisi inversa è circa un ordine di grandezza più piccolo di quello misurato in modo indipendente ed inoltre il valore di ℓ è spesso negativo con valori più piccoli per terreni a grana fine. Anche tali autori, inoltre, affermano che la differenza tra la conducibilità idraulica satura misurata e stimata può essere attribuita alla presenza di macropori o fratture che governano il regime di flusso vicino alla saturazione e di micropori che controllano il flusso nella matrice del terreno (*matrix flow*). Infatti quest'ultimo è presente a tutte le pressioni mentre il flusso dai macropori è dominante solo in prossimità della saturazione diventando trascurabile già a piccoli valori di pressione negativa.

Vogel, van Genuchten e Cislerova (2000) propongono, nel loro lavoro, un modello van Genuchten-Mualem modificato in cui viene introdotto un valore molto piccolo ma non nullo di altezza di capillarità (h_s) nella curva di ritenzione. Tale modello migliora la stima della conducibilità idraulica ed inoltre mette in evidenza l'elevata non linearità della relazione che esprime come varia la conducibilità idraulica in funzione della suzione vicino alla

saturazione la quale ha un impatto notevole sulla soluzione numerica in termini di accuratezza, stabilità e grado di convergenza. Infatti, gli autori mostrano che la curva di ritenzione necessita di una condizione di continuità del secondo ordine vicino alla saturazione quando $n < 2$ (i.e. $d^2\theta/dh^2$ diventa discontinuo per $h=0$). Quanto detto, se combinato all'espressione che fornisce la funzione di permeabilità (3) conduce come risultato un salto del diagramma $K(h)$ proprio nei pressi della permeabilità satura, soprattutto quando n è prossimo ad 1. Per $1 < n < 1,3$ la riduzione della conducibilità idraulica potrebbe invece diventare elevata causando l'instabilità numerica della simulazione vicino alla saturazione. Per aumentare quindi la flessibilità del modello di van Genuchten-Mualem nel descrivere la conducibilità idraulica vicino alla saturazione vengono proposte le seguenti modifiche:

$$\theta = \begin{cases} \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha h)^n]^m}, & h < h_s \\ \theta_s & h \geq h_s \end{cases} \quad (4)$$

$$K(h) = \begin{cases} K_s K_r(h) & h < h_s \\ K_s & h \geq h_s \end{cases} \quad (5)$$

$$K_r(S_e) = S_e^\ell \left[\frac{1 - F(S_e)}{1 - F(1)} \right]^2 \quad (6)$$

$$F(S_e) = (1 - S_e^{*1/m})^m \quad (7)$$

$$S_e^* = \frac{\theta_s - \theta_r}{\theta_m - \theta_r} S_e \quad (8)$$

Il parametro h_s denota il piccolo valore di altezza di capillarità. Nelle relazioni sopra indicate è introdotto anche un parametro fittizio $\theta_m \geq \theta_s$ che

mantiene il significato fisico di quantità misurabile. Diagrammando i risultati del modello di van Genuchten-Mualem modificato (fig. B.1) si osserva che h_s ha lo stesso significato del valore di ingresso di aria nel modello di Brooks e Corey in cui h_a varia tra -10 cm e -100 cm, solo che il valore di h_s proposto dagli autori è compreso tra -1cm e -2 cm.

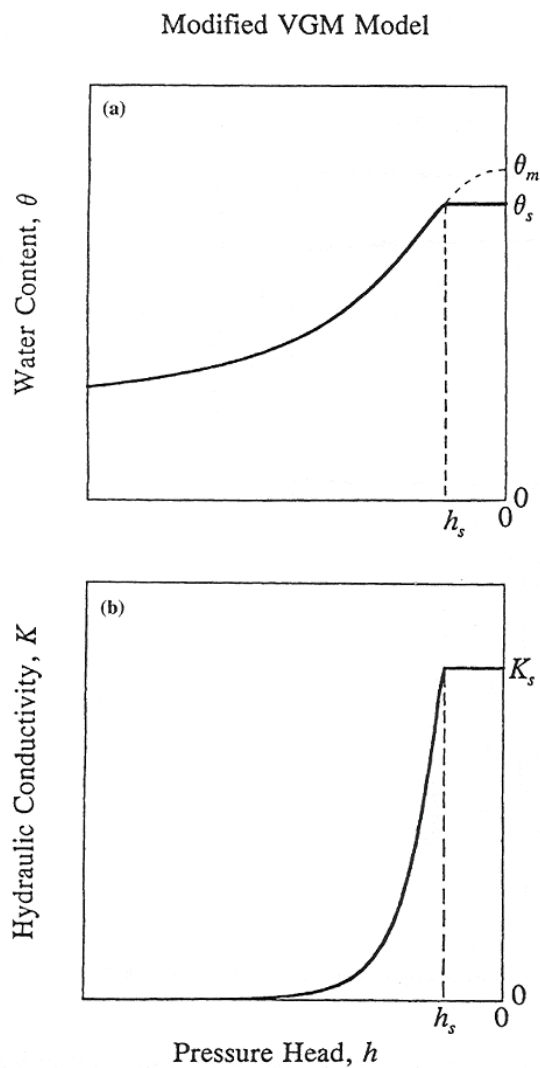


Fig. B.1 – Schematizzazione della curva di ritenzione e della funzione di permeabilità come descritto dal modello VGM modificato.

La presenza di questo valore piccolo ma non nullo di altezza di suzione non ha influenza sulla funzione di ritenzione ma ha un effetto notevole sulla forma della funzione di conducibilità idraulica. A conclusione del loro lavoro infine gli autori suggeriscono di utilizzare il modello modificato di van Genuchten-Mualem in mancanza di misure precise della conducibilità idraulica non satura e quando il parametro n risulta minore di 1,3.

In seguito a quanto mostrato da Vogel et al. (2000), Schaap e van Genuchten (2006) ricercano invece il valore ottimale da assegnare ad h_s , considerando diverse tipologie di terreno, in termini di accuratezza del fittaggio sia della curva di ritenzione che della funzione di permeabilità, fornendo un ulteriore modello di van Genuchten-Mualem modificato. In accordo quindi con il modello proposto da Vogel per descrivere il flusso attraverso la matrice del terreno (*matrix flow*) viene modificata l'equazione (5) per tener conto del flusso dai macropori vicino alla saturazione.

Le modifiche proposte considerano due termini per la conducibilità $K(h)$ in accordo con l'equazione (6) per il flusso dai micropori ed un fattore di scala $A(h)$ adimensionale che dipende dalla pressione e che tiene conto dell'incremento della conducibilità vicino alla saturazione. Pertanto la funzione di conducibilità diventa:

$$K(h) = \begin{cases} A(h)K_r(h) & h < h_m \\ K_r & h \geq h_m \end{cases} \quad (9)$$

In sostanza, $A(h)$ introduce un punto fisso che dipende dalla pressione.

Utilizzando i campioni disponibili presso il database UNSODA gli autori ritrovano che il valore ottimale di h_s proposto da Vogel et al (2000) varia tra -3 cm e -5 cm per Sabbie e Limi ed è approssimativamente pari a -8 cm per le Argille. Pertanto assumono un valore medio pari a -4 cm. Inoltre

osservano che risulta più opportuno considerare tre diverse distribuzioni di pori ed in particolare: macropori, mesopori e micropori. Infatti, nel loro lavoro osservano che il modello modificato di Vogel et al (2000) sottostima la conducibilità idraulica non satura nell'intervallo 0 ÷ -40 cm. Per risolvere quindi questo problema vengono introdotte due correzioni, una nell'intervallo -4 ÷ -40 cm (dovuta ai mesopori) ed una nell'intervallo 0 ÷ -4 cm (dovuta ai macropori). In questo modo si riduce la sottostima della conducibilità idraulica non satura nell'intervallo considerato.

B.4 Procedura sperimentale classica per le prove di evaporazione

Dettagli della procedura sperimentale completa sono descritti in Simunek et al. (1998c) e Romano e Santini (1999) pertanto di seguito saranno solo riassunti.

Le dimensioni dei campioni che generalmente vengono utilizzati nelle prove di evaporazione possono variare tra i sei ed i dieci centimetri di altezza. Tali campioni, prima di essere sottoposti ad evaporazione vengono opportunamente saturati in modo tale da indurre una distribuzione iniziale statica della suzione di matrice. I campioni vengono successivamente posti su un piano impermeabile per la conseguente fase di evaporazione dell'acqua consentita solo in sommità. Da due a cinque tensiometri miniaturizzati vengono, generalmente, posti orizzontalmente a diversa altezza nel centro del campione. Dopo che i tensiometri hanno raggiunto la condizione di equilibrio, come evidente dalle misure di tensione, viene avviata la fase di evaporazione. La variazione della quantità di acqua presente nel campione viene determinata dalla misura della variazione del suo peso. Tale misura può essere eseguita sia attraverso una cella di carico posta sotto la base del campione, sia utilizzando una bilancia elettronica. Contemporaneamente alla misura della variazione di peso viene eseguita la misura della suzione di matrice alle differenti altezze. Il flusso di evaporazione in sommità al campione può essere indotto utilizzando le condizioni naturali di laboratorio oppure può essere accelerato imponendo un flusso di aria sopra il campione con una ventola di velocità regolabile.

Occorre precisare che l'estrapolazione dei risultati oltre l'intervallo di misura è associato ad un elevato livello di incertezza. Di contro, l'introduzione di misure fatte in modo indipendente, oltre l'intervallo di misura, come ad

esempio ulteriori punti della curva di ritenzione oppure il valore del contenuto d'acqua residuo, riducono notevolmente l'incertezza.

Usando il modello di analisi inversa è stato mostrato che le letture di suzione di matrice eseguite con un solo tensiometro in combinazione con la misura del contenuto d'acqua residuo possono essere adeguate a garantire una stima precisa delle caratteristiche idrauliche del terreno nell'intervallo di misura (Simunek et al., 1999c). Inoltre, il massimo della sensibilità è in genere ottenuto posizionando il singolo tensiometro vicino alla superficie di evaporazione . Comunque, per evitare la rapida desaturazione del tensiometro, con conseguente perdita di dati, è opportuno disporre nel campione almeno due tensiometri a differente altezza.

B.5 Elaborazione dei dati

I dati ottenuti dalle prove di evaporazione possono essere direttamente utilizzati e forniscono l'andamento della curva caratteristica nel solo intervallo di suzione in cui sono state eseguite le misure (fig. B.2). Così facendo, al trascorrere del tempo di prova, si assume che la suzione nel campione è costante e pari al valore medio misurato dai tensiometri alla quale corrisponde un determinato valore di contenuto d'acqua, determinato dalla misura della variazione del peso del campione.

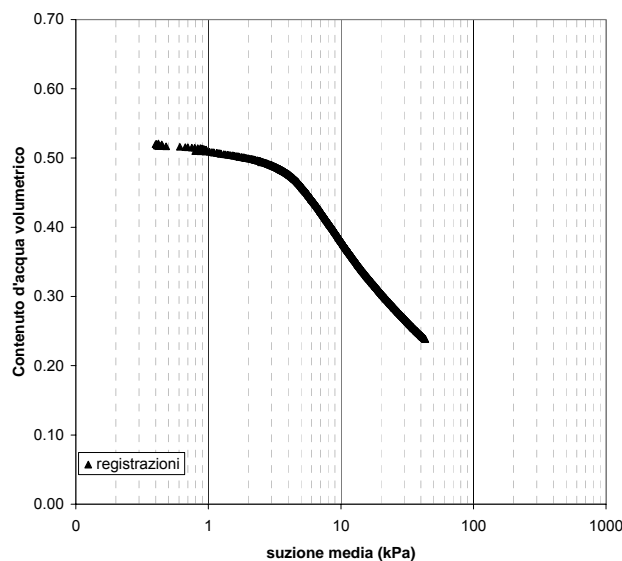


Fig. B.2 – Risultati prove di evaporazione senza elaborazione.

Generalmente però i dati ottenuti dalla prova (misura della suzione in ogni tensiometro e misura della variazione di peso del campione) vengono analizzati per determinare i parametri di un modello teorico della curva di ritenzione e della funzione di permeabilità (van Genuchten 1980) attraverso una procedura numerica di inversione (e.g. Romano e Santini 1999) implementata nel codice agli elementi finiti Hydrus 1D (Simunek et al.

1998). Pertanto si ritiene opportuno, per una maggiore comprensione, fare un breve cenno sul software Hydrus 1D.

B.5.1 Cenni sul software Hydrus 1D

La formulazione matematica del problema inverso prevede la definizione di una “objective function” $S(\underline{b})$ che esprime lo scostamento tra alcune grandezze di risposta del sistema misurate e calcolate. Tali grandezze, funzione dei parametri contenuti nel vettore \underline{b} , possono essere il contenuto d’acqua, la suzione, o il flusso idrico cumulato in uscita ad una determinata quota. Nella presente tesi si sono introdotte le suzioni rilevate in due punti dei campioni al variare del contenuto d’acqua (apparecchio ku-pF), alcune coppie di valori θ – suzione determinate in *pressure plate* ed il valore della permeabilità satura misurata.

La risoluzione del problema consiste nella determinazione del vettore $\underline{b}=\{b_1, b_2, b_p\}$, che minimizza la funzione $S(\underline{b})$. Quest’ultima è espressa dalla seguente relazione:

$$S(\underline{b}) = (\underline{Y}_m - \underline{Y}_c)^T [W] (\underline{Y}_m - \underline{Y}_c) = \sum_{i=1}^N w_i (Y_{mi} - Y_{ci})^2$$

dove \underline{Y}_m è il vettore dei valori misurati, \underline{Y}_c quello contenente i valori calcolati, dipendenti dal tempo, dalla profondità, e dai parametri delle funzioni idrauliche ($Y_{ci}=Y_{ci}(t, z, \underline{b})$), $[W]$ è la matrice dei pesi, di natura diagonale, N è il numero di misurazioni effettuate.

Derivando la $S(\underline{b})$ rispetto ai parametri del vettore \underline{b} , si ottiene un sistema di p equazioni non lineari in p parametri incogniti, da risolvere in maniera iterativa.

Il procedimento di risoluzione adottato da Hydrus-1D è il metodo di Marquardt-Levenberg, in cui il vettore \underline{b} è aggiornato alla n -esima iterazione mediante un vettore di correzione Δb , come segue:

$$b^{n+1} = b^n + \Delta b$$

$$\Delta b = -\left([J]^T [W] [J] + \lambda [D]^T [D]\right)^{-1} [J]^T [W] r$$

in cui λ è uno scalare positivo, $[D]$ è una matrice diagonale di scala, $[J]$ è il Jacobiano $N \times p$ o matrice di sensitività, ed $r = Y_m - Y_c$ è il vettore dei residui. Gli elementi di questa matrice sono le derivate degli output calcolati Y_i dal modello rispetto ai parametri incogniti b_j

$$J_{ij} = \frac{\partial Y_i}{\partial b_j}$$

Per i dettagli del metodo di risoluzione si rimanda alla trattazione di Kool e Parker (1988).

L'utilizzo del programma è semplice ed intuitivo. Bisogna impostare tutte le voci del menu cerchiato in rosso in fig. B.3.

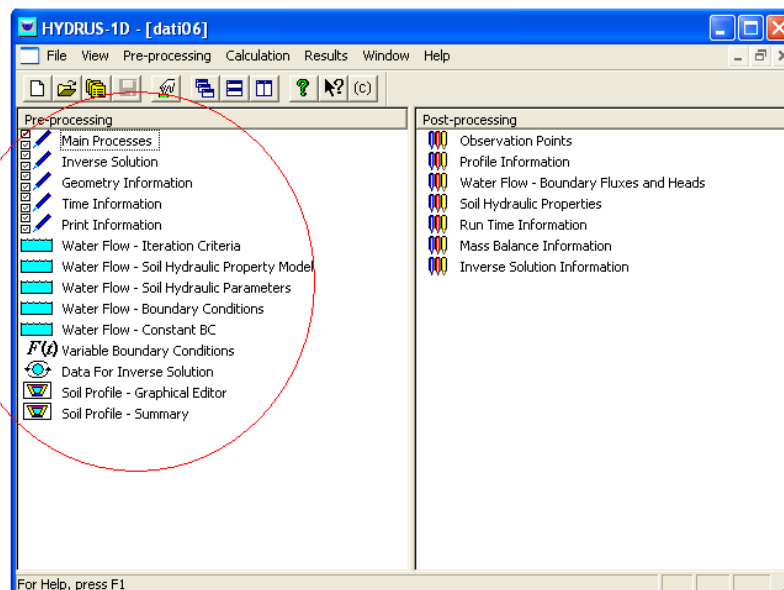


Fig. B.3 – Schermata del programma Hydrus1D.

In particolare, riguardo al tipo di elaborazioni eseguite, nel campo “ Variable Boundary Conditions” bisogna inserire i valori del flusso evaporativo in uscita dal contorno superiore del campione, mentre nel campo “Data For Inverse Solution” vanno impostati i valori di suzione in funzione del tempo, misurati durante gli esperimenti con il ku-pF apparatus, ed i valori di contenuto d’acqua volumetrico corrispondenti a determinate suzioni, ricavati in *pressure plate* (in tal modo è possibile estrapolare la curva oltre l’intervallo di misura senza avere un elevato livello di incertezza). Ovviamente il programma consente l’impostazione anche di altri tipi di condizioni, per la modellazione inversa di altri esperimenti.

L’obiettivo delle analisi effettuate è stato la determinazione dei parametri che definiscono il modello utilizzato (van Genuchten-Mualem). Si è, pertanto, focalizzata l’attenzione alla determinazione delle componenti del vettore $\underline{b} = \{\theta_s, \theta_r, \alpha, n, m, K_s, l\}$. Il numero di parametri incogniti è stato ridotto introducendo la relazione $m=1-1/n$, già citata in precedenza ed il valore noto di K_s . È chiaro che all’aumentare del numero di parametri incogniti, aumenta la flessibilità del modello, e quindi ci si aspetta un incremento di aderenza dei risultati delle simulazioni ai dati sperimentali, ma il prezzo da pagare è la maggiore difficoltà nella determinazione dei parametri stessi.

Nella fase di elaborazione dei parametri si sono effettuate numerosissime simulazioni analitiche introducendo di volta in volta modifiche sia all’impostazione del problema analitico, sia alle procedure sperimentali, puntando alla messa a punto di un metodo affidabile e veloce per la determinazione delle componenti del vettore \underline{b} per i vari terreni (vedi risultati sperimentazione).

In una prima fase di analisi si sono simulati, semplicemente, alcuni esperimenti di laboratorio effettuati con in ku-pF Apparatus su diversi campioni della serie stratigrafica. Per alcuni di essi si sono introdotti nelle

analisi anche i dati provenienti da prove effettuate in *pressure plate*. In questa fase i valori iniziali dei parametri da stimare sono stati valutati eseguendo un'analisi preliminare dei dati con il programma RETC, che consente di ricostruire la curva caratteristica di un terreno in condizioni di parziale saturazione, mediante una procedura di ottimizzazione a partire dai dati misurati di suzione e contenuto d'acqua volumetrico. I risultati ottenuti dalle elaborazioni con RETC (parametri θ_s , θ_r , α , n) sono stati utilizzati come stime iniziali dei parametri per le simulazioni eseguite in Hydrus-1d. Per il parametro K_s si è assunto il valore ottenuto dalle prove di permeabilità. Il parametro ℓ invece, diversamente da come suggerisce Mualem ($\ell=0.5$), è stato assunto variabile con valori che molto spesso sono risultati negativi. Su tale parametro, inoltre, sono stati fatti ulteriori approfondimenti che sono descritti nel capitolo *interpretazione dei risultati*. Per quanto riguarda le condizioni impostate (fig. B.4) nelle simulazioni, si è adottata una condizione iniziale corrispondente ad un profilo idrostatico di pressioni lungo la verticale, con valore nullo in corrispondenza del fondo del provino e un valore di -0.6 kPa in superficie. In tal modo (provino leggermente non saturo) si evitano i problemi di convergenza dell'analisi riscontrati nel caso di condizioni iniziali di completa saturazione. Le condizioni al contorno fissate sono le seguenti: al piano campagna si è imposto un flusso di evaporazione pari a quello valutato a partire dalle misure di variazioni di peso del provino. Al fondo del dominio invece è stata adottata una condizione di flusso costante nullo.

I dati inseriti per la risoluzione del problema inverso sono:

- suzioni misurate dai due tensiometri durante le prove con l'apparato ku-pF;
- valore $\theta(\psi)$ nelle condizioni iniziali;
- valori $\theta(\psi)$ rilevati negli esperimenti con la piastra di Richards;

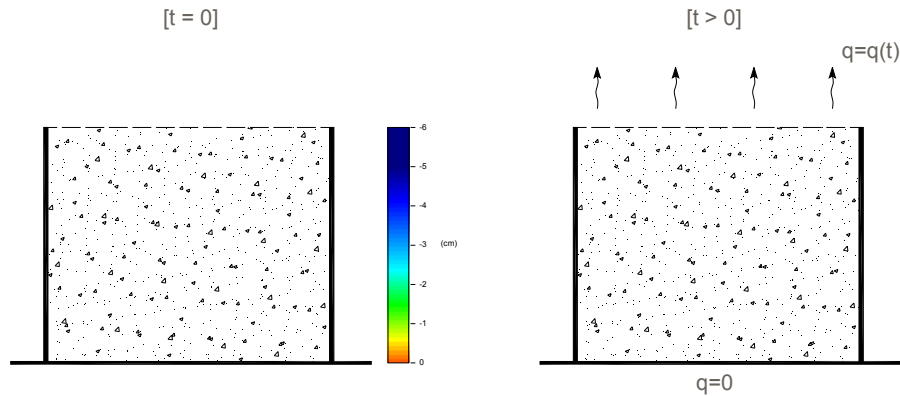


Fig. B.4 – Condizioni al contorno per le simulazioni.

Si è assegnato peso unitario a tutti i valori, tranne che al contenuto d'acqua volumetrico in condizioni iniziali e a quello alla suzione di 1000 kPa rilevato con la piastra di Richards, ai quali si assegnato un peso pari a 5, come sintetizzato nella tab. B.1 che segue. Il contenuto d'acqua alle suzioni di 100 – 150 – 200 – 500 kPa è stato invece analizzato considerando pesi variabili da 5 ad 0 ottenendo in tutti i casi sempre gli stessi risultati (vedi risultati sperimentazione).

GRANDEZZA	Y_{mi}	W_i
Suzione tens. Superiore	h_{top}	1
Suzione tens. Inferiore	h_{bot}	1
θ cond. Iniziali	$\theta(h) = \theta_s$	5
θ per suzione $h =$ 100,150,200,500 kPa	$\theta(h)$	5 a 0
θ per suzione $h = 1000$ kPa	$\theta(h)$	5

Tab. B.1 – Condizioni imposte alle variabili per le simulazioni.

Ne consegue quindi che nelle simulazioni si sono considerati come incogniti tutti i parametri componenti del vettore b : θ_s , θ_r , α , n , l .

Alcuni risultati delle simulazioni, in termini di curva caratteristica, ottenuti su determinati campioni sono riportati in fig. B.5 (a);(b).

Terreno 2: suolo bruno-rossastro

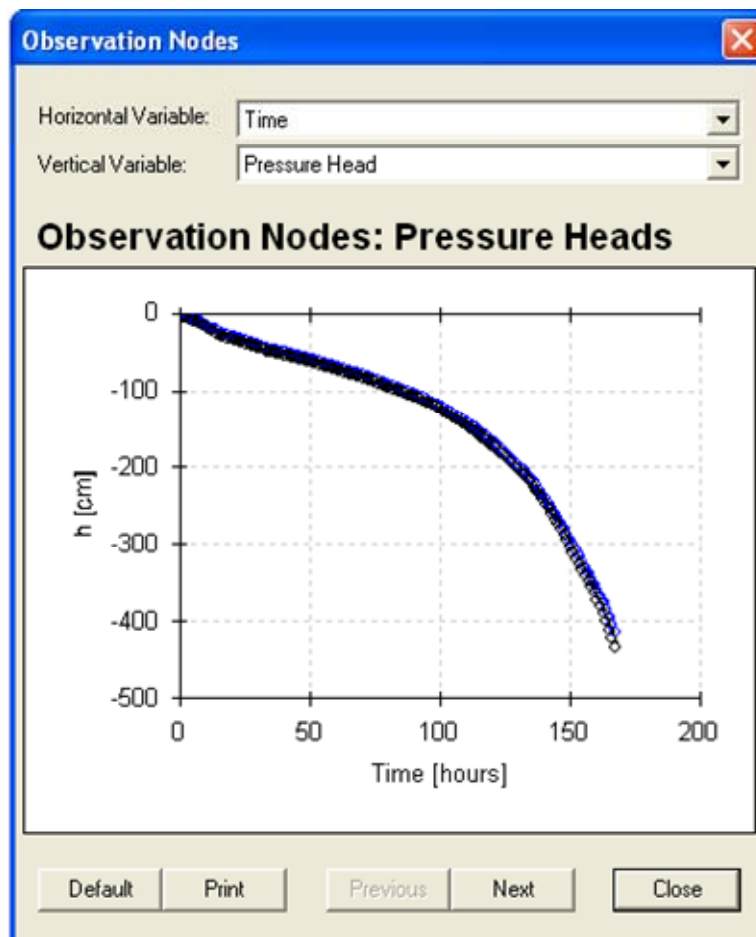


Fig. B.5 (a) – Risultati delle simulazioni in termini di curva di ritenzione (terreno 2).

Terreno 4: paleosuolo cineritico di Ottaviano

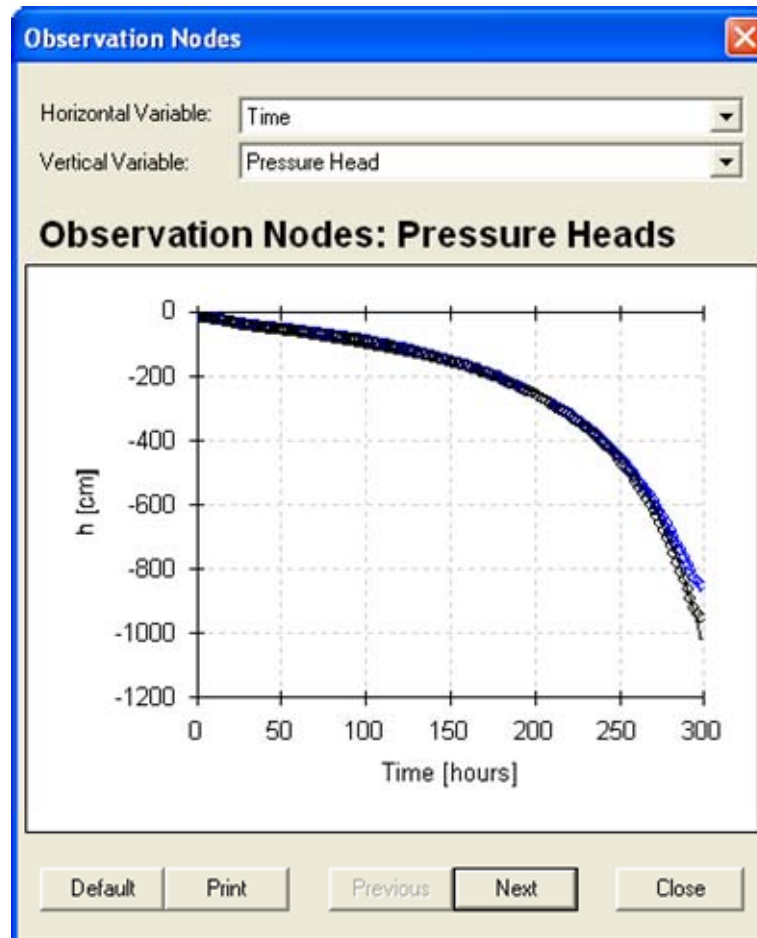


Fig. B.5 (b) – Risultati delle simulazioni in termini di curva di ritenzione (terreno 4).

Dall'analisi dei diagrammi, in cui sono rappresentati con il pallino i dati misurati e con la linea continua i risultati delle simulazioni, si evince che, grazie alla procedura adottata, c'è un'ottima corrispondenza tra valori misurati e valori stimati dall'analisi.

B.5.2 Analisi di sensitività

Nella successiva fase dello studio, si è focalizzata l'attenzione sull'unicità e stabilità della soluzione ottenuta nelle numerose analisi condotte con la tecnica dell'inversione. Tale indagine è stata condotta con riferimento ad un campione del terreno 2 implementando numerose simulazioni per la stima dei parametri idraulici.

Un'analisi di sensitività del modello ai vari parametri è stata condotta diagrammando le *response curve* per ogni parametro (θ_r , α , n ed l , essendo θ_s e K_s fissati). Queste curve rappresentano delle sezioni dello spazio a $p+1$ dimensioni (p parametri e la funzione SSQ). Esse sono state ottenute fissando di volta in volta, in un determinato intervallo, diversi valori al parametro scelto e facendo variare i restanti parametri.

Di seguito sono riportate le curve di risposta per i parametri θ_r , α , n (fig. B.6 ÷ fig. B.8) le quali mostrano un andamento piuttosto regolare e la presenza di un unico minimo indicato con il cerchio rosso sul diagramma (minimo globale).

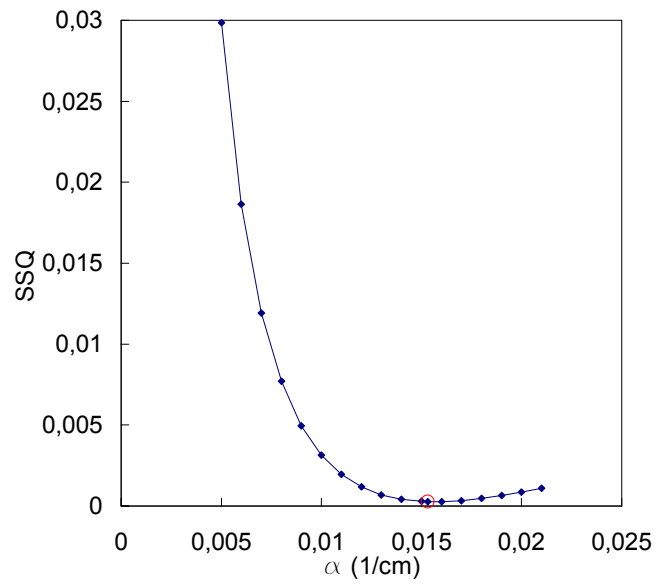


Fig. B.6 – Curve di risposta analisi sensitività parametro α .

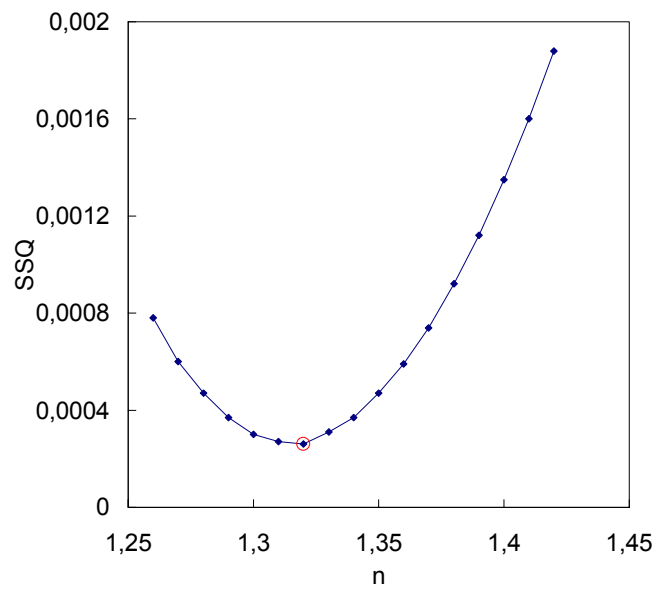


Fig. B.7 – Curve di risposta analisi sensitività parametro n.

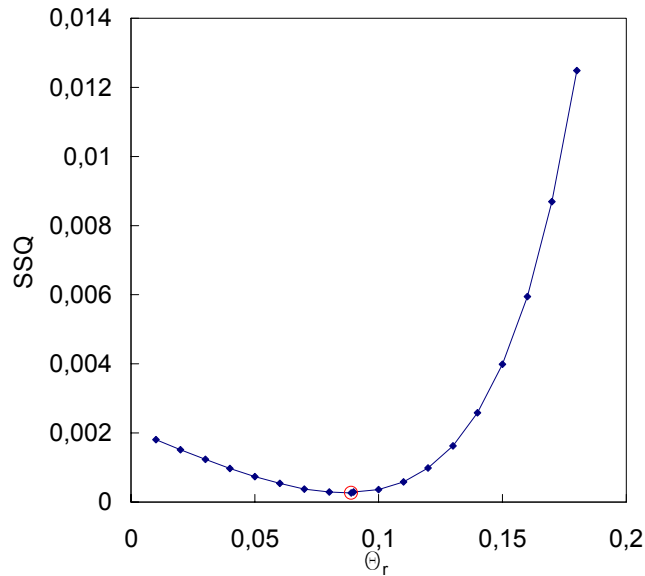


Fig. B.8 – Curve di risposta analisi sensitività parametro Θ_r .

Discorso a parte è stato invece condotto per il parametro ℓ . Tale parametro è un parametro empirico di forma che tiene conto della tortuosità e della correlazione tra la dimensione dei pori. Durner et al., 1999, fanno notare che per piccoli valori di ℓ la funzione di permeabilità $K_r(S_e)$ può aumentare all'aumentare della suzione il che è fisicamente impossibile. Ne consegue che deve essere necessariamente verificata la condizione che $\frac{dK_r(S_e)}{dS_e} > 0$

la quale porta alla restrizione che $\ell > \frac{-2n}{n-1}$. Diagrammando infatti come

varia SSQ al variare di ℓ (fig. B.9), per un campione del terreno 2, si osserva che fino a quando è soddisfatta la restrizione la curva ha un andamento regolare con la presenza di un minimo ma quando la restrizione non risulta più verificata si ha un andamento molto irregolare che non giustifica il risultato fisico sul relativo andamento della funzione di permeabilità che risulta aumentare con la suzione (fig. B.9).

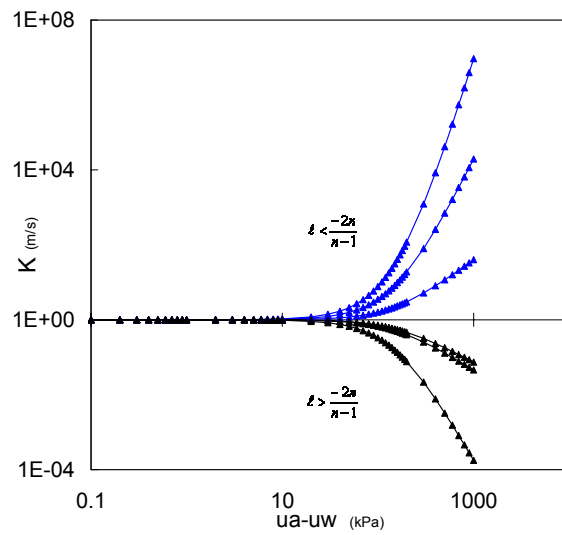
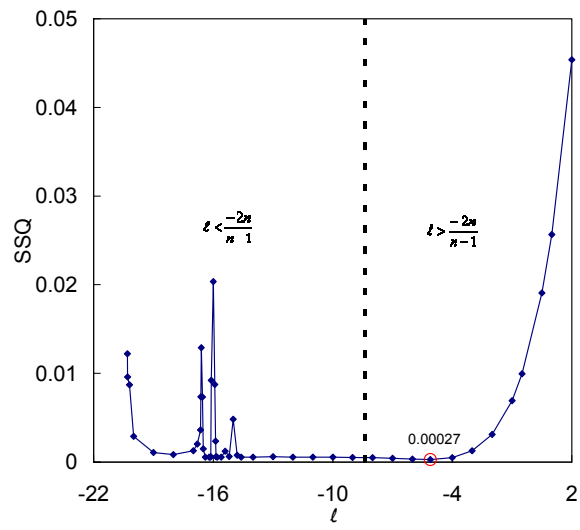


Fig. B.9 – Curve di risposta analisi sensitività parametro l e corrispondente variazione della funzione di permeabilità con la suzione.

B.5.3 Flusso di vapore

Il flusso totale di acqua che si verifica all'interno di un campione è dato dalla somma del flusso di acqua liquido e del flusso di acqua sotto forma di vapore;

$$q_{\text{tot}} = q_{\ell} + q_v$$

Il flusso di acqua liquida q_{ℓ} in terreni saturi o non saturi si verifica quando è presente un gradiente idraulico e può essere descritto usando la legge di Darcy:

$$q_{\ell} = -K_w \frac{\partial h_m}{\partial y}$$

dove q_{ℓ} (m/s) è il flusso di acqua liquida, K_w (m/s) è il coefficiente di conducibilità idraulica, $h_m = \frac{u_w}{\rho_w g} + y$ (m) è la quota piezometrica per la fase di acqua liquida u_w (kPa) è la pressione dei pori, y (m) è la posizione, g (m/s^2) è l'accelerazione di gravità e ρ_w (kg/m^3) è la densità dell'acqua.

Il flusso di vapore q_v in un terreno non saturo può essere descritto usando la legge di Fick (Philip e de Vries, 1957; de Vries, 1975; Fredlund e Dakshanamurthy, 1982):

$$q_v = -D_v \frac{\partial P_v}{\partial y}$$

dove q_v ($\text{kg/m}^2\text{s}$) è il flusso di vapore, P_v (kPa) è la pressione parziale del flusso di vapore, D_v ($\text{kg}\cdot\text{m}/(\text{kN}\cdot\text{s})$) è il coefficiente di diffusione del vapore di acqua attraverso il terreno. $D_v = (\alpha) \cdot (\beta) \cdot (D_{\text{vap}} \frac{W_v}{RT})$ (Wilson, 1990) dove $\alpha = \beta^{2/3}$ è un fattore di tortuosità del terreno (Lai et al., 1976), $\beta = (1-S_r) \cdot n$ è l'aria della sezione di terreno disponibile per il flusso di vapore,

$D_{vap} = 0.229 \cdot 10^{-4} \left(1 + \frac{T}{273}\right) \text{ (m}^2\text{/s)}$ (Kimball et al., 1976) è la diffusività delle

molecole del vapore di acqua nell'aria, W_v (0,018 kg/mol) è il peso molecolare dell'acqua, R è la costante dei gas perfetti, T è la temperatura in gradi Kelvin, n è la porosità e S_r è il grado di saturazione. Esplicitando quanto sopra scritto con riferimento ai terreni studiati si è riscontrato che il flusso di vapore è molti ordini di grandezza più piccolo del flusso di acqua, che si è assunto costante, e pertanto è stato completamente trascurato. Nel diagramma che segue (fig. B.10) si riporta il confronto tra i due flussi con riferimento ad un campione del terreno 8.

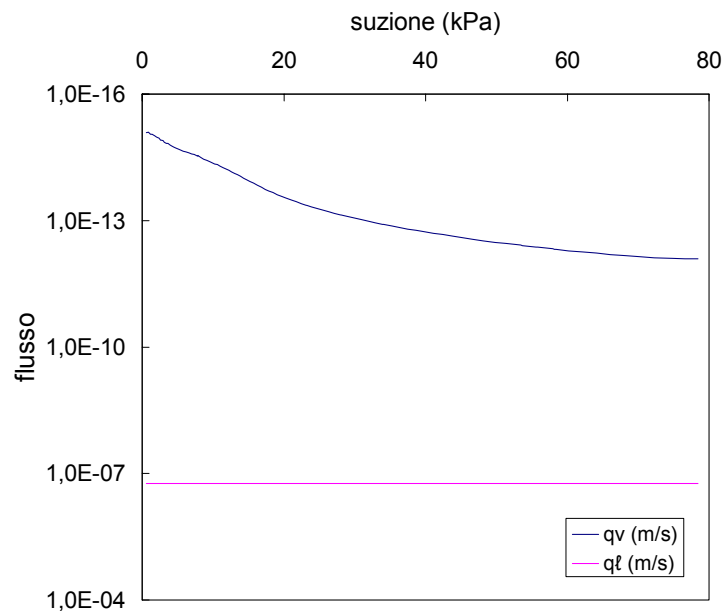


Fig. B.10 – Confronto tra flusso di acqua liquido q_l e flusso di vapore q_v .