



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI
FEDERICO II

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

Dottorato di ricerca in Ingegneria Geotecnica

XXVI ciclo

Coordinatore

Prof. Ing. Claudio Mancuso

**ANALISI DELLA RISPOSTA IDRO-MECCANICA DI
TERRENI COSTIPATI DI UN ARGINE DEL MEDIO CORSO
DEL FIUME PO**

Marzo 2016

Relatore

Prof. Ing. Claudio Mancuso

Correlatrice

Ing. Francesca D'Onza

Candidato

Ing. Vincenzo Oliviero

Ai miei genitori

RINGRAZIAMENTI

Esprimo immensa gratitudine ed infinita stima al mio Relatore, il Prof. Claudio Mancuso, che con pazienza mi ha supportato e guidato durante tutto il percorso del mio lavoro di tesi.

Sono particolarmente grato alla mia Correlatrice, l'Ing. Francesca D'Onza, che con instancabile prodigarsi mi è stata sempre accanto e con la sua incondizionata dedizione alla ricerca ha alimentato in me il desiderio di ampliare le mie conoscenze.

I miei ringraziamenti sono estesi alla Prof.ssa Annarita D'Onofrio, Direttrice di Laboratorio di Dinamica, che molte volte mi ha aiutato trasmettendomi il Suo sapere, l'entusiasmo e la passione per l'attività sperimentale e al Prof. Giacomo Russo dell'Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale, sempre disponibile per eventuali chiarimenti e delucidazioni sulle problematiche affrontate con il quale ho avuto il piacere di collaborare durante i miei studi.

Un sentito ringraziamento al Prof. Domenico Gallipoli dell'Università de Pau et des Pays de l'Adour (Francia), che mi ha supportato nei miei studi soprattutto nell'ambito dell'interpretazione dei risultati ottenuti alla luce dei più avanzati modelli elasto-plastici in letteratura.

Un ringraziamento speciale ad Antonio Cammarota per la sua assistenza durante la mia attività di laboratorio, ad Alfredo Ponzio per l'aiuto offertomi soprattutto durante la preparazione dei provini, ad Adolfo Cavallari e ad Antonio Amato della Società Megaris per la loro collaborazione durante la calibrazione degli strumenti di misura delle attrezzature di laboratorio da me utilizzate.

Sono molto grato a tutti i miei colleghi e compagni di studio che ho avuto la fortuna di conoscere durante il mio percorso di Dottorato di Ricerca.

Vorrei dire grazie a mia mamma Maria Pia Verdoliva, a mio padre Raffaele, a mio fratello Luigi, a mia sorella Caterina e a mio cognato Ciro D'Aniello per il loro amore incondizionato e per l'affettuoso supporto che sempre mi hanno manifestato.

In fine, un ringraziamento particolare alla mia piccola nipotina Ilaria che ha allietato le mie giornate, anche quelle di maggiore tensione e preoccupazione, con la sua straordinaria vivacità.

INDICE

INTRODUZIONE.....	Int-1
CAPITOLO I	
RICHIAMI DI MECCANICA DEI TERRENI PARZIALMENTE SATURI.....	I-1
I.1 Introduzione.....	I-1
I.2 L'acqua di porosità nei terreni non saturi.....	I-6
I.3 La suzione e le sue componenti.....	I-8
I.4 Effetti della suzione sull'acqua di menisco e di volume.....	I-13
I.5 Variabili tensionali e di stato volumetrico.....	I-19
I.6 Comportamento volumetrico.....	I-21
I.6.1 Le superfici di stato.....	I-21
I.6.2 Curva di ritenzione idrica.....	I-23
I.6.3 Compressibilità.....	I-28
I.6.4 Percorsi di wetting e drying.....	I-29
I.7 Resistenza.....	I-34
I.8 Modellazione delle comportamento dell'elemento di volume.....	I-36
I.8.1 Modellazione del comportamento meccanico.....	I-36
I.8.1.1 Il modello elasto-plastico di Alonso et al. (1990)	I-36
I.8.1.2 Il modello elasto – plastico di Wheeler e Sivakumar (1995)	I-46
I.8.1.3 Il modello di Gens e Alonso (1992) per terreni espansivi.....	I-49
I.8.2 Modellazione del comportamento idro-meccanico.....	I-51
I.8.2.1 Il modello di Wheeler (1996)	I-53
I.8.2.2 Modellazione dell'isteresi idraulica. Il modello di Buisson e Wheeler (2000).....	I-55
I.8.2.3 Effetti della deformabilità dello scheletro solido sul comportamento idro-meccanico.....	I-58
CAPITOLO II	
TECNICHE ED APPARECCHIATURE SPERIMENTALI.....	II-1
II.1 Introduzione.....	II-1
II.2 Il controllo della suzione.....	II-1
II.2.1 La tecnica di traslazione degli assi.....	II-2
II.2.2 La tecnica osmotica.....	II-6
II.2.3 La tecnica di controllo dell'umidità ambientale.....	II-9

II.3 La misura delle deformazioni volumetriche.....	II-13
II.3.1 Sistemi basati su misure di livello.....	II-13
II.3.2 Sistemi basati sulla misura del volume di liquido in ingresso o in uscita dalla cella.....	II-15
II.3.3 Sistemi basati sulla misura di volumi di aria e di acqua scambiati dal provino.....	II-16
II.3.4 Sistemi basati sulla misura diretta delle deformazioni.....	II-17
II.4 La misura delle variazioni di contenuto d'acqua.....	II-19
II.5 Le apparecchiature utilizzate nel presente lavoro sperimentale.....	II-21
II.5.1 L'Edometro a suzione controllata controllata.....	II-21
II.5.1.1 Procedure sperimentali.....	II-26
II.5.2 La cella triassiale a suzione controllata.....	II-28
II.5.2.1 Controllo delle prove ed acquisizione dei dati.....	II-30
II.5.2.2 Sistema di controllo della suzione.....	II-32
II.5.2.3 Misura e controllo della pressione di cella.....	II-35
II.5.2.4 Misura e controllo del carico assiale.....	II-35
II.5.2.5 Misura della variazione di volume.....	II-36
II.5.2.6 Cella esterna.....	II-36
II.5.2.7 Cella interna.....	II-39
II.5.2.8 Deformazione assiale.....	II-40
II.5.2.9 Misura della variazione del volume d'acqua.....	II-41
II.5.2.10 Montaggio della cella.....	II-42
II.5.3 Tensiometro ad alta capacità.....	II-45
II.5.3.1 Introduzione.....	II-45
II.5.3.2 Primo prototipo UniNa.....	II-45
II.5.3.3 Nuovo prototipo di tensiometro.....	II-47
II.5.3.4 Procedure sperimentali.....	II-48
 CAPITOLO III	
MATERIALI OGGETTO DI SPERIMENTAZIONE E MODALITA' DI PREPARAZIONE DEI PROVINI.....	III-1
III.1 Introduzione.....	III-1
III.2 Effetti della procedura di costipamento sul comportamento dei terreni.....	III-1
III.3 Classificazione dei materiali oggetto di sperimentazione.....	III-8
III.3.1 Granulometria.....	III-8

III.3.2 Plasticità.....	III-10
III.4 Modalità di preparazione dei provini.....	III-10
III.4.1 Provini da campioni di terreno costipato in sito.....	III-10
III.4.2 Provini da campioni di terreno costipato in laboratorio secondo Procedura Proctor Standard.....	III-12
III.4.3 Provini da campioni di terreno costipato in laboratorio secondo procedura Harvard.....	III-14

CAPITOLO IV

RISULTATI SPERIMENTALI.....	IV-1
IV.1 Introduzione.....	IV-1
IV.2 Programma sperimentale.....	IV-1
IV.2.1 Prove di ritenzione idrica.....	IV-2
IV.2.2 Prove in cella triassiale a suzione controllata.....	IV-2
IV.2.3 Misure di suzione tramite tensiometro ad alta capacità.....	IV-4
IV.3 Prove di ritenzione idrica.....	IV-5
IV.4 Prove triassiali.....	IV-12
IV.4.1 Fasi di equalizzazione.....	IV-12
IV.4.2 Fasi di compressione.....	IV-16
IV.4.3 Fasi di taglio.....	IV-21
IV.5 Misure di suzione.....	IV-25

CAPITOLO V

INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI.....	V-1
V.1 Introduzione.....	V-1
V.2 Comportamento idraulico in cella edometrica.....	V-1
V.3 Comportamento in cella triassiale.....	V-5
V.3.1 Fasi di compressione isotropa.....	V-5
V.3.2 Fasi di taglio.....	V-17

CONCLUSIONI.....	C-1
-------------------------	------------

APPENDICE.....	A-1
-----------------------	------------

BIBLIOGRAFIA

INTRODUZIONE

Il progetto di ricerca svolto ha un carattere spiccatamente sperimentale e concerne la definizione del comportamento idro-meccanico di terreni costipati non saturi di un argine del medio corso del fiume Po.

Le opere in terra, quali argini fluviali e rilevati, costruite compattando il terreno a determinati valori di densità secca e contenuto d'acqua (principali variabili di progetto assieme al tipo di terreno selezionato/disponibile) lavorano in condizioni di parziale saturazione sia dopo la costruzione sia in condizioni di esercizio (A.I.P.O., 2004). Per effetto della loro esposizione agli agenti atmosferici, i terreni costipati che le costituiscono sono soggetti a continue variazioni (spesso cicliche) dello stato idro-volumetrico. Ciò può determinare significative variazioni della risposta idraulica e meccanica dell'opera (inizialmente per una parte di spessore non trascurabile prossima al loro contorno esposto all'atmosfera), p.e. per effetto dell'apertura di fratture che tendono ad evolvere nel tempo ed a determinare una progressiva penetrazione nel corpo del rilevato dell'azione degli agenti atmosferici. Tutto ciò rende queste infrastrutture geotecniche tra le più vulnerabili all'ambiente e, di conseguenza, tra le più sensibili al cambiamento climatico osservato negli ultimi anni.

I metodi empirici per la progettazione di argini e rilevati, e per la previsione del loro comportamento in condizioni di esercizio, sono certamente importanti.

È tuttavia auspicabile affiancare a tali strumenti studi di maggiore dettaglio, specie se si considera che motivi di sostenibilità economica degli interventi di costruzione, ripristino e adeguamento di tali opere, spesso spingono all'uso di materiali cavati in loco non sempre perfettamente rispondenti alle caratteristiche idrauliche e meccaniche ideali da un punto di vista teorico. Per questi motivi, una ricerca che tenga appropriatamente conto del comportamento idro-meccanico di terreni costipati parzialmente saturi che costituiscono argini e rilevati, nonché di condizioni realistiche d'esercizio, potrà contribuire, in prospettiva, a migliorare i criteri di progettazione, monitoraggio e manutenzione delle opere in terra.

Come accennato, il presente lavoro di Dottorato di Ricerca ha avuto come obiettivo lo studio del comportamento idro-meccanico di un limo argilloso debolmente sabbioso, parzialmente saturo, utilizzato per la costruzione di un argine sperimentale, costruito parallelamente all'argine del fiume Po, in località San Martino presso il comune di Viadana (MN), sia quando prelevato dall'argine stesso, sia quando costipato in laboratorio secondo Procedura Proctor Standard (ASTM D691-91).

Esso si basa sull'analisi di risultati sperimentali di prove di laboratorio effettuate nell'ambito di un ampio programma di ricerca, svolto dall'Ing. Francesca D'Onza, con il contributo della Commissione Europea (Contratto PCI409-GA-2011-293727).

La sperimentazione oggetto di studio è stata concentrata sulla risposta idro-meccanica a deformazioni medio-elevate in condizioni di suzione controllata.

La tesi si sviluppa in sei capitoli.

Nel **capitolo I** vengono illustrati i principi generali che regolano la risposta meccanica dei terreni non saturi e le particolarità di comportamento che li differenziano da quelli in condizione di saturazione completa.

Il **capitolo II** è dedicato alle tecniche e alle apparecchiature sperimentali per terreni non saturi. Dopo una descrizione delle principali soluzioni utilizzate in letteratura, vengono presentate in dettaglio le attrezzature impiegate nell'ambito di questa ricerca: un edometro Wissa a suzione controllata, utilizzato per misure di ritenzione idrica, due celle triassiale a suzione controllata tipo Bishop & Wesley (1975).

Nel **capitolo III** è presentato il materiale oggetto di sperimentazione: vengono descritte le principali proprietà fisiche di tale terreno e le modalità di preparazione dei provini.

Nel **capitolo IV** vengono illustrati i risultati sperimentali ottenuti. Un'ampia sezione riguarda gli effetti dello stato di parziale saturazione e, più in genere, della storia tensionale sul comportamento a medie e grandi deformazioni del limo argilloso del Po.

Il **capitolo V** è dedicato all'interpretazione dei risultati sperimentali ottenuti, con l'ausilio di avanzati modelli elasto-plastici per terreni non saturi ad oggi disponibili in letteratura.

Nelle **Conclusioni**, infine, vengono richiamati i principali risultati ottenuti nell'ambito di questa tesi, tratte le considerazioni conclusive e delineati i possibili sviluppi futuri della ricerca.

CAPITOLO I

RICHIAMI DI MECCANICA DEI TERRENI PARZIALMENTE SATURI

I.1 INTRODUZIONE

Per anni lo studio del comportamento meccanico delle terre è stato limitato al caso dei terreni saturi. Sono diverse le ragioni che hanno portato alla tardiva nascita di una trattazione specifica per la meccanica dei terreni parzialmente saturi. Tra esse le più valide appaiono la prevalenza dei terreni di origine sedimentaria saturi nei paesi maggiormente sviluppati, la precoce introduzione del principio delle tensioni efficaci di Terzaghi quale strumento universale per l'analisi del comportamento dei terreni saturi, la convinzione che la condizione di completa saturazione fosse la situazione peggiore nei casi applicativi. Infine, un'altra importante spiegazione può essere ricercata nella complessità dello studio sperimentale e teorico del comportamento meccanico dei mezzi granulari trifase rispetto ai terreni saturi (bifasici).

Studi e ricerche condotte negli ultimi decenni hanno però reso evidente che il comportamento dei terreni non saturi non può essere previsto alla luce della geotecnica tradizionale e che non sempre ignorare la condizione di parziale saturazione si traduce in una pratica progettuale a vantaggio di sicurezza. A tal proposito basti pensare al fenomeno del collasso strutturale, ossia della riduzione di volume irreversibile che terreni non saturi possono esibire per un incremento del grado di saturazione: alla luce del principio delle tensioni efficaci in questa circostanza non si potrebbe che prevedere un rigonfiamento.

Quando si ha a che fare con i terreni non saturi occorre tenere in conto la variabile di stato tensionale suzione che ne influenza il comportamento meccanico, cosa che non può essere fatta se non con un approccio ad hoc.

Storicamente, nell'evoluzione della ricerca in questo settore si possono distinguere tre periodi. I primi studi di un certo rilievo, fino alla metà degli anni '60, furono tesi all'individuazione di una forma generalizzata del principio delle tensioni efficaci di Terzaghi, nel tentativo di estendere nel modo più semplice ed immediato le conoscenze fino ad allora acquisite sulla meccanica dei terreni saturi. Questo approccio però si rivelò inadatto. Nei due decenni successivi, anche grazie alla messa a punto delle prime attrezzature a suzione controllata, si riconobbe la necessità di distinguere due variabili di stato tensionali indipendenti: per esempio la tensione totale netta e la suzione di matrice.

Nell'ultimo ventennio infine la ricerca in questo settore ha conosciuto enormi sviluppi. Nel 1987, nell'ambito del IX ECSMFE di Dublino, Alonso, Gens e Hight presentarono, pur se a livello qualitativo, il primo modello elasto-plastico per terreni parzialmente saturi, basato sulla estensione della teoria dello stato critico. Esso trovò formulazione matematica completa tre anni più tardi.

Da quella data si è assistito ad una vera e propria rivoluzione nell'approccio alla meccanica dei terreni non saturi. Dal punto di vista sperimentale sono state messe a punto apparecchiature a suzione controllata in grado di controllare e misurare tutte le variabili di stato tensionale e deformativo indipendenti in meccanica dei terreni non saturi. Nel campo della modellazione, anche grazie alla cospicua evidenza sperimentale acquisita, i primi spunti forniti dalla scuola di Barcellona sono stati progressivamente affinati. Per alcune categorie di terreni, soprattutto a granulometria fine ricostituiti, è oggi possibile modellare con continuità il comportamento meccanico, descrivere i fenomeni di collasso strutturale e rigonfiamento e, in generale, tenere conto dell'influenza della suzione su compressibilità e resistenza. E proprio nell'ambito della sperimentazione riguardante la misura della suzione, aspetto dal quale qualsiasi indagine sui terreni parzialmente saturi non può prescindere, sono stati fatti grandi passi in avanti, mettendo a punto strumenti e procedure sperimentali: tale sperimentazione continua a essere oggetto di studio in svariati centri di ricerca nel mondo.

La condizione di parziale saturazione si incontra molto di frequente nei problemi applicativi, sia nei terreni naturali che nelle costruzioni in terra.

Nel primo caso, essa si può incontrare in prossimità del piano campagna nella zona al di sopra del pelo libero della falda (detta zona vadosa), in cui la pressione dell'acqua di porosità può raggiungere valori negativi anche molto elevati (v. fig. I.1). L'estensione e le caratteristiche della zona vadosa sono fortemente influenzate dal clima e, in particolare, dal bilancio dei flussi di acqua dovuti ai fenomeni di evaporazione, evapo-traspirazione e infiltrazione conseguente a precipitazioni meteoriche.

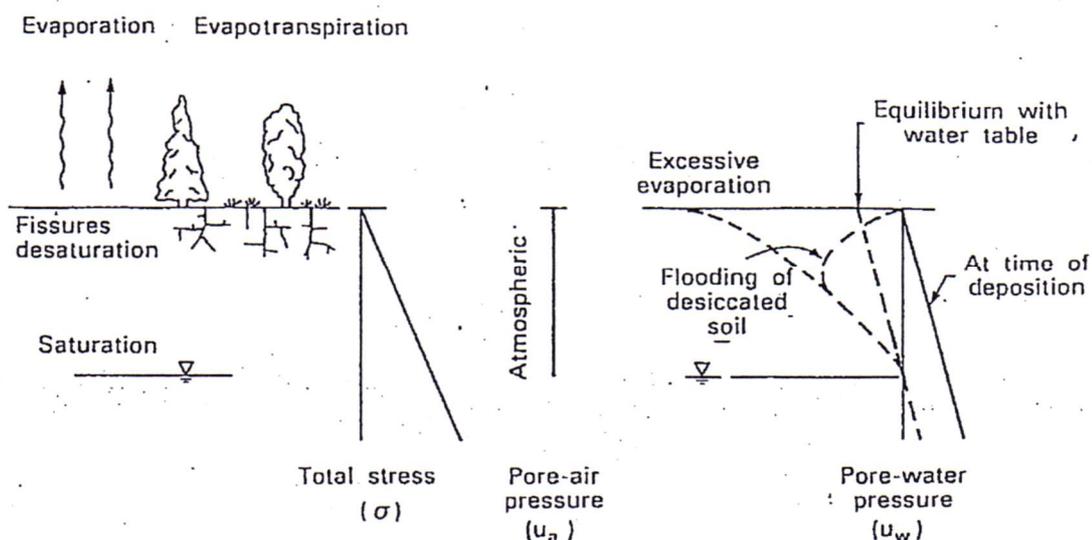


Figura I.1: Andamento delle tensioni durante la desaturazione del terreno.

Un flusso netto rivolto verso l'alto produce un graduale essiccamento della crosta più superficiale, con conseguente riduzione della pressione neutra fino a valori sensibilmente minori di quella atmosferica. Fenomeni di graduale saturazione si verificano nel caso opposto. L'influenza della vegetazione superficiale è particolarmente importante: Taylor e Ashcroft dimostrarono già nel 1972 che alcune piante possono indurre nel terreno valori di suzione addirittura di alcuni MPa. Variazioni cicliche delle condizioni ambientali e climatiche producono nella zona vadosa modifiche di stato tensionale, dando luogo a fenomeni di rigonfiamento, di collasso strutturale e, in generale, a variazioni delle caratteristiche di permeabilità, compressibilità e resistenza dei terreni.

I requisiti geotecnici delle opere in terra dipendono chiaramente dalla funzione che l'opera stessa è chiamata a svolgere: di ritenuta di liquidi, di difesa idraulica, di appoggio o di sostegno di sovrastrutture e così via. In tutti i casi, le caratteristiche fisiche e granulometriche dei materiali e le modalità di posa in opera (contenuto d'acqua ed energia di costipamento) inducono sempre uno stato iniziale di parziale saturazione che ne influenza in maniera determinante il comportamento in esercizio.

Una diga in terra viene realizzata mediante la successiva posa in opera e compattazione di strati di terreno. Ogni strato che si aggiunge rappresenta un incremento tensionale totale per gli strati sottostanti e questo stato di compressione dà luogo a variazioni della pressione dell'aria e dell'acqua all'interno dei pori del terreno (v. fig. I.2).

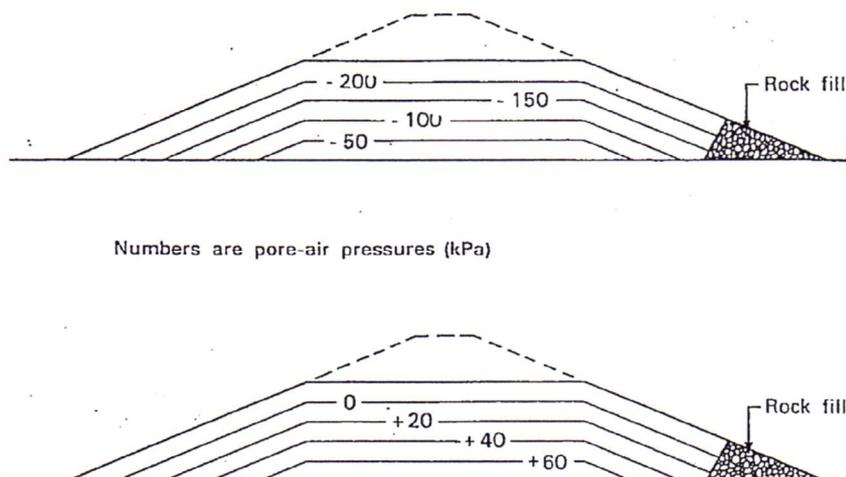


Figura I.2: Andamento tipico della pressione dell'aria e dell'acqua interstiziale durante la costruzione della diga.

In particolare, la pressione dell'aria aumenta dalla superficie verso gli strati più profondi, mentre la pressione negativa dell'acqua può raggiungere in alcune zone valori anche di centinaia di KPa (v. fig. I.3).

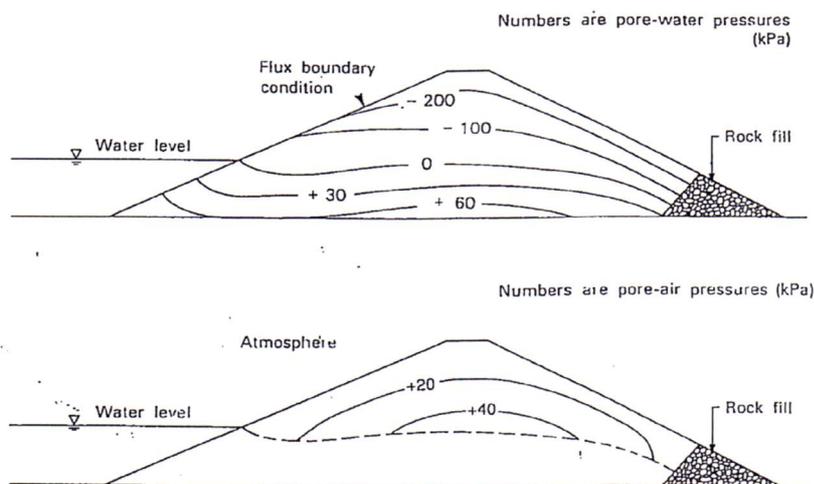


Figura I.3: Andamento tipico delle pressioni di aria e acqua nei pori dopo la dissipazione di alcune pressioni e il parziale invaso della diga.

Determinare e prevedere le mutazioni delle variabili tensionali che governano il comportamento meccanico del terreno di cui l'opera è costituita rappresenta una problematica molto pressante se si pensa all'elevato rischio ambientale che spesso caratterizza questi manufatti (dighe di terra, sistemi di rivestimento delle discariche controllate, argini e così via) ed alla potenziale pericolosità dei processi di saturazione cui sono sottoposte.

Un altro tipico “problema geotecnico” in cui ci si scontra con lo stato di parziale saturazione è la stabilità dei pendii naturali. Condizioni climatiche particolari, come forti piogge, possono infatti determinare forti variazioni del regime di pressione neutra nell’acqua di porosità accompagnate da notevole riduzione della resistenza a taglio. Anche in questo caso è dunque necessario tener conto di ciò nell’analisi della stabilità di un pendio (v. fig. I.4).

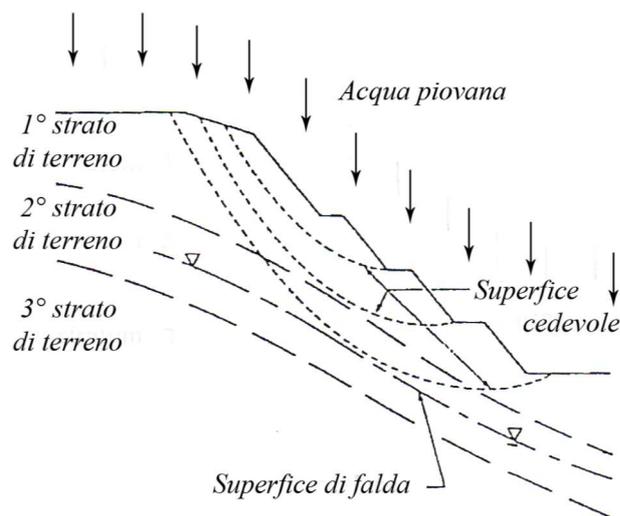


Figura I.4: Andamento tipico delle superfici di rottura lungo un pendio in seguito a fenomeni meteorici.

Gli esempi citati rappresentano soltanto una parte dei casi oggetto di studio in cui la condizione di parziale saturazione può manifestare i suoi effetti. Appare dunque ampiamente giustificato lo sviluppo di elementi di meccanica delle terre appositamente dedicati ai terreni non saturi.

Per questo motivo, nel presente capitolo vengono discussi i principi generali che regolano la risposta meccanica dei terreni non saturi e le particolarità di comportamento che li differenziano dai terreni in condizione di saturazione completa.

La suzione viene definita dal punto di vista meccanico e termodinamico, approfondendo il ruolo delle pressioni all’interno dei fluidi di porosità, anche con l’ausilio di semplici schemi di riferimento, e definendo le variabili tensionali e deformative significative per lo studio dei mezzi non saturi. Successivamente, tramite una rassegna di recenti risultati sperimentali, si illustrano gli effetti del grado di saturazione su compressibilità, rigidità e resistenza a taglio.

Infine, ampio spazio è dedicato alla modellazione del comportamento meccanico ed, in particolare, al comportamento volumetrico dei materiali non saturi. La presentazione di modelli elasto-plastici è volutamente affiancata all’esposizione di ulteriori risultati sperimentali che supportino gli approcci teorici descritti.

I.2 L'ACQUA DI POROSITA' NEI TERRENI NON SATURI

Un terreno parzialmente saturo è un mezzo costituito da tre fasi: particelle solide, acqua ed aria. La presenza di due fluidi all'interno dei pori (di cui uno compressibile, cioè l'aria) e l'interazione che questi hanno tra loro e con lo scheletro solido condiziona fortemente lo stato tensionale e, più in genere, il comportamento meccanico ed idraulico.

In un terreno non saturo a grana fina, l'acqua di porosità può essere classificata in tre diverse forme, le cui proporzioni sono funzione delle dimensioni dei pori tra le particelle e del tipo di interazione con le particelle solide (Stepkowska, 1990; Hueckel, 1992).

L'acqua "libera", all'interno dei pori di dimensioni maggiori (macropori), è quella che ha la possibilità di muoversi per effetto di gradienti idraulici. Tipicamente, tale forma viene a sua volta suddivisa in acqua di menisco e di volume (v. fig.I.5), essendo la seconda quella che riempie i pori di un aggregato di particelle saturo all'interno di un elemento di volume complessivamente non saturo (Wheeler e Karube, 1995).

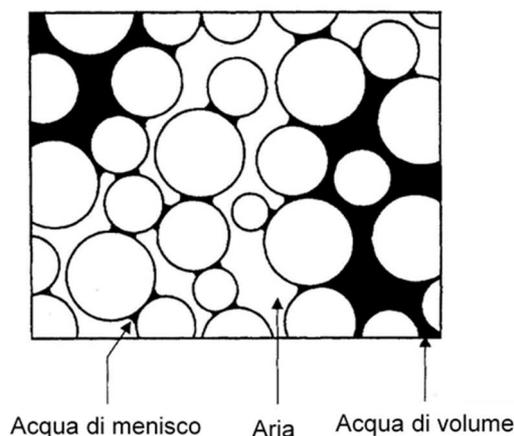


Figura I.5: Rappresentazione schematica dell'acqua di menisco e di volume (da Wheeler e Karube, 1995).

All'acqua debolmente legata, ossia quella presente all'interno dei pori di dimensioni inferiori (micropori), è di norma impedito il flusso idraulico, cosicché per i livelli di suzione tipicamente riscontrati in natura i micropori rimangono saturi.

Infine, esiste l'acqua fortemente legata alle particelle solide (o acqua igroscopica), che risulta adsorbita ed è forzata a muoversi solo lungo la superficie delle particelle argillose.

Acqua debolmente e fortemente legata costituiscono il cosiddetto contenuto d'acqua microscopico (Romero, 1999).

In figura I.6 si schematizza la struttura di un'argilla costipata non satura, caratterizzata da un livello di microporosità tra aggregati di particelle e da un livello di macroporosità, con pori tra un aggregato e l'altro.

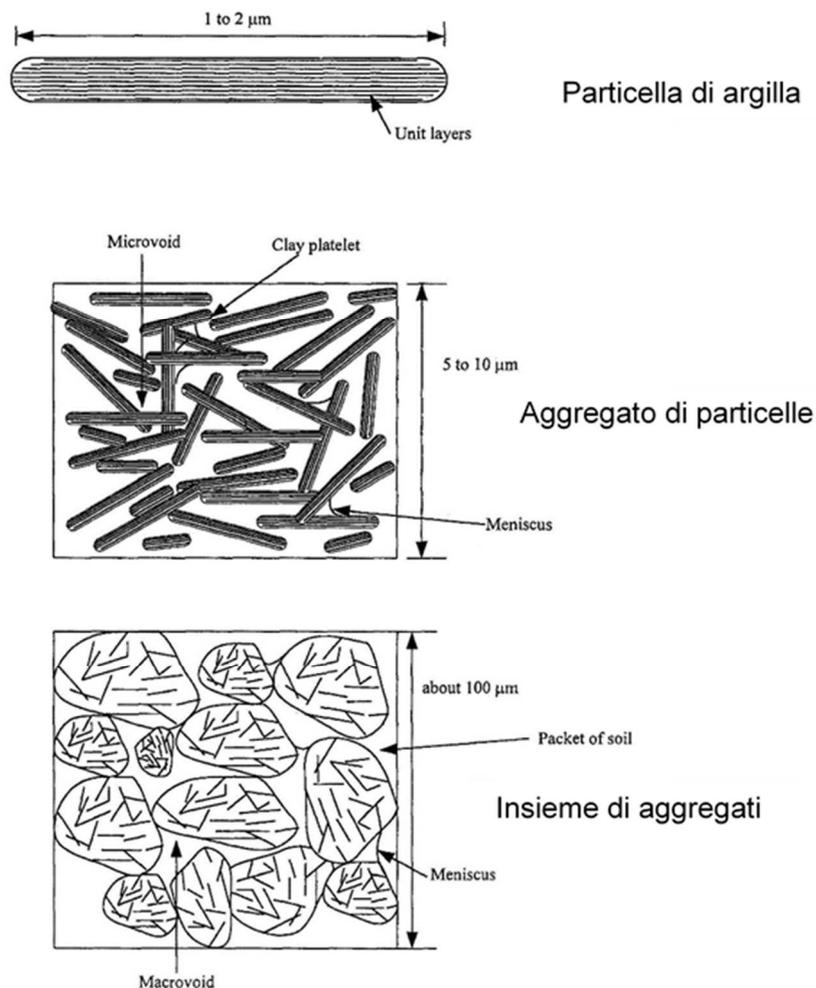


Figura I.6: Struttura di un'argilla costipata (Sharma, 1998).

Come si avrà modo di illustrare meglio in seguito (cfr. § I.6), la quantità d'acqua nei micropori, nonché la sua configurazione, sono poco influenzate dai processi di carico (che modificano essenzialmente le dimensioni dei macropori) mentre dipendono fortemente dall'attività dei minerali che costituiscono il terreno in esame. Viceversa, la quantità e la distribuzione dell'acqua libera sono significativamente influenzate dalle variazioni di dimensioni dei macropori.

Come sarà meglio chiarito nel § I.4, le due forme di acqua libera (di volume e di menisco) incidono sul comportamento dei terreni non saturi in maniera diversa: se negli aggregati saturi in figura I.6 continua a valere il principio delle tensioni efficaci (sebbene solo all'interno di una

porzione dell'elemento di volume) ciò non risulta verificato per l'insieme non saturo complessivo.

Sulla base della continuità delle fasi, Wroth e Hously (1985) distinguono terreni non saturi con:

A - fase gassosa discontinua e fase liquida continua, per elevati valori del grado di saturazione;
 B - fase gassosa e fase liquida continua, per gradi di saturazione compresi all'incirca tra 50% ed 85%;

C - fase gassosa continua e fase liquida discontinua, per ridotti valori del grado di saturazione. Indicazioni analoghe sono fornite da numerosi autori (e.g. Barden e Pavlakis, 1971; Fredlund e Rahardjo, 1993) sulla base di prove di permeabilità all'aria su provini non saturi.

Nel primo caso, quando le dimensioni delle bolle d'aria occlusa sono inferiori a quelle delle particelle, il terreno obbedisce al principio delle tensioni efficaci ed il suo comportamento può essere interpretato tenendo in conto la compressibilità del fluido di porosità (Sparks, 1963; Wheeler, 1988).

La configurazione dell'acqua nei pori, ad ogni modo, è anche funzione della storia tensionale pregressa, a parità di grado di saturazione. Le variazioni di S_r , infatti, presentano tipicamente isteresi lungo percorsi di de-saturazione e successiva saturazione, il che condiziona la distribuzione delle fasi fluide e gli sforzi interparticellari che da questa conseguono (cfr. § I.6).

I.3 LA SUZIONE E LE SUE COMPONENTI

La suzione di un terreno è una grandezza che misura l'energia libera dell'acqua di porosità (Richards, 1965), esprimibile in termini di pressione secondo la seguente relazione termodinamica:

$$\Psi = -\frac{RT}{V_{\text{mol}}} \ln\left(\frac{u_v}{u_{v0}}\right) \quad (\text{I.1})$$

dove Ψ è la suzione totale, R la costante universale dei gas, T la temperatura assoluta, V_{mol} è il volume molare dell'acqua, u_v è la pressione parziale dell'acqua di porosità e u_{v0} è la pressione di vapore saturo all'equilibrio con acqua pura alla temperatura T .

Due fenomeni distinti danno conto della differenza tra u_v ed u_{v0} , se si considera il comportamento di un terreno con contenuto d'acqua maggiore di quello microscopico (ossia dotato di acqua libera, cfr. § I.2). Il tipo e la concentrazione dei sali disciolti nell'acqua riducono la pressione di vapore saturo ad un valore $\overline{u_{v0}}$ inferiore rispetto a quella dell'acqua pura.

Inoltre, la presenza dei menischi capillari fa diminuire la pressione del vapore nei pori (u_v), rendendola inferiore rispetto alla $\overline{u_{v0}}$ che agirebbe - all'equilibrio ed a parità di temperatura - in un recipiente contenente una soluzione identica all'acqua di porosità. La figura I.7 (Fredlund e Rahardjo, 1993) fornisce una rappresentazione schematica del fenomeno. La risalita nel tubo capillare segnala la presenza di una pressione parziale di vapore inferiore rispetto al caso del contenitore con interfaccia acqua-aria piana.

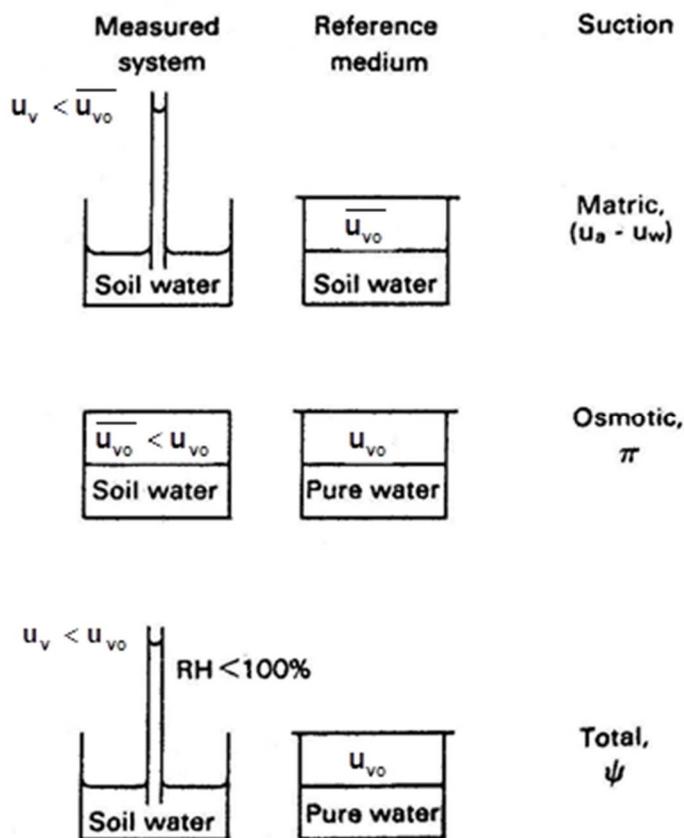


Figura I.7: Suzione e sue componenti (da Fredlund e Rahardjo, 1993).

Analogamente, in un terreno esiste una variazione dell'energia libera del liquido di porosità dovuta alla presenza dello scheletro solido, nei cui pori, non completamente saturi, l'acqua è sotto forma di menischi capillari.

Il rapporto u_v/u_{v0} nell'eq. I.1 rappresenta, come noto, l'umidità relativa; il suo legame con la suzione è mostrato in figura I.8 per le temperature di 10, 20 e 30 °C. L'ingrandimento evidenzia l'elevata sensibilità della suzione a variazioni di u_v/u_{v0} nel campo 10-1000 kPa.

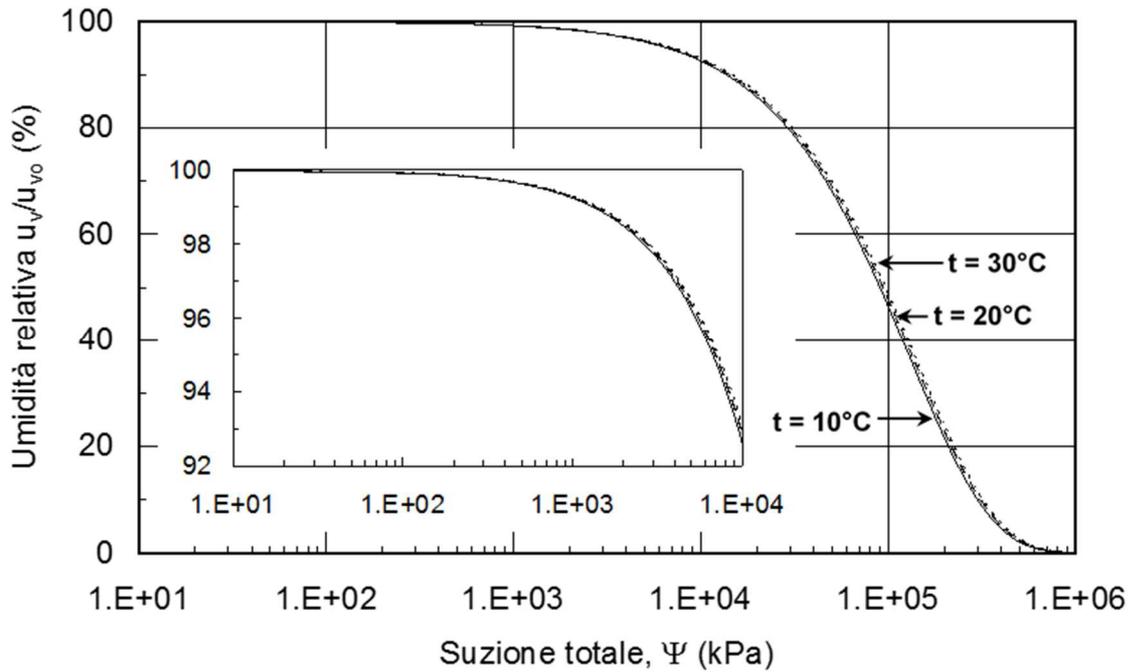


Figura I.8: Relazione tra suzione totale ed umidità relativa.

La misura globale dell'effetto di riduzione di energia libera, la suzione totale ψ , può essere suddivisa nelle due componenti suzione di matrice (s) ed osmotica (π):

$$\Psi = s + \pi = -\frac{RT}{V_{\text{mol}}} \ln\left(\frac{u_v}{u_{v0}}\right) - \frac{RT}{V_{\text{mol}}} \ln\left(\frac{\bar{u}_{v0}}{u_{v0}}\right) \quad (\text{I.2})$$

In alternativa, la suzione di matrice si definisce tramite la differenza ($u_a - u_w$) tra le pressioni dell'aria e dell'acqua di porosità. Si può dimostrare, infatti, che sussiste l'uguaglianza (Miller e Nelson, 1993):

$$s = u_a - u_w = -\frac{RT}{V_{\text{mol}}} \ln\left(\frac{u_v}{u_{v0}}\right) \quad (\text{I.3})$$

Per effetto dei fenomeni di capillarità, l'interfaccia aria-acqua presenta concavità nel verso della fase aria, ossia la differenza ($u_a - u_w$) risulta maggiore di zero. In natura, tipicamente, la pressione della fase aria risulta atmosferica, ovvero nulla in termini di pressioni relative, e la pressione dell'acqua di porosità negativa, come nella figura I.9, in cui viene messo in evidenza l'effetto delle condizioni al contorno atmosferiche, e nella figura I.10, che classifica le zone di parziale saturazione al di sotto del piano campagna ed al di sopra del piano di falda, nella cosiddetta zona vadosa (Fredlund, 1995; Fredlund, 1998).

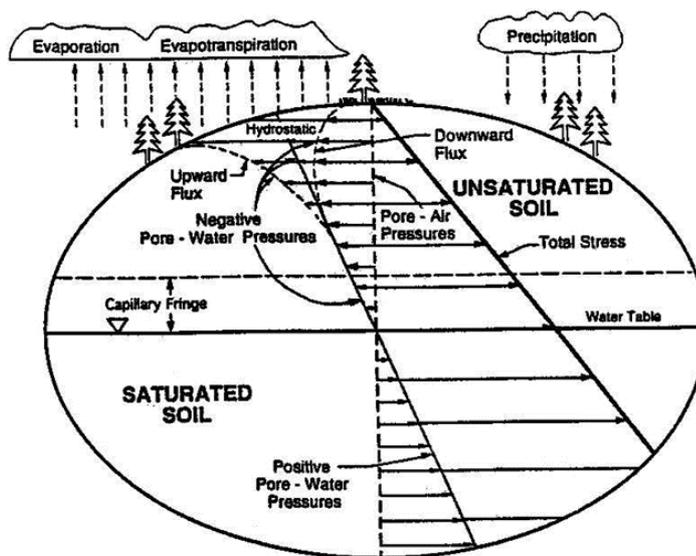


Figura I.9: Effetto delle condizioni al contorno di flusso idraulico sulla distribuzione delle pressioni neutre (Fredlund, 1995).

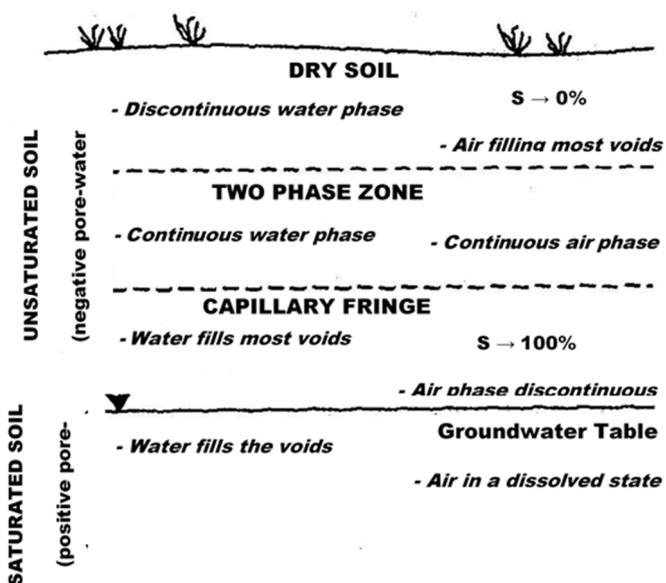


Figura I.10: Classifica delle zone di parziale saturazione nel sottosuolo (Fredlund, 1998).

La suzione, in definitiva, consta di due addendi: la suzione di matrice, legata alle pressioni delle fasi fluide ed a fenomeni di interazione all'interfaccia tra acqua, aria e particelle solide, e la componente osmotica, legata alla concentrazione dei sali nell'acqua di porosità ed a fenomeni di interazione chimica tra i sali ed il doppio strato di ioni attorno alle particelle argillose.

È ben noto che le pressioni neutre (i.e la componente di matrice) possono subire in sito significative variazioni per effetto delle condizioni al contorno ambientali (precipitazioni, temperatura, ecc.). Ad ogni modo, in linea di principio, si possono avere in sito variazioni di

suzione totale per effetto di un cambiamento di ciascuna delle due componenti. Nonostante sia tipico associare l'esistenza di una suzione osmotica ad un terreno non saturo, in realtà tale componente è semplicemente legata alla concentrazione di sali ed ha quindi lo stesso ruolo nel caso dei terreni saturi come in quello più generale dei materiali parzialmente saturi. Variazioni di suzione osmotica hanno effetto sul comportamento meccanico (compressibilità, resistenza), come ampiamente dimostrato sia dal punto di vista teorico sia da quello sperimentale (Di Maio e Fenelli, 1994; Di Maio, 1996).

Con riferimento alle applicazioni ingegneristiche, è da mettere in evidenza che buona parte dei problemi relativi a terreni non saturi riguardano, appunto, variazioni di condizioni al contorno dovute a precipitazioni atmosferiche e variazioni stagionali del pelo libero della falda. Si pensi ad esempio ai fenomeni di rigonfiamento, con conseguente innalzamento del piano campagna per imbibizione nei cosiddetti terreni espansivi¹ (Jiménez-Salas, 1995), oppure alla variazione delle condizioni di stabilità di pendii costituiti da terreni non saturi (Bao et al., 1998) per apporti meteorici (v. esempio in fig. I.11).

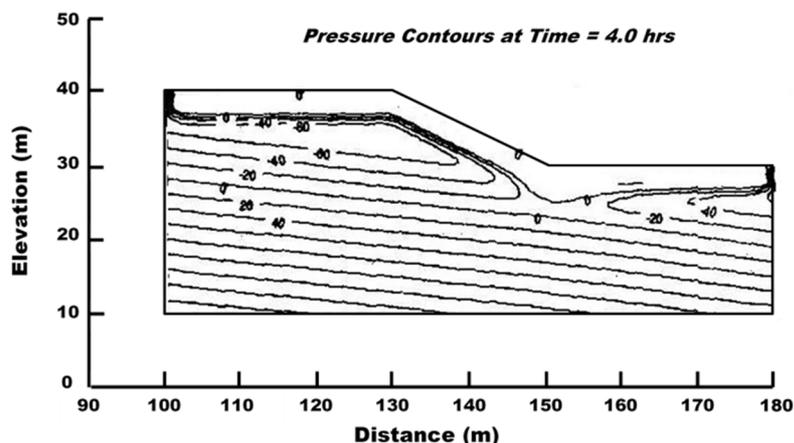


Figura I.11: Distribuzione di pressioni neutre (kPa) in un pendio costituito da terreni non saturi dopo 4.0 ore di precipitazione meteorica (Gasmo et al., 2000).

In questi casi le caratteristiche chimiche del liquido interagente con lo scheletro solido rimangono inalterate nel tempo con la conseguenza che le variazioni di componente osmotica sono poco significative. La figura I.12 (Fredlund e Rahardjo, 1993) mostra, ad esempio, le variazioni dei valori di suzione di matrice ed osmotica osservati in provini di Regina Clay a causa di variazioni di contenuto d'acqua tra il 20 e il 32% prodotti con acqua disidratata. La variabilità della componente osmotica risulta trascurabile rispetto a quella della suzione totale.

¹ Si definiscono espansivi quei terreni che, a causa della composizione mineralogica, subiscono significative deformazioni di rigonfiamento per aumento del grado di saturazione.

Viceversa, in casi in cui il contenuto salino dell'acqua di porosità sia fortemente alterato, ad esempio per effetto di contaminazione chimica, l'effetto della componente osmotica può essere determinante.

Nel seguito di questo lavoro si farà riferimento alla componente di matrice ($u_a - u_w$), semplicemente indicata "suzione".

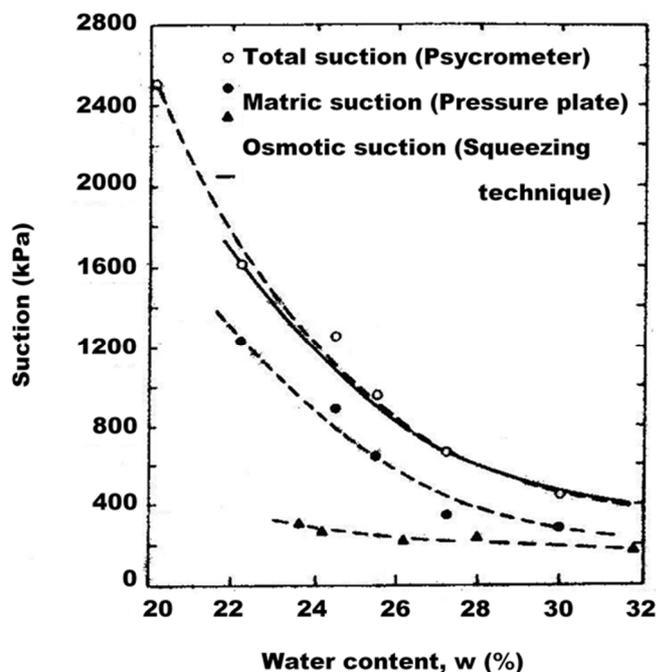


Figura I.12: Misure di suzione totale, di matrice ed osmotica realizzate su Regina clay costipata (Fredlund e Rahardjo, 1993).

I.4 EFFETTI DELLA SUZIONE SULL'ACQUA DI MENISCO E DI VOLUME

Come accennato nel §I.3, in un terreno non saturo la pressione dell'acqua di porosità, u_w , risulta inferiore a quella dell'aria, u_a , per effetto della capillarità. L'interfaccia aria-acqua risulta curva e sostiene la differenza di pressioni grazie agli effetti di tensione superficiale. Si consideri lo schema di figura I.13, dove si rappresenta un menisco capillare tra due particelle sferiche.

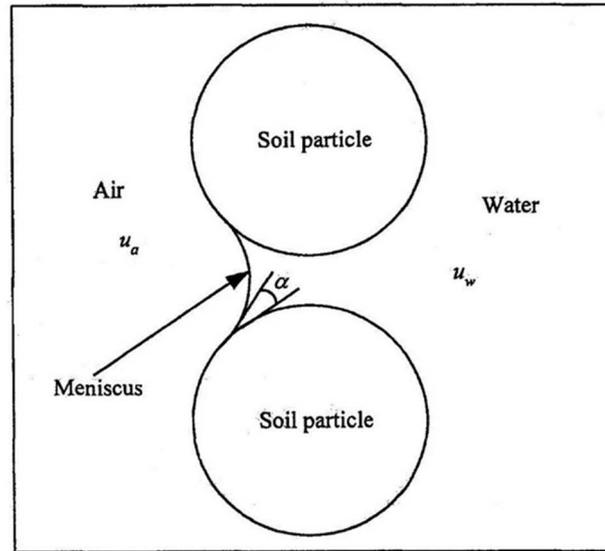


Figura I.13: Configurazione dell'interfaccia aria-acqua all'interno dei pori di un terreno (Sharma, 1998).

A contatto con le particelle solide, il liquido di porosità presenta un angolo di contatto α tipicamente molto vicino allo zero (Price, 1985). Ciò è chiaramente ottenibile solo quando la concavità è rivolta dal lato dell'aria, come in figura. Dall'equilibrio dell'interfaccia deriva che la suzione è data da:

$$u_a - u_w = T \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (I.4)$$

detti T la tensione superficiale ($T=73 \cdot 10^{-3}$ N/m a 20° C) ed r_1 e r_2 i raggi principali di curvatura dell'interfaccia.

Ciascun poro all'interno di un terreno non saturo può risultare pieno d'aria o d'acqua (Sharma, 1998), mentre è improbabile che contenga sia aria che acqua. Un generico vuoto ha infatti forma casuale, ma con vie per l'ingresso o l'uscita d'aria equivalenti a un "collo di bottiglia", a cui è possibile associare un raggio medio \bar{r} assimilandole a tubi capillari. Dall'eq. I.4 si deduce che quando si oltrepassa il valore di suzione corrispondente al raggio \bar{r} l'acqua fuoriesce completamente dal poro, essendo questo caratterizzato da dimensioni medie maggiori di \bar{r} . Concettualmente, questo è il meccanismo che regola il passaggio da acqua di volume ad acqua di menisco. Inoltre, il fatto che ad un processo di svuotamento ed ad uno di riempimento corrispondano raggi di curvatura diversi, e quindi suzioni diverse, giustifica intuitivamente il fenomeno dell'isteresi idraulica (cfr. § I.6 e I.9.2.2).

Per approfondire l'effetto di un menisco capillare sugli sforzi interparticellari si continui a far riferimento allo schema di una coppia di particelle sferiche di raggio R . Fisher (1926) dimostra che, rispetto al caso di particelle asciutte o sommerse, per effetto della suzione nasce una forza aggiuntiva al contatto tra le due sfere, con direzione della congiungente dei centri (v. figura I.14).

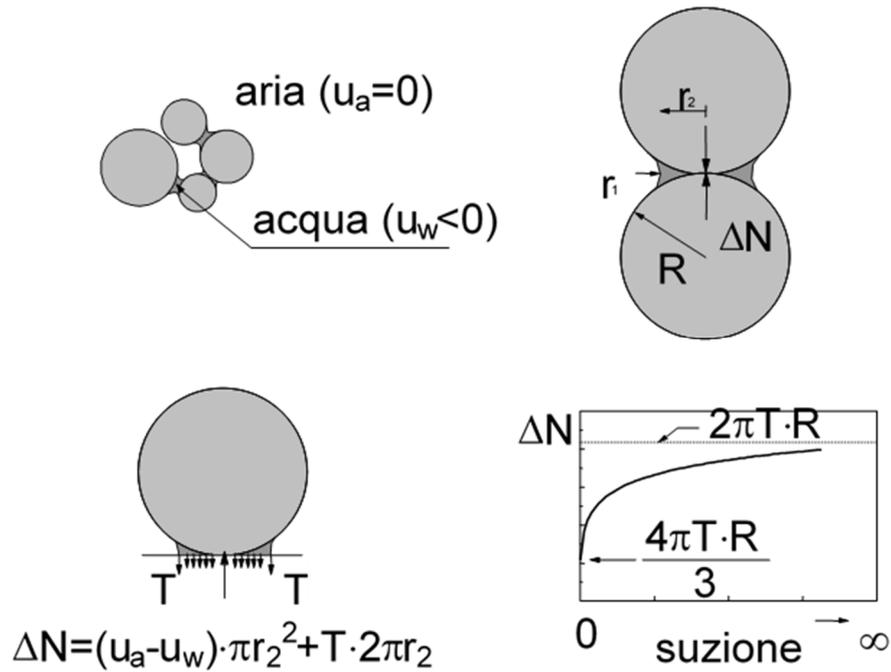


Figura I.14: Acqua di menisco: effetto della suzione sulla distribuzione degli sforzi tra le particelle.

Assumendo che il menisco abbia una sezione verticale di raggio costante r_1 e che l'angolo di contatto α sia nullo si ottiene da semplici considerazioni geometriche:

$$r_1 = \frac{r_2^2}{2(R - 2r_2)} \quad (I.5)$$

da cui, tenendo conto dell'eq. I.4 e del segno opposto di r_1 ed r_2 :

$$u_a - u_w = \frac{T}{R} \frac{2 - 3 \frac{r_2}{R}}{\left(\frac{r_2}{R}\right)^2} \quad (I.6)$$

L'eq. I.6 ammette teoricamente la possibilità che la suzione sia minore di zero per $r_2/R > 2/3$. Ad ogni modo nei pori di un terreno non sono plausibili raggi di curvatura così elevati, poiché la coalescenza con altri menischi capillari avviene ragionevolmente già per raggi inferiori.

Dalla I.6 si nota anche come, a parità di r_2/R , ossia di configurazione, la suzione risulti funzione decrescente del raggio delle particelle R .

Affinché sia verificato l'equilibrio alla traslazione verticale (v. fig.I.14) deve insorgere al contatto tra le sfere una forza ΔN di compressione. Tale forza risulta espressa dall'equazione:

$$\Delta N = (u_a - u_w) \pi r_2^2 + 2T \pi r_2 \quad (\text{I.7})$$

che può essere usata assieme all'eq. I.6 per calcolare ΔN in funzione di $(u_a - u_w)$, R e T .

Come mostrato in figura I.14, ΔN varia tra $\Delta N_o = (4/3)\pi TR$ a suzione nulla e $2\pi TR = 1.5\Delta N_o$ per suzione tendente all'infinito². In definitiva, risultando ΔN funzione crescente della suzione ed essendo tale forza di compressione l'unica che deriva dalla presenza del menisco [ciò è stato dimostrato anche per configurazioni più complesse (Gili, 1988)], si può concludere che l'effetto della suzione sia un miglioramento della stabilità dello scheletro solido. Infatti, essendo il contatto tra particelle di tipo attritivo, ci si aspetta una minore suscettibilità a scorrimento e quindi, estrapolando allo scheletro solido di un terreno reale, una diminuzione di compressibilità, un aumento della tensione di snervamento, un aumento della rigidità e, infine, un miglioramento della resistenza a taglio (Burland e Ridley, 1996).

Ritenendo la forza ΔN agente su una sezione "vuoto per pieno" quadrata di area $4R^2$, si ottiene una tensione equivalente $\Delta \sigma$ agente sullo scheletro solido che varia con la suzione come rappresentato nel diagramma adimensionale di figura I.15.

² Nell'eq. I.7 si ammette implicitamente che il menisco tenda a dimensioni infinitesime ma non scompaia del tutto. In realtà, è lecito aspettarsi che a valori elevati di suzione il contributo dell'acqua libera si annulli.

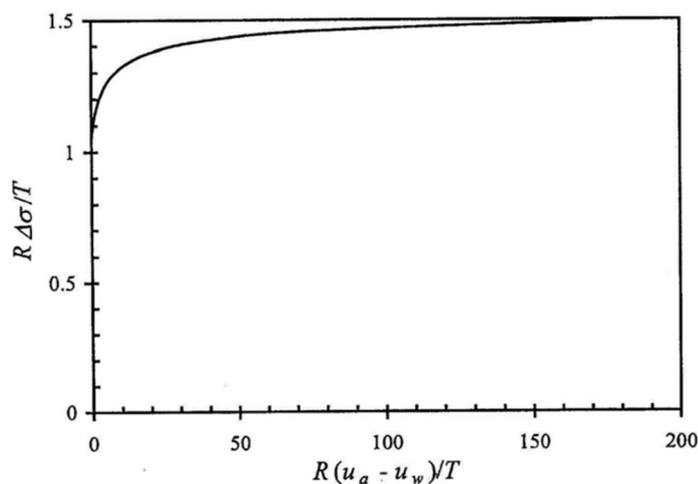


Figura I.15: Rappresentazione adimensionalizzata della tensione equivalente $\Delta\sigma$, effetto della suzione nell'acqua di menisco (Sharma, 1998).

Si noti, di nuovo, la dipendenza dalle dimensioni delle particelle: il valore massimo di $\Delta\sigma$ vale 0.115 kPa per $R = 1$ mm e 115 kPa per $R = 1\mu\text{m}$. In modo evidente, al diminuire delle dimensioni delle particelle il contributo della suzione nell'acqua di menisco cresce di significatività, a parità di tensioni indotte da carichi esterni.

Sharma (1998) estendendo la trattazione di Fisher (1926) al caso di particelle a forma piatta ed allungata (v. fig. I.16) osserva che, trascurando gli effetti di bordo, lo sforzo aggiuntivo $\Delta\sigma$ risulta costante al variare della suzione ed inversamente proporzionale alla lunghezza L delle particelle:

$$\Delta\sigma = \frac{2T}{L} \quad (\text{I.8})$$

Ad una particella argillosa di $L = 1 \mu\text{m}$ compete, ad esempio, uno sforzo $\Delta\sigma$ di 146 kPa.

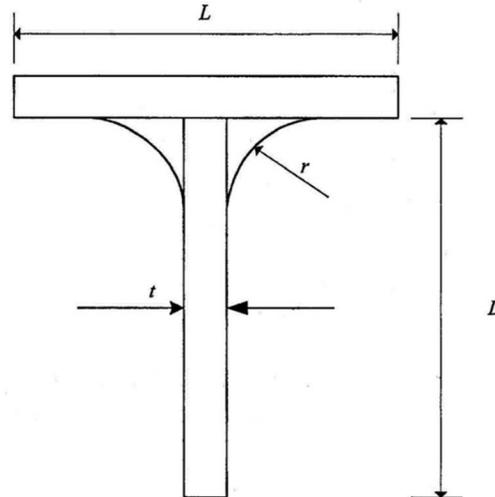


Figura I.16: Menisco capillare tra particelle di argilla (Sharma, 1998).

In definitiva, aggregati sferici di dimensioni dell'ordine del mm richiedono suzioni particolarmente elevate (e raggi di curvatura r_2/R estremamente ridotti) già per $\Delta\sigma$ dell'ordine dei 10 kPa (v. figura I.15), mentre per particelle argillose, di forma piatta e di lunghezza dell'ordine del μm , la configurazione di menisco può verificarsi solo per suzioni dell'ordine dei 100 kPa, secondo l'eq.I.4, dovendo essere $r \leq L/2$ (v. figura I.16).

Pertanto, nell'intervallo di suzione 0-100 kPa prevalgono gli effetti dell'acqua di menisco che circonda particelle sferiche (i.e. grani o aggregati con dimensioni minime e massime paragonabili) delle dimensioni dei limi.

Si consideri, viceversa, un aggregato di particelle saturo, ovvero circondato da acqua di volume. Anche in questo caso, per effetto dei menischi esistenti lungo il contorno (v. ancora fig. I.5), esiste una differenza tra la pressione dell'aria agente all'esterno e quella dell'acqua all'interno, ovvero una suzione ($u_a - u_w$). Tuttavia, in suddetta porzione di volume continua a valere il principio delle tensioni efficaci dei terreni saturi, ed a parità di pressioni esterne p ed u_a l'effetto della suzione risulta lineare ed indipendente dalle dimensioni delle particelle, essendo $p' = p - u_w = (p - u_a) + (u_a - u_w)$. Anche dal punto di vista qualitativo l'effetto della suzione è differente rispetto al caso dell'acqua di menisco: essendo infatti un aumento di ($u_a - u_w$) equivalente ad un aumento di tensioni efficaci, esso incrementa sia gli sforzi normali sia quelli tangenziali al contatto tra le particelle.

I.5 VARIABILI TENSIONALI E DI STATO VOLUMETRICO

I primi lavori di carattere teorico e sperimentale finalizzati all'interpretazione del comportamento dei terreni non saturi si sono concentrati sul tentativo di estendere il principio delle tensioni efficaci di Terzaghi (1936) al caso della parziale saturazione. In tale ambito, Bishop (1959) propose la ben nota relazione:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (I.9)$$

in cui χ è un fattore che varia col grado di saturazione da zero per terreno asciutto all'unità per terreno saturo. Ad ogni modo, già studi successivi durante gli anni '60 misero in dubbio se fosse concettualmente possibile un approccio mono-tensionale o se, piuttosto, fosse necessario far riferimento a due variabili tensionali distinte (Jennings e Burland, 1962; Bishop e Blight, 1963). Come ulteriormente confermato da lavori del decennio seguente, l'eq. I.9 risulta in realtà del tutto inadeguata a prevedere il fenomeno di collasso strutturale a seguito di saturazione (e.g. Escario e Saez, 1973) ed il parametro χ risulta funzione del percorso e della storia tensionale pregressa (Morgenstern, 1979). Da ciò emerge l'esigenza di utilizzare due variabili tensionali indipendenti, necessità tuttora generalmente riconosciuta.

L'impossibilità di estendere il principio delle tensioni efficaci ai terreni non saturi è intuitivamente giustificata anche da quanto illustrato nel § I.4 a proposito degli effetti dell'acqua di menisco. Come sottolineato da Wheeler e Karube (1995), un aumento di suzione ha alcuni effetti assimilabili ad un aumento di tensione media efficace p' (l'aumento di resistenza a taglio al contatto tra le particelle, la compressione dei singoli aggregati per effetto degli sforzi capillari) ed altri assimilabili ad una riduzione di p' (la suzione all'interno dei menischi tende a impedire lo scorrimento e quindi le deformazioni plastiche) e quindi non può essere rappresentata dalla variazione di una sola tensione.

In linea di principio, per rappresentare lo stato tensionale è possibile adottare qualsiasi combinazione del tensore delle tensioni totali $[\sigma]$, delle pressioni dell'aria u_a e dell'acqua u_w (Fredlund e Morgenstern, 1977). Tale criterio è stato avvalorato da cosiddetti null tests (Bishop e Donald, 1961; Fredlund 1973; Tarantino et al., 2000), ovvero prove nelle quali si incrementano ugualmente σ , u_a ed u_w verificando che ciò non alteri lo stato volumetrico. È più frequentemente utilizzata in letteratura la coppia tensioni nette $[\sigma]-u_a$ e suzione u_a-u_w , la cui scelta risulta vantaggiosa poiché eventuali indecisioni sulla pressione dell'acqua (di difficile determinazione, pensando a casi applicativi) ricadono solo sulla seconda componente. Anche nel presente studio, nella descrizione e nell'interpretazione dei dati sperimentali si è optato per

tale soluzione. Nel caso di stati tensionali triassiali tali variabili si riducono a tre scalari: tensione media netta $p-u_a$, suzione (u_a-u_w) e deviatore q .

Houlsby (1997) presenta un'analisi teorica sulle variabili tensionali e deformative coniugate in termini di lavoro per unità di volume (dW). Per effetto di una sollecitazione di componenti $d(p-u_a)$, $d(u_a-u_w)$, dq risulta:

$$dW = (p - u_a)d\varepsilon_v + qd\varepsilon_s + (u_a - u_w)d\varepsilon_w \quad (I.10)$$

con:

$$d\varepsilon_v = -\frac{dv}{v}; \quad v = 1 + e \quad (I.11)$$

$$d\varepsilon_w = -\frac{dv_w}{v}; \quad v_w = 1 + S_r e = 1 + G_s w \quad (I.12)$$

Si noti che, a differenza del caso saturo, sono necessarie due variabili indipendenti per descrivere lo stato volumetrico come, appunto, il volume specifico (v) ed il volume specifico d'acqua (v_w), che rappresenta il volume occupato dall'acqua di porosità e dalle particelle solide per unità di volume occupata dalle particelle solide.

Una coppia di variabili di stato alternativa è data da volume specifico e grado di saturazione. In questo caso, le variabili tensionali coniugate sono ancora fornite dall'equazione di lavoro per unità di volume, che si può scrivere come:

$$dW = [(p - S_r u_w - (1 - S_r)u_a)d\varepsilon_v + qd\varepsilon_s + n(u_a - u_w)dS_r] \quad (I.13)$$

Nell'eq.I.13, le deformazioni distorsionali sono coniugate con q e quelle volumetriche con la variabile tensionale p'' :

$$p'' = p - S_r u_w - (1 - S_r)u_a \quad (I.14)$$

Quest'ultima può essere ritenuta rappresentativa dell'effetto combinato sullo scheletro solido della tensione totale e delle pressioni di aria ed acqua di volume, assumendo che il "peso" di u_a e u_w sia proporzionale al volume occupato dalle rispettive fasi fluide e che sia trascurabile il volume dei menischi capillari (Sharma, 1998; Gallipoli et al., 2002). Tale tensione è quella che si ottiene nell'equazione di Bishop per $\chi = S_r$:

$$p'' = (p - u_a) + S_r (u_a - u_w) \quad (I.15)$$

La variabile p'' può dar conto di come influisca la pressione u_w nell'acqua di volume ma non in quella di menisco. Difatti, come già sottolineato, gli effetti della capillarità e delle tensioni totali sono disaccoppiati e quindi non "sommabili". Pertanto, è ragionevole assumere che gli effetti dell'acqua di menisco siano rappresentati dalla terza variabile che compare nella I.13:

$s^* = n(u_a - u_w)$, coniugata alle variazioni di S_r , ossia ai cambiamenti di configurazione dell'acqua di porosità (Sharma, 1998).

Numerosi ricercatori hanno proposto modelli basati su variabili tensionali alternative a tensione media netta e suzione (e.g. Kohgo et al., 1993; Modaressi e Abou-Beker, 1994; Jommi e di Prisco, 1994; Bolzon et al., 1996; Gallipoli et al., 2002). In genere, le variabili proposte hanno una forma del tipo: $p_1 = \sigma - u_a + f_1(u_a - u_w)$; $p_2 = f_2(u_a - u_w)$. Spesso la scelta ricade su variabili relativamente complesse, ideate per avere un forte significato fisico con riferimento ad alcuni aspetti del comportamento dei terreni non saturi (Wheeler e Karube, 1995). Ad esempio, la resistenza a taglio può dipendere essenzialmente da una variabile, mentre una seconda variabile è introdotta per descrivere il comportamento volumetrico, oppure (v. eq. I.15) si cerca di scindere gli effetti dell'acqua di volume da quelli dell'acqua di menisco. Il dibattito sull'effettiva utilità di un approccio con variabili tensionali diverse da tensioni nette e suzione rimane aperto: se da un lato ciò può andare a vantaggio di relazioni costitutive più semplici nel campo della modellazione, dall'altro comporta il rischio di avere parametri dal significato fisico meno chiaro, possibili difficoltà a ragionare in termini di variabili alternative e spesso difficoltà sperimentali quasi insormontabili per realizzare percorsi di carico in cui una delle due variabili rimanga costante³.

I.6 COMPORTAMENTO VOLUMETRICO

I.6.1 Le superfici di stato

Il lavoro di Matyas e Radhakrishna (1968) rappresenta il primo tentativo di inquadrare il comportamento volumetrico dei terreni non saturi facendo uso delle variabili tensione media netta e suzione. Gli autori propongono un approccio del tipo “superfici di stato” per rappresentare le variazioni di indice dei vuoti e grado di saturazione osservate durante prove di compressione (edometrica ed isotropa) eseguite a suzione controllata. I risultati sono presentati in forma tridimensionale nello spazio $(p-u_a):(u_a-u_w):e$, come mostrato in figura I.17 (chiaramente, con σ_v al posto di p nel caso edometrico).

³ Con riferimento alle più diffuse tensione media netta e suzione, in laboratorio si è soliti imporre percorsi di sollecitazione in cui esse non varino contemporaneamente, al fine di semplificare l'interpretazione dei risultati sperimentali.

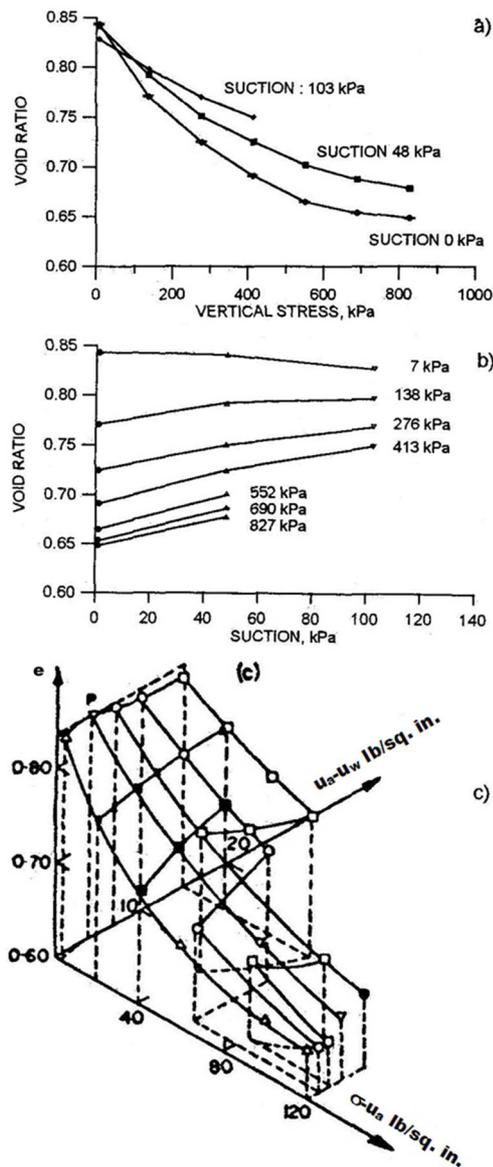


Figura I.17: Determinazione sperimentale della superficie di stato: a) risultati di prove di compressione a suzione costante; b) risultati di prove di riduzione di suzione a tensioni nette costanti; c) rappresentazione tridimensionale (Matyas e Radhakrishna, 1968).

e la diminuzione di volume specifico per livelli di $(p-u_a)$ più elevati (cfr. § I.6.4). Gli stessi autori riconoscono l'univocità delle superfici di stato solo per percorsi di carico (aumento di $p-u_a$) e di wetting (riduzione di u_a-u_w) e notano una significativa dipendenza delle variazioni di e ed S_r dal percorso tensionale in caso contrario. D'altra parte, ciò risulta evidente già considerando i casi limite di materiale saturo ($u_a-u_w=0$) e di tensione media netta nulla. Nel primo, la superficie relativa all'indice dei vuoti si riduce alla curva di compressione isotropa $e:p'$, chiaramente univoca solo in condizioni di stato vergine. Nel secondo, la superficie del

grado di saturazione si riduce alla cosiddetta curva caratteristica (cfr. § I.6.2), della cui non univocità si è già accennato nei § I.3-I.4 accennando al fenomeno dell'isteresi idraulica.

Fino all'avvento dei primi modelli elasto-plastici per terreni non saturi (cfr. § I.9) le superfici di stato sono rimaste l'approccio più utilizzato per rappresentare le variazioni di stato volumetrico, e vari autori (Fredlund, 1979, Lloret e Alonso, 1985) hanno proposto espressioni matematiche in grado di interpolare i dati sperimentali. Per effetto di percorsi con diminuzione di $(p-u_a)$ o aumento di (u_a-u_w) un terreno non saturo descrive superfici di rigonfiamento che si trovano al di sotto delle superfici di stato vergine introdotte da Matyas e Radhakrishna (1968). Recentemente, Ho et al. (1992) hanno messo in luce che un'equazione formalmente identica, con opportuna scelta dei parametri costitutivi, può rappresentare entrambi i tipi di superficie.

I.6.2 Curva di ritenzione idrica

La curva di ritenzione idrica (o curva caratteristica) è la relazione che intercorre tra un parametro di stato volumetrico rappresentativo della quantità d'acqua presente nel terreno (e.g. indice dei vuoti d'acqua e_w , grado di saturazione S_r , contenuto d'acqua w) e la suzione (u_a-u_w) .

Tale relazione, che esprime la capacità di immagazzinare acqua di porosità al variare della suzione, è stata largamente studiata in agronomia (Childs, 1940; Cronney et al., 1958; Mualem, 1974) con l'obiettivo di modellare fenomeni di filtrazione attraverso terreni non saturi, ossia senza approfondirne i legami con lo stato tensionale $[\sigma]-u_a$ e assumendo che lo scheletro solido sia rigido. Condizioni di stato di confinamento nullo sono tipicamente utilizzate anche nella sperimentazione (Barbour, 1998) che avviene tramite apparecchiature ideate allo scopo (e.g. piastre di Richards, estrattore di volume). In progressivo aumento risultano i dati di letteratura con misura contemporanea delle variazioni di volume e contenuto d'acqua ed applicazione di $[\sigma]-u_a$ diversa da zero, come quelli ottenuti in cella triassiale ed edometro a suzione controllata (Nicotera, 1988; Romero, 1999).

La figura I.18 rappresenta quattro curve di ritenzione idrica ottenute per essiccamento (i.e. facendo aumentare la suzione a partire dallo stato saturo) e mette in evidenza che un terreno può sostenere suzioni diverse da zero (per la Regina Clay, dell'ordine di 500 kPa) senza subire apprezzabili diminuzioni di grado di saturazione. In linea generale, al diminuire delle dimensioni medie delle particelle (da una sabbia fino ad un'argilla), aumenta il valore d'ingresso d'aria⁴.

⁴ È possibile individuare il valore d'ingresso d'aria con le costruzioni grafiche di fig. I.19 (Brooks e Corey, 1964) o più semplicemente in corrispondenza di un determinato livello di grado di saturazione (ad esempio, 95%)

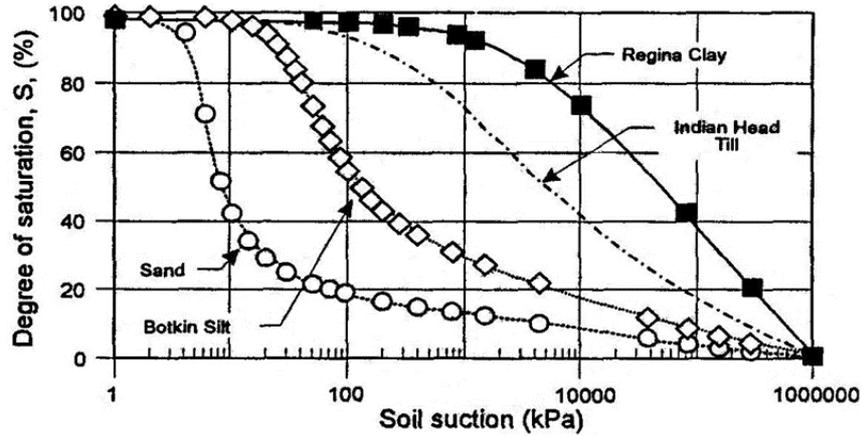


Figura I.18: Curve caratteristiche di quattro terreni a granulometria differente (Vanapalli et al., 1996).

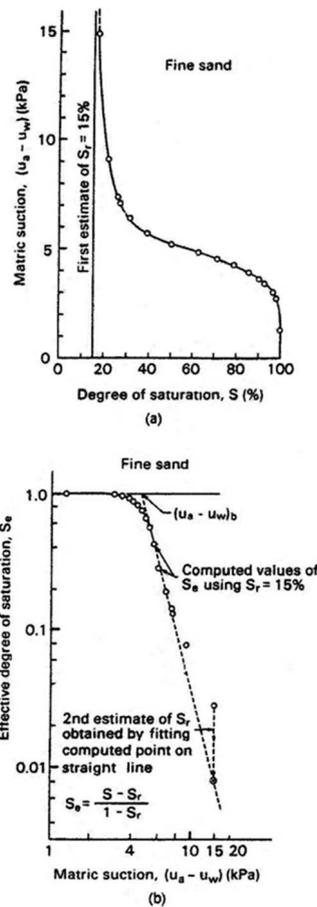


Figura I.19: Determinazione del valore d'ingresso d'aria, del grado di saturazione residuo S_r : a) curva caratteristica; b) grado di saturazione efficace S_e in funzione della suzione (da Brooks e Corey, 1964).

interpolando i dati sperimentali con una delle numerose espressioni proposte in letteratura (Fredlund e Xing, 1994; Leong e Rahardjo, 1997).

Le curve percorse in essiccamento (i.e. per aumento di suzione) ed in umidificazione (i.e. per diminuzione di suzione) risultano in genere distinte, poiché a parità di suzione il contenuto d'acqua raggiunto nel secondo tipo di percorso risulta inferiore. Tale fenomeno è noto come isteresi idraulica: in particolare, la relazione ottenuta per de-saturazione a partire da $S_r=1$ viene detta curva principale di drying mentre quella ottenuta per umidificazione a partire da materiale secco viene definita curva principale di wetting (v. figura I.20).

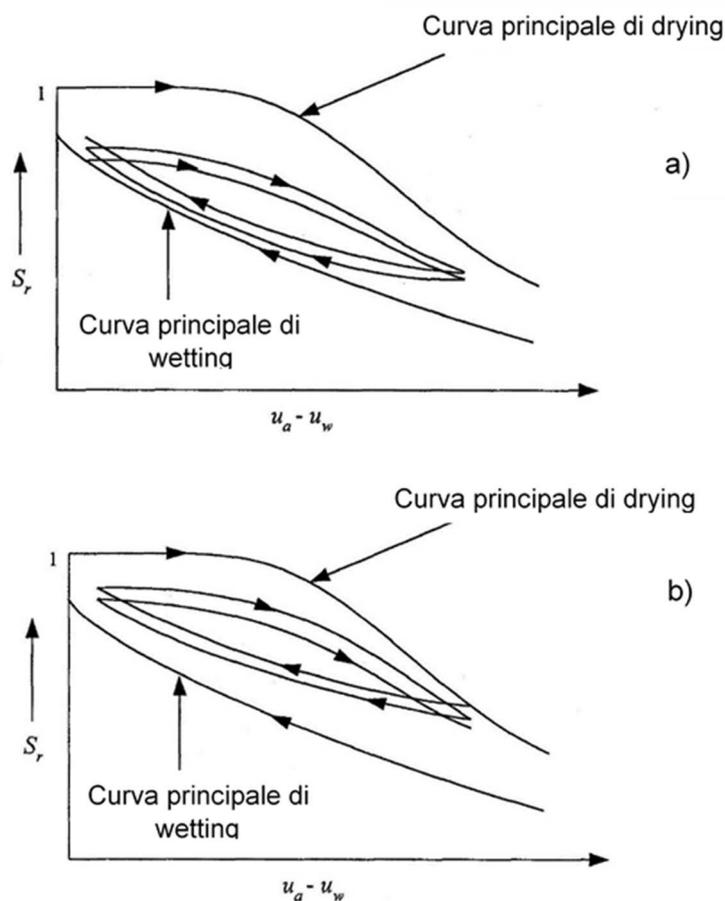


Figura I.20: Cicli di wetting e drying a partire: a) da un punto appartenente alla curva principale di wetting; b) da un punto appartenente alla curva principale di drying (da Sharma, 1998).

Nel secondo caso, il grado di saturazione può rimanere al di sotto dell'unità anche per suzioni molto basse, a causa dell'intrappolamento di bolle d'aria. A livello microscopico, è possibile individuare la causa dell'isteresi nella diversa configurazione che compete al liquido di porosità nelle due forme di acqua di menisco e di acqua di volume (cfr. § I.9.2.2). Qualsiasi curva descritta a partire da un punto interno a suddetto dominio, denominata scanning curve, rimane

interna a tale regione d'isteresi e, per cicli di suzione tali da non raggiungere le curve principali, si osserva isteresi meno marcata (e.g. Childs, 1969; Romero 1999).

Come è intuitivo attendersi, la curva caratteristica dipende dall'assortimento porosimetrico e quindi dalla granulometria e dalla tessitura del materiale. Si avrà modo di illustrare in seguito (cfr. § II.2) che nei terreni costipati la tessitura, ed in particolar modo l'assetto della macroporosità, dipendono fortemente dalle modalità di preparazione e quindi dal contenuto d'acqua. Ciò risulta confermato dalla figura I.21, dove si riportano i risultati ottenuti da Vanapalli et al.(1996) su un terreno a grana fina costipato all'ottimo ed in condizioni dry e wet.

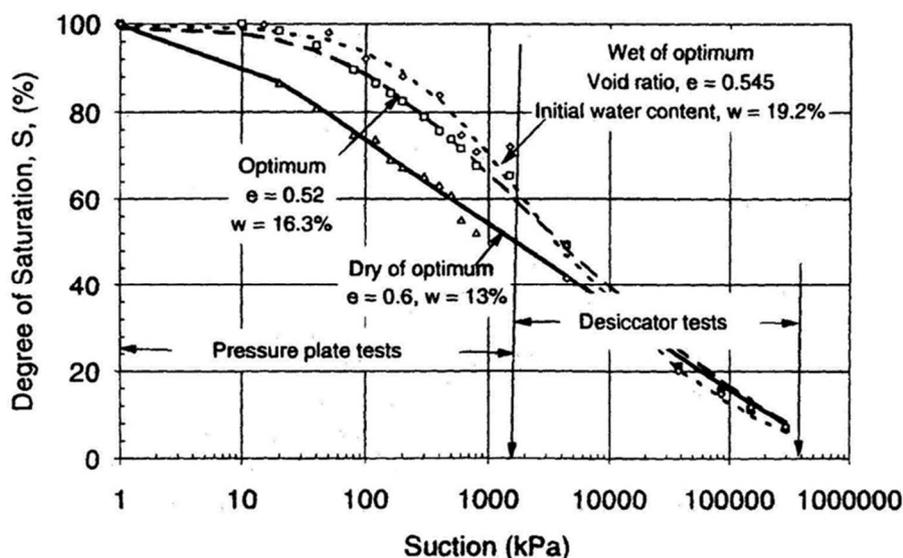


Figura I.21: Curve caratteristiche di un terreno costipato a tre diversi contenuti d'acqua (Vanapalli et al., 1996).

Le tre curve di ritenzione risultano nettamente distinte nell'intervallo di suzioni 10^0 - 10^3 kPa, mentre tendono a convergere per (u_a-u_w) maggiori, lì dove il contenuto d'acqua si avvicina a quello microscopico (cfr. § I.2).

Romero (1999) presenta i risultati di un esteso programma sperimentale teso a studiare il comportamento idro-meccanico di un'argilla moderatamente espansiva costipata. Le curve di ritenzione di suddetto materiale (v. figura I.22) sono ottenute tramite prove edometriche e triassiali a suzione controllata e volume costante per suzioni inferiori a 0.5 MPa, e con la tecnica del controllo dell'umidità (cfr. § III.2) a deformazione libera, per suzioni più elevate.

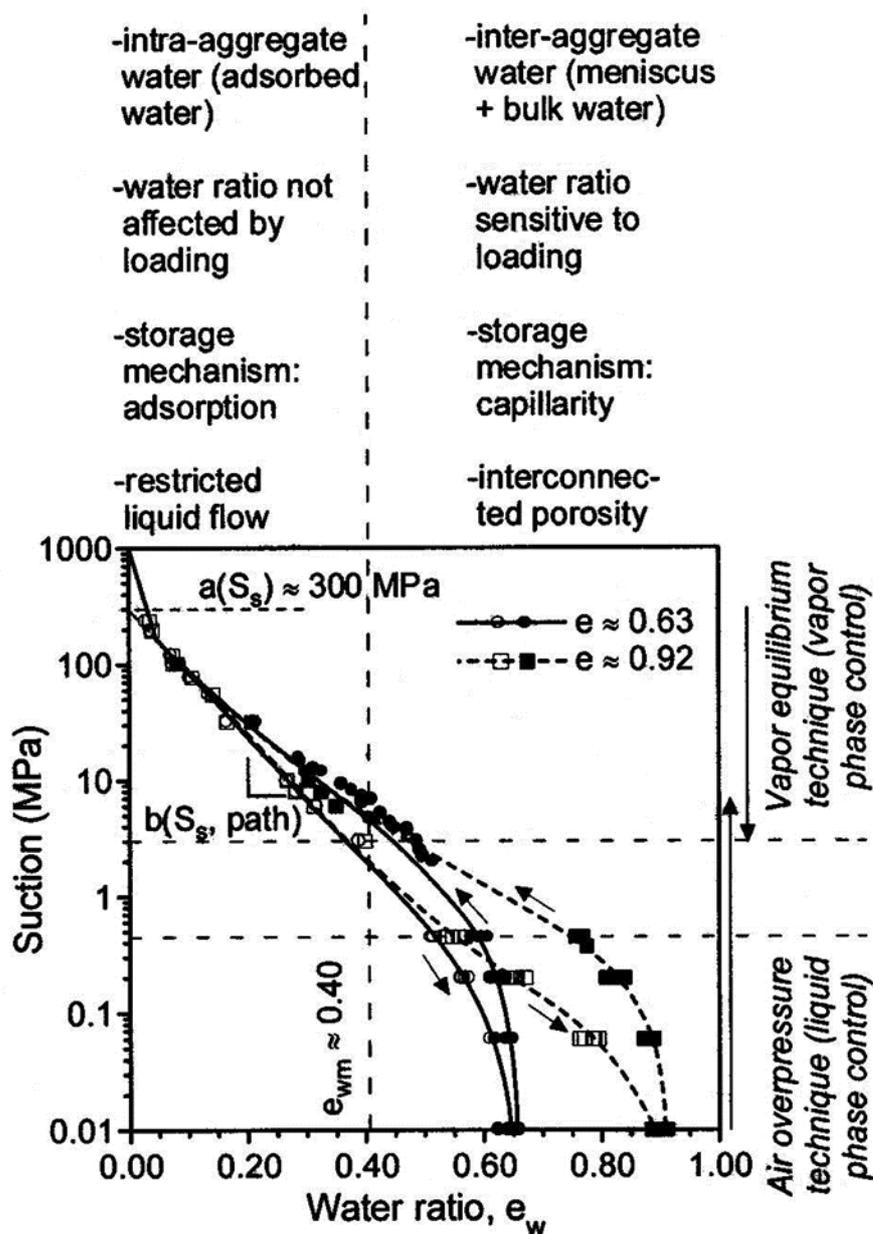


Figura I.22: Curve caratteristiche di wetting e drying principale a volume costante (Romero e Vaunat, 2000).

I risultati di figura I.22 sono riportati in termini di curve di ritenzione ad indice dei vuoti costante (ottenute per interpolazione nel caso del controllo d'umidità ambientale) e mettono in evidenza un forte effetto di tale variabile sul comportamento osservato. È possibile distinguere due regioni. Una è quella corrispondente a valori dell'indice dei vuoti d'acqua e_w maggiore all'incirca di 0.40, in cui l'acqua si accumula all'interno dei macropori essenzialmente per capillarità: in tale zona le curve principali di wetting e drying dipendono fortemente dall'indice dei vuoti (ossia dalle azioni meccaniche). Nella seconda zona, in cui l'acqua di porosità risulta

contenuta essenzialmente nei micropori, le curve sono influenzate solo in maniera minima dall'indice dei vuoti.

I.6.3 Compressibilità

La compressibilità dei terreni non saturi viene tipicamente indagata tramite prove di compressione isotropa oppure edometrica a suzione controllata. La figura I.23 riporta, a titolo di esempio, i risultati di una prova di compressione isotropa a suzione 200 kPa su un caolino addizionato con bentonite costipato, con un ciclo di scarico e ricarico (Sharma, 1998).

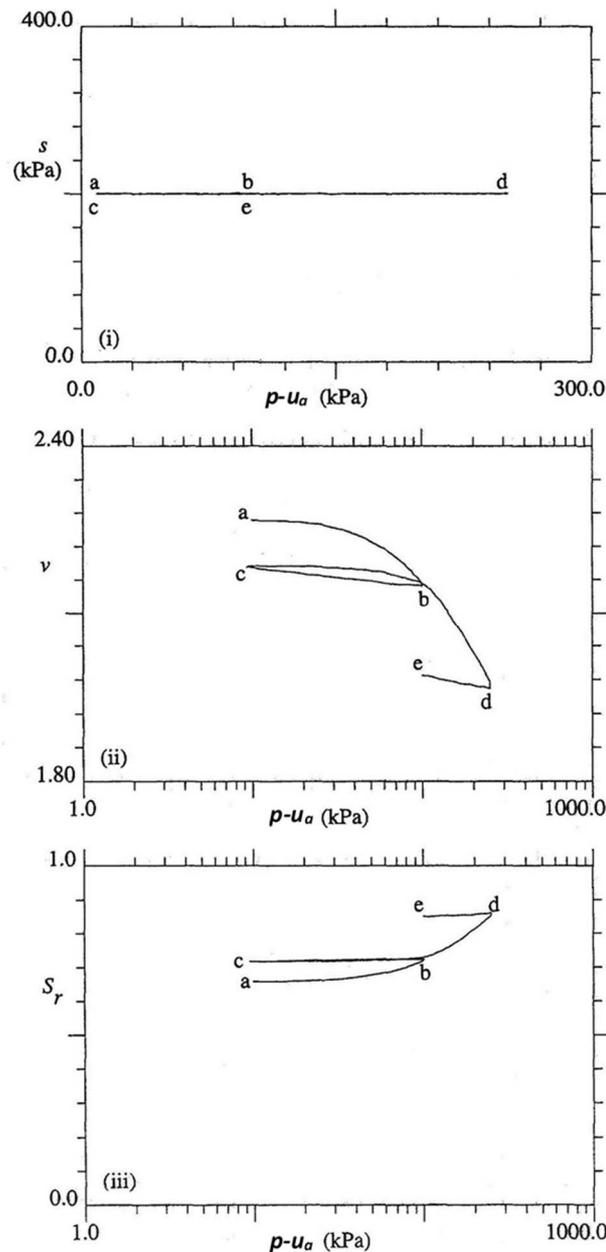


Figura I.23: Prova di compressione isotropa a suzione 200 kPa realizzata su caolino addizionato con bentonite (Sharma, 1998).

Analogamente a quanto si osserva per terreni saturi è possibile distinguere un tratto di compressione vergine ed un comportamento essenzialmente reversibile in scarico e ricarico. Al crescere della suzione si osserva un aumento della tensione apparente di preconsolidazione in termini di $(p-u_a)$ (Josa et al., 1987; Sivakumar, 1993; Rampino et al., 1999a), fenomeno attribuibile all'effetto stabilizzante dei menischi capillari (cfr. I.4), che consente assetti particellari più "aperti" a parità di stato di confinamento. Non è possibile identificare una tendenza generale per quanto riguarda la compressibilità allo stato vergine: non risulta sempre possibile interpolare le curve $v:\sigma-u_a$ con un'espressione semi-logaritmica analoga a quella per terreni saturi. Inoltre la pendenza locale delle curve di compressione può presentare andamento variabile, risultando funzione crescente o decrescente di (u_a-u_w) a seconda del livello di tensione media netta⁵ (Alonso et al., 1990; Josa et al., 1992; Wheeler e Sivakumar, 1995).

Generalmente, per effetto di un aumento di $(p-u_a)$ a suzione costante il contenuto d'acqua diminuisce, ma è possibile che si verifichi anche il contrario (Sivakumar, 1993). Le variazioni di volume specifico d'acqua v_w risultano inferiori a quelle di volume specifico (Rampino et al., 1999a; Romero, 1999) cosicché si registrano incrementi di grado di saturazione, come mostrato in figura I.23.

I.6.4 Percorsi di wetting e drying

Le variazioni di volume che un terreno non saturo esibisce nel corso di un percorso di riduzione di suzione a tensione media netta costante possono avere segno positivo (rigonfiamento) o negativo a seconda della suzione iniziale e finale, del livello di pressione di confinamento, della storia tensionale pregressa e della tessitura (Escario e Saez, 1973; Maswoswe, 1985; Josa et al. 1987).

Il fenomeno di collasso strutturale (riduzione di volume) per saturazione, ampiamente indagato in letteratura (e.g. Booth, 1975; Yudhbir, 1982; Alonso et al., 1987) è una peculiarità del comportamento dei terreni non saturi che rende evidente l'impossibilità di estendere a questi il principio delle tensioni efficaci di Terzaghi (1936). Dal punto di vista microscopico, esso è giustificato dal fatto che a seguito della saturazione scompaiono i menischi capillari e di conseguenza lo scheletro solido non è più in grado di sostenere lo stato di confinamento senza che questo comporti un significativo cambiamento dell'assetto particellare. In questo senso il

⁵ Poiché il fenomeno di collasso per saturazione (cfr. § I.6.4) presenta in genere un massimo in corrispondenza di un determinato livello di $p-u_a$, la compressibilità risulta crescente al crescere di (u_a-u_w) quando lo stato di confinamento supera suddetto livello (Josa et al., 1992).

collasso è equivalente all'accumulo di deformazioni irreversibili a seguito di un aumento di tensioni medie nette, come schematizzato in figura I.24 (su tale principio si basano il modello di Alonso et al., 1990 e gli altri da esso derivati, cfr. § I.8).

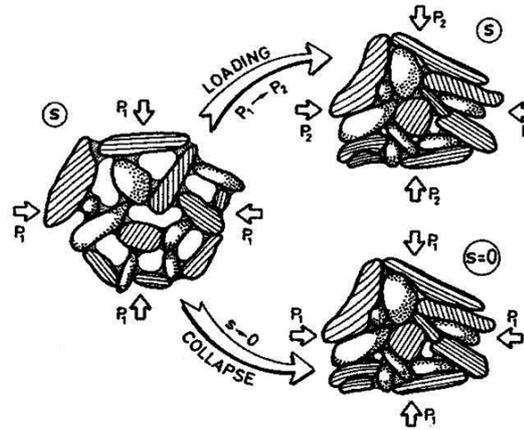


Figura I.24: Variazioni di configurazione particellare dovuti ad aumento di tensione media netta (loading) e riduzione di suzione (collapse) (Gens, 1995).

La figura I.25 chiarisce il ruolo della pressione di confinamento: eseguendo prove di saturazione a diversi livelli di $(p-u_a)$ su un caolino di media plasticità, Josa et al. (1987) riscontrano il passaggio da comportamento rigonfiante a comportamento collassante al crescere di $(p-u_a)$, a parità di suzione iniziale nel percorso di saturazione. Nel corso di una singola fase di wetting è possibile osservare inizialmente rigonfiamento ed in seguito collasso (Burland, 1965; Escario e Saez, 1973; Sivakumar, 1993).

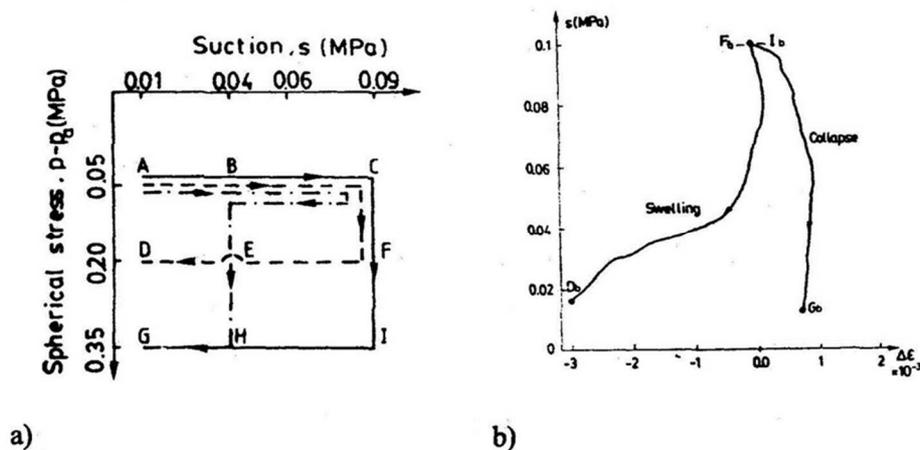


Figura I.25: Influenza della tensione media netta sui fenomeni di rigonfiamento e collasso: a) percorsi di sollecitazione b) comportamento osservato nei percorsi FD e FIG (Josa et al., 1987).

L'entità delle deformazioni di collasso cresce (a parità di variazione di suzione) al crescere della pressione di confinamento fino a raggiungere un massimo, dopo del quale si verifica un'inversione di tendenza. Ciò è mostrato dalla figura I.26 (Suriol et al., 1998), che riporta risultati di fasi di wetting eseguite sullo stesso terreno preparato in tre diverse condizioni: costipato sul lato dry (D-D), costipato sul lato wet e successivamente essiccato fino a raggiungere densità secca e contenuto d'acqua del materiale dry (W-D), costipato sul lato dry e poi soggetto ad un ciclo di wetting e drying (D-W-D).

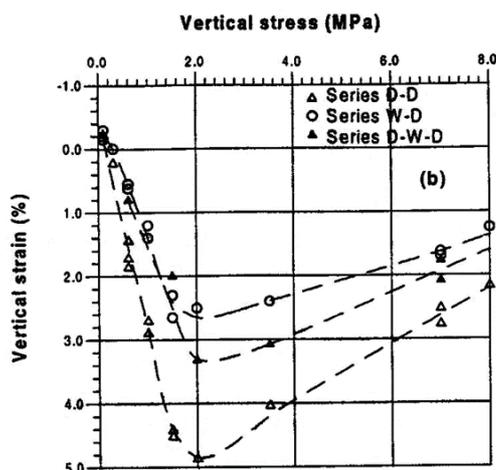


Figura I.26: Collasso per saturazione in prove edometriche a suzione controllata (Suriol et al., 1998).

costipamento. I materiali costipati sul lato dry risultano infatti più suscettibili a collasso, poiché presentano distribuzione bimodale della porosità, con presenza di macropori tra aggregati di particelle, mentre per quelli costipati sul lato wet prevale una distribuzione uni-modale della porosità ed una struttura più omogenea, composta essenzialmente da una matrice priva di aggregati (cfr. § II.2).

È opportuno sottolineare che, a differenza dei risultati di figura I.26, nella maggior parte dei casi in letteratura il comportamento rigonfiante o collassante di materiali addensati a diverso contenuto d'acqua viene studiato tramite apparecchiature senza controllo di suzione (e.g. Booth, 1975; 1977), imponendo la saturazione a partire dallo stato di post-costipamento. Pertanto, le differenze riscontrate sono attribuibili alla struttura ed alla diversa suzione iniziale (senza possibilità di separare i due contributi).

Nei terreni a grana fina non espansivi le deformazioni di rigonfiamento registrate in percorsi di wetting risultano essenzialmente reversibili (Alonso et al., 1987). Viceversa, le argille espansive possono presentare significative deformazioni plastiche di rigonfiamento. Ciò è

chiaramente evidenziato dai cicli di suzione in figura I.27 (Chu e Mou, 1973), che mostrano anche come l'irreversibilità si manifesti specialmente durante la prima fase di saturazione.

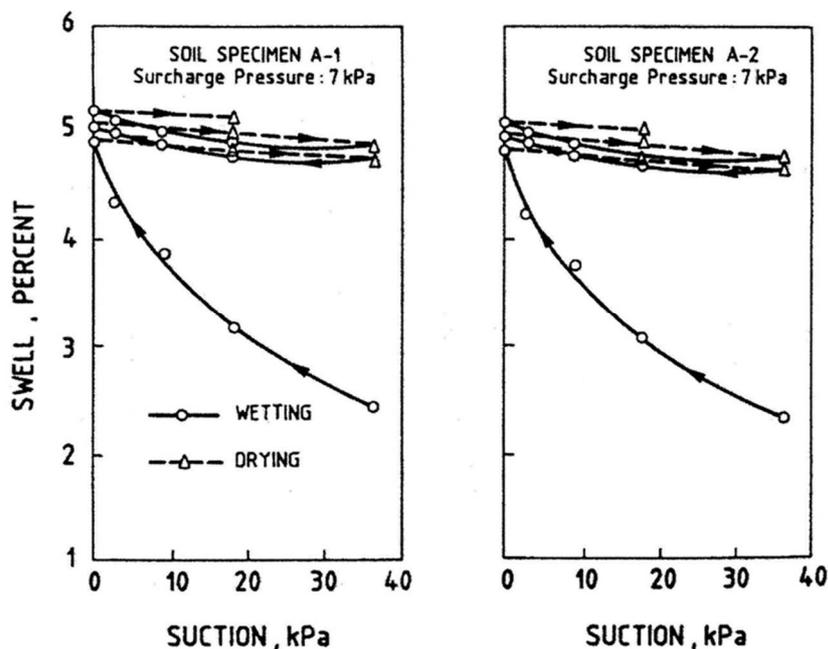


Figura I.27: Effetti di cicli di wetting e drying su un'argilla fortemente espansiva (Chu e Mou, 1973).

deformazioni (nel senso di riduzione del volume specifico) conseguenti ad un aumento di suzione. Come per il collasso, l'entità di tali deformazioni dipende in linea generale dal livello di suzione iniziale e finale e dalla storia tensionale pregressa (Yong et al. 1971; Josa et al. 1987). Tali fattori condizionano anche la natura delle deformazioni, che possono risultare fortemente irreversibili. Le figure I.28 e I.29 si riferiscono rispettivamente a cicli di suzione eseguiti su un caolino costipato (Josa, 1988) e su un'argilla espansiva (Alonso et al., 1995). In entrambi i casi si osservano variazioni plastiche di volume specifico, specialmente durante il primo percorso di drying.

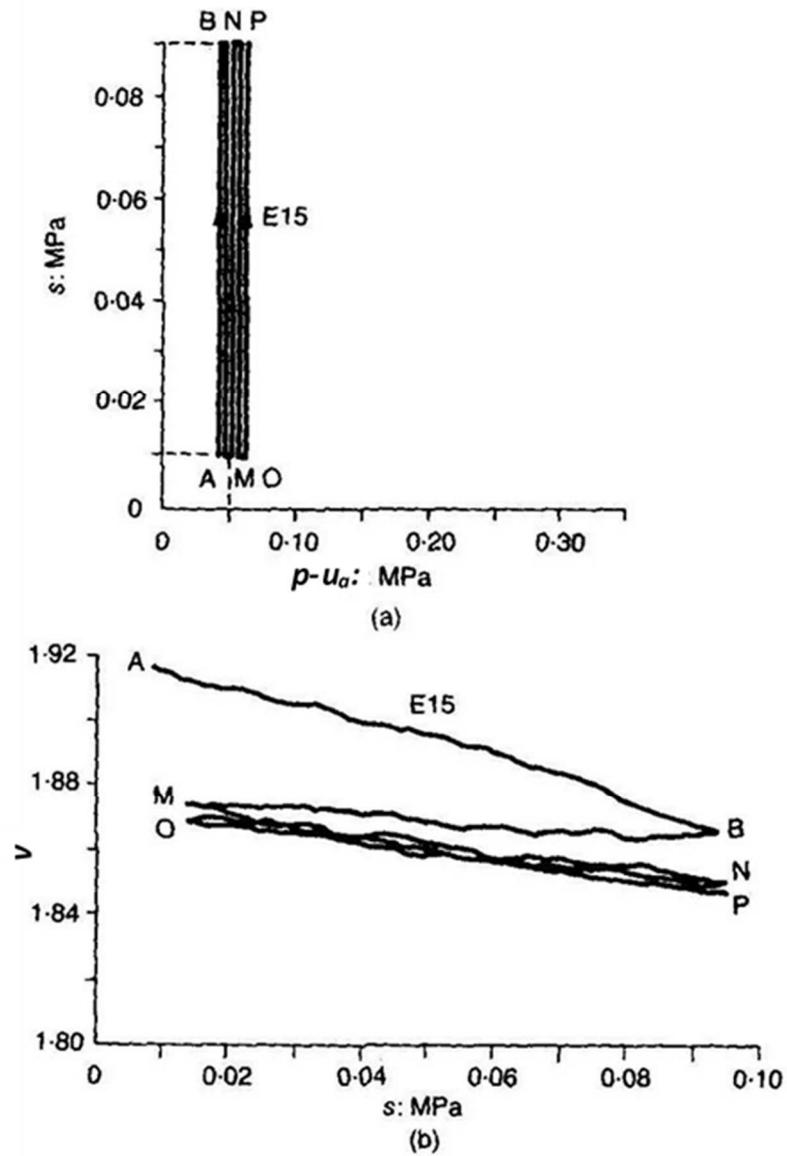


Figura I.28: Effetti di cicli di wetting e drying su un caolino costipato: a) percorso di sollecitazione b) risultati sperimentali (Alonso et al., 1990).

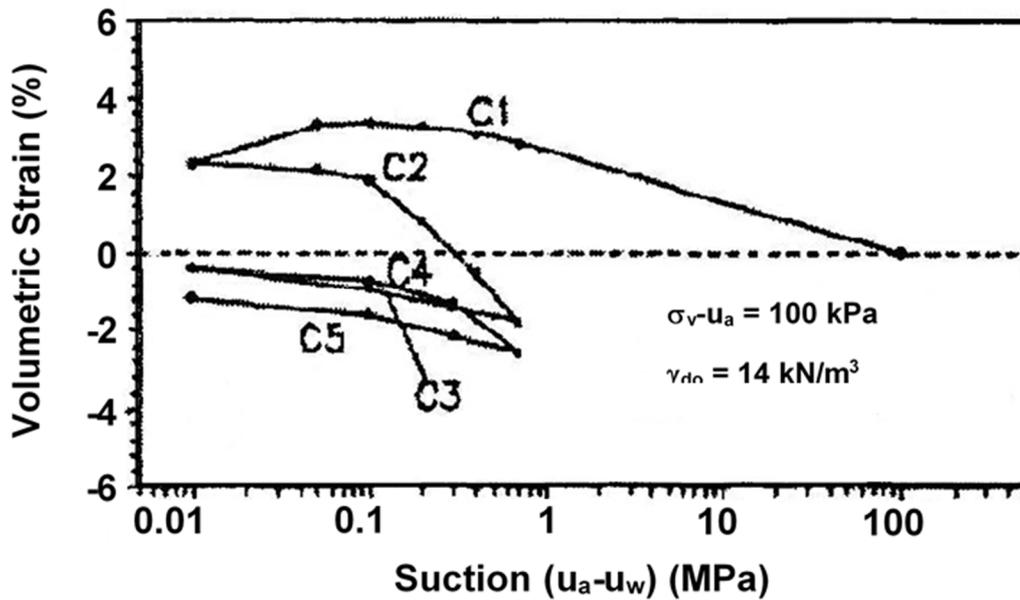


Figura I.29: Cicli di wetting e drying su Boom clay (Alonso et al., 1995).

I.7 RESISTENZA

La resistenza a taglio di un terreno non saturo dipende da tensione media netta ($p - u_a$) e suzione ($u_a - u_w$). Fredlund et al. (1978) propongono un'equazione che rappresenta l'estensione del criterio di Mohr-Coulomb alla condizione di parziale saturazione:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi_b \quad (\text{I.16})$$

in cui c' e ϕ' sono la coesione e l'angolo d'attrito in termini di tensioni efficaci del materiale saturo e ϕ_b rappresenta l'angolo d'attrito per effetto della suzione. Gli autori propongono ϕ_b costante, ovvero assumono lineare l'effetto della suzione in un campo limitato di ($u_a - u_w$). Successivi risultati sperimentali mettono in evidenza che l'incremento di resistenza dovuto ad ($u_a - u_w$) non è lineare (e.g. Gan et al., 1988; Escario e Juca, 1989) e dimostrano anche una modesta dipendenza dell'angolo di attrito ϕ' dalla suzione e di ϕ_b dalla tensione media netta.

Gan et al. (1988) mostrano che, per suzioni inferiori al valore di ingresso d'aria, risulta $\phi_b \approx \phi'$ e che, al procedere della de-saturazione, l'angolo di attrito ϕ_b diminuisce (v. figura I.30).

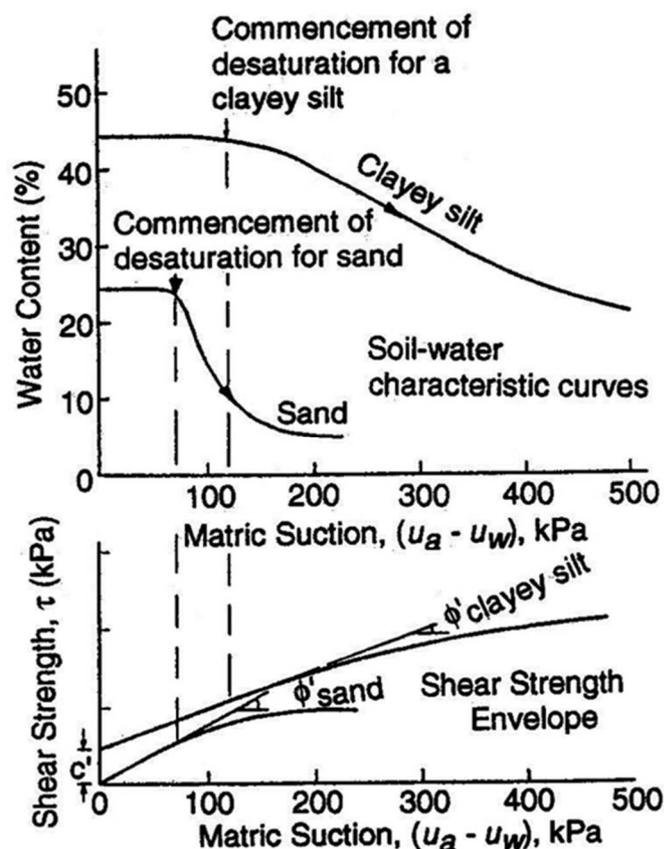


Figura I.30: Relazione tra curva caratteristica e resistenza a taglio per una sabbia ed un'argilla (Fredlund, 1995).

I risultati di Escario e Juca (1989) e Gan e Fredlund (1996) mettono in luce un'inversione di tendenza, con l'effetto della suzione sulla resistenza che inizia a decrescere dopo valori elevati di $(u_a - u_w)$. Per terreni granulari, al ridursi della quantità di acqua libera, ci si aspetta che tale contributo tenda a zero, e che per terreno asciutto sia valido il criterio di Mohr-Coulomb "classico", ovvero l'eq. I.16 con $\phi_b = 0$.

Alcuni autori (e.g. Vanapalli et al. 1996) hanno proposto relazioni semi-empiriche in grado di correlare la resistenza in condizioni di parziale saturazione ai parametri ϕ' e c' del materiale saturo ed alla curva caratteristica, ottenuta in condizioni di pressione di confinamento nulla. In effetti, tali formulazioni richiedono la determinazione di parametri che a rigore dovrebbero essere ottenuti da prove di taglio a suzione controllata (sullo stesso materiale o al limite su materiali "analoghi") e che solo in prima approssimazione possono essere assunti indipendenti dal tipo di terreno. Condizioni così limitative rendono tali metodologie uno strumento più di interpretazione che di previsione (Mancuso et al. 2000b).

I.8 MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO DELL'ELEMENTO DI VOLUME

Nei paragrafi che seguono vengono illustrati vari modelli di letteratura in grado di interpretare il comportamento dell'elemento di volume in condizioni di parziale saturazione. L'attenzione è incentrata principalmente sul comportamento volumetrico, sia perché è in questo caso che ad oggi la modellazione ha avuto maggior sviluppo, grazie ad una più ampia disponibilità di risultati sperimentali e ad una minore complicazione teorica, sia perché tale argomento risulta centrale per l'interpretazione dei risultati ottenuti nell'ambito del presente lavoro in cella di colonna risonante.

La sezione 1.8.1 è dedicata solo al comportamento meccanico, ovvero ai legami tensio-deformativi in condizioni di parziale saturazione. Nella sezione 1.8.2 si introduce la modellazione delle variazioni di contenuto d'acqua e si illustra il forte accoppiamento esistente tra queste ultime ed il comportamento meccanico.

I.8.1 Modellazione del comportamento meccanico

I.8.1.1 Il modello elasto-plastico di Alonso et al. (1990)

Il modello elasto-plastico per terreni non saturi (BBM – Barcelona Basic Model), proposto in maniera concettuale da Alonso et al. (1987) e formalizzato in equazioni costitutive nel successivo lavoro di Alonso et al. (1990), è storicamente il primo in grado di rappresentare tramite un approccio unificato diversi fenomeni tipici del comportamento dei terreni non saturi (volumetrico ed a rottura). A tale lavoro è da riconoscere una fondamentale importanza concettuale, al di là delle sue effettive possibilità di riprodurre appropriatamente la risposta tensio-deformativa di un elemento di volume non saturo. Proponendo l'estensione del Cam-Clay modificato alle condizioni di parziale saturazione, esso rappresenta infatti un importante passo in avanti nel campo della modellazione costitutiva ed è senza dubbio il punto di partenza grazie al quale questo settore ha visto notevoli sviluppi negli ultimi decenni.

Il BBM è rivolto a terreni non saturi moderatamente espansivi: sabbie, limi, sabbie argillose, argille sabbiose ed argille di bassa plasticità. Per questi terreni, il modello intende riprodurre:

- i fenomeni di rigonfiamento o collasso in percorsi di riduzione di suzione a tensione media netta costante (cfr. § 1.6.4);

- la dipendenza delle variazioni di volume specifico dal percorso tensionale seguito nel piano $(p-u_a):(u_a-u_w)$, ovvero la non univocità della relazione $v:(p-u_a):(u_a-u_w)$ per percorsi che prevedano aumento di suzione e/o riduzione di tensione media netta⁶;
- diminuzioni di volume irreversibili osservate per effetto di un aumento di suzione (cfr. § I.6.4);
- l'aumento di coesione apparente che consegue ad un aumento di suzione⁷.

L'approccio unificato all'interpretazione dei fenomeni sperimentali citati parte dall'introduzione di una curva di snervamento nel piano isotropo $(p-u_a):(u_a-u_w)$ e prosegue con la sua estensione ad una superficie nello spazio delle tensioni $(p-u_a):q:(u_a-u_w)$.

Osservando che in percorsi di carico a suzione costante si verifica un comportamento analogo a quello di un terreno saturo in termini di variazioni di volume specifico, gli autori introducono l'equazione della retta vergine corrispondente al generico livello di suzione come segue:

$$v = N(u_a - u_w) - \lambda(u_a - u_w) \ln \frac{p - u_a}{p^c} \quad (I.28)$$

dove p^c è la tensione media netta alla quale il volume specifico assume il valore N , ed ipotizzano comportamento elastico in scarico e ricarico, secondo l'equazione:

$$dv = -k \frac{d(p - u_a)}{(p - u_a)} \quad (I.29)$$

nella quale la compressibilità k è ipotizzata indipendente dalla suzione.

Inoltre, introducono la legge che regola le variazioni di volume reversibili per effetto di percorsi di scarico e ricarico in termini di suzione:

$$dv = -k_s \frac{d(u_a - u_w)}{(u_a - u_w) + p_{atm}} \quad (I.30)$$

dove p_{atm} , pressione atmosferica, viene introdotta (arbitrariamente) per evitare che dv tenda all'infinito per suzione tendente a zero.

La famiglia di rette vergini descritta dalla I.28 rappresenta anche un'equazione di stato limite per percorsi di carico monotono a suzione costante: infatti tale equazione definisce una superficie nello spazio $(p-u_a):(u_a-u_w):v$, lungo la quale si sviluppano deformazioni di tipo elasto-plastico. D'altra parte le eqq. I.29 e I.30 possono essere viste come equazione di una superficie elastica nello stesso spazio, delimitata appunto dall'eq. I.28 che separa la regione degli stati

⁶ Un approccio alle superfici di stato (Matyas & Radhakrishna, 1968) risulta del tutto inappropriato in casi del genere (cfr. § I.6.1).

⁷ La coesione cresce senza variazioni apprezzabili dell'angolo di attrito (cfr. § I.7), che può essere considerato pari a quello del materiale saturo (Fredlund e Rahardjo, 1985; Escario e Saez, 1986; Delage et al., 1987).

possibili da quella degli stati impossibili. È lampante che una volta definite tali equazioni, risulti automaticamente definito il luogo di plasticizzazione che risulta dall'intersezione delle due superfici (v. figura I.31).

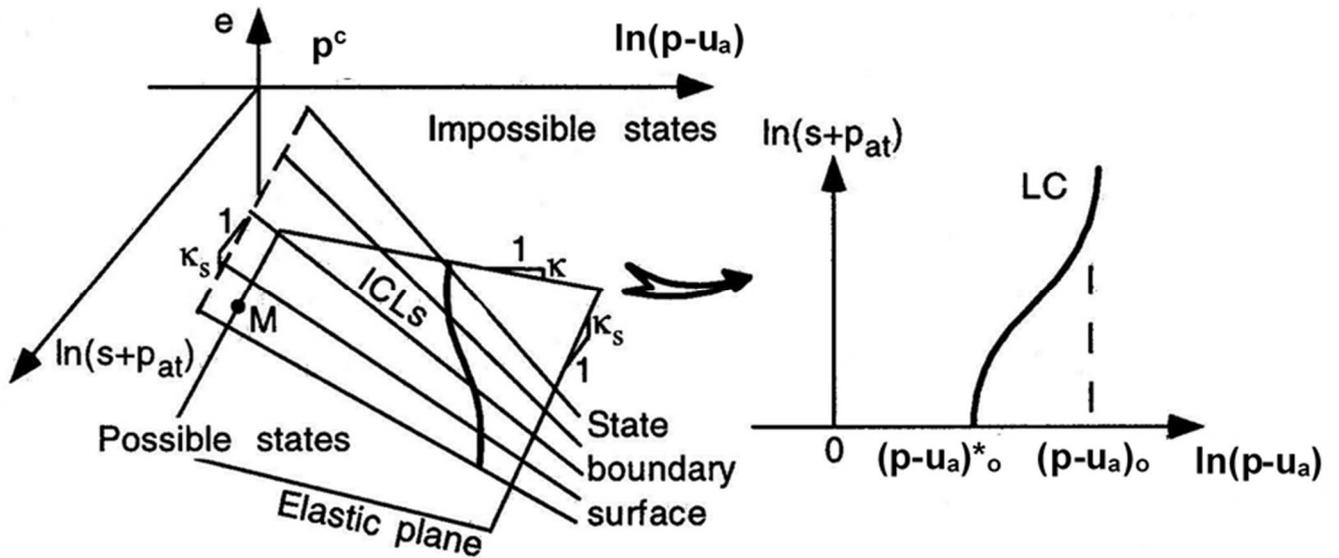


Figura I.31: Determinazione del luogo di snervamento LC a partire dalla famiglia di rette vergini (da Vaunat et al., 2000).

Come mostrato in figura I.32, è possibile mettere in relazione le pressioni di snervamento $(p-u_a)_o^*$ e $(p-u_a)_o$ corrispondenti rispettivamente a suzione nulla ed al generico livello di suzione.

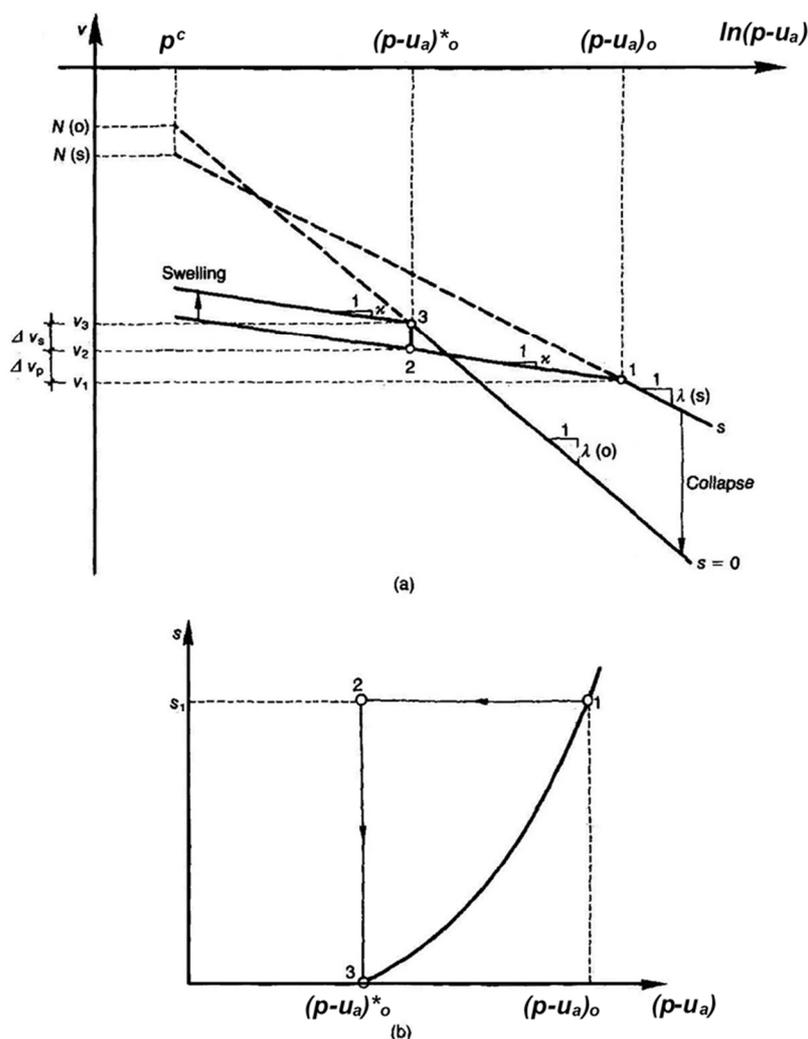


Figura I.32: Relazione tra le tensioni di snervamento $(p-u_a)_o$ e $(p-u_a)^*_o$: a) curve di compressione isotropa per terreno saturo e parzialmente saturo; b) percorso di sollecitazione e curva di snervamento (da Alonso et al., 1990).

Si può passare dal punto 1 al punto 3 seguendo un percorso elastico costituito da un tratto a (u_a-u_w) costante (1-2) ed uno a $(p-u_a)$ costante (2-3) si ricava l'uguaglianza:

$$\begin{aligned}
 N(u_a - u_w) - \lambda(u_a - u_w) \ln \frac{(p - u_a)_o}{p^c} + k \ln \frac{(p - u_a)_o}{(p - u_a)^*_o} + k_s \ln \frac{(u_a - u_w) + p_{atm}}{p_{atm}} = \\
 = N(0) - \lambda(0) \ln \frac{(p - u_a)_o}{p^c} \quad (I.31)
 \end{aligned}$$

che rappresenta, appunto, l'equazione di un luogo di snervamento denominato LC (Loading Collapse). Nella I.31 la generica pressione di preconsolidazione corrispondente al livello di

suzione ($u_a - u_w$) è messa in relazione con la pressione di preconsolidazione del materiale saturo, che assume pertanto significato di parametro di incrudimento.

Fondamentale intuizione degli autori è quella di ritenere che tale luogo di plasticizzazione, ottenuto tenendo conto del comportamento esibito in fase di carico a suzione costante (Loading), sia rappresentativo anche dello snervamento che si osserva sperimentalmente per effetto di riduzione di suzione a tensione media netta costante, il collasso per wetting (Collapse). Difatti, (v. figura I.33), un percorso di wetting può intersecare o meno la LC a seconda del livello di ($p - u_a$) al quale è effettuato.

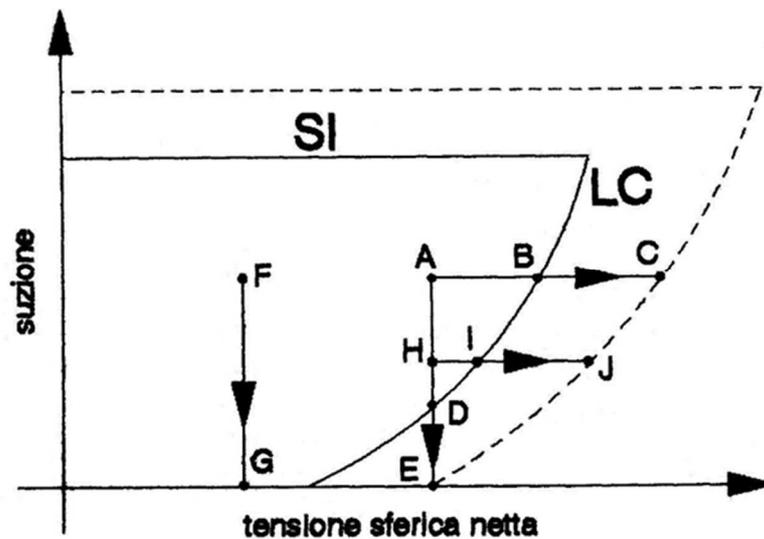


Figura I.33: Luogo di snervamento Loading – Collapse.

Nel primo caso, si osserva un rigonfiamento iniziale seguito da deformazioni di volume plastiche di compressione a partire da quando lo stato tensionale corrente raggiunge la LC, modificandone la posizione (v. curva tratteggiata in figura). Nel secondo caso, invece, si osserverà solo rigonfiamento poiché l'intero percorso tensionale si sviluppa all'interno della LC iniziale.

Più in generale, la LC delimita la regione elastica per percorsi che prevedono aumento di ($p - u_a$) e/o diminuzione di ($u_a - u_w$). In tal modo, si inquadrano in maniera unitaria vari fenomeni apparentemente distinti: aumento della tensione di preconsolidazione al crescere della suzione, rigonfiamento e collasso per riduzione di ($u_a - u_w$).

A titolo d'esempio, nella figura I.34 si rappresentano le risposte del modello a tre percorsi di carico differenti, che partono tutti dallo stesso punto interno alla LC iniziale e terminano nello stesso punto F a suzione nulla.

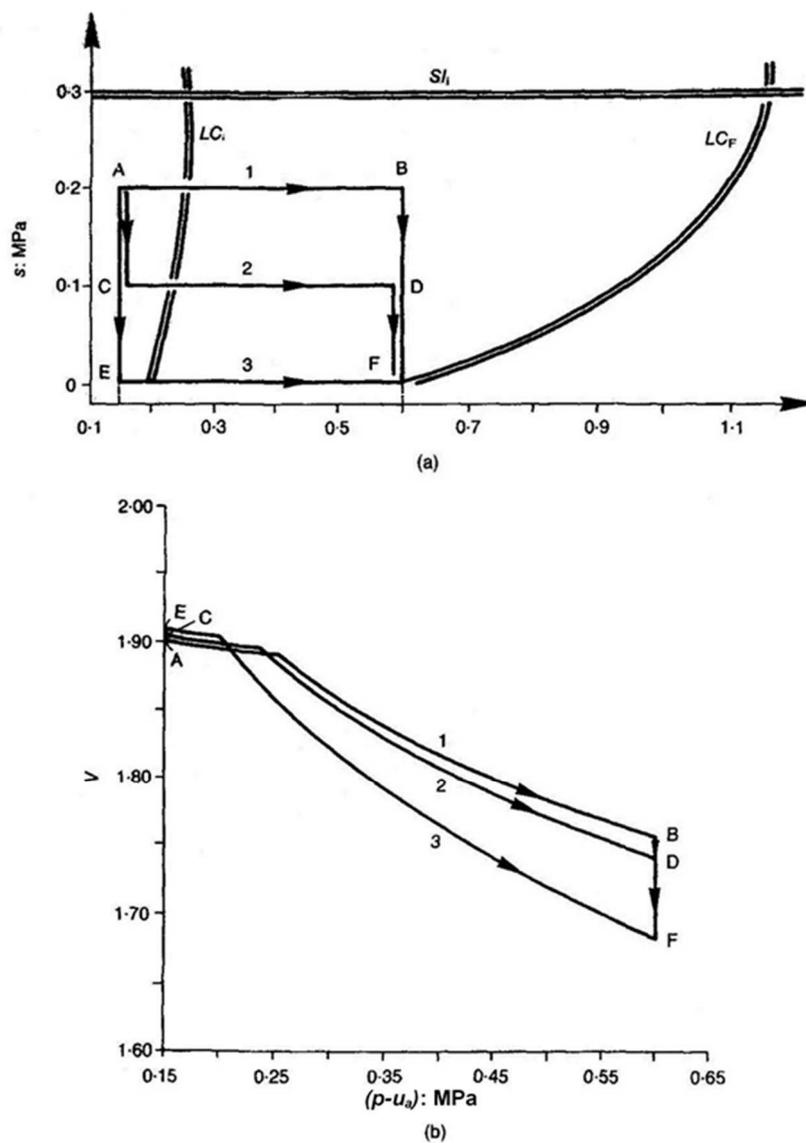


Figura I.34: Risposta del modello di Alonso et al. (1990) per aumento di tensione media netta e riduzione di suzione: a) percorsi di sollecitazione; b) relazioni volume specifico – tensione media netta.

Si noti come ai tratti AB, CD ed EF corrispondano tre tensioni di preconsolidazione ordinate in senso decrescente e come i tratti di wetting BF e DF producano snervamento (collasso) portando la LC nella stessa posizione finale che compete al percorso AEF. In termini di volume specifico i tre percorsi raggiungono lo stesso punto F.

In accordo con quanto messo in evidenza da vari autori (e.g. Matyas e Radhakrishna, 1968, cfr. § I.6.4), l'indipendenza delle variazioni di volume dal particolare percorso seguito può non verificarsi per sollecitazioni che prevedono aumento di suzione, poiché esse possono mobilitare in modo differente la superficie di snervamento. Come mostrato in figura I.35, a parità di stato

tensionale iniziale (A) e finale (F) la posizione ultima della LC varia notevolmente in funzione della tensione media netta alla quale avviene il drying: a 0.60 MPa per il percorso 1, a 0.15 MPa per il percorso 3, in due fasi, la prima a 0.15 MPa e la seconda a 0.60 MPa, per il percorso 2. Di conseguenza, i volumi specifici finali risultano significativamente diversi.

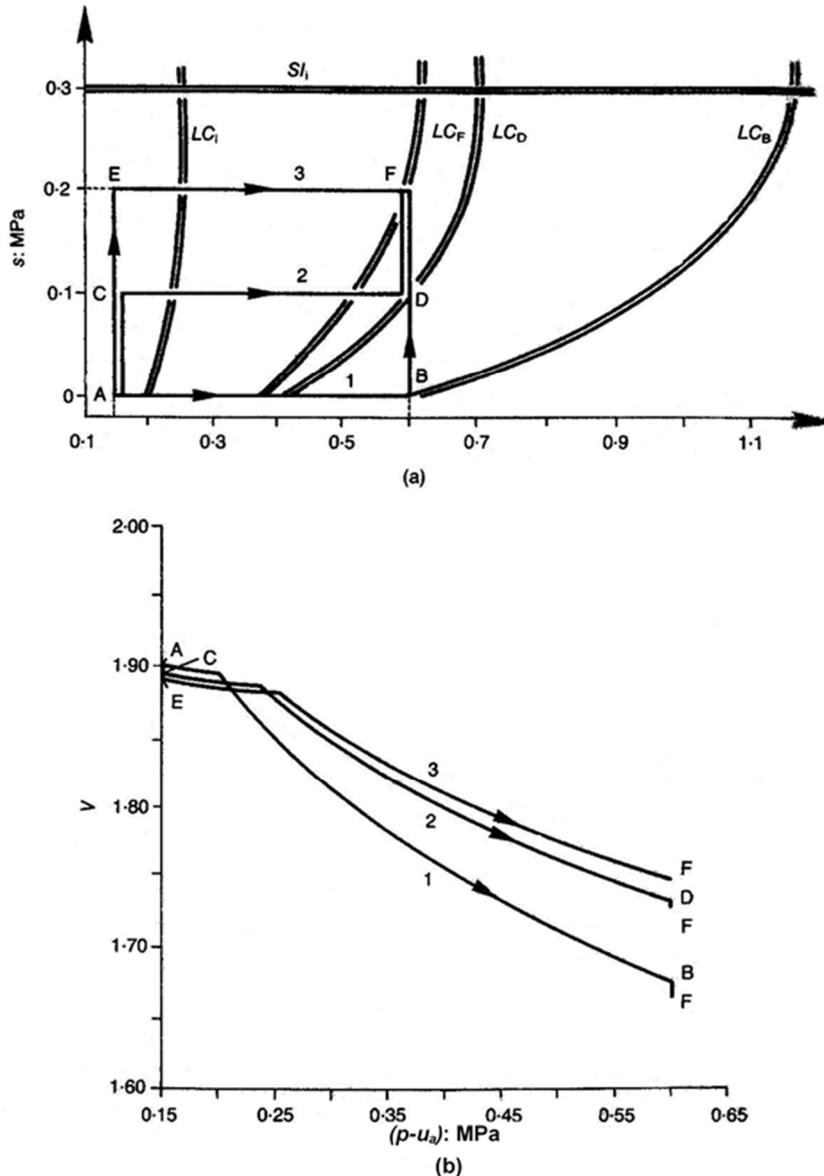


Figura I.35: Risposta del modello di Alonso et al. (1990) per aumento di tensione media netta ed aumento di suzione: a) percorsi di sollecitazione; b) relazioni volume specifico – tensione media netta.

Per come è definita la Loading Collapse (v. figure I.31 e I.32), le deformazioni di volume plastiche connesse al suo spostamento possono essere ottenute, in ogni caso, dalla conseguente variazione del parametro di incrudimento $(p-u_a)_o^*$:

$$dv_p = -[\lambda(0) - k] \frac{d(p - u_a)_o^*}{(p - u_a)_o^*} \quad (I.32)$$

ossia sono quelle che competerebbero al materiale saturo, a parità di incremento di pressione di preconsolidazione $(p - u_a)_o^*$.

Al fine di ridurre il numero di parametri necessario a definire la LC e quindi di semplificare l'equazione I.31, gli autori introducono un'ipotesi (non supportata da risultati sperimentali) sulla pressione di riferimento p_c . Si suppone che eseguendo un percorso di saturazione dal generico livello di suzione fino a $(u_a - u_w) = 0$, a $(p - u_a) = p^c$, si possa raggiungere lo stato vergine saturo senza indurre deformazioni plastiche. In altri termini, si ammette che esista una $(p - u_a)_o^* = p^c$ che renda la LC verticale e che verifichi la relazione:

$$\Delta v(p^c) \Big|_0^{u_a - u_w} = N(0) - N(u_a - u_w) = k_s \ln \frac{(u_a - u_w) + p_{atm}}{p_{atm}} \quad (I.33)$$

In questo caso la I.31 si semplifica nella seguente relazione:

$$\frac{(p - u_a)_o}{p^c} = \left[\frac{(p - u_a)_o^*}{p^c} \right]^{[\lambda(0) - k] / [\lambda(u_a - u_w) - k]} \quad (I.34)$$

Sulla base dei risultati sperimentali raccolti a supporto del modello proposto, gli autori propongono una legge asintotica di variazione del coefficiente di compressibilità λ , decrescente al crescere della suzione:

$$\lambda(u_a - u_w) = \lambda(0) \{ (1 - r) \exp[-\beta(u_a - u_w)] + r \} \quad (I.35)$$

dove β ed r sono due parametri del materiale, rispettivamente misura della velocità con cui la compressibilità diminuisce al crescere della suzione e del rapporto tra le compressibilità per suzione tendente all'infinito ed in condizioni sature $[r = \lambda(\infty) / \lambda(0)]$.

Un altro luogo di snervamento, detto SI (Suction Increase), viene introdotto per modellare deformazioni di volume plastiche per effetto di aumento di suzione. In mancanza di dati sperimentali che ne definiscano meglio la forma, la SI viene ipotizzata rettilinea ed orizzontale nel piano $(p - u_a) : (u_a - u_w)$, pertanto la sua equazione risulta:

$$(u_a - u_w) = (u_a - u_w)_o \quad (I.36)$$

dove $(u_a - u_w)_o$ è la massima suzione a cui è stato sottoposto il terreno durante la sua storia tensionale (v. figura I.33). Un provino soggetto a drying a $(p - u_a)$ costante subisce diminuzioni di volume elastiche regolate dall'eq. I.30 fin quando il percorso tensionale non interseca la SI e successivamente elastoplastiche, secondo la seguente relazione:

$$dv = -\lambda_s \frac{d(u_a - u_w)}{(u_a - u_w) + p_{atm}} \quad (I.37)$$

da cui si ricava la legge di incrudimento pertinente alla SI

$$dv_p = -(\lambda_s - k_s) \frac{d(u_a - u_w)_o}{(u_a - u_w)_o + p_{atm}} \quad (I.38)$$

Le leggi di incrudimento I.32e I.38 possono essere intese come indipendenti (ossia è possibile ipotizzare indipendenti gli spostamenti delle curve LC ed SI). Diversamente, sulla base di alcune osservazioni sperimentali (Josa et al., 1987), gli autori introducono una forma di accoppiamento “simmetrico” tra i due luoghi di plasticizzazione, tale che lo spostamento di uno induca quello dell’altro e viceversa. Considerando le equazioni I.32 e I.38 come la rappresentazione (formale) delle deformazioni prodotte rispettivamente da incrudimento sulla LC e sulla SI, si ammette che sia la variazione di volume plastica totale ($dv_p^{TOT} = dv_p^{LC} + dv_p^{SI}$) a dar luogo ad un allargamento della zona elastica, a prescindere dal percorso tensionale che la genera. Le equazioni I.32 e I.38, di conseguenza, vengono utilizzate nella seguente forma:

$$\frac{d(p - u_a)_o^*}{(p - u_a)_o^*} = -\frac{dv_p^{TOT}}{(\lambda(0) - k)} \quad (I.39)$$

$$\frac{d(u_a - u_w)_o}{(u_a - u_w)_o + p_{atm}} = -\frac{dv_p^{TOT}}{(\lambda_s - k_s)} \quad (I.40)$$

Assieme alle equazioni I.34 e I.36, le I.39 e I.40 definiscono l’estensione della zona elastica nel piano delle tensioni isotrope $(p-u_a):(u_a-u_w)$, delimitata da LC ed SI.

In condizioni di sollecitazioni non isotrope si introduce una terza variabile tensionale (il deviatore, q) e le deformazioni sono espresse tramite le loro componenti di volume ϵ_v e di forma ϵ_s . Le curve di snervamento definite precedentemente vengono completate descrivendo una superficie di plasticizzazione nello spazio $(p-u_a):q:(u_a-u_w)$ (v. figura I.36).

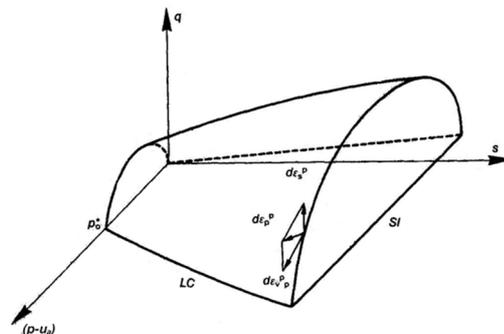


Figura I.36: Luogo di snervamento nello spazio $(p-u_a):q:s$ (da Alonso et al., 1990).

La condizione limite di suzione nulla corrisponde al ben noto modello Cam-Clay modificato: nel piano $(p-u_a): q$ il luogo di snervamento è un'ellisse e la condizione di rottura è rappresentata da una retta di stato critico (CSL, v. figura I.37).

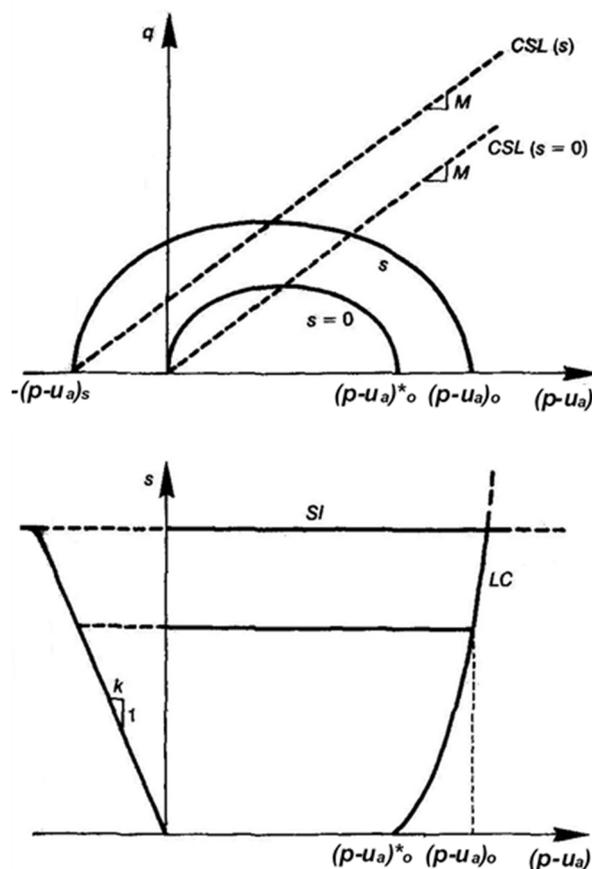


Figura I.37: Luogo di snervamento nei piani $(p-u_a):q$ e $(p-u_a):s$ (da Alonso et al., 1990).

L'estensione al caso di suzione maggiore di zero viene realizzata ipotizzando che tutte le sezioni a (u_a-u_w) costante della superficie di snervamento siano delle ellissi e che la condizione di rottura in condizioni di parziale saturazione sia ancora rappresentata da una retta di stato critico, parallela a quella del materiale saturo ma con intercetta non nulla. Alonso et al. (1990) ipotizzano che la coesione vari linearmente con (u_a-u_w) , pertanto l'equazione di stato critico assume la forma:

$$q = M \cdot (p - u_a) + M \cdot K \cdot (u_a - u_w) \quad (\text{I.41})$$

con K costante del materiale.

Il luogo di snervamento è dunque descritto da ellissi che si appoggiano alla curva di

snervamento LC nel piano $(p-u_a):(u_a-u_w)$. La sua posizione ed estensione nello spazio $(p-u_a):q:(u_a-u_w)$ dipende ancora dalla $(p-u_a)_o^*$, che quindi risulta parametro di incrudimento anche nel caso di deviatore non nullo. Il dominio elastico è delimitato anche da un piano $(u_a-u_w) = s_0 =$ costante, estensione della linea SI già introdotta (v. figura I.36). All'interno di tale regione le variazioni di volume risultano reversibili e regolate dalle eqq. I.29 e I.30. Le deformazioni di forma elastiche, invece, vengono fatte dipendere dal deviatore secondo un'equazione del tipo:

$$d\epsilon_s = \frac{dq}{3G} \quad (I.42)$$

Le leggi di incrudimento I.39 e I.40, ricavate in condizioni isotrope, vengono assunte valide anche nel caso di deviatore non nullo e, pertanto, stabiliscono il modo di variare del luogo di plasticizzazione nello spazio $(p-u_a):q:(u_a-u_w)$ a seguito di deformazioni di volume plastiche.

Una legge di flusso non associata stabilisce la direzione del vettore incremento di deformazione plastica:

$$\frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_s^p} = \frac{2q\alpha}{M^2[2(p-u_a) - K(u_a-u_w) - (p-u_a)_o]} \quad (I.43)$$

nella quale α viene posto pari al valore tale da garantire deformazioni radiali nulle per stati tensionali edometrici [con $K_o = 1 - \sin\phi' = (6 - 2M)/(6+M)$ ricavato dalla relazione di Jaky (1948)]

I.8.1.2 Il modello elasto – plastico di Wheeler e Sivakumar (1995)

Wheeler e Sivakumar propongono una versione modificata del modello di Alonso et al. (1990). Per quanto riguarda l'inquadramento della risposta volumetrica, a deviatore nullo, gli autori non apportano innovazioni concettuali al lavoro precedente, ma propongono relazioni costitutive che rendono il loro modello più flessibile nell'interpretare il comportamento di terreni non saturi. Viceversa, l'analisi della risposta in percorsi a q diverso da zero risente in modo sostanziale dell'introduzione, in forma esplicita, di relazioni di stato limite in termini di tensioni e di volume specifico. Il modello si basa sui risultati sperimentali di Sivakumar (1993)

riguardanti prove di compressione e taglio eseguite a suzione controllata su un caolino non saturo.

Con riferimento al comportamento in prove di compressione isotropa a suzione costante, Wheeler e Sivakumar riconoscono l'esistenza di una famiglia di rette vergini a cui assegnano un'equazione semilogaritmica, analoga a quella di Alonso et al. (1990) (cfr. eq. I.28)

$$v = N(u_a - u_w) - \lambda(u_a - u_w) \ln \frac{p - u_a}{p^{\text{atm}}} \quad (\text{I.44})$$

Le quantità N e λ , pendenza ed intercetta della retta vergine nel piano $\ln(p-u_a):v$, vengono assunte come parametri del modello (dipendenti dalla suzione), determinabili sperimentalmente per un generico terreno tramite semplici prove di compressione a suzione controllata. È opportuno sottolineare che, quindi, non si propone nessuna legge di variazione di N e λ con la suzione. Viceversa, le equazioni I.33 ed I.35 del modello di Alonso et al. (1990) implicano delle restrizioni sul modo di variare di tali parametri. La I.33, in particolare, prevede che le rette di compressione vergine risultino divergenti, ossia che l'indice di compressibilità λ diminuisca al crescere della suzione. Ciò non è sempre verificato sperimentalmente, come nel caso dei risultati di Sivakumar (1993), dai quali le rette di compressione risultano convergenti, probabilmente poiché la tensione media netta oltrepassa il livello cui corrisponde il massimo collasso (cfr. § I.6). Anche la I.35, introdotta al fine di semplificare l'equazione del luogo di snervamento LC, può chiaramente non trovare riscontro sperimentale nel modo di variare dell'intercetta N con la suzione. In definitiva, l'approccio proposto, con N e λ parametri del modello, lo rende adattabile al comportamento di un maggior numero di terreni non saturi.

Definita la famiglia delle linee di compressione vergine, ed assumendo che valgano ancora le equazioni I.29 e I.30 per le variazioni di volume elastiche, è possibile ottenere il luogo di snervamento in perfetta analogia a quanto esposto nel § I.8.1.1. L'equazione della LC (cfr. eq. I.31) ed il suo significato teorico rimangono quelli indicati da Alonso et al. (1990):

$$\begin{aligned} N(u_a - u_w) - \lambda(u_a - u_w) \ln \frac{(p - u_a)_o}{p^{\text{atm}}} + k \ln \frac{(p - u_a)_o}{(p - u_a)_o^*} + k_s \ln \frac{(u_a - u_w) + p_{\text{atm}}}{p_{\text{atm}}} = \\ = N(0) - \lambda(0) \ln \frac{(p - u_a)_o^*}{p^{\text{atm}}} \quad (\text{I.45}) \end{aligned}$$

se non per il fatto che la pressione atmosferica p^{atm} prende il posto della pressione p^c .

Di conseguenza, la legge di incrudimento I.32 continua ad essere valida.

L'estensione del modello al caso di stati tensionali triassiali parte dall'osservazione sperimentale che, come per i terreni saturi, è possibile associare ad ogni livello di suzione una linea di stato critico nello spazio $(p-u_a):q:v$, per la quale Wheeler e Sivakumar propongono le seguenti equazioni:

$$q = M(u_a - u_w) \cdot (p - u_a) + \mu(u_a - u_w) \tag{I.46}$$

$$v = \Gamma(u_a - u_w) - \Psi(u_a - u_w) \cdot \ln \frac{(p - u_a)}{p_{atm}} \tag{I.47}$$

in cui M , μ , Γ e Ψ sono funzioni della suzione da ottenere interpolando risultati di prove triassiali di taglio. Si osservi che l'eq. I.46 ammette la possibilità che M (i.e. l'angolo di attrito ϕ' , cfr § I.7) vari con la suzione e che la coesione apparente vari in modo qualsiasi con la suzione (anche non lineare, a differenza della I.41).

Sulla base dei risultati di Sivakumar (1993), gli autori deducono l'esistenza di una superficie di stato limite anche in condizioni di parziale saturazione. In perfetta analogia con il caso saturo, fissato il livello di suzione, dimostrano l'esistenza di una superficie nello spazio $(p-u_a):q:v$ che delimita il dominio degli stati possibili da quelli degli stati impossibili. Tale superficie contiene chiaramente la linea di stato critico e la linea di normal consolidazione corrispondenti al livello di suzione fissato.

Siccome ad ogni punto appartenente alla superficie di stato limite nello spazio $(p-u_a):q:v$ corrisponde un punto di snervamento nel piano $(p-u_a):q$, l'equazione del luogo di plasticizzazione viene ottenuta come rappresentato in figura I.38, intersecando la superficie di stato limite con una parete elastica.

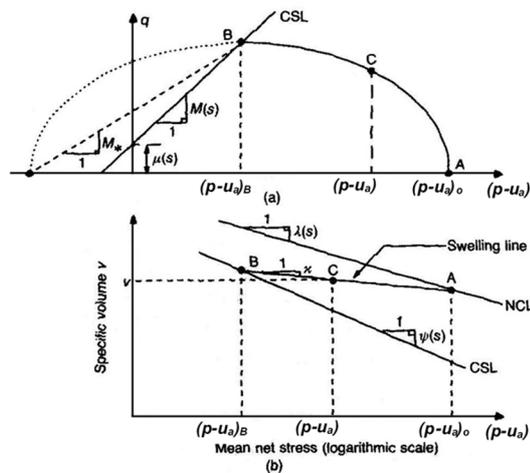


Figura I.38: Luogo di snervamento relativo alla generica suzione s (da Wheeler e Sivakumar, 1995).

Il punto C di coordinate $(p-u_a):q:v$ si trova sulla superficie di stato. La sua proiezione nel piano $(p-u_a):q$ si trova sul luogo di snervamento passante per il punto A [rappresentativo della pressione di preconsolidazione isotropa $(p-u_a)_o$] e per il punto B (appartenente alla linea di stato critico). La proiezione sul piano $(p-u_a):v$ si trova invece sulla stessa retta di scarico ricarico (traccia della parete elastica) del punto A (appartenente alla retta vergine) e del punto B (appartenente alla linea di stato critico). Ammettendo che il luogo di snervamento abbia forma ellittica, si ricava la sua equazione:

$$q^2 = \frac{M \cdot (p-u_a)_B + \mu}{(p-u_a)_o - (p-u_a)_B} [(p-u_a)_o - (p-u_a)] \cdot [(p-u_a) + (p-u_a)_o - 2(p-u_a)_B] \quad (I.48)$$

nella quale $(p-u_a)_B$, funzione univoca di $(p-u_a)_o$, si ottiene per intersezione tra la retta di scarico e quella di stato critico, rappresentate in figura I.38 nel piano $(p-u_a):v$.

In definitiva, nell'equazione del luogo di snervamento compaiono tutti i parametri di stato critico, sia quelli relativi al deviatore che quelli relativi al volume specifico (cfr. eqq. I.46-I.47).

La legge di flusso proposta da Wheeler e Sivakumar, infine, è di tipo associato.

I.8.1.3 Il modello di Gens e Alonso (1992) per terreni espansivi

Sebbene il materiale oggetto di sperimentazione in questo lavoro non sia un terreno espansivo⁸, si riportano in questa sede alcuni cenni ai modelli in grado di interpretare il comportamento di suddetti terreni. Ciò sembra opportuno poiché l'interpretazione teorica del comportamento di questi materiali parte da considerazioni a livello microscopico in gran parte valide per terreni costipati qualsiasi. Inoltre, da lavori sperimentali relativamente recenti (e.g. Sharma, 1998) si evince che alcuni comportamenti in passato ritenuti caratteristici dei soli terreni espansivi (e.g. l'irreversibilità del rigonfiamento) possono in realtà risultare significativi anche per un materiale non espansivo.

Il modello di Gens e Alonso (1992) modifica la formulazione proposta da Alonso et al. (1990) introducendo un doppio livello di struttura: una microstruttura satura⁹ formata da aggregati di particelle argillose ed una macrostruttura non satura, caratterizzata da pori di

⁸ Come già accennato, la denominazione "espansivo" deriva dalla presenza di minerali fortemente rigonfianti per aumento del contenuto d'acqua e, pertanto, dallo sviluppo di significativi aumenti di volume a seguito di percorsi di saturazione.

⁹ Sharma (1998) osserva che questa ipotesi è largamente verificata, in un ampio campo di suzioni, per i vuoti di dimensioni più piccole, interni ad una particella argillosa (il loro valore di ingresso d'aria è dell'ordine di 10^5 kPa). Viceversa, i vuoti all'interno di aggregati, di dimensioni dell'ordine del micron (v. figura I.2), hanno valori di ingresso d'aria più bassi, dell'ordine di 10^2 kPa e, quindi, possono in effetti desaturarsi anche per i livelli di (u_a-u_w) tipicamente osservati in sito ed applicati in laboratorio. I vuoti della macrostruttura, di dimensioni ancora maggiori, sono chiaramente quelli più suscettibili a desaturarsi.

dimensioni maggiori. Le interazioni fisico-chimiche che influenzano il comportamento dei materiali argillosi (e.g. il rigonfiamento dei minerali dovuto alla loro forte attività) hanno luogo all'interno della microstruttura. L'ipotesi di doppia struttura è supportata da numerose osservazioni dirette tramite microscopio elettronico e porosimetria (e.g. Atabek et al., 1991; Wan et al., 1995).

I tre elementi chiave del modello proposto sono la descrizione del comportamento della microstruttura satura, la descrizione del comportamento della macrostruttura non satura, la definizione dell'interazione tra i due livelli.

Per quanto riguarda il livello microstrutturale, gli autori richiamano vari modelli di letteratura in grado di calcolarne le variazioni di volume, basati sullo studio dell'interazione elettro-chimica tra particelle ed acqua di porosità. Il legame costitutivo della microstruttura è considerato noto, anche se non esplicitato. Le deformazioni a questo livello sono ipotizzate reversibili, indipendenti da quelle macrostrutturali e dipendenti dalla variabile tensionale ($p-u_w$), ossia della somma $(p-u_a) + (u_a-u_w)$, data l'ipotesi di saturazione.

Il modello di Alonso et al. (1990) viene ritenuto idoneo alla previsione del comportamento della macrostruttura, per la quale, perciò, le deformazioni plastiche di tipo volumetrico sono associate ad incrudimento lungo la LC oppure la SI, ossia allo spostamento di tali curve nel piano $(p-u_a):(u_a-u_w)$.

Le deformazioni a livello macrostrutturale non vengono ritenute indipendenti da quelle della microstruttura (come già detto è vero solo il contrario). Un rigonfiamento della microstruttura può infatti causare un aumento dell'indice dei vuoti globale e , in definitiva, dar luogo ad un fenomeno di softening (riduzione del dominio elastico), con spostamento della LC verso l'origine degli assi. Diversamente, il modello assume che non avvengano deformazioni macrostrutturali per effetto di una riduzione di volume microstrutturale. Da tale ipotesi scaturisce l'esistenza di una curva di snervamento, denominata neutral line da Gens e Alonso (1992) ed SD (Suction Decrease) nel successivo lavoro di Alonso et al. (1994), rettilinea ed inclinata di 45° sull'asse delle $(p-u_a)$. Il fatto che la SD venga intersecata per effetto di un percorso di wetting è sinonimo dell'accumulo di deformazioni di volume (rigonfiamenti) della microstruttura; l'inclinazione di 45° è diretta conseguenza del principio delle tensioni efficaci: se dal segno di $d(p-u_w)$ dipende quello delle deformazioni volumetriche della microstruttura, la condizione limite $d(p-u_w)=0$, i.e. $d(p-u_a) = -d(u_a-u_w)$, separa le sollecitazioni che generano rigonfiamento da quelle che provocano riduzione di volume.

L'interazione tra i due livelli di struttura viene stabilita assumendo una funzione univoca per il rapporto tra le deformazioni plastiche della macrostruttura, di espansione, e quelle della microstruttura, causa delle prime. Tale rapporto è una funzione crescente del grado di sovraconsolidazione, come giustificato dall'osservazione che la minima interazione è attesa per strutture più aperte, come quelle che competono ad un materiale normal-consolidato non saturo, che si trova in una situazione di potenziale collasso.

Alonso et al. (1994) ed Alonso (1998) propongono l'esistenza della controparte della SD, un'altra curva di snervamento che viene raggiunta quando la microstruttura perviene al valore limite di riduzione di volume che provoca interazione con la macrostruttura per effetto di un aumento di $(p-u_w) = (p-u_a) + (u_a-u_w)$. La curva suddetta, denominata SI (come la SI introdotta da Alonso et al., 1990 presiede alle deformazioni di volume plastiche causate da aumento di suzione) risulta inclinata di 45° sull'asse delle $(p-u_a)$ poiché connessa al comportamento della microstruttura, ipotizzata satura. Con un'opportuna scelta della legge di accoppiamento tra la SI e la SD, il modello di Alonso et al. (1994) ha il vantaggio di poter interpretare le deformazioni plastiche che si accumulano in cicli di wetting e drying (si veda a titolo di esempio la figura I.28).

I.8.2 Modellazione del comportamento idro-meccanico

La risposta tensio-deformativa dei terreni non saturi è stata spesso indagata facendo riferimento alle sole variazioni di volume specifico, sia per quanto riguarda la modellazione sia per i risultati sperimentali reperibili in letteratura. Ad esempio il modello di Alonso et al. (1990), illustrato nel § I.8.1.1, è idoneo a prevedere le sole variazioni di volume a seguito di percorsi tensionali comprendenti variazioni di tensioni medie nette $(p-u_a)$, deviatore q e suzione (u_a-u_w) . In parte ciò è dovuto, oltre alle ovvie complicazioni che comporta includere relazioni costitutive riguardanti il grado di saturazione, al fatto che gran parte dei risultati ricavati fino agli anni '80 riguardano sperimentazioni (in edometro) prive di accurate determinazioni delle variazioni di contenuto d'acqua w . L'analisi teorica e sperimentale delle variazioni di w al variare dello stato tensionale (inteso nel senso più ampio di tensioni nette e suzione) è stato pertanto a lungo limitato allo studio delle variazioni di contenuto d'acqua a stato di confinamento nullo, ossia alla cosiddetta curva caratteristica (cfr. § I.6). La conoscenza di tale curva è stata ritenuta essenziale in problemi di filtrazione, specialmente nell'analisi di dighe in terra, portando in conto l'effetto del grado di saturazione sulla permeabilità.

Numerosi autori, già prima che si sviluppassero metodologie adeguate a studiare in laboratorio il comportamento meccanico dei terreni non saturi (e.g. Childs, 1940), sottolineano l'importanza della curva caratteristica anche nell'analisi della risposta tensio-deformativa, in quanto l'informazione sul grado di saturazione ed il suo modo di variare con lo stato tensionale contiene indicazioni significative sulla distribuzione delle dimensioni dei pori e sulla configurazione che assume l'acqua di porosità. Fino al lavoro di Alonso et al. (1990) la modellazione segue il cosiddetto approccio delle "superfici di stato" (Matyas e Radhakrishna, 1968; Fredlund e Morgenstern, 1976) e quindi, anche per quanto riguarda il modo di variare del contenuto d'acqua con $(p-u_a)$ ed (u_a-u_w) , non si tiene conto dell'irreversibilità di tale relazione.

Il modello di Alonso et al. (1990) introduce la fondamentale innovazione dell'elasto-plasticità per prevedere varie forme di irreversibilità ma si limita alle variazioni di volume specifico: la superficie di snervamento che regola il comportamento dovuto ad aumento di suzione (SI) nulla dice sulla presumibile irreversibilità delle variazioni di contenuto d'acqua. Tale scelta è dettata essenzialmente dalla scarsità di dati sperimentali in grado di giustificare formulazioni più complesse.

Le successive modifiche apportate dagli stessi autori per i terreni espansivi (Gens e Alonso, 1992) introducono tra l'altro due superfici di snervamento (SI ed SD) nel piano $(p-u_a):(u_a-u_w)$ inclinate di 45° rispetto all'orizzontale. Ancora una volta, come per il precedente modello di Alonso et al. (1990), questa ipotesi è evidentemente frutto più di ragionamenti teorici che di risultati sperimentali.

Una possibilità di introdurre la variabile grado di saturazione in suddetti modelli, come spesso viene fatto anche tuttora nella loro implementazione in codici di calcolo, consiste nell'ammettere che S_r o w siano legati unicamente alla suzione da una curva di ritenzione idrica convenzionale, oppure nel considerare una relazione che comprenda in qualche modo gli effetti della tensione media netta sulla curva caratteristica. In altri termini, di frequente si affianca una superficie di stato per il contenuto d'acqua ad un modello in grado di prevedere le variazioni di volume. Le limitazioni di tale approccio sono evidenti già se si pensa ai materiali saturi, per i quali, come ben noto, un aumento di pressione efficace oltre il valore di preconsolidazione produce accumulo di deformazioni plastiche e quindi variazioni di w irreversibili. Inoltre, per il fenomeno della dilatanza, w può dipendere in modo significativo anche dal deviatore.

I.8.2.1 Il modello di Wheeler (1996)

Wheeler (1996) è il primo ad includere in una formulazione elasto-plastica (il modello di Wheeler e Sivakumar, 1995) le variazioni di contenuto d'acqua. Tuttavia, l'autore si limita a considerare l'irreversibilità della relazione v_w : tensioni nette: suzione per effetto di sollecitazioni meccaniche (i.e. variazione di $p-u_a$ e q) o di riduzioni di suzione. In altri termini, si interpreta il comportamento di un terreno la cui suzione non supera il valore massimo a cui è stato precedentemente soggetto. Questo è il caso di un terreno costipato sottoposto a suzioni più basse di quella post-compattazione.

Le relazioni proposte da Wheeler fanno riferimento alla variabile v_w , volume specifico d'acqua (cfr. § I.5):

$$v_w = 1 + S_r \cdot e = 1 + w \cdot G_s \quad (I.12)$$

L'autore parte da considerazioni microstrutturali: un terreno non saturo è tipicamente costituito da aggregati di particelle saturi, i cui vuoti rimangono pieni d'acqua anche a livelli molto elevati di suzione (cfr. § I.2), organizzati in una struttura con vuoti di dimensioni più grandi (macropori), quelli che effettivamente possono riempirsi o svuotarsi di acqua. Solo il comportamento di questi ultimi, pertanto, risulta significativo nello studio delle variazioni di v_w (si noti in questo caso il vantaggio di utilizzare una variabile come v_w , funzione univoca di w , piuttosto che il grado di saturazione). Il volume dei macropori pieni d'aria dipende fortemente dalla suzione, ma anche dalle azioni meccaniche, che possono dar luogo a variazioni plastiche di indice dei vuoti dovute a riduzione irreversibile del volume dei macropori stessi. Pertanto, si postula l'esistenza di una funzione del tipo:

$$e_a = f[(u_a - u_w), (p - u_a)_o^*] \quad (I.49)$$

con e_a indice dei vuoti pieni d'aria (V_{aria}/V_{solido}) e $(p - u_a)_o^*$ tensione di preconsolidazione del materiale saturo, parametro di incrudimento rappresentativo delle deformazioni plastiche accumulate (cfr. § I.8.1.1). Da ciò si deduce l'equazione che regola il comportamento in termini di v_w :

$$v_w = v - e_a = v - f[(u_a - u_w), (p - u_a)_o^*] \quad (I.50)$$

la quale permette di prevedere il volume specifico d'acqua in condizioni drenate [noto il percorso tensionale in termini di $(p-u_a)$, q , (u_a-u_w)], essendo il volume specifico già ottenibile tramite il modello di Wheeler e Sivakumar (1995).

Assumendo una legge del tipo:

$$f[(u_a - u_w), (p - u_a)_o^*] = A(u_a - u_w) + \alpha(u_a - u_w) \cdot \ln \frac{d(p - u_a)_o^*}{(p - u_a)_o^*} \quad (I.51)$$

si può dimostrare che il modello prevede in fase di compressione isotropa a suzione costante una retta vergine in termini di v_w , di equazione analoga a quella relativa al volume specifico (cfr. eq. I.28):

$$v_w = N_w(u_a - u_w) - \lambda_w \ln \frac{p - u_a}{p_{atm}} \quad (I.52)$$

Le variazioni plastiche di v_w hanno luogo esclusivamente quando il percorso tensionale interseca la LC, ossia quando varia il parametro di incrudimento $(p - u_a)_o^*$. La compressibilità in scarico e ricarico risulta uguale in termini di v e v_w , ossia, se la compressione avviene all'interno del dominio elastico, le variazioni di volume specifico e volume specifico d'acqua coincidono:

$$dv_w = -k \frac{d(p - u_a)}{p - u_a} \quad (I.53)$$

Ad ogni modo è possibile rimuovere questa restrizione sostituendo all'eq. I.50 una relazione che tenga in conto anche la componente elastica delle variazioni di e_a , ossia aggiunga la dipendenza da $(p - u_a)$ all'interno del luogo di snervamento.

Anche allo stato critico è possibile derivare un'equazione in termini di volume specifico d'acqua e tensione media netta analoga a quella che Wheeler e Sivakumar (1995) propongono per il volume specifico (cfr. eq. I.47):

$$v_w = \Gamma_w(u_a - u_w) - \Psi_w(u_a - u_w) \cdot \ln \frac{p - u_a}{p_{atm}} \quad (I.54)$$

In conclusione, il lavoro di Wheeler (1996) include il volume specifico d'acqua in un modello elasto-plastico basato su una teoria dello stato limite estesa al non saturo. Le equazioni costitutive proposte consentono di prevedere quelle irreversibilità nelle variazioni di contenuto d'acqua "direttamente" collegate alla non reversibilità delle variazioni di volume che si interpreta tramite il luogo di snervamento LC e la sua estensione nello spazio $(p - u_a):q:(u_a - u_w)$ (cfr. § I.8.1.2). Oltre che prevedere la risposta drenata, il modello è idoneo allo studio di problemi non drenati per la fase acqua (e.g. la simulazione di una prova triassiale non drenata con previsione delle sovra-pressioni neutre indotte).

I.8.2.2 Modellazione dell'isteresi idraulica. Il modello di Buisson e Wheeler (2000)

Il modello di Wheeler (1996), pur includendo varie cause di irreversibilità delle variazioni di contenuto d'acqua, non considera il fenomeno dell'isteresi idraulica. Lo stesso autore, nell'ambito di lavori successivi (e.g. Buisson e Wheeler, 2000; Sharma e Wheeler, 2000) sottolinea come da risultati di prove cicliche di wetting e drying su terreni costipati emergano variazioni irreversibili di volume specifico non previste dai modelli elasto-plastici convenzionali per terreni non saturi (e.g. Alonso et al., 1990). Queste forme di irreversibilità possono essere attribuite, appunto, all'esistenza del fenomeno dell'isteresi idraulica nelle variazioni di grado di saturazione. Buisson e Wheeler (2000) presentano dunque in forma qualitativa un modello elasto-plastico che include gli effetti dell'isteresi. La formalizzazione del modello in relazioni costitutive è supportata da alcune osservazioni a livello microscopico che risultano particolarmente adatte ad illustrare il tipo di accoppiamento che è possibile attendersi tra comportamento idraulico e meccanico.

Le osservazioni sperimentali che il modello di Buisson e Wheeler intende interpretare riguardano le deformazioni irreversibili, nel senso di un aumento o una riduzione di volume specifico, a seguito di un ciclo di wetting e drying. Si considerino, ad esempio, le figure I.23-I.24 già illustrate nei §§ I.6.3 e I.6.4. Comportamenti di questo tipo, quasi sempre osservati con riferimento a terreni espansivi, sono in realtà conseguenza della storia di compattazione e della successiva storia tensionale piuttosto che del tipo di materiale. Difatti Sharma (1998) osserva comportamenti analoghi anche per un caolino puro (non espansivo). La spiegazione di questi fenomeni risiede appunto, secondo Buisson e Wheeler (2000) e Sharma e Wheeler (2000), nel fenomeno dell'isteresi idraulica.

Se si considera lo schema di figura I.35, nel quale si rappresenta un vuoto compreso tra aggregati saturi di particelle¹⁰, è possibile giustificare il fenomeno di isteresi idraulica sulla base del differente valore del raggio di curvatura del menisco aria-acqua che caratterizza la condizione di equilibrio immediatamente prima della completa saturazione del poro (r_3 in figura I.39a) e quello caratteristico della situazione opposta, immediatamente prima della desaturazione del poro (r_5 in figura I.39b).

¹⁰ Gli autori ipotizzano che, globalmente, lo scheletro solido sia indeformabile.

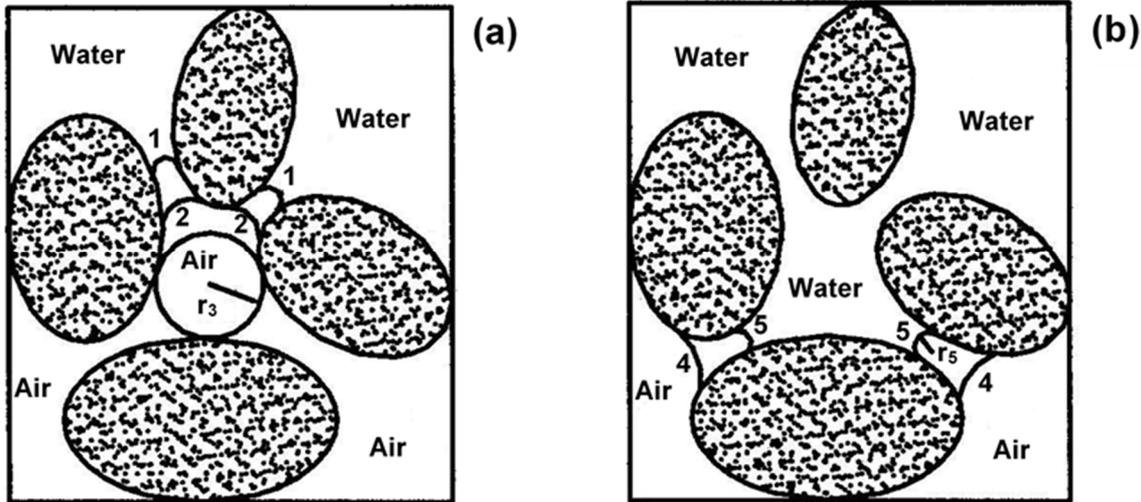


Figura I.39: Meccanismo di allagamento (a) e svuotamento (b) di un vuoto tra particelle solide (Buisson e Wheeler, 2000).

Secondo l'equazione I.4 (cfr § I.4), essendo $r_5 < r_3$, la suzione per svuotare un vuoto pieno d'acqua risulta maggiore di quella necessaria a far entrare acqua in un vuoto pieno d'aria. Ciò giustifica l'osservazione sperimentale che tipicamente, a parità di grado di saturazione, la suzione sul ramo di drying della curva caratteristica risulti maggiore di quella sul ramo di wetting (cfr. § I.6.2).

Le deformazioni che subiscono un vuoto pieno d'aria ed un vuoto pieno d'acqua dipendono da variabili tensionali distinte. Per il comportamento del primo sono rilevanti la tensione media netta ($p-u_a$) e l'effetto stabilizzante dei menischi capillari, che forniscono un aumento delle forze normali tra le particelle (ΔN) come discusso nel § I.4. Viceversa, le deformazioni dei vuoti pieni d'acqua (la cosiddetta bulk water, cfr. ancora § I.4) sono controllate dalla variabile ($p-u_w$). Chiaramente l'effetto capillare permane per un vuoto solo fin quando non entra acqua. Con l'allagamento del vuoto si annulla ΔN , con un duplice effetto: un rigonfiamento dovuto al rilascio tensionale tra le particelle ed una maggiore suscettibilità al collasso per effetto della riduzione di forze normali al contatto.

Per il fenomeno dell'isteresi idraulica, a parità di suzione è diverso il grado di saturazione, ossia il numero di vuoti pieni d'aria e pieni d'acqua. Appurato che il loro comportamento dipende da variabili tensionali distinte, è chiaro che da ciò scaturiscono varie forme di irreversibilità.

Si considerino ad esempio le deformazioni di rigonfiamento conseguenti ad un percorso di wetting. Secondo Sharma e Wheeler (2000) esse sono la somma del rigonfiamento di aggregati

saturo, che sperimentano una riduzione di $(p-u_w)$, e di un aumento di volume dei pori precedentemente pieni d'aria, poiché per effetto del loro allagamento si perde l'effetto di confinamento delle forze capillari. Anche se si ammette che il secondo tipo di variazione di volume derivi da un fenomeno elastico di deformazione degli aggregati non è detto che globalmente la deformazione risulti reversibile. Infatti, se in una successiva fase di drying il grado di saturazione subisce una diminuzione inferiore all'aumento che si ha in fase di wetting, per effetto del fenomeno dell'isteresi idraulica, succede che alcuni vuoti, diventati saturi durante la fase di wetting, rimangono tali nella seguente fase di drying, e quindi alla fine del ciclo il rigonfiamento prevarrà sulla riduzione di volume. Il fenomeno, anche se globalmente irreversibile, non implica la presenza di un punto di snervamento sulla curva $v:(u_a-u_w)$. Un chiaro esempio di assenza di un fenomeno di netta plasticizzazione è dato dai risultati di Chu e Mou (1973), come evidenziato dai cicli di wetting successivi al primo di figura I.28.

Anche una diminuzione netta di volume in un ciclo di suzione può essere giustificata sulla base dell'isteresi idraulica. Se alcuni vuoti che risultavano pieni d'aria ad un certo valore di suzione in una fase di wetting rimangono pieni d'acqua nella successiva fase di drying, può verificarsi snervamento poiché la pressione a cui sono sottoposti, $(p-u_w)$, risulta maggiore di quella $(p-u_a)$ che sostenevano durante la fase precedente, oltretutto in presenza tensioni capillari stabilizzanti.

L'origine di entrambi i fenomeni descritti è che nell'ambito di un ciclo di suzione un certo numero di vuoti che diventa saturo d'acqua in fase di wetting può rimanere tale in fase di drying, a causa dell'isteresi idraulica, appunto. Secondo Buisson e Wheeler, esiste un forte legame concettuale tra lo schema di figura I.39 e la relazione di ritenzione idrica di un terreno. Immaginando che lo scheletro solido sia rigido, il ramo di wetting e di drying principali (rappresentati in figura I.40) racchiudono l'insieme degli stati possibili.

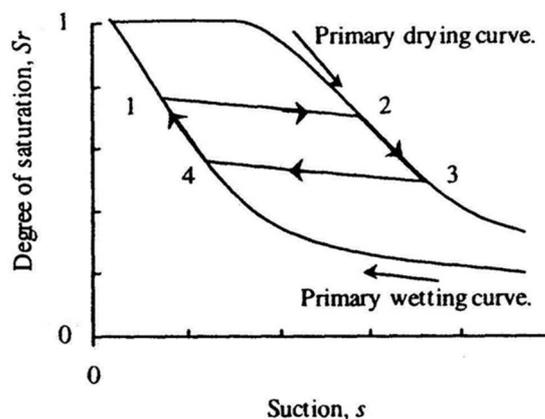


Figura I.40: Rappresentazione elasto-plastica del fenomeno di isteresi idraulica (Buisson e Wheeler, 2000).

Gli autori attribuiscono il significato di variazioni elastiche di grado di saturazione ai cambiamenti di dimensioni di un vuoto tra aggregati (configurazioni 1-5 in figura I.39) e di variazioni irreversibili di S_r al fenomeno di riempimento (di aria o di acqua) di un vuoto. In questo modo in una generica fase di drying viene descritta prima una scanning curve (cfr. § I.6) come 1-2 in figura I.40 corrispondente ad una variazione reversibile (detta “elastica” in letteratura) di S_r , e successivamente un ramo della curva di drying principale (2-3), rappresentativa di una diminuzione di grado di saturazione non “elastica”. Analoghe considerazioni possono essere fatte per una fase di wetting. In conclusione, lungo le curve principali di drying e di wetting hanno luogo le variazioni irreversibili di S_r . Alla prima corrisponde, nel piano $(p-u_a):(u_a-u_w)$, la curva di snervamento SI (Suction Increase) (cfr. § I.8.1.1); alla seconda, nello stesso piano, la SD (Suction Decrease) (cfr. § I.8.1.3). Entrambe le curve di snervamento risultano parallele all’asse delle $(p-u_a)$, come conseguenza di aver ipotizzato lo scheletro solido rigido (ovvero l’unicità delle curve principali), e chiaramente accoppiate, come è possibile dedurre dalla figura I.40: nota la suzione di snervamento sulla SI (ad es., quella del punto 2) quella relativa alla SD è automaticamente determinata dalla condizione di appartenenza alla scanning curve 1-2, ossia è la suzione del punto 1.

I.8.2.3 Effetti della deformabilità dello scheletro solido sul comportamento idromeccanico

Alcuni lavori sperimentali dell’ultimo decennio hanno permesso di approfondire il forte legame che esiste tra il comportamento meccanico e quello idraulico. Rampino (1997), Sharma (1998), Romero (1999) mettono in evidenza come il contenuto d’acqua di un terreno non saturo sia fortemente dipendente dallo stato di confinamento, oltre che dalla suzione applicata. Riprendendo quanto già detto riguardo le forme di porosità presenti in un terreno costipato (cfr. § I.2), è opportuno sottolineare ulteriormente che l’acqua libera all’interno dei macropori è fortemente dipendente dalle dimensioni di tali pori e pertanto dalle azioni meccaniche. Variazioni irreversibili di contenuto d’acqua possono avere luogo per effetto delle deformazioni volumetriche. Viceversa, storie di wetting e drying possono dar luogo a significative variazioni di volume irreversibili (Chen et al., 1999).

Tutto ciò giustifica i notevoli sforzi teorici e sperimentali realizzati in direzione di un’unificazione dell’interpretazione del comportamento idrico e meccanico dei terreni non saturi. Tra questi, i risultati di Romero (1999) (cfr. § I.6.2) sono una chiara dimostrazione di come la curva di ritenzione, quasi sempre intesa come una rappresentazione “a sé stante” del

comportamento idrico di un terreno non saturo, risulti invece complementare anche nell'interpretazione della risposta tensio-deformativa. Ciò si evidenzia a patto che si faccia uso di apparecchiature sperimentali che consentano il controllo del volume. Nella significativa dipendenza della curva caratteristica dall'indice dei vuoti si può leggere, appunto, il legame che esiste tra risposta idrica e meccanica.

Sulla base dei risultati ottenuti da Romero (1999), Vaunat et al. (2000) propongono un modello elasto-plastico, valido per sollecitazioni isotrope o edometriche, che tiene conto dell'accoppiamento esistente tra le variazioni di volume specifico e quelle di volume specifico d'acqua. Più precisamente, le variabili di stato a cui si fa riferimento sono l'indice dei vuoti e l'indice dei vuoti d'acqua ($e_w = v_w - 1$, cfr. § I.5, si riduce ad e per $S_r=1$). Il modello integra il BBM di Alonso et al. (1990) con la modellazione delle curve di ritenzione, rendendolo idoneo allo studio del comportamento idro-meccanico.

Le curve di ritenzione a volume costante vengono assunte come relazione costitutiva del modello. Più precisamente, le relazioni proposte sono intese valide nel campo dei contenuti d'acqua elevati: $w > w_m$, dove w_m è il contenuto d'acqua microscopico, al di sotto del quale w non dipende più dalle azioni meccaniche e quindi dall'indice dei vuoti (cfr. § I.2). Pertanto, in esse compare la differenza $e_w - e_{wm} = e_w - G_s \cdot w_m$, detta water ratio cut-off. Le curve caratteristiche sono interpolate con un'espressione di Van Genuchten (1980) modificata da Romero (1999) e si ipotizza che siano omotetiche, con fattore di scala ($e - e_{wm}$) (vedi figura I.41).

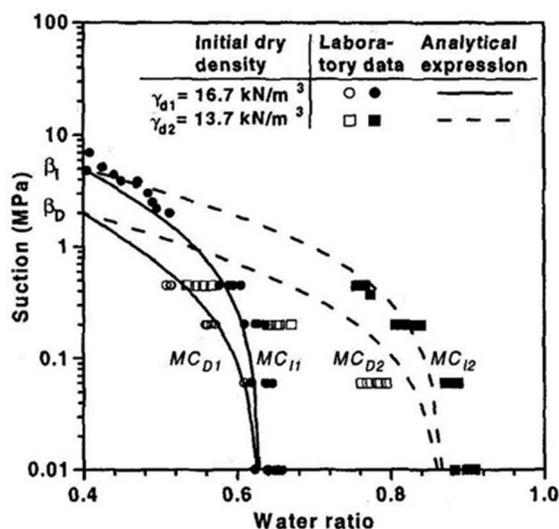


Figura I.41: Curve caratteristiche della Boom clay: dati sperimentali ed espressioni interpolanti (Vaunat et al., 2000).

Un'unica forma è dunque utilizzata per interpretare le curve di main drying (indicate col pedice I, increase) ed un'altra, unica, per quelle di wetting (indicate col pedice D, decrease). A ciò corrisponde un valore di ingresso d'aria indipendente dall'indice dei vuoti (tale ipotesi, assunta a vantaggio di semplicità, può in ogni caso essere rimossa per una modellazione più accurata dei risultati sperimentali). Le equazioni proposte sono le seguenti:

$$\Psi_I(u_a - u_w) = \frac{e_{wI} - e_{wm}}{e - e_{wm}} \cdot (1 + \alpha_I (u_a - u_w)^n)^{-m} \left(1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{u_a - u_w}{\beta_I}\right)}{\ln(2)} \right) \quad (I.55)$$

$$\Psi_D(u_a - u_w) = \frac{e_{wD} - e_{wm}}{e - e_{wm}} \cdot (1 + \alpha_D (u_a - u_w)^n)^{-m} \left(1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{u_a - u_w}{\beta_D}\right)}{\ln(2)} \right) \quad (I.56)$$

La generica dorsale, funzione di $(e, u_a - u_w)$, risulta definita una volta assegnati i sei parametri $n, m, \alpha_I, \beta_I, \alpha_D, \beta_D$.

Il modello di Alonso et al. (1990), idoneo a prevedere il comportamento meccanico, viene utilizzato da Vaunat et al. (2000) senza apportare sostanziali modifiche all'equazione della curva di snervamento LC ed alla sua legge di incrudimento (cfr. § I.8.1.1). La curva di plasticizzazione SI, invece, viene ridefinita sulla base delle nuove relazioni costitutive introdotte (eq. I.55 e I.56).

Fissato il volume specifico, le curve di wetting e drying delimitano il dominio degli stati possibili $(e_w, u_a - u_w)$ dell'elemento di volume. Se lo stato corrente si trova all'interno di tale dominio, il comportamento è considerato reversibile (Romero, 1999). Come mostrato in figura I.42, per effetto di una riduzione di suzione che porta lo stato del terreno dal punto H al punto H₁ si descrive una curva di wetting (scanning curve, cfr. § I.6.2).

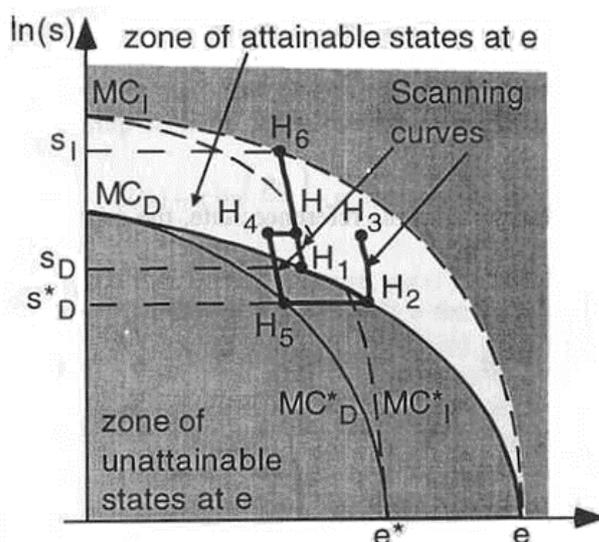


Figura I.42: Risposta nel modello nel piano volume specifico d'acqua – suzione (da Vaunat et al., 2000).

La stessa curva di scanning viene seguita per un percorso di drying fino al punto H6. Si osservi che, al fine di mantenere costante il volume specifico, è necessario che nelle fasi di wetting e drying descritte vari anche la tensione media netta.

In analogia con le relazioni del modello di Alonso et al. (1990) che esprimono il modo di variare del volume specifico all'interno del dominio elastico, rispettivamente per variazioni di $(p-u_a)$ ed (u_a-u_w) (cfr. § I.8.1.1):

$$dv = -k \frac{d(p - u_a)}{(p - u_a)} \quad (\text{I.29})$$

$$dv = -k_s \frac{d(u_a - u_w)}{(u_a - u_w) + p_{\text{atm}}} \quad (\text{I.30})$$

gli autori assumono per e_w :

$$de_w = -k_{wt} \frac{d(p - u_a)}{(p - u_a)} - k_w d(u_a - u_w) \quad (\text{I.57})$$

Se il materiale è sottoposto ad una variazione di suzione maggiore in una fase di wetting (percorso HH₂) le variazioni di e_w diventano più importanti. Ad un successivo aumento di suzione corrisponde una nuova scanning curve (H₂H₃) che mette in evidenza accumulo di deformazioni plastiche in termini di e_w . Analoghe osservazioni possono essere fatte per un percorso di drying. In conclusione, i punti H1 ed H6 individuano due condizioni di snervamento in termini di e_w , il primo per diminuzione di suzione (si verifica sul luogo di snervamento già denominato SD, Suction Decrease, cfr. § I.8.1.3) ed il secondo per aumento di suzione (si

verifica sul luogo di snervamento già denominato SI, Suction Increase, cfr. § I.8.1.1). Le suzioni $(u_a - u_w)_I$ ed $(u_a - u_w)_D$ corrispondenti a tali punti sulla curva principale di drying e di wetting, rispettivamente s_I e s_D in figura I.38, sono tra loro legate dal fatto di appartenere alla stessa scanning curve del punto H e di essere associate allo stesso volume specifico. Imponendo $dv = 0$ tra H ed H_1 e tra H ed H_6 ed utilizzando le equazioni I.29 e I.30 è possibile scrivere un'equazione in cui non compaiono esplicitamente le tensioni medie nette nei punti H_1 , H_6 , H:

$$e_w^{H_1} + k_w (u_a - u_w)^{H_1} - \frac{k_{wt} k_s}{k} \ln(u_a - u_w)^{H_1} = e_w^{H_6} + k_w (u_a - u_w)^{H_6} - \frac{k_{wt} k_s}{k} \ln(u_a - u_w)^{H_6} \quad (I.58)$$

Questa esprime, in modo implicito, la legge di accoppiamento tra i luoghi di snervamento SI ed SD.

Le leggi di incrudimento sono dedotte dal fatto che, analogamente alla famiglia delle rette vergini in termini di $v:(p-u_a)$, le curve principali di wetting e drying risultano superfici di stato limite. Si veda, a tal proposito, il modo in cui la curva di snervamento LC del BBM (Alonso et al., 1990) può essere dedotta una volta assegnata tale famiglia e il legame elastico (cfr. § I.8.1.1). Continuando a ragionare ad indice dei vuoti e costante, per snervamento lungo la SD vale l'equazione:

$$de_w^p = (\lambda_{wD} - k_w) d(u_a - u_w)_D - k_{wt} \frac{d(p - u_a)}{p - u_a} \quad (I.59)$$

con λ_{wD} pendenza locale della curva di main drying nel piano $(u_a - u_w):e_w$. L'eq. I.59 si ottiene semplicemente ricavando de_w^p dalla differenza tra le de_w totali (vincolate dall'appartenenza alla curva di main drying) e quelle reversibili (esprese dall'eq. I.57).

La quantità $d(p-u_a)$ è ricavata dalla condizione che l'indice dei vuoti deve rimanere costante, ossia che risulti nulla la somma delle deformazioni elastiche per effetto di $d(p-u_a)$ e $d(u_a-u_w)$ ed eventualmente di quelle plastiche dovute a spostamento della LC. Utilizzando le eqq. I.29, I.30 e I.32 del modello di Alonso et al. (1990) si ottiene:

$$dv = k \frac{d(p - u_a)}{p - u_a} + k_w \frac{d(u_a - u_w)}{(u_a - u_w) + p_{atm}} + (\lambda(0) - k) \frac{dp_o^*}{p_o^*} = 0 \quad (I.60)$$

La I.59 e la I.60 esprimono, in forma implicita, la legge di incrudimento relativa alla SD, in quanto mettono in relazione le variazioni di suzione di snervamento con gli incrementi di deformazione plastica de^p e de_w^p .

Si può dimostrare che risulta verificata un'equazione del tipo:

$$d(u_a - u_w)_D = K_1 \cdot (de_w^p + K_2 \cdot de^p) \quad (I.61)$$

con K_1 e K_2 funzioni delle costanti elastiche del materiale (k , k_w , k_{wt} , k_s) e di λ_{wD} . Ciò introduce chiaramente un accoppiamento tra la SD e la LC.

In maniera analoga, con relazioni del tutto simili alle I.58-I.60 è possibile esprimere la legge di incrudimento della SI. Chiaramente, a causa del legame tra SD ed SI (cfr. eq. I.58), l'incrudimento lungo la prima (per effetto di wetting) genera incrudimento anche sull'altra e viceversa accade per effetto di un percorso di drying che mobilita la SI.

In maniera sintetica ma particolarmente efficace, se si rappresenta l'insieme delle curve di main wetting e main drying nello spazio e_w : $(p-u_a)$: (u_a-u_w) si ottengono due superfici di stato limite. L'intersezione di tali superfici con il piano elastico di equazione I.57 passante per H, punto rappresentativo dello stato corrente, consente di determinare, appunto, i luoghi di snervamento SI ed SD (v. figura I.43).

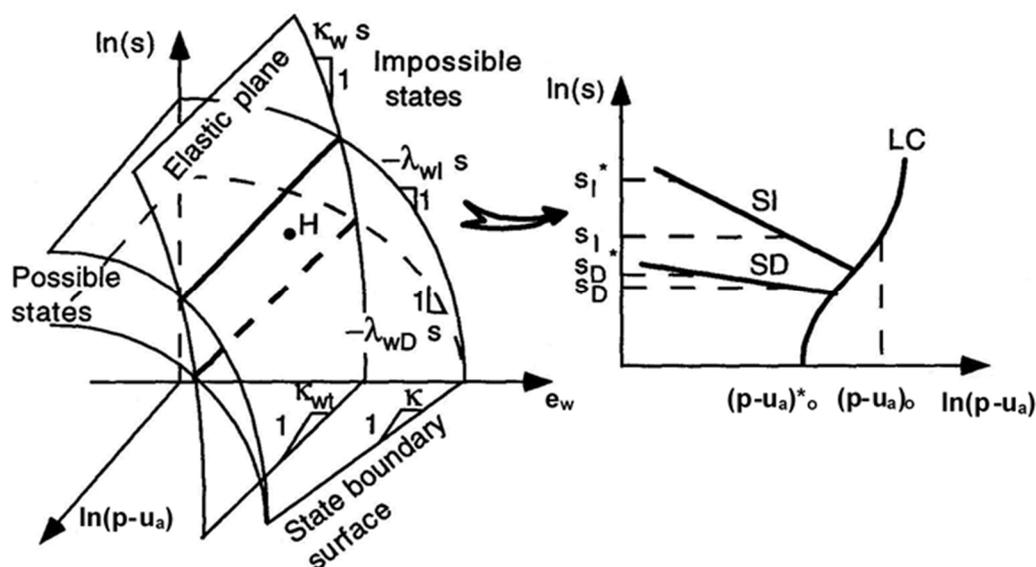


Figura I.43: Forma delle curve di snervamento SI e SD nel piano tensioni medie nette - suzione (Vaunat et al., 2000).

Si noti come entrambi risultino inclinati sull'asse delle $(p-u_a)$, diversamente da quanto previsto dal modello di Alonso et al. (1990). Tale circostanza è diretta conseguenza del fatto che le curve caratteristiche dipendano dall'indice dei vuoti e , e, come dimostrato dalla stessa figura I.42. Se a partire dal punto H si realizza una prima fase di carico a suzione costante (HH_4) si produce una riduzione di indice dei vuoti (elastica) da e ad e^* . Nella successiva fase di wetting ad indice dei vuoti costante (H_4H_5) si descrive una nuova curva di scanning fino ad intersecare

in H_5 la curva di main wetting corrente (quella corrispondente ad e^*). I punti H , H_1 ed H_5 appartengono chiaramente allo stesso piano elastico e quindi H_1 ed H_5 sono rappresentativi di punti di snervamento appartenenti alla stessa SD e risulta $(u_a - u_w)_1 > (u_a - u_w)_5$; $(p - u_a)_1 < (p - u_a)_5$.

È opportuno sottolineare ulteriormente come quanto detto dimostri che la massima e la minima “suzione apparente” a cui è stato soggetto il terreno variano durante il percorso di carico sia per il fatto che le curve di snervamento risultano accoppiate sia perché né la SD né tantomeno la SI (in contrasto con quanto ipotizzato da Alonso et al., 1990) risultano orizzontali nel piano $(p - u_a) : (u_a - u_w)$.

L'accoppiamento tra comportamento idrico e meccanico messo in luce dai risultati di Romero (1999) e dal modello di Vaunat et al. (2000) è supportato da altri lavori teorici e sperimentali più o meno recenti. Già Josa (1988) e Vicol (1990) mostrano l'esistenza di un forte accoppiamento esistente tra LC ed SI, testimoniato dalla modifica di $(u_a - u_w)_o$ (suzione di snervamento per drying) che si osserva per effetto di una compressione isotropa oltre lo stato vergine, nonché dal caso inverso di aumento delle tensioni di preconsolidazione per effetto di percorsi di drying.

Come osservato da Delage e Graham (1995), l'esistenza di un accoppiamento tra SI ed LC è intuitiva anche dal punto di vista microscopico. Siccome lo snervamento avviene a spese della compressione dei vuoti di dimensioni più grandi (intra-aggregati) è lecito attendersi che ciò condizioni anche la capacità del terreno di “resistere” ad aumenti di suzione. D'altro canto, spostando l'attenzione sull'accoppiamento tra SD, SI ed LC, è altrettanto evidente che un significativo rigonfiamento dei pacchetti saturi che costituiscono il livello microstrutturale di un terreno non saturo (quello che avviene, appunto, in una fase di wetting che mobilita la SD), possa interagire con il livello macrostrutturale, riducendone la capacità di sopportare carichi esterni e suzioni elevate (in altri termini, riducendo le dimensioni del dominio delimitato da LC ed SI).

Chen et al. (1999) realizzano prove di compressione a suzione costante e prove di drying a tensione media netta costante su un loess costipato in laboratorio.

L'insieme dei risultati ottenuti mette in evidenza un comportamento elasto-plastico per entrambi i tipi di percorso tensionale e consente anche di indagare sull'accoppiamento esistente tra le curve di snervamento LC ed SI. Gli autori osservano che, a seguito di una fase di compressione che produca snervamento sulla LC (come il percorso a suzione 20 kPa ABC in figura I.44), la tensione di snervamento per drying (raggiunta lungo il percorso CD) risulta significativamente maggiore della suzione massima sperimentata dal provino prima della fase

di drying stessa (20 kPa, pari al valore di post-costipamento).

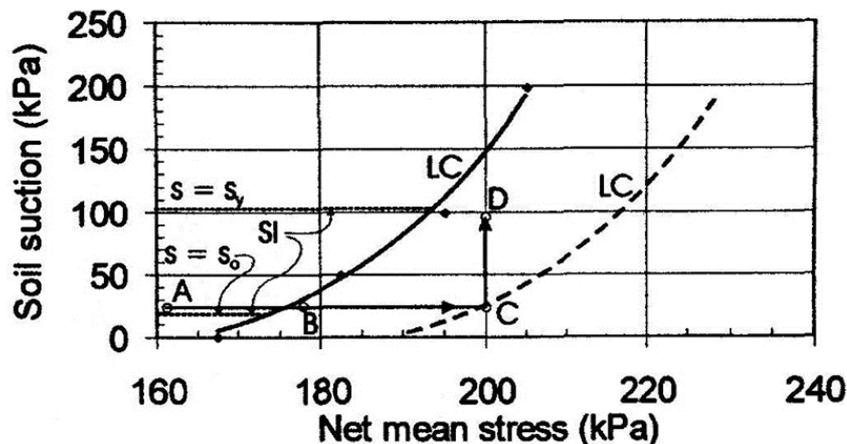


Figura I.44: Evoluzione del luogo di snervamento nel percorso ABCD (Chen et al., 1999).

Nell'ambito delle prove di drying realizzate, a $(p-u_a)$ compresa tra 5 e 200 kPa, la suzione di snervamento risulta sensibilmente costante, presumibilmente a causa dell'effetto combinato del precedente snervamento lungo la LC e dell'inclinazione della SI sull'asse delle $(p-u_a)$.

Sivakumar e Ng (1998) studiano il luogo di plasticizzazione di un caolino costipato tramite percorsi tensionali variamente inclinati nel piano $(p-u_a):(u_a-u_w)$, come rappresentato in figura I.45.

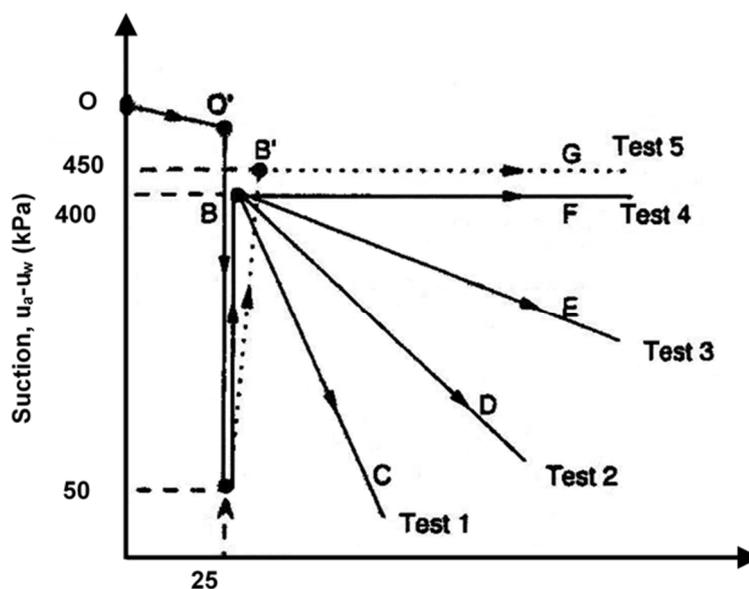


Figura I.45: Percorsi tensionali adoperati per individuare il luogo di snervamento (da Sivakumar e Ng, 1998).

Il materiale è lo stesso utilizzato nel lavoro sperimentale di Sivakumar (1993), utilizzato da Wheeler e Sivakumar (1995) a supporto del loro modello. Ogni prova consiste di tre fasi, a partire dallo stato di post-costipamento O: un wetting a $(p-u_a)$ fino a 25 kPa di suzione ($OO'A$), un successivo drying alla stessa $(p-u_a)$ fino a 400 kPa di suzione (fatta eccezione per la prova denominata Test 5 per la quale si raggiunge $(p-u_a) = 45$ kPa e $(u_a-u_w) = 450$ kPa) ed infine il percorso radiale eseguito al fine di intercettare il luogo di snervamento. Durante la prima fase (OA) tutti i provini esibiscono esclusivamente aumento di volume, a testimonianza del fatto che il percorso avviene all'interno del dominio elastico delimitato da LC ed SI. Nelle successive fasi di drying il materiale esibisce sempre un comportamento elasto-plastico, con un valore di suzione di snervamento $(u_a-u_w)_I$ pari a 160 kPa per i percorsi AB (test 1-4) e di 210 kPa per il percorso AB' (test 5). Entrambi i valori sono notevolmente inferiori alla suzione massima precedentemente sperimentata dal provino, quella di post-costipamento, pari ad oltre 500 kPa. Il processo di wetting ha evidentemente l'effetto di ridurre la suzione di snervamento apparente (accoppiamento delle superfici SI e SD). È opportuno notare che i punti di snervamento ravvisati lungo percorsi AB ed AB' suggeriscono una SI inclinata di un angolo positivo lungo l'asse delle $(p-u_a)$ (indicata con XX in figura I.46), contrariamente a quanto ravvisato da Vaunat et al. (2000).

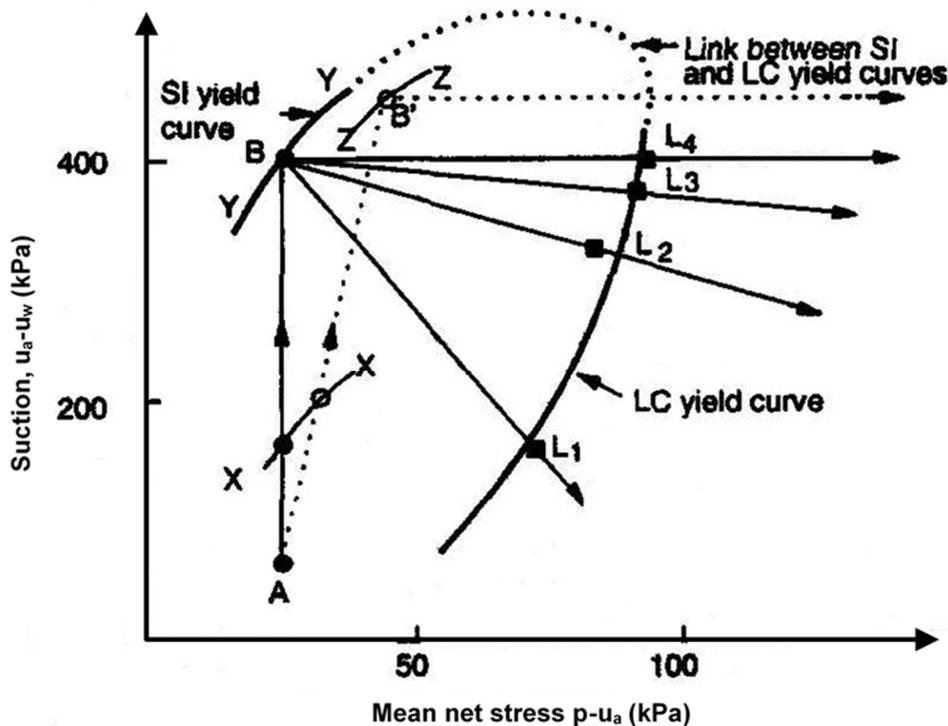


Figura I.46: Luogo di snervamento unico, unione delle curve LC ed SI (da Sivakumar e Ng, 1998).

A termine dei percorsi di drying AB ed AB' la Suction Increase assume la posizione indicata con YY e ZZ, rispettivamente. I successivi percorsi con aumento simultaneo di $(p-u_a)$ ed (u_a-u_w) attraversano il dominio elastico fino ad intersecare la LC. Gli autori propongono l'esistenza di un unico luogo di snervamento, descritto da una curva continua, il che chiaramente rafforza l'idea di un accoppiamento tra SI ed LC.

Infine, sembrano degne di nota alcune recenti proposte di modellazione che, apparentemente allontanandosi dalla direttrice comune alle formulazioni teoriche finora esposte, si basano su variabili tensionali alternative a tensione media netta e suzione ed interpretano il comportamento non reversibile dei terreni non saturi (in termini di volume specifico e grado di saturazione), nelle sue varie manifestazioni, tramite un unico luogo di plasticizzazione.

Sharma (1998) riporta i risultati di un estensivo programma sperimentale costituito da prove isotrope a suzione controllata eseguite su caolino puro costipato (un materiale non espansivo) e sullo stesso caolino additivato con bentonite (ottenendo artificialmente un terreno espansivo). Tali risultati confermano l'esistenza di un luogo di snervamento LC, che presiede alle riduzioni di volume plastiche per effetto di diminuzione di suzione o aumento di tensione media netta. Per effetto di cicli di wetting e drying, entrambi i materiali mostrano accumulo di deformazioni plastiche all'interno della LC. Il segno della deformazione residua dipende dalla storia tensionale, essendo possibile un rigonfiamento o una riduzione di volume per entrambi i tipi di materiale. L'esistenza di una curva di snervamento SD sembra essere confutata dal fatto che le deformazioni irreversibili di wetting si sviluppino gradualmente al diminuire della suzione, senza il manifestarsi di un netto fenomeno di snervamento, contrariamente a quanto prevede il modello di Alonso et al. (1994). Si osservino, a titolo di esempio, le variazioni di volume in figura I.47, conseguenti a due cicli di wetting e drying, il primo (abc) realizzato tra le suzioni di 400 e 50 kPa ed il secondo (cde) tra 400 e 0 kPa.

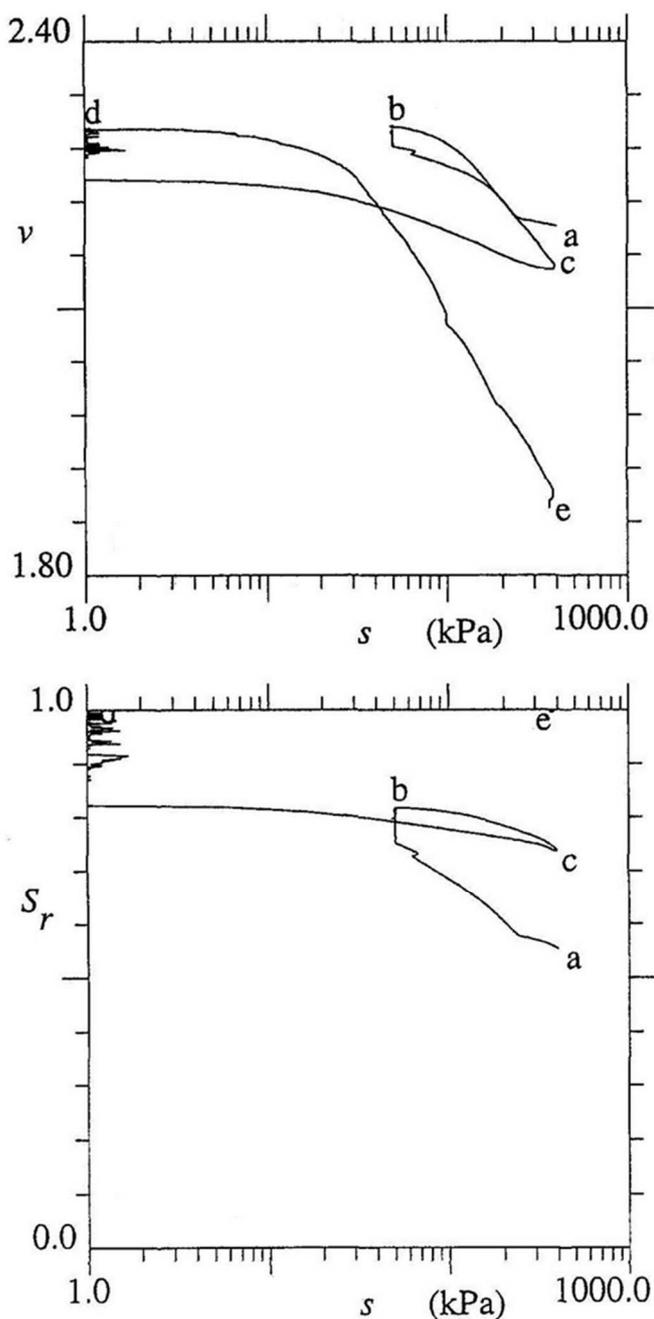


Figura I.47: Effetto di cicli di wetting e drying (percorso abcde) su volume specifico e grado di saturazione (Sharma, 1998).

snervamento, ciò non accade nel successivo tratto (cd), nonostante la suzione raggiunga un valore inferiore ai 50 kPa del ciclo (abc). Invece, si osservano evidenti punti di snervamento per i tratti (bc) e (de) di drying, ben al di sotto della suzione massima di 400 kPa, il che fa pensare all'esistenza di una SI la cui posizione varia sensibilmente durante le fasi di wetting.

Date queste ed analoghe incongruenze tra i risultati relativi a cicli di suzione e le previsioni

che scaturirebbero da un modello con due superfici di snervamento (SI ed SD) in aggiunta alla LC, Sharma (1998) propone un'interpretazione alternativa, idonea tanto per il comportamento dei terreni espansivi quanto per quelli non espansivi (qualitativamente i fenomeni osservati risultano simili per i due materiali testati, come accennato). Il grado di saturazione ha un ruolo centrale nel modello proposto, poiché le evidenze sperimentali (v. ancora figura I.47) suggeriscono un legame tra l'irreversibilità delle variazioni di volume e l'isteresi idraulica.

Senza entrare eccessivamente nel dettaglio, è opportuno osservare che il modello utilizza un approccio "ibrido". Infatti, si basa sulle variabili tensionali p'' ed s^* , introdotte nel § I.5:

$$p'' = (p - u_a) + S_r(u_a - u_w) \quad (I.15)$$

$$s^* = n(u_a - u_w) \quad (I.62)$$

ritenute rappresentative degli sforzi medi agenti sullo scheletro solido (tenendo solo conto del contributo dell'acqua di volume) e dell'effetto dell'acqua di menisco, rispettivamente. Però, osservato che in realtà lo stato di confinamento aggiuntivo indotto dai menischi capillari è funzione del grado di saturazione S_r , significativo del numero di menischi, piuttosto che di s^* direttamente, rappresentativo dell'effetto del singolo menisco (poco variabile con la suzione, cfr. § I.4), Sharma introduce un luogo di snervamento in termini di p'' e grado di saturazione analogo ad una LC curve. Questo è affiancato da una relazione isteretica tra S_r ed s^* , che viene ipotizzata univoca per un terreno (come supportato dai risultati di Sivakumar, 1993) e che contiene gli effetti della suzione e della deformabilità dello scheletro solido (tramite la porosità n , vedi eq. I.62).

Il modello è in grado di giustificare lo sviluppo di deformazioni irreversibili all'interno della LC durante un ciclo di suzione: per effetto dell'isteresi idraulica, infatti, un percorso chiuso nel piano $(p-u_a):(u_a-u_w)$ del tipo ABC in figura I.48 non si traduce in un percorso chiuso in termini di p'' e grado di saturazione, e ciò può giustificare sia un aumento sia una riduzione di volume a termine della sollecitazione ciclica, a seconda che prevalga l'effetto dell'aumento di S_r o quello dell'aumento di p'' .

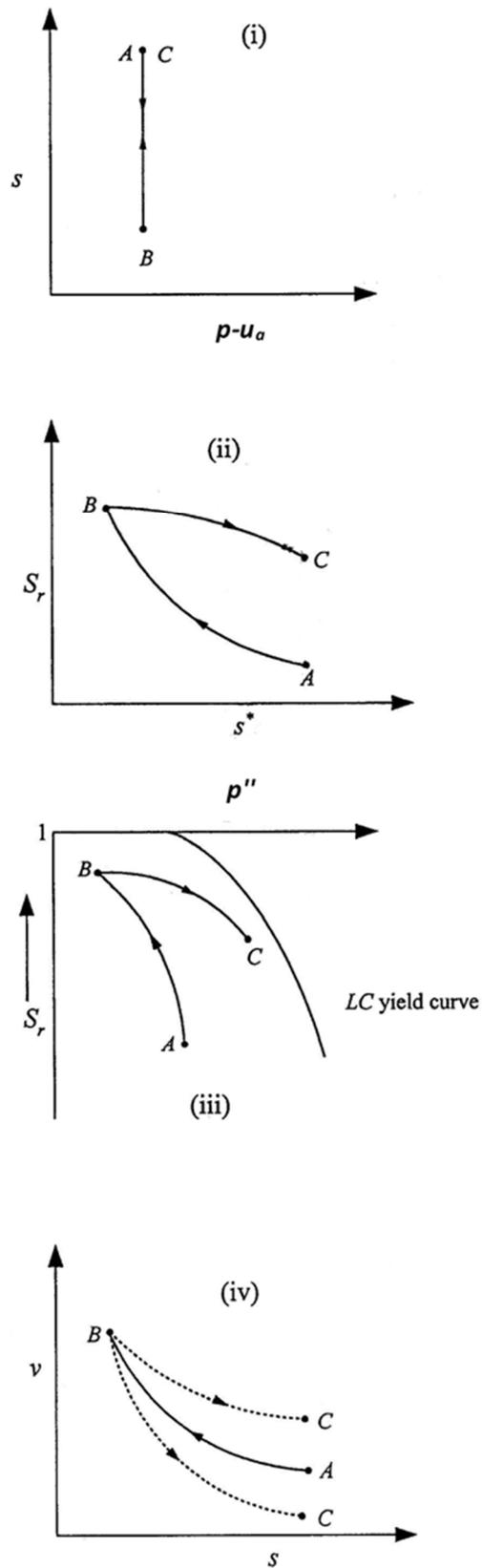


Figura I.48: Modello concettuale di Sharma (1998): comportamento lungo un percorso ABC di wetting e drying, a pressione media netta ($p-u_a$) costante, interno al luogo di snervamento.

Inoltre, un'unica curva di snervamento nel piano $p'' : S_r$ è in grado di interpretare, in aggiunta al comportamento in fase di carico e di wetting (come la LC di Alonso et al. 1990), anche lo sviluppo di riduzioni di volume irreversibili con evidenza di un netto punto di snervamento, come quello di figura I.43 per effetto di una fase di drying (come la SI di Alonso et al., 1990). Si osservi a tal proposito la figura I.49, che mostra come per effetto dell'isteresi idraulica il percorso ABC rimanga interno al luogo di snervamento nella fase di wetting AB mentre lo intersechi nella successiva fase di drying BC.

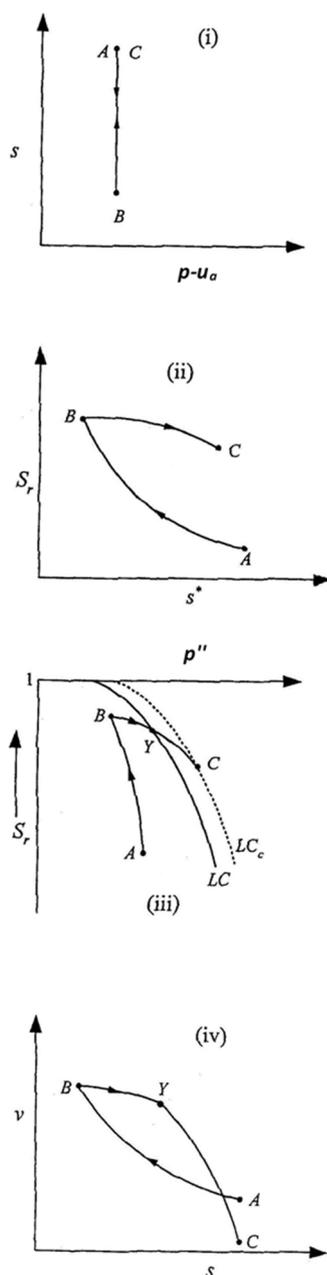


Figura I.49: Modello concettuale di Sharma (1998): snervamento per effetto di un percorso di drying a pressione media netta ($p-u_a$) costante.

Gallipoli et al. (2002) propongono un modello, formalizzato in relazioni costitutive, basato ancora su variabili tensionali dipendenti dal grado di saturazione (cfr. § I.5):

$$p'' = (p - u_a) + S_r (u_a - u_w) \quad (I.15)$$

$$\xi = f(u_a - u_w) \cdot (1 - S_r) \quad (I.63)$$

e quindi capace di interpretare gli effetti dell'isteresi idraulica sul comportamento dei terreni non saturi. La funzione $f(u_a - u_w)$ è una forma adimensionalizzata dell'equazione proposta da Fisher (1926) per interpretare gli effetti dell'acqua di menisco (cfr. § I.4). Gli autori propongono l'esistenza di una relazione univoca tra la variabile ξ ed il rapporto e/e_s tra gli indici dei vuoti in condizioni di parziale e completa saturazione, rispettivamente, in condizioni di stato vergine ed a parità di stato di confinamento p'' . Come ampiamente discusso (cfr. § I.4) l'effetto stabilizzante dei menischi capillari sullo scheletro solido consente configurazioni più "aperte" a parità di p'' , giustificando che, per un materiale non saturo, la retta di compressione isotropa vergine, rappresentata nel piano $p'':e$, si trovi tipicamente al di sopra di quella ottenuta per grado di saturazione unitario (v. figura I.50).

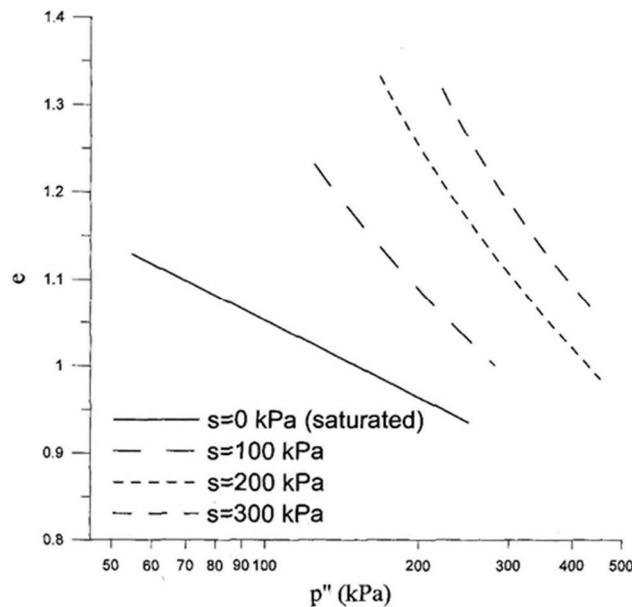


Figura I.50: Modello di Gallipoli et al. (2002): linee di compressione vergine a suzione costante nel piano $e-\ln(p'')$ (dati sperimentali di Sivakumar, 1993).

Gallipoli et al. (2002), dimostrata l'unicità della relazione $e/e_s:\xi$ per i dati di Sivakumar (1993) e Sharma (1999), propongono l'equazione:

$$\frac{e}{e_s} = 1 - a \cdot (1 - \exp(b \cdot \xi)) \quad (I.64)$$

con a e b parametri del modello e deducono da questa l'esistenza di un luogo di snervamento nel piano p'' : ξ . In maniera del tutto analoga al modello di Alonso et al. (1990) (cfr. § I.8.1.1 e fig. I.33), tale luogo di snervamento è ottenuto per intersezione tra una parete elastica e la superficie di stato limite, costituita dalla famiglia delle rette vergini che risponde all'eq.I.64. Tuttavia, diversamente dal modello di Alonso et al. (1990), tale unico luogo di snervamento viene ritenuto responsabile di variazioni irreversibili di volume dovute sia ad aumento sia a riduzione di suzione. Si osservi a titolo di esempio la figura I.51, in cui si interpretano gli stessi dati sperimentali di Sharma (1998) di figura I.47.

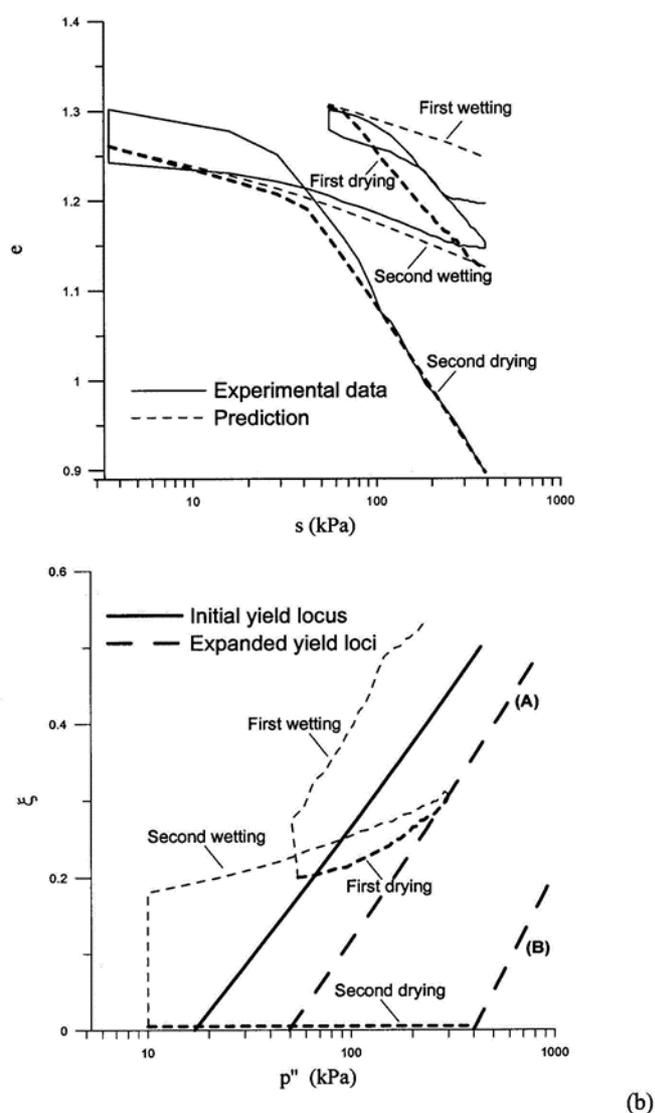


Figura I.51: Modello di Gallipoli et al. (2002): risposta del modello per cicli di wetting e drying (dati sperimentali di Sharma, 1998).

A causa dell'isteresi idraulica, il percorso in termini di $p':\xi$ interseca il luogo di snervamento due volte, durante la prima fase di drying, spostandolo nella posizione A, e poi una seconda volta nella successiva fase di drying, a grado di saturazione praticamente unitario (i.e. $\xi=0$), mobilitando la curva di plasticizzazione dalla posizione A a quella B.

Il panorama dei modelli teorici attualmente a disposizione per interpretare il comportamento dei terreni non saturi appare estremamente ampio: specie con riferimento alla risposta volumetrica, si sono osservati notevoli progressi nell'ultimo decennio. Essendo aumentato il numero di risultati sperimentali con misura contemporanea di variazioni di volume e contenuto d'acqua, notevole impulso ha ricevuto di recente lo sviluppo di modelli che integrano l'interpretazione della risposta meccanica ed idrica, fortemente accoppiate. Nonostante vari esempi qui riportati siano da ritenere al momento schemi concettuali di supporto all'interpretazione di nuovi dati sperimentali piuttosto che modelli costitutivi completi da utilizzare per risolvere problemi al finito, le concrete possibilità di sviluppo in questa direzione sembrano notevoli.

CAPITOLO II

TECNICHE ED APPARECCHIATURE SPERIMENTALI

II.1 INTRODUZIONE

Come chiarito nel capitolo I, in meccanica dei terreni non saturi è necessario un approccio a due variabili tensionali (e.g. tensioni nette e suzione) e a due di stato volumetrico (come ad esempio volume specifico, v , e volume specifico d'acqua, v_w).

Dal punto di vista della sperimentazione, ciò si traduce nella necessità di apparecchiature specifiche per studiare in laboratorio il comportamento tensio-deformativo dei terreni non saturi. Si richiede, infatti, di poter controllare le tensioni totali nonché quelle agenti in ciascuno dei fluidi di porosità e di misurare separatamente deformazioni e volumi d'acqua scambiati da provini di terreno sottoposti a prova.

Molti dei lavori sperimentali finora realizzati hanno avuto come obiettivo principale quello di identificare le regole generali che governano il comportamento dei terreni non saturi. In questo senso, numerosi studi sono stati dedicati alla ricerca di modelli in grado di riprodurre risultati ottenuti nel campo delle medie e grandi deformazioni (e.g. Alonso et al., 1990; Alonso et al., 1992; Wheeler e Sivakumar, 1995; Cui e Delage, 1996; Rampino, 1997; Geiser, 2000; Romero, 1999; Barrera, 2002, D. Gallipoli et al., 2003).

Nell'ambito di questa tesi sono stati intrapresi vari tipi di sperimentazione sul limo argilloso del Po, impiegando l'edometro a suzione controllata per la determinazione delle curve di ritenzione idrica, due celle triassiali a suzione controllata per la caratterizzazione del comportamento alle medie e grandi deformazioni e un tensiometro ad alta capacità per misure di suzione.

In questo capitolo, dopo l'analisi delle principali caratteristiche che distinguono le apparecchiature dedicate alla sperimentazione su terreni non saturi da quelle "classiche" per terreni saturi e delle soluzioni adoperate in tale settore, si passa alla descrizione delle attrezzature e delle procedure utilizzate nell'ambito del lavoro sperimentale eseguito.

II.2 IL CONTROLLO DELLA SUZIONE

In natura la pressione dell'aria all'interno dei pori di un terreno non saturo è tipicamente atmosferica. Valori positivi di suzione comportano quindi valori negativi della pressione

dell'acqua di porosità. Tale condizione non è sempre verificata nelle prove di laboratorio: le diverse tecniche ad oggi sviluppate per controllare la suzione consentono di imporre la quantità ($u_a - u_w$) al contorno del provino, evitando di avere pressioni negative all'interno dei circuiti di controllo della u_w e drenaggio, allo scopo di impedire la cavitazione. Le metodologie esistenti si distinguono a seconda di come viene trasmessa la suzione (Gens e Romero, 2000): tramite acqua allo stato liquido (tecnica della traslazione degli assi e tecnica osmotica) oppure tramite vapore (tecnica del controllo dell'umidità ambientale).

II.2.1 La tecnica di traslazione degli assi

La tecnica di traslazione degli assi è senz'altro il metodo più diffuso per controllare la suzione di matrice di un provino non saturo. Consiste nell'imporre il livello desiderato di tensione netta $[\sigma] - u_a$ e suzione ($u_a - u_w$), agendo sui valori delle pressioni totali, $[\sigma]$, dell'aria di porosità, u_a , e dell'acqua di porosità, u_w , utilizzando valori positivi per quest'ultima. In tal modo, si scongiura il rischio di cavitazione all'interno delle linee di drenaggio e si rende possibile la misura della pressione u_w tramite trasduttori convenzionali. Quando si adopera questa tecnica tra il provino e il circuito di applicazione della u_w si interpone un elemento poroso ad alto valore di ingresso d'aria (high air entry value, haev), in grado di mantenere il suo grado di saturazione unitario fino all'applicazione di valori elevati di suzione. Si impedisce così la filtrazione dell'aria verso il circuito di drenaggio, garantendone la saturazione a breve termine¹.

La metodologia fu introdotta da Hilf (1956) per misurare la suzione: il provino di terreno non saturo veniva inserito in una camera a tenuta all'interno della quale la pressione dell'aria veniva incrementata fino a traslare la pressione dell'acqua nel campo positivo. Un sensore di pressione standard, messo in collegamento con l'acqua di porosità del provino attraverso un elemento poroso ad alto valore d'ingresso d'aria, consentiva di ottenere la suzione come differenza tra le pressioni u_a ed u_w . L'osservazione sperimentale che giustifica suddetta tecnica è che ad un incremento di pressione dell'aria corrisponde un uguale incremento di pressione dell'acqua (Hilf, 1956; Olson e Langfelder, 1965). Nel caso di fase aria continua all'interno del provino ciò è qualitativamente riconducibile a quanto detto nel § I.4: data la sostanziale incompressibilità delle particelle solide e dell'acqua di porosità, nei campi tipici di tensione e pressione d'interesse in meccanica dei terreni parzialmente saturi, un aumento di u_a in

¹ Nel corso delle prove sperimentali su terreni non saturi, in genere di lunga durata, l'aria penetra per diffusione attraverso l'elemento haev, richiedendo l'adozione di dispositivi particolari per allontanare le bolle accumulate nei circuiti di drenaggio (cfr. § II.4).

condizioni non drenate per l'acqua non determina variazioni di configurazione dei menischi capillari e, quindi, non modifica la suzione, producendo perciò un ugual aumento di u_w .

La tecnica, intesa come metodo di applicazione della suzione, trova spiegazione negli stessi lavori sperimentali finalizzati a dimostrare la validità di tensione media netta e suzione quali variabili indipendenti (Bishop e Donald, 1961; Fredlund, 1973; Tarantino et al., 2000). In particolare, i null tests di Fredlund e Morgenstern (1977) ne verificano l'efficacia per gradi di saturazione compresi tra 76 e 95%. Tarantino et al. (2000), con riferimento a gradi di saturazione compresi tra 56 e 77% e misurando pressioni dell'acqua di porosità negative con il tensiometro Imperial College (Ridley e Burland, 1993), mostrano che un incremento di pressione dell'aria non produce apprezzabili variazioni di suzione in condizioni di volume e contenuto d'acqua costante. Anche se non esistono prove sperimentali conclusive della non applicabilità della traslazione degli assi in condizioni di fase aria discontinua ($S_r > 85\%$), alcuni autori ne sconsigliano l'uso (Olson e Langfelder, 1965; Bocking e Fredlund, 1980). In realtà, la maggior parte delle critiche rivolte a tale metodologia riguarda i suoi limiti come tecnica per la misura (e non per il controllo) della suzione. Bocking e Fredlund (1980) dimostrano tramite un modello numerico che la suzione può essere sovrastimata significativamente quando la fase aria è discontinua: l'incremento della pressione dell'aria al contorno del provino produce, in condizioni non drenate per l'acqua, una modifica della configurazione dei menischi capillari, per effetto della compressione delle bolle presenti nel fluido di porosità, dando quindi luogo ad una variazione della suzione. Viceversa, quando la suzione viene applicata tramite la tecnica della traslazione, le pressioni dell'aria e dell'acqua vengono entrambe controllate al contorno del provino. Il conseguimento di condizioni macroscopiche di equilibrio (a lungo termine) garantisce che l'aria occlusa abbia raggiunto la pressione applicata dall'esterno, per effetto della diffusione attraverso l'acqua. Tale criterio è più o meno esplicitamente condiviso nei numerosi lavori sperimentali che, anche recentemente, fanno uso della traslazione degli assi in prossimità della saturazione (e.g. Sharma, 1998; Romero, 1999).

Al principio della traslazione degli assi sono riconducibili numerose apparecchiature sperimentali: dispositivi per determinare la curva caratteristica (Richards, 1941; 1948), permeometri (Klute, 1965; Fleureau e Taibi, 1995), edometri (Aitchinson e Woodburn, 1969; Barden et al., 1969; Fredlund e Morgenstern, 1976; Lloret e Alonso, 1985; Balmaceda, 1991; Romero, 1999), apparecchi di taglio diretto (Escario e Saez, 1986; Gan et al., 1988; De Campos e Carrillo, 1995), celle triassiali (Bishop e Donald, 1961; Matyas e Radhakrishna, 1968;

Fredlund e Morgenstern, 1976; Josa et al., 1987; Maatouk, 1993; Sivakumar, 1993; Rampino et al., 1999a; Sharma, 1998; Carvalho, 2001; Barrera, 2002).

Come implicitamente affermato, con questa tecnica valori positivi di suzione corrispondono a valori positivi di u_a e di u_w . Ne consegue che occorre adottare un qualche provvedimento per evitare la filtrazione dell'aria verso il circuito di controllo della u_w . Tipicamente, ciò si realizza interponendo un elemento poroso che inibisce il passaggio dell'aria tra provino e circuito di drenaggio. Tale elemento consiste in una piastra ad alto valore d'ingresso d'aria, ossia un elemento ceramico con pori di dimensioni microscopiche, che, una volta saturato con acqua, risulta permeabile all'acqua ma non all'aria. In commercio sono disponibili piastre haev in grado di sostenere suzioni fino a 1.5 MPa. In alternativa, è possibile utilizzare membrane di acetato di cellulosa, che presentano valori d'ingresso d'aria più elevati (fino a 7 MPa) ma risultano più compressibili, vanno incontro a degradazione chimica e biologica e fanno diffondere l'aria più rapidamente. Per questo motivo, le membrane sono adatte essenzialmente a percorsi di diminuzione di suzione (Fredlund e Rahardjo, 1993; Lagny, 1996).

Sharma (1988), Romero (1999) e Barrera (2002) hanno messo a punto celle triassiali in cui è possibile controllare le pressioni dell'acqua e dell'aria applicandole ad entrambi gli estremi del provino (v. figura II.1).

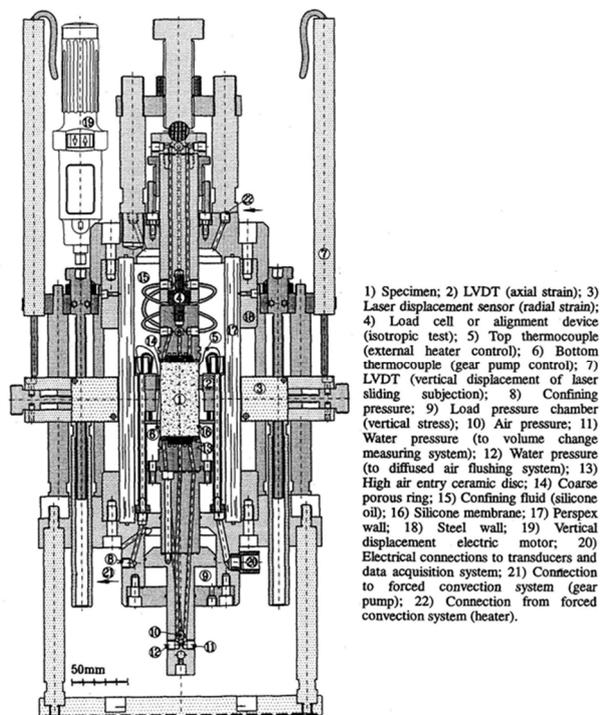


Figura II.1: Cella triassiale a suzione controllata con la tecnica di traslazione degli assi (Romero, 1999).

Nel piedistallo e nella testa di carico sono alloggiati due piastre porose: una anulare più permeabile connessa alla u_a ed una ad alto valore d'ingresso d'aria per applicare la u_w (v. dettaglio in figura II.2).

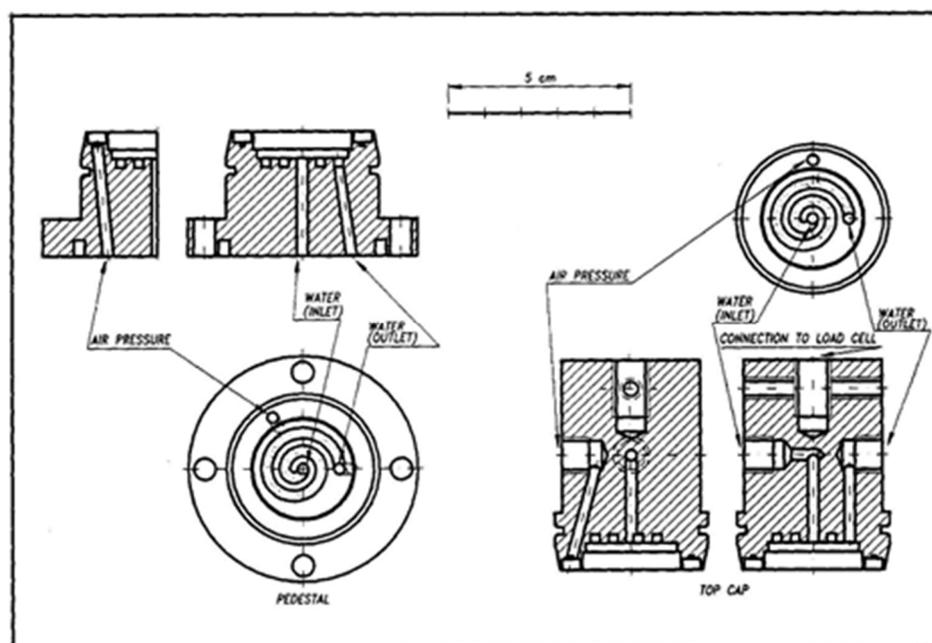


Figura II.2: Particolare del piedistallo e della testa di carico della cella triassiale a suzione controllata (Romero, 1999).

Sono previsti un ingresso ed un'uscita per l'acqua, in modo da consentire operazioni di spurgo dei circuiti di drenaggio (cfr. § II.4). Le variazioni di contenuto d'acqua si deducono dalle letture di due burette in continuità idraulica con le piastre haev. Barrera (2002) segnala la possibilità di intrappolamento di bolle d'aria quando si impone una riduzione di suzione e perciò due fronti di umidificazione avanzano simultaneamente verso il centro del provino.

La tecnica della traslazione è concettualmente molto semplice, può essere realizzata con attrezzature "standard" e permette di variare la suzione in modo continuo. I suoi limiti principali risiedono nell'impossibilità di applicare valori elevati di suzione, nella necessità di apparecchiature che lavorino a forti pressioni, quando si vogliono raggiungere contemporaneamente valori considerevoli di $[\sigma]-u_a$ ed (u_a-u_w) , e nel fatto che la cavitazione viene impedita, oltre che nei circuiti di drenaggio anche nel terreno, mentre essa può teoricamente verificarsi in natura.

II.2.2 La tecnica osmotica

La tecnica osmotica prevede di porre a contatto un provino con una soluzione salina attraverso l'interposizione di una membrana semipermeabile, ossia impermeabile al soluto e permeabile al solvente (acqua). In particolare, il soluto tipicamente utilizzato è il glicole polietilenico (PEG), caratterizzato elevata massa molecolare. In queste condizioni, all'equilibrio, la suzione all'interno del provino si equalizza, in valore assoluto, alla pressione osmotica della soluzione. Con questa tecnica è possibile imporre suzioni anche elevate imponendo pressioni neutre negative nel provino e mantenendo a pressione atmosferica l'aria di porosità, la soluzione di PEG e i circuiti di drenaggio.

La metodologia, inizialmente utilizzata in agronomia per la determinazione della curva di ritenzione idrica, è stata poi adattata ad apparecchiature a suzione controllata quali edometri (Kassif e Ben Shalom, 1971; Delage et al., 1993; Dineen e Burland, 1995; Tarantino e Mongiovì, 2000) e celle triassiali (Komornik et al., 1980; Delage et al., 1987). Le membrane semipermeabili tipicamente adoperate sono di due tipi: asimmetriche, in polietersulfona, con una parte più spessa a contatto con il terreno ed una base più porosa a contatto con la soluzione, o simmetriche, con porosità omogenea, di acetato di cellulosa. Attualmente si preferiscono le prime, a causa di una maggiore stabilità nel tempo ed una migliore efficienza nell'impedire il passaggio del soluto (Slatter et al., 2000).

La determinazione della relazione tra concentrazione di PEG e suzione applicata al provino è piuttosto incerta, come mostrato dalla forte dipendenza dei valori misurati sperimentalmente dal metodo di misura (si confrontino a tal proposito le misure sperimentali in figura II.3).

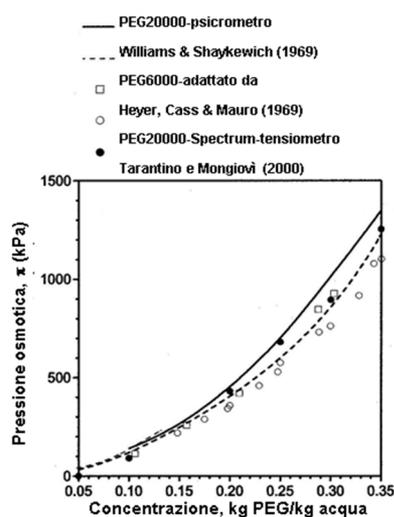


Figura II.3: Curve di calibrazione di soluzioni a diversa concentrazione di PEG (da Gens e Romero, 2000).

Dineen e Burland (1995) constatano che, infatti, esiste una forte differenza tra la curva di calibrazione ottenuta misurando direttamente la pressione osmotica di una soluzione di PEG mediante psicrometro (misurando cioè l'umidità relativa dell'aria al di sopra della soluzione) e quella che si ottiene interponendo la membrana semi-permeabile tra uno strumento di misura della pressione neutra e la soluzione. Utilizzando il tensiometro Imperial College (Ridley e Burland, 1993), gli stessi autori trovano invece un ottimo accordo tra misure di pressione neutra effettuate, all'equilibrio, sul provino al quale si applica la suzione e direttamente sulla membrana. Di conseguenza, ritengono essenziale adoperare curve di calibrazione ottenute con la configurazione sperimentale realmente adoperata nelle prove.

La figura II.4 mostra a titolo d'esempio una cella triassiale (Delage et al., 1987) che consente il controllo della suzione tramite tecnica osmotica.

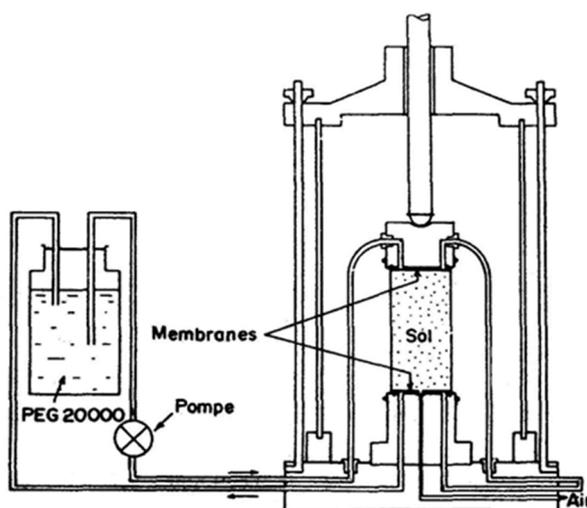


Figura II.4: Cella triassiale a controllo osmotico della suzione (Delage et al., 1997).

La soluzione di PEG è messa a contatto con il provino attraverso entrambe le basi, in modo da ridurre il percorso di drenaggio, e si muove lentamente all'interno di un circuito chiuso che comprende (in serie) la testa di carico, la base inferiore ed un serbatoio che contiene una quantità di soluzione sufficiente a rendere trascurabili le variazioni di concentrazione dovute agli scambi d'acqua con il provino. Il liquido lambisce le membrane permeabili superiore ed inferiore (comuni membrane da dialisi) attraverso gli spazi di una rete metallica di supporto e gli incavi circolari concentrici ricavati su piedistallo e testa di carico. Un condotto ricavato nella base inferiore collega l'aria di porosità con l'atmosfera. Le variazioni di contenuto d'acqua del provino vengono dedotte misurando il livello all'interno del serbatoio contenente la soluzione tramite un tubo capillare graduato. La concentrazione di PEG viene scelta sulla base della

suzione di matrice desiderata, assunta pari alla suzione osmotica che possiede la stessa soluzione in un recipiente isolato, e viene controllata durante le prove mediante un rifrattometro.

Dineen e Burland (1995) e Dineen (1997) hanno messo a punto l'edometro rappresentato in figura II.5, nel quale la suzione è controllata con la tecnica osmotica.

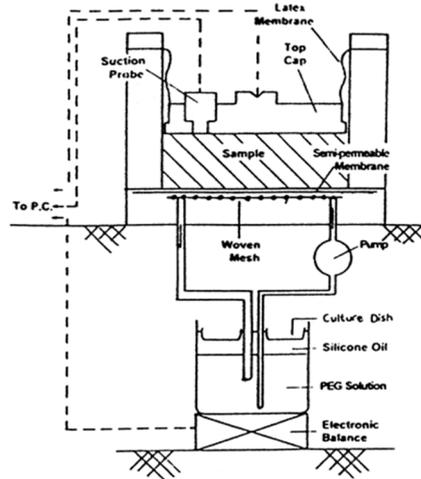


Figura II.5: Edometro a controllo osmotico della suzione (Dineen e Burland, 1995).

La soluzione di PEG viene fatta circolare al di sotto della base inferiore del provino attraverso la griglia che sostiene la membrana semipermeabile. Il serbatoio è sistemato sopra una bilancia elettronica in modo che le variazioni di contenuto d'acqua siano deducibili per pesata ed acquisite in automatico. La caratteristica particolarmente originale dell'apparecchiatura consiste nel tensiometro Imperial College (Burland e Ridley, 1993) incorporato nella testa di carico per misurare la suzione. La configurazione sperimentale indicata rende possibile estrarre tale sensore per saturarlo quando, in prove di lunga durata, dovesse verificarsi cavitazione.

Al vantaggio di poter operare a pressione dell'aria atmosferica e pressione neutra negativa, riproducendo con maggior fedeltà quanto avviene in natura, si oppongono varie limitazioni, che di fatto giustificano la diffusione finora ridotta della tecnica osmotica. La relazione tra suzione applicata e concentrazione del soluto dipende significativamente dalla temperatura, il che impone di operare in ambienti a temperatura controllata, e in minor misura dalla massa molecolare del soluto, oltre che, come già illustrato, dalla configurazione strumentale. Il metodo più idoneo per superare le incertezze sulla suzione di matrice realmente imposta è la sua misura diretta, anche se la necessità di estrarre il sensore di pressione neutra in prove di lunga durata

limita tale soluzione al caso edometrico (Dineen e Burland, 1995). Ulteriori inconvenienti sono il passaggio di modeste quantità di PEG attraverso la membrana, che può modificare le proprietà del terreno, e il progressivo deterioramento della membrana stessa, al contatto con gli acidi e i batteri eventualmente presenti nell'acqua di porosità. La suzione massima che si può applicare è di 1.5 MPa, poiché valori maggiori comporterebbero viscosità eccessive del PEG e difficoltà nel suo trasporto (Vicol, 1990).

II 2.3 La tecnica di controllo dell'umidità ambientale

La tecnica del controllo dell'umidità ambientale consiste nel condizionare l'umidità relativa all'interno di un sistema isolato termicamente, scambiando esclusivamente vapore con il terreno. Come discusso nel § I.3, a temperatura costante la suzione totale Ψ all'equilibrio è funzione univoca dell'umidità, secondo l'equazione I.1.

L'umidità relativa può essere controllata tramite soluzioni acquose, utilizzando soluti non volatili (soluzioni saline) o volatili (soluzioni di acido). Si impiegano soluzioni saline sia sature di soluto (concentrazione uguale o leggermente superiore alla solubilità) sia parzialmente sature. I valori di umidità relativa in genere non superano il 97% (corrispondente ad una suzione di circa 4 MPa a $t = 20^\circ\text{C}$) per limitare l'errore dovuto a variazioni di temperatura. Difatti, in corrispondenza di tale limite, una variazione di temperatura ambientale di $\pm 0.5^\circ\text{C}$ corrisponde ad una variazione di ± 4 MPa di suzione. In tabella II.1 sono indicati i valori di suzione che corrispondono ad alcune soluzioni saline. Si noti come sia possibile raggiungere suzioni molto più elevate di quelle consentite dalle tecniche di traslazione ed osmotica.

Composto	u_v/u_{v0} a	ψ (MPa) a	Solubilità g/100 g
	25°C	25°C	H ₂ O a 30°C
NaOH·H ₂ O	6	386	119
LiBr ₂ ·2H ₂ O	6	386	193
ZnBr ₂ ·2H ₂ O	8	347	529
KOH·2H ₂ O	9	330	126
LiCl·H ₂ O	11	303	86
CaBr ₂ ·6H ₂ O	16	351	102
LiI·3H ₂ O	18	235	170
CaCl ₂ ·6H ₂ O	29	170	170
MgCl ₂ ·6H ₂ O	33	152	58
NaI·2H ₂ O	38	133	192
Ca(NO ₃) ₂ ·4H ₂ O	51	92	153
Mg(NO ₃) ₂ ·6H ₂ O	53	87	85
KI	69	51	153
SrCl ₂ ·6H ₂ O	71	47	57
NaNO ₃	74	41	96
NH ₄ Cl	79	32	41
KBr	81	29	71
(NH ₄) ₂ SO ₄	81	29	78
KCl	84	24	37
Sr(NO ₃) ₂ ·4H ₂ O	85	22	89
BaCl ₂ ·2H ₂ O	90	14	38
CsI	91	13	38
KNO ₃	92	11	46
K ₂ SO ₄	97	4.2	13

Tabella II.1: Valori di umidità relativa e suzione totale ottenuti con differenti soluzioni saline sature.

Per quanto riguarda le soluzioni di acido, uno dei più utilizzati è l'acido solforico, nell'intervallo di umidità relativa 5%-86% (suzioni totali comprese tra 400 e 20 MPa). La suzione viene

imposta scegliendo opportunamente la concentrazione della soluzione; umidità superiori all'86% risultano difficili da ottenere per diluizione, mentre valori inferiori al 5% (i.e. concentrazioni particolarmente elevate) possono modificare la struttura chimica del terreno (Gens e Romero, 2000).

Il trasferimento di vapore può essere realizzato per diffusione, collocando il provino all'interno di un recipiente chiuso, o con un sistema di convezione forzata d'aria, nel quale il flusso di vapore lambisce il contorno del provino o attraversa il provino stesso. Quest'ultimo metodo ha maggior efficienza, ossia richiede minori tempi di equilibrio, ma è realizzabile solo quando l'aria di porosità è continua, ovvero per gradi di saturazione inferiori all'85-90%.

La tecnica sperimentale descritta è stata spesso utilizzata per la determinazione della curva di ritenzione (e.g. Vanapalli et al., 1996; Romero, 1999). Nella figura II.6 è riportata una foto del sistema, estremamente semplice, adottato da Romero (1999).



Figura II.6: Sistema per l'applicazione della suzione con la tecnica di controllo ambientale (Romero, 1999).

Il provino di terreno viene collocato in un contenitore stagno di vetro di volume ridotto, contenente la soluzione salina e conservato in un ambiente a temperatura controllata. Il periodo di equilibrio è generalmente maggiore di 3 settimane per terreni argillosi e distanze massime di drenaggio di 1 cm (Gens e Romero, 2000).

Più di recente, il metodo di controllo dell'umidità è stato implementato su apparecchiature complesse per studiare il comportamento meccanico dei terreni non saturi. Alonso e Oldecop (2000) presentano un edometro del tipo cella di Rowe di grandi dimensioni (figura II.7), utilizzato per studiare il comportamento di terreni a grana grossa (rockfill).

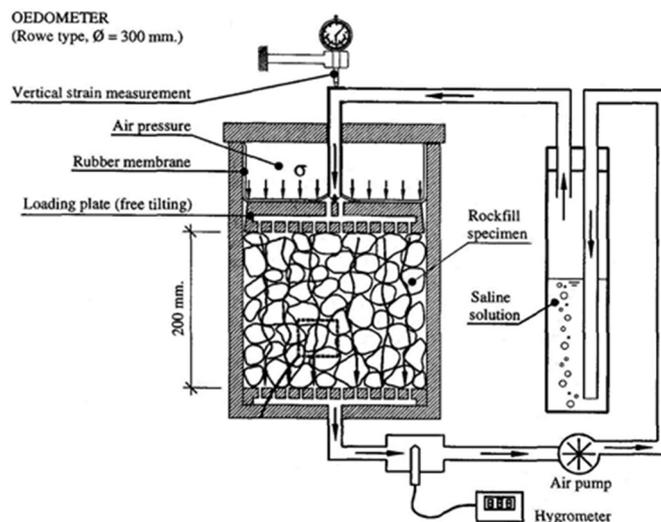


Figura II.7: Edometro per terreni a grana grossa a suzione totale controllata (Alonso e Oldecop, 2000).

La suzione totale all'interno del provino è controllata facendo circolare il vapore a circuito chiuso: l'aria, spinta da una pompa, passa sotto forma di bolle nella soluzione salina contenuta in un serbatoio e successivamente attraversa il provino in direzione verticale, dalla testa di carico fino alla piastra inferiore. Un igrometro consente di controllare l'umidità relativa.

Simili configurazioni sperimentali sono state adoperate su edometri di dimensioni standard per realizzare prove a suzione elevata su terreni a grana fina, presso il CERMES dell'Ecole Nationale des Pontes et Chaussées di Parigi (Yahia-Aissa, 1999; Yahia-Aissa et al., 2000) e nel laboratorio di meccanica dei terreni dell'UPC di Barcellona (Romero, 2002). Nel caso degli edometri messi a punto presso l'UPC, i circuiti ricavati all'interno della testa di carico e del piedistallo consentono di imporre il passaggio di vapore sia al contorno del provino sia attraverso lo stesso. La quantità d'acqua scambiata con il terreno viene dedotta dalle variazioni di peso dei serbatoi contenenti la soluzione salina. Sempre con riferimento ad un terreno argilloso ed a distanza massima di drenaggio di 1 cm, in questo caso i tempi di equilibrio risultano inferiori a 3 settimane (Gens e Alonso, 2000).

Il principale vantaggio della tecnica di controllo dell'umidità è rappresentato dalle elevate suzioni raggiungibili; di contro, non è possibile applicare suzioni ridotte con sufficiente accuratezza, è necessario un preciso sistema di controllo della temperatura ambientale ed i tempi di equilibrio, particolarmente lunghi, ne impediscono di fatto l'applicazione alla sperimentazione in condizioni triassiali su terreni a grana fina.

II.3 LA MISURA DELLE DEFORMAZIONI VOLUMETRICHE

Le deformazioni di volume dei terreni non saturi sono causate da variazioni di volume dell'aria e dell'acqua di porosità e pertanto non possono essere misurate come nelle apparecchiature sperimentali per terreni saturi. Tipicamente, facendo riferimento al caso più generale di una cella triassiale, si ricorre alla misura separata delle variazioni di dimensioni del provino in direzione assiale e radiale, oppure, equivalentemente, delle deformazioni assiali e di quelle volumetriche. Per le prime vengono di norma adoperati strumenti e tecniche tradizionali. Per le seconde, invece, sono disponibili svariate soluzioni, messe a punto negli ultimi anni, tramite le quali è possibile valutare la deformazione radiale in media oppure misurarla localmente:

- sistemi basati su misure di livello;
- sistemi basati sulla misura del volume di liquido in ingresso o in uscita dalla cella;
- sistemi basati sulla misura di volumi di aria e di acqua scambiati dal provino;
- sistemi basati sulla misura diretta delle deformazioni.

II.3.1 Sistemi basati su misure di livello

Le deformazioni radiali medie possono essere dedotte dalle variazioni di livello del fluido contenuto in un bicchiere montato attorno al provino, purché la pressione di cella sia comunicata tramite altro fluido, meno pesante. In figura II.8 è riportato uno schema della cella triassiale di Bishop e Donald (1961), storicamente la prima espressamente progettata per realizzare prove a suzione controllata.

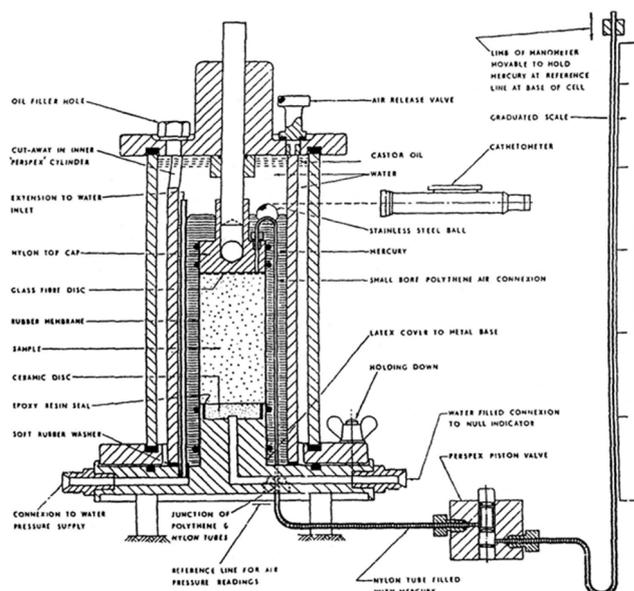


Figura II.8: Cella triassiale a suzione controllata tramite la tecnica della traslazione degli assi (Bishop e Donald, 1961).

La cella è a doppia parete: il cilindro interno è riempito di mercurio nella parte inferiore, in corrispondenza del provino, mentre la camera esterna e la parte superiore di quella interna sono riempite d'acqua. A meno dell'effetto del mercurio, la stessa pressione (quella di cella) agisce sulle pareti interna ed esterna del cilindro (forato superiormente), in modo da limitarne le deformazioni radiali dovute a variazioni di pressione di confinamento. Le deformazioni del provino vengono ottenute dalla misura degli spostamenti verticali di una pallina di acciaio che galleggia sul mercurio, mediante un catetometro.

Nelle attrezzature più recenti l'uso di mercurio è stato abbandonato, perchè è tossico e opaco e poiché, a causa dell'elevato peso specifico, determina variazioni non trascurabili delle pressioni orizzontali trasmesse al provino al variare della profondità. Al mercurio ed all'acqua sono stati spesso sostituiti rispettivamente acqua (oppure olio) e aria. Questo è il caso, ad esempio, della cella triassiale mostrata in figura II.4 (Delage et al., 1987): il provino è immerso in acqua debolmente colorata ed il livello è misurato otticamente mediante un catetometro. Per ridurre entro livelli accettabili l'evaporazione, è frequente l'uso di un velo d'olio al silicone sul pelo libero dell'acqua (Pradhan et al., 1986). Nell'apparecchiatura adottata da Carvalho (2001) il bicchiere è riempito d'olio al silicone e le oscillazioni di livello sono monitorate mediante un trasduttore di prossimità. Il target metallico è montato su un galleggiante a forma di anello disposto sul pelo libero.

Una metodologia alternativa è quella di monitorare le variazioni di livello mediante un trasduttore di pressione differenziale (DPT), connesso da un lato alla base della camera di confinamento e dall'altro ad una buretta di riferimento soggetta alla stessa pressione di cella (figura II.9), in modo da compensare gli effetti dell'evaporazione e sfruttare l'intero campo di misura del DPT (Tatsuoka 1988; Rampino, 1997).

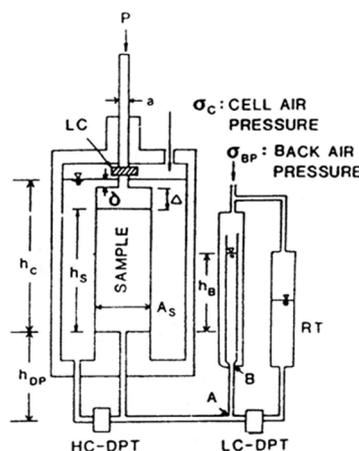


Figura II.9: Sistema per la valutazione delle deformazioni radiali mediante misure di pressione differenziale (Tatsuoka, 1988).

II.3.2 Sistemi basati sulla misura del volume di liquido in ingresso o in uscita dalla cella

Utilizzando un fluido di confinamento incompressibile (acqua o altro liquido) è possibile dedurre le variazioni di volume del provino dalla misura dei volumi di fluido scambiati dalla cella. In letteratura è possibile reperire varie metodologie, basate in genere sulla misura ottica delle variazioni di livello dell'interfaccia tra due fluidi immiscibili (Bishop e Donald, 1961; Chan e Duncan, 1967; Davis, 1972). Wheeler (1986) mette a punto una cella triassiale a doppia parete nella quale la camera interna, piena d'acqua, è sigillata alla base inferiore e superiore e soggetta alla stessa pressione all'interno ed all'esterno (v. figura II.10).

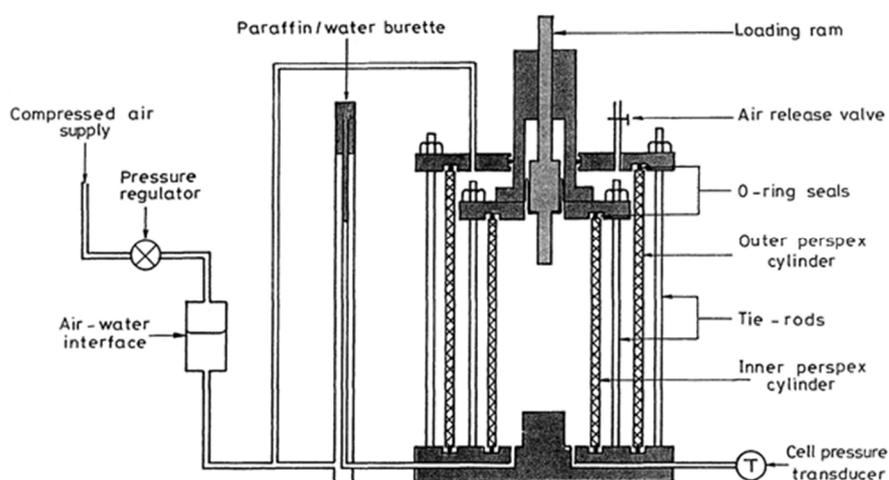


Figura II.10: Cella triassiale a doppia camera per terreni non saturi (Wheeler, 1986).

I volumi d'acqua in ingresso o in uscita possono essere monitorati tramite buretta (come nello schema in figura) oppure mediante volume gauge (Sivakumar, 1993; Sharma, 1998).

Spesso sono stati proposti anche sistemi "a peso", basati sull'utilizzo di bilance elettroniche (e.g Pradhan et al., 1986) o trasduttori di pressione differenziale (e.g. Sivakumar, 1993).

Qing e Jiankui (1998) hanno sviluppato un sistema di servo-controllo (fig. II.11) nel quale la camera di misura, piena d'acqua, è connessa a un pistone, i cui spostamenti sono regolati in modo da mantenere costante la pressione agente al suo interno. La misura viene dedotta dal monitoraggio dei movimenti del pistone.

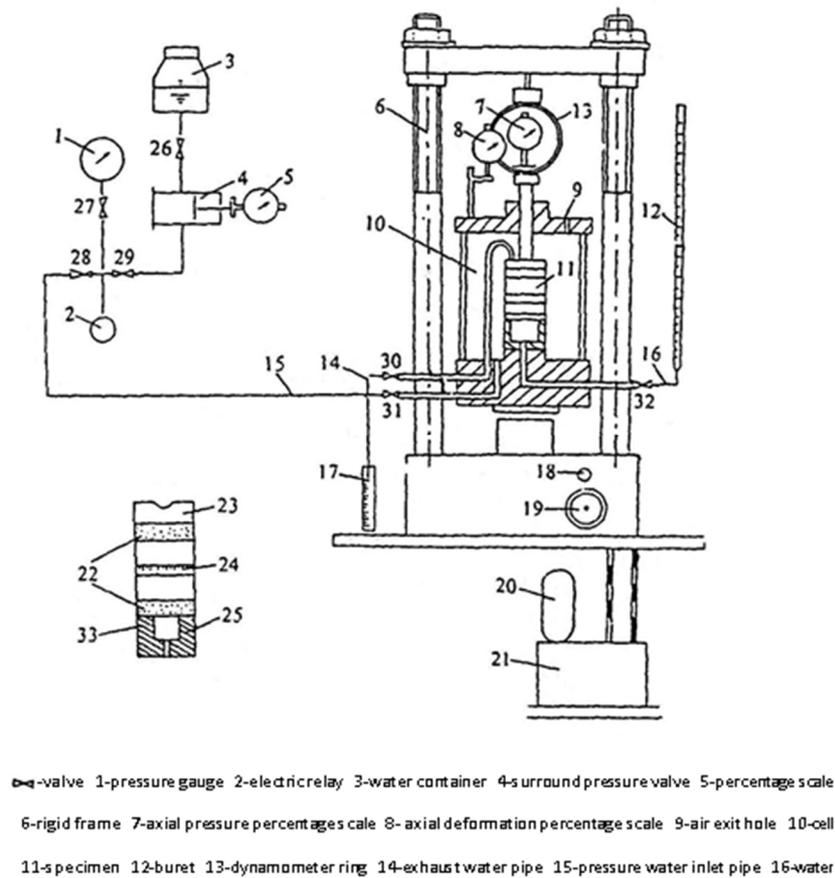


Figura II.11: Cella triassiale con sistema di servo-controllo per la misura del liquido in ingresso o in uscita dalla cella (Qing e Jianqui, 1998).

II.3.3 Sistemi basati sulla misura di volumi di aria e di acqua scambiati dal provino

Nell'ipotesi di incompressibilità delle particelle solide, le variazioni di volume di un provino di terreno non saturo sono uguali alla somma delle variazioni di volume dell'aria e dell'acqua di porosità. Pertanto, è possibile determinare le variazioni di volume complessive misurando i volumi di acqua e di aria scambiati dal provino. La prima misura può essere effettuata con uno dei sistemi presentati nel § II.4, non dissimili da quelli usualmente impiegati nella sperimentazione sui terreni saturi. La seconda, invece, richiede dispositivi particolari. Bishop ed Henkel (1962) e Matyas (1967) propongono un sistema costituito da due burette (figura II.12), sul cui funzionamento non ci si sofferma, il cui utilizzo è però possibile solo a pressione atmosferica.

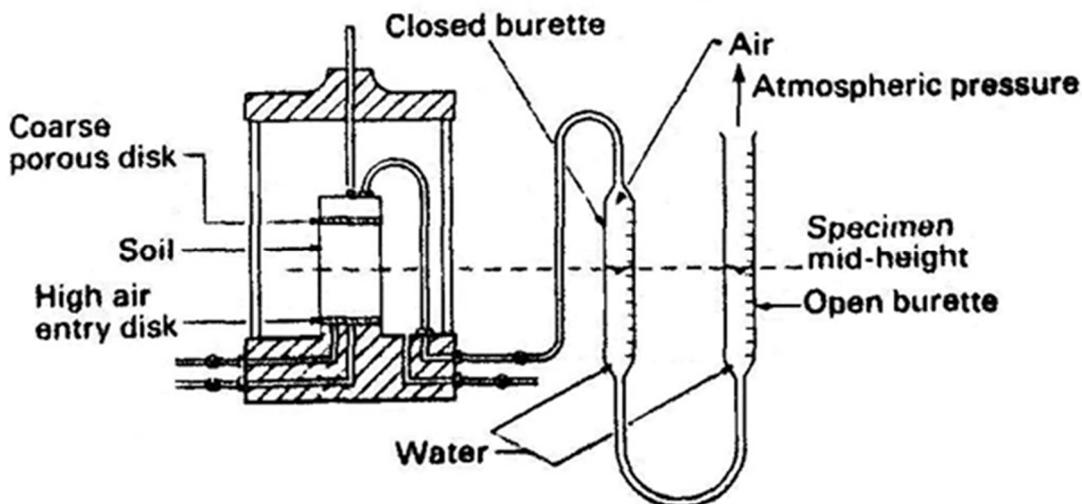


Figura II.12: Misura delle variazioni del volume dell'aria di porosità a pressione atmosferica in una cella triassiale (Bishop e Henkel, 1962).

Adams et al. (1996) presentano un dispositivo più versatile, nel quale la pressione nella camera di misura dei volumi d'aria viene mantenuta costante movimentando automaticamente un pistone idraulico. In tal modo si realizzano condizioni isobare rispetto all'aria di porosità e quindi si possono dedurre i volumi d'aria scambiati dagli spostamenti del pistone. Una versione modificata di suddetto sistema, basato sull'utilizzo simultaneo di due dispositivi per il controllo della pressione e la misura di volumi, è stato messo a punto da Geiser (2000).

Quando si adopera la tecnica della traslazione per il controllo della suzione, la misura dei volumi d'aria scambiati dal provino presenta alcune complicazioni. Difatti, l'aria di porosità tende a diffondere attraverso la piastra porosa h.a.e.v. verso il circuito di drenaggio dell'acqua e ciò evidentemente va tenuto in conto nel bilancio globale delle variazioni di volume. L'aria diffusa può essere eliminata dalla linea di drenaggio e misurata, sebbene ciò sia reso poco agevole dalla differenza esistente tra la pressione all'interno dei pori e quella dell'aria allontanata.

II.3.4 Sistemi basati sulla misura diretta delle deformazioni

Un'alternativa alla valutazione indiretta delle variazioni di volume è rappresentata dalla misura locale delle deformazioni radiali. Negli ultimi anni il settore ha visto notevoli sviluppi, e le molteplici soluzioni proposte in letteratura per materiali saturi sono facilmente adattabili alle apparecchiature specifiche per terreni non saturi (e.g. Clayton et al., 1989; Hird e Young, 1989; Maatouk, 1993; Cuccovillo e Coop, 1997; Carvalho, 2001).

A titolo d'esempio, la figura II.13 mostra il sistema utilizzato da Huang et al. (1998) all'interno di un permeametro-triassiale: sono previsti due trasduttori a induzione all'interno della cella ed i corrispondenti target sono disposti sul provino, a metà altezza.

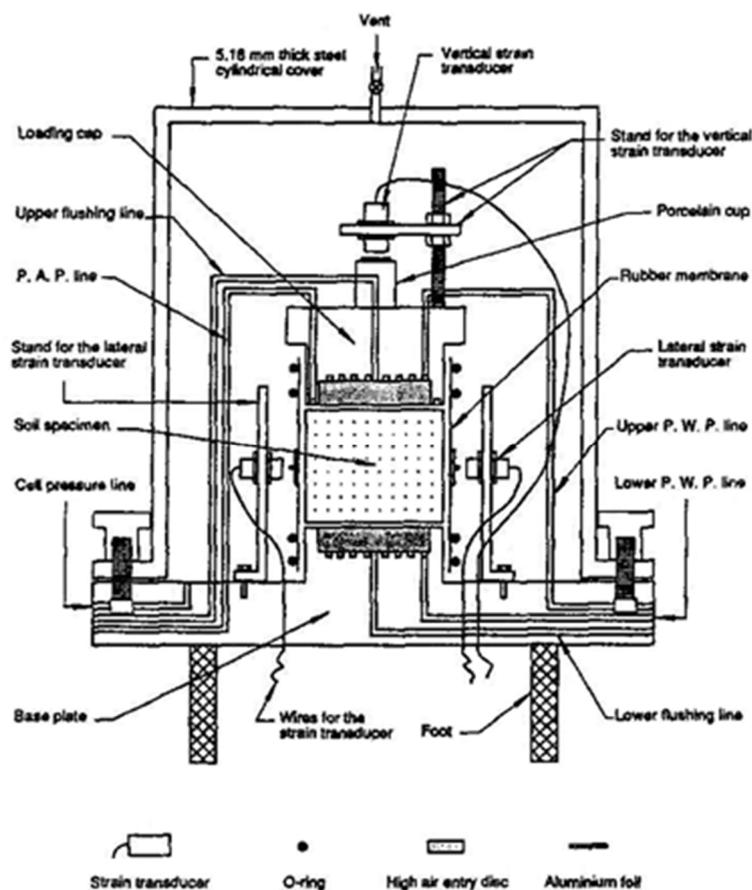


Figura II.13: Permeametro triassiale con misura locale delle deformazioni radiali (Huang et al., 1995).

Soluzioni di tipo diverso sono presentate da Baumgartl et al. (1995), che si servono di una coppia di sensori optoelettronici esterni alla cella, e da Macari et al. (1997), che adottano una tecnica fotografica. Romero (1999) e Barrera (2002) fanno uso di un apparecchio triassiale dotato di sensori di spostamento laser (v. fig. II.1). Tramite la scansione periodica del profilo del provino, lungo l'intera altezza, si è in grado di ottenere in maniera accurata il volume corrente e di identificare eventuali disuniformità e localizzazioni delle deformazioni radiali.

In tutti i casi in cui la misura è di tipo locale, è necessario fare delle ipotesi sulla geometria del provino deformato per ottenerne le variazioni complessive di volume. Per prove a livelli deformativi elevati, anche allo scopo di determinare correttamente il grado di saturazione, è necessario usare un sistema per valutare globalmente le variazioni di volume, in abbinamento ai dispositivi di misura locale.

II.4 LA MISURA DELLE VARIAZIONI DI CONTENUTO D'ACQUA

Di solito la misura delle variazioni di contenuto d'acqua viene eseguita con le stesse apparecchiature utilizzate nella sperimentazione su terreni saturi: burette (Bishop e Donald, 1961; Maatouk, 1993; Sharma, 1998; Romero, 1999), sistemi a peso (Delage, 1987; Dineen, 1997; Yahia-Aissa, 1999), volume gauges (Sivakumar, 1993; Sharma, 1998).

Tuttavia, nel caso dei terreni non saturi, nonostante a contatto con il provino il circuito di drenaggio sia protetto da una piastra haev, l'aria di porosità può entrarvi e pregiudicarne la saturazione, rendendo erronee le misure delle variazioni di volume d'acqua del provino e il valore di u_w trasmessa alla base del provino stesso. Per questo, è necessario adottare appositi accorgimenti per garantire l'assenza di aria nel circuito durante le prove, spesso di lunga durata. Il problema è rilevante in particolar modo quando la suzione è applicata con la tecnica della traslazione degli assi, caso in cui, a causa del gradiente tra la pressione dell'aria nel terreno e di quella nel sistema di drenaggio la fase gassosa tende a passare attraverso la piastra haev per diffusione. Nelle apparecchiature con controllo osmotico della suzione, invece, non essendovi gradienti di pressione, l'aria può passare nelle linee di drenaggio solo in forma di bolle, trascinata dall'acqua.

Non essendo possibile annullare completamente il flusso d'aria in prove di lunga durata, è necessario allontanare periodicamente le bolle dai circuiti di drenaggio con operazioni di spurgo; eventualmente è possibile misurare i volumi d'aria fluita per correggere le determinazioni delle variazioni di contenuto d'acqua tra due operazioni di spurgo successive.

Un sistema adatto allo scopo è quello riportato in figura II.14, utilizzato da Bishop e Donald (1961), a cui si rimanda per dettagli sul funzionamento.

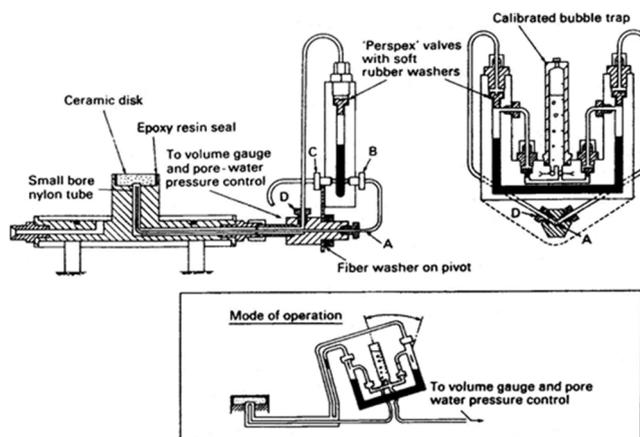


Figura II.14: Sistema per lo spurgo del circuito di drenaggio (Bishop e Donald, 1961).

Fredlund (1975) propone un sistema di misura di volumi d'aria diffusa (vedi figura II.15).

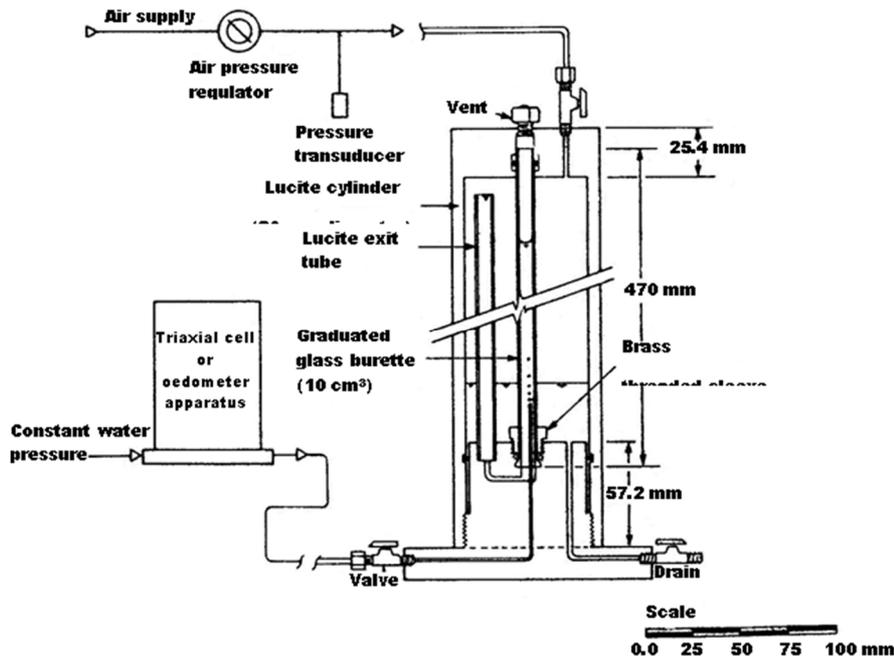


Figura II.15: Sistema per la misura dell'aria diffusa (Fredlund, 1975).

Una buretta graduata e parzialmente piena d'acqua, chiusa in sommità, accoglie l'aria allontanata dai circuiti di drenaggio. L'aria determina un abbassamento dell'acqua all'interno della buretta dipendente dal volume filtrato. L'acqua spostata dall'aria passa in una seconda buretta, aperta in sommità ed in collegamento con quella di misura attraverso la base. Lo spurgo avviene aprendo il collegamento con il circuito di drenaggio ed applicando al sistema una contro-pressione leggermente inferiore a quella imposta alla base del provino.

Un sistema analogo è quello adottato da Sivakumar (1993) e Sharma (1988): in questo caso viene fatta circolare acqua attraverso un circuito chiuso che passa al di sotto della piastra haev su cui poggia il provino, fornendo la differenza di pressione necessaria tramite due interfacce aria-acqua. L'aria viene ancora intrappolata in una buretta invertita per misurarne il volume. Configurazioni simili a quest'ultima sono impiegate anche da Maatouk (1993) e da Romero (1999).

La misura dei volumi di aria diffusa risente tuttavia di notevoli incertezze, sia a causa della forte dipendenza della misura da pressione e temperatura, sia perché l'ipotesi di flusso d'aria a gradiente costante, tipicamente adoperata, è una semplificazione che non trova riscontro nella realtà. L'adozione di sistemi di spurgo automatico e quasi in continuo (e.g. Rampino et al., 1999a) consente di prescindere da questa misura.

II.5 LE APPARECCHIATURE UTILIZZATE NEL PRESENTE LAVORO SPERIMENTALE

L'attività sperimentale realizzata nell'ambito di questa tesi si è concentrata sulla caratterizzazione del comportamento di un materiale costipato in sito e in laboratorio: il limo argilloso del Po, parzialmente saturo. Ai fini di inquadrare il comportamento idro-meccanico in prove a suzione controllata sono state utilizzate le seguenti apparecchiature: un edometro, due celle triassiali. Le apparecchiature consentono di monitorare le variabili di stato volumetrico significative per terreni non saturi (i.e. stato deformativo e grado di saturazione) nel corso delle prove (Vinale et al., 1999).

Nel seguito si richiamano le caratteristiche peculiari dell'edometro e della cella triassiale, per poi procedere alla descrizione del tensiometro ad alta capacità, con il quale sono state effettuate misure di suzione.

II.5.1 L'Edometro a suzione controllata

Come accennato, nella campagna di misure di laboratorio discussa nel presente lavoro si è adoperato un Edometro a suzione controllata sviluppato presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell'Università di Napoli Federico II (oggi confluito nel Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, DICEA), con l'obiettivo di rendere possibili prove di ritenzione idrica a carico netto o indice dei vuoti controllati. L'apparecchio rappresenta un'evoluzione di quello proposto in Rampino et al. (1992), Pinto (2001) e D'Oronzio (2005). Nella nuova configurazione l'edometro consente misure più precise delle variazioni di contenuto d'acqua attraverso l'identificazione e la correzione delle perdite per evaporazione nel sistema di controllo della pressione d'aria e dei volumi d'aria diffusa nel sistema di drenaggio.

Nella configurazione originaria l'apparecchio in questione (Viggiani, 1970) riprendeva l'edometro per terreni saturi progettato da Wissa e Heiberger (1969). Come in precedenza accennato, lavori successivi hanno introdotto progressive modifiche, fino al raggiungimento della configurazione (attuale) schematicamente descritta in Figura II.16.

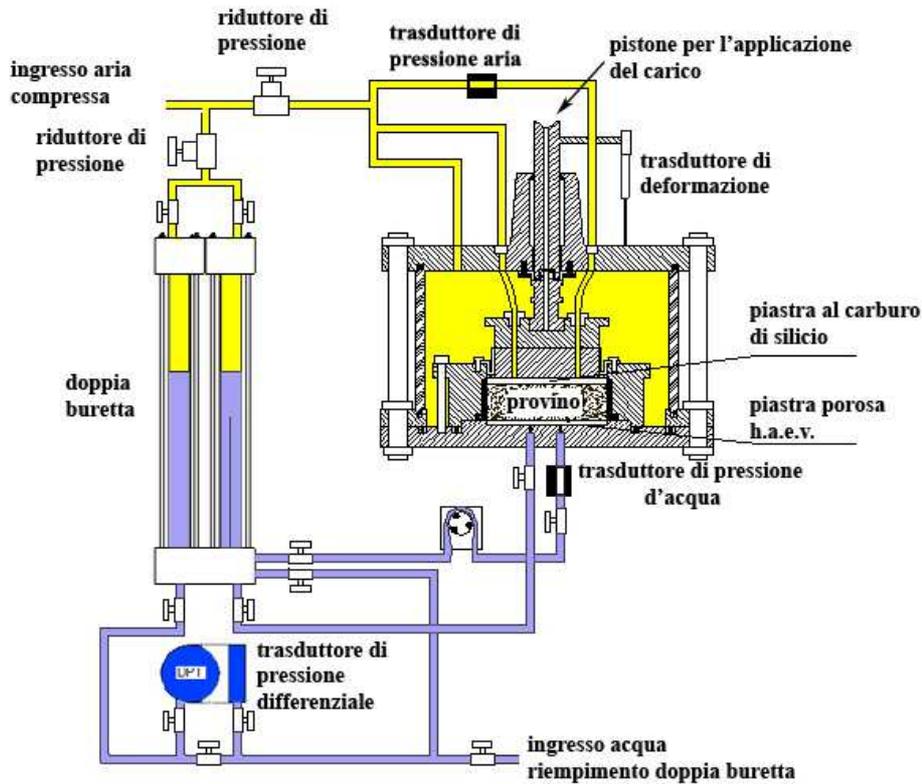


Figura II.16: Schema dei circuiti dell'edometro nella configurazione adottata.

Il sistema di misura di w , consiste in una coppia di burette (figura II.16) collegate ad un trasduttore differenziale di pressione. Entrambe le burette sono in parte riempite di acqua e in parte di aria: una fa da riferimento e l'altra è utilizzata per le misure. La buretta di misura è collegata al circuito di drenaggio ed è soggetta al suo interno ad un valore desiderato di pressione u_w . In questo modo la pressione neutra viene comunicata alla linea di drenaggio, alla piastra porosa haev e, quindi, alla base del provino. La buretta di riferimento, anch'essa parzialmente riempita d'acqua, è sottoposta alla stessa pressione della buretta di misura. In questo modo il livello d'acqua nella buretta, mantenuto fisso, funge da riferimento per le letture di pressione differenziale e consente di ottenere le variazioni di altezza d'acqua nella buretta di misura. Entrambe le burette (di misura e di riferimento) sono in vetro, hanno un diametro di 11.4 mm e sono racchiuse in un cilindro in perspex. In tal modo la pressione dell'aria è trasmessa sia all'interno sia all'esterno del tubo di vetro, cosa che permette di rendere trascurabili le deformazioni radiali della camera di misura. La misura viene resa possibile monitorando le variazioni di livello nella buretta in collegamento con il circuito di drenaggio

ossia il flusso d'acqua in ingresso e in uscita dal provino. Il trasduttore differenziale di pressione adottato (Fuji, modello FKCT11V4A-AKCYAA) ha un intervallo di misura regolabile tra 0.1 e 1 kPa ($10 \div 100$ mm in colonna d'acqua), sia in campo positivo che in campo negativo. Nel caso specifico è tarato nel campo $-0.5 \div +0.5$ kPa ($-50 \div +50$ mm di colonna d'acqua). Lo strumento può sopportare pressioni comprese tra -100 e +3200 kPa senza subire danni. Il principio di funzionamento del DPT è indicato dal diagramma a blocchi della figura II.17:



Figura II.17: Principio di funzionamento DPT.

La pressione differenziale derivante dal dislivello delle colonne d'acqua presenti nelle burette di misura e di riferimento è convertita in un segnale elettrico da un condensatore dotato di una microcapacità elettrostatica e, tramite un'unità di trasmissione, il segnale viene inviato alla centralina che esegue la conversione A/D e restituisce a un personal computer le letture in mm tramite una porta seriale RS232 a 9 pin (vedi figura II.18).

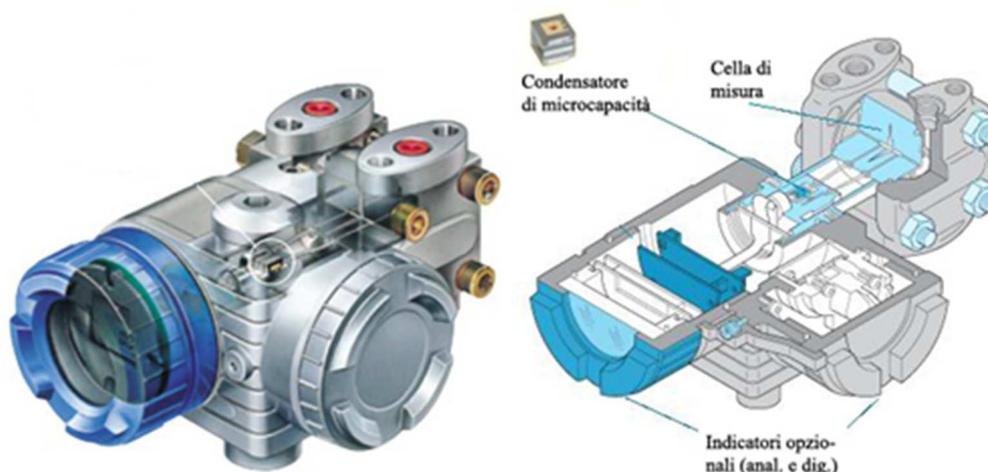


Figura II.18: Trasduttore differenziale di pressione utilizzato nelle prove.

Le variazioni di livello dovute all'evaporazione dell'acqua sono bilanciate dalla perfetta simmetria del sistema, nonché ridotte al minimo dall'applicazione di un sottile strato di olio al silicone sulla superficie dell'acqua contenuta nelle burette. Come detto, affinché si abbia una

misura corretta delle variazioni di contenuto d'acqua ed un accurato controllo della pressione neutra (u_w), è necessario garantire la completa saturazione del circuito di drenaggio. A tal fine, alla base del provino è posta una piastra porosa ad alto valore d'ingresso d'aria, sigillata lungo il bordo del piedistallo con resina epossidica bicomponente. Tale piastra impedisce che l'aria filtri verso il circuito a condizione che la suzione non superi il valore d'ingresso d'aria. Le piastre porose adoperate in questo lavoro sono caratterizzate da un valore d'ingresso d'aria pari a 5 e 15 bar. L'eliminazione dell'aria eventualmente diffusa attraverso la pietra haev avviene facendo circolare l'acqua presente nel circuito di drenaggio (per 10 minuti, ogni 24 ore) attraverso un circuito idraulico che la preleva dalla buretta di misura, la fa passare sotto la piastra haev e chiude sulla buretta di misura stessa: eventuali bolle d'aria vengono così rimosse dalla base dell'edometro, trascinate nella buretta di misura ed eliminate attraverso un'interfaccia libera acqua-aria. La prevalenza piezometrica necessaria alla circolazione dell'acqua è fornita da una piccola pompa peristaltica.

Per facilitare il trasporto delle bolle d'aria alla base dell'alloggiamento della piastra porosa è presente un circuito inciso nella base stessa (figura II.19).



Figura II.19: Particolare del piedistallo in cui è fissata la piastra porosa HAEV

Le misure di dislivello tra le burette sono effettuate a pompa spenta, poiché durante il funzionamento vengono prodotte piccole oscillazioni di livello nella buretta di misura.

Le pressioni u_a e u_w sono applicate tramite aria compressa e controllate mediante regolatori di pressione (Fairchild, con massima pressione di uscita di 1200 kPa). L'alimentazione e l'acquisizione del segnale in uscita avvengono tramite delle centraline (DRUCK, modello DP1281), che eseguono la conversione A/D e restituiscono le letture in kPa tramite una porta

seriale RS232. Per proteggere i regolatori da una eventuale risalita di vapor d'acqua, lungo le linee di applicazione delle pressioni di acqua e di aria sono stati inseriti 2 filtri Ultrafilter (modello AGOO1). La pressione dell'aria è applicata sulla base superiore del provino con una piastra al carburo di silicio a basso valore d'ingresso d'aria inserita nel pistone che applica il carico. La pressione dell'acqua di porosità u_w , è applicata con aria in pressione all'interfaccia libera aria-acqua della doppia buretta ed è imposta alla base del provino mediante il circuito di drenaggio, connesso con la piastra porosa. Il controllo della suzione è ottenuto mediante la tecnica della traslazione degli assi.

Il carico viene applicato alla base superiore del provino attraverso una pressa Wykeham Farrance con fondo scala di 50 kN. Per la misura è adoperata una cella di carico (Hottinger Baldwin Messtechnik) con fondo scala di 50kN.

L'acquisizione del segnale in uscita avviene tramite una centralina (DRUCK, modello DPI282), che esegue la conversione A/D e restituisce al calcolatore le letture in KN, tramite una porta seriale RS232.

Il programma di controllo, gestito da un pc, richiede tre input:

- il valore della tensione totale netta;
- la tolleranza da adottare;
- la velocità di deformazione.

Il primo input rappresenta il valore di carico costante che si intende applicare ed è espresso in kPa; il secondo indica la massima escursione che può subire il carico intorno al valore costante, senza che la pressa entri in funzione; l'ultimo è espresso in millimetri/minuti ed indica la velocità di funzionamento della pressa.

Il controllo delle deformazioni assiali avviene esternamente tramite un LVDT (RDP Electronics, modello LDC500A), con massima escursione dell'astina di 25mm. Anche questo apparecchio di misura è collegato ad una centralina (DRUCK, modello DPI281), che esegue la conversione A/D e restituisce al calcolatore le letture in millimetri tramite una porta seriale RS232. Come accennato, la misura e il controllo dello stato tensio-deformativo sono gestiti da un Personal Computer in modo completamente automatico; alimentazione e lettura dei trasduttori avviene tramite scheda A/D-D/A (Cil Group, modello Alpha Super Card). L'edometro descritto, presenta potenzialità maggiori rispetto alla piastra di Richards ed all'estrattore di volume della determinazione della curva di ritenzione idrica. Esso consente di compiere percorsi sia di essiccamento che di imbibizione e di misurare le variazioni di contenuto d'acqua gravimetrico e di volume. Tali caratteristiche consentono, in particolare, di

valutare l'influenza dell'isteresi idraulica sul terreno e di rappresentare la curva di ritenzione idrica anche in termini di grado di saturazione, contrariamente a quanto accade per la piastra di Richards e l'estrattore di volume, che non consentono di misurare la variazione di volume. L'apparecchiatura potrebbe essere ulteriormente modificata, per permettere il controllo in feedback delle pressioni applicate sostituendo i regolatori di pressione manuali (Fairchild) con i regolatori di pressione elettropneumatici (Watson-Smith Ltd). In questo modo si potrebbero eseguire prove a suzione variabile con maggiore affidabilità e precisione.

II.5.1.1 Procedure sperimentali

La corretta esecuzione delle prove sperimentali con l'edometro non saturo richiede alcune operazioni preliminari.

La prima operazione consiste nella saturazione dei circuiti e dei trasduttori. Viene effettuata facendo transitare abbondanti quantità d'acqua attraverso il circuito di drenaggio mantenendo in funzione la pompa peristaltica. Ciò crea un minimo di gradiente idraulico per il trasporto e la successiva rimozione di tutte le bolle d'aria. L'acqua utilizzata viene precedentemente sottoposta a deareazione per almeno tre ore, operazione effettuata applicando una pressione di vuoto in un serbatoio di alimentazione asservito al laboratorio.

La seconda operazione preliminare riguarda la saturazione della piastra porosa haev. Il metodo di saturazione adottato consiste nell'alternare fasi in cui la piastra è assoggettata ad elevati valori di pressione d'acqua con valori di u_w uguali sulle due facce della piastra stessa e fasi in cui è attraversata da acqua sotto forti gradienti idraulici. A tale scopo la cella viene riempita di acqua applicando una pressione di 600 kPa: lasciando aperti i rubinetti di drenaggio e spurgando si accumulano bolle d'aria alla base della piastra. Successivamente viene ripristinata la pressione e vengono chiusi i rubinetti, lasciando che l'acqua, sulle basi della piastra e al suo interno, raggiunga i 600 kPa applicati in cella; subito dopo si riaprono i rubinetti e si consente nuovamente il flusso d'acqua per 10 min. La procedura è ripetuta sei volte. Per verificare che la piastra sia effettivamente satura se ne è misurata la permeabilità in ambedue i versi di filtrazione, verificando che il valore calcolato sia prossimo a quello atteso, fornito dalla casa costruttrice. Il calcolo della permeabilità è utile per verificare l'incollaggio della piastra e che la stessa non presenti microfessure. La saturazione della pietra porosa viene effettuata durante la preparazione dell'apparecchiatura alle prove e viene poi controllata eseguendo prove di permeabilità una tantum.

La terza operazione preliminare consiste nel montaggio del provino nella cella. Il provino deve essere pesato e disposto sul piedistallo con la massima celerità per non alterarne il grado di saturazione e la suzione iniziali. Successivamente si chiude la cella facendo poggiare con cautela il pistone sulla faccia superiore del provino, per evitare di comprimerlo prima dell'inizio della prova. Per garantire l'applicazione puntuale del carico, si dispone sulla base superiore del pistone una sfera di acciaio e si avvicina il pistone alla cella di carico. Con l'edometro non saturo è possibile eseguire diverse tipologie di prove:

- compressione edometrica a suzione costante;
- prove di collasso;
- prove di ritenzione ad indice dei vuoti costante;
- prove di ritenzione a $\sigma_v - u_a$ costante;
- prove di ritenzione ad espansione libera.

In questo lavoro di tesi sono state eseguite prove di ritenzione idrica a tensione verticale netta ($\sigma_v - u_a$) costante. Le prove consistono in una serie di fasi di equalizzazione per determinare i valori del contenuto d'acqua gravimetrico w e del grado di saturazione S_r al variare della suzione s . La curva di ritenzione è costruita per punti, ciascuno ottenuto a fine fase di equalizzazione (cfr. § IV.3). All'inizio di ciascuna fase di equalizzazione viene variato il solo valore della pressione dell'aria per imporre diversi valori di suzione.

La pressione u_w è mantenuta costante durante tutte le prove a 50 kPa. Questo valore, pur essendo relativamente basso, evita la cavitazione nel circuito di drenaggio ed aumenta la solubilità dell'aria nell'acqua riducendo la possibilità di formazione di bolle d'aria nel circuito di drenaggio stesso.

Le condizioni al contorno imposte vengono mantenute costanti nel tempo e si attende che si esaurisca completamente il processo di equalizzazione, ossia che la suzione nel terreno raggiunga il valore imposto al contorno del provino.

Qui si rileva che la fase si considera conclusa quando le variazioni di contenuto d'acqua giornaliere risultano trascurabili.

Facendo riferimento alle indicazioni di Sivakumar (1993) e Rampino (1997) si ritengono trascurabili variazioni di contenuto d'acqua inferiori a 0.04 %/giorno.

Il tempo di equalizzazione è funzione della permeabilità della piastra, di quella del provino di terreno e dei rispettivi spessori, della quantità d'acqua che deve fluire e del gradiente di suzione applicato. Al crescere della suzione si riduce la permeabilità e diminuisce la quantità d'acqua che deve fluire, questo consente di ritenere che, in una determinata apparecchiatura per un

particolare tipo di terreno e per assegnate dimensioni del provino, il tempo necessario all'equalizzazione sia indipendente dalla suzione applicata.

II.5.2 La cella triassiale a suzione controllata

A partire dal 1994 ed al fine di effettuare prove sperimentali su terreni in condizioni di parziale saturazione (Rampino 1997) presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell'Università di Napoli Federico II (oggi confluito nel DICEA) è stato sviluppato un dispositivo triassiale. Nella versione originaria, una versione modificata della macchina di Bishop & Wesley (1975), fu adattato, per l'esecuzione di prove a suzione controllata con la tecnica della traslazione degli assi (Hilg, 1956), con controllo delle pressioni dell'aria e dell'acqua dei pori rispettivamente alla testa e alla base del provino. Il dispositivo USP è stato usato durante diverse campagne sperimentali come per esempio Rampino et al., 1999; Aversa & Nicotera 1999; Bilotta et al., 2005; Vassallo et al., 2007; Casini et al., 2007; Cattoni et al., 2007; Papa et al., 2008.

Successivamente una seconda versione di questa macchina, capace di testare provini non saturi in condizioni di suzione controllata, è stata sviluppata in collaborazione con la società Megaris. Nella figura II.20 è rappresentato lo schema di tale dispositivo triassiale, denominato USPv2 (Unsaturated Stress Path, 2nd version), utilizzato nell'ambito di questo lavoro sperimentale.

Le principali nuove caratteristiche della USPv2, che differiscono dalla macchina triassiale originaria USP proposta da Rampino et al. (1999) sono:

1. L'inclusione di un sistema di doppio drenaggio per abbreviare il tempo delle prove;
2. La capacità di misurare le variazioni della pressione dell'acqua dei pori durante le prove di compressione isotropa a suzione controllata;
3. La sostituzione della cella interna di acrilico (che assorbiva acqua nelle fasi di prova) con una cella di acciaio inossidabile, meno sensibile agli effetti della pressione di cella.

Le macchine triassiali USPv2 a disposizione del dipartimento sono due: nelle sigle delle prove di cui si riferirà nel § IV.2.2, le lettere L (left) e R (right) sono usate per identificare le macchine in relazione alla loro posizione laboratorio (cfr. figura II.21).

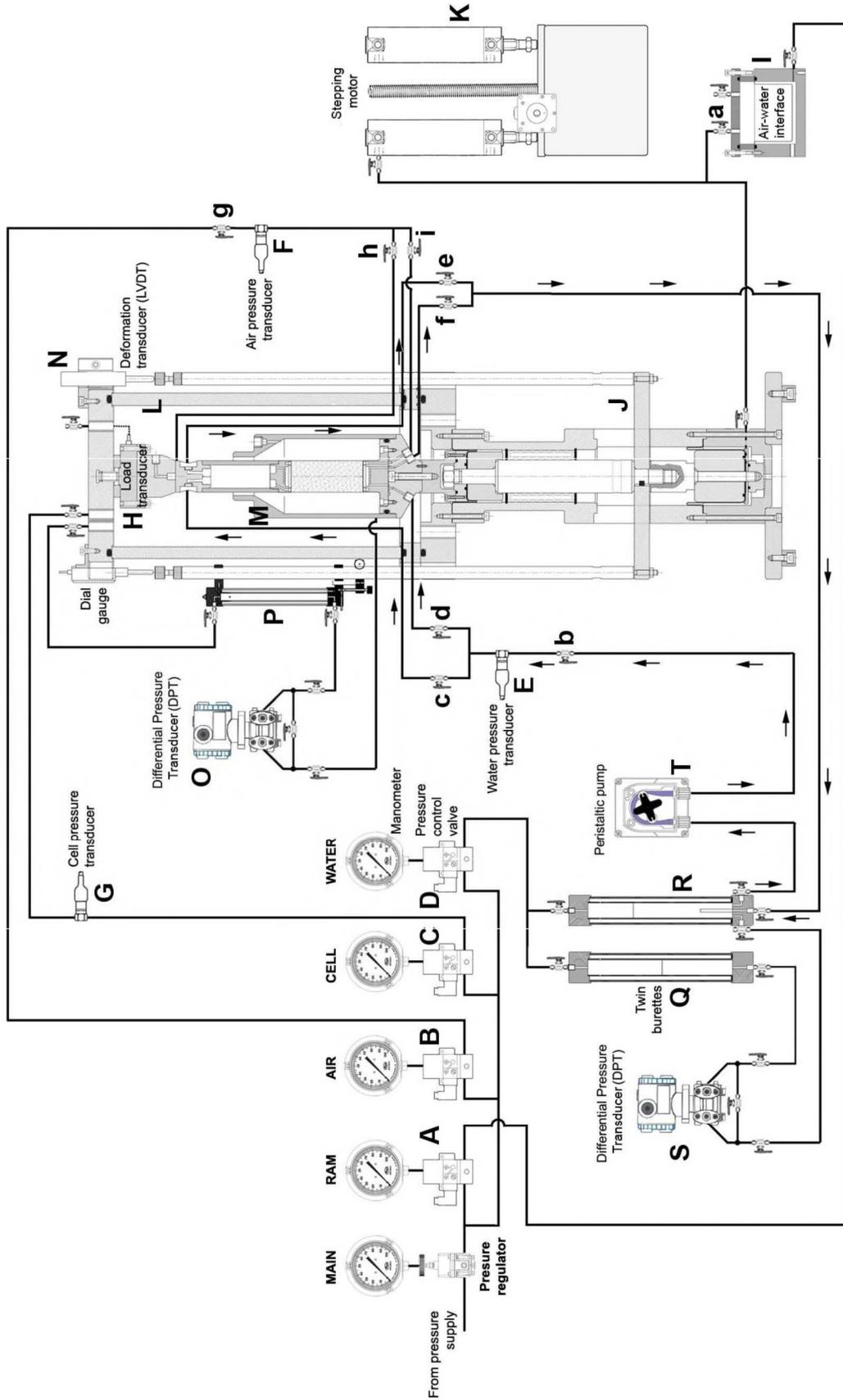


Figura II.20 - Schema di funzionamento della cella triassiale USPv2.



Figura II.21 Immagine delle due celle triassiali USPv2.

II.5.2.1 Controllo delle prove ed acquisizione dei dati

Le due celle triassiali USPv2 usano sistemi a retroazione per controllare i carichi (i.e. carico assiale, pressione di cella, pressione dell'aria dei pori e pressione dell'acqua dei pori). In questo sistema i trasduttori leggono le variabili in uscita restituendone i valori ad un computer attraverso un ingresso analogico digitale. In base al valore di riferimento prescritto nel particolare istante di prova considerato un software di controllo agisce sugli attuatori per regolare "i carichi" e ridurre l'errore al minimo. La retroazione permette dunque di compensare dinamicamente eventuali deviazioni dei carichi, adeguandone continuamente il valore in base a quanto prescritto dall'operatore.

Il voltaggio in uscita dei trasduttori, continuamente acquisito tramite convertitori analogico-digitale, trasformato in valore di unità ingegneristiche mediante opportune variabili di calibrazione, viene poi registrato in un apposito file. I dati registrati sono: tempo, carico assiale, pressione di cella, pressione dell'acqua dei pori, pressione dell'aria dei pori, variazioni di volume radiale, variazioni di volume d'acqua e accorciamenti assiali del provino.

Lo stato tensionale dei provini è ottenuto regolando la pressione dell'aria compressa agente sulla linea di un compressore asservito al laboratorio mediante quattro convertitori elettropneumatici (A,B,C,D in Figura II.20), come detto, è controllato in feedback attraverso i

trasduttori di pressione E ed F per la pressione dell'acqua dei pori e dell'aria dei pori, attraverso il trasduttore G e la cella di carico H per le tensioni di cella (σ_c) e deviatorica (q). L'intervallo in uscita dei convertitori di pressione è 20kPa-800kPa e le pressioni sono controllate entro +1 o -1 kPa di valore di target. Le principali caratteristiche delle valvole di controllo e dei trasduttori sono indicate nelle tabelle II.2 e II.3.

Control	Device	Manufacturer /Type	Rated limit (FSD)	Supply sensitivity*	Calibration factor [kN/bit]
RAM	R				5.2742
	L				5.1332
Cell pressure	R	Norgren VP10	800 kPa	$\pm 0.025 \%$	5.1840
	L				5.1324
Water pressure	R				5.1377
	L				5.0937
Air pressure	R				5.0738
	L				5.1983

* span output change per % supply pressure change

Tabella II.2 Specifiche delle valvole di controllo di pressione delle celle triassiali USPv2

Transducer	Device	Manufacturer /Type	Serial number	Rated limit (FSD*)	Accuracy (% FSD)	Calibration factor [kN/bit]
Load cell	R	CCT	2203	300 kg		7535.6
	L	BC02	2202			7615.8
Cell pressure	R	Druck PDCR810	2160106	1000 kPa	± 0.1	31.361
	L		2160109			31.008
Air pressure	R		2160109			31.110
	L		2163500			31.063
Water pressure	R		2160103			31.124
	L		2160111			31.103
Water volume	R	Druck STX2100	A3L1724F	60 mbar	± 0.1	---
	L		A5G9218F			---
Radial volume	R		A5G9216F			---
	L		A3M2813F			---
Axial deformation	R	RDP	80963	$\pm 12.5\text{mm}$	± 0.25	-1192.6
	L	ACT500A	80964			-1194.4

* FSD = Full Scale Deflection; R = right apparatus; L = left apparatus

Tabella II.3 Specifiche dei trasduttori di pressione delle celle triassiali USPv2.

II.5.2.2 Sistema di controllo della suzione

La principale innovazione introdotta nella USPv2 è l'inclusione di un doppio sistema di drenaggio per ridurre il percorso e, conseguentemente, abbreviare drasticamente la durata delle prove.

A tale scopo, la piastra di base e la testa superiore (Figura II.22) incorporano una combinazione di due differenti dischi porosi, includendo una pietra porosa standard anulare (acciaio inossidabile poroso spesso 3 mm) connessa alla linea della pressione dell'aria, e un disco HAEV interno (7 mm di spessore e 24 mm di diametro) connesso alla linea della pressione dell'acqua. Il disco HAEV è sigillato alla testa superiore e alla piastra di base, mediante resina epossidica al fine di evitare il passaggio di aria e acqua al suo perimetro interno.

Operando con tale sistema, il drenaggio di aria e acqua è consentito da entrambe le basi del provino. Il nuovo disegno delle USPv2 prevede la possibilità di cambiare la piastra di base e la testa superiore al fine di selezionare differenti valori di pressione di ingresso d'aria del disco HAEV.

Per applicare la pressione dell'aria e dell'acqua dei pori dall'estremità superiore del provino, sono necessarie connessioni a tenuta stagna di Figura II.23. Queste ostacolano il montaggio del bicchiere interno, motivo per cui la testa superiore è divisa in una parte contenente elementi porosi e un'altra (quella superiore) che ospita giunti per le linee dell'acqua e dell'aria (Figura II.23). Durante il processo di assemblaggio, viene dapprima montata la testa di carico sulla parte superiore del provino, posizionando la membrana di lattice. Successivamente, come rappresentato in Figura II.23, viene posizionato il bicchiere interno per la misura delle ϵ_r . La parte superiore viene poi avvitata alla testa di carico.

Nella fase di serraggio della vite, un collare ausiliario diviso in due parti si oppone alla coppia per evitare che la torsione agente disturbi il provino di terreno. Operando in tal modo, gli errori di inclinazione e di alloggiamento (Figura II.24) vengono ridotti al minimo. Queste misure, introdotte per consentire un posizionamento accurato del provino, sono ritenute cruciali specialmente nel caso in cui sono oggetto di prova sabbie sciolte ed argille molli e esse di gran lunga semplificano e, sebbene apparentemente laboriose, accelerano il montaggio della prova. Un'unica linea viene usata per misurare e controllare la pressione dell'acqua dei pori alla base e alla testa del provino. Il convertitore elettro-pneumatico D (Figura II.20) controlla la pressione dell'acqua dei pori del provino, mentre il trasduttore di pressione E la misura. Ciò nonostante, un sistema di valvole consente il drenaggio o anche la sola circolazione d'acqua separatamente per la piastra di base e per la testa superiore (Figure II.25 a, b).

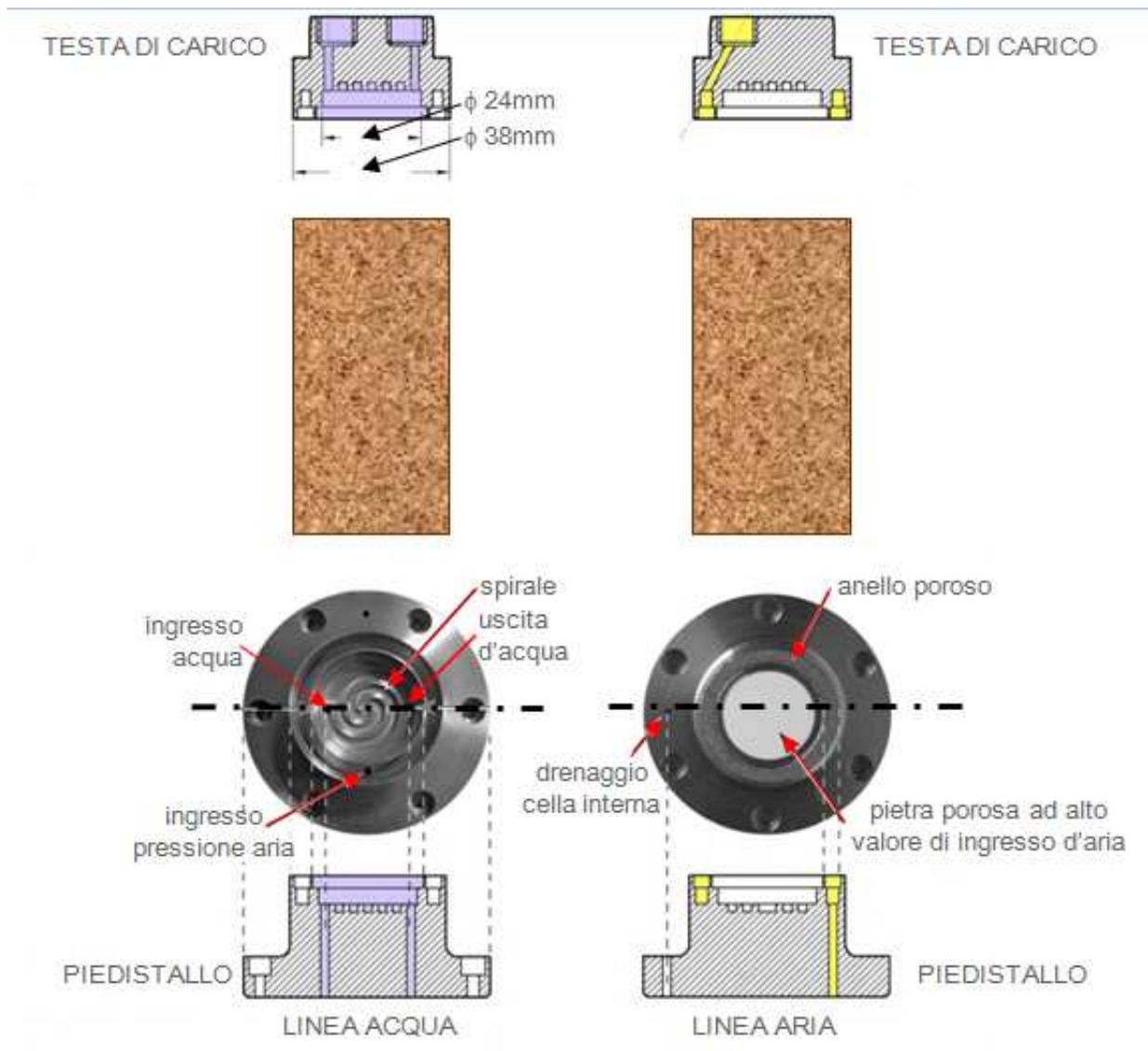


Figura II. 22 Immagini della Top-cap e del piatto di base della cella triassiale USPv2.

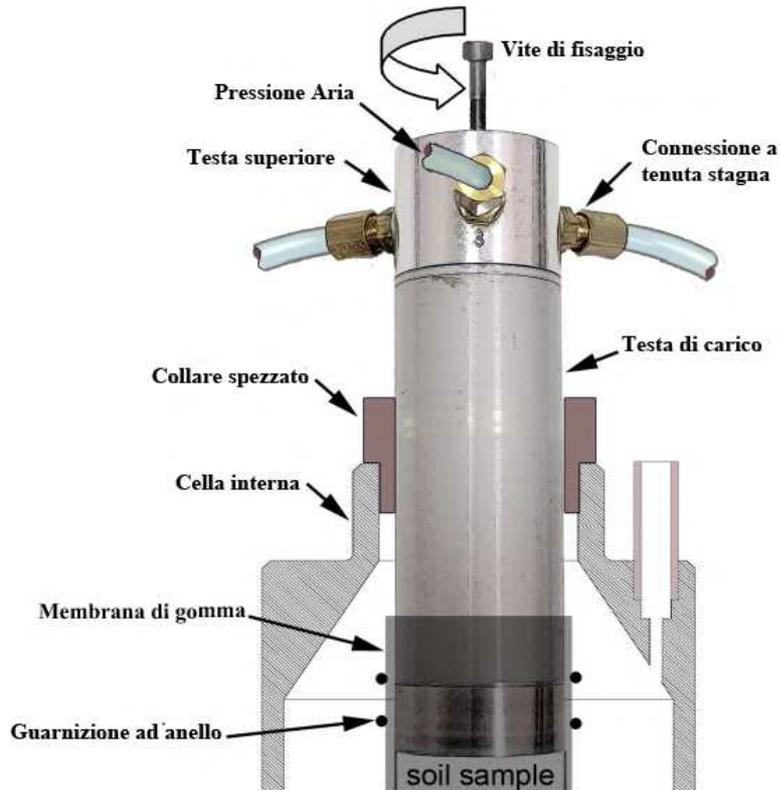


Figura II.23 Immagini della Top-cap assemblata.

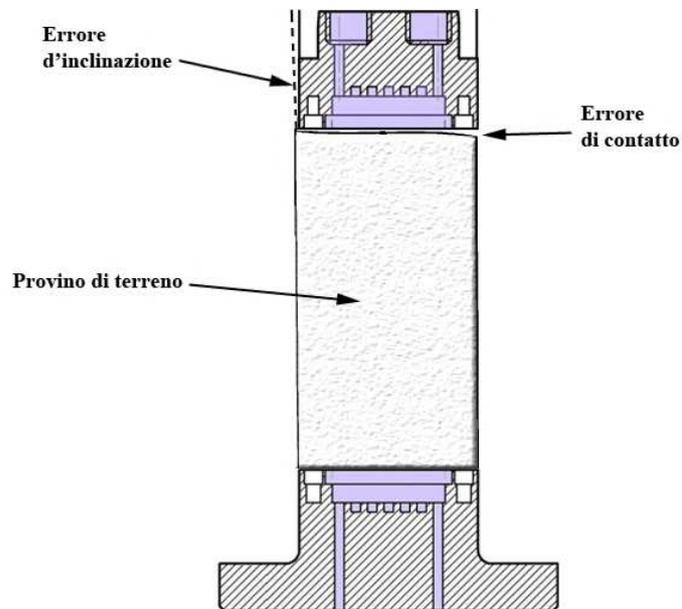


Figura II.24 Errore di inclinazione e di contatto causati dal montaggio del provino.

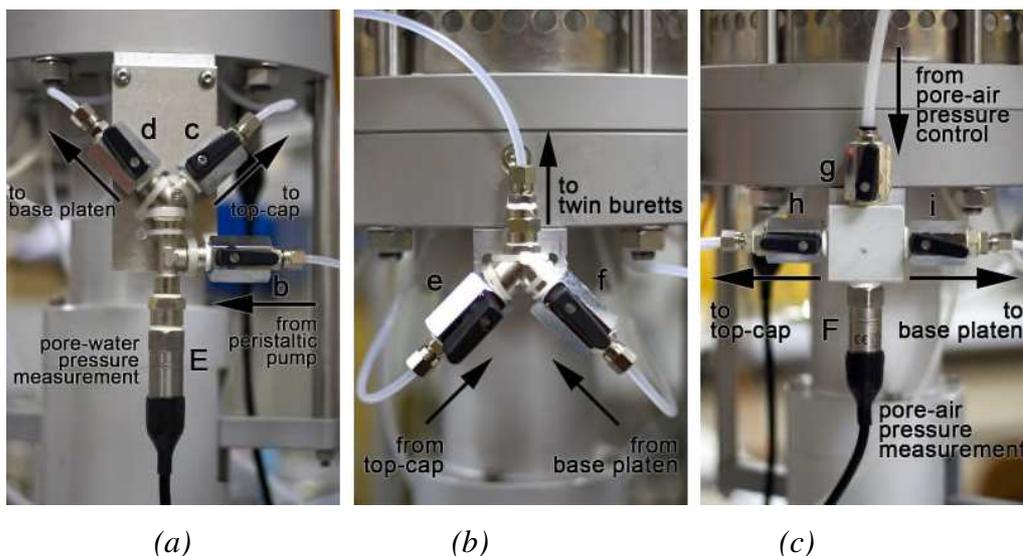


Figura II.25 Regolazione delle valvole per la circolazione dei fluidi.

La pressione dell'aria dei pori è controllata con il convertitore elettro-pneumatico B e misurata dal trasduttore di pressione F (figura II.20). Il sistema per misurare e controllare la pressione dell'aria dei pori alla base e alla testa del provino è unico. Analogamente alla linea di pressione dell'acqua dei pori, la pressione dell'aria può essere fornita separatamente per la base e per la testa del provino attraverso un sistema di valvole (Figura II.25.c).

Tutti i trasduttori di pressione e convertitori elettro-pneumatici sono stati calibrati con un calibratore di precisione (i.e. Druck MCXII).

II.5.2.3 Misura e controllo della pressione di cella

Il convertitore elettro-pneumatico C è usato per controllare la pressione di cella e il trasduttore di pressione G per misurare la pressione di confinamento della cella (Figura II.20). Anche in questo caso i dispositivi C e G sono stati calibrati con un calibratore di precisione (druck MCXII).

II.5.2.4 Misura e controllo del carico assiale

L'intensità del carico assiale agente sul provino di terreno è misurata mediante una cella di carico immergibile (H in Figura II.20) tipo CCT-C02 (Figura II.26). Questo dispositivo è posizionato all'interno della camera triassiale per evitare errori nella misura del carico trasmesso dal pistone alla testa di carico. La Calibrazione della cella di carico è stata eseguita usando carichi morti.

Il convertitore elettro-pneumatico (A) controlla il carico assiale: la pressione dell'aria passa attraverso l'interfaccia aria-acqua I ed è convertita in pressione idraulica che controlla il movimento del piedistallo J e spinge il provino di terreno contro la cella di carico fissata al piatto di chiusura della camera triassiale, vedi Figura II.26.

La valvola "a" consente di passare dalle modalità CRL a quelle CRS ottenute mediante un motore a vite in grado di controllare lo spostamento assiale imposto.

II.5.2.5 Misura della variazione di volume

Le variazioni di volume dei provini sottoposti a prova sono parametro indispensabile per definire le caratteristiche di compressibilità e completare la descrizione del comportamento meccanico dei provini in fase deviatorica.

La misura della variazione di volume totale in un provino di terreno parzialmente saturo è molto più complicata rispetto ai terreni saturi. In un terreno saturo, la variazione di volume di un provino durante la consolidazione o la compressione è generalmente assunta uguale al volume d'acqua scambiato dal provino con il circuito di drenaggio, ed è relativamente facile da misurare. In un terreno non saturo, comunque, le variazioni di volume d'acqua sono indipendenti dalle variazioni di volume totale del provino.

Per le misure delle variazioni di volume la macchina triassiale USPv2 usa la tecnica della doppia cella di Bishop & Donald (1961), con aria in cella e un bicchiere interno riempito d'acqua, così come è mostrato in Figura II.29.

I prossimi paragrafi sono dedicati alla descrizione delle parti principali del sistema usato per misurare le variazioni di volume.

II.5.2.6 Cella esterna

La cella esterna (Figura II.27 e L in figura II.20) è costituita da una testa e un anello di base in acciaio inossidabile collegati ad un cilindro in Poly (metilmetacrilato). Sei aste esterne connettono la testa superiore e l'anello di base. La parete di cella, con 1.6 cm di spessore, ha una capacità di pressione confinante agente di 1000 kPa. Le dimensioni interne della cella sono 16.8 cm di diametro e 31.5 cm in altezza.

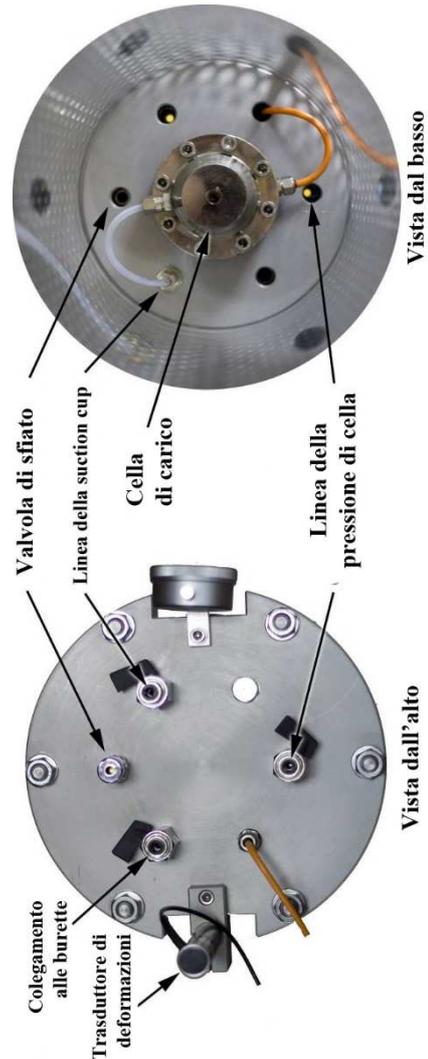


Figura II.26: Vista dall'alto e dal basso della testa della cella esterna.

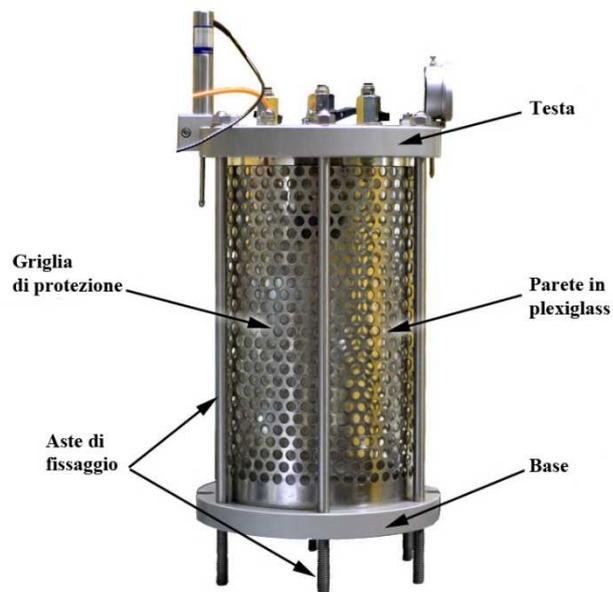


Figura II.27: Immagine della cella esterna.

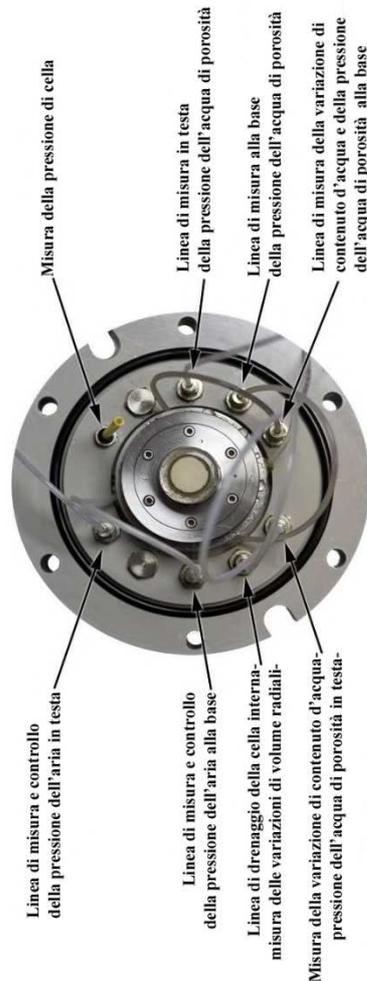


Figura II.28: Configurazione della base della cella esterna.

Come detto, per fornire la pressione di confinamento mediante un fluido immiscibile con l'acqua che riempie il bicchiere interno utilizzato per la misure delle ϵ_r , la USPv2 utilizza aria. Poiché l'uso di aria pressurizzata nella cella di pressione pone preoccupazioni di sicurezza, il cilindro in Poly è rinforzato con uno scudo di acciaio cilindrico perforato che agisce come protezione ad eventuale rottura della cella stessa. Per la sicurezza dell'operatore è stata inclusa anche una valvola a pressione supplementare (Figura II.26). La Figura II.28 mostra la base della cella dove sono stati realizzati 10 fori per il passaggio delle linee della pressione dell'acqua dei pori (4 fori), per le linee della pressione dell'aria dei pori (2 fori), per la misura della pressione di cella (1 foro), per il drenaggio della cella interna (1 foro), oltre a due fori ausiliari. Sono stati realizzati anche fori in testa alla cella esterna (Figura II.26) per il passaggio delle linee del controllo della pressione di cella (2 fori), per la valvola di sicurezza, per il cavo elettrico della

cella, per lo spurgo dell'aria della suction cup (elemento in gomma posto sulla testa di carico del provino, per il controllo tensionale e deformativo assiale indipendentemente da quello radiale imposto al provino), oltre a un foro ausiliario. Due supporti per un misuratore a quadrante ed un trasduttore sono inseriti sulla testa della cella.

II.5.2.7 Cella interna

Il bicchiere interno per la misura delle ε_r consiste in un dispositivo cilindrico (Figura II.29, e M in Figura II.20) in acciaio inossidabile, materiale utilizzato per evitare espansioni del bicchiere stesso per effetto della pressione di cella e assorbimento d'acqua dal dispositivo di misura stesso. (Agus et al., 2000).

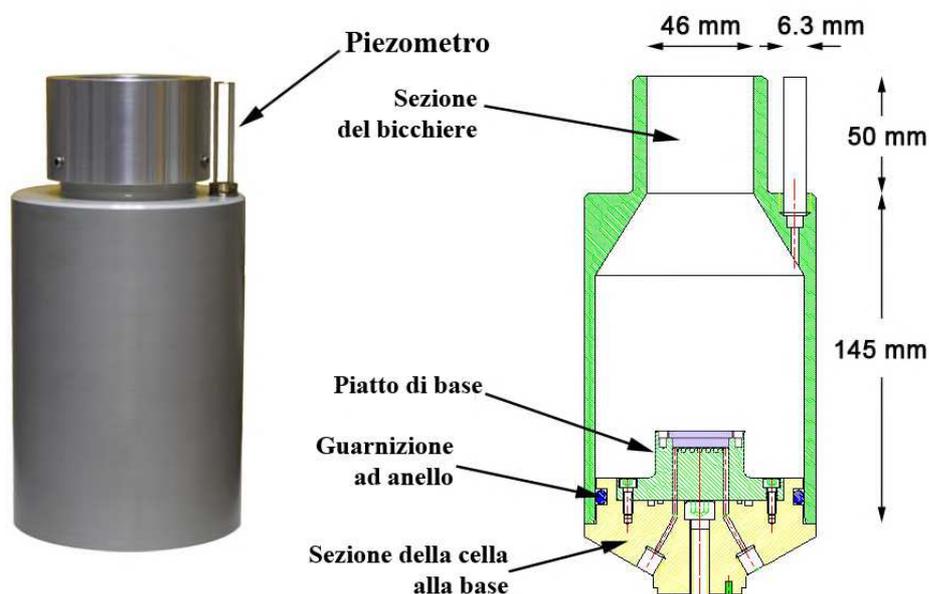


Figura II.29: Cella interna e sua sezione dopo il montaggio.

All'estremità inferiore del bicchiere il diametro interno (46mm) è leggermente più grande del diametro della testa superiore (38mm), in questo modo la piccola area della sezione trasversale migliora la sensibilità di misura (528mm^2). La misura delle variazioni del livello dell'acqua è condotta all'interno della regione della strozzatura di figura II.29. Per osservare qualitativamente le variazioni del livello dell'acqua è stato incluso un piezometro di vetro sottile. L'area della sezione trasversale del piezometro (31.2mm^2) è aggiunta per ottenere un'area totale (559.2mm^2).

II.5.2.8 Deformazione assiale

La deformazione assiale del provino (ϵ_a) è misurata attraverso un LVDT (Linear Variable Differential Transformer LVDT), del tipo RDP-ACT500A (N in Figura II.20), con una escursione massima di 25mm. L'LVDT è fissato alla testa della cella triassiale come è mostrato in Figura II.27, e permette un'accurata misura del movimento relativo tra il piedistallo mobile (J in Figura II.20) e la cella triassiale, permettendo così la valutazione delle deformazioni assiali del provino. La calibrazione del trasduttore LVDT è eseguita mediante un micrometro.

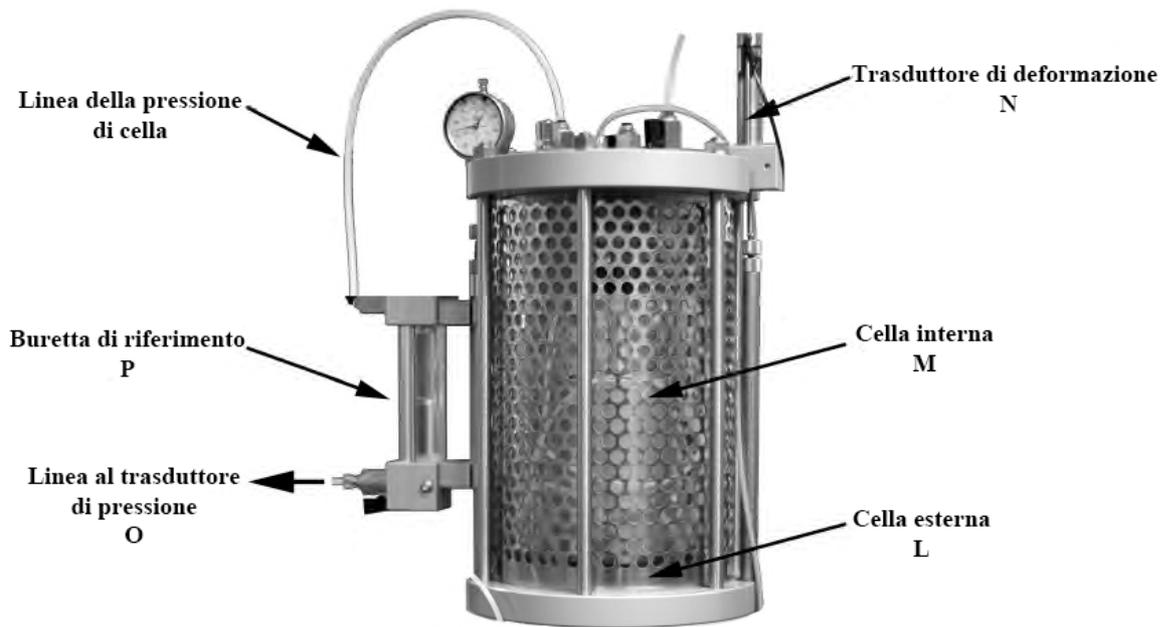


Figura II.30: Cella esterna dopo il montaggio.

Come detto, la deformazione radiale (ϵ_r) del provino è monitorata dalla variazione del volume dell'acqua all'interno del bicchiere. Il trasduttore di pressione differenziale (O in figura II.20) registra la differenza di pressione tra il livello dell'acqua intorno al provino di terreno (i.e. l'acqua dentro al bicchiere) ed il livello dell'acqua di una buretta esterna a doppia parete usata come riferimento (P) in Figura II.30. Le specifiche del DPT sono presentate nella tabella II.3. Per minimizzare l'evaporazione dell'acqua viene applicato un sottile strato di olio al silicone al di sopra delle superfici dell'acqua del bicchiere e della buretta di riferimento. La deformazione radiale media è correlata alle variazioni del livello dell'acqua nel bicchiere (ΔI_r), come segue (Aversa & Nicotera) 2002:

$$\varepsilon_r = -\frac{1}{2} \cdot \frac{A_b - A_{s,0}}{V_{s,0}} \cdot \Delta I_r \quad (\text{II.1})$$

Dove: A_b e $A_{s,0}$ rappresentano rispettivamente la sezione trasversale del bicchiere e la sezione trasversale iniziale del provino, mentre $V_{s,0}$ è il volume iniziale del provino. Per effetto della presenza del piezometro (Figura II.27) di sezione trasversale A_p , la II.1 va corretta nella:

$$\varepsilon_r = -\frac{1}{2} \cdot \frac{A_b + A_p - A_{s,0}}{V_{s,0}} \cdot \Delta I_r \quad (\text{II.2})$$

Come suggerito da Aversa & Nicotera, per calibrare il sistema vengono introdotti volumi d'acqua (100 mm^3) nel bicchiere (misurati con un accurata pipetta) al fine di mettere in relazione il termine $\Delta V = (A_b + A_p - A_{s,0}) \cdot \Delta I_r$ nell'equazione II.1 all'output del DPT.

II.5.2.9 Misura della variazione del volume d'acqua

Le variazioni del contenuto d'acqua del provino sono ottenute misurando il volume d'acqua attraverso due burette a doppia parete (Figura II.31) e connesse con il circuito di drenaggio (figura II.22).

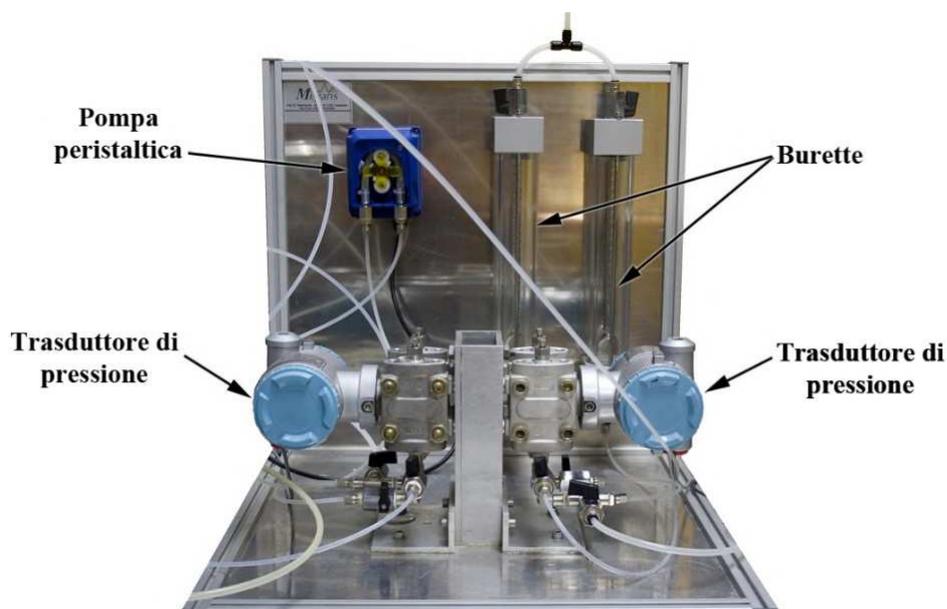


Figura II.31: Sistema di misura della variazione del contenuto d'acqua.

Le variazioni di livello dell'acqua nella buretta di riferimento (Q in figura II.20) e in quella di misura (R in figura II.20) sono ottenute attraverso un trasduttore differenziale di pressione (S in figura II.20). La variazione del livello dell'acqua dovuta all'evaporazione all'interfaccia acqua-aria nelle burette è bilanciata dalla simmetria del sistema.

Le perdite di acqua dovute al flusso di evaporazione sulle linee di controllo della pressione dell'aria dei pori e la diffusione dell'aria sulle linee di controllo della pressione dell'acqua dei pori, dovuta alla tecnica usata per controllare la suzione di matrice (i.e. la traslazione degli assi), disturba le misure delle variazioni di volume d'acqua. I flussi di evaporazione originati dalla differenza di pressione di vapore tra i vuoti del terreno e quella sovrastante il sistema aperto sono rilevati nei dispositivi di variazione di volume d'acqua al termine delle fasi di consolidazione. Al fine di determinare accuratamente le variazioni di volume d'acqua è necessario stimare le perdite di volume d'acqua dovute all'evaporazione di aria nella sezione di pressione aperta. L'evaporazione è registrata come acqua che entra nella massa del provino, e la diffusione come acqua uscente.

La velocità di evaporazione decresce linearmente con la suzione di matrice imposta (Romero 1999; Airò Farulla & Ferrari 2005; Rojas et al. 2006). De Gennaro et al. (20002) indicano l'esistenza di una relazione esponenziale tra la velocità dell'aria diffusa e la pressione applicata. Nella macchina USPv2 è usata una pompa peristaltica (T in Figura II.20) per eliminare l'aria diffusa nella linea di drenaggio dell'acqua; la velocità della pompa può essere regolata accuratamente, al fine di ottenere velocità di flusso da 0.3 l/h a 1.0 l/h. La pompa peristaltica agisce sulla linea di drenaggio spurgando l'acqua attraverso il circuito spirale ricavato all'interno del piedistallo di base e della testa superiore, guida le bolle d'aria dentro la buretta di misura (S in figura II.20), che le espelle agendo come una trappola d'aria. Le frecce in Figura II.20 mostrano il percorso dell'acqua seguito durante il processo di lavaggio.

II.5.2.10 Montaggio della cella

Ogni step del montaggio della cella è mostrato nelle figure che seguono e illustrato nel seguito:

- Step 1) pulizia dell'acqua situata sul disco HAEV usando una salviettina umida;
- Step 2) posizionamento del provino sul piatto di base e controllo del suo allineamento verticale;
- Step 3) posizionamento della testa di carico;
- Step 4) montaggio della membrana in lattice con tendi-membrana, e sigillatura delle estremità con O-rings;

- Step 5) posizionamento del bicchiere (va posizionato accuratamente facendo attenzione a non urtare il provino). Quando il dispositivo è posizionato sul piedistallo occorre spingere con forza per garantire il massimo contatto con la base²;
- Step 6) posizionamento del collare ausiliario sull'estremità aperta del bicchiere;
- Step 7) posizionamento della parte superiore sulla testa di carico e bloccaggio con vite assiale³;
- Step 8) riempimento del bicchiere con acqua distillata e deareata fino a riempire metà del piezometro⁴;
- Step 9) posizionamento dell'O-ring sulla testa superiore;
- Step 10) Posizionamento della cella esterna⁵;
- Step 11) Chiusura della cella triassiale mediante le 6 aste esterne di collegamento alla base: posizionare correttamente i dadi sulla parte superiore e inferiore delle aste.
- Step 12) Montaggio della buretta di riferimento per la misura delle deformazioni radiali e dell'LVDT per quelle assiali.

² La parte finale del bicchiere include un O-ring. E' consigliabile l'uso di grasso al silicone per ridurre l'attrito al minimo in fase di montaggio ed evitare perdite di acqua.

³ Durante l'avvitamento occorre mantenere il collare fermo con una mano per evitare il trasferimento di una forza torsionale al provino.

⁴ L'acqua è immessa attraverso la linea di fornitura asservita al drenaggio del bicchiere stesso (Figura II.29).

⁵ Prima di chiudere la camera triassiale occorre togliere il collare ausiliario e coprire la superficie di acqua nel bicchiere con un sottile strato di olio al silicone per prevenire l'evaporazione.



Figura II.32: Fasi di montaggio della cella triassiale USPv2.

II.5.3 Tensiometro ad alta capacità

II.5.3.1 Introduzione

I fattori che principalmente qualificano un tensiometro sono il massimo valore della suzione che lo strumento può misurare e la massima durata dell'intervallo temporale durante il quale è in grado di fornire tale misura senza che si verifichi la cavitazione. Gli elementi che regolano tali fattori sono fortemente legati: alla camera di misura (dimensioni, assenza di irregolarità, perfetta saturazione); alla pietra porosa (valore di ingresso d'aria almeno 5 bar, perfetta saturazione); ai materiali adoperati per le restanti parti dello strumento. In linea teorica per un tensiometro ad alta capacità (HCT) perfettamente saturato con acqua distillata e deareata, la suzione massima misurabile è limitata solo dal valore d'ingresso d'aria della pietra porosa. In pratica, altri fattori di natura sub-sperimentale ne rendono difficile la messa a punto, tant'è che solo pochi centri di ricerca internazionali custodiscono gelosamente alcuni promettenti prototipi di HCT. Il disegno meccanico di un tensiometro assume pertanto un ruolo cruciale poiché ne condiziona le prestazioni: sensibilità, facilità di saturazione, velocità di risposta e stabilità delle misure nel tempo.

II.5.3.2 Primo prototipo UniNa

Il primo prototipo di tensiometro, derivato dallo strumento progettato da Ridley e Burland (1993), presentava alcune varianti utili alla risoluzione dei problemi di misura. In particolare lo strumento era composto da diverse parti (figura II.33): un filtro poroso ceramico intercambiabile dello spessore 6 mm inserito in un corpo in acciaio inossidabile; una camera di misura del volume di 3 mm³; un sensore di misura, collocato all'interno di un secondo corpo di acciaio, alle spalle del diaframma; un "tappo" di protezione dei collegamenti elettrici.

La camera di misura ispezionabile permetteva di eliminare un maggior numero di imperfezioni; le due casse d'acciaio garantivano un buon isolamento tra il sensore e l'esterno; la conformazione del porta filtro permetteva di eseguire diverse misurazioni cambiando agevolmente la pietra porosa. Le misure, eseguite con uno strain-gauge, erano acquisite attraverso un amplificatore indicatore di tensione statica (letteralmente: bridge amplifier static strain indicator) e archiviate in formato digitale in una semplice memoria di massa per poi essere trasferite attraverso una porta USB ad un PC.

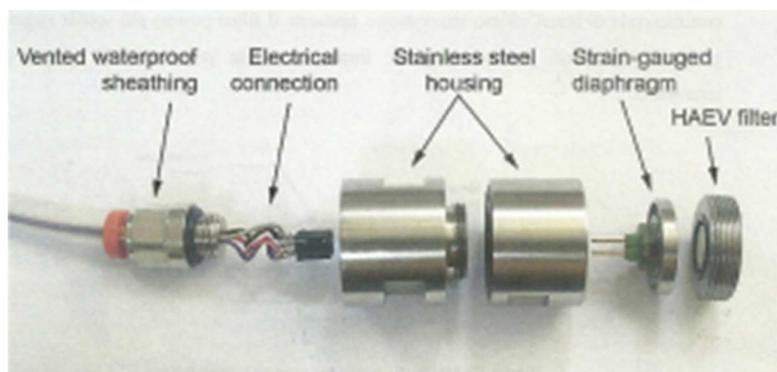


Figura II.33: Primo prototipo di tensiometro.

La procedura di saturazione utilizzata per il primo prototipo era ispirata, in parte, alle indicazioni fornite da Take e Bolton (2003). In particolare presso il Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Geotecnica ed Ambientale, DIGA, oggi confluito nel DICEA, era stato realizzato un sistema per il condizionamento del tensiometro che permetteva l'esecuzione di una successione di fasi di essiccamento e saturazione senza soluzione di continuità. Il sistema ideato, rappresentato in figura II.34, consentiva l'applicazione combinata di elevate temperature e pressioni di vuoto, in modo da migliorare l'efficacia della fase di essiccamento della pietra porosa e della camera di misura. In particolare la procedura di condizionamento comportava l'esecuzione delle seguenti fasi: applicazione del vuoto con contemporaneo riscaldamento della camera c2 allo scopo di favorire l'essiccamento della pietra porosa (16ore); sommersione del tensiometro con acqua deareata fatta passare dalla camera c1 alla camera c2 (4ore); riempimento della camera c2 ed applicazione di una pressione di 800kPa (72ore). Terminata la fase di pressurizzazione si eseguiva una prova di evaporazione i cui risultati dimostravano che il solo ciclo iniziale di preconditionamento era insufficiente ad ottenere un grado di saturazione dello strumento sufficiente a raggiungere il valore limite di misura della suzione. Pertanto, per cercare di raggiungere tale limite si eseguiva una serie di cicli di pressurizzazione che permetteva di incrementare progressivamente il grado di saturazione della pietra porosa e conseguentemente il massimo valore di suzione misurabile. Infine veniva eseguita la taratura dello strumento incrementando progressivamente la pressione dell'acqua che saturava lo strumento; la taratura così ottenuta veniva poi adoperata anche nel campo delle pressioni negative. A questo punto lo strumento era pronto e venivano eseguite ulteriori verifiche sulla sua prontezza e capacità con una procedura che sarà descritta in seguito perché adoperata anche per il nuovo prototipo.

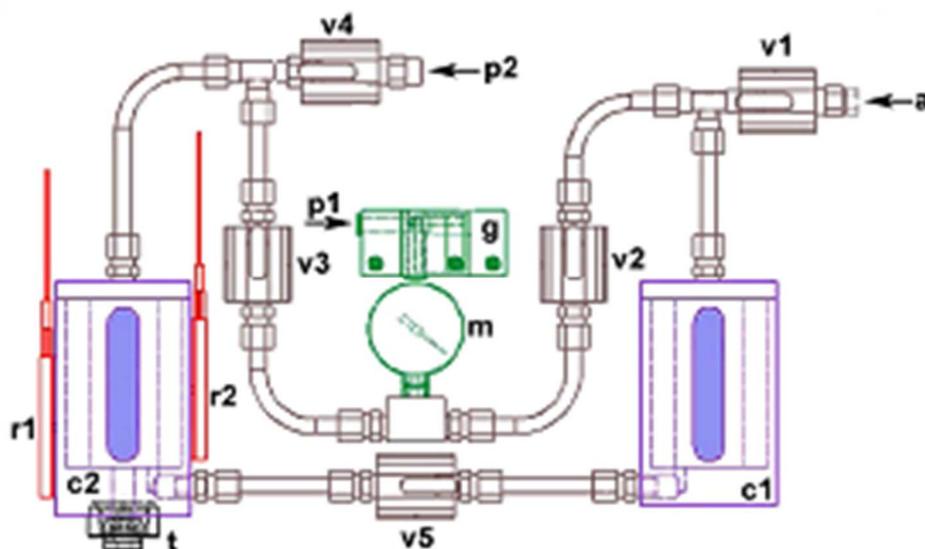


Figura II.34: Primo dispositivo di saturazione.

II.5.3.3 Nuovo prototipo di tensiometro

Grazie al contributo derivante dal finanziamento FARO 2009 (Finanziamento per l'Avvio di Ricerche Originali) è stato possibile apportare alcune modifiche meccaniche ed elettriche al primo prototipo di tensiometro rendendo più rapido e funzionale l'assemblaggio dei vari componenti (figura II.35.a) aspetto che costituiva il "punto debole" della precedente versione dello strumento. In tal modo il microtrasduttore è più agevolmente riproducibile.

Il nuovo prototipo (figura II.35.b) è stato sviluppato in collaborazione tra il Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Geotecnica ed Ambientale (DIGA, oggi confluito nel DICEA) e la società Megaris srl che ha contribuito: alla progettazione della meccanica e del sensore nel suo complesso; alla realizzazione delle parti meccaniche dei prototipi; al reperimento dei componenti del sensore; alla integrazione degli estensimetri; alla esecuzione dei test di pressione e temperatura dei singoli componenti; alla integrazione delle pietre porose ad elevato valore di ingresso di aria.

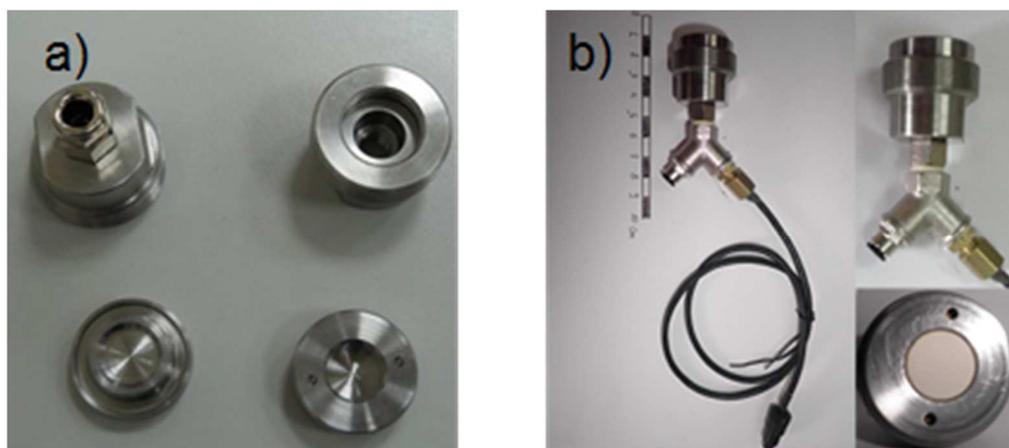


Figura II.35: a) Componenti nuovo tensiometro; b) tensiometro assemblato.

Rispetto al primo prototipo si notano esteriormente delle modifiche significative. In particolare, nel nuovo tensiometro è presente un condotto a tergo della membrana, tramite il quale è possibile pressurizzare la camera posteriore dello strumento allo scopo di eseguire la taratura “in negativo” del trasduttore. Pertanto in tali condizioni la membrana viene inflessa nel medesimo verso in cui si infletterebbe nel corso di una misura di suzione e quindi la taratura è ottenuta direttamente senza che sia necessario estrapolarla. Altra modifica ben visibile è la presenza di una filettatura, esterna al corpo del tensiometro, che ne consente l’installazione avvitandolo ad altre apparecchiature. La principale modifica meccanica riguarda l’eliminazione della possibilità di ispezionare la camera di misura. L’alloggiamento della pietra porosa è stato realizzato nello stesso corpo metallico in cui è stata ricavata la membrana sensibile; in questo modo è stato possibile eliminare l’O-ring di tenuta che nel primo prototipo dava luogo a fenomeni di isteresi meccanica che influenzavano le misure.

II.5.3.4 Procedure sperimentali

Oltre alle modifiche meccaniche ed elettriche sono stati modificati anche il sistema di saturazione e la procedura di condizionamento. In particolare è stato realizzato un dispositivo di saturazione (figura II.36.a) di dimensioni molto più ridotte che garantendo le stesse funzionalità del precedente consente però di raggiungere valori di pressione decisamente più elevati in fase di condizionamento (circa 2MPa). Questo dispositivo è inoltre di semplice ed economica realizzazione.

Le modifiche apportate alla procedura di saturazione, rispetto alla procedura precedentemente descritta, riguardano invece più punti ed in particolare:

- si è eliminata la fase di riscaldamento inizialmente prevista (figura II.36.b); purtroppo l'innalzamento della temperatura sembrerebbe produrre delle deformazioni irreversibili della resina impiegata per l'incollaggio dello strain-gauge sulla membrana deformabile;
- la pressurizzazione per saturare la pietra porosa e la camera di misura è stata condotta applicando una pressione positiva di circa 1300 kPa all'acqua nella camera di misura dello strumento ed una pressione di circa 800kPa all'aria presente alle spalle della membrana; in tal modo durante la fase di pressurizzazione della durata di 72 ore la membrana è sollecitata da una differenza di pressione tra la camera anteriore e la camera posteriore di circa 500 kPa e pertanto le sue deformazioni si mantengono in campo elastico;
- si sono ripetuti cicli di pressurizzazione allo scopo di inflettere la membrana in entrambi i versi in modo tale da minimizzare l'eventuale isteresi nella risposta della membrana.

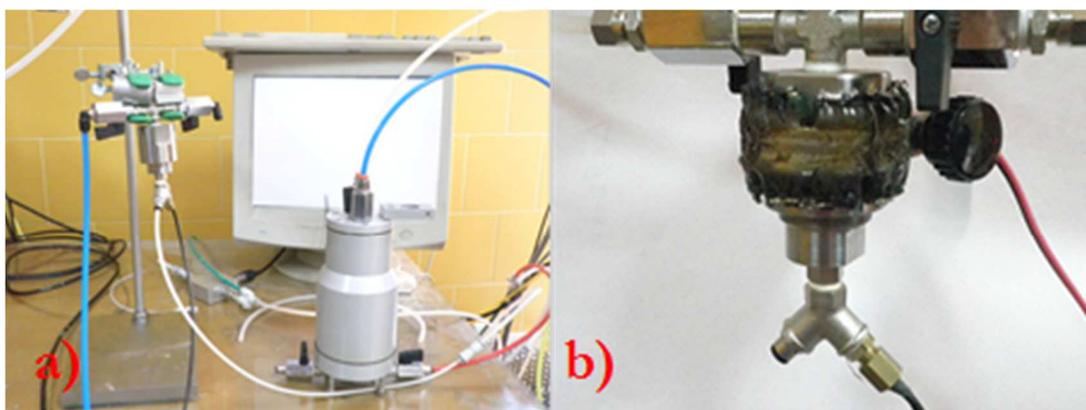


Figura II.36: a) Nuovo sistema di saturazione; b) Sistema di riscaldamento circolare.

Completata la saturazione dello strumento ed effettuata la sua taratura (sulla quale non ci si sofferma in questa sede), il tensiometro risulta pronto per il suo utilizzo.

CAPITOLO III

MATERIALI OGGETTO DI SPERIMENTAZIONE E MODALITA' DI PREPARAZIONE DEI PROVINI

III.1 INTRODUZIONE

In questo capitolo si richiamano alcuni studi di letteratura riguardanti gli effetti della procedura di compattamento sul comportamento idraulico e meccanico dei terreni, per poi passare all'inquadramento delle principali proprietà dei materiali oggetto del presente lavoro, indicandone la classifica geotecnica, le modalità di preparazione, sia per campioni indisturbati prelevati da un argine sperimentale che per campioni compattati in laboratorio.

III.2 EFFETTI DELLA PROCEDURA DI COSTIPAMENTO SUL COMPORTAMENTO DEI TERRENI

Il comportamento dei terreni addensati è fortemente condizionato dalle cosiddette variabili di compattamento (energia, contenuto d'acqua, tecnica). La procedura di preparazione non solo determina lo stato iniziale del materiale (in termini di densità, grado di saturazione, suzione, ecc.) ma ne influenza sensibilmente la tessitura. Facendo un parallelo con i terreni naturali, si può affermare che le variabili di compattamento condizionano la tessitura di un materiale costipato (assieme alle proprietà fisiche e mineralogiche delle particelle) così come le condizioni ambientali determinano la tessitura di un terreno naturale (Vinale et al., 1999).

Le conseguenze della modalità di preparazione sullo stato iniziale vengono tipicamente rappresentate in termini di curva di costipamento (v. figura III.1), ossia di relazione tra peso secco per unità di volume totale γ_d e contenuto d'acqua gravimetrico w , ottenuta fissando la tecnica e l'energia per unità di volume. In genere, per terreni a granulometria medio-fine¹ si osserva che:

- a bassi contenuti d'acqua (sul lato dry della curva di compattamento) γ_d cresce all'aumentare di w , fino al raggiungimento delle condizioni di ottimo (w_{opt} , $\gamma_{d,opt}$); ciò viene tipicamente attribuito alla progressiva riduzione delle tensioni indotte dei menischi capillari che, tramite il loro effetto stabilizzante sullo scheletro solido (cfr. § I.4), si oppongono all'addensamento;

¹ Per i terreni a grana grossa non si osservano significative differenze di comportamento al variare del contenuto d'acqua di compattamento.

- a contenuti d'acqua elevati (sul lato wet della curva di compattamento) γ_d diminuisce all'aumentare di w , poiché una quantità sempre maggiore di energia di compattamento viene assorbita dai fluidi di porosità.
- un aumento dell'energia di compattamento dà luogo a pesi secchi per unità di volume più elevati e ad una riduzione del contenuto d'acqua gravimetrico ottimo.

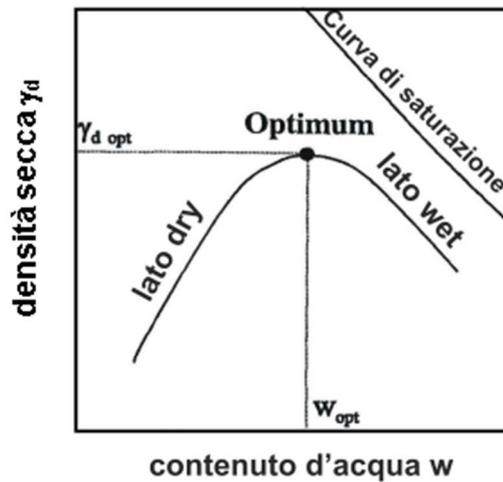


Figura III.1: Rappresentazione schematica della curva di compattamento.

Gli effetti della procedura di preparazione del materiale su densità, grado di saturazione e suzione sono esemplificate in figura III.2 (Barrera, 2002), dove si riportano tre curve di compattamento di un'argilla di bassa plasticità, ottenute addensando isotropamente il materiale in cella triassiale a tre valori differenti di $(p-u_a)$.

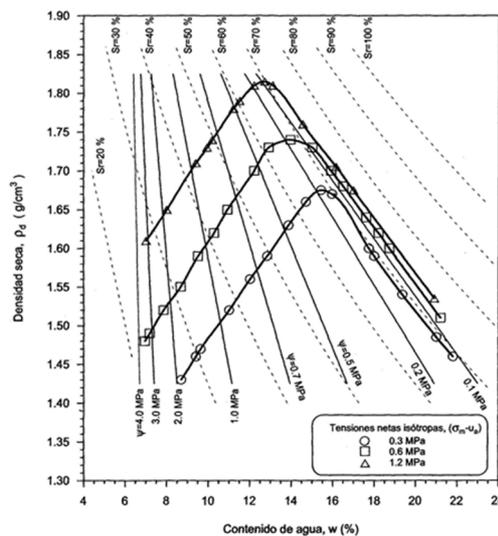


Figura III.2: Curve di compattamento ottenute mediante addensamento in cella triassiale di un'argilla di bassa plasticità (Barrera, 2002).

Le linee a grado di saturazione costante (tratteggiate in figura) sono univocamente determinate sulla base della relazione chiaramente determinate in modo univoco dal peso specifico delle particelle, essendo:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{\frac{w}{S_r} + \frac{1}{G_s}} \quad (\text{III.1})$$

Risulta evidente che a parità di energia di costipamento sul lato wet variazioni del contenuto d'acqua hanno un effetto modesto sul grado di saturazione.

Le linee a suzione totale Ψ costante sono ottenute tramite misure effettuate al termine del compattamento con uno psicrometro a transistor (Woodburn et al., 1993). Si osserva che a contenuti d'acqua ridotti tali linee tendono a diventare verticali, ossia che l'energia di addensamento non influenza significativamente la suzione totale pur se influisce su densità e grado di saturazione. Ciò si spiega considerando che la riduzione di porosità prodotta riguarda essenzialmente i macropori che in pratica non contengono più acqua, essendo questa presente essenzialmente a livello dei micropori, in forma debolmente o fortemente legata (Romero, 1999). Diversamente, sul lato wet, per contenuti d'acqua elevati, le linee a suzione costante tendono a diventare parallele alle curve di saturazione (Suriol et al., 2002). Come dimostrato da Yahia Aissa et al. (1999), con riferimento agli effetti di cicli di suzione sull'indice dei vuoti per un'argilla espansiva, un'elevata energia di compattamento può ridurre il volume dei macropori al punto da rendere poco significativo il loro contributo alla risposta meccanica.

Per quanto riguarda la tessitura, è opportuno ricordare che, nel caso dei terreni compattati, questa è funzione sia di fattori intrinseci, come forma e dimensione delle particelle, mineralogia, composizione chimica dell'acqua di porosità, legami di cementazione (e.g. Mitchell, 1976), sia di fattori estrinseci, quali appunto le variabili di costipamento. La microstruttura influenza significativamente le proprietà meccaniche ed idrauliche dei terreni, come ampiamente documentato da studi sugli effetti della modalità di formazione sul comportamento dei materiali sedimentati nonché, appunto, di quelli costipati in laboratorio.

Molto tempo prima che fossero disponibili tecniche di osservazione diretta, Lambe (1958a, b) propose un modello per le argille, basato sulla teoria del doppio strato, secondo il quale i materiali costipati sul lato dry posseggono una struttura flocculata, con aggregati di particelle disposti senza ordine preferenziale, mentre nei terreni addensati sul lato wet le particelle più fini danno luogo a una tessitura tendenzialmente omogenea e orientata.

I risultati di più recenti indagini sperimentali condotte utilizzando la microscopia elettronica e la porosimetria indicano che nei terreni a grana fina compattati, come nei terreni naturali, gli aggregati di particelle argillose rappresentano i componenti elementari da cui è formata la struttura (Diamond, 1970, 1971; Barden e Sides, 1971; Prapaharan et al. 1991; Delage et al.; 1996, Romero, 1999). In genere i terreni compattati sul lato dry presentano una distribuzione bi-modale della porosità ed una struttura con aggregati di varie dimensioni, mentre sul lato wet prevale una distribuzione uni-modale della porosità ed una struttura omogenea, composta essenzialmente da una matrice priva di aggregati di grandi dimensioni (v. figure III.3e III.4).

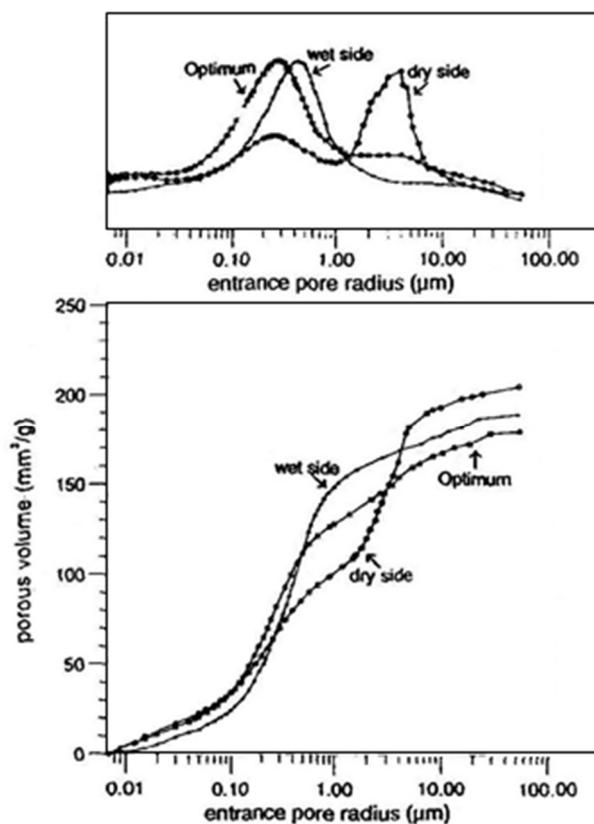


Figura III.3: Curve di distribuzione porosimetrica (Delage et al., 1996).

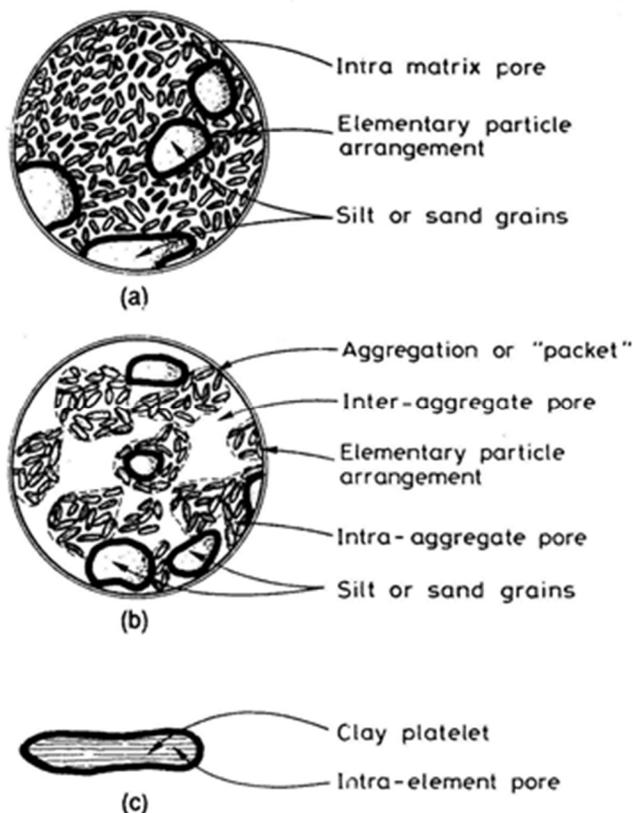


Figura III.4: Tipi di struttura: (a) dispersa, costituita da una matrice argillosa; (b) con aggregati di particelle argillose; (c) particella argillosa (Gens e Alonso, 1992).

Un considerevole numero di ricerche sperimentali sugli effetti delle variabili di compattamento riguarda la permeabilità satura. Le differenze di struttura possono giustificare variazioni di questo parametro anche di vari ordini di grandezza, come mostrato in figura III.5: nei terreni costipati sul lato dry il flusso idraulico trova minori resistenze poiché avviene attraverso i vuoti di dimensioni maggiori, situati tra gli aggregati di particelle (Lambe e Whitman, 1969; Elsbury et al., 1990). Un aumento d'energia di costipamento riduce la permeabilità poiché fa aumentare sia la densità sia il grado di orientamento delle particelle.

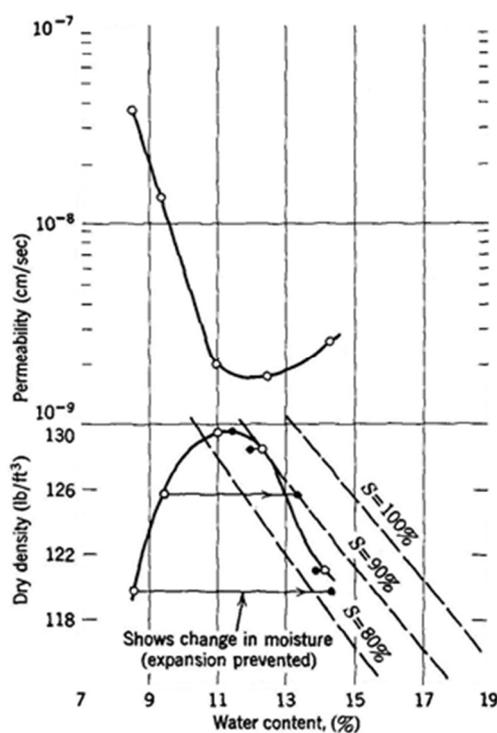


Figura III.5: Effetto del contenuto d'acqua di costipamento sulla permeabilità dell'argilla di Siburua (Lambe e Whitman, 1969).

Pur essendo ormai accertato che compattare lo stesso materiale con procedure differenti può indurre strutture diverse e quindi, in definitiva, dar luogo a due terreni diversi, il problema di quantificare gli effetti della struttura è ancora molto dibattuto.

Mendoza e Albierro (1993) eseguono prove triassiali su materiale addensato sul lato wet e dry della curva di costipamento alla stessa densità e successivamente saturato a volume costante. Tale strategia consente di riconoscere gli effetti della struttura, su compressibilità, rigidità e resistenza, sebbene esclusivamente su materiale saturo. Dalla sperimentazione realizzata risulta che in condizioni non drenate il materiale dry possiede una maggior rigidità ed una minor resistenza.

Gens et al. (1995) e Suriol et al. (1988) osservano che per isolare gli effetti della struttura da quelli della suzione e, più in genere, dello stato iniziale, è indispensabile utilizzare apparecchiature in grado di controllare le variabili tensionali significative per i terreni non saturi. Particolarmente degno di nota è l'esempio dello studio sperimentale del collasso strutturale. In numerosi lavori di letteratura, sulla base di prove di wetting eseguite tramite edometri senza controllo della suzione (e.g. Booth, 1975; 1977), si attribuisce alla struttura indotta dall'addensamento la maggior tendenza dei materiali dry a collassare. In realtà, tale

fenomeno potrebbe anche essere giustificato dalla maggior suzione indotta dal compattamento. Considerazioni analoghe valgono per numerosi studi poco recenti riguardanti la compressibilità (e.g. Lambe, 1958a-b) e la resistenza (e.g. Seed e Chan, 1959). Per mettere in luce la dipendenza del potenziale di collasso dal contenuto d'acqua, gli autori eseguono prove in edometro a suzione controllata su provini di argilla, addensati sul lato dry e sul lato wet e quindi portati agli stessi contenuto d'acqua, suzione e densità tramite una preventiva equalizzazione in piastra di Richards. I risultati confermano che le deformazioni di collasso maggiori si hanno per il materiale dry. Ciò si può spiegare considerando che la distribuzione bi-modale di porosità, con significativa presenza di vuoti di dimensione maggiore compresi tra gli aggregati, dà luogo ad un assetto particellare che risulta maggiormente instabile durante la saturazione, quando scompare l'effetto benefico dei menischi capillari. Dal punto di vista quantitativo, le differenze di comportamento tra materiali compattati a diverso contenuto d'acqua risultano più contenute di quanto si dedurrebbe da prove di wetting eseguite senza controllo della suzione, ossia a partire dal valore di post-compattamento.

Vanapalli et al. (1996) presentano uno studio combinato della curva di ritenzione idrica e della resistenza di materiali compattati a vari contenuti d'acqua. L'angolo d'attrito ϕ' del materiale risulta indipendente dalla modalità di addensamento, mentre l'angolo ϕ_b , ossia il modo di variare della resistenza con la suzione appare significativamente influenzato dal contenuto d'acqua di compattamento. Quest'ultima osservazione può essere giustificata, secondo gli autori, dagli effetti riscontrati sulle curve di ritenzione idrica: al crescere del contenuto d'acqua di addensamento si osserva un aumento sia del valore d'ingresso d'aria (i.e. una minor tendenza alla de-saturazione) sia dell'angolo ϕ_b (che rimane uguale all'angolo ϕ' in un più esteso intervallo di suzione), come mostrato in figura III.6.

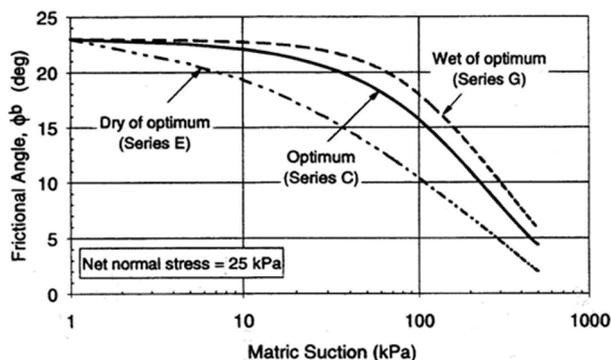


Figura III.6: Effetto del contenuto d'acqua di costipamento sull'angolo d'attrito ϕ_b (Vanapalli et al., 1996).

Wheeler e Sivakumar (2000) sottolineano l'importanza di utilizzare un modello di riferimento (per terreni non saturi) per inquadrare le differenze di comportamento che si osservano a causa della modifica delle variabili di costipamento. Difatti, ciò permette di distinguere quali degli effetti indotti dal costipamento siano giustificabili semplicemente dalla variazione dello stato iniziale del terreno e quali invece richiedano costanti del modello differenti. Nel secondo caso, terreni con le stesse proprietà fisiche e mineralogiche delle particelle, addensati in modo diverso, appaiono a tutti gli effetti materiali distinti. Sulla base di risultati di prove triassiali a suzione controllata eseguite su caolino, interpretati in base al modello di Wheeler e Sivakumar (1995), gli autori concludono che gli effetti del contenuto d'acqua sono giustificabili solo in base a differenze di struttura. L'energia di compattamento influenza essenzialmente lo stato iniziale. Infine, la tecnica di addensamento (statica o dinamica) non sembra avere significativi effetti sul comportamento del materiale.

III.3 CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI OGGETTO DI SPERIMENTAZIONE

III.3.1 Granulometria

Il materiale testato nell'ambito di questo lavoro sperimentale è un limo argilloso debolmente sabbioso, prelevato da un rilevato sperimentale (vedi Fig. III.7) sito in località Viadana (MN), costruito nella zona di golena del fiume Po, in adiacenza all'argine preesistente.

Tale rilevato è stato realizzato nel 2000 nell'ambito di una convenzione per lo studio delle condizioni di stabilità degli argini fluviali stipulata tra il Magistrato per il Po e varie Università italiane², ed assieme all'argine fluviale preesistente costituisce una vasca per prove di tenuta in scala reale.

² Università degli Studi di Brescia, Università degli Studi di Napoli Federico II, Università degli Studi di Parma, Università degli Studi di Roma La Sapienza.

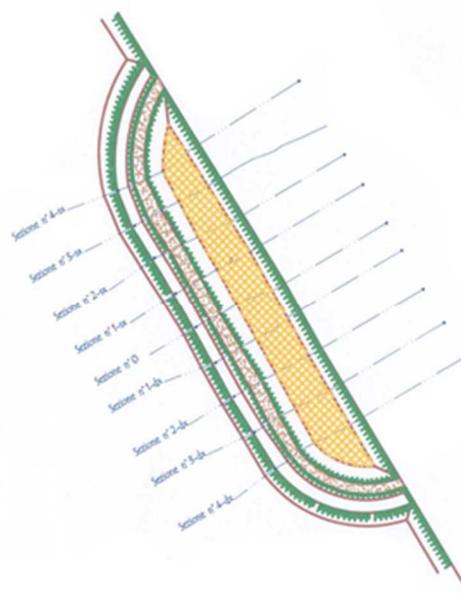


Figura III.7: Argine sperimentale sul fiume Po.

Nell'ambito del presente lavoro è stato effettuato un primo set di prove su campioni indisturbati prelevati dall'argine sperimentale ed un secondo set su provini compattati in laboratorio all'ottimo Proctor Standard (ASTM D691-91). Nella figura III.8 si riportano i risultati delle analisi granulometriche relative ai campioni indisturbati ed al materiale sottoposto a costipamento. Dal punto di vista della granulometria si riscontra un'accettabile omogeneità del materiale oggetto di sperimentazione. Il terreno ha una frazione argillosa di circa il 27% ed una sabbiosa di circa il 4%.

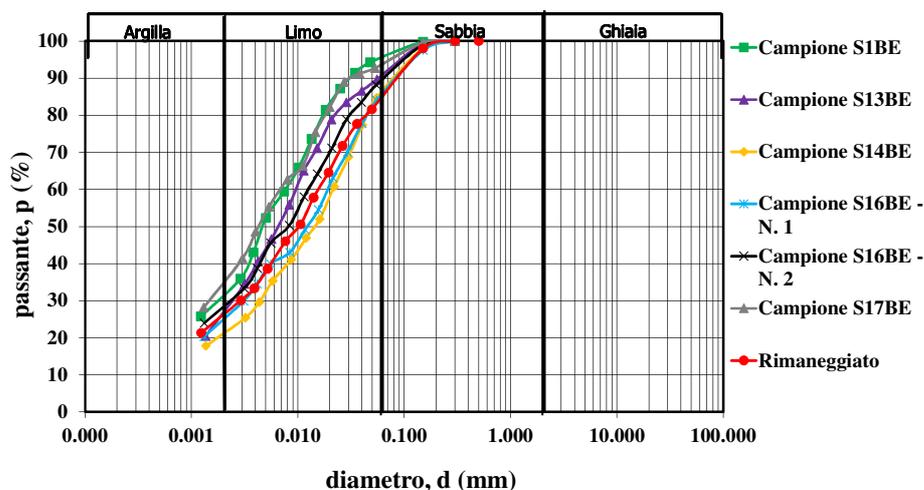


Figura III.8: Curve granulometriche del limo argilloso del Po.

III.3.2 Plasticità

Il limo del Po ha contenuto d'acqua liquido w_L compreso tra 42.3% e 55.5%, contenuto d'acqua plastico w_P compreso tra 24.5% e 29.6% e un indice di plasticità I_P compreso tra 19.6% e di 25.9%³, come mostrato in Tabella III.1 ed in Figura III.9.

Dal punto di vista della plasticità si riscontra un'accettabile omogeneità del materiale oggetto di sperimentazione.

Campione	Profondità	G_S	w_L (%)	I_P (%)	UNI 10006
S1BE	1.70 m	2.759	55.5	25.9	A7-5
S13BE	1.40 m	2.758	47.8	20.8	A7-5
S14BE	1.40 m	2.751	42.3	17.8	A7-5
S16BE N.1	1.40 m	2.740	40.7	15.9	A7-5
S16BE N.2	1.40 m	2.693	44.6	19.6	A7-5
S17BE	1.40 m	2.728	50.5	24.0	A7-5
Rimaneggiato	0.80 m	2.752	46.2	20.4	A7-5

Tabella III.1: Caratteristiche di plasticità dei materiali oggetto di prova.

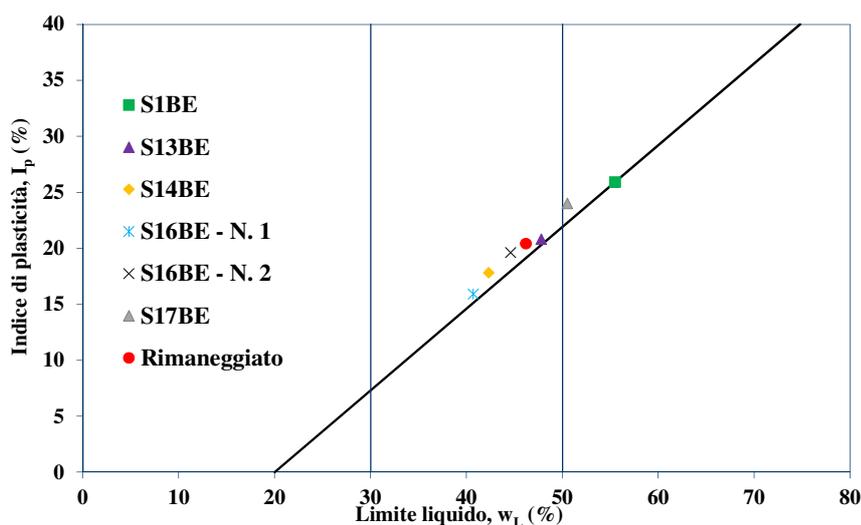


Figura III.9: Caratteristiche di plasticità dei materiali oggetto di prova.

III.4 MODALITÀ DI PREPARAZIONE DEI PROVINI

III.4.1 Provini da campioni di terreno costipato in sito

Come detto, un primo set di prove è stato effettuato su campioni indisturbati prelevati dall'argine sperimentale, compattato mediante rulli compattatori (vedi figura III.10).

³ I valori sono stati ottenuti secondo le normative ASTM D4318-84 e CNR UNI 10014 (1964) sulla frazione passante allo staccio 0.4 mm, che in questo caso è praticamente la totalità del materiale.



Figura III.10: Rullo compattatore liscio.

L'estrazione dei campioni indisturbati è avvenuta mediante campionatori Shelby (vedi figura III.11).

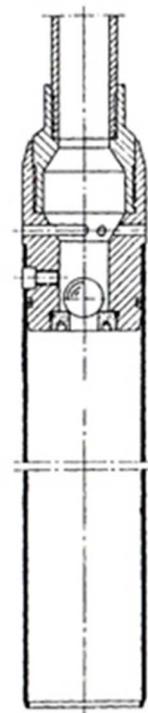


Figura III.11: Campionatore a tubo aperto a parete sottile con valvola a sfera (Shelby).



Figura III.12: Campione indisturbato e terreno rimaneggiato, prelevati in sito.

I carotaggi sono stati effettuati ad una profondità compresa tra i 100 e i 170 cm e ad una distanza l'uno dall'altro tale da non arrecare disturbi reciproci ai campioni.

I campioni indisturbati sono stati posti in una camera umida, per evitare modifiche al contenuto d'acqua. Successivamente ciascun campione è stato aperto per campionare i provini da sottoporre a prova tramite fustelle metalliche. I provini sono stati conservati in camera umida, protetti da cellophane e paraffina, in modo da preservare il contenuto d'acqua fino al montaggio in cella.

III.4.2 Provini da campioni di terreno costipato in laboratorio secondo procedura Proctor Standard.

Il secondo set prove è stato effettuato su provini di materiale raccolto in prossimità dei carotaggi e poi conservato in sacchi sigillati e stoccato in deposito (vedi figura III.12). Il terreno è stato poi essiccato in forno, disgregato tramite mola meccanica e successivamente inserito nuovamente in forno alla temperatura di 105 °C per almeno 24, ore in modo da essiccarsi (vedi figura III.13).



Figura III.13: Materiale essiccato in forno a 105°C.

Il materiale è stato successivamente mescolato con acqua al contenuto d'acqua desiderato e conservato per 24 ore in un contenitore stagno ed in condizioni di umidità e temperatura controllata; successivamente è stato compattato dinamicamente in laboratorio.

La tecnica di addensamento utilizzata è la procedura Proctor Standard (ASTM D691-91). Il materiale è stato compattato in 3 strati tramite 25 colpi di un maglio di peso 24.4 N fatto cadere da un'altezza di 30.5 cm, trasferendo al blocco Proctor un'energia per unità di volume di 600 kN·m/m³ (vedi figura III.14).



Figura III.14: Macchina Proctor per il compattamento dinamico del terreno.

La curva di costipamento (v. figura III.15) evidenzia un contenuto d'acqua ottimo $w_{opt}=20.9$ %, a cui corrisponde un peso secco per unità di volume ottimo $\gamma_{d,opt} = 1.65 \text{ g/cm}^3$.

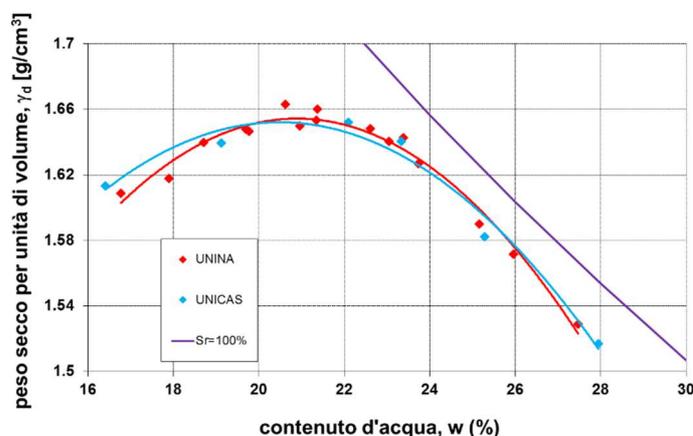


Figura III.15: Curva di compattamento Proctor Standard (ASTM D691-91).

Il materiale sottoposto a prove è stato compattato al contenuto d'acqua ottimo.

I provini sono stati ricavati dai blocchi Proctor tramite fustelle metalliche e, come per i campioni indisturbati, conservati in camera umida dopo averli protetti da cellophane e paraffina, in modo da preservare il contenuto d'acqua fino al montaggio in cella.

III.4.3 Provini da campioni di terreno costipato in laboratorio secondo procedura Harvard.

Nell'ottica del confronto di risultati sperimentali ottenuti da prove su materiale compattato secondo differenti tecniche di costipamento, l'ultima parte dell'attività di ricerca ha riguardato misure di suzione tramite tensiometro ad alta capacità sia su provini costipati Proctor sia su provini costipati Harvard agli stessi contenuti d'acqua (wet, dry e ottimo).

La curva di costipamento Harvard è stata calibrata su quella Proctor facendo in modo di riprodurre lo stesso valore di peso secco per unità di volume all'ottimo Proctor a parità di contenuto d'acqua. Il numero di colpi del pistone Harvard necessario al suddetto scopo è risultato essere 35.

Come ben noto, la procedura di costipamento Harvard è stata sviluppata presso l'omonima Università (Wilson,1950). Il costipamento è prodotto manualmente ed effettuato in 5 strati in un cilindro cavo da 7.16 cm di altezza e 3.30 cm di diametro. Il pistone ha un diametro di 1.27 cm (figura III.16).

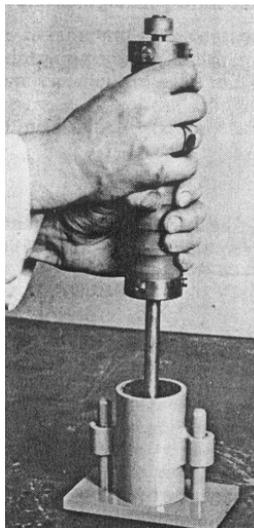


Figura III.16: Tecnica di costipamento Harvard (Wilson, 1950).

La pressione di costipamento è controllata da una molla tarata per la pressione di 1.405 MPa. Per ogni strato vengono effettuate un numero totale di 10 compressioni applicate in 15 secondi. Il costipamento è effettuato ponendo il pistone a contatto con la superficie del terreno e applicando una pressione con la mano finché la molla non oppone la resistenza dovuta alla sua compressione, quindi si rilascia e ci si sposta in altra posizione. I primi quattro colpi devono essere applicati in quadranti opposti e a contatto con il contorno del cilindro cavo; il quinto colpo deve essere applicato al centro (figura III.17). I successivi quattro colpi saranno applicati nello stesso modo ma sfalsati rispetto ai precedenti quattro, infine l'ultimo colpo va applicato al centro.

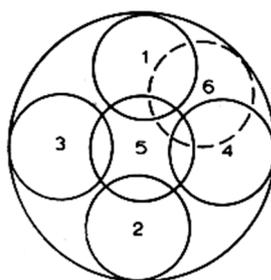


Figura III.17: Sequenza di applicazione dei carichi con il costipatore Harvard (Wilson, 1950).

I provini ricavati mediante costipamento Harvard, come quelli indisturbati di sito e quelli ottenuti con costipamento Proctor, sono stati conservati in camera umida dopo averli protetti da cellophane e paraffina, in modo da preservare il contenuto d'acqua fino alla misura di suzione.

CAPITOLO IV

RISULTATI SPERIMENTALI

IV.1 INTRODUZIONE

In questo capitolo vengono illustrati e confrontati i risultati di misure sperimentali a suzione controllata finalizzate all'analisi del comportamento idraulico e meccanico del limo argilloso del Po in condizioni di parziale saturazione.

Il materiale è stato costipato secondo 2 differenti tecniche di costipamento:

- 1) in laboratorio secondo procedura Proctor Standard all'ottimo;
- 2) in sito (per la realizzazione dell'argine sperimentale di Viadana) allo stesso contenuto d'acqua ottimo-Proctor, mediante rulli compattatori lisci. Si fa presente che i campioni, dai quali si sono ricavati i provini testati durante il presente lavoro di ricerca, sono stati prelevati in sito tramite campionatore Shelby dopo circa 2 anni dalla realizzazione dell'argine.

Per entrambi i materiali sono stati indagati la ritenzione idrica, attraverso prove in cella edometrica, e il comportamento meccanico nel campo delle medie e grandi deformazioni, attraverso prove triassiali.

Tale indagine ha integrato quanto già ottenuto nell'ambito di ricerche precedenti riguardanti lo stesso terreno (Vassallo, 2003). I risultati conseguiti hanno permesso di far luce sugli effetti della suzione e della tessitura indotta dal costipamento sul comportamento dei terreni (Mancuso et al., 2002).

In fine, in collaborazione con il Professore Giacomo Russo dell'Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale, sono state effettuate misure di suzione tramite tensiometro ad alta capacità su provini costipati in laboratorio sia secondo procedura Proctor Standard sia secondo procedura Harvard.

Segue una discussione qualitativa sui dati sperimentali ottenuti, essendo il successivo capitolo V incentrato sulla loro interpretazione e modellazione.

IV.2 PROGRAMMA SPERIMENTALE

Il programma sperimentale sul limo argilloso del Po ha previsto le prove indicate nel seguito.

IV.2.1 Prove di ritenzione idrica

Si tratta di 6 prove eseguite in Edometro Wissa a suzione controllata, di cui 3 su provini indisturbati, prelevati dall'argine sperimentale di Viadana e 3 costipati in laboratorio secondo la procedura Proctor Standard. Il programma di prove di ritenzione idrica e i valori iniziali del contenuto d'acqua (w), del volume specifico d'acqua (v_w), del volume specifico (v), del grado di saturazione (S_r) e del peso secco per unità di volume (γ_d) dei provini sono sintetizzati in tabella IV.1. La lettera iniziale del nome del provino "S" o "L" indica provini costipati in sito o in laboratorio mentre i numeri "50", "100", "200" o "500" alla fine del nome del provino indicano la tensione verticale netta (in kPa) alla quale la prova di ritenzione idrica è stata effettuata.

Codice prova	w (%)	v_w	v	S_r (%)	γ_d (g/cm ³)
S-E1tvn50	31.27	1.8614	1.9222	93.41	1.4332
S-E3tvn100	30.51	1.8405	1.9093	92.43	1.4428
S-E4tvn200	27.99	1.7710	1.8752	88.09	1.4691
L-E7tvn50	20.34	1.5603	1.6341	88.36	1.6859
L-E8tvn200	20.32	1.5597	1.6518	85.87	1.6678
L-E9tvn500	19.75	1.5442	1.6259	86.94	1.6943

Tabella IV.1: Programma sperimentale - prove di ritenzione idrica.

IV.2.2 Prove in cella triassiale a suzione controllata

Si tratta di un complesso di 40 prove, di cui 19 su provini indisturbati prelevati dall'argine sperimentale e 21 costipati in laboratorio, aventi lo scopo di studiare gli effetti dello stato di parziale saturazione sulla compressibilità e sulla resistenza del materiale. Per i provini indisturbati sono state eseguite 12 prove di compressione isotropa, di cui 4 caratterizzate da una fase di scarico e ricarico¹, $\delta q/\delta(p-u_a)$ 3:1, tutte eseguite a suzione costante.

Per i provini costipati in laboratorio sono state eseguite 16 prove di compressione isotropa, di cui 6 caratterizzate da una fase di scarico e ricarico e 17 prove di taglio con percorso di carico 3:1, ancora una volta tutte eseguite a suzione costante.

Sia per i provini costipati in sito sia per i provini costipati in laboratorio i livelli di suzione indagati sono stati 10, 100, 200 e 400 kPa.

¹ Solo di scarico, per la prova a suzione 400 kPa denominata S-TXS6,20s400c350/100_4tg_0.2.

Il programma di prove in cella triassiale e i valori iniziali del volume specifico d'acqua (v_w), del volume specifico (v), del grado di saturazione (S_r) e del peso secco per unità di volume (γ_d) dei provini sono sintetizzati in tabella IV.2.

Per indicare le prove in cella triassiale si è adottata la seguente simbologia:

- 1) lettera iniziale “S” o “L” per indicare provini costipati in sito o in laboratorio;
- 2) lettere “TXS” o “TXD” seguite da un numero per identificare la prova;
- 3) segno “,” seguito da un numero per indicare il valore della tensione media netta di inizio prova;
- 4) lettera “s” seguita da un numero per indicare il valore della suzione imposto durante la fase di equalizzazione;
- 5) eventuale lettera “d” (o “w”) seguita da un numero per indicare il valore finale della suzione raggiunto nella eventuale fase di drying (o wetting);
- 6) eventuale segno “_” seguito da un numero per indicare la variazione imposta della suzione rispetto al tempo in kPa/h durante l'eventuale fase di drying (o wetting);
- 7) lettera c seguita da un numero (o eventualmente seguita da più numeri intervallati dai segni “/”) per indicare il valore della tensione media netta finale raggiunto nella fase di compressione isotropa (o per indicare i valori di tensione media netta finali raggiunti nelle eventuali fasi di carico-scarico-ricarico);
- 8) segno “_” seguito da un numero per indicare la variazione imposta della tensione media netta rispetto al tempo in kPa/h durante la fase di compressione isotropa;
- 9) eventualmente lettere “tg” per indicare che è stata effettuata una fase finale di taglio;
- 10) eventualmente il segno “_” seguito da un numero per indicare la variazione imposta dell'altezza del provino rispetto al tempo in mm/h durante l'eventuale fase di taglio.

In alcuni casi, per brevità, le prove saranno indicate semplicemente con le sigle L-TX o S-TX seguite dalla lettera S o D, identificativo della cella triassiale adoperata, e dal numero d'ordine della prova. In questi casi si potrà fare riferimento alla tabella V.2 per maggiori dettagli.

Codice Prova	s (kPa)	$p_c - u_a$ (kPa)	taglio	v_w	v	S_r (%)	γ_d (g/cm ³)
S-TXD2,20s10c740_16tg_0.4	10	20>>740	X	1.7961	1.8579	92.80	1.4828
S-TXS4,20s10c740_4tg_0.2	10	20>>740	X	1.7650	1.8473	90.29	1.4913
S-TXS17,20s10tg_0.2	10	20	X	1.6484	1.7175	90.38	1.6040
S-TXD6,20s10d400_4w67_4	10>>400>>67	20		1.7741	1.7918	97.77	1.5375
S-TXD1,20s100c650_16	100	20>>650		1.7551	1.8419	89.69	1.4957
S-TXD3,20s100c650/20/650_16tg_0.4	100	20>>650>>20>>650	X	1.7422	1.8231	90.17	1.5110
S-TXD5,20s100c650_4tg_0.2	100	20>>650	X	1.7898	1.8792	89.84	1.4660
S-TXS16,20s100tg_0.2	100	20	X	1.5787	1.7075	81.79	1.6134
S-TXS21,15s100tg_0.2	100	15	X	1.7174	1.7688	93.31	1.5574
S-TXS1,20s200c550/150/550_16	200	20>>550>>150>>550		1.8172	1.8613	94.88	1.4800
S-TXS3,20s200c550/20/550_16tg_0.4	200	20>>550>>20>>550	X	1.7165	1.7998	89.58	1.5306
S-TXS5,20s200c550_4tg_0.2	200	20>>550	X	1.6378	1.6566	97.14	1.6629
S-TXS15,20s10d400_4w200_4c550_4	10>>400>>200	20>>550		1.7681	1.8021	95.76	1.5287
S-TXD17,20s200tg_0.2	200	20	X	1.5647	1.6499	86.88	1.6697
S-TXS20,15s200tg_0.2	200	15	X	1.5415	1.5911	91.61	1.7313
S-TXS2,20s400c350_16tg_0.4	400	20>>350	X	1.7991	1.8590	93.03	1.4819
S-TXD4,20s400c350_4tg_0.2	400	20>>350	X	1.7288	1.8304	87.77	1.5050
S-TXS6,20s400c350/100_4tg_0.2	400	20>>350>>100	X	1.5851	1.6561	89.19	1.6635
S-TXD19,20s400tg_0.2	400	20	X	1.7336	1.7618	96.30	1.5636
L-TXD7,20s10c740_4tg_0.2	10	20>>740	X	1.5692	1.6577	86.55	1.6618
L-TXS9,20s10c250/20/350_4	10	20>>250>>20>>350		1.5571	1.6517	85.49	1.6679
L-TXD11,20s10c150/20/200_4tg_0.2	10	20>>150>>20>>200	X	1.5616	1.6503	86.37	1.6693
L-TXS13,20s10d400_4w10_4c740_4	10>>400>>10	20>>740		1.5627	1.6295	89.39	1.6906
L-TXS18,20s10tg_0.2	10	20	X	1.5751	1.6373	90.23	1.6825
L-TXS7,20s100c650_4tg_0.2	100	20>>650	X	1.5678	1.6511	87.20	1.6685
L-TXD9,20s100c250/20/350_4	100	20>>250>>20>>350		1.5587	1.6426	86.95	1.6771
L-TXS11,20s100c150/20/200_4tg_0.2	100	20>>150>>20>>200	X	1.5720	1.6469	88.43	1.6728
L-TXS12,20s10d400_4w100_4c650_4tg_0.2	10>>400>>100	20>>650	X	1.5544	1.6327	87.64	1.6873
L-TXS14,20s100d400_4w100_4c650_4tg_0.2	100>>400>>100	20>>650	X	1.5605	1.6448	86.92	1.6749
L-TXD16,20s10d100_4c650_4tg_0.2	10>>100	20>>650	X	1.5705	1.6454	88.39	1.6742
L-TXS19,15s100tg_0.2	100	15	X	1.5606	1.6482	86.48	1.6714
L-TXD8,20s200c550_4tg_0.2	200	20>>550	X	1.5629	1.6342	88.75	1.6857
L-TXD10,20s200c150/20/200_4tg_0.2	200	20>>150>>20>>200	X	1.5663	1.6536	86.65	1.6659
L-TXD12,20s10d400_4w200_4c550_4tg_0.2	10>>400>>200	20>>550	X	1.5713	1.6440	88.72	1.6757
L-TXD14,20s200d400_60w200_60	200>>400>>200	20		1.5590	1.6290	88.87	1.6911
L-TXD18,20s200tg_0.2	200	20	X	1.5563	1.6353	87.56	1.6846
L-TXS8,20s400c350_4tg_0.2	400	20>>350	X	1.5681	1.6452	88.05	1.6744
L-TXS10,20s400c150/20/200_4tg_0.2	400	20>>150>>20>>200	X	1.5587	1.6463	86.45	1.6734
L-TXD13,20s10d84_4s400c350_4tg_0.2	10>>84>>400	20>>350	X	1.5576	1.6265	89.01	1.6937
L-TXD20,20s400tg_0.2	400	20	X	1.5499	1.6388	86.08	1.6809

Tabella IV.2: Programma sperimentale - prove in cella triassiale.

IV.2.3 Misure di suzione tramite tensiometro ad alta capacità

Si tratta di un totale di 6 prove, di cui 3 su provini costipati in laboratorio secondo procedura Proctor Standard e 3 su provini costipati in laboratorio secondo procedura Harvard.

Il programma di prove di misura di suzione e i valori del contenuto d'acqua gravimetrico (w) e del peso secco per unità di volume (γ_d) dei provini sono sintetizzati in tabella IV.3.

Codice Prova	w (%)	γ_d (g/cm ³)
Proctor_ottimo	20.7311	1.6643
Proctor_wet	23.9612	1.6323
Proctor_dry	17.1257	1.6412
Harvard_ottimo	20.7500	1.6461
Harvard_wet	23.9800	1.6210
Harvard_dry	17.2200	1.5748

Tabella IV.3: Programma sperimentale - prove di misura di suzione.

IV.3 PROVE DI RITENZIONE IDRICA

La figura IV.1 mostra le due curve Proctor Standard prodotte dall'Università degli Studi di Napoli "Federico II" e dall'Università degli studi di Cassino e del Lazio Meridionale insieme ai punti rappresentativi delle condizioni iniziali dei provini sottoposti a prove di ritenzione idrica in cella edometrica.

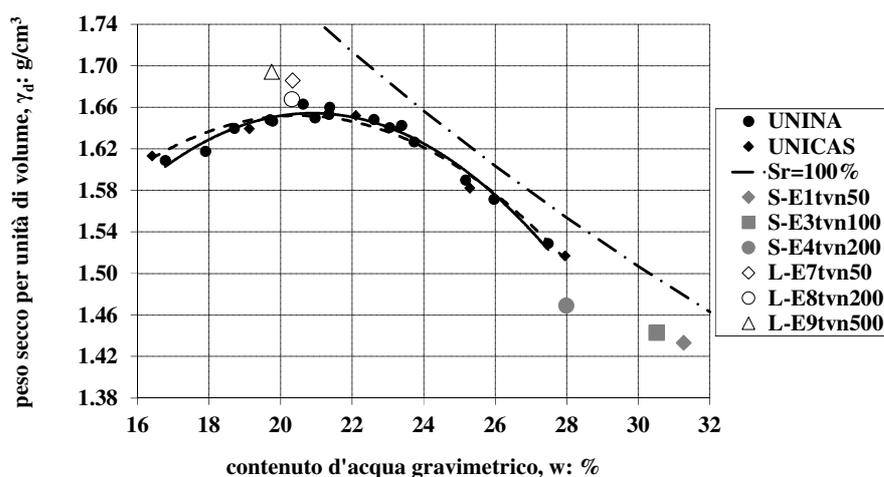


Figura IV.1: Curve Proctor Standard e condizioni iniziali dei provini in cella edometrica.

Prima di imporre qualsiasi percorso di ritenzione idrica, ciascun provino è stato caricato fino ad un certo valore di tensione verticale netta ($\sigma_v - u_a$) al fine di investigare sull'influenza della tensione applicata, e quindi della deformazione, sul comportamento di ritenzione. Ciascuna prova percorre un ciclo di imbibizione-essiccamento-imbibizione con passi di suzione imposti in modo incrementale, variando la pressione dell'aria e mantenendo costante la pressione dell'acqua (pari a 50 kPa) al contorno del provino. Il massimo valore di suzione applicato è

variabile a seconda della prova: esso dipende dal valore d'ingresso d'aria della pietra porosa collocata tra la base del provino e il circuito di drenaggio (500 kPa per la pietra porosa adoperata per i provini indisturbati e 1500 kPa per la pietra porosa adoperata per i provini costipati in laboratorio) e dal massimo valore di pressione d'aria (850 kPa) reso possibile dal sistema di alimentazione asservito al laboratorio. Il massimo valore di suzione applicato è stato quindi di 400 kPa per i provini prelevati in sito, 500 kPa (L-E7tvn50) e 850 kPa (L-E8tvn200 e L-E9tvn500) per i provini costipati in laboratorio.

Tutte le prove sono terminate con una fase di imbibizione dal livello massimo di suzione a 100 kPa per S-E1tvn50 e a 5 kPa per tutte le altre prove.

Ciascuna prova è stata caratterizzata da una preliminare fase di misura di suzione, eseguita con tecnica della traslazione degli assi (i.e., imponendo un incremento della pressione dell'aria a drenaggio impedito e monitorando l'andamento nel tempo della pressione dell'acqua fino ad osservare la stabilizzazione dopo circa 50 minuti; la misura della suzione è stata ottenuta sottraendo dal valore della pressione dell'aria dei pori imposta al contorno il valore della pressione dell'acqua a stabilizzazione avvenuta).

Nelle tabelle IV.5.a,b,c,d,e,f sono riportati per ciascuna prova i dati relativi alla misura di suzione e ai valori di fine equalizzazione per ogni passo di suzione imposto in termini di suzione s (kPa), grado di saturazione S_r (%), contenuto d'acqua gravimetrico w (%), indice dei vuoti e , contenuto d'acqua volumetrico Θ_w (%) e tensione verticale netta $\sigma_{v,n}$ (kPa).

S-E1tvn50	s (kPa)	S_r (%)	w (%)	e	Θ_w (%)	$\sigma_{v,n}$ (kPa)
MISURA SUZIONE	80	93.36	31.25	0.9222	44.79	12
1° step	50	96.39	31.35	0.8959	45.55	50
2° step	20	97.32	31.65	0.8959	45.99	50
3° step	10	98.33	32.06	0.8983	46.53	50
4° step	20	98.24	32.03	0.8983	46.49	50
5° step	50	97.23	31.62	0.8959	45.95	50
6° step	100	95.87	30.97	0.8898	45.14	50
7° step	200	92.48	29.48	0.8782	43.24	50
8° step	400	81.61	25.81	0.8712	38.00	50
9° step	200	83.11	26.35	0.8736	38.75	50
10° step	100	85.85	27.37	0.8782	40.14	50

Tabella IV.5.a: Prova S-E1tvn50: misura di suzione e valori di fine equalizzazione.

S-E3tvn100	s (kPa)	S_r (%)	w (%)	e	Θ_w (%)	$\sigma_{v,n}$ (kPa)
MISURA SUZIONE	45.7	97.08	30.49	0.8651	45.03	100
1° step	20	97.92	30.72	0.8644	45.40	100
2° step	10	98.46	30.89	0.8644	45.65	100
3° step	5	98.95	31.05	0.8644	45.88	100
4° step	10	98.84	31.01	0.8644	45.82	100
5° step	20	98.58	30.88	0.8628	45.66	100
6° step	50	97.41	30.35	0.8582	44.99	100
7° step	100	96.15	29.63	0.8490	44.15	100
8° step	200	93.40	28.34	0.8360	42.53	100
9° step	400	85.22	25.41	0.8214	38.43	100
10° step	200	86.18	25.82	0.8253	38.97	100
11° step	100	88.05	26.47	0.8283	39.89	100
12° step	50	90.56	27.28	0.8299	41.07	100
13° step	20	92.97	28.01	0.8299	42.16	100
14° step	10	94.19	28.40	0.8306	42.74	100
15° step	5	96.14	28.99	0.8306	43.62	100

Tabella IV.5.b: Prova S-E3tvn100: misura di suzione e valori di fine equalizzazione.

S-E4tvn200	s (kPa)	S_r (%)	w (%)	e	Θ_w (%)	$\sigma_{v,n}$ (kPa)
MISURA SUZIONE	32.9	98.26	27.97	0.7841	43.18	200
1° step	20	99.01	28.04	0.7803	43.39	200
2° step	10	99.39	28.13	0.7796	43.54	200
3° step	5	99.93	28.28	0.7796	43.78	200
4° step	10	99.84	28.23	0.7788	43.71	200
5° step	20	99.13	28.00	0.7781	43.38	200
6° step	50	97.49	27.43	0.7751	42.57	200
7° step	100	96.03	26.96	0.7736	41.88	200
8° step	200	92.85	25.74	0.7638	40.21	200
9° step	300	89.94	24.69	0.7562	38.73	200
10° step	400	87.85	23.90	0.7495	37.64	200
11° step	300	88.01	23.99	0.7510	37.75	200
12° step	200	88.57	24.22	0.7532	38.05	200
13° step	100	90.67	24.86	0.7555	39.02	200
14° step	50	93.71	25.72	0.7562	40.35	200
15° step	20	96.29	26.46	0.7570	41.49	200
16° step	10	97.68	26.84	0.7570	42.09	200
17° step	5	97.70	26.85	0.7570	42.09	200

Tabella IV.5.c: Prova S-E4tvn200: misura di suzione e valori di fine equalizzazione.

L-E7tvn50	s (kPa)	S _r (%)	w (%)	e	Θ _w (%)	σ _{v,n} (kPa)
MISURA SUZIONE	112.4	88.63	20.34	0.6321	34.33	30
1° step	50	90.44	20.62	0.6282	34.89	50
2° step	20	92.42	21.10	0.6289	35.68	50
3° step	10	93.69	21.41	0.6295	36.19	50
4° step	5	94.31	21.55	0.6295	36.44	50
5° step	10	94.24	21.54	0.6295	36.41	50
6° step	20	93.77	21.43	0.6295	36.23	50
7° step	50	91.52	20.87	0.6282	35.31	50
8° step	100	88.70	20.14	0.6256	34.13	50
9° step	200	86.30	19.45	0.6210	33.06	50
10° step	300	84.44	18.93	0.6177	32.24	50
11° step	400	82.70	18.45	0.6144	31.48	50
12° step	500	81.19	18.07	0.6131	30.86	50
13° step	400	81.35	18.12	0.6138	30.94	50
14° step	300	81.73	18.23	0.6144	31.10	50
15° step	200	82.34	18.40	0.6157	31.38	50
16° step	100	83.73	18.77	0.6177	31.97	50
17° step	50	84.92	19.10	0.6197	32.49	50
18° step - I	36.5	88.07	19.87	0.6216	33.76	50
18° step - II	5	93.26	21.09	0.6229	35.80	50

Tabella IV.5.d: Prova L-E7tvn50: misura di suzione e valori di fine equalizzazione.

L-E8tvn200	s (kPa)	S _r (%)	w (%)	e	Θ _w (%)	σ _{v,n} (kPa)
MISURA SUZIONE	72.4	92.47	20.31	0.6052	34.86	200
1° step	50	92.73	20.37	0.6052	34.96	200
2° step	20	94.41	20.74	0.6052	35.60	200
3° step	10	96.29	21.15	0.6052	36.30	200
4° step	5	97.46	21.41	0.6052	36.75	200
5° step	10	97.32	21.38	0.6052	36.69	200
6° step	20	97.10	21.33	0.6052	36.61	200
7° step	50	94.09	20.62	0.6039	35.43	200
8° step	100	91.81	20.08	0.6025	34.52	200
9° step	200	89.39	19.38	0.5972	33.43	200
10° step	300	87.33	18.74	0.5913	32.45	200
11° step	400	85.65	18.22	0.5859	31.64	200
12° step	600	80.65	16.98	0.5800	29.60	200
13° step	850	76.06	15.85	0.5740	27.74	200
14° step	600	76.58	16.01	0.5760	27.99	200
15° step	400	78.03	16.35	0.5773	28.56	200
16° step	300	78.82	16.52	0.5773	28.85	200
17° step	200	80.64	16.92	0.5780	29.54	200
18° step	100	84.65	17.78	0.5786	31.03	200
19° step	50	88.07	18.52	0.5793	32.31	200
20° step	20	91.54	19.25	0.5793	33.58	200
21° step	5	95.02	20.01	0.5800	34.88	200

Tabella IV.5.e: Prova L-E8tvn200: misura di suzione e valori di fine equalizzazione.

L-E9tvn500	s (kPa)	S_r (%)	w (%)	e	Θ_w (%)	$\sigma_{v,n}$ (kPa)
MISURA SUZIONE						
1° step	5	99.87	19.92	0.5495	35.42	500
2° step	10	99.87	19.90	0.5489	35.39	500
3° step	20	99.74	19.87	0.5489	35.35	500
4° step	50	99.77	19.83	0.5476	35.30	500
5° step	100	99.72	19.73	0.5450	35.18	500
6° step	200	96.93	19.04	0.5410	34.03	500
7° step	300	95.05	18.49	0.5358	33.16	500
8° step	400	93.60	18.03	0.5306	32.45	500
9° step	600	89.06	16.84	0.5208	30.50	500
10° step	850	79.42	14.75	0.5117	26.88	500
11° step	600	79.70	14.84	0.5130	27.02	500
12° step	400	80.84	15.09	0.5143	27.45	500
15° step	300	83.80	15.64	0.5143	28.46	500
16° step	200	85.22	15.91	0.5143	28.94	500
17° step	100	87.57	16.37	0.5149	29.76	500
18° step	50	89.71	16.79	0.5156	30.52	500
19° step	20	92.58	17.33	0.5156	31.49	500
20° step	10	94.22	17.66	0.5162	32.08	500
21° step	5	97.99	18.34	0.5156	33.34	500

Tabella IV.5.f: Prova L-E9tvn500: misura di suzione e valori di fine equalizzazione.

Le figure A.1.a,b, riportate in Appendice, mostrano il contenuto d'acqua gravimetrico in funzione della suzione rispettivamente per i provini costipati in sito e per i provini costipati in laboratorio.

I valori del contenuto d'acqua gravimetrico sono maggiori nel caso dei provini costipati in sito rispetto a quelli di laboratorio a causa delle differenti condizioni iniziali dei due set di provini (vedi figura IV.1). Le pendenze dei percorsi di essiccamento diminuiscono all'aumentare della tensione verticale netta in maniera più marcata nel caso di provini prelevati in sito. Durante le fasi di imbibizione la pendenza delle curve $w(s)$ sembra essere all'incirca costante al variare della tensione verticale netta sia nel caso dei provini costipati in sito sia nel caso dei provini costipati in laboratorio, con valori leggermente inferiori nei secondi.

Le figure A.2.a,b, riportate in Appendice, mostrano la variazione dell'indice dei vuoti al variare della suzione rispettivamente per i provini costipati in sito e in laboratorio.

I valori dell'indice dei vuoti sono maggiori nel caso dei provini costipati in sito rispetto a quelli di laboratorio a causa delle differenti condizioni iniziali (vedi figura IV.1). Deformazioni elastoplastiche avvengono durante i percorsi di essiccamento ma la loro intensità non è molto sensibile alla tensione verticale netta applicata. Risposte differenti sono comunque osservate per i provini costipati in sito rispetto a quelli costipati in laboratorio: i primi manifestano

deformazioni maggiori a parità di variazione di suzione. Non si osserva una dipendenza significativa della pendenza delle curve $e(s)$ di essiccamento al variare della tensione verticale netta, analogamente tale dipendenza non viene osservata per le curve $e(s)$ di imbibizione. Questo comportamento non sembra quindi dipendere dalla tecnica di costipamento poiché è osservato in tutti e due i gruppi di prove.

Le figure A.3.a,b, riportate in Appendice, mostrano la variazione del grado di saturazione al variare della suzione per le prove su provini costipati in sito e in laboratorio rispettivamente.

Per tutti e due i set di dati le curve $S_r(s)$ si dispongono su valori maggiori del grado di saturazione all'aumentare della tensione verticale netta, come atteso per effetto dell'aumento della differenza tra la quantità d'aria espulsa e la quantità d'acqua espulsa dai provini, al crescere di $\sigma_{v,n}$.

I valori del grado di saturazione di inizio prova sono maggiori nel caso di provini prelevati in sito poiché prima della prova essi presentano un contenuto d'acqua gravimetrico maggiore e un peso secco per unità di volume minore rispetto ai provini di laboratorio. Le pendenze delle curve di essiccamento $S_r(s)$ per i provini costipati in sito sono maggiori rispetto a quelle di laboratorio, in accordo col fatto che essi presentano un indice dei vuoti maggiore. Le suddette pendenze inoltre diminuiscono all'aumentare della tensione verticale netta nel caso di provini prelevati in sito, mentre sono quasi costanti nel caso di provini costipati in laboratorio. Si osservino a tal riguardo le figure A.4.a,b, riportate in Appendice, nelle quali sono riportate insieme alle curve di ritenzione idrica nel piano S_r-s le rette tangenti alle suddette curve in fase di essiccamento nell'intervallo di suzione 200-400 kPa.

Una significativa isteresi idraulica è osservata per tutti e due i set di prove, ma in maniera più marcata nel caso di provini prelevati in sito.

Le tre curve di essiccamento risultano però più ravvicinate tra loro nel caso dei provini costipati in sito rispetto a quelle dei provini costipati in laboratorio. Ciò è dovuto al fatto che i provini costipati in sito incominciano la loro fase di essiccamento da valori relativamente alti del grado di saturazione (sopra il 97.5%) e sono, presumibilmente, sulla curva di essiccamento principale sin da quando ha inizio il percorso di essiccamento stesso. Invece, i provini costipati in laboratorio cominciano la fase di essiccamento da valori leggermente più bassi del grado di saturazione e ciò significa che essi sono probabilmente su una curva di scansione durante la prima parte del loro percorso di essiccamento.

Un interessante aspetto emerge quando le tre curve di essiccamento sono diagrammate nel piano $\log(e_w) : \log(s)$, dove l'indice dei vuoti d'acqua $e_w = S_r * e$, vedi figure IV.2.a,b.

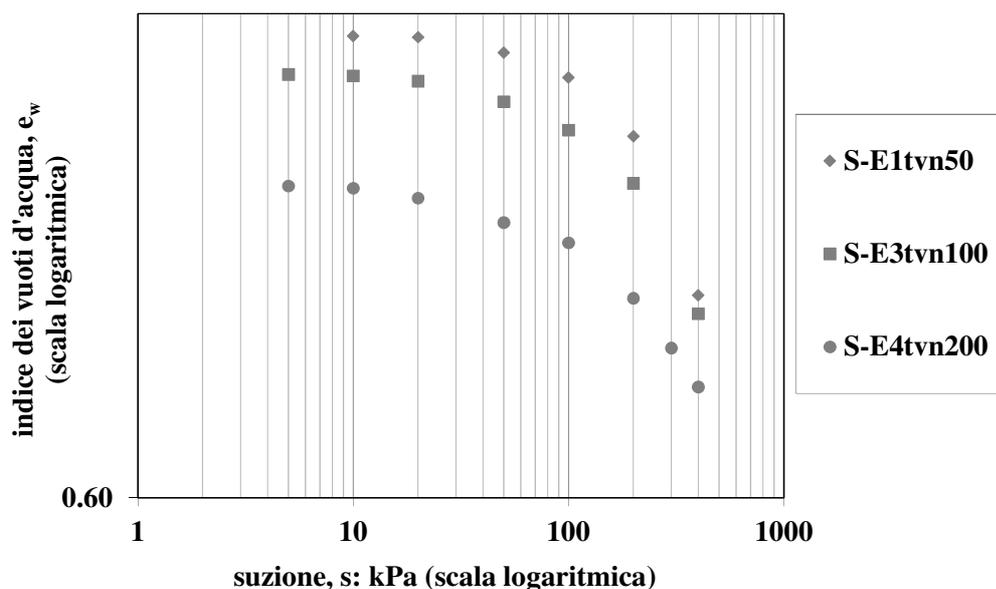


Figura IV.2.a: Prove di ritenzione idrica su provini costipati in sito, curve di essiccamento: piano $e_w : s$

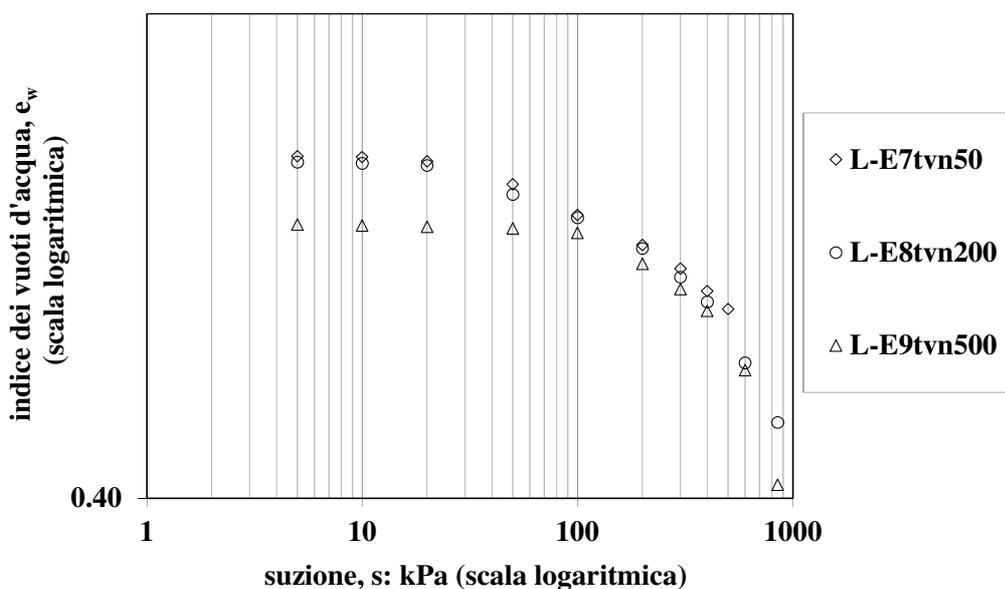


Figura IV.2.b: Prove di ritenzione idrica su provini costipati in laboratorio, curve di essiccamento: piano $e_w : s$

Quando la suzione raggiunge valori molto elevati, l'indice dei vuoti d'acqua tende verso un asintoto obliquo, condizione in cui e_w diviene indipendente dall'indice dei vuoti corrente e risulta funzione della sola suzione. Questo può essere osservato nelle figure IV.2.a,b, in ciascuna delle quali le tre curve di essiccamento sembrano tendere verso un unico asintoto.

L'unicità della relazione tra indice dei vuoti d'acqua e suzione per alti valori di suzione (bassi valori di saturazione) è già stata sperimentalmente osservata in limi e argille costipate con differenti gradi di attività. Le suddette osservazioni sono anche in accordo con il modello di ritenzione idrica di Gallipoli (2012) e Gallipoli et al. (2015). Secondo tali modelli variazioni dell'indice dei vuoti indotte da carichi inducono soltanto variazione di assetto nei pori di dimensioni maggiori e non su quelli più piccoli, che restano quasi invariati. A suzioni alte (bassa saturazione), l'acqua si ritira nei pori più piccoli così che ogni variazione indotta dell'indice dei vuoti non è in grado di causare una variazione dell'indice dei vuoti d'acqua. Questo significa anche che, quando la suzione aumenta molto, le curve di essiccamento a livelli differenti dell'indice dei vuoti tendono verso un'unica relazione tra indice dei vuoti d'acqua e suzione, che è legata alle proprietà di ritenzione idrica dei pori più piccoli. Nel capitolo V si ritornerà sull'argomento interpretando i risultati sperimentali ottenuti alla luce del modello di ritenzione idrica di Gallipoli (2012).

IV.4 PROVE TRIASSIALI

IV.4.1 Fasi di equalizzazione

La figura IV.3 riprende le curve Proctor Standard prodotte dall'Università di Napoli "Federico II" e dall'Università di Cassino già presentate in figura IV.1 e indica lo stato iniziale dei provini sottoposti a prova triassiale.

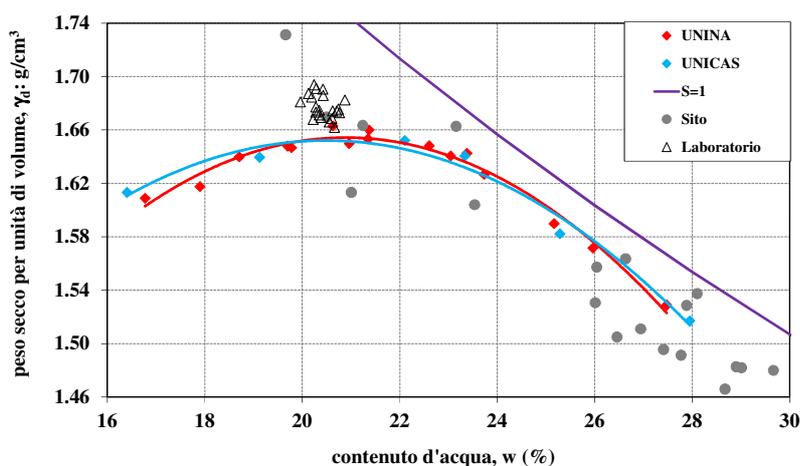


Figura IV.3: Curve Proctor Standard e condizioni iniziali dei provini in cella triassiale.

Le prove triassiali a suzione controllata prevedono una fase di equalizzazione consistente nell'applicazione della suzione desiderata al contorno del provino e nell'attesa del raggiungimento di condizioni di equilibrio, a conferma di aver ottenuto una $(u_a - u_w)$ omogenea all'interno del provino pari al valore imposto al suo contorno. Nelle fasi di equalizzazione qui presentate sono stati imposti valori modesti di tensione media netta $(p - u_a)$ e deviatore q (rispettivamente circa 20 kPa e 5 kPa) in modo da minimizzare il disturbo indotto e poter rilevare tensioni di snervamento anche ridotte nella successiva fase di compressione isotropa (Rampino, 1997).

Le variazioni del contenuto d'acqua gravimetrico e del volume specifico che si osservano durante questa fase sono dovute alla variazione di suzione, che passa dal valore iniziale a quello imposto al contorno del provino, in maniera analoga a quanto si osserva in fase di consolidazione per terreni saturi al variare delle tensioni efficaci. Il materiale assorbe o espelle acqua a seconda che la suzione imposta sia inferiore o superiore a quella iniziale. Nel primo caso, il materiale può esibire contrazione o rigonfiamento a seconda delle caratteristiche microstrutturali, della storia tensionale pregressa, del livello di $(p - u_a)$ corrente e della variazione di $(u_a - u_w)$. Le riduzioni di volume dovute ad imbibizione (collasso) presentano tipicamente una significativa componente non reversibile, mentre (per terreni non espansivi) le deformazioni di rigonfiamento risultano sostanzialmente reversibili e, a parità di variazione di suzione, di minore entità (in valore assoluto) rispetto a quelle di collasso. Diversamente, le variazioni di volume causate da un aumento di suzione sono comunque di contrazione e possono presentare componenti irreversibili non trascurabili.

I risultati delle fasi di equalizzazione (raggruppati per livello di suzione: 10, 100, 200 e 400 kPa) sono riportati in Appendice nelle figure A.5-A.8 per i provini costipati in sito e nelle figure A.9-A.12 per i provini costipati in laboratorio. In ciascuna prova il volume specifico d'acqua ed il volume specifico variano con gradiente decrescente all'aumentare del tempo fino a risultare sensibilmente stabili dopo 6000 minuti (circa 4 giorni) per quasi tutte le prove.

Si riportano di seguito, nelle figure IV.4 e IV.5 le variazioni di volume specifico d'acqua in fase di equalizzazione rispettivamente per provini di sito e di laboratorio.

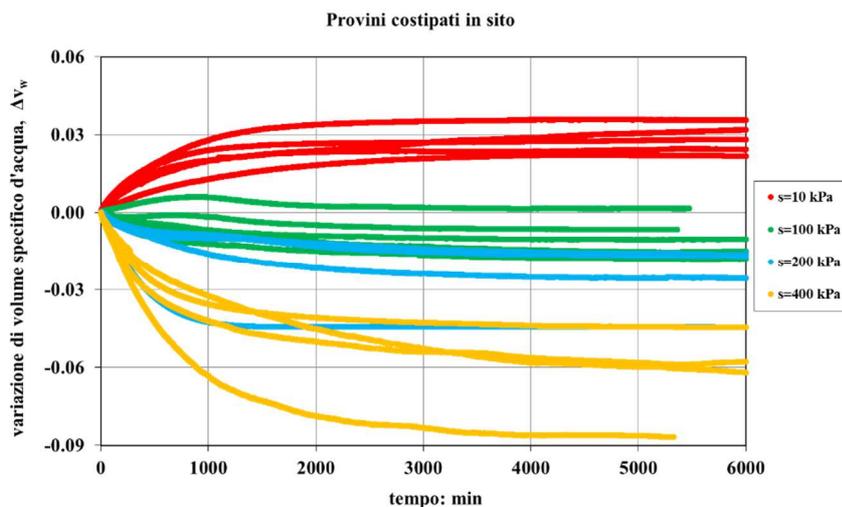


Figura IV.4: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito; fase di equalizzazione; piano ($\Delta v_w : t$).

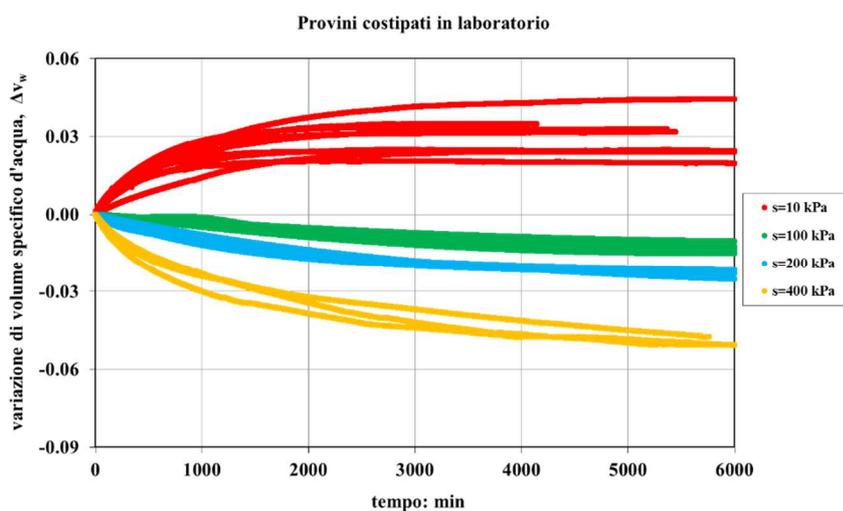


Figura IV.5: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio; fase di equalizzazione; piano ($\Delta v_w : t$).

Sia per i provini indisturbati sia per quelli costipati in laboratorio le variazioni di contenuto d'acqua registrate sono positive a suzione 10 kPa e nulle o leggermente negative a suzione 100 kPa. Da ciò è possibile desumere che la suzione iniziale è compresa, in entrambi i casi, tra 10 e 100 kPa (con valori più prossimi a 100 kPa), in perfetto accordo con le misure di suzione effettuate in cella edometrica mediante tecnica della traslazione degli assi (cfr. stato iniziale nelle tabelle IV.5.a-f) e con le misure di suzione effettuate tramite tensiometro ad alta capacità.

Si riportano di seguito, nelle figure IV.6 e IV.7 le variazioni di volume specifico in fase di equalizzazione rispettivamente per provini di sito e di laboratorio.

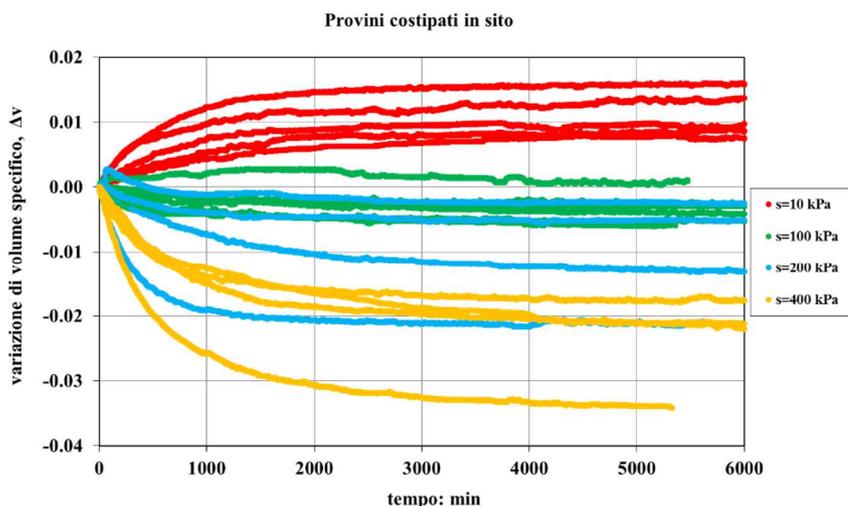


Figura IV.6: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito; fase di equalizzazione; piano ($\Delta v : t$).

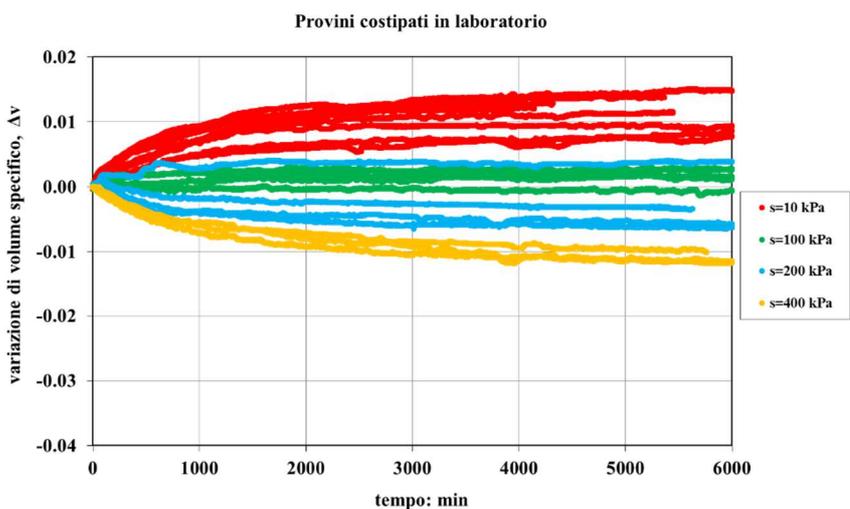


Figura IV.7: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio; fase di equalizzazione; piano ($\Delta v : t$).

Le variazioni di volume specifico Δv osservate per entrambi i set di provini (sito e laboratorio) sono di dilatazione per prove a suzione 10 kPa (aumento del contenuto d'acqua), nulle o leggermente di contrazione per prove a suzione 100 (costanza o leggera diminuzione del contenuto d'acqua) e di contrazione per prove a suzione 200 e 400 kPa (diminuzione del contenuto d'acqua). In ogni caso l'entità delle deformazioni aumenta al crescere della suzione.

Per i provini indisturbati si osserva una leggera dispersione in termini di variazione di volume specifico d'acqua e volume specifico tra prove effettuate allo stesso valore di suzione a causa delle differenti condizioni iniziali dei provini stessi.

Dal confronto dei risultati delle fasi di equalizzazione dei due set di provini, a parità di suzione applicata si riscontrano per i provini costipati in sito variazioni maggiori sia in termini di contenuto d'acqua gravimetrico che di volume specifico rispetto ai provini costipati in laboratorio.

IV.4.2 Fasi di compressione

La compressibilità del limo argilloso del Po in condizioni non sature è stata studiata per i livelli di suzione 10, 100, 200 e 400 kPa mediante 28 prove di compressione isotropa in cella triassiale a suzione controllata di cui 12 su provini prelevati dall'argine sperimentale e 16 su provini costipati in laboratorio.

Alcune di queste prove (8 per i provini indisturbati e 10 per i provini di laboratorio) sono caratterizzate da un'unica fase di carico monotono, mentre le restanti prove (4 per i provini indisturbati e 6 per i provini di laboratorio) anche da una fase di scarico e ricarico. In fase di carico per molte prove ci si è spinti fino al massimo valore di tensione media netta ($p-u_a$) consentito dal sistema di generazione delle pressioni asservito al laboratorio, che a seconda del livello di suzione (u_a-u_w) indagato di 10, 100, 200 e 400 kPa è stato rispettivamente di 740, 650, 550 e 350 kPa.

Nelle figure A.13-A.14, riportate in Appendice, sono rappresentati nel piano $v:(p-u_a)$ i risultati delle prove di compressione isotropa rispettivamente per i provini costipati in sito e per i provini costipati in laboratorio, raggruppati per livello di suzione indagato.

Da ciascuna prova è possibile riconoscere in maniera sufficientemente chiara un tratto iniziale di pendenza minore ed il successivo ramo di compressione vergine. Al crescere della suzione si osserva una diminuzione di compressibilità. Per i provini prelevati in sito l'indice λ passa dal valore 0.081 a suzione 10 kPa al valore 0.041 a suzione 400 kPa. Per i provini di laboratorio l'indice λ varia da 0.051 a suzione 10 kPa a 0.028 a suzione 400 kPa² (vedi figura IV.8).

² I valori di λ sono stati calcolati per interpolazione logaritmica considerando i dati della linea vergine per la quale sono disponibili punti sperimentali per tutti i livelli di suzione indagati.

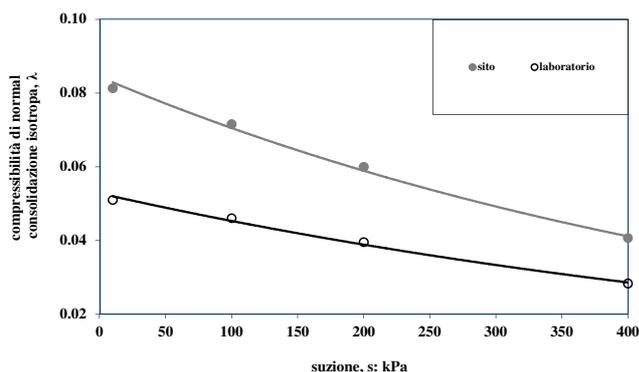


Figura IV.8: Prove in cella triassiale, compressibilità di normal consolidazione isotropa; piano ($\lambda : s$).

L'effetto di riduzione di λ risulta graduale all'aumentare di $(u_a - u_w)$ e più accentuato nel caso dei provini prelevati in sito, e non sembra affatto stabilizzarsi nel campo di suzioni indagato, suggerendo che l'eventuale minimo possa essere attinto a suzioni decisamente maggiori di 400 kPa.

La riduzione di compressibilità al crescere della suzione risulta non trascurabile anche in scarico e ricarico (vedi figura IV.9).

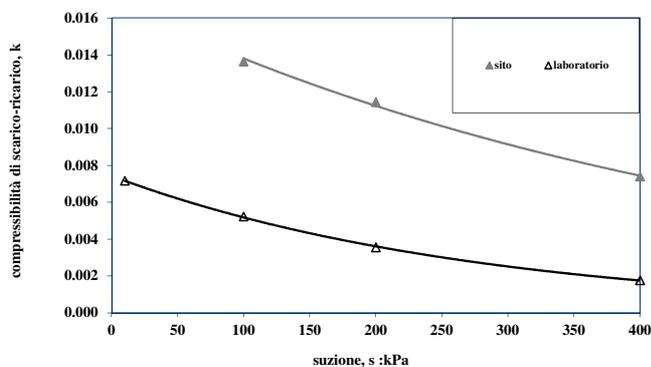


Figura IV.9: Prove in cella triassiale, compressibilità isotropa di scarico-ricarico; piano ($k : s$).

Per i provini prelevati in sito l'indice di rigonfiamento k , pari a 0.0136 a suzione 100 kPa, si riduce a 0.0074 a suzione 400 kPa, mentre per i provini di laboratorio k varia da 0.0072 a 0.0052

per suzioni variabili da 10 a 100 kPa, e si riduce a 0.0018 a suzione 400 kPa³. Anche in questo caso non si osserva alcuna tendenza a un valore minimo stabile nell'intervallo di $(u_a - u_w)$ studiato.

Ulteriore conseguenza dello stato di parziale saturazione è l'aumento della tensione di sovraconsolidazione $(p - u_a)_o$ al crescere di $(u_a - u_w)$ (vedi figura IV.10). Ciò risulta evidente, nonostante la variazione di pendenza delle curve sia abbastanza graduale.

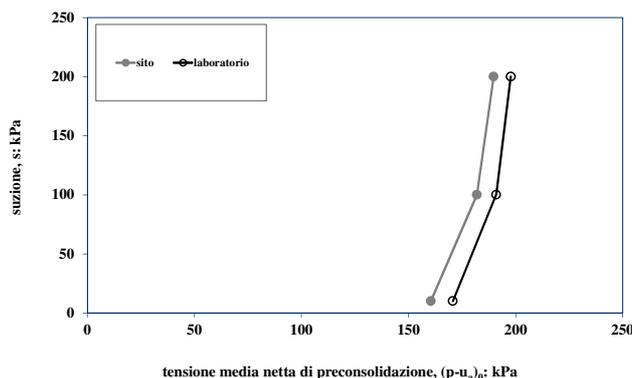


Figura IV.10: Prove in cella triassiale, tensione media netta di preconsolidazione; piano $(s : (p - u_a)_o)$.

Per i provini indisturbati $(p - u_a)_o$ varia da 160 kPa per suzione 10 kPa a 190 kPa per suzione 200 kPa, mentre per i provini costipati in laboratorio $(p - u_a)_o$ varia da 171 kPa per suzione 10 kPa a 198 kPa per suzione 200 kPa. Tali tensioni possono essere interpretate come valori di snervamento. Come sarà meglio illustrato nel capitolo V, il fenomeno descritto è regolato da due fattori concomitanti: l'effetto benefico della suzione sulla stabilità dello scheletro solido al quale si aggiunge quello di incrudimento provocato dalla fase di equalizzazione, nelle prove equalizzate a 200 e 400 kPa, nelle quali la fase di compressione è preceduta da una fase di drying a suzione maggiore di quella indotta dal costipamento.

Nelle figure A.15-A.16, riportate in Appendice, sono rappresentati nel piano $v_w : (p - u_a)$ i risultati delle prove di compressione isotropa rispettivamente per i provini costipati in sito e per i provini costipati in laboratorio, raggruppati per livello di suzione indagato.

³ I valori di k sono stati calcolati per interpolazione logaritmica considerando i dati delle linee di scarico-ricarico per le quali sono disponibili punti sperimentali per tutti i livelli di suzione indagati tranne che per il valore di suzione 10 kPa per i provini prelevati dall'argine sperimentale, per il quale non sono disponibili dati sperimentali.

Al crescere della $(p-u_a)$ i provini espellono acqua e quindi v_w diminuisce. Globalmente, l'andamento delle curve sperimentali è analogo a quello già descritto per il volume specifico. Le variazioni di v_w sono (in valore assoluto) inferiori alle corrispondenti variazioni di volume specifico. Nelle figure che seguono IV.11 e IV.12 si rappresentano rispettivamente gli andamenti dell'indice di variazione di volume specifico d'acqua di normal consolidazione isotropa e di scarico-ricarico al variare della suzione.

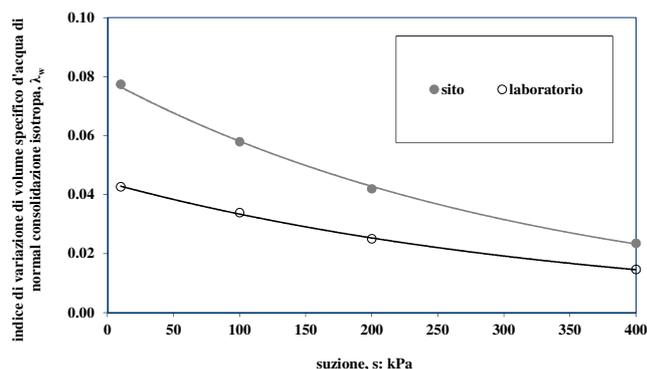


Figura IV.11: Prove in cella triassiale, indice di variazione di volume specifico d'acqua di normal consolidazione isotropa; piano $(\lambda_w : s)$.

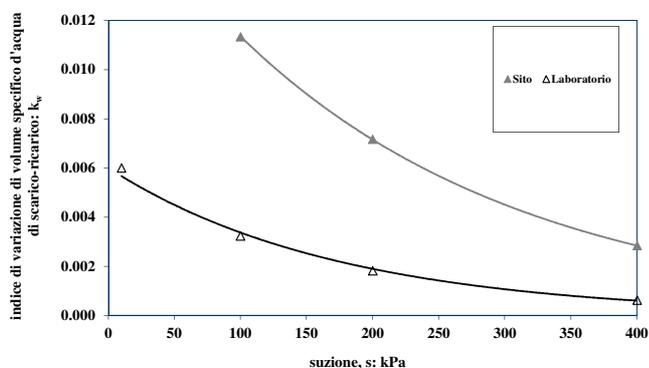


Figura IV.12: Prove in cella triassiale, indice di variazione di volume specifico d'acqua di scarico-ricarico; piano $(k_w : s)$.

Per i provini prelevati in sito l'indice di compressibilità λ_w [definito nel piano $(p-u_a):v_w$ analogamente a λ] passa da 0.077 a suzione 10 kPa a 0.023 per suzione 400 kPa e l'indice di rigonfiamento k_w varia tra 0.0113, per $(u_a-u_w) = 100$ kPa a 0.0028, per $(u_a-u_w) = 400$ kPa. Per i provini costipati in laboratorio l'indice di compressibilità λ_w passa dal valore 0.043 a suzione

10 kPa a 0.015 per suzione 400 kPa e l'indice di rigonfiamento k_w varia tra 0.0060, per $(u_a - u_w) = 10$ kPa a 0.0006, per $(u_a - u_w) = 400$ kPa.

Per 9 prove, di cui 2 su provini costipati in sito (S-TXD6 e S-TXS15) e 7 su provini costipati in laboratorio (L-TXS13, L-TXS12, L-TXS14, L-TXD16, L-TXD12, L-TXD14, L-TXD13), dopo la prima equalizzazione e prima della fase di compressione isotropa i provini sono stati assoggettati a fasi di essiccamento e/o imbibizione, applicando al contorno del provino suzioni via via tendenti al valore desiderato mediante una variazione di $(u_a - u_w)$ nel tempo di 4 kPa/h per tutte le prove. Nella prova L-TXD14, invece, la suzione è stata variata con velocità di 60 kPa/h. Per tutti e due i set di provini investigati, durante le fasi di drying e wetting si sono sempre riscontrate diminuzioni e incrementi del volume specifico, rispettivamente, maggiori nel caso di sito a parità di valori iniziali e finali di suzione. Inoltre, si evidenzia che aumenti di suzione (drying) oltre il valore massimo precedentemente sperimentato dai materiali possono dar luogo a significative diminuzioni di compressibilità sia in termini di variazioni di volume specifico che di volume specifico d'acqua, probabilmente a causa di un incrudimento in fase di drying.

In tutti i casi, nella successiva fase di compressione isotropa a suzione costante, si è osservato, un aumento del grado di saturazione. Ciò vale sia in primo carico che dopo una fase di scarico, a causa della riduzione del volume dei pori pieni d'aria non compensata da quella dei vuoti pieni d'acqua⁴.

La ripetibilità dei risultati ottenuti risulta piuttosto soddisfacente in termini di variazioni di volume specifico e di volume specifico d'acqua osservate a partire dall'inizio della fase di compressione isotropa.

Dal confronto dei risultati ottenuti sui materiali costipati in sito con quelli costipati in laboratorio, a parità di livello di suzione indagato, si evince che la compressibilità dei primi è maggiore rispetto a quella dei secondi sia in fase di normal-consolidazione isotropa sia in fase di scarico-ricarico.

Inoltre, il materiale costipato in sito è maggiormente sensibile alla variazione di suzione.

Analoghe osservazioni sono valide anche per quanto concerne gli andamenti degli indici di variazione di volume specifico d'acqua in fase di normal-consolidazione isotropa e in fase di scarico-ricarico.

⁴ Il volume dei pori pieni d'aria è proporzionale alla differenza tra v e v_w mentre quello dei pori pieni d'acqua è proporzionale alla quantità $(v_w - 1)$.

La tensione apparente di pre-consolidazione presenta per tutti e due i materiali andamenti simili e, a parità di suzione applicata, per il materiale ricostituito presenta valori leggermente superiori rispetto a quelli del materiale di sito. Si osserva che i provini indisturbati, caratterizzati da valori iniziali sia di peso secco per unità di volume che di contenuto d'acqua confrontabili con quelli dei provini ricostituiti in laboratorio (prove: S-TXS5, S-TXD17, S-TXS20, S-TXS6) hanno un comportamento del tutto simile rispetto a questi ultimi in termini di compressibilità isotropa.

IV.4.3 Fasi di taglio

Le 32 prove di taglio eseguite sul limo argilloso del Po hanno consentito di analizzare gli effetti della parziale saturazione sul comportamento in fase deviatorica, sia su provini indisturbati prelevati dall'argine sperimentale sia su provini costipati in laboratorio secondo procedura Proctor Standard. Nelle figure A.17-A.20 e A.21-A.24, riportate in Appendice, i risultati ottenuti, rispettivamente per i provini costipati in sito e costipati in laboratorio, sono raggruppati per livello di suzione (10, 100, 200 e 400 kPa) e rappresentati in termini di tensione deviatorica, variazione di volume specifico e variazione di volume specifico d'acqua in funzione della deformazione assiale.

Nelle figure IV.13.a,b,c,d,e,f sono confrontate le curve tensioni-deformazioni di sito e di laboratorio, a parità di suzione e di tensione media netta di consolidazione.

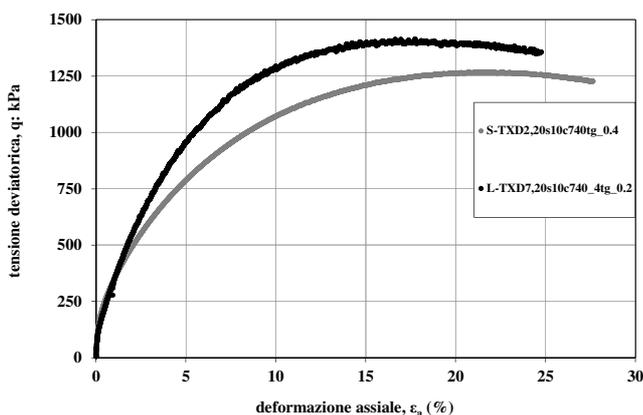


Figura IV.13.a: Prove in cella triassiale, fase di taglio; confronti sito-laboratorio, $s = 10$ kPa, $(p_c - u_a) = 740$ kPa; piano ($q : \epsilon_a$).

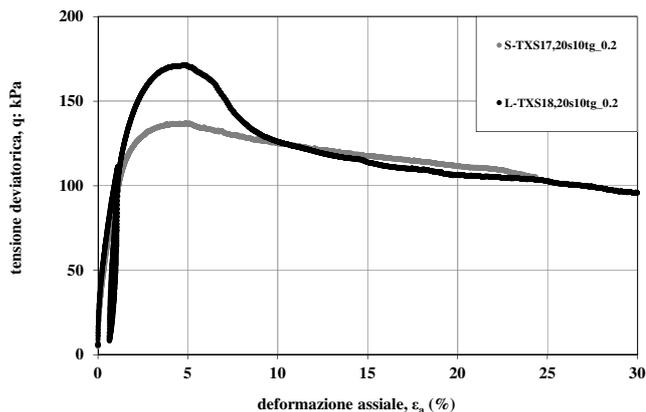


Figura IV.13.b: Prove in cella triassiale, fase di taglio; confronti sito-laboratorio, $s = 10 \text{ kPa}$, $(pc-ua) = 20 \text{ kPa}$; piano ($q : \epsilon_a$).

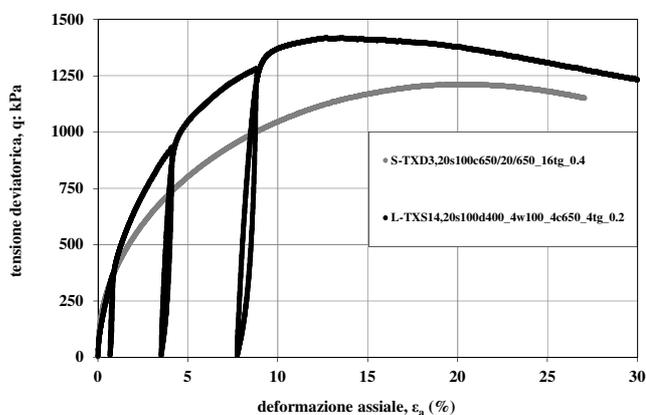


Figura IV.13.c: Prove in cella triassiale, fase di taglio; confronti sito-laboratorio, $s = 100 \text{ kPa}$, $(pc-ua) = 650 \text{ kPa}$; piano ($q : \epsilon_a$).

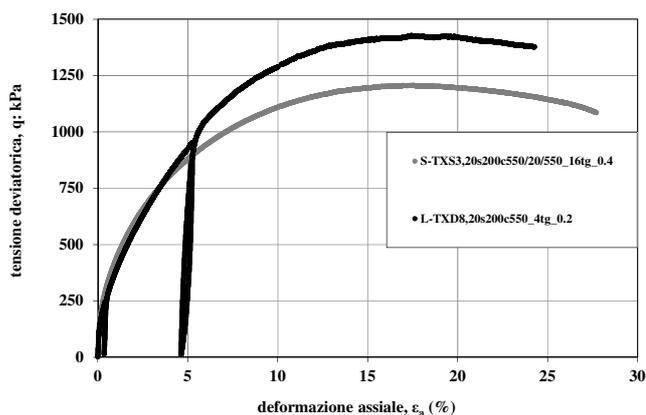


Figura IV.13.d: Prove in cella triassiale, fase di taglio; confronti sito-laboratorio, $s = 200 \text{ kPa}$, $(pc-ua) = 550 \text{ kPa}$; piano ($q : \epsilon_a$).

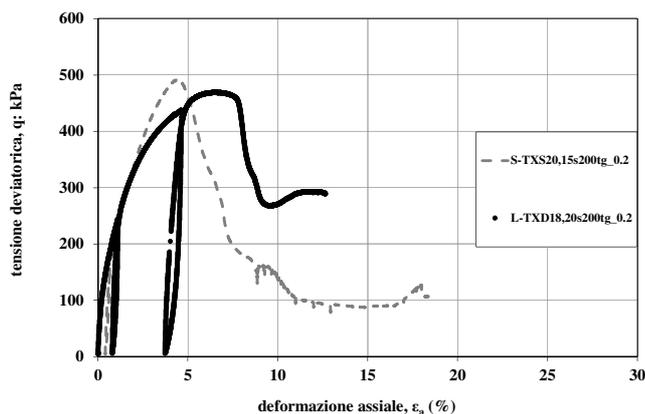


Figura IV.13.e: Prove in cella triassiale, fase di taglio; confronti sito-laboratorio, $s = 200$ kPa, $(p_c - u_a) = 15-20$ kPa; piano ($q : \varepsilon_a$).

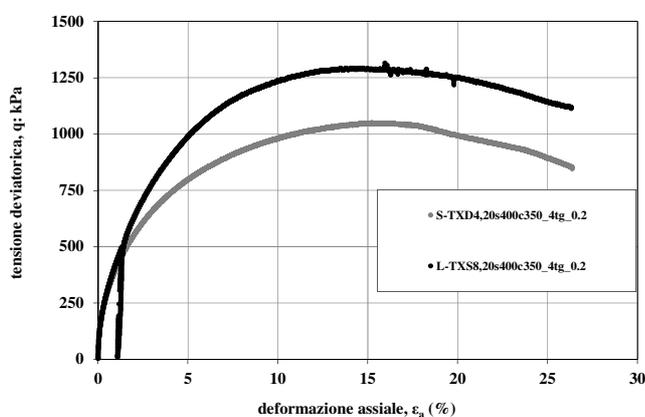


Figura IV.13.f: Prove in cella triassiale, fase di taglio; confronti sito-laboratorio, $s = 400$ kPa, $(p_c - u_a) = 350$ kPa; piano ($q : \varepsilon_a$).

Per entrambi i set di provini, le curve (q, ε_a) presentano andamenti differenti al variare della suzione e della tensione media netta di consolidazione. All'aumentare della $(u_a - u_w)$ aumenta sia il valore del deviatore che della deformazione assiale di picco e i provini manifestano una tendenza verso una rottura più fragile, con valori di q che degradano velocemente nella fase di post picco. Inoltre i provini costipati in sito risentono maggiormente delle variazioni di suzione rispetto a quelli costipati in laboratorio.

All'aumentare della tensione media netta di consolidazione aumenta sia il valore del deviatore che della deformazione assiale di picco, ma i provini manifestano una tendenza opposta rispetto all'aumento di $(u_a - u_w)$, in quanto tendono verso una rottura più duttile, con valori del deviatore che degradano lentamente nella fase post picco; i provini indisturbati

risentono maggiormente delle variazioni della tensione media netta di consolidazione rispetto a quelli costipati in laboratorio.

Inoltre al crescere di $(u_a - u_w)$ e di $(p - u_a)$ si nota un aumento della rigidità, più significativo per il materiale di sito.

A fine prova sono state spesso rilevate bande di taglio visibili ad occhio nudo. In particolare, ciò è sistematicamente avvenuto per i provini consolidati a bassi valori di $p - u_a = 15 - 20$ kPa. Dunque, la rottura si è verificata con una marcata localizzazione delle deformazioni ed i risultati in fase di post picco non sono rappresentativi del comportamento del singolo elemento di volume bensì della risposta di un sistema (il provino) non più continuo. Tale circostanza giustifica la caduta di resistenza piuttosto brusca registrata in alcune delle prove, la mancata stabilizzazione del deviatore anche oltre il 20% di deformazioni e la perdita di attendibilità delle misure di variazione di volume dopo il raggiungimento della rottura. Per questo motivo si è ritenuto opportuno rappresentare le variazioni del volume specifico e del volume specifico d'acqua fino alle condizioni di picco, ritenendo non affidabili le misure relative alla fase post picco.

A causa del sopra citato fenomeno di localizzazione delle deformazioni, non è possibile determinare punti di stato critico nel piano $(p - u_a):q$, né tanto meno nei piani $(p - u_a):v$ e $(p - u_a):v_w$. Si sceglie, quindi, di determinare il criterio di resistenza relativo a ciascun livello di suzione utilizzando i valori di picco del deviatore.

A parità di $(u_a - u_w)$ e di $p - u_a$, i provini costipati in laboratorio presentano valori di resistenza maggiori rispetto ai provini costipati in sito, fatta eccezione per i casi in cui il materiale di sito presenta condizioni iniziali in termini di contenuto d'acqua gravimetrico e peso secco per unità di volume confrontabili con quello di laboratorio (prove: S-TXD17, S-TXS20, S-TXS6).

In questi casi infatti per bassi valori di tensione di confinamento (10-15 kPa) (prove S-TXD17 e S-TXS20) i valori delle resistenze di picco sono confrontabili per i due materiali e gli andamenti del deviatore al crescere delle deformazioni assiali sono rappresentativi di rotture fragili (rottura a becco di flauto) in entrambi i casi.

Per quanto riguarda le deformazioni volumetriche, per entrambi i set di provini, risultano sempre di contrazione, fatta eccezione per le prove condotte a bassi valori di $(p - u_a) = 15 - 20$ kPa. L'entità delle variazioni di volume sembra, quindi, poco influenzata dalla suzione. A parità di $(u_a - u_w)$, l'entità di Δv aumenta al crescere della $(p - u_a)$. I provini costipati in sito sembrano risentire maggiormente delle variazioni della tensione media netta di consolidazione.

Le variazioni di volume specifico d'acqua presentano andamenti differenti a seconda della suzione e della tensione media netta iniziale. Sul materiale consolidato a $(p-u_a)$ più bassa (10-15 kPa) e nelle prove a suzione minore (10 kPa), i provini tendono ad assorbire acqua. Il fenomeno diminuisce di intensità al crescere sia di (u_a-u_w) sia di $(p-u_a)$: già per $s = 100$ kPa e per $(p-u_a) = 10-15$ kPa il contenuto d'acqua rimane praticamente costante. In tutti gli altri casi ($(u_a-u_w) = 200$ e 400 kPa) si osserva una riduzione del contenuto d'acqua, di entità crescente all'aumentare della suzione e della tensione media netta di consolidazione. Le differenze tra le curve sperimentali relative ad uno stesso livello di suzione diventano meno accentuate al crescere di (u_a-u_w) fino a risultare particolarmente contenute a $(u_a-u_w) = 400$ kPa.

Diversamente dalle variazioni di volume, quindi, le variazioni di volume specifico d'acqua dipendono fortemente dalla (u_a-u_w) . In termini di contenuto d'acqua i provini costipati in sito sembrano risentire maggiormente delle variazioni di suzione e di tensione media netta di consolidazione.

IV.5 MISURE DI SUZIONE

Nell'ambito della campagna sperimentale qui descritta, sono state effettuate 6 misure di suzione tramite tensiometro ad alta capacità di cui 3 su provini costipati in laboratorio secondo procedura Proctor Standard e 3 su provini costipati in laboratorio secondo procedura Harvard.

La procedura di costipamento Harvard è stata calibrata con un numero di colpi del pestello tale da far sì che il punto rappresentativo delle condizioni di ottimo (in termini di w e γ_d) fosse lo stesso per entrambe le curve di costipamento (Proctor e Harvard). Il numero di colpi necessario al suddetto scopo è risultato essere 35.

Si riporta nella seguente figura IV.14 la curva di costipamento Harvard così ottenuta, le due curve di costipamento Proctor Standard e i punti rappresentativi delle condizioni dei provini insieme al valore di misura di suzione ottenuto.

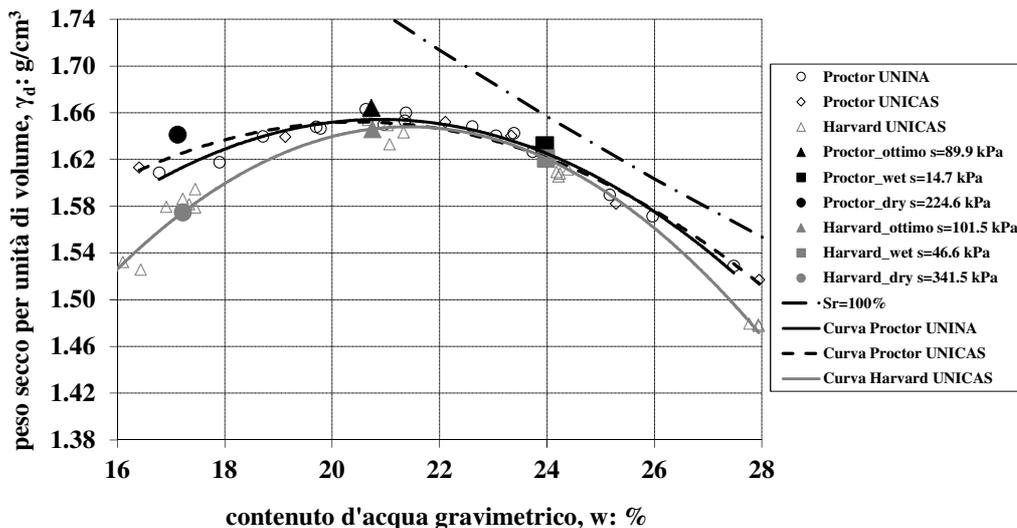


Figura IV.14: Curve Proctor Standard e Harvard e punti rappresentativi dei provini con la loro misura di suzione.

I valori del contenuto d'acqua gravimetrico al quale effettuare le misure di suzione sono stati scelti pari a quelli dei provini per i quali sono attualmente in corso, presso l'Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale, prove di porosimetria ad intrusione di mercurio e prove SEM.

Le figure IV.15.a,b,c e IV.16.a,b,c riportano i diagrammi rappresentativi delle misure di suzione effettuate rispettivamente sui provini costipati secondo Procedura Proctor Standard e secondo procedura Harvard.

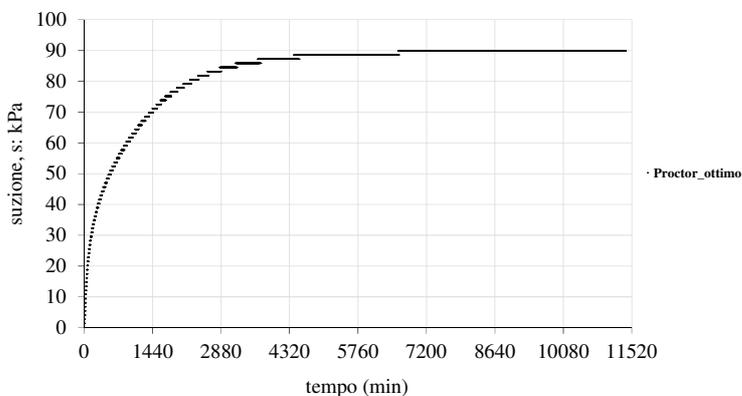


Figura IV.15.a: Misura suzione, provino Proctor_ottimo.

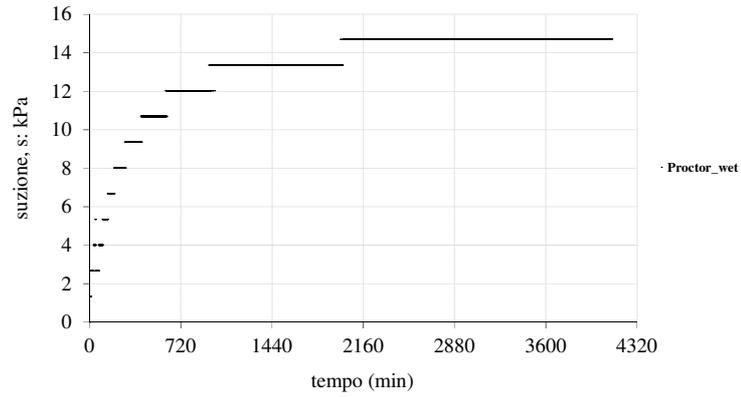


Figura IV.15.b: Misura suzione, provino Proctor_wet.

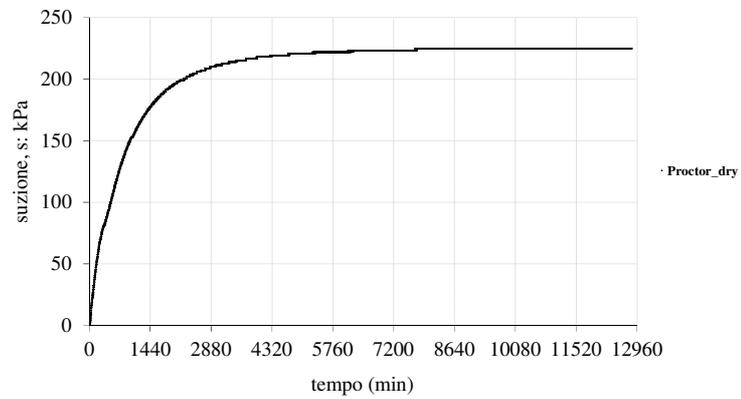


Figura IV.15.c: Misura suzione, provino Proctor_dry.

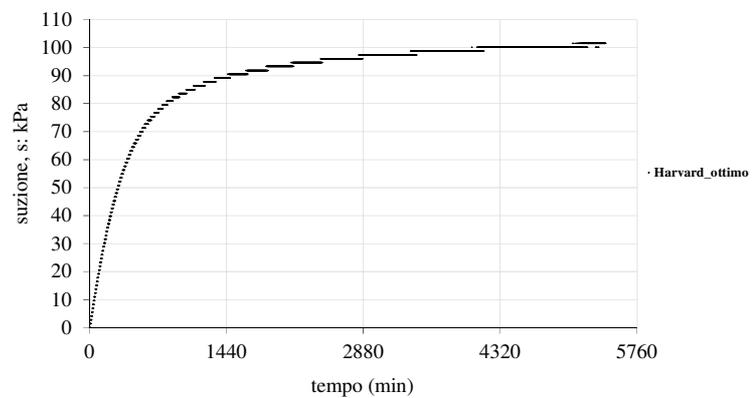


Figura IV.16.a: Misura suzione, provino Harvard_ottimo.

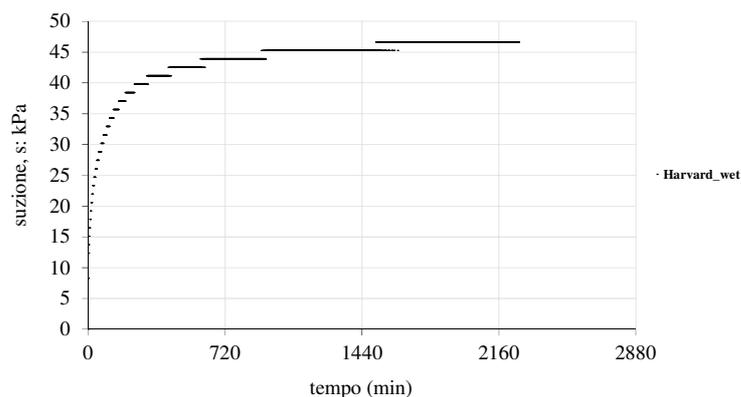


Figura IV.16.b: Misura suzione, provino Harvard_wet.

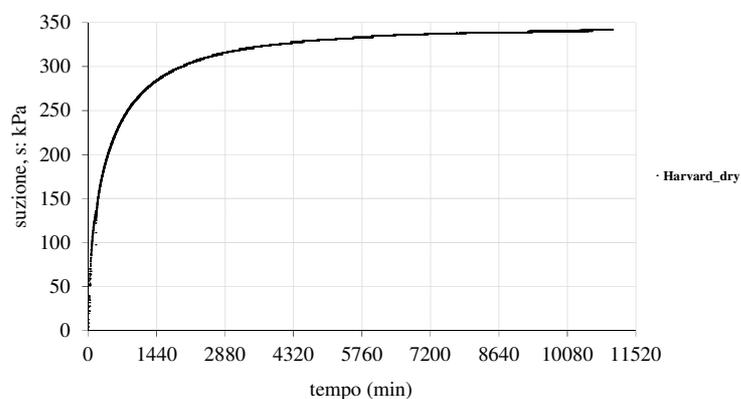


Figura IV.16.c: Misura suzione, provino Harvard_dry.

Nella tabella IV.6 viene sintetizzato il programma di prove di misura di suzione, i valori del contenuto d’acqua gravimetrico (w) e del peso secco per unità di volume (γ_d) dei provini e i valori di suzione ottenuti insieme alle loro differenze (anche normalizzate rispetto ai valori Harvard) a parità di contenuto d’acqua (w), tra i due set di provini investigati.

Codice Prova	w (%)	γ_d (g/cm³)	s (kPa)	Δs (kPa)	Δs_n (%)
Harvard_ottimo	20.7500	1.6461	101.5	11.6	11.4
Proctor_ottimo	20.7311	1.6643	89.9		
Harvard_wet	23.9800	1.6210	46.6	31.9	68.5
Proctor_wet	23.9612	1.6323	14.7		
Harvard_dry	17.2200	1.5748	341.5	116.9	34.2
Proctor_dry	17.1257	1.6412	224.6		

Tabella IV.6: Confronti misure suzione: Harvard-Proctor Standard.

CAPITOLO V

INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

V.1 INTRODUZIONE

Il presente capitolo è dedicato all'inquadramento teorico dei principali risultati ottenuti dalle prove di ritenzione idrica in cella edometrica e dalle prove triassiali a suzione controllata. Gli aspetti della risposta idro-meccanica considerati sono molteplici e tra loro connessi.

I dati sperimentali ottenuti hanno permesso di approfondire e confrontare per i due set di provini investigati (sito e laboratorio) gli effetti della tensione verticale netta sul comportamento idraulico del limo argilloso del Po, gli effetti di sollecitazioni isotrope su volume specifico e contenuto d'acqua sia in fase di equalizzazione preliminare a ($p-u_a$) ridotta (circa 20 kPa) sia in fase di compressione a suzione costante, gli effetti di fasi di wetting e drying antecedenti la fase di compressione stessa, nonché gli effetti della suzione sulla resistenza del materiale.

L'interpretazione dei risultati è inquadrata nell'ambito dei seguenti modelli elasto-plastici:

- “A hysteretic soil-water retention model accounting for cyclic variations of suction and void ratio” di D. Gallipoli (2012);
- “A constitutive model for partially saturated soils” di E. E. Alonso et al. (1990);
- “An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour” di D. Gallipoli et al. (2003).
- “Modelling unsaturated soil behaviour during normal consolidation and at critical state” di D. Gallipoli et al. (2008).

V.2. COMPORTAMENTO IDRAULICO IN CELLA EDOMETRICA

I risultati sperimentali descritti nel capitolo IV sono stati interpretati alla luce del modello di D. Gallipoli (2012) “A hysteretic soil-water retention model accounting for cyclic variations of suction and void ratio”.

Sono stati considerati, per la suddetta interpretazione solamente i dati relativi ai percorsi di essiccamento, essendo la calibrazione delle superfici principali più importante rispetto a quella delle superfici di scansione per un'appropriata previsione del comportamento di strutture in terra a scopi ingegneristici.

La prima ipotesi fatta è quella che i dati sperimentali relativi ai percorsi di essiccamento si trovino sulla superficie di drying principale. Questa è un'assunzione ragionevole perché per ciascun provino testato, dopo la prima fase di imbibizione fino a 5 kPa di suzione (10 kPa solo per la prova S-E1tvn50), il grado di saturazione è prossimo al 100% e in ogni caso più alto del 94.5%.

L'equazione della superficie principale di essiccamento proposta nel modello è:

$$S_r = \left(1 + \left(\frac{e^{\psi * s}}{\omega} \right)^n \right)^{-m} \quad (V.1)$$

Come proposto dal modello, quando la suzione aumenta molto l'indice dei vuoti tende verso un piano asintotico logaritmico la cui espressione nel modello è data da:

$$\log(e_w) = m * n * \log(\omega) - (m * n * \psi - 1) * \log(e) - m * n * \log(s) \quad (V.2)$$

Come osservato in letteratura, assumendo l'unicità della relazione tra indice dei vuoti e suzione per alti livelli della suzione stessa (bassi valori del grado di saturazione), il prodotto $m * n * \psi$ è uguale a 1. In questa ipotesi, in effetti, il piano asintotico logaritmico diventa indipendente dall'indice dei vuoti e si reduce ad un'unica relazione tra indice dei vuoti e suzione.

Una calibrazione della superficie di wetting principale proposta da Gallipoli et al. (2003b) per un materiale differente (cioè caolino Speswhite costipato e testato da Sivakumar (1993)) ha fornito per il prodotto dei parametri $m * n * \psi$ un valore (1.1) prossimo all'unità. E' anche interessante notare che, seguendo un approccio alternativo, Sheng (2010) raccomanda una scelta dei valori dei parametri che soddisfa la condizione $m * n * \psi = 1$. Inoltre, le figure IV.2.a,b sembrano indicare la convergenza della relazione $e_w : \log(s)$ verso un asintoto, confermando come sia ragionevole assumere il prodotto $m * n * \psi$ uguale ad 1 per il terreno costipato e testato durante questo lavoro di ricerca.

Sotto l'assunzione di cui sopra, il numero di parametri indipendenti che definisce la superficie di drying principale si reduce da 4 a 3: ω , m , n . Infatti ψ è posto uguale a $1/(m*n)$ ed è possibile riscrivere l'equazione (V.1) come:

$$S_r = \left(1 + \left(\frac{1}{\omega^{m*n*s}} \right)^n \right)^{-m} \quad (V.3)$$

I valori di ω , m and n sono stati determinati interpolando i punti sperimentali dei percorsi di essiccamento con l'equazione (V.3), realizzando due determinazioni separate dei parametri per i provini costipati in laboratorio e in sito.

Per ciascun set di provini, i parametri del modello che definiscono la curva di essiccamento principale sono stati determinati sulla base dei punti sperimentali dei percorsi di drying relativi a due o tre prove effettuate.

Inoltre, la determinazione dei parametri per i provini costipati in laboratorio si riferisce a due prove a tensione verticale netta di 200 e 500 kPa. La scelta di cui sopra è stata fatta sulla base dei valori più alti del grado di saturazione all'inizio dell'essiccamento, cosa che meglio aderisce all'ipotesi che i dati sperimentali giacciono sulla superficie di drying principale.

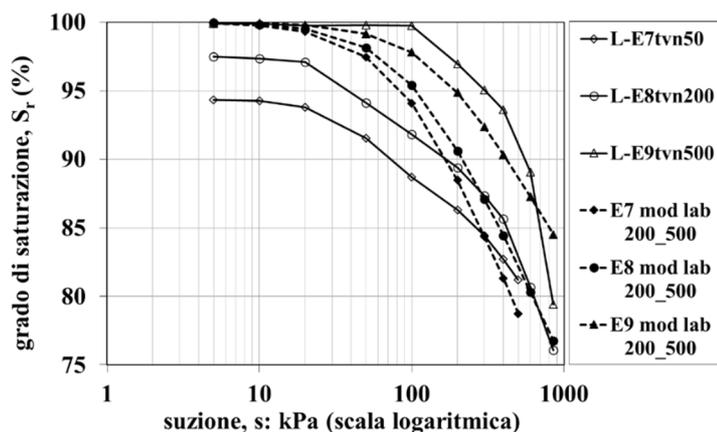


Figure V.1: Fasi di essiccamento di provini costipati in laboratorio nel piano $S_r : s$ e previsioni del modello con calibrazione sulle prove L-E8tvn200 e L-E9tvn500.

In figura V.1 sono mostrati i dati sperimentali relativi al terreno costipato in laboratorio insieme con le previsioni del modello. Il modello sembra predire piuttosto bene il comportamento del terreno nella prova L-E9tvn500, diversamente da quanto avviene per le altre due e specialmente per la curva non usata nel processo di interpolazione (L-E7tvn50). In realtà, parte dello scostamento potrebbe essere dovuta al fatto che in queste prove il grado di saturazione all'inizio dell'essiccamento non è particolarmente alto: i punti sperimentali potrebbero dunque non essere sulla superficie principale di drying nella parte iniziale di queste prove.

I parametri del modello e le condizioni iniziali ottenute dalla calibrazione sono stati poi usati per simulare il comportamento dei provini costipati in sito (vedi figura V.2). Ciò perché, nella comune pratica ingegneristica, i dati disponibili per la modellazione sono quelli del terreno costipato in laboratorio e il comportamento del terreno in sito durante i cicli di vita delle strutture in terra è predetto su queste basi.

Il modello sembra predire ragionevolmente bene la posizione della superficie di essiccamento principale e la sensibilità alla tensione applicata, quindi all'indice dei vuoti corrente, nonché la pendenza delle curve stesse.

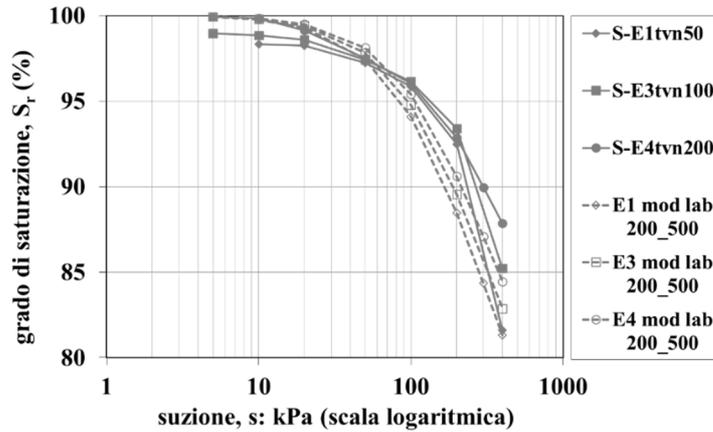


Figure V.2: Fasi di essiccamento di provini costipati in sito nel piano $S_r : s$ e previsioni del modello con calibrazione sulle prove L-E8tvn200 and L-E9tvn500.

Al fine di verificare se il parziale scostamento tra previsione e osservazione sperimentale fosse imputabile al modello o a differenze tra i due set di provini, il modello stesso è stato calibrato anche con i dati relativi alle fasi di essiccamento dei provini costipati in sito. I punti sperimentali scelti per la procedura di interpolazione sono quelli delle prove a tensione verticale netta di 50 e 200 kPa. In figura V.3 sono mostrati i dati sperimentali relativi al terreno costipato in sito e le previsioni del modello.

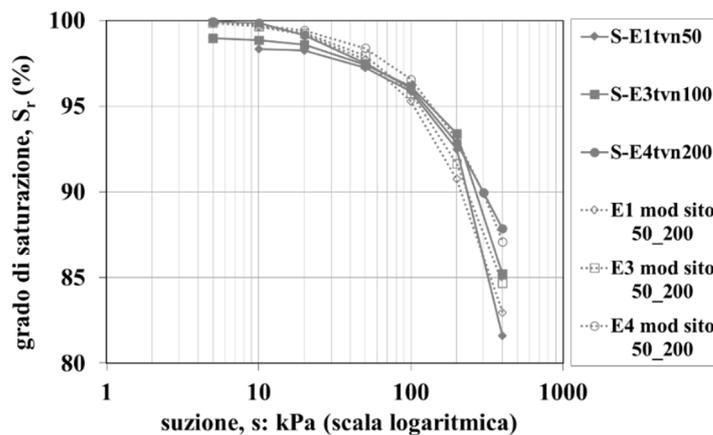


Figure V.3: Fasi di essiccamento di provini costipati in sito nel piano $S_r : s$ e previsioni del modello con calibrazione sulle prove S-E1tvn50 and S-E4tvn200.

Questo nuovo confronto evidenzia come il modello sembri predire ragionevolmente bene il comportamento sperimentale in termini di posizione, pendenza e sensibilità alla tensione applicata, anche per la curva non usata nel processo di interpolazione.

La buona prestazione del modello può essere attribuita al grado di saturazione molto alto all'inizio di ciascun percorso di essiccamento. I differenti comportamenti idraulici riscontrati tra i due set di dati sembrano quindi dipendere da caratteristiche intrinseche differenti dei due gruppi di provini investigati.

V.3 COMPORTAMENTO IN CELLA TRIASSIALE

V.3.1 Fasi di compressione isotropa

I risultati sperimentali relativi alla fase di compressione isotropa descritti nel capitolo IV sono stati interpretati alla luce del modello proposto da D. Gallipoli et al. (2003) "An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour", che porta esplicitamente in conto i meccanismi con i quali la suzione interviene sul comportamento meccanico e la loro dipendenza dal grado di saturazione. In particolare il modello è formulato in termini di due variabili costitutive: la tensione intergranulare $[ie, (\sigma - u_a) + S_r * (u_a - u_w)]$, che tiene conto dell'azione delle pressioni dei fluidi interstiziali (aria e acqua) nei pori del terreno e del grado di saturazione, e una variabile costitutiva scalare, $\xi = f(s) * (1 - S_r)$, che tiene conto dell'intensità degli effetti di legame esercitati dall'acqua di menisco sui contatti interparticellari.

La suzione è stata per lungo tempo considerata come una variabile fondamentale per comprendere il comportamento meccanico dei terreni saturi. Per questa ragione molti modelli costitutivi (Alonso et al., 1990; Wheeler & Sivakumar, 1995; Cui & Delage, 1996) includono la suzione come una variabile tensionale fondamentale insieme alla tensione netta $\bar{\sigma}$ (definita come tensione totale meno la pressione dell'aria dei pori). La suzione, però, influenza, come detto, il comportamento meccanico di un terreno parzialmente saturo in due modi differenti (Karube & Kato, 1994; Wheeler & Karube, 1995):

- a) modificando la tensione intergranulare attraverso variazioni della pressione dei fluidi di porosità;
- b) fornendo una forza di legame addizionale al contatto tra le particelle, attribuita a fenomeni di capillarità che avvengono nei menischi acqua-aria-solido.

Come accennato, nel modello adottato la variabile tensionale fondamentale è la tensione intergranulare (Jommi, 2000), che è equivalente alla tensione di Bishop (1959):

$$\sigma' = \sigma_{hk} - \delta_{hk} * [u_a - \chi * (u_a - u_w)] \quad (V.4)$$

dove il parametro χ è pari al grado di saturazione, S_r :

$$\sigma'' = \sigma_{hk} - \delta_{hk} * [u_a - S_r * (u_a - u_w)] \quad (V.5)$$

Questa variabile esprime il valore della tensione sullo scheletro solido del terreno: cioè la differenza tra la tensione totale e la pressione delle due fasi fluide (aria e acqua), con il grado di saturazione come parametro ponderale. Essa perciò incorpora in maniera diretta il primo ruolo della suzione di cui sopra. La definizione della tensione intergranulare rappresenta una estensione al dominio non saturo della tensione efficace di Terzaghi (1936) per i materiali granulari saturi, e ad essa si riduce in condizione di completa saturazione. Tuttavia, come ben noto, prove di laboratorio hanno mostrato, come non sia possibile descrivere caratteristiche importanti del comportamento dei terreni non saturi, usando la tensione intergranulare come unica variabile costitutiva (Jennings & Burland, 1962). L'uso di tale variabile non permette infatti di descrivere, ad esempio, la compressione irreversibile (collasso) durante l'imbibizione e l'aumento della tensione di preconsolidazione all'aumentare della suzione. Per tener conto di questi fenomeni è, dunque necessario considerare il secondo meccanismo di suzione.

La risposta meccanica irreversibile di un materiale granulare è associata principalmente allo scorrimento relativo delle particelle del terreno. In un terreno non saturo la possibilità di tale scorrimento è parzialmente ridotta dall'effetto stabilizzante della forza normale esercitata ai contatti interparticellari dalle lenti di menisco d'acqua a pressione negativa (Wheeler & Karube, 1995).

Molte caratteristiche del comportamento elasto-plastico di un terreno non saturo dovrebbero perciò essere conseguenza di fenomeni di aumento o riduzione delle tensioni normali al contatto tra le particelle del terreno dovuti alla formazione o alla scomparsa di menischi d'acqua che non possono essere portati in conto usando esclusivamente la tensione intergranulare come variabile costitutiva. Di conseguenza, bisogna introdurre una variabile costitutiva addizionale, ξ , come misura dell'intensità del legame interparticellare dovuto ai menischi d'acqua in modo da considerare il meccanismo d'azione della suzione descritto in precedenza.

Ci si aspetta che l'intensità di tale legame interparticellare sia il risultato di due contributi:

- a) il numero di menischi d'acqua per unità di volume della frazione solida;
- b) l'intensità della forza normale stabilizzante esercitata al contatto interparticellare da un singolo menisco d'acqua.

E' questo il motivo per cui nel modello la variabile ξ risulta definita come prodotto tra il grado di saturazione dell'aria $(1-S_r)$ e la funzione $f(s)$:

$$\xi = f(s) * (1 - S_r) \quad (\text{V.6})$$

Il fattore $(1-S_r)$ tiene conto del numero di menischi d'acqua per unità di volume della frazione solida. L'esistenza di un'unica relazione tra il valore di $(1-S_r)$ e il numero di menischi d'acqua per unità di volume della frazione solida è un'assunzione fisicamente ragionevole; comunque, l'unicità di tale relazione è rigorosamente vera soltanto per il caso ideale di terreno rigido (cioè quando le dimensioni e le forme dei vuoti non cambiano in seguito a riconfigurazioni particellari) e in cui a ciascun valore del grado di saturazione corrisponde una data configurazione dell'acqua all'interno dei pori del terreno.

Il termine $(1-S_r)$ è uguale a zero quando il terreno è saturo e i menischi d'acqua sono assenti, mentre esso assume valori incrementali positivi quando il numero dei menischi d'acqua aumenta. Il numero di menischi d'acqua per unità di volume della frazione solida può essere perciò espresso come una funzione incrementale monotona del termine $(1-S_r)$. La validità di questa definizione non si applica al caso di un terreno in uno stato estremamente secco, quando i menischi d'acqua cominciano a scomparire dai contatti tra le particelle. Chiaramente, la relazione tra il numero di menischi d'acqua per unità di volume della frazione solida e il termine $(1-S_r)$ dipende dalla tessitura specifica del terreno (cioè, dalla distribuzione della grandezza dei pori del terreno). Comunque, non è necessario caratterizzare tale relazione esplicitamente, perché questa informazione è implicita nella definizione della funzione $[e/e_s](\xi)$ introdotta nel modello adottato, che fornisce la variazione del rapporto indice dei vuoti su indice dei vuoti in condizione di saturazione (e/e_s) a parità di tensione di scheletro in termini della variabile di legame ξ .

La funzione di suzione $f(s)$, che è moltiplicata per il fattore $(1-S_r)$ ed esprime l'intensità dello sfrozo intergranulare addizionale indotto dalla suzione al contatto tra due granelli (o due aggregati di granelli) varia monotonicamente tra 1 e 1.5 per valori di suzione compresi tra zero e infinito rispettivamente. In particolare essa esprime il rapporto tra il valore della forza stabilizzante ad una data suzione, s , ed il valore della forza stabilizzante a suzione nulla nel caso ideale di un menisco d'acqua localizzato al contatto tra due sfere identiche (la soluzione analitica di questo problema è dovuta a Fisher, 1926). La forma specifica della funzione $f(s)$ dipende dalla grandezza delle sfere e dal valore della tensione superficiale d'acqua, ma il campo di variazione, tra 1 e 1.5, è sempre lo stesso indipendentemente dalle dimensioni delle sfere e dalle proprietà fisiche del terreno in esame.

La relazione $f(s)$ usata per validare il modello adottato è mostrata nella figura V.4, che corrisponde al caso di due sfere aventi raggi di $1\mu\text{m}$ e un valore della tensione superficiale d'acqua corrispondente alla temperatura di $20\text{ }^\circ\text{C}$.

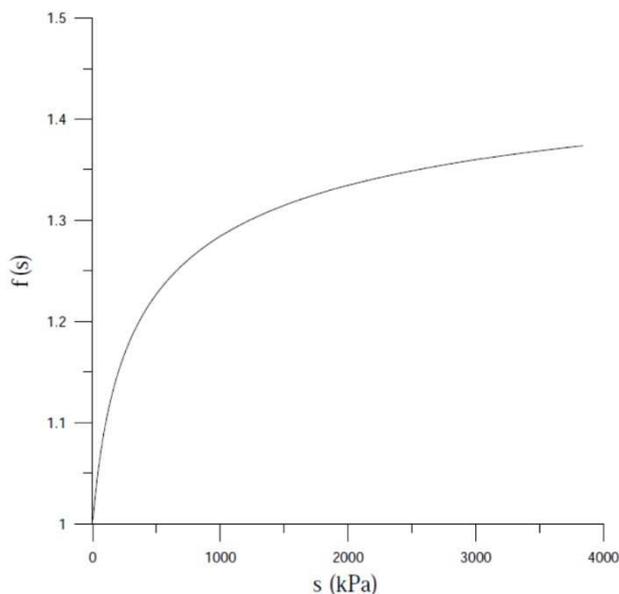


Figure V.4: Rapporto tra le forze interparticellari a suzione s e a suzione nulla dovute a un menisco d'acqua localizzato al contatto tra due sfere identiche (soluzione analitica di Fisher, 1926).

Haines (1925) ha suggerito che un materiale con una struttura di un caolino costipato potrebbe essere rappresentativo di sfere aventi raggi uguali ad $1\mu\text{m}$. Ovviamente la forma degli aggregati sono lontane dall'essere sfere aventi tutte la stessa grandezza. In aggiunta, per i terreni con una distribuzione della grandezza dei pori multi-modale, la dimensione dei grani sferici nella soluzione di Fischer (1926) dovrebbe essere definita come una variabile dipendente dalla grandezza media dei pori del terreno interessati dai menischi d'acqua.

La presenza di acqua di menisco fornisce una spiegazione fisica del fatto che allo stesso valore della tensione di scheletro, il valore dell'indice dei vuoti durante il carico vergine di un terreno non saturo è sempre più grande del valore per lo stesso terreno soggetto allo stesso carico in condizioni di saturazione. La presenza dell'acqua nella forma di lenti di menisco all'interno di un terreno non saturo rende i contatti interparticellari più stabili, e perciò ostacola lo scorrimento reciproco delle particelle del terreno che causa deformazioni di compressione durante il carico vergine. Congruentemente con tali osservazioni empiriche, il modello introduce una assunzione fondamentale ossia che durante la compressione vergine di un terreno non saturo, il rapporto e/e_s tra indice dei vuoti in condizioni non sature "e" e l'indice dei vuoti

in condizioni sature “ e_s ” allo stesso valore della tensione di scheletro è una funzione biunivoca della variabile di legame ξ . Questa assunzione non solo fornisce un punto di partenza essenziale per lo sviluppo del modello, ma offre anche una potente prospettiva unificante per esaminare i risultati delle prove condotte a differenti suzioni.

Un'altra caratteristica interessante del modello proposto da Gallipoli et al. (2003) è l'interpretazione unificata delle deformazioni volumetriche irreversibili in termini di un'unica curva di snervamento indipendentemente dal fatto che le deformazioni irreversibili sono causate da carichi, imbibizioni o essiccamenti (vedi anche Wheeler et al., 2003). L'abilità di prevedere deformazioni irreversibili attivando lo stesso dominio di snervamento durante essiccamenti così come carichi o imbibizioni è un miglioramento significativo rispetto a tutti i precedenti modelli costitutivi così come, per esempio, il Barcelona Basic Model.

Come già detto nel IV capitolo nel caso dei terreni qui considerati sono state effettuate compressioni isotrope in cella triassiale a differenti valori di suzione (10, 100, 200 e 400 kPa) su provini di terreno prelevati in sito e su quelli costipati in laboratorio secondo procedura Proctor Standard. Durante queste fasi sono state misurate le corrispondenti variazioni dell'indice dei vuoti “ e ” e dell'indice dei vuoti d'acqua “ e_w ” (cioè il volume d'acqua in un volume di terreno contenente un volume di frazione solida pari all'unità). Per entrambi i set di provini investigati (costipati in sito e in laboratorio), l'analisi dei risultati sperimentali indica che, nel campo delle tensioni considerate, le linee di compressione normale a suzione costante seguono una relazione lineare nei piani semilogaritmici $e-\ln(p-u_a)$ e $e_w-\ln(p-u_a)$, dove $(p-u_a)$ indica la tensione media netta. Ciascuna linea di normal compressione è perciò identificata dai valori dei due parametri che corrispondono alla pendenza e all'intercetta per $(p-u_a)=1$.

Poiché, sia per il materiale di sito che di laboratorio, non sono disponibili prove di compressione isotropa su provini saturi, si è fatto riferimento alle prove condotte a suzione 10 kPa; tale assunzione sembra essere ragionevole dal momento che durante queste prove il grado di saturazione S_r ha assunto valori molto elevati e tipicamente maggiori del 90%. I valori delle pendenze e delle intercette delle linee di normal compressione di “ e ” ed “ e_w ” a suzione costante sono state usate per ritracciare le linee di normal compressione in termini di tensione di scheletro media, p'' . Le figure V.5 e V.6 mostrano le linee di normal compressione isotropa a suzione costante 10, 100, 200 e 400 kPa, nel piano semilogaritmico $e-\ln(p'')$ per ciascun set di dati.

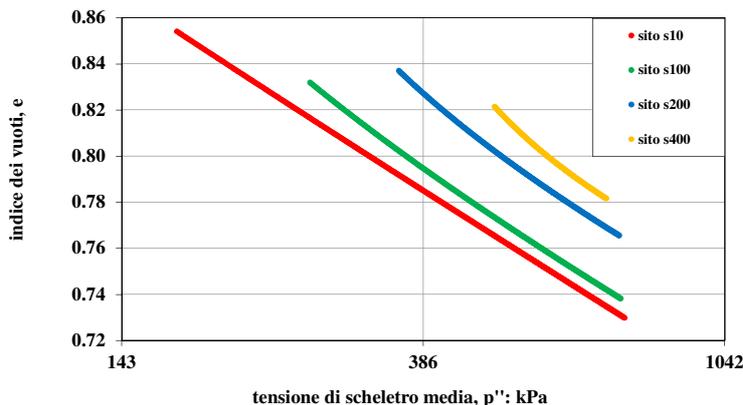


Figure V.5: Provini costipati in sito: linee di normal compressione isotropa a suzione costante, nel piano $e-\ln p''$.

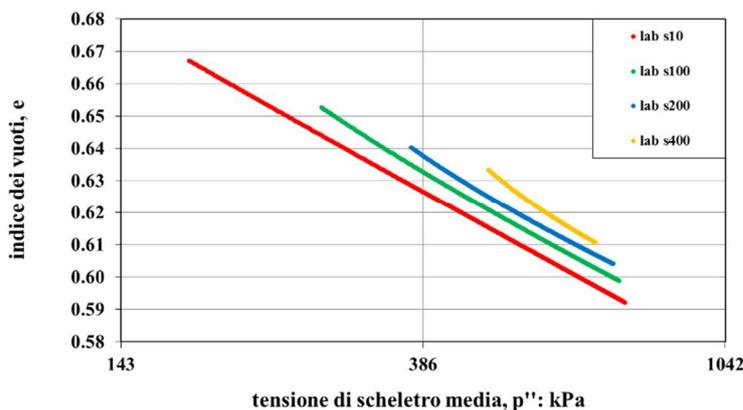


Figure V.6: Provini costipati in laboratorio: linee di normal compressione isotropa a suzione costante, nel piano $e-\ln p''$.

Le linee di normal compressione isotropa satura (linee rette nel piano semilogaritmico $e-\ln(p'')$) hanno la forma:

$$e_s(p'') = N - \lambda * \ln(p'') \quad (V.7)$$

N e λ nell'equazione (V.7) sono rispettivamente l'intercetta ($p''=1\text{kPa}$) e la pendenza delle linee di normal compressione satura. Si nota che, in condizioni di saturazione, la tensione di scheletro media, p'' , coincide con la tensione efficace media, p' , e perciò i parametri N e λ sono uguali a quelli che identificano la linea di normal compressione satura nel piano semilogaritmico $e-\ln(p')$.

In tabella V.1 si riportano i valori delle pendenze e delle intercette delle linee di normal compressione isotropa sature nel piano $e-\ln(p'')$ per i due set di provini oggetto di studio:

	N	λ
SITO	1.285	0.084
LABORATORIO	0.937	0.052

Tabella V.1: Pendenze ed intercette delle linee di normal compressione satura, nel piano $e-\ln p''$.

L'osservazione delle figure V.5 e V.6 rivela che le linee di normal compressione isotropa a suzione 100, 200 e 400 kPa non sono rettilinee nel piano semilogaritmico $e-\ln p''$, ma sono curve con pendenza che diminuisce quando esse si avvicinano alla linea a suzione 10 kPa, coincidente con buona approssimazione alla linea di normal consolidazione isotropa satura. Ciò appare congruente con l'osservazione sperimentale che il grado di saturazione aumenta durante la compressione isotropa a suzione costante di provini normalmente consolidati. Infatti, se un provino di terreno raggiungesse la saturazione durante la compressione ad un valore positivo di suzione, la tensione intergranulare media coinciderebbe con la tensione efficace e il corrispondente valore dell'indice dei vuoti dovrebbe giacere sulla linea di normal compressione satura. Dopo la saturazione, la linea di compressione normale per valori di suzione diversi da zero dovrebbe perciò avere la stessa pendenza della linea di normal compressione satura: bisogna dunque aspettarsi che le linee di compressione normale per suzioni diverse da zero progressivamente convergano verso la linea satura, così come sembra avvenire nel caso dei due set di provini investigati.

Dal confronto dei dati delle prove eseguite su provini indisturbati di sito e costipati in laboratorio si evince chiaramente che i primi presentano una compressibilità maggiore rispetto ai secondi e peraltro che essi risentono maggiormente delle variazioni di suzione in termini di compressibilità.

Dalle linee di normal compressione isotropa nel piano semi-logaritmico $e-\ln(p'')$ mostrate nelle figure V.5 e V.6 è possibile calcolare il rapporto tra l'indice dei vuoti del terreno non saturo "e" e quello corrispondente alle condizioni sature "e_s", alla stessa tensione intergranulare media.

Per i due set di dati di sito e laboratorio il valore del rapporto e/e_s può essere calcolato in funzione del valore della variabile di legame, ξ , definita dall'equazione (V.6) (corrispondente ai valori di S_r e $f(s)$ del terreno non saturo).

Per la determinazione dei valori della funzione $f(s)$ è necessario fare riferimento a studi sulla distribuzione della grandezza dei pori del terreno, oggetto di sperimentazione.

A tal proposito la figura V.7 mostra le curve di costipamento Proctor Standard e Harvard (35 colpi). Nella stessa figura sono inoltre mostrati i punti rappresentativi delle condizioni iniziali di provini indisturbati di sito e provini costipati con tecnica Harvard a contenuto d'acqua di sito. Tali provini, così come quelli Proctor e Harvard costipati al contenuto d'acqua ottimo, sono stati sottoposti a prove di porosimetria ad intrusione di mercurio (MIP) e ad analisi con microscopia elettronica a scansione (SEM), condotte presso l'Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale. I risultati di tali prove sono riportati nelle figure V.8-15.

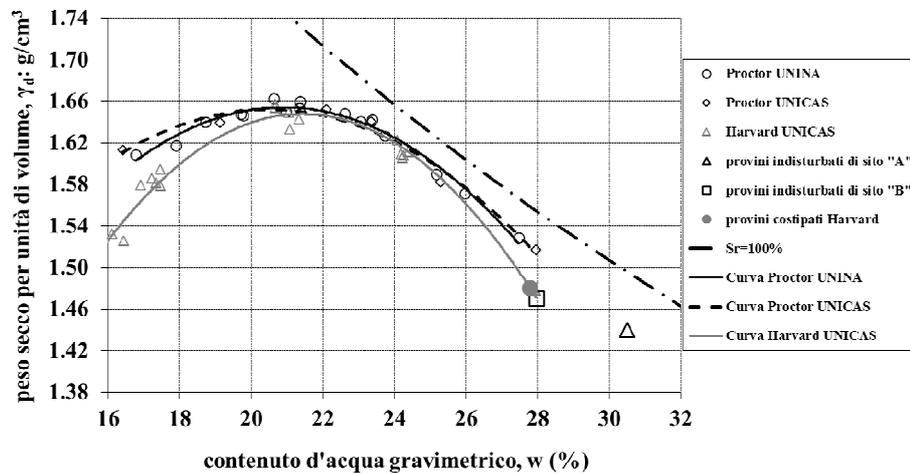


Figure V.7: Curve di costipamento Proctor e Harvard, condizioni iniziali dei provini.

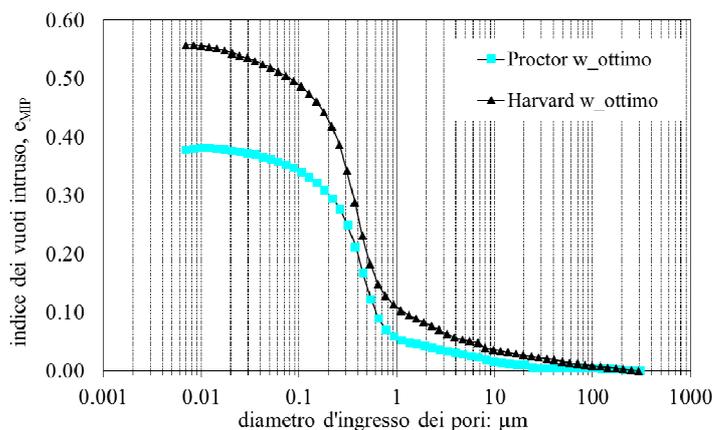


Figure V.8: Risultati MIP su provini costipati Proctor e Harvard a contenuto d'acqua ottimo: indice dei vuoti intruso.

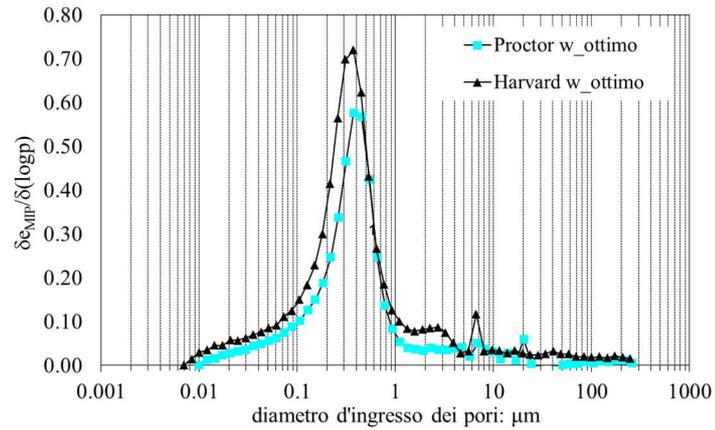


Figure V.9: Risultati MIP su provini costipati Proctor e Harvard a contenuto d'acqua ottimo: funzione densità della dimensione dei pori.

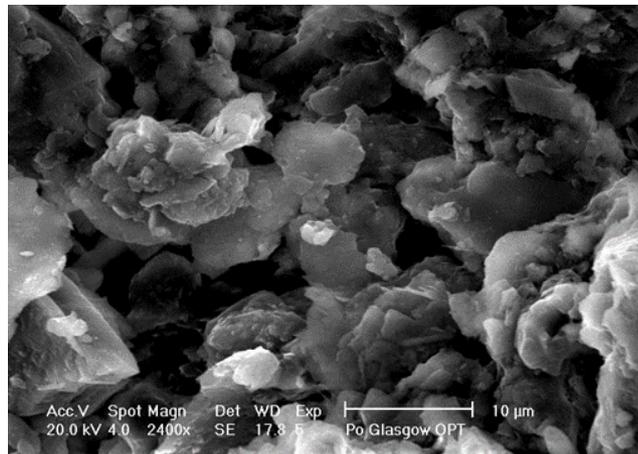


Figure V.10: Analisi SEM su provino costipato Proctor a contenuto d'acqua ottimo.

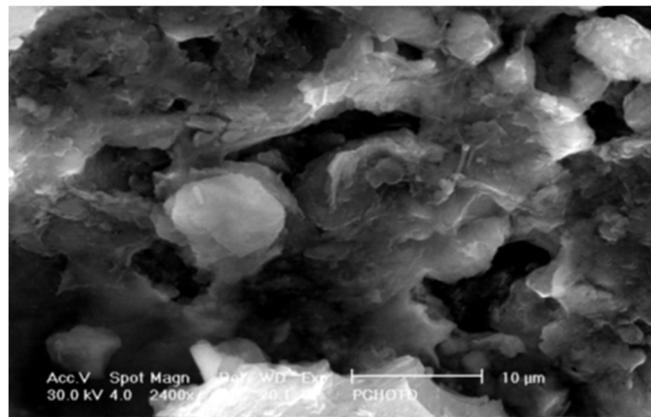


Figure V.11: Analisi SEM su provino costipato Harvard a contenuto d'acqua ottimo.

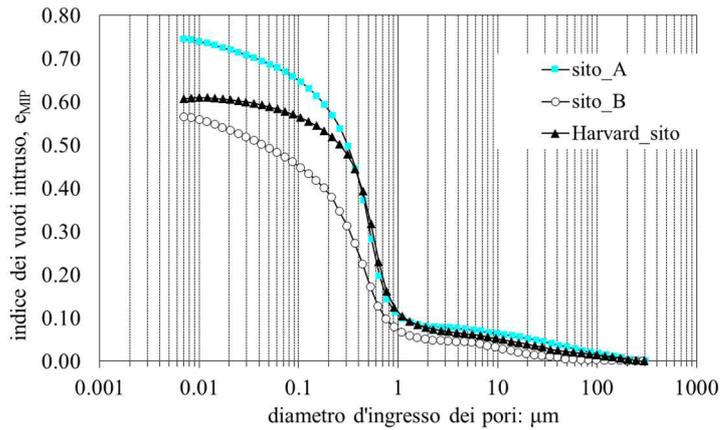


Figure V.12: Risultati MIP su provini indisturbati di sito “A” e “B” e su provino costipato Harvard a contenuto d’acqua di sito: indice dei vuoti intruso.

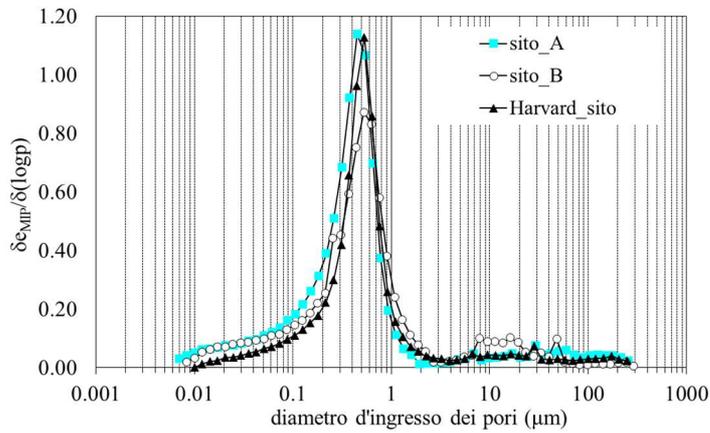


Figure V.13: Risultati MIP su provini indisturbati di sito “A” e “B” e su provino costipato Harvard a contenuto d’acqua di sito: funzione densità della dimensione dei pori.

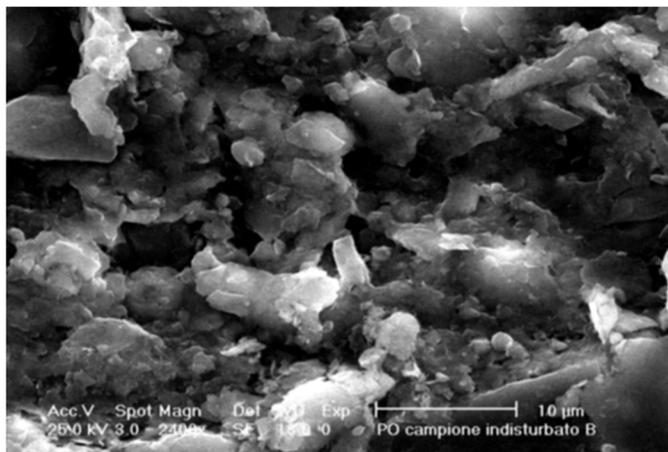


Figure V.14: Analisi SEM su provino indisturbato di sito “B”.

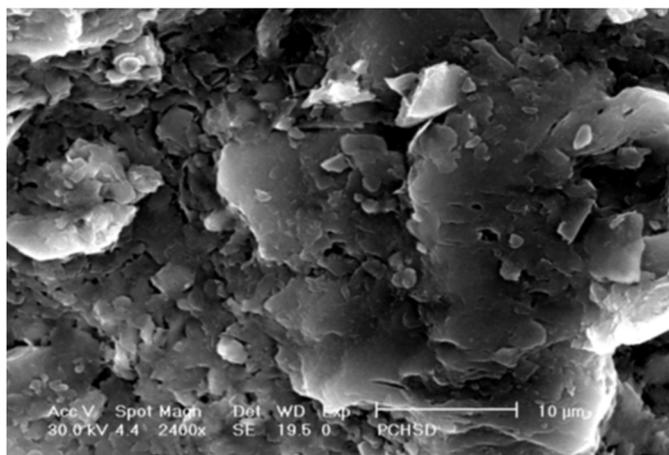


Figure V.15: Analisi SEM su provino costipato Harvard a contenuto d’acqua di sito.

Osservando le figure sopra riportate, si nota che in tutti e tre i casi esaminati il limo argilloso del Po presenta distribuzione porosimetrica monomodale, con valore più frequente di grandezza dei pori compreso tra 0.3 e 0.4 μm per i provini costipati Proctor e Harvard a contenuto d’acqua ottimo e tra 0.4 e 0.6 μm per i provini indisturbati di sito e costipati Harvard a contenuto d’acqua di sito. Inoltre le analisi SEM mostrano che la tessitura di aggregazione delle particelle nei tre casi studiati è abbastanza simile e confermano la similitudine della tessitura, indipendentemente dal metodo di costipamento.

I risultati di porosimetria precedentemente illustrati sono stati utilizzati, in riferimento alla soluzione proposta da Fisher (1926), per il calcolo del valore della funzione $f(s)$ per i livelli di suzione indagati (10, 100, 200 e 400 kPa). Per i valori di $u_a - u_w$ di 100, 200 e 400 kPa, i dati di normal compressione sono congruenti con un’unica relazione che collega il valore del rapporto e/e_s e la variabile di legame, ξ . Tale variabile perciò appare essere unicamente correlata all’abilità dello scheletro di sostenere valori dell’indice dei vuoti più alti quando il terreno è soggetto a suzione. Per ciascuna normal compressione isotropa a suzione costante, ci si aspetta che il valore del rapporto e/e_s raggiunga il valore di “1” quando ξ è uguale a zero (cioè quando il provino raggiunge la saturazione) perché in questo caso le linee di normal compressione a suzioni diverse da zero coincidono con la linea satura nel piano semilogaritmico $e - \ln(p’)$.

L’equazione del modello che interpola i dati sperimentali di e/e_s in funzione di ξ ha la seguente espressione:

$$\frac{e}{e_s} = 1 - a * [1 - \exp(b * \xi)] \quad (\text{V.8})$$

dove a e b sono parametri del modello.

L'equazione (V.8) predice un valore di e/e_s uguale ad 1 quando ξ è uguale a zero, congruentemente con l'osservazione precedente.

Nella tabella V.2 si riportano i valori dei parametri a e b ottenuti per interpolazione dei dati sperimentali per i due set di provini investigati.

	a	b
SITO	1.051	0.431
LABORATORIO	1.120	0.109

Tabella V.2: parametri “a” e “b” calibrati in normal consolidazione isotropa.

La figura V.16 mostra le curve $[e/e_s](\xi)$ di equazione (V.8) ottenute per i provini di sito e di laboratorio in seguito alla calibrazione dei parametri “a” e “b” in normal consolidazione isotropa.

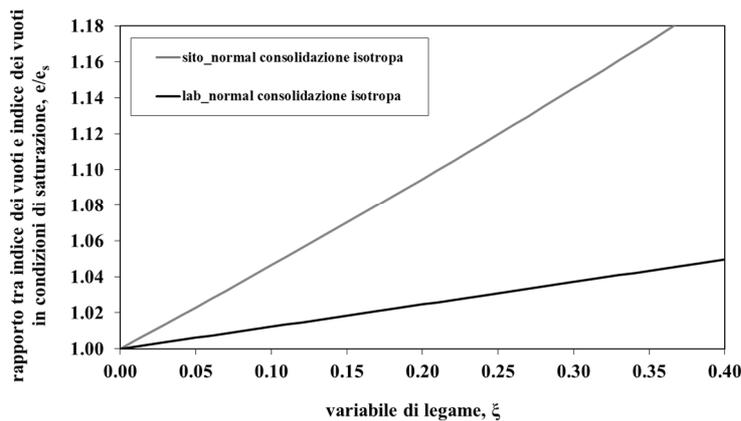


Figure V.16: curve $[e/e_s](\xi)$ interpolanti in normal consolidazione isotropa.

Le curve rappresentate in figura V.16 appaiono seguire una forma piuttosto lineare invece di suggerire incrementi esponenziali più o meno pronunciati del rapporto e/e_s in funzione del legame di capillarità, ξ . Il motivo di questa differenza deve essere probabilmente attribuito alla particolare tessitura del terreno e della distribuzione della grandezza dei pori, che controlla il numero di menischi d'acqua che si formano per unità di volume della frazione solida per un dato valore del grado di saturazione.

Dall'osservazione della figura V.16 si nota che i provini indisturbati di sito, a parità di valore di variabile di legame, ξ , presentano rapporti e/e_s maggiori rispetto ai provini costipati in

laboratorio secondo procedura Proctor Standard. Nel caso di sito, quindi, l'indice dei vuoti "e" del materiale risente maggiormente dell'effetto stabilizzante delle azioni normali al contatto tra le particelle indotte dai menischi acqua-aria-solido, rispetto allo stesso materiale costipato in laboratorio.

V.3.2 Fasi di taglio

Al fine di analizzare gli effetti della parziale saturazione sul comportamento meccanico in fase deviatorica del limo argilloso del Po sono state effettuate 32 prove di taglio, condotte a deformazione controllata: 15 per il terreno costipato in sito e 17 per quello costipato in laboratorio.

A fine prova sono state spesso rilevate bande di taglio visibili ad occhio nudo. In particolare, ciò è sistematicamente avvenuto per provini consolidati a valori di tensione media netta bassi (10-15 kPa). La rottura si è quindi verificata con una marcata localizzazione delle deformazioni ed i risultati in fase di post-picco non appaiono pertanto rappresentativi del comportamento del singolo elemento di volume, il provino, ma della risposta di un sistema non più continuo. Tale circostanza giustifica la caduta di resistenza piuttosto brusca registrata in alcune prove. Si è quindi scelto di determinare il criterio di resistenza relativo a ciascun livello di suzione utilizzando i valori di picco del deviatore.

Tali punti di picco sono stati interpolati nel piano $(p-u_a):q$ con rette parallele come previsto dal Barcelona Basic Model (BBM), che considera la pendenza M delle linee di stato critico indipendente dalla suzione. Secondo tale modello, l'effetto della suzione sulla resistenza si manifesta mediante una coesione aggiuntiva, detta coesione apparente μ .

In altri termini, i dati sperimentali sono stati interpretati con l'equazione proposta da Wheeler e Sivakumar (1995):

$$q = M(u_a - u_w) * (p - u_a) + \mu(u_a - u_w) \quad (V.9)$$

con M costante rispetto ad $(u_a - u_w)$:

$$q = M * (p - u_a) + \mu(u_a - u_w) \quad (V.10)$$

Per ogni livello di suzione, le rette interpolanti sono rappresentate nelle figure V.17 e V.18 rispettivamente per provini costipati in sito e provini costipati in laboratorio.

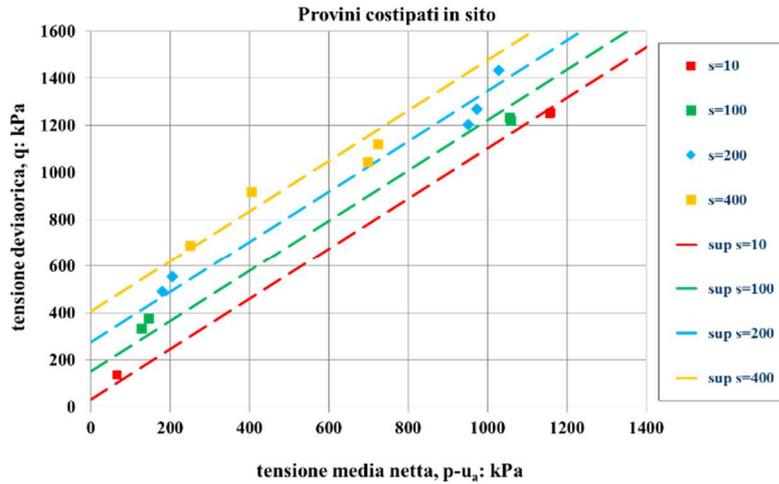


Figure V.17: provini costipati in sito: rette interpolanti; piano $q:p-u_a$.

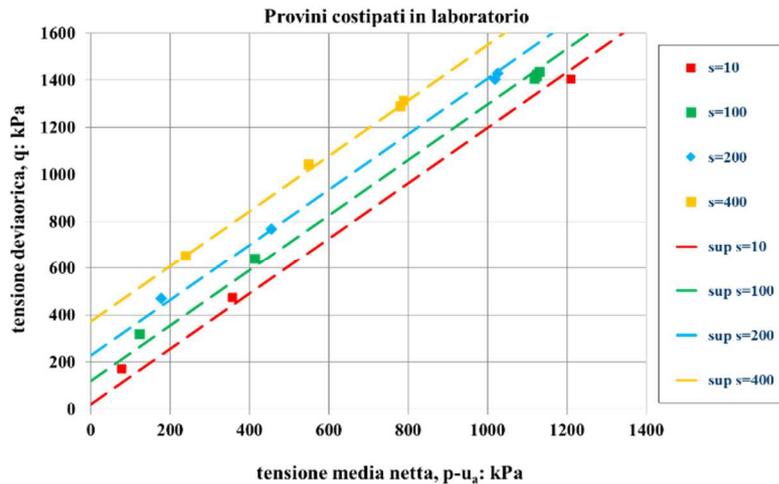


Figure V.18: provini costipati in laboratorio: rette interpolanti; piano $q:p-u_a$.

Gli andamenti della coesione apparente in funzione della suzione sono rappresentati in figura V.19. Si può notare come sia l'andamento relativo al terreno costipato in sito sia quello relativo al terreno costipato in laboratorio siano non lineari; la coesione apparente, a parità di suzione, risulta maggiore nel caso di provini di sito rispetto a quelli di laboratorio e, nel campo di suzione indagato, lontana dallo stabilizzarsi al crescere della suzione stessa.

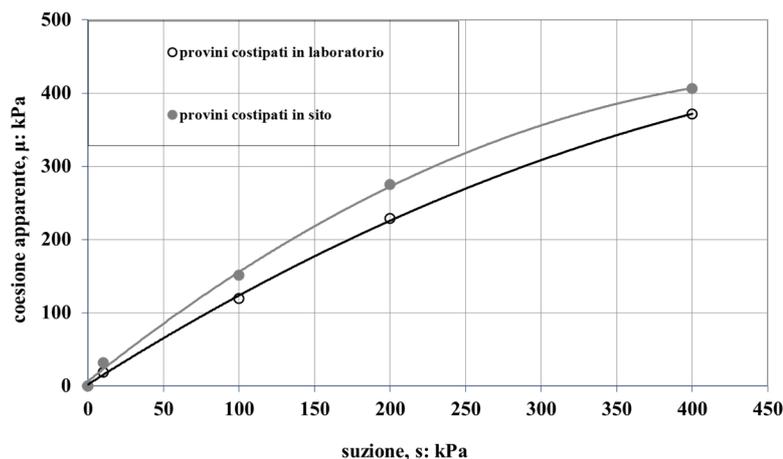


Figure V.19: coesione apparente: confronto sito-laboratorio; piano $\mu:s$.

Oltre a quanto descritto in precedenza, i risultati sperimentali relativi alle fasi di taglio sono stati interpretati anche alla luce del modello di D. Gallipoli et al. (2008) “Modelling unsaturated soil behaviour during normal consolidation and at critical state”.

In tale modello la funzione V.8, che per semplicità può essere definita come “funzione di legame capillare”, si postula essere la stessa per provini sia normal consolidati sia a stato critico, e quindi essere una proprietà del terreno. E’ perciò sufficiente un’unica funzione di legame capillare per estendere il comportamento dei terreni saturi al dominio dei terreni non saturi e questa richiede solamente un numero limitato di parametri.

Nelle figure V.20 e V.21 sono tracciate le linee di stato critico sature insieme ai punti rappresentativi di condizioni di rottura a taglio a suzione 100, 200 e 400 kPa nel piano $e-\ln(p'')$ rispettivamente per provini indisturbati di sito e costipati in laboratorio.

Si ricorda che per effetto della marcata localizzazione delle deformazioni in fase di post-picco, si è scelto di determinare il criterio di resistenza relativo a ciascun livello di suzione utilizzando i valori di resistenza picco.

Inoltre, dal momento che sia per il materiale costipato in sito che per quello costipato in laboratorio non si dispone di prove su terreno saturo, si è implicitamente assunto $S_r=1$ a suzione 10 kPa.

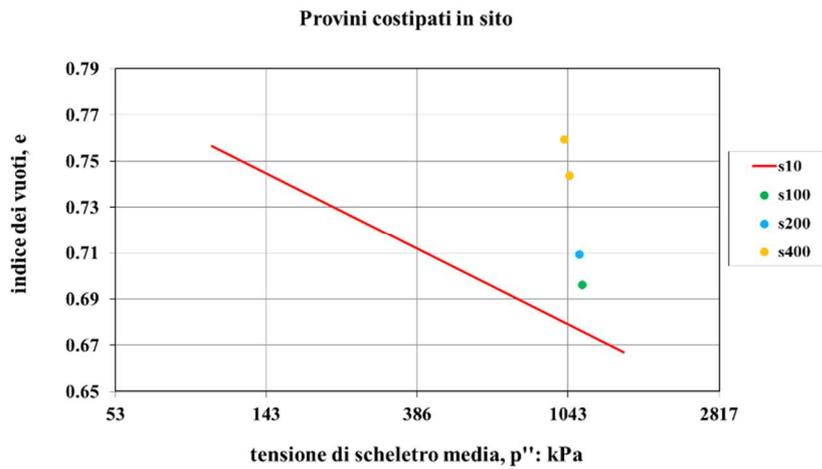


Figure V.20: Provini costipati in sito: linea di stato critico satura e punti di stato critico a suzione 100, 200 e 400 kPa.

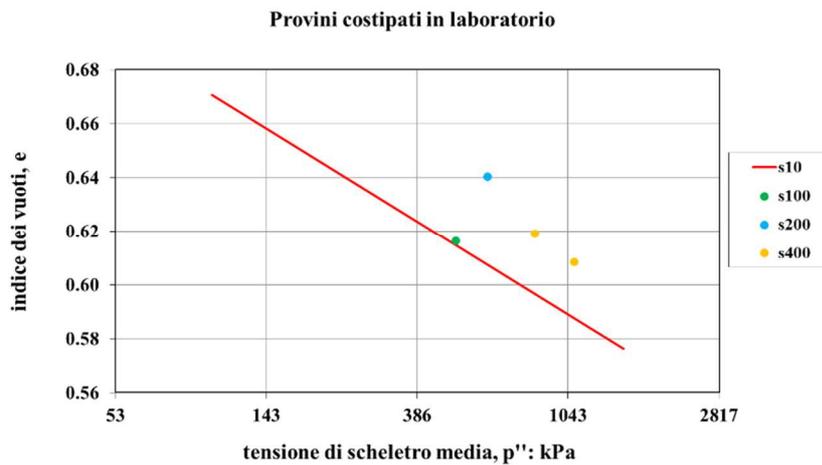


Figure V.21: Provini costipati in laboratorio: linea di stato critico satura e punti di stato critico a suzione 100, 200 e 400 kPa.

Le linee di stato critico sature (linee rette nel piano semilogaritmico $e-\ln p''$) hanno la seguente espressione:

$$e_s(p'') = \Gamma - \psi * \ln p'' \tag{V.11}$$

dove Γ e ψ sono rispettivamente l'intercetta ($p''=1\text{kPa}$) e la pendenza della linea di stato critico satura nel piano $e-\ln p''$. In tabella V.3 si riportano i valori delle pendenze e delle intercette delle seddette linee nel piano $e-\ln p''$ per i due set di provini oggetto di studio:

	Γ	ψ
SITO	0.909	0.033
LABORATORIO	0.831	0.035

Tabella V.3: Pendenze ed intercette delle linee di stato critico sature nel piano e - $\ln(p'')$.

E' importante notare che sia per i provini indisturbati di sito sia per quelli costipati in laboratorio la pendenza della linea di normal compressione isotropa satura è considerevolmente differente dalla pendenza delle linea di stato critico satura; ciò apparentemente contraddice quanto ipotizzato dal modello, ossia che le due linee siano parallele nel piano e - $\ln(p'')$. Ciò potrebbe essere dovuto al fatto che il criterio di resistenza relativo a ciascun livello di suzione fa riferimento ai valori di picco e non a quelli corrispondenti di stato critico.

Come detto in precedenza, l'equazione del modello che interpola i dati sperimentali di e/e_s in funzione di ξ ha l'espressione (V.8) nella quale a e b sono parametri del modello.

Si riportano nella tabella V.4 i valori dei parametri a e b ottenuti per interpolazione dei dati sperimentali a rottura per i due set di provini investigati.

	a	b
SITO	1.061	0.394
LABORATORIO	1.011	0.124

Tabella V.4: parametri "a" e "b" calibrati a stato critico.

La figura V.22 mostra le curve $[e/e_s](\xi)$ di equazione (V.8) ottenute per i provini di sito e di laboratorio in seguito alla calibrazione dei parametri "a" e "b" a stato critico.

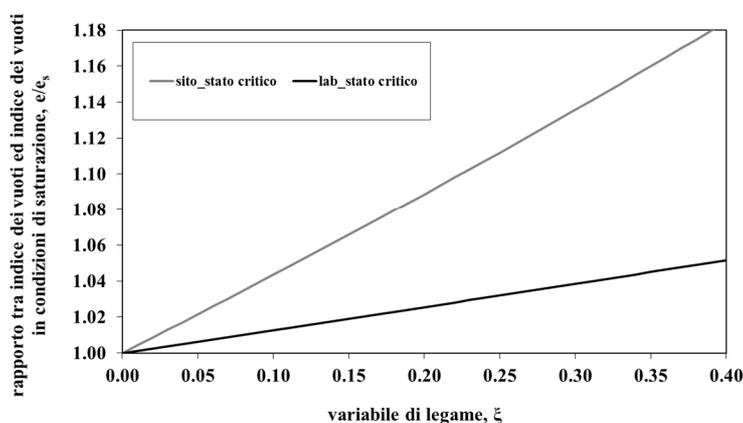


Figure V.22: curve $[e/e_s](\xi)$ interpolanti a stato critico.

Per la forma pressoché rettilinea delle suddette curve interpolanti valgono le stesse osservazioni fatte per quelle determinate nel caso di normal consolidazione isotropa (vedi paragrafo V.3.1). Nonostante si riscontri la discrepanza di valori, di cui si è detto in precedenza, tra λ e ψ , sia per i provini di sito che di laboratorio, la funzione di legame capillare ottenuta a stato critico risulta con buona approssimazione coincidente con quella ottenuta in normal consolidazione isotropa nel campo di ξ indagato (vedi figure V.23 e V.24). In definitiva, dunque, i risultati ottenuti corroborano l'assunzione fatta da Gallipoli et al. (2008) dell'esistenza di un'unica funzione di legame capillare a normal consolidazione isotropa e a stato critico.

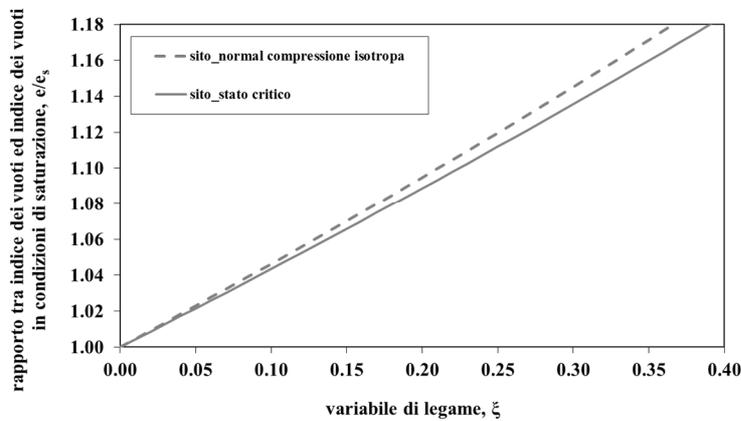


Figure V.23: confronti curve $[e/e_s](\xi)$ interpolanti: provini costipati in sito.

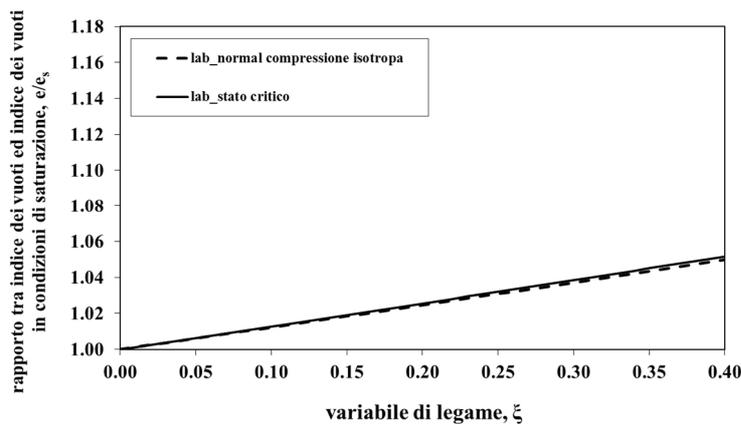


Figure V.24: confronti curve $[e/e_s](\xi)$ interpolanti: provini costipati in laboratorio.

Nel modello adottato è investigata non soltanto la dipendenza della resistenza a taglio dalla tensione di scheletro, σ''_{hk} , ma anche dal legame di capillarità per tener conto dell'influenza potenziale della tessitura del terreno non saturo a stato critico. La motivazione di tale studio deriva dalla questione se differenti tessiture iniziali influenzino la tensione deviatorica critica oppure se, a rottura, la tessitura iniziale sia ormai resa ininfluenza dall'intensa distorsione subita dallo scheletro solido. Il legame di capillarità, ξ , che è unicamente correlato al rapporto e/e_s , può essere preso come una misura di quanto "aperta" sia la tessitura di un terreno non saturo, quindi, ogni dipendenza della resistenza a taglio dal legame di capillarità, ξ , può essere considerato come un segno di influenza della tessitura iniziale sulla resistenza.

Le figure V.25 e V.26 mostrano la tensione deviatorica critica diagrammata in funzione della corrispondente tensione di scheletro media e la relativa retta interpolante per i due set di provini.

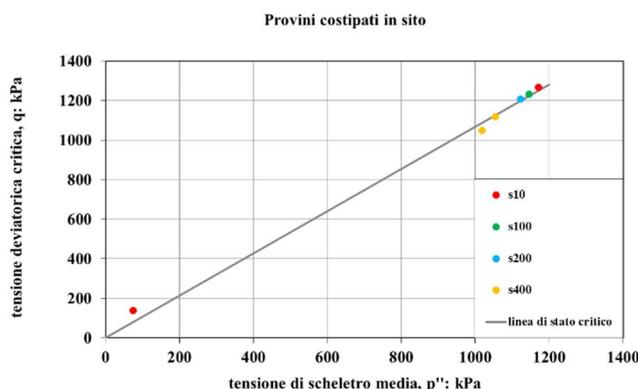


Figure V.25: tensione deviatorica critica in funzione della tensione di scheletro media; provini costipati in sito.

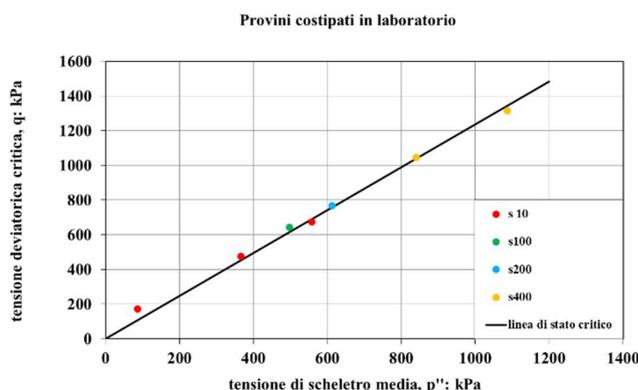


Figure V.26: tensione deviatorica critica in funzione della tensione di scheletro media; provini costipati in laboratorio.

L'osservazione delle suddette figure indica che, nel campo indagato della tensione di scheletro media, i dati per il limo argilloso del Po presentano una dispersione relativamente bassa. I dati in figura V.25 e V.26 sono anche ben interpolati da una relazione lineare passante per l'origine e avente pendenza M differente per i due set di dati investigati e pari a 1.07 e 1.23 rispettivamente per i provini indisturbati di sito e per i provini costipati in laboratorio.

I punti mostrati nelle figure V.25 e V.26 sono stati usati per calcolare i valori del rapporto tensionale critico M_u (cioè q/p'') normalizzato rispetto alla pendenza della linea di stato critica satura M_s (cioè q/p'' in condizioni di saturazione). Le figure V.27 e V.28 mostrano tale rapporto in funzione del legame di capillarità ξ . Anche la suddetta pendenza di stato critico satura assume valori differenti per i due gruppi di provini: 1.09 per il set di sito e 1.25 per il set di laboratorio. Si ricorda che in tale trattazione si considerano con buona approssimazione saturi i provini testati a suzione $s = 10\text{kPa}$, in quanto durante tutta la fase di taglio il grado di saturazione, per essi assume valori maggiori del 90%.

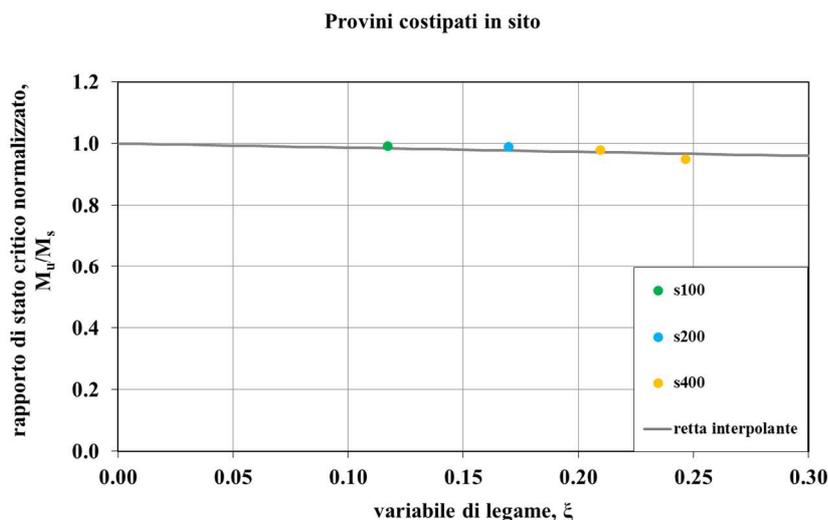


Figure V.27: rapporto critico normalizzato in funzione della variabile di legame; provini costipati in sito.

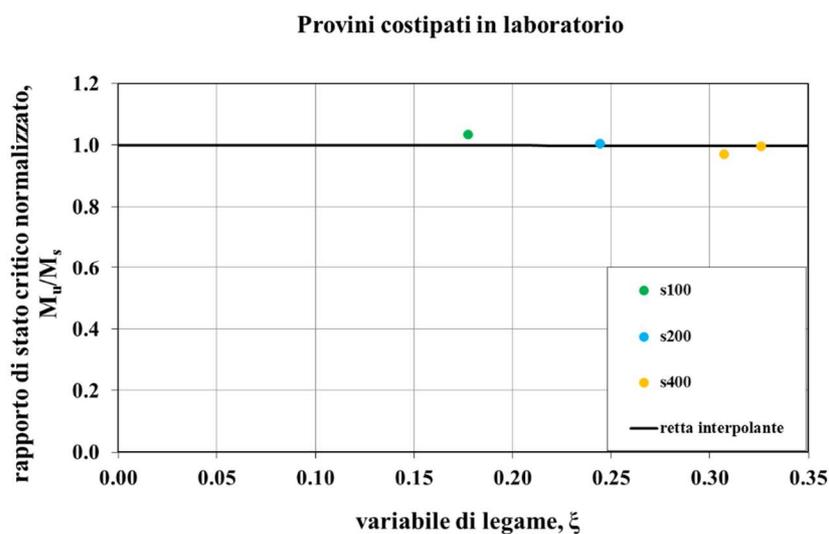


Figure V.28: rapporto critico normalizzato in funzione della variabile di legame; provini costipati in laboratorio.

Come ci si aspetta dalla limitata dispersione dei dati di figura V.25 e V.26, il rapporto di stato critico normalizzato è approssimativamente uguale all'unità per tutto il campo investigato dei valori della variabile di legame ξ .

E' interessante notare che l'analisi del comportamento volumetrico ha anche mostrato una forma atipica per la funzione di legame capillare, che appare essere più vicina ad una linea retta piuttosto che ad una legge esponenziale caratteristica. E' possibile ipotizzare che questi aspetti distintivi del comportamento meccanico del limo argilloso del Po in termini sia di resistenza critica (costanza del rapporto di stato critico normalizzato in funzione di ξ) sia di deformazione volumetrica (andamento pressoché lineare della funzione di legame capillare) siano originati dalla stessa causa ed essa potrebbe essere trovata nella particolare evoluzione del legame di capillarità, ξ , durante le variazioni del grado di saturazione nel materiale oggetto di studio.

CONCLUSIONI

La ricerca oggetto di questo lavoro di Dottorato ha avuto come obiettivo lo studio del comportamento idro-meccanico di un limo argilloso debolmente sabbioso parzialmente saturo utilizzato come materiale da costruzione per un argine fluviale del medio corso del fiume Po.

Essa si basa sull'analisi di risultati sperimentali di prove di laboratorio, effettuate nell'ambito di un progetto di ricerca svolto nel contesto del Career Integration Grant sviluppato con il contributo della Commissione Europea nell'ambito del progetto Service Assessment and Failure of Earth Structures (PCI409-GA-2011-293727) dall'Ing. Francesca D'Onza¹ in collaborazione con il Prof. Claudio Mancuso del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Napoli Federico II, il Prof. Domenico Gallipoli dell'Università de Pau et des Pays de l'Adour (Francia) ed il Prof. Simon Wheeler dell'Università di Glasgow (UK).

Tale progetto è stato finalizzato all'analisi degli effetti della suzione e delle variabili di costipamento sulla risposta meccanica dei terreni, utilizzati per la costruzione di argini e rilevati, che vengono tipicamente addensati per ottenere proprietà meccaniche e idrauliche idonee alle funzioni a cui le opere stesse sono destinate. La scelta di energia, contenuto d'acqua e tecnica di costipamento rappresenta la strategia per modulare dette proprietà e determina uno stato di parziale saturazione nei terreni, situazione che spesso permane anche in condizioni di esercizio e che presenta notevoli conseguenze pratiche.

Inoltre, in fase di progettazione è avvalsa la consuetudine di adottare le proprietà meccaniche e idrauliche misurate su campioni costipati in laboratorio quale riferimento per il terreno costipato in sito. Per verificare la validità di tale assunto si è analizzato il comportamento idro-meccanico di un limo argilloso del fiume Po sia quando costipato in laboratorio sia nelle condizioni post costipamento di un argine reale.

Come accennato, nello studio dei terreni costipati è indispensabile far ricorso agli schemi concettuali ed ai modelli della meccanica dei terreni non saturi, nonché adoperare apparecchiature di laboratorio specifiche. Per questo motivo la sperimentazione oggetto di studio è stata focalizzata sulla risposta idro-meccanica a deformazioni medio-elevate in condizioni di suzione controllata di un limo argilloso debolmente sabbioso, utilizzato per la costruzione di un argine sperimentale del medio corso del fiume Po, sia quando prelevato

¹ Attualmente ricercatrice presso l'Agenzia nazionale per le nuove tecnologie, l'energia e lo sviluppo economico sostenibile (ENEA) di Portici (Na).

dall'argine stesso, sia quando costipato in laboratorio secondo Procedura Proctor Standard (ASTM D691-91).

La presenza di due fluidi all'interno dei pori, di cui uno incompressibile (acqua) ed un altro compressibile (aria), e l'interazione che questi hanno tra loro e con lo scheletro solido condizionano fortemente lo stato tensionale e, più in genere, il comportamento meccanico ed idraulico. Non è possibile estendere il principio delle tensioni efficaci di Terzaghi (1936) al caso della parziale saturazione, ma è necessario piuttosto far riferimento a due variabili tensionali distinte come tensione netta e suzione o come tensione intergranulare e legame di capillarità. Inoltre, a differenza del caso saturo, sono necessarie due variabili indipendenti per descrivere lo stato idro-volumetrico, come il volume specifico ed il volume specifico d'acqua. Ciò comporta dal punto di vista sperimentale la necessità di dispositivi aggiuntivi per imporre la suzione. Per lo studio del comportamento di un terreno parzialmente saturo si ha infatti la necessità di controllare sia le tensioni totali che quelle agenti nell'acqua e nell'aria di porosità e monitorare lo stato idro-volumetrico. Essendo le variazioni di volume e di contenuto d'acqua tra loro indipendenti, bisogna provvedere separatamente alla loro misura mediante strumentazioni che si affiancano ai classici sistemi per il controllo delle tensioni deviatoriche e delle deformazioni.

Ai fini di un inquadramento generale della risposta idraulica del materiale oggetto di studio in condizioni di parziale saturazione sono state realizzate prove di ritenzione idrica in cella edometrica a suzione controllata. La suzione è stata applicata con il metodo della traslazione degli assi. Tramite l'apparecchiatura edometrica sono state eseguite 6 prove di ritenzione idrica a suzione controllata e a tensione verticale netta costante. L'analisi dei risultati ottenuti ha messo in evidenza un'apprezzabile ripetibilità ed ha confermato la bontà delle misure eseguite. I valori del contenuto d'acqua gravimetrico sono risultati maggiori nel caso dei provini costipati in sito rispetto a quelli costipati in laboratorio. Le pendenze dei percorsi di essiccamento diminuiscono all'aumentare della tensione verticale netta in maniera più marcata nel caso di provini prelevati in sito. Durante le fasi di imbibizione la pendenza delle curve $w(s)$ sembra essere all'incirca costante al variare della tensione verticale netta sia nel caso di provini costipati in sito sia nel caso dei provini costipati in laboratorio con valori leggermente inferiori nel caso dei secondi.

I valori dell'indice dei vuoti sono risultati maggiori nel caso dei provini costipati in sito rispetto a quelli costipati in laboratorio. Deformazioni elastoplastiche avvengono durante i percorsi di essiccamento ma la loro intensità non è molto sensibile alla tensione verticale netta applicata.

Risposte differenti sono comunque osservate per i provini costipati in sito e in laboratorio, con i primi che manifestano deformazioni maggiori a parità di variazione di suzione. Non si osserva una dipendenza significativa della pendenza delle curve $e(s)$ di essiccamento al variare della tensione verticale netta, analogamente tale dipendenza non viene osservata per le curve $e(s)$ di imbibizione. Per tutti e due i set di dati (sito e laboratorio) le curve $S_r(s)$ si dispongono su valori maggiori del grado di saturazione all'aumentare della tensione verticale netta, così come atteso in quanto all'aumentare della $\sigma_{v,n}$ aumenta la differenza tra la quantità d'aria espulsa e la quantità d'acqua espulsa dai provini. I valori del grado di saturazione di inizio prova sono maggiori nel caso di provini prelevati in sito poiché prima della prova essi presentano un contenuto d'acqua gravimetrico e un peso secco per unità di volume rispettivamente maggiore e minore rispetto ai provini costipati in laboratorio. Le pendenze delle curve di essiccamento $S_r(s)$ per i provini costipati in sito sono maggiori rispetto a quelle dei provini costipati in laboratorio, in accordo col fatto che essi presentano un indice dei vuoti maggiore rispetto al set di provini di laboratorio; le suddette pendenze inoltre diminuiscono all'aumentare della tensione verticale netta nel caso di provini prelevati in sito, mentre sembrano essere quasi costanti nel caso di provini costipati in laboratorio.

Una significativa isteresi idraulica è osservata per tutti e due i set di prove, ma in maniera più significativa nel caso di provini prelevati in sito.

Le tre curve di essiccamento risultano però più ravvicinate tra loro nel caso dei provini costipati in sito rispetto a quelle dei provini costipati in laboratorio; ciò è dovuto probabilmente al fatto che essi in precedenza sono già stati sottoposti a parecchi cicli di essiccamento-imbibizione e al fatto che i provini costipati in sito incominciano la loro fase di essiccamento da valori relativamente alti del grado di saturazione (sopra il 97.5%) e, presumibilmente, giacciono sulla curva di essiccamento principale sin da quando ha inizio il percorso di essiccamento stesso.

Quando la suzione raggiunge valori molto elevati, l'indice dei vuoti d'acqua tende verso un asintoto; in queste condizioni e_w è indipendente dall'indice dei vuoti e risulta funzione della sola suzione.

L'unicità di questa relazione tra indice dei vuoti d'acqua e suzione per alti valori di suzione (bassa saturazione) è già stata sperimentalmente osservata in limi e argille costipati con differenti gradi di attività. Le suddette osservazioni sono anche in accordo con il modello di ritenzione idrica di Gallipoli (2012) e Gallipoli et al. (2015). Secondo tali modelli, per alti valori di suzione, ogni variazione meccanicamente indotta dell'indice dei vuoti riguarderà solamente i pori maggiori mentre lascerà quelli più piccoli quasi invariati. A suzioni alte (bassa

saturazione), l'acqua si ritira nei pori più piccoli così che ogni variazione indotta meccanicamente dell'indice dei vuoti non è in grado di causare una variazione dell'indice dei vuoti d'acqua. Questo significa anche che, quando la suzione aumenta molto, le curve di essiccamento a livelli differenti dell'indice dei vuoti tendono verso un'unica relazione tra indice dei vuoti d'acqua e suzione, che è legata alle proprietà di ritenzione idrica dei pori più piccoli. I risultati sulla ritenzione idrica ottenuti in cella edometrica sono stati interpretati secondo uno dei modelli più avanzati nell'ambito del comportamento idro-meccanico per terreni non saturi: "A hysteretic soil-water retention model accounting for cyclic variation of suction and void ratio" di D. Gallipoli (Geotechnique, 2012). Si riscontrano differenze significative tra i due set di materiali investigati. Il modello calibrato sui dati di laboratorio sembra non riuscire a predire il comportamento di ritenzione idrica riscontrato per il materiale costipato in sito. Il modello calibrato sui dati di sito delle due prove a tensione verticale netta 50 e 200 kPa sembra riuscire a predire il comportamento di ritenzione idrica riscontrato per lo stesso materiale a tensione verticale netta 100 kPa (prova S-E3tvn100), confermando la correttezza del procedimento di calibrazione del modello adottato. Le differenze di comportamento di ritenzione idrica dei due set di provini investigati sembrano quindi essere confermate anche alla luce dell'interpretazione dei dati sperimentali ottenuti.

Per quanto concerne le prove triassiali, il limo del Po è stato sottoposto a 40 prove in cella triassiale investigando un campo di suzione compreso tra 10 kPa e 400 kPa. L'analisi dei risultati ottenuti ha messo in evidenza un'apprezzabile ripetibilità ed ha confermato la bontà delle misure eseguite.

La suzione ha un effetto "benefico" sul comportamento in fase di compressione. Sia nel caso di provini costipati in sito sia nel caso di provini costipati in laboratorio al crescere di $(u_a - u_w)$ si osserva una riduzione degli indici di compressibilità sia in condizioni di consolidazione normale sia in scarico-ricarico e non si osserva alcuna tendenza ad un valore minimo stabile. Il modo di variare di queste grandezze è sempre di tipo esponenziale, ma la velocità della diminuzione cambia da un caso all'altro, per cui non è possibile determinare parametri comuni che esprimano in modo unico gli effetti della suzione.

La compressibilità di normal consolidazione isotropa e quella di scarico-ricarico per i provini costipati in sito risultano maggiori delle corrispettive compressibilità dei provini costipati in laboratorio. Il materiale costipato in sito è maggiormente sensibile, in termini di indici di compressibilità, alle variazioni di suzione.

Al crescere di $(u_a - u_w)$ si riscontra un aumento della tensione apparente di preconsolidazione con andamenti simili in entrambi i casi.

I risultati sperimentali relativi alla fase di compressione isotropa sono stati interpretati alla luce del modello proposto da D. Gallipoli et al. (2003).

Poiché, sia per il materiale di sito che di laboratorio, non si dispone di prove in condizione di completa saturazione, si è fatto riferimento per essi alle prove condotte a suzione 10 kPa; tale assunzione sembra essere ragionevole dal momento che durante queste prove il grado di saturazione S_r ha assunto valori maggiori del 90%. I valori delle pendenze e delle intercette delle linee di normal compressione di “e” ed “ e_w ” a suzione costante sono state usate per ritracciare le linee di normal compressione in termini di tensione di scheletro media, p'' .

Le linee di normal compressione isotropa a suzione 100, 200 e 400 kPa non sono rettilinee nel piano semilogaritmico $e - \ln(p'')$, ma sono curve con pendenza che diminuisce quando esse si avvicinano alla linea a suzione 10 kPa, coincidente con buona approssimazione alla linea di normal consolidazione isotropa satura. Questo è congruente con l’osservazione sperimentale che il grado di saturazione aumenta durante carichi isotropi di stato vergine a suzione costante. Infatti se un provino di terreno raggiungesse la saturazione durante la compressione ad un valore positivo di suzione, la tensione di scheletro media coinciderebbe con la tensione efficace satura, e il corrispondente valore dell’indice dei vuoti dovrebbe giacere sulla linea di normal compressione satura. Dopo la saturazione, la linea di compressione normale per valori di suzione diversi da zero dovrebbe perciò avere la stessa pendenza della linea di normal compressione satura. Quindi bisogna aspettarsi che la pendenza delle linee di compressione normale per suzioni diverse da zero progressivamente si riduca quando esse convergono verso la linea satura, così come sembra avvenire nel caso dei due set di provini investigati.

Dalle linee di normal compressione isotropa nel piano $e - \ln(p'')$ è possibile calcolare il rapporto tra l’indice dei vuoti del terreno non saturo “e” e quello corrispondente alle condizioni sature “ e_s ”, alla stessa tensione di scheletro media.

Per i due set di dati di sito e laboratorio il valore del rapporto e/e_s può essere calcolato in funzione del valore della variabile di legame, ξ (corrispondente ai valori di S_r e $f(s)$ del terreno non saturo).

Per i valori di $u_a - u_w$ di 100, 200 e 400 kPa, i dati di normal compressione sono congruenti con un’unica relazione che collega il valore del rapporto e/e_s e la variabile di legame, ξ . Tale variabile perciò appare essere unicamente correlata all’abilità dello scheletro di sostenere valori dell’indice dei vuoti più alti quando il terreno è sotto suzione. Per ciascuna normal

compressione isotropa a suzione costante, ci si aspetta che il valore del rapporto e/e_s raggiunga il valore “1” quando ξ è uguale a zero (cioè quando il provino raggiunge la saturazione) perché in questo caso le linee di normal compressione a suzioni diverse da zero coincidono con la linea satura nel piano semilogaritmico $e-\ln p$ ’.

Le curve $e/e_s(\xi)$ appaiono seguire un andamento lineare piuttosto che quello esponenziale suggerito in letteratura. Il motivo di questa differenza è probabilmente dovuto alla particolare tessitura del terreno e alla distribuzione della dimensione dei pori, che controlla il numero di menischi d’acqua che si formano per unità di volume della frazione solida per un dato valore del grado di saturazione.

A parità di valore di variabile di legame, ξ , i provini indisturbati di sito presentano rapporti e/e_s maggiori rispetto ai quelli costipati in laboratorio secondo procedura Proctor Standard. Nel caso di sito, quindi, l’indice dei vuoti “e” del materiale risente maggiormente dell’effetto stabilizzante delle forze di legame che si formano a contatto tra le particelle in seguito alla formazione di menischi d’acqua, rispetto allo stesso materiale costipato in laboratorio.

Per tutti i valori di suzione indagati a parità di valore di tensione netta di confinamento, i provini costipati in laboratorio presentano una rigidità ed un deviatore di picco maggiori rispetto ai provini costipati in sito.

A fine prova sono state spesso rilevate bande di taglio visibili ad occhio nudo. In particolare, ciò è sistematicamente avvenuto per provini consolidati a valori di tensione media netta bassi (10-15 kPa). La rottura si è quindi verificata con una marcata localizzazione delle deformazioni ed i risultati in fase di post-picco non sono più rappresentativi del comportamento dell’elemento di volume, ma della risposta di un sistema non più continuo. Tale circostanza giustifica la caduta di resistenza piuttosto brusca registrata in alcune prove. Si è scelto quindi di determinare il criterio di resistenza relativo a ciascun livello di suzione utilizzando i valori di picco del deviatore.

Tali punti di picco sono stati interpolati nel piano $(p-u_a):q$ con rette parallele come previsto dal Barcelona Basic Model (BBM), che considera la pendenza M delle linee di stato critico indipendente dalla suzione. Secondo tale modello, l’effetto della suzione sulla resistenza si manifesta mediante una coesione aggiuntiva, detta coesione apparente μ .

Le variazioni con s della coesione sono non lineari sia per il terreno costipato in sito sia per quello costipato in laboratorio; a parità di suzione la coesione apparente risulta maggiore nel caso di provini di sito rispetto a quelli di laboratorio e, nel campo di suzione indagato, lontana dallo stabilizzarsi al crescere della suzione stessa.

Ciò è di particolare importanza per opere in terra dove gli stati tensionali sono ridotti e quindi il termine coesivo può giocare un ruolo fondamentale nella resistenza a taglio del materiale.

Anche nelle fasi di taglio condotte in cella triassiale è stata osservata una significativa influenza della suzione, al cui crescere si verifica un aumento della rigidità e della resistenza.

I risultati sperimentali relativi alle fasi di taglio in cella triassiale sono stati interpretati anche alla luce del modello elasto-plastico proposto da D. Gallipoli et al. (2008).

La funzione $e/e_s(\xi)$ già introdotta con riferimento alla compressibilità si postula essere la stessa a stato critico e quindi essere una proprietà del terreno. E' perciò sufficiente un'unica funzione $e/e_s(\xi)$ capillare per estendere l'applicazione dei modelli dei terreni saturi al dominio dei terreni non saturi.

E' importante notare che sia per i provini indisturbati di sito sia per quelli costipati in laboratorio la pendenza della linea di normal compressione isotropa satura è considerevolmente differente dalla pendenza delle linee di stato critico satura; ciò appare contraddire quanto postulato dal modello che suggerisce che le due linee siano parallele nel piano semilogaritmico $e-\ln p$. Questa discrepanza di risultati potrebbe essere spiegata osservando che si è scelto di determinare il criterio di resistenza relativo a ciascun livello di suzione utilizzando i valori di picco del deviatore e non quelli corrispondenti alle reali condizioni di stato critico.

Nonostante si riscontri la discrepanza di valori, di cui si è detto in precedenza, tra λ e ψ , sia per i provini di sito che di laboratorio, la funzione $e/e_s(\xi)$ ottenuta a stato critico risulta con buona approssimazione coincidente con quella ottenuta in normal consolidazione isotropa nel campo di ξ indagato, e quindi i risultati ottenuti corroborano l'assunzione fatta da Gallipoli et al. (2003) dell'esistenza di un'unica funzione di legame capillare a normal consolidazione isotropa e a stato critico.

Nel modello adottato è investigata non soltanto la dipendenza della resistenza a taglio dalla tensione di scheletro, σ''_{hk} , ma anche dal legame di capillarità per tener conto dell'influenza potenziale della tessitura del terreno non saturo a stato critico. La motivazione di tale studio deriva dall'osservazione che a differenti tessiture iniziali del materiale, a stato critico possa corrispondere uno stesso valore di tensione intergranulare, dipendente dall'intensità del legame capillare. Questo a sua volta pone la questione se differenti tessiture influenzano anche la tensione deviatorica critica che il terreno è capace di sostenere ad una data tensione di scheletro media. Il legame di capillarità, ξ , che è unicamente correlato al rapporto e/e_s , può essere preso come una misura di quanto "aperta" sia la tessitura di un terreno non saturo, quindi, ogni

dependenza della resistenza a taglio dal legame di capillarità, ξ , può essere considerato come un segno di influenza della tessitura del terreno non saturo sulla resistenza a taglio.

Nel campo indagato della tensione di scheletro media, i dati per il limo argilloso del Po presentano una dispersione relativamente bassa.

La pendenza di stato critico satura assume valori differenti per i due gruppi di provini: 1.09 per il set di sito e 1.25 per il set di laboratorio.

Il rapporto di stato critico normalizzato è approssimativamente uguale all'unità per tutto il campo investigato dei valori della variabile di legame ξ .

E' interessante notare che l'analisi del comportamento volumetrico ha anche mostrato una forma atipica per la funzione $e/e_s(\xi)$, che appare essere più vicina ad una linea retta piuttosto che ad una legge esponenziale caratteristica. E' possibile ipotizzare che questi aspetti distintivi del comportamento meccanico del limo argilloso del Po in termini sia di resistenza critica (costanza del rapporto di stato critico normalizzato in funzione di ξ) sia di deformazione volumetrica (andamento pressoché lineare della funzione di legame capillare) siano originati dalla stessa causa ed essa potrebbe essere trovata nella particolare evoluzione del legame di capillarità, ξ , durante le variazioni del grado di saturazione nel materiale oggetto di studio.

In sintesi lo stato di parziale saturazione ha notevoli riflessi sul comportamento idro-meccanico per entrambi i materiali investigati.

Nei due casi la suzione ha un effetto "benefico" sulla compressibilità e sulla resistenza, che all'aumentare della suzione rispettivamente decresce e aumenta notevolmente. E' importante ricordare che l'aliquota di resistenza del materiale in sito dovuta alla coesione apparente (τ_μ), tenuto conto dell'assenza di coesione efficace (c') del materiale, in quanto costipato, e della ridotta aliquota attritiva ($\tau_{\varphi'}$), a causa dei bassi valori di tensione, giuoca un ruolo estremamente importante sulla stabilità delle suddette opere in terra:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f * \text{tg}(\varphi') + (u_a - u_w) * \text{tg}(\varphi_b)$$

$$\tau_f = 0 + \tau_{\varphi'} + \tau_\mu$$

Nel range di suzione indagato, dove il materiale ha ancora un grado di saturazione elevato, si è osservato che tutti gli effetti della suzione sul comportamento meccanico del terreno non sono ancora stabilizzati. In futuro, si suggerisce di investigare livelli di suzione superiori rispetto a quelli indagati nel presente lavoro in modo da verificare le ipotesi di stabilizzazione del comportamento meccanico qui avanzate.

Dal confronto dei risultati ottenuti sui materiali costipati in laboratorio con quelli costipati in sito secondo le stesse prescrizioni imposte al costipamento in laboratorio, si evince che la

compressibilità dei primi è minore rispetto ai secondi. Inoltre, il materiale costipato in sito è maggiormente sensibile alla variazione di suzione. La tensione apparente di preconsolidazione presenta per tutti e due i materiali andamenti simili e, a parità di suzione applicata, per il materiale ricostituito presenta valori leggermente superiori rispetto a quello di sito. In termini di resistenza, la coesione apparente presenta profili non lineari al variare della suzione per tutti e due i tipi di materiale, con valori maggiori per i provini costipati in sito.

I provini costipati in sito, che presentano valori di contenuto d'acqua e peso secco per unità di volume rispettivamente maggiore e minore dei provini di laboratorio, esibiscono comportamenti idro-meccanici differenti. Queste differenze potrebbero essere dovute a eventuali percorsi tensionali subiti dal materiale in sito dal momento della costruzione del rilevato fino al momento del campionamento e/o a un sotto-costipamento (energia di compattazione minore rispetto a quella da prescrizione) e/o a un costipamento a contenuto d'acqua troppo elevato. Cautela dovrebbe perciò essere usata nella comune pratica ingegneristica quando si assume che le proprietà delle opere in terra siano simili a quelle dei provini costipati in laboratorio sotto le stesse prescrizioni, anche perché il controllo delle procedure di costipamento in sito non è sempre accurato e potrebbe produrre costipamenti a un differente contenuto d'acqua e/o a differente energia di compattazione rispetto alle prescrizioni. I provini indisturbati, caratterizzati da valori iniziali sia di peso secco per unità di volume che di contenuto d'acqua confrontabili con quelli dei provini ricostituiti in laboratorio, hanno un comportamento rispetto a questi ultimi simile per quanto riguarda sia la compressibilità che la resistenza; per quanto concerne la resistenza è stato possibile effettuare il confronto tra i due set di provini nel caso di bassi valori di tensione di confinamento (10-15 kPa): i valori delle resistenze di picco sono confrontabili nei due casi e gli andamenti del deviatore al crescere delle deformazioni assiali sono rappresentativi di rotture fragili (rottura a becco di flauto) per entrambi i due set di provini.

Questo sembra confermare, in accordo con i risultati di porosimetria ad intrusione di mercurio e di microscopia elettronica a scansione ottenuti dal Prof. Giacomo Russo dell'Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale sui due set di provini, che le due differenti tecniche di costipamento (sito e laboratorio), se condotte ai medesimi valori di contenuto d'acqua e di energia di costipamento, così come da prescrizione, generino nel materiale una tessitura simile, esibendo lo stesso comportamento idro-meccanico simile nei due casi in esame.

Sembrerebbe, dunque, che la tecnica di preparazione del materiale influisca in modo poco significativo sulla sua tessitura e quindi sulle sue proprietà idro-meccaniche, ma che contenuto d'acqua e peso secco per unità di volume siano gli unici fattori fondamentali.

Un importante arricchimento dei risultati già ottenuti potrebbe essere conseguito con un numero limitato di prove sperimentali su materiale costipato in laboratorio, a contenuti d'acqua prossimi a quelli di sito e portati allo stesso peso secco per unità di volume, verificando la suddetta tesi.

Si intravedono i seguenti possibili sviluppi futuri dell'attività di ricerca fin qui svolta:

- 1) L'ampio set di dati sperimentali prodotti ha il potenziale di diventare un importante riferimento per lo sviluppo e la validazione di modelli costitutivi già esistenti e futuri;
- 2) L'utilizzo di programmi agli elementi finiti per l'analisi della distribuzione spaziale della suzione all'interno del corpo di argini di piccole dimensioni, nonché per lo studio della loro stabilità in corrispondenza di vari scenari relativi a diverse condizioni iniziali e al contorno che potrebbero verificarsi durante la vita utile delle opere, potrà condurre alla determinazione di coefficienti di sicurezza idonei alla luce dei previsti cambiamenti climatici ovvero di più estremi eventi di pioggia e di piena;
- 3) I dati sperimentali di laboratorio prodotti e l'interpretazione degli stessi potranno quindi contribuire, in prospettiva, a migliorare la progettazione delle opere in terra nonché l'analisi del loro comportamento in fase di esercizio e la gestione della loro manutenzione.

APPENDICE

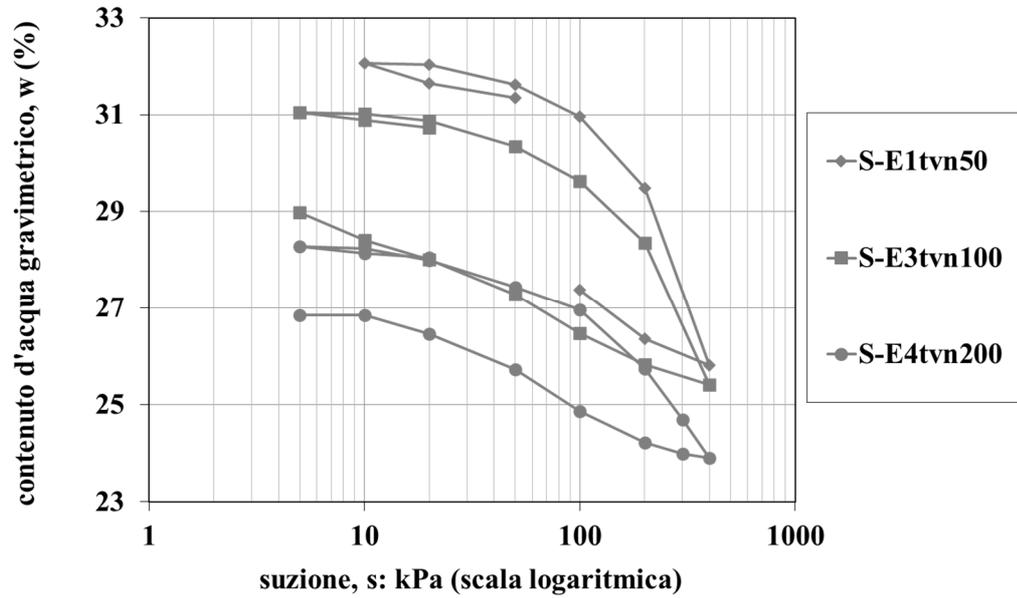


Figura A.1.a: Prove di ritenzione idrica su provini costipati in sito: piano w : s.

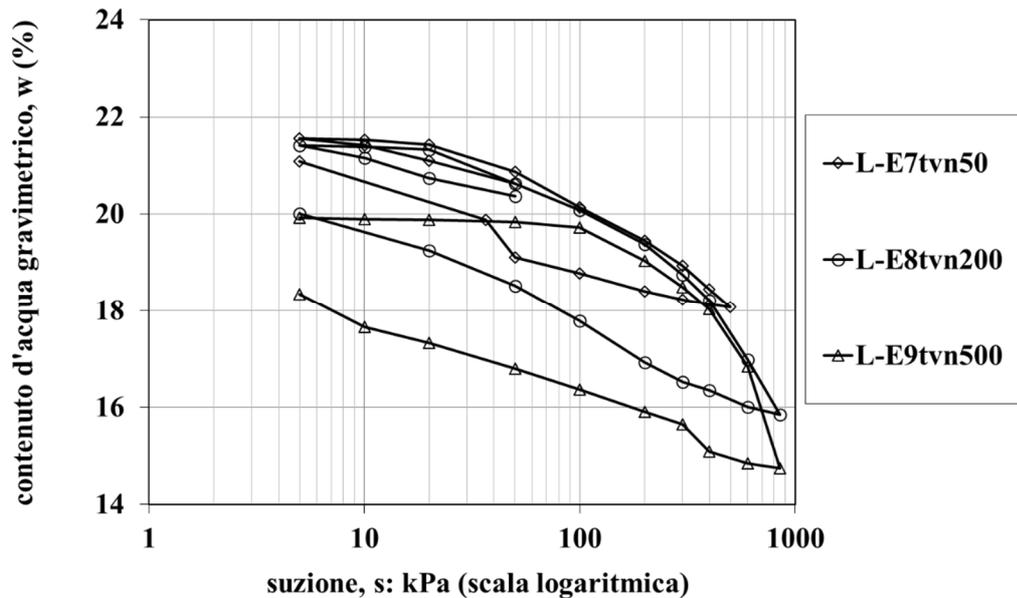


Figura A.1.b: Prove di ritenzione idrica su provini costipati in laboratorio: piano w : s.

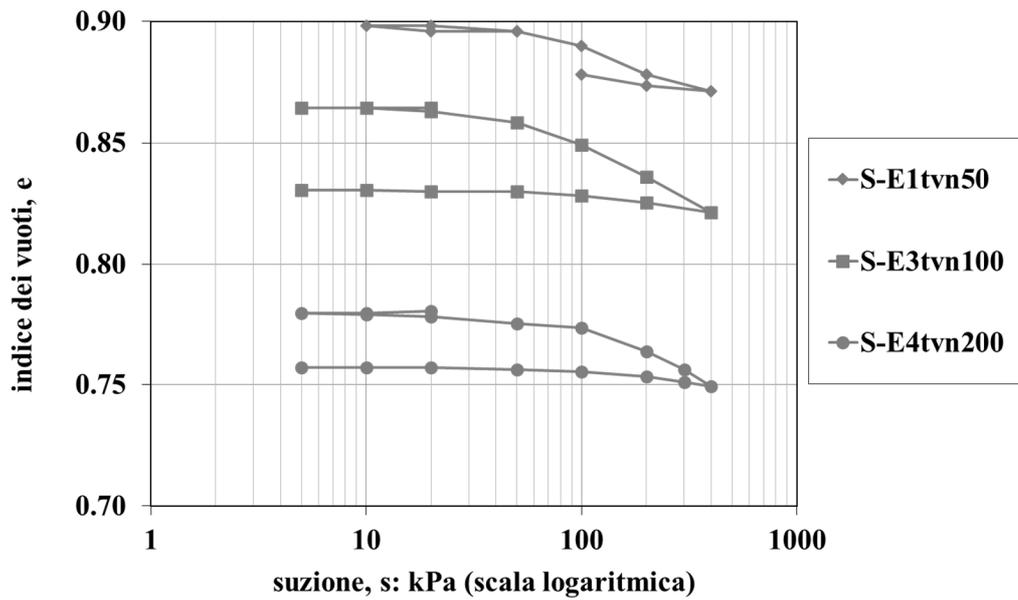


Figura A.2.a: Prove di ritenzione idrica su provini costipati in sito: piano e : s.

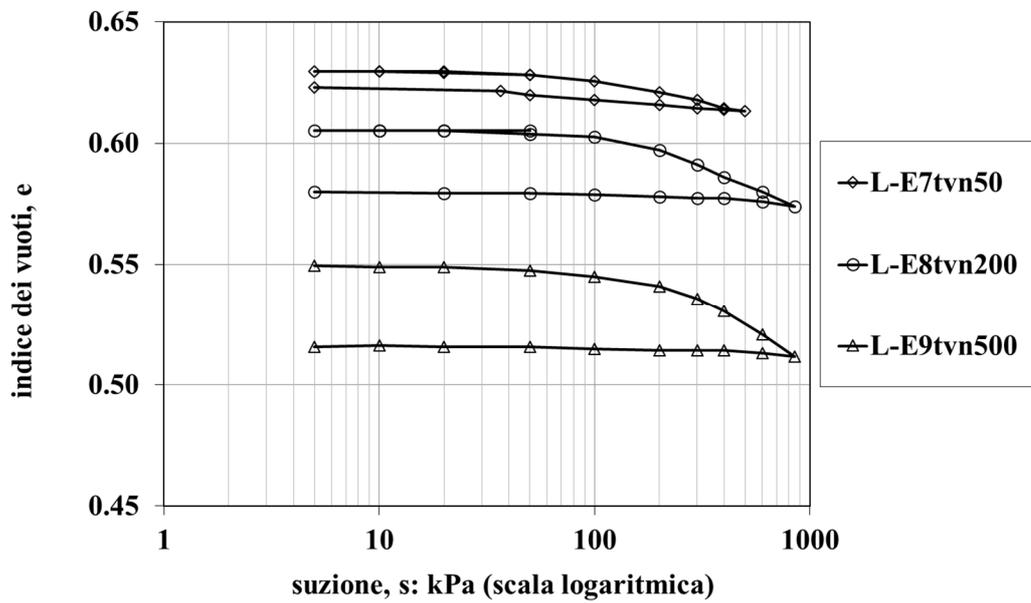


Figura A.2.b: Prove di ritenzione idrica su provini costipati in laboratorio: piano e : s.

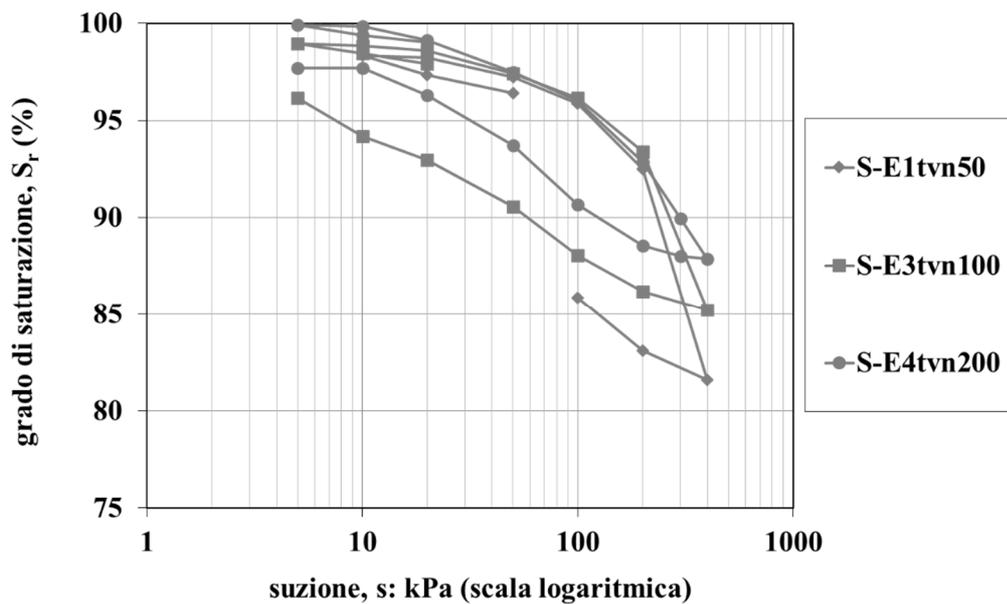


Figura A.3.a: Prove di ritenzione idrica su provini costipati in sito: piano $S_r : s$.

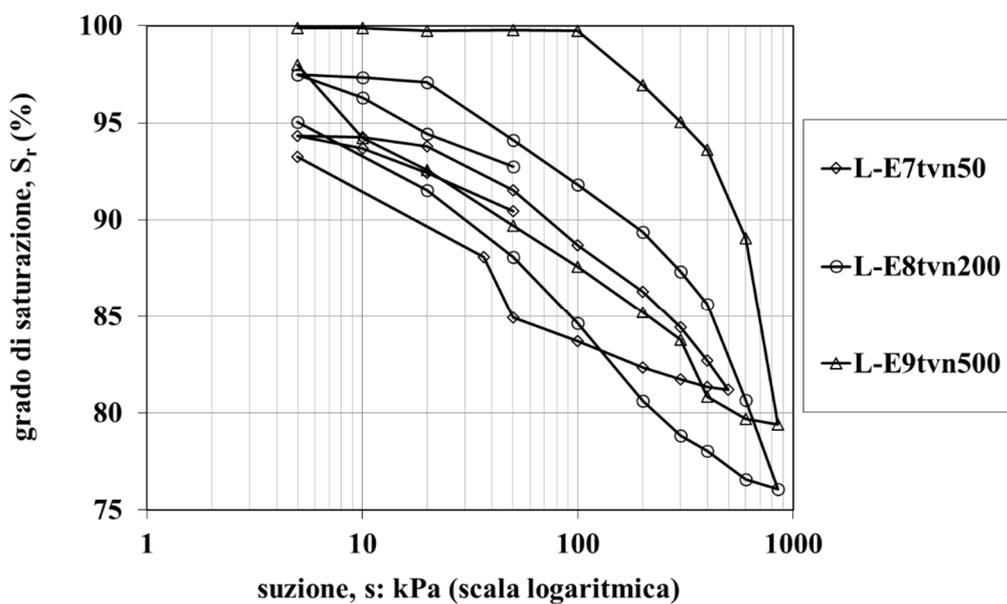


Figura A.3.b: Prove di ritenzione idrica su provini costipati in laboratorio: piano $S_r : s$.

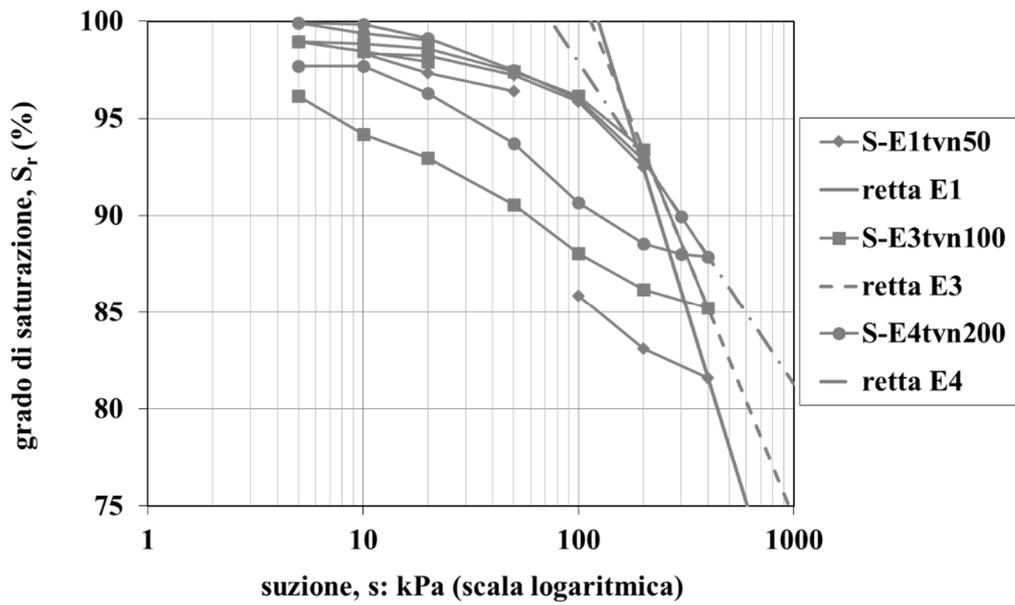


Figura A.4.a: Prove di ritenzione idrica su provini costipasti in sito e rette tangenti nell'intervallo di suzione 200 – 400 kPa: piano $S_r : s$.

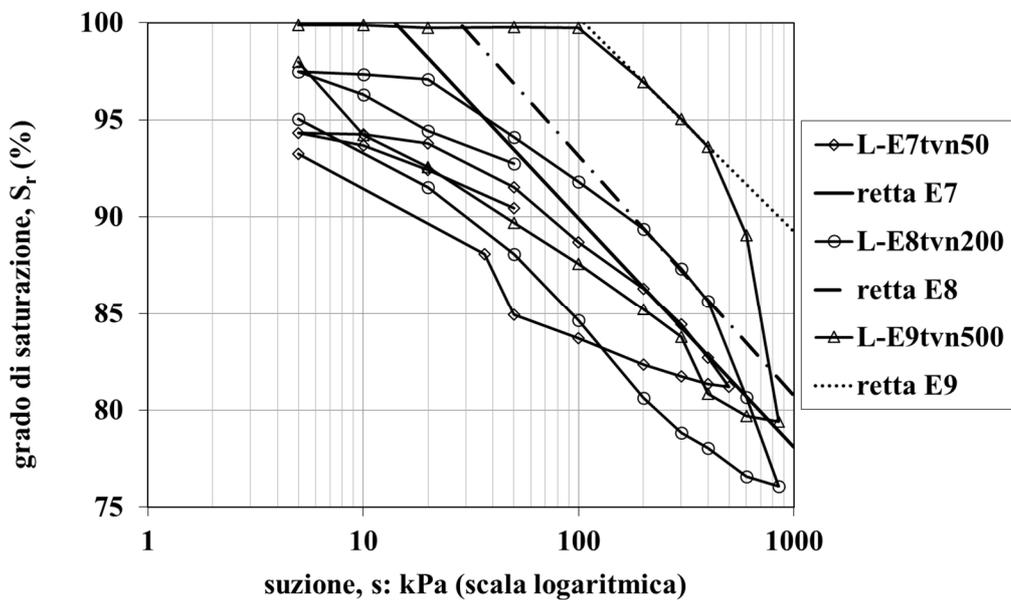


Figura A.4.b: Prove di ritenzione idrica su provini costipasti in laboratorio e rette tangenti nell'intervallo di suzione 200 – 400 kPa: piano $S_r : s$.

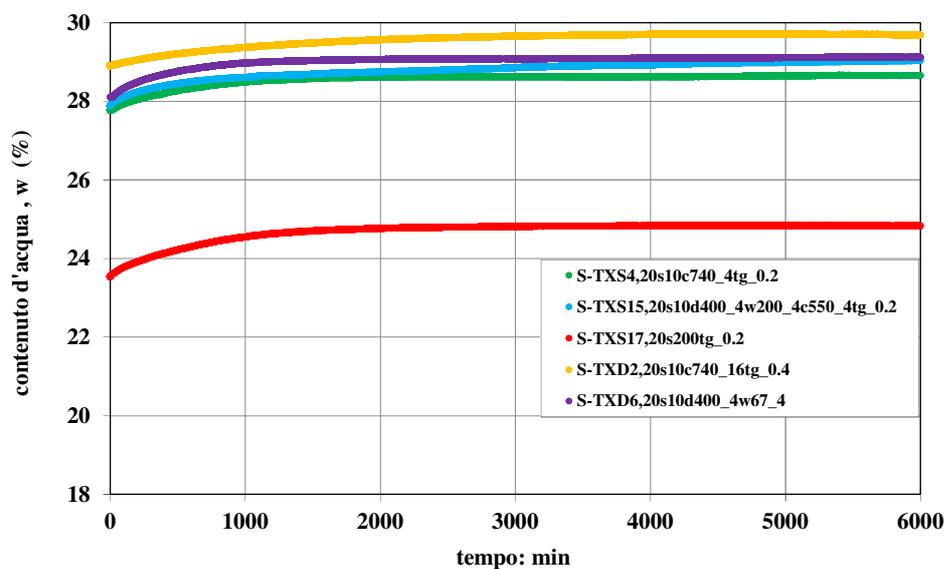


Figura A.5.a: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=10$ kPa; piano ($w : t$).

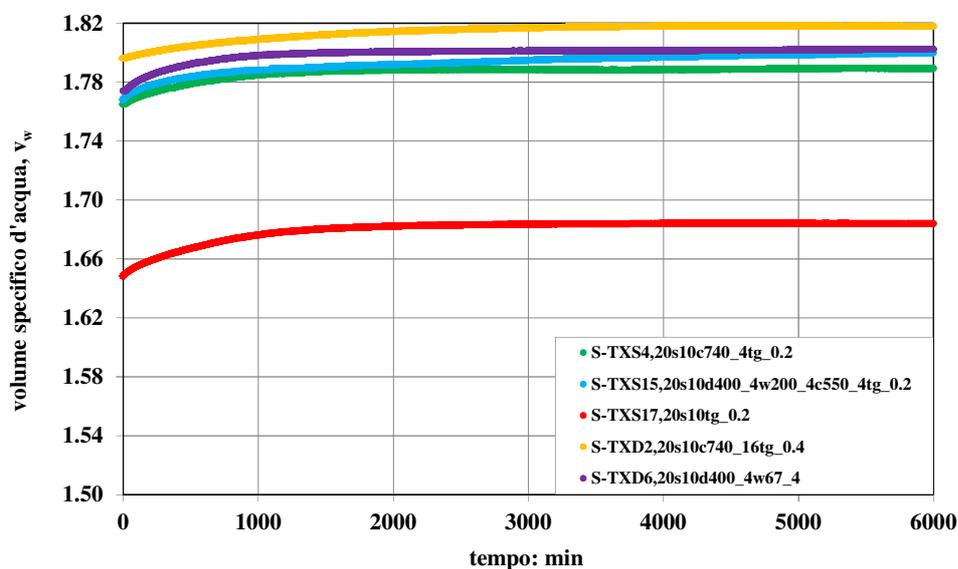


Figura A.5.b: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=10$ kPa; piano ($v_w : t$).

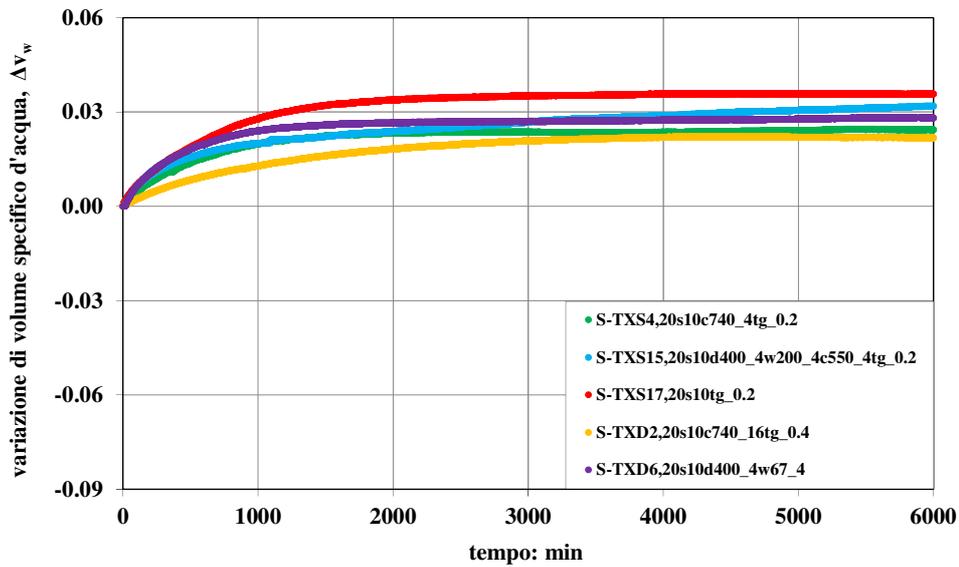


Figura A.5.c: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=10$ kPa; piano ($\Delta v_w : t$).

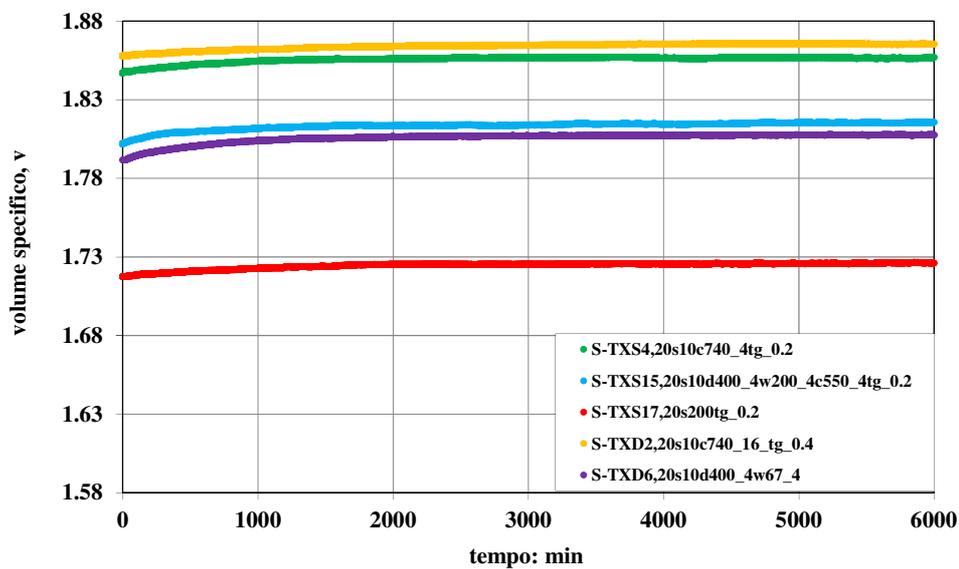


Figura A.5.d: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=10$ kPa; piano ($v : t$).

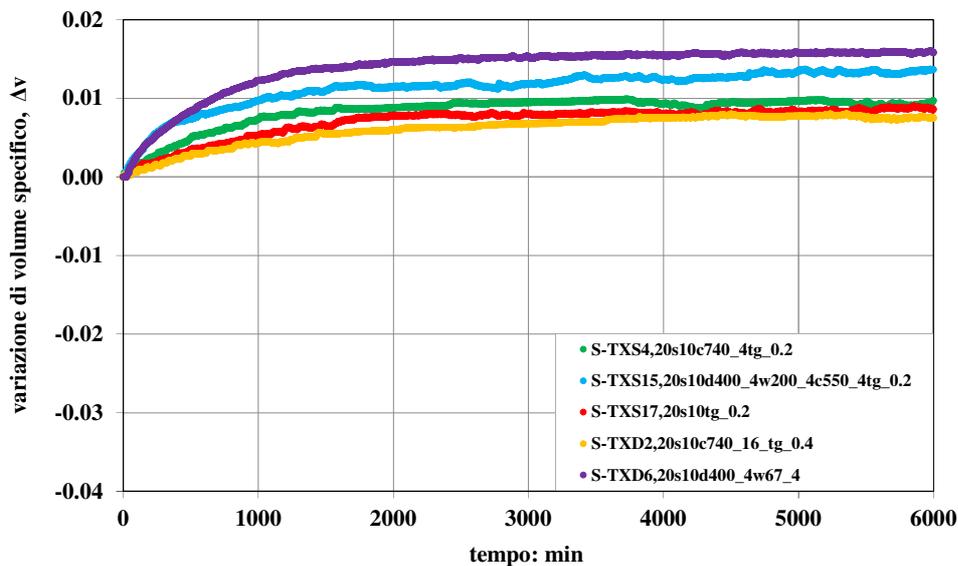


Figura A.5.e: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=10$ kPa; piano ($\Delta v : t$).

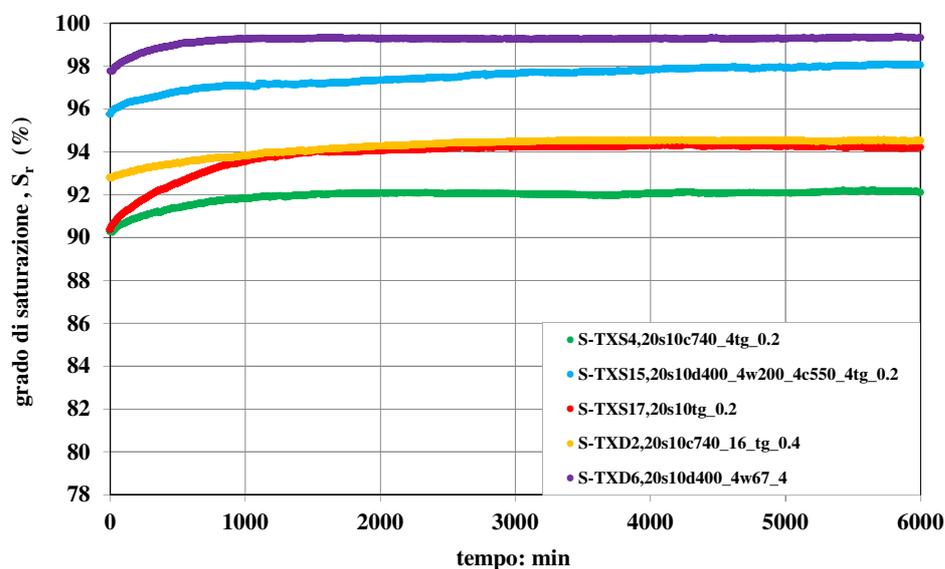


Figura A.5.f: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=10$ kPa; piano ($S_r : t$).

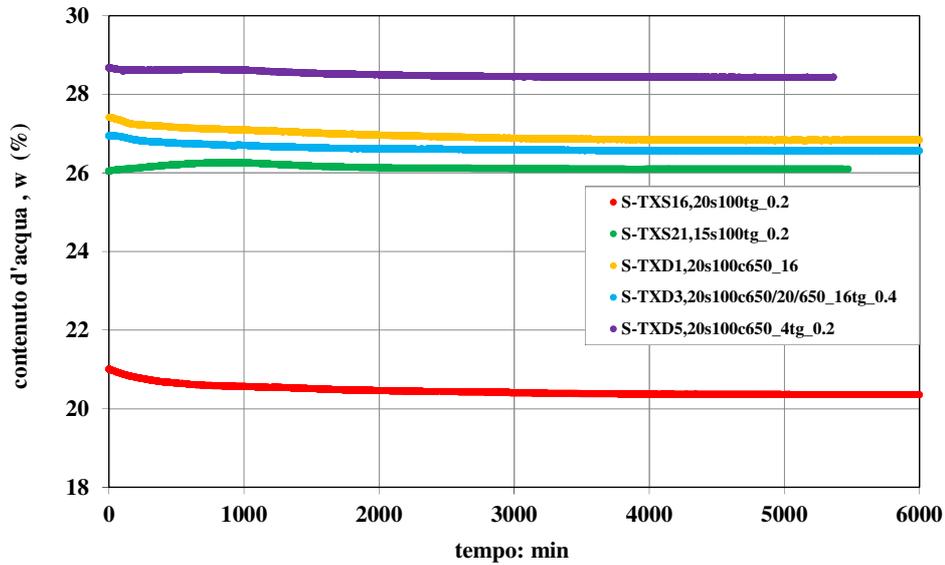


Figura A.6.a: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=100$ kPa; piano (w : t).

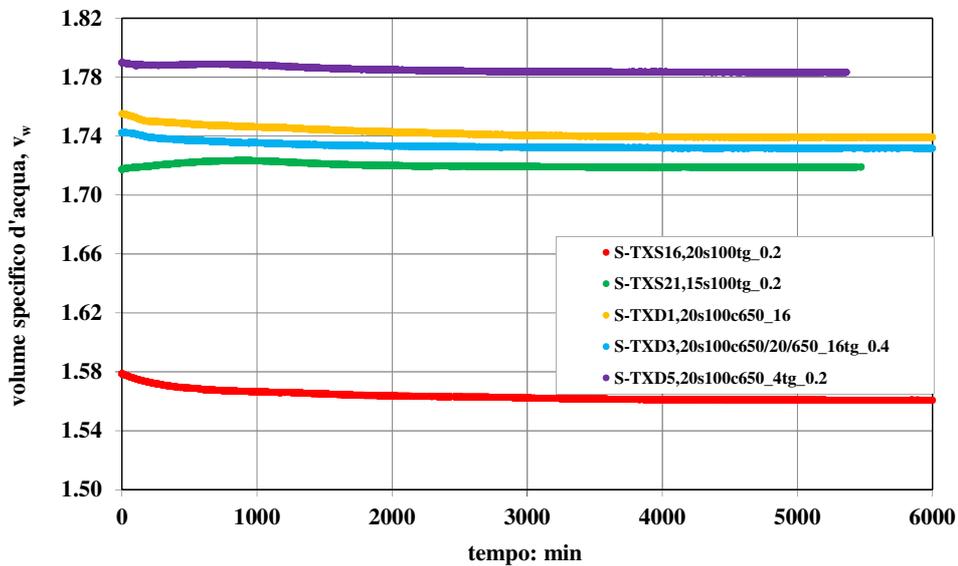


Figura A.6.b: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=100$ kPa; piano (v_w : t).

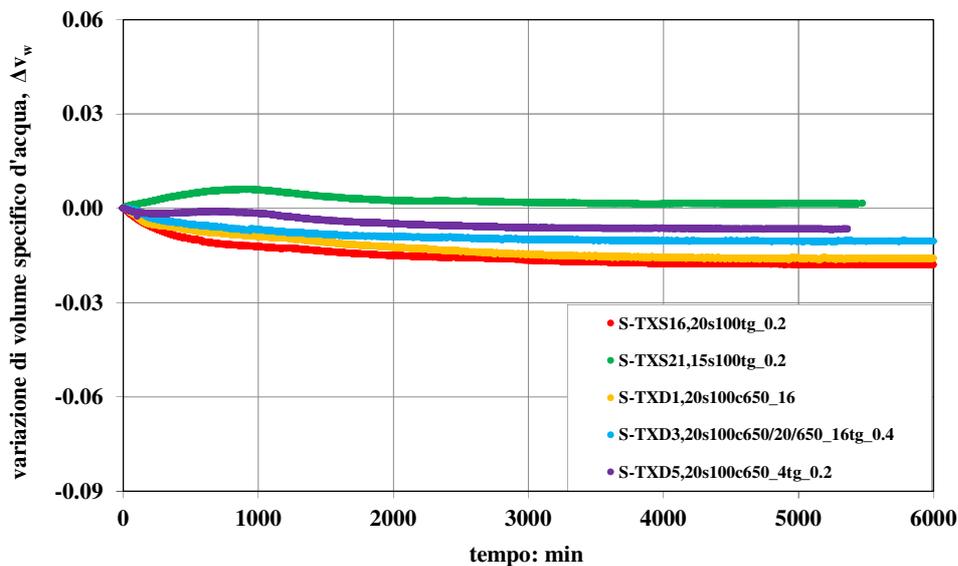


Figura A.6.c: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=100$ kPa; piano ($\Delta v_w : t$).

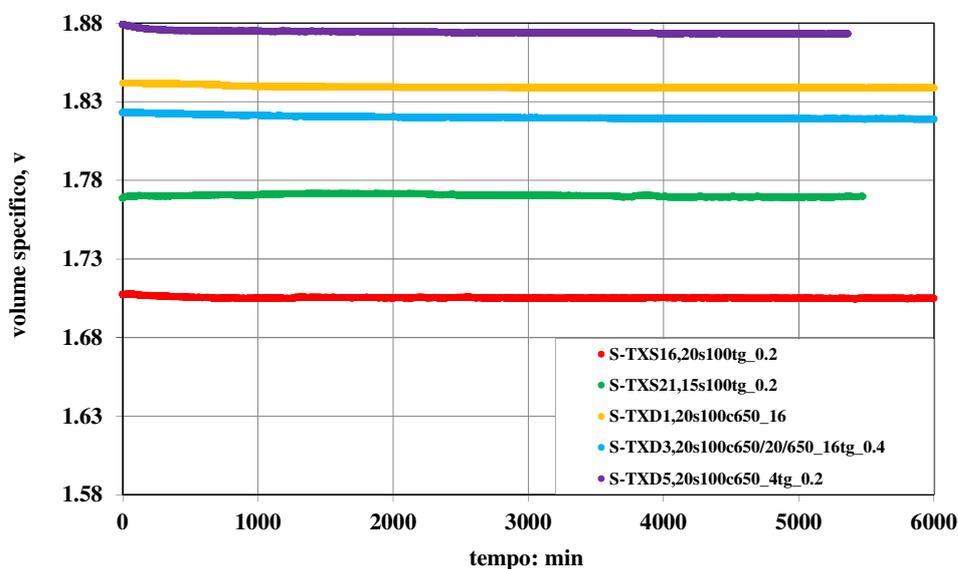


Figura A.6.d: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=100$ kPa; piano ($v : t$).

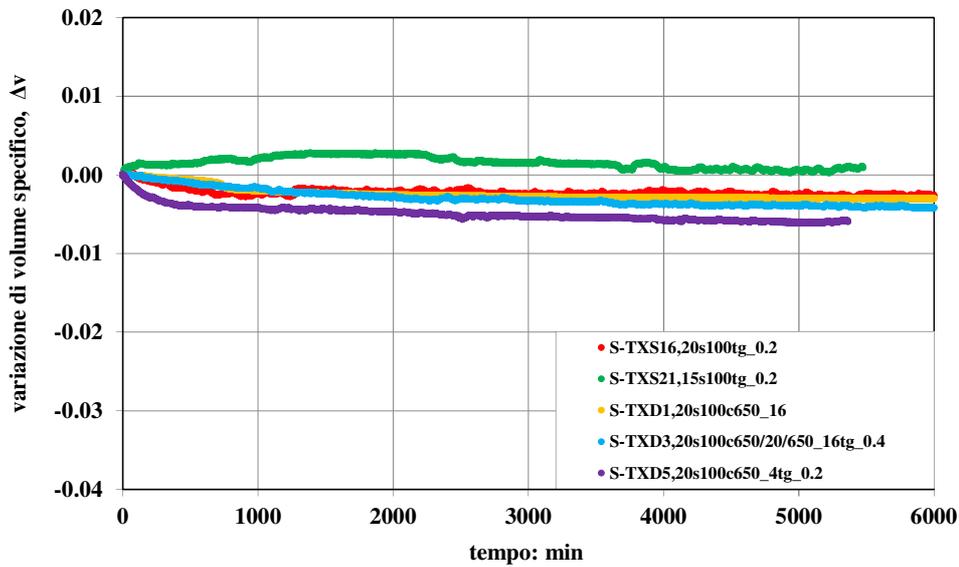


Figura A.6.e: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=100$ kPa; piano ($\Delta v : t$).

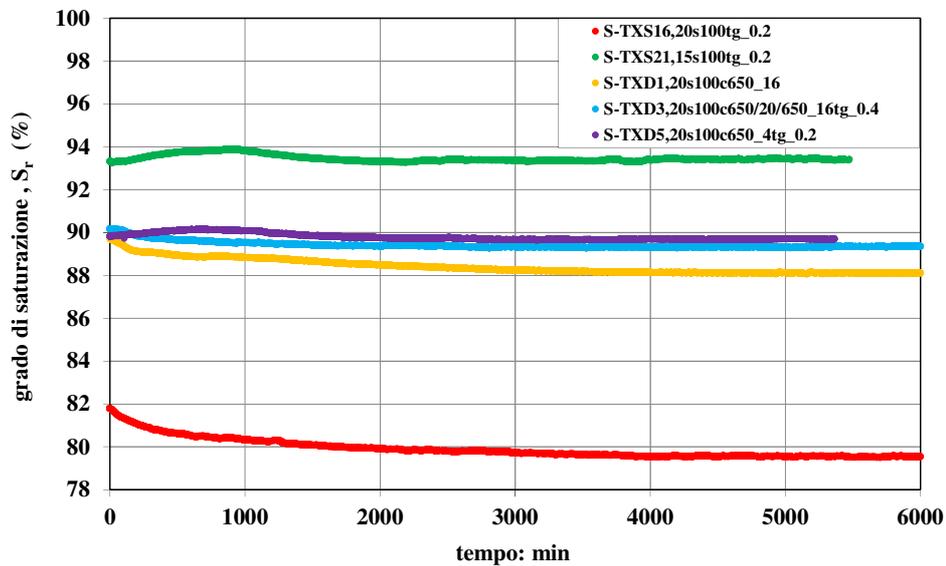


Figura A.6.f: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=100$ kPa; piano ($S_r : t$).

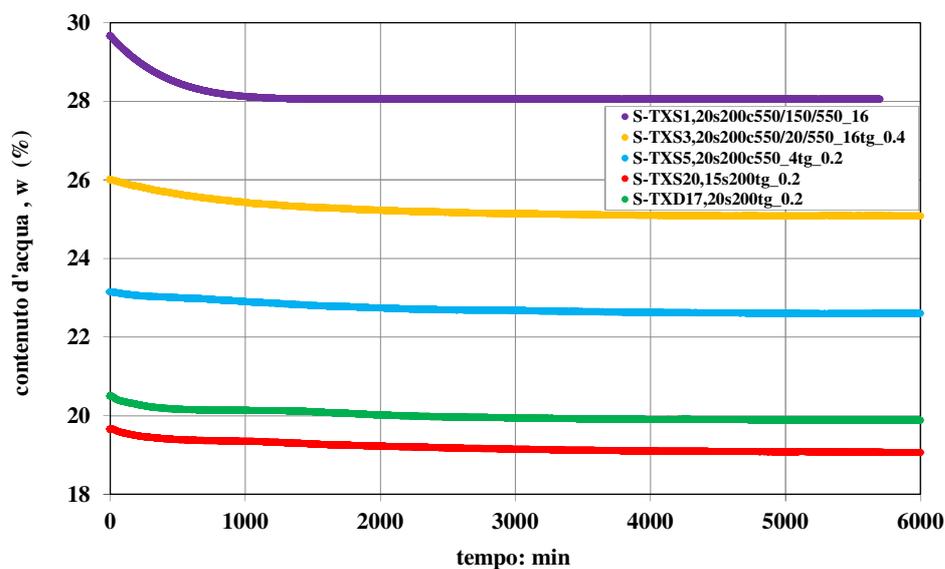


Figura A.7.a: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=200$ kPa; piano ($w : t$).

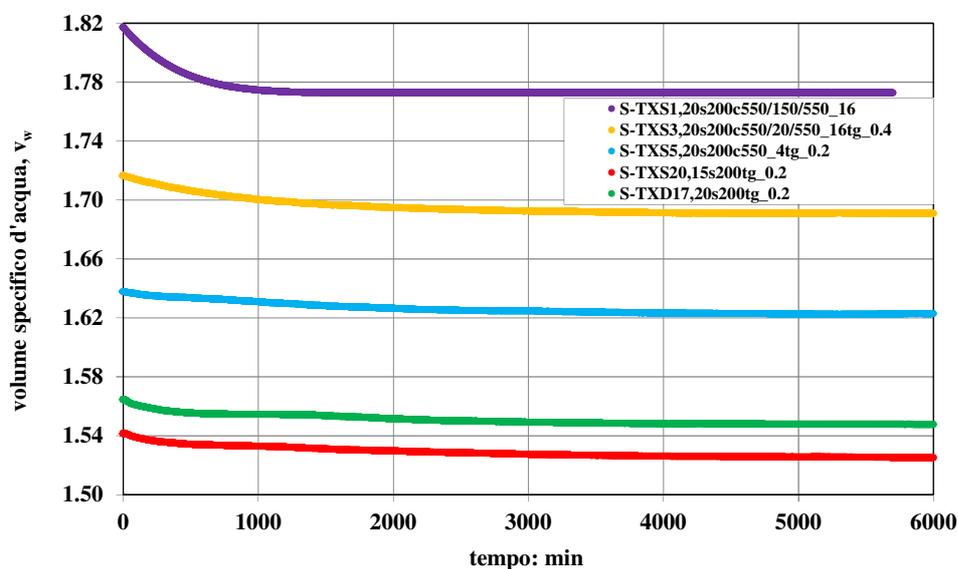


Figura A.7.b: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=200$ kPa; piano ($v_w : t$).

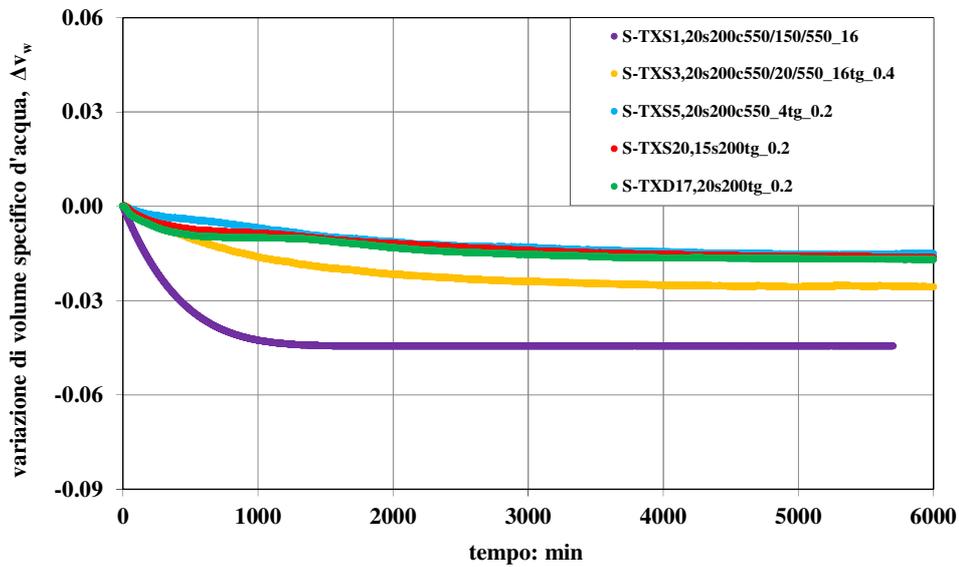


Figura A.7.c: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=200$ kPa; piano ($\Delta v_w : t$).

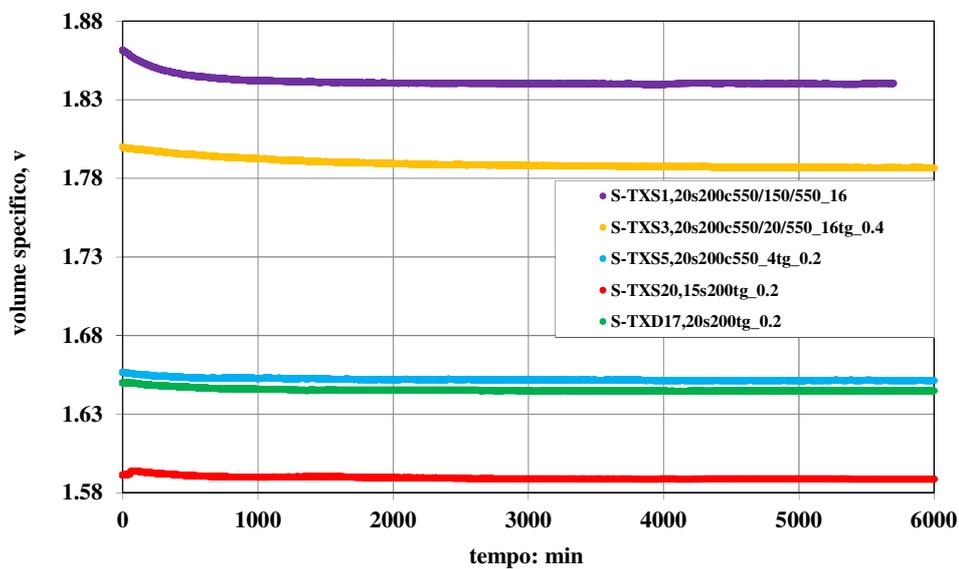


Figura A.7.d: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=200$ kPa; piano ($v : t$).

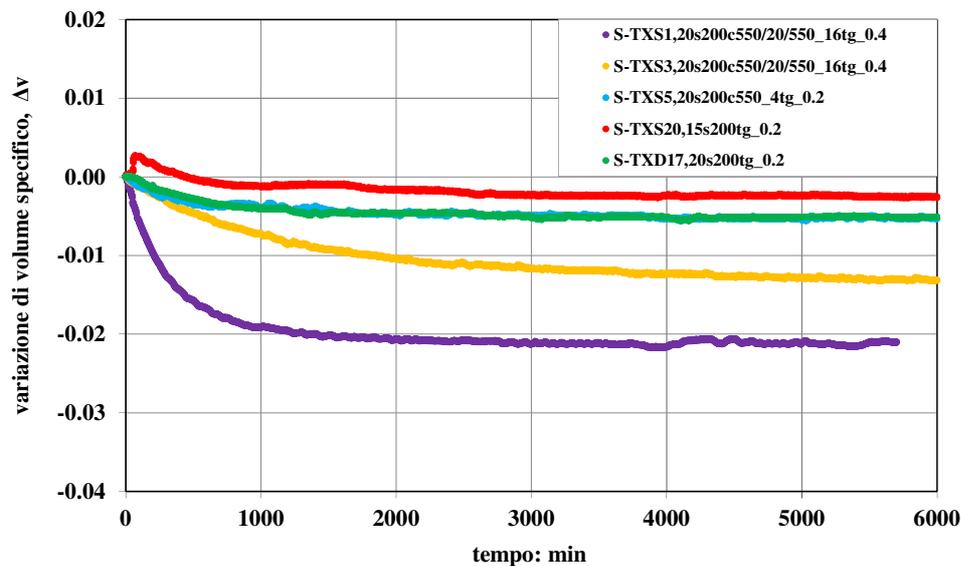


Figura A.7.e: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=200$ kPa; piano ($\Delta v : t$).

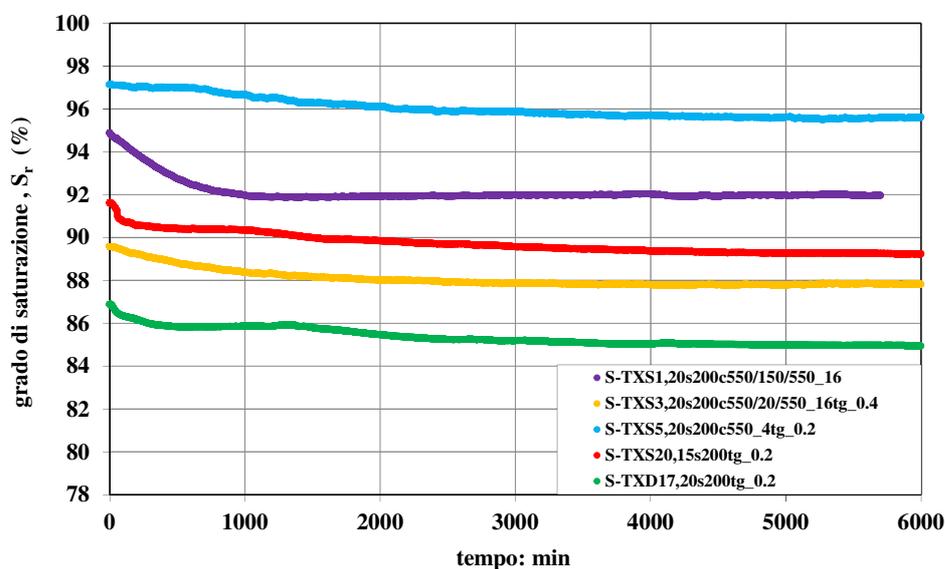


Figura A.7.f: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=200$ kPa; piano ($S_r : t$).

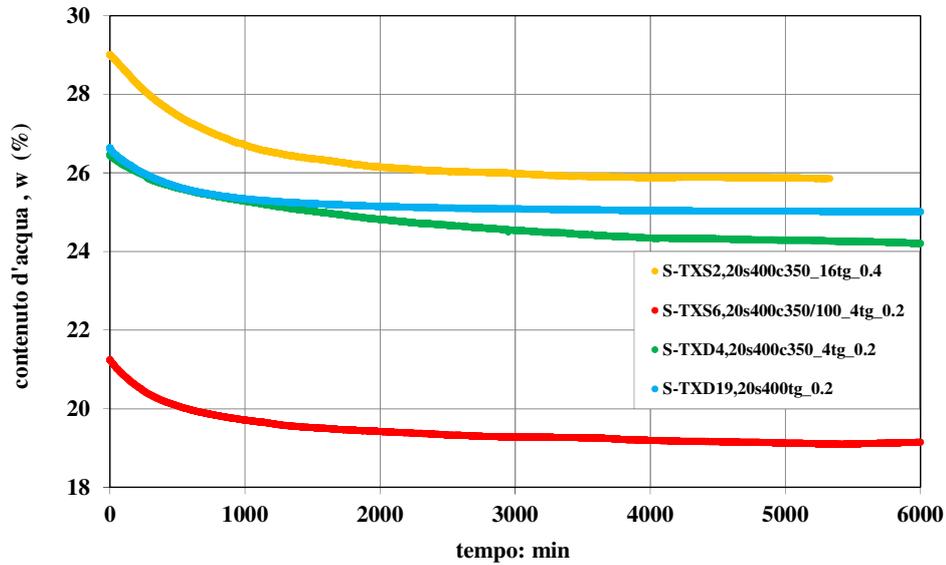


Figura A.8.a: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=400$ kPa; piano (w : t).

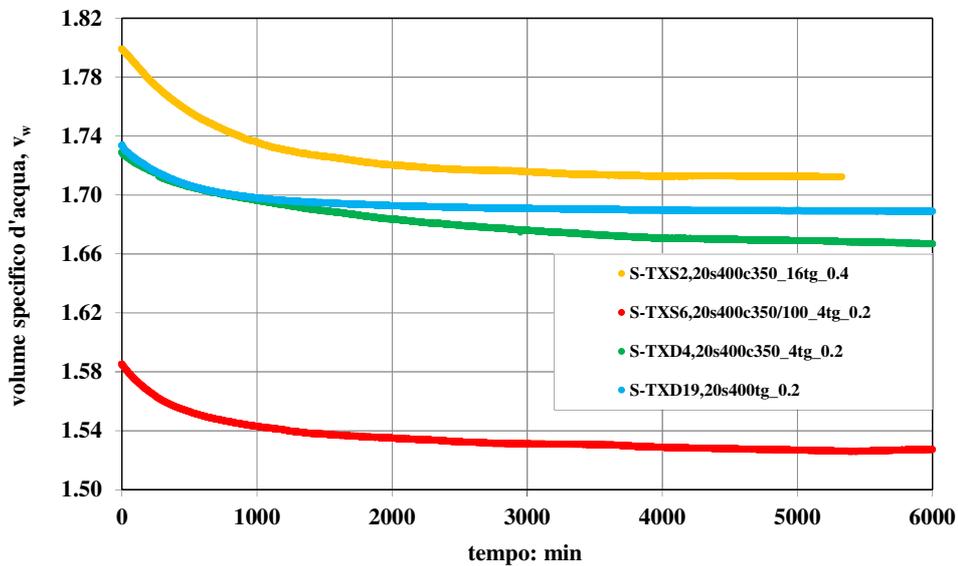


Figura A.8.b: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=400$ kPa; piano (v_w : t).

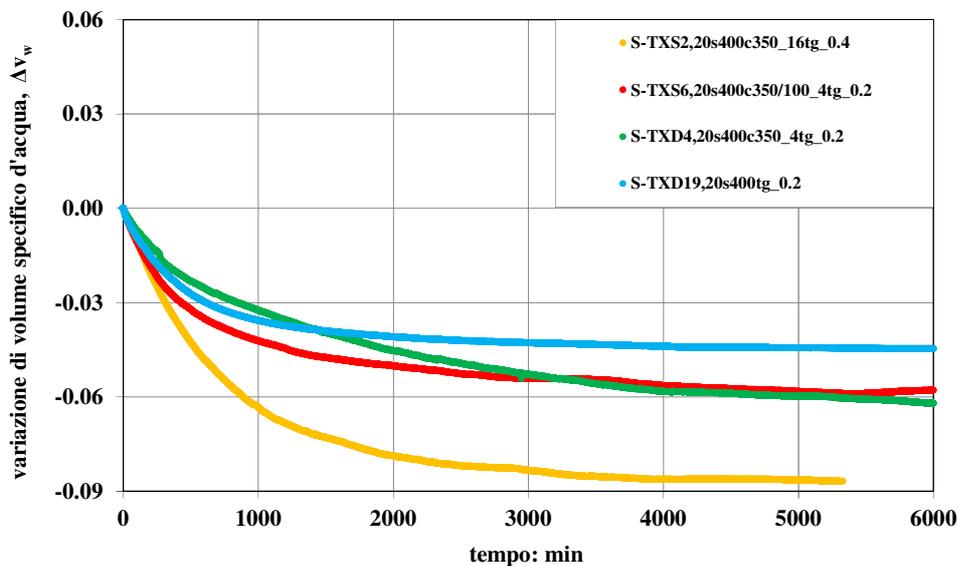


Figura A.8.c: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=400$ kPa; piano ($\Delta v_w : t$).

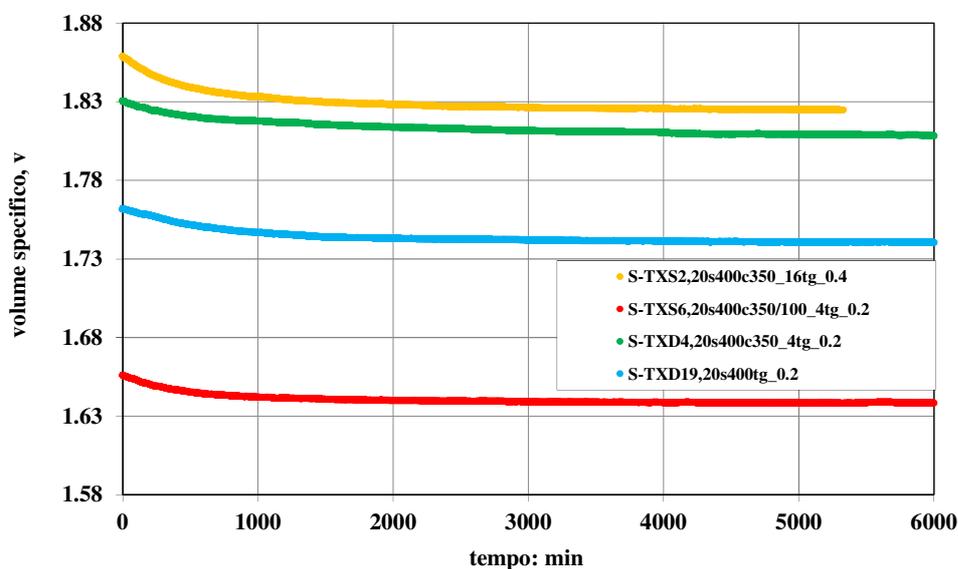


Figura A.8.d: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=400$ kPa; piano ($v : t$).

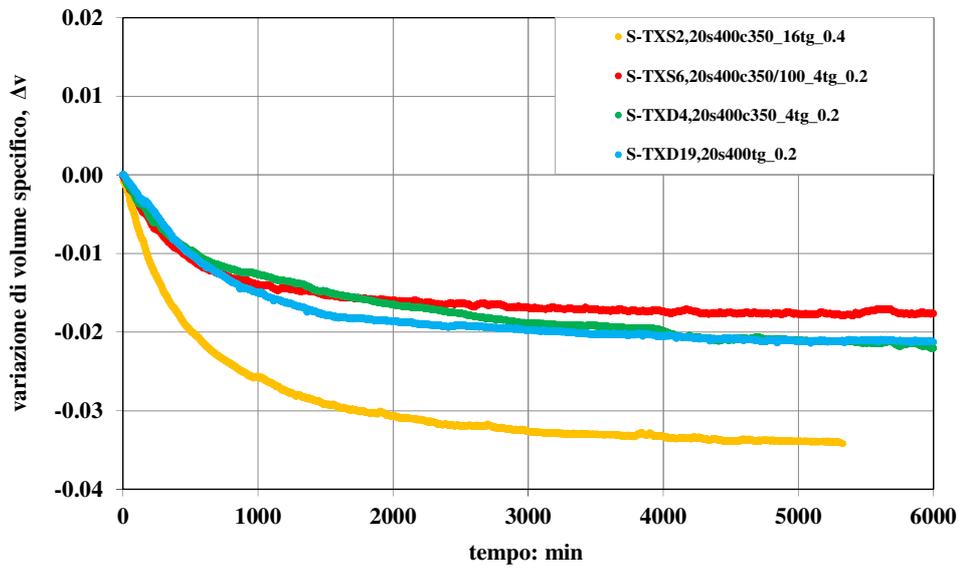


Figura A.8.e: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=400$ kPa; piano ($\Delta v : t$).

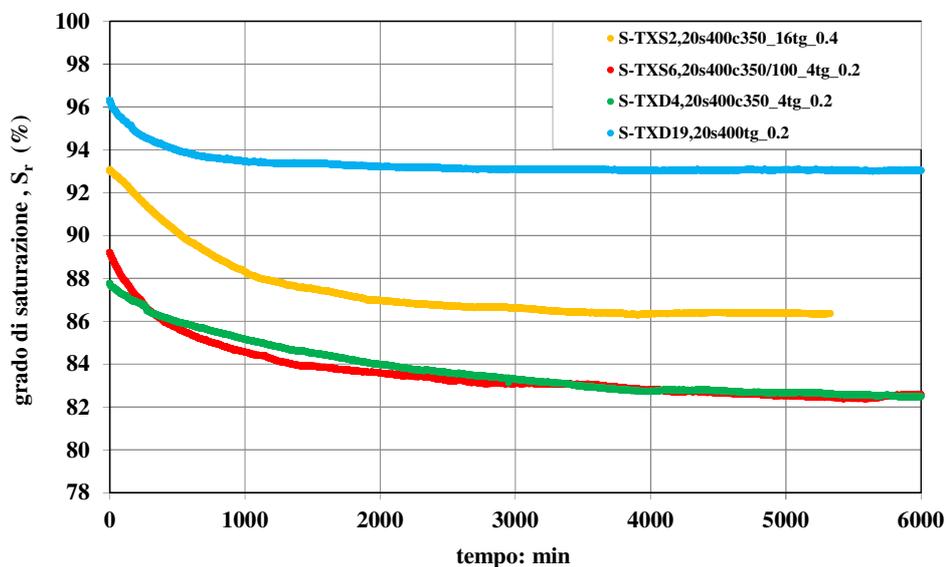


Figura A.8.f: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di equalizzazione a suzione $s=400$ kPa; piano ($S_r : t$).

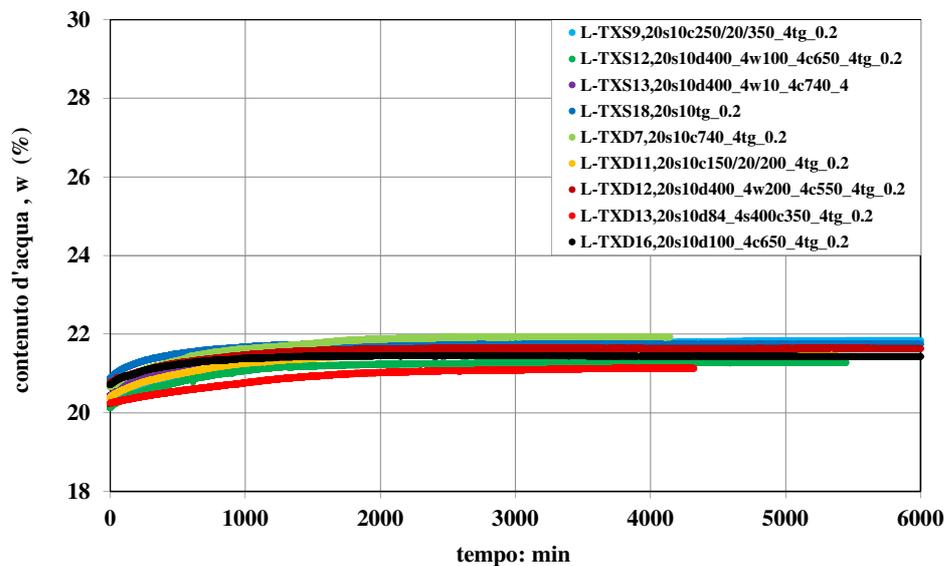


Figura A.9.a: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=10$ kPa; piano ($w : t$).

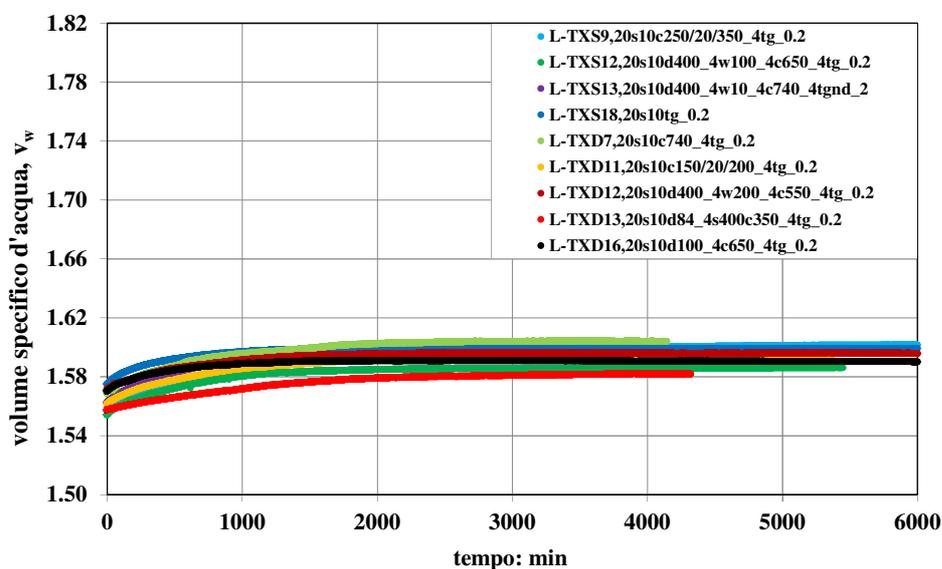


Figura A.9.b: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=10$ kPa; piano ($v_w : t$).

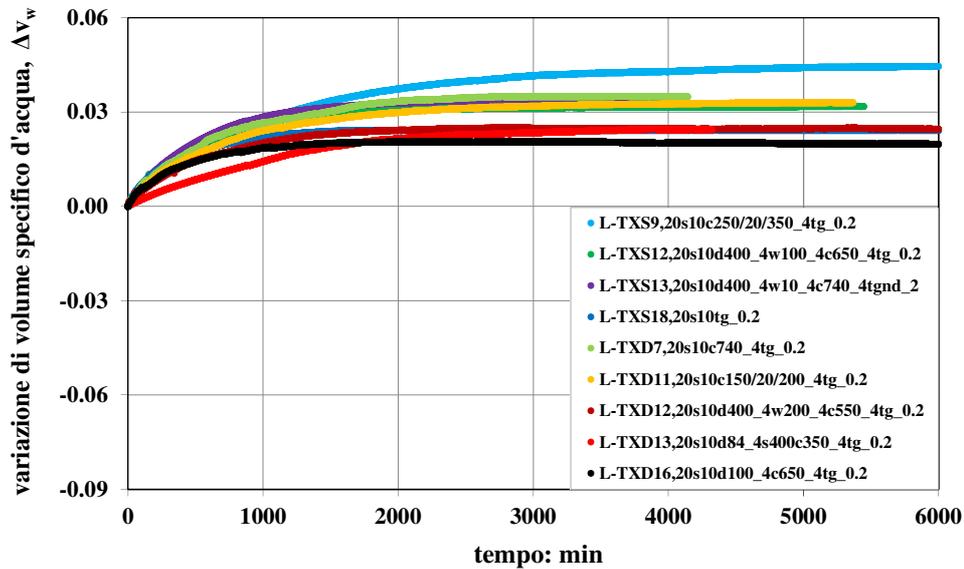


Figura A.9.c: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=10$ kPa; piano ($\Delta v_w : t$).

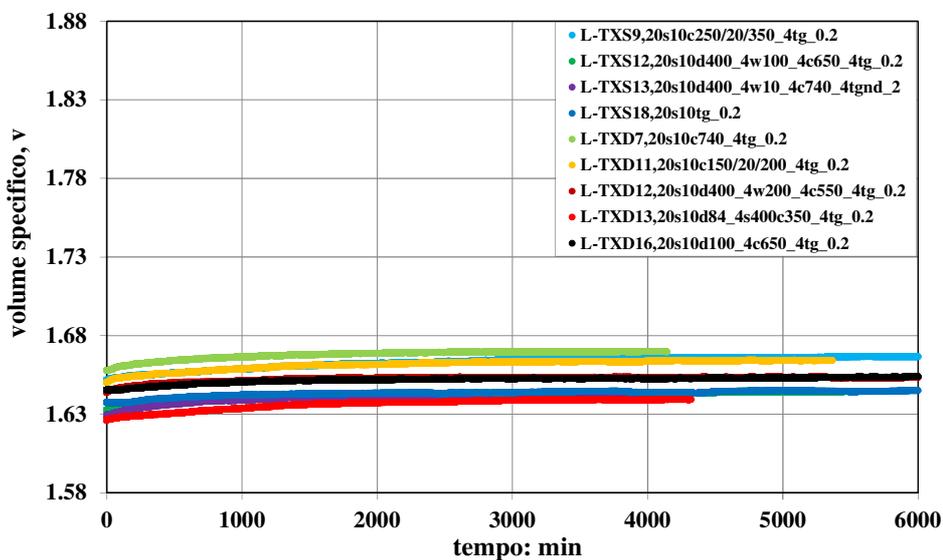


Figura A.9.d: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=10$ kPa; piano ($v : t$).

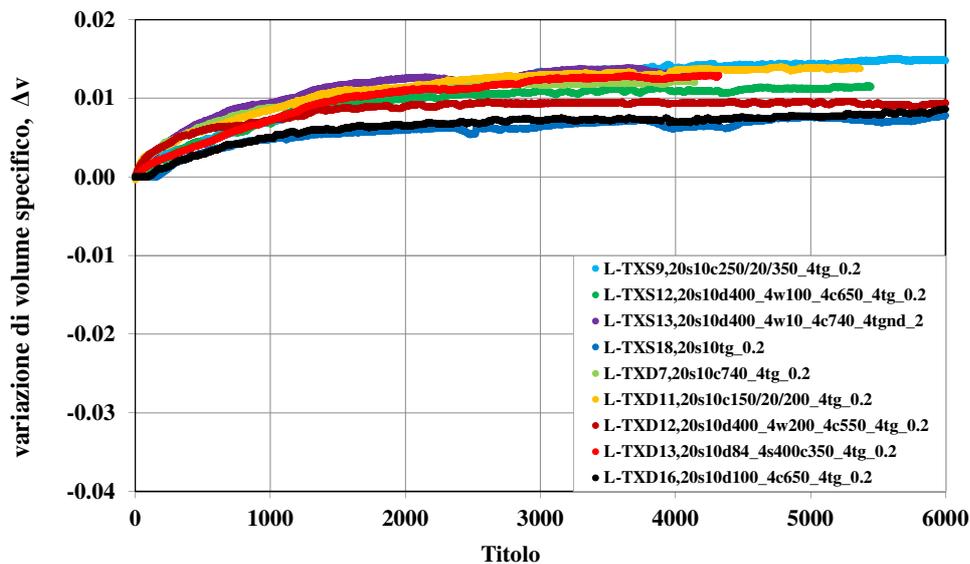


Figura A.9.e: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=10$ kPa; piano ($\Delta v : t$).

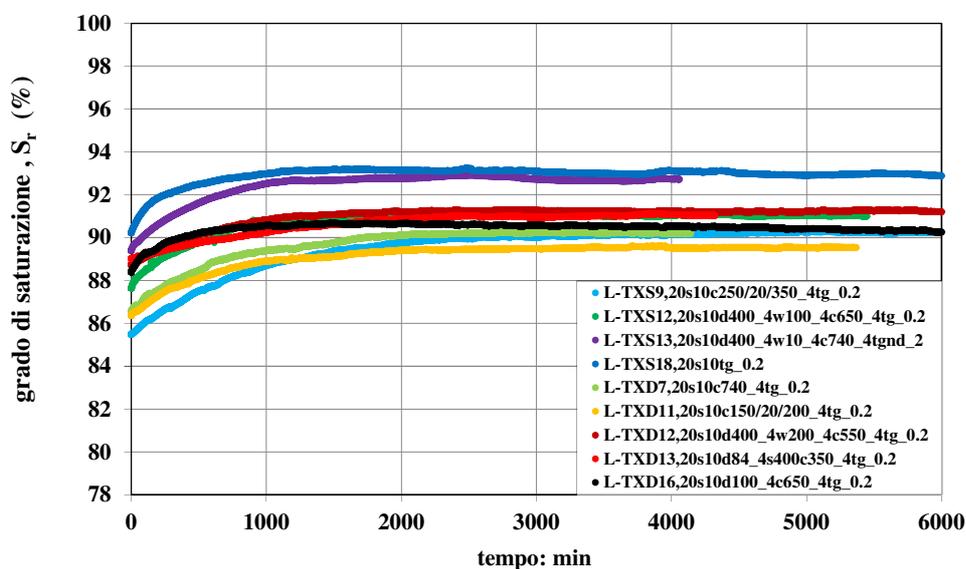


Figura A.9.f: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=10$ kPa; piano ($S_r : t$).

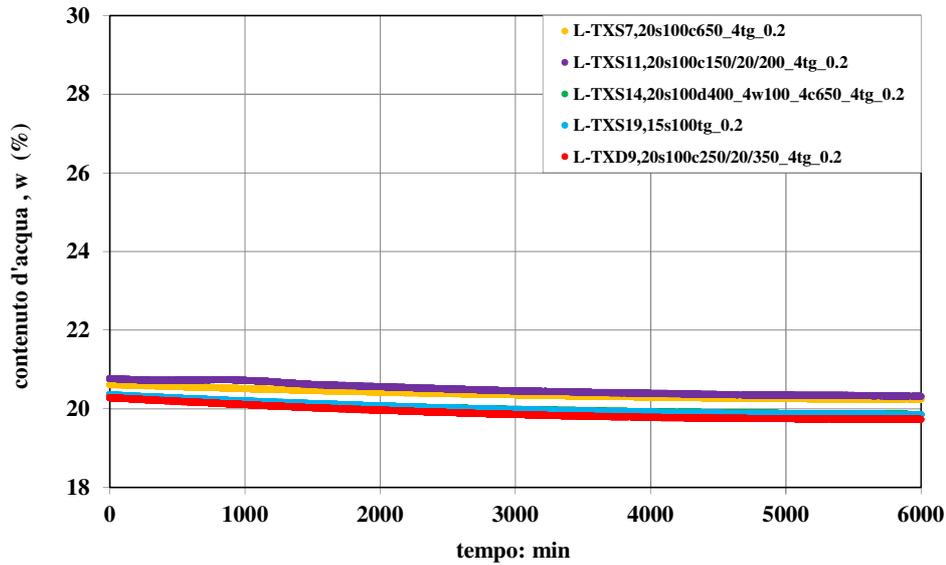


Figura A.10.a: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=100$ kPa; piano ($w : t$).

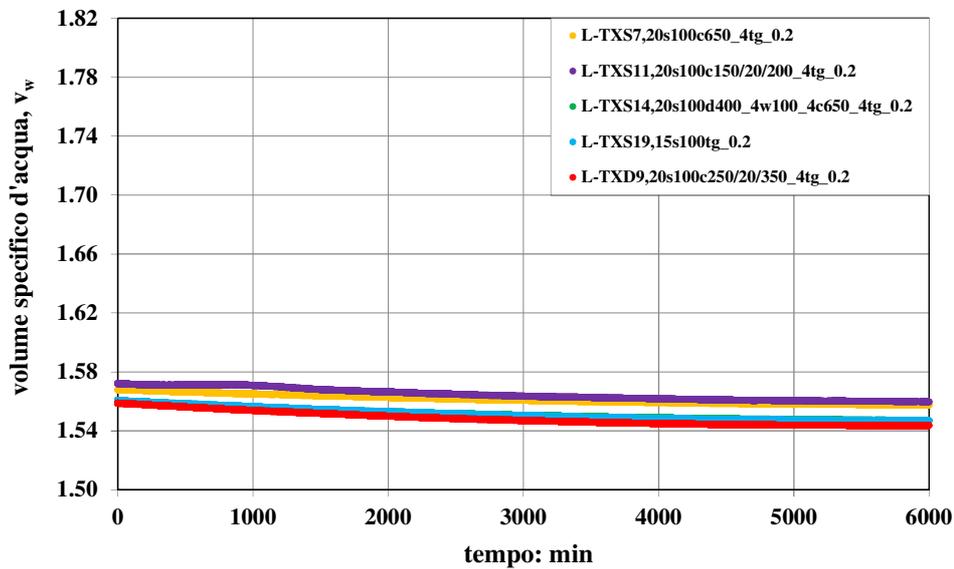


Figura A.10.b: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=100$ kPa; piano ($v_w : t$).

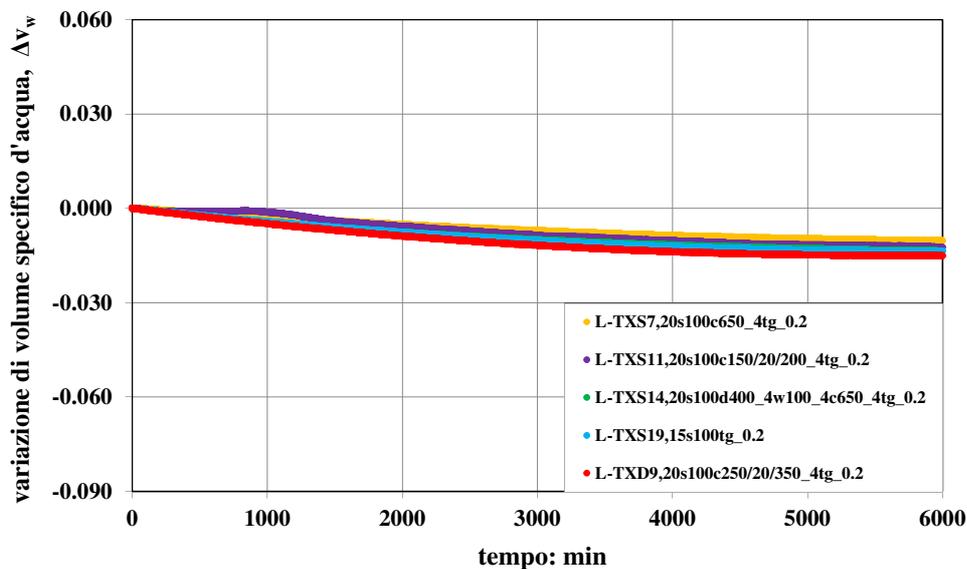


Figura A.10.c: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=100$ kPa; piano ($\Delta v_w : t$).

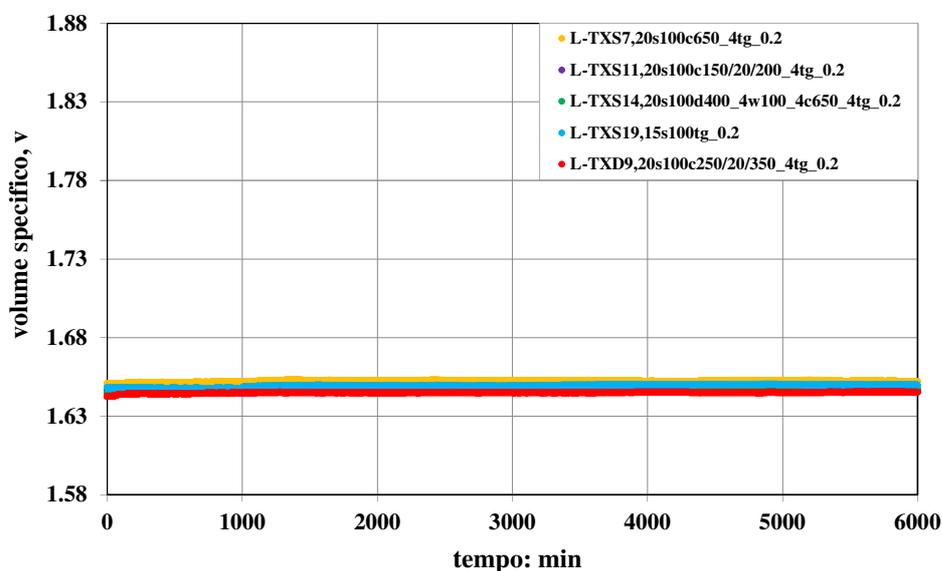


Figura A.10.d: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=100$ kPa; piano ($v : t$).

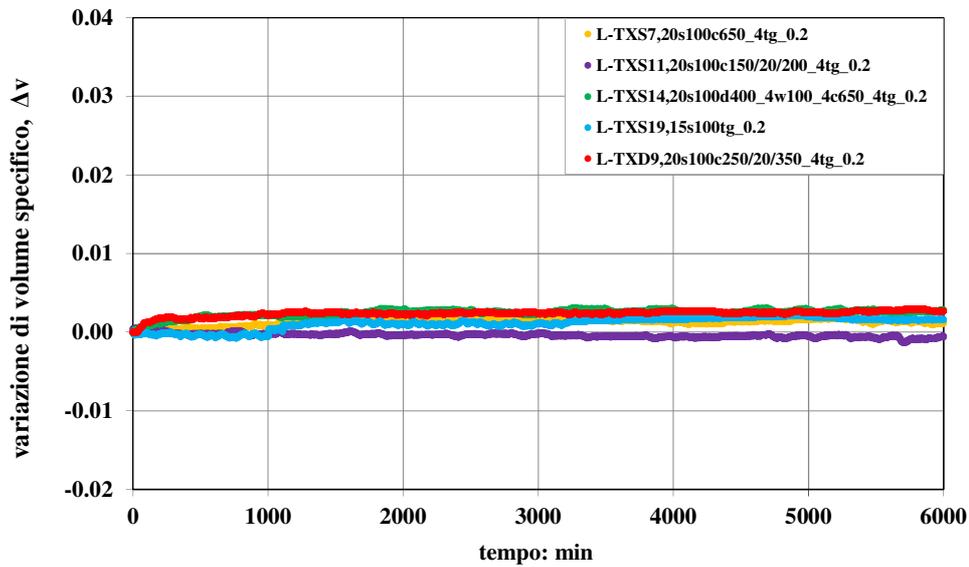


Figura A.10.e: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=100$ kPa; piano ($\Delta v : t$).

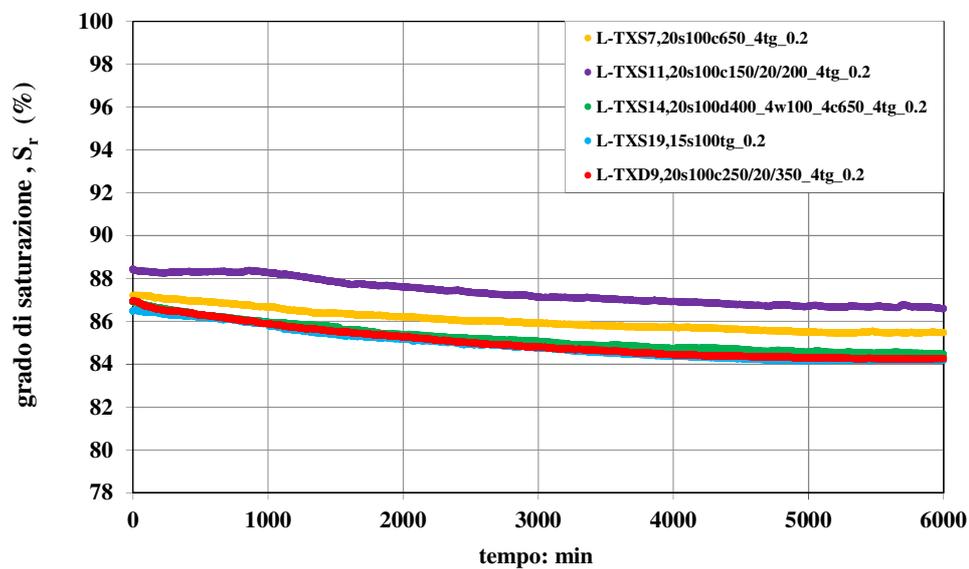


Figura A.10.f: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=100$ kPa; piano ($S_r : t$).

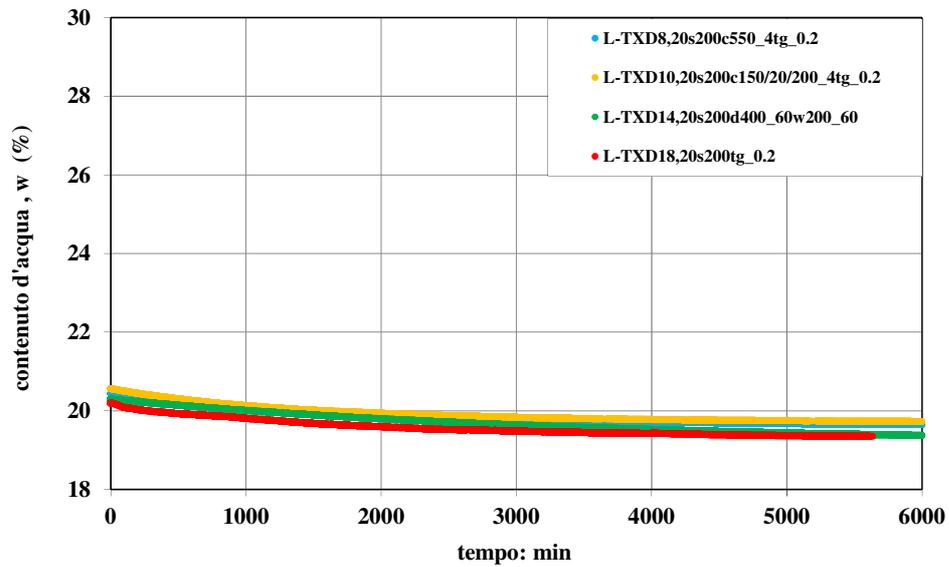


Figura A.11.a: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=200$ kPa; piano ($w : t$).

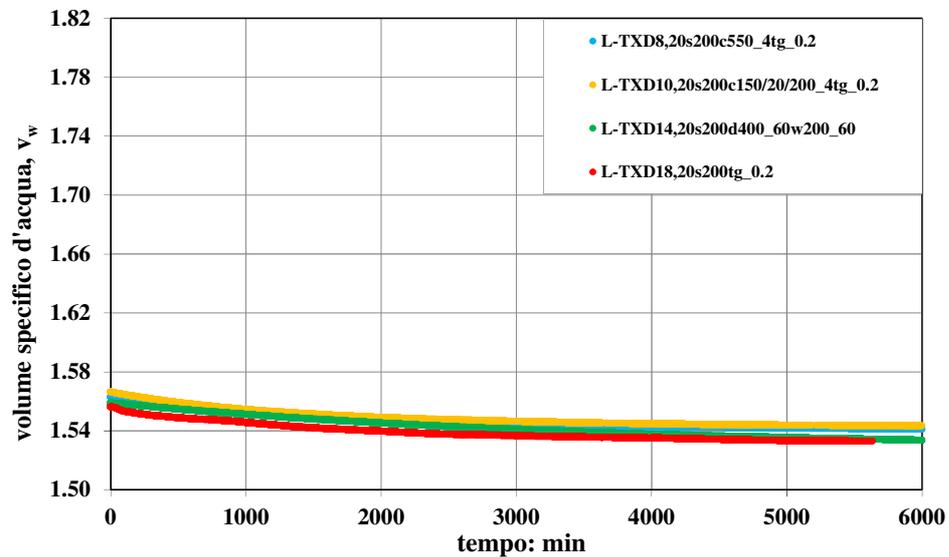


Figura A.11.b: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=200$ kPa; piano ($v_w : t$).

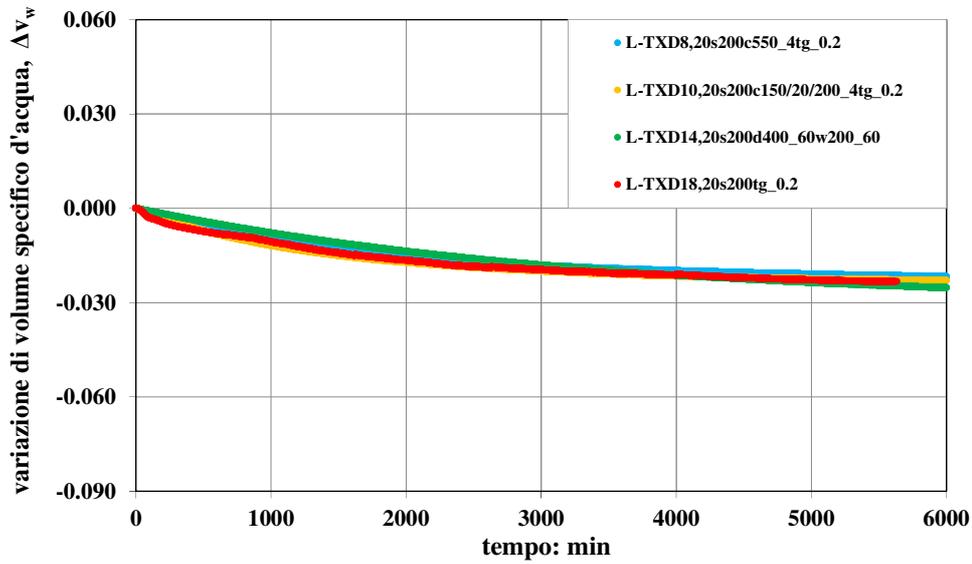


Figura A.11.c: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=200$ kPa; piano ($\Delta v_w : t$).

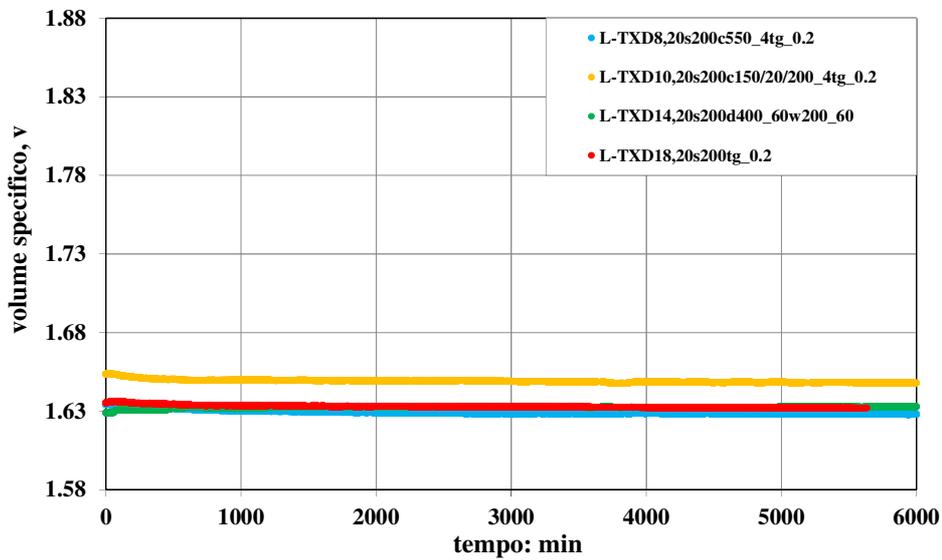


Figura A.11.d: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=200$ kPa; piano ($v : t$).

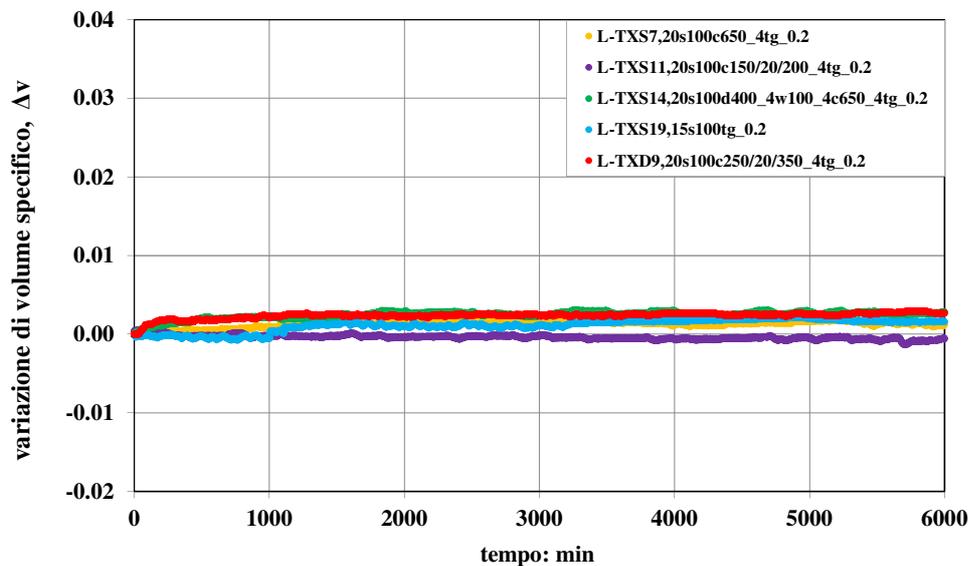


Figura A.11.e: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=200$ kPa; piano (Δv : t).

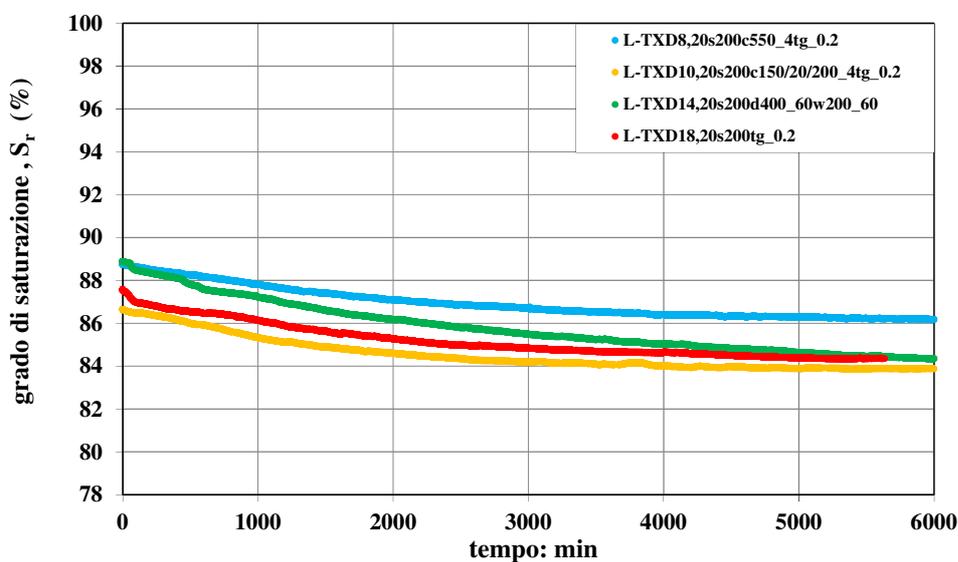


Figura A.11.f: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=200$ kPa; piano (S_r : t).

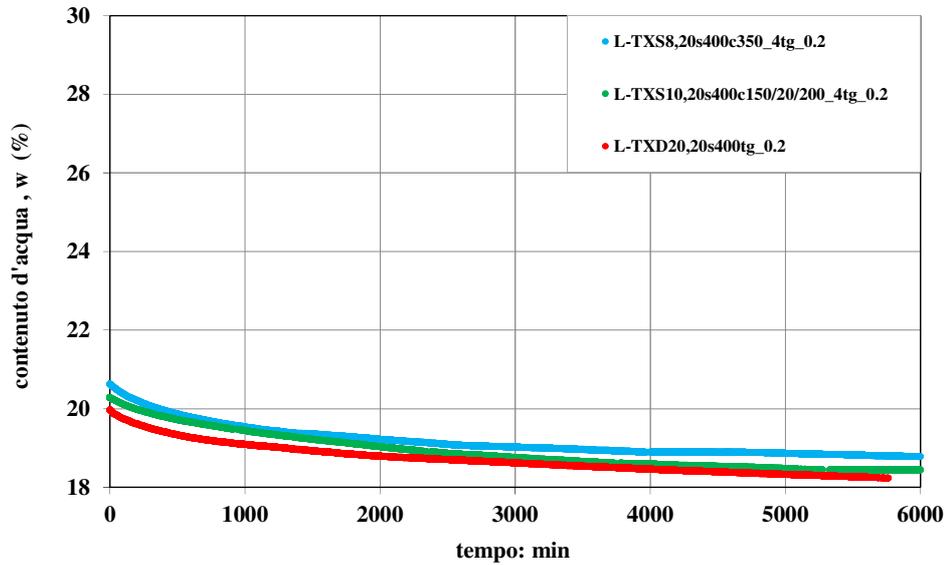


Figura A.12.a: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=400$ kPa; piano ($w : t$).

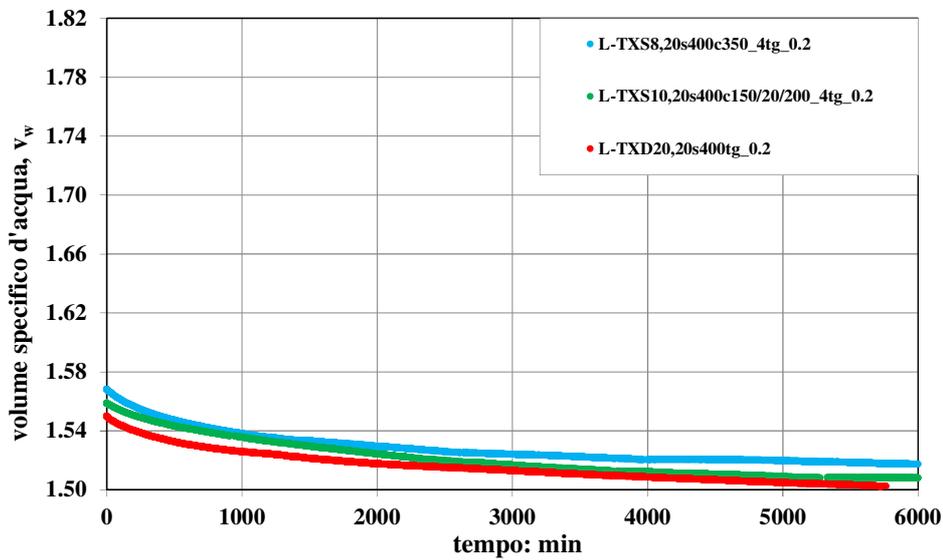


Figura A.12.b: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=400$ kPa; piano ($v_w : t$).

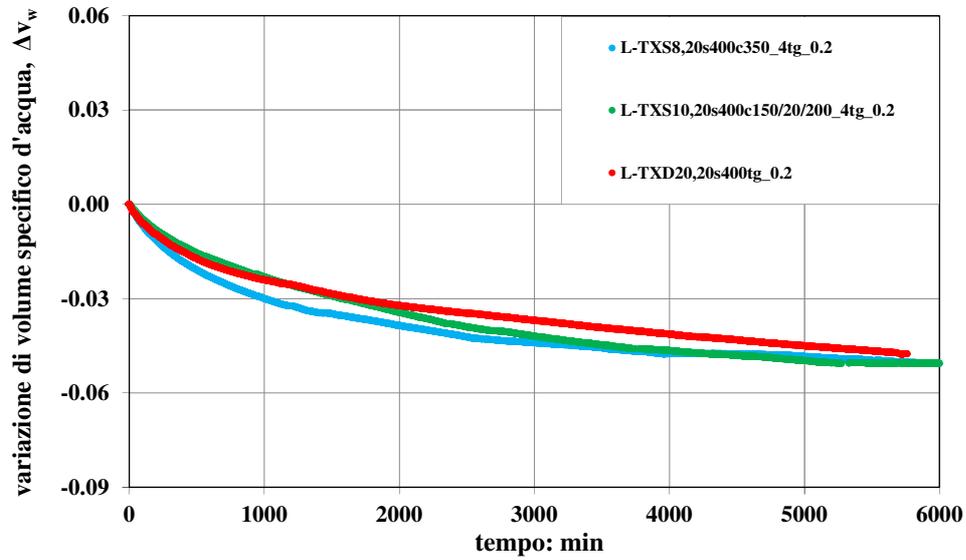


Figura A.12.c: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=400$ kPa; piano ($\Delta v_w : t$).

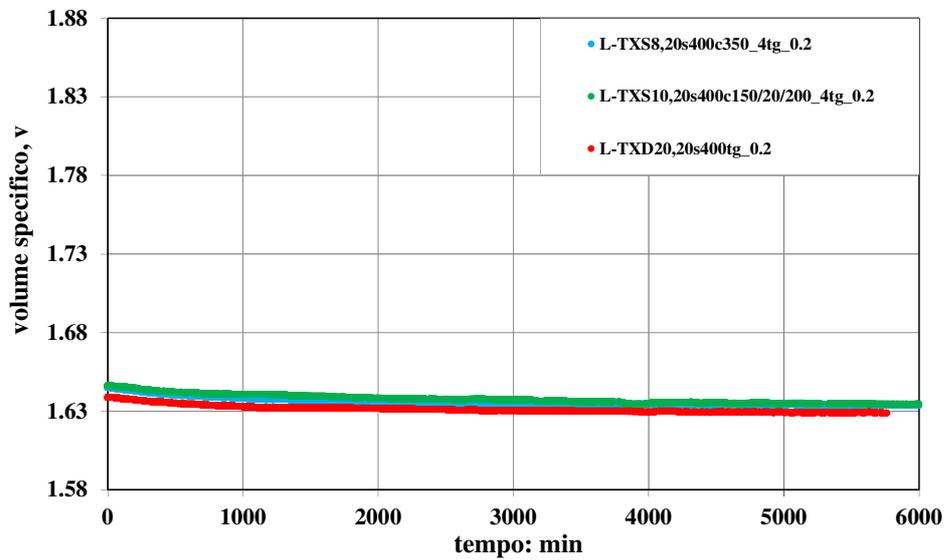


Figura A.12.d: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=400$ kPa; piano ($v : t$).

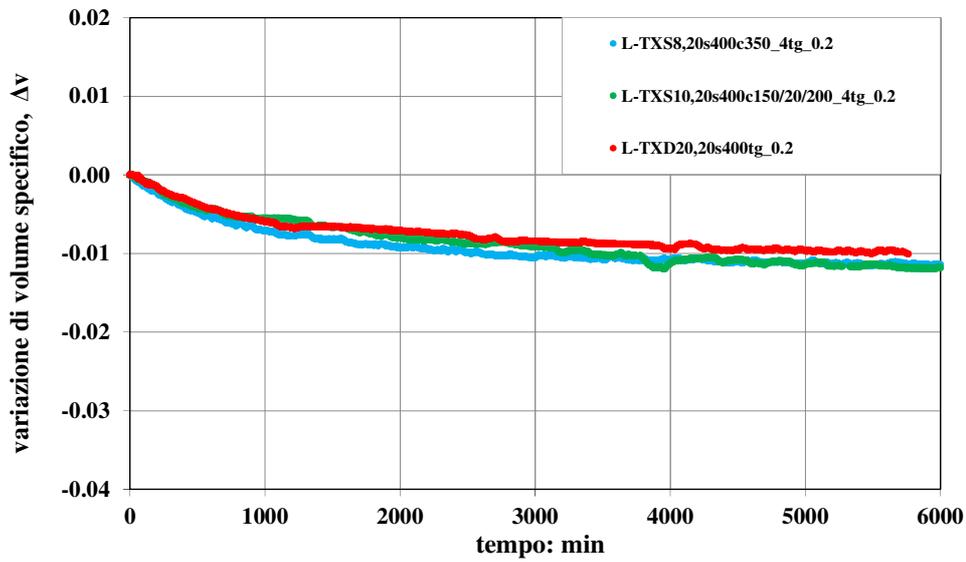


Figura A.12.e: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=400$ kPa; piano ($\Delta v : t$).

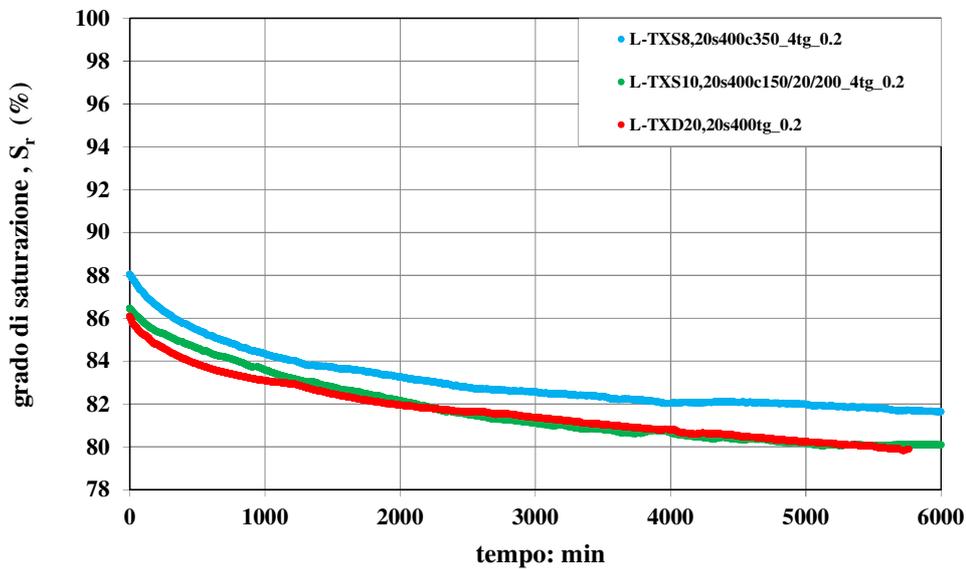


Figura A.12.f: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di equalizzazione a suzione $s=400$ kPa; piano ($S_r : t$).

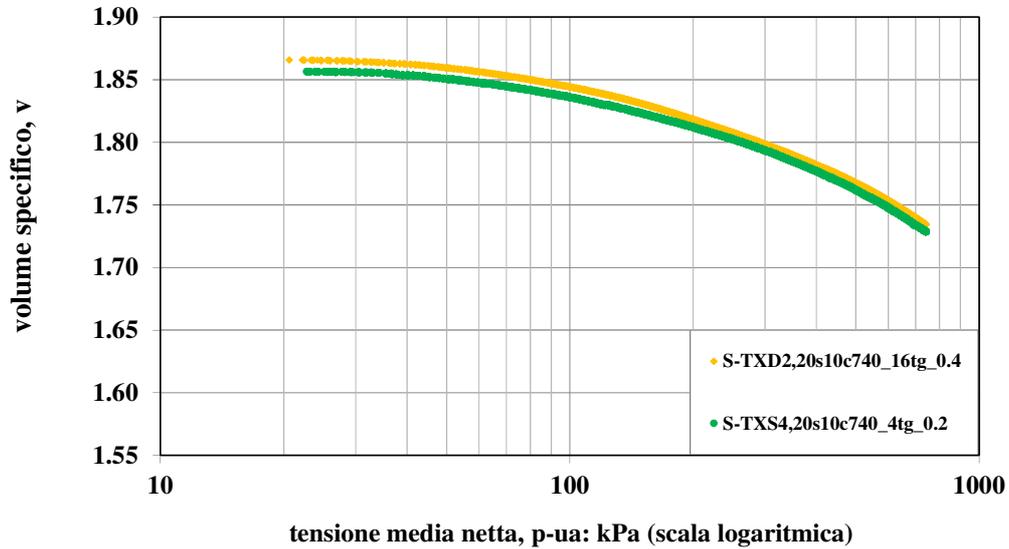


Figura A.13.a: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di compressione isotropa a suzione $s=10$ kPa; piano ($v : p-u_a$).

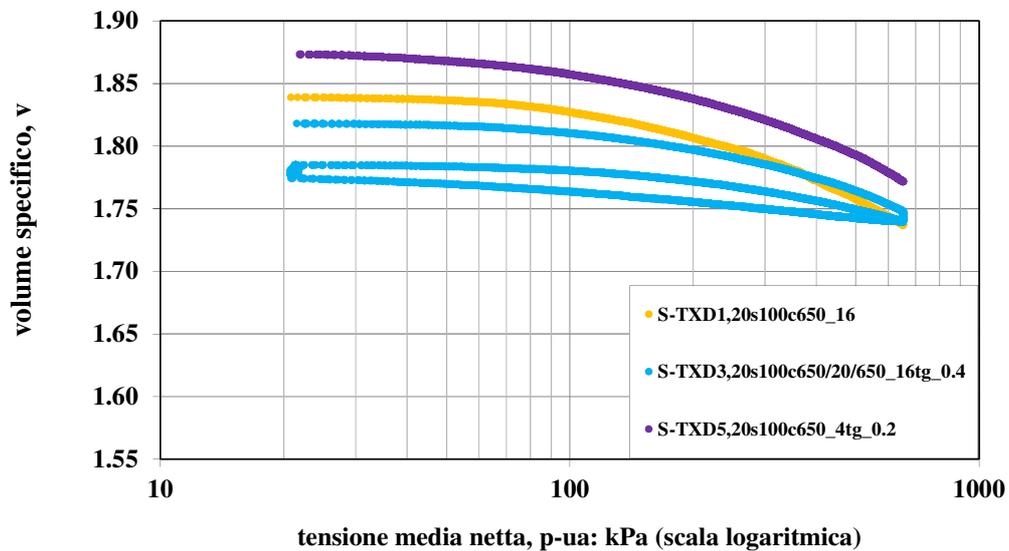


Figura A.13.b: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di compressione isotropa a suzione $s=100$ kPa; piano ($v : p-u_a$).

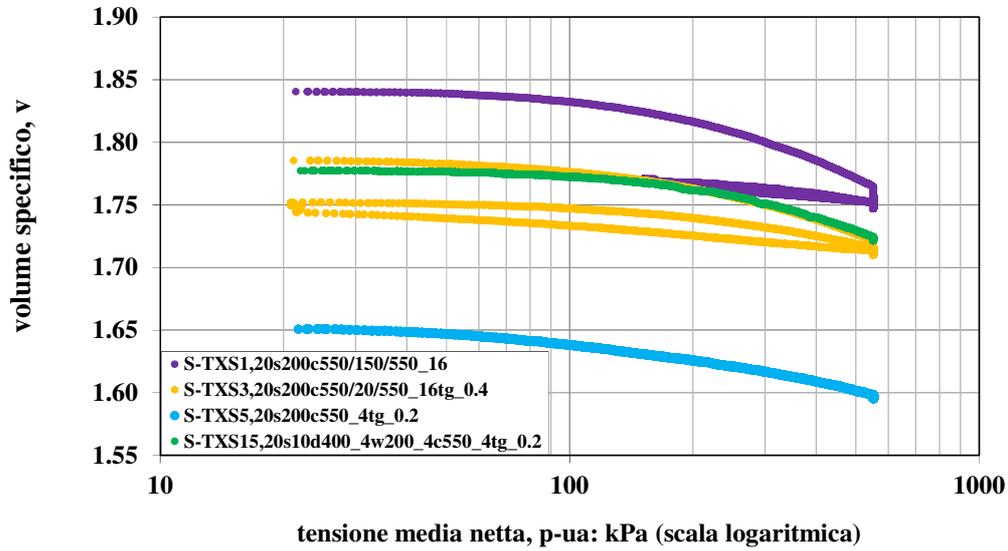


Figura A.13.c: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di compressione isotropa a suzione $s=200$ kPa; piano ($v : p-u_a$).

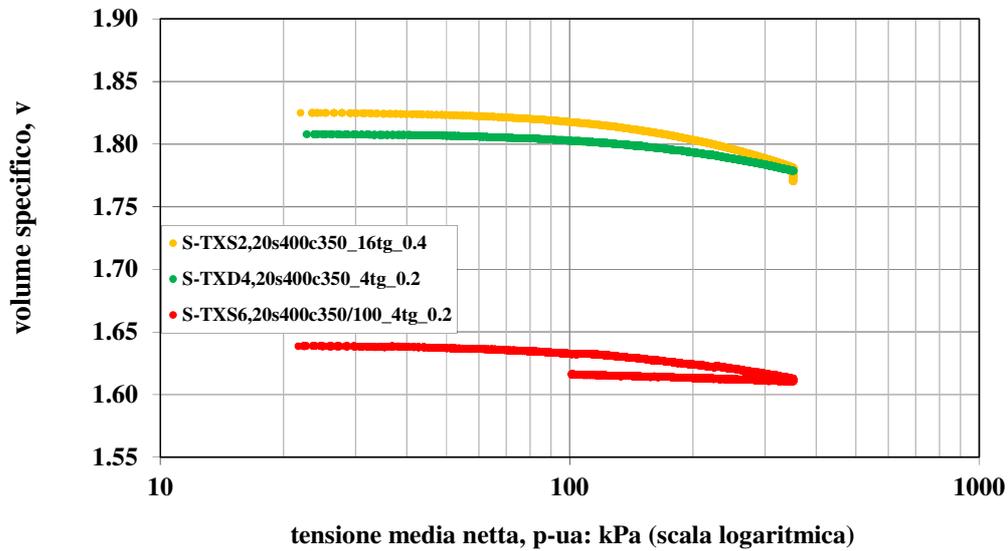


Figura A.13.d: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di compressione isotropa a suzione $s=400$ kPa; piano ($v : p-u_a$).

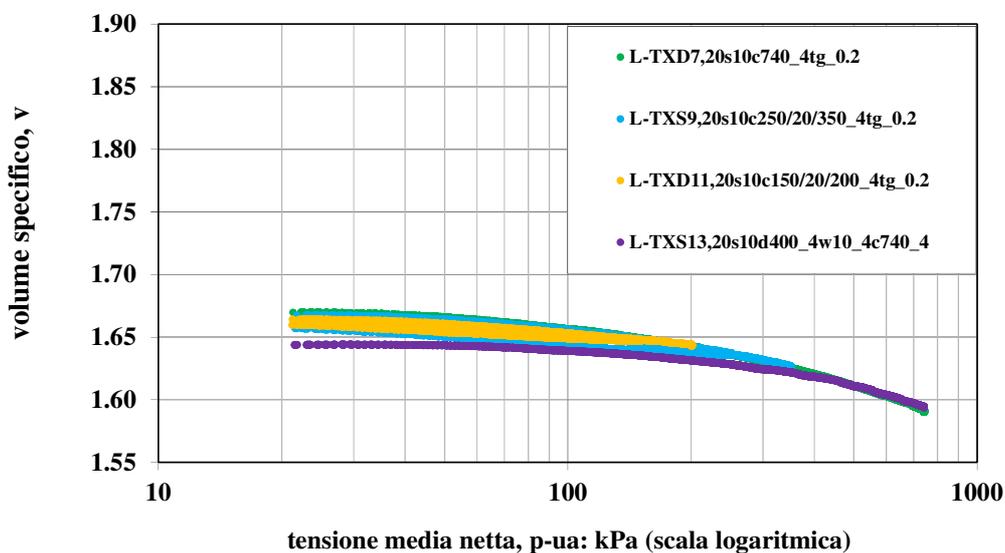


Figura A.14.a: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di compressione isotropa a suzione $s=10$ kPa; piano ($v : p-u_a$).

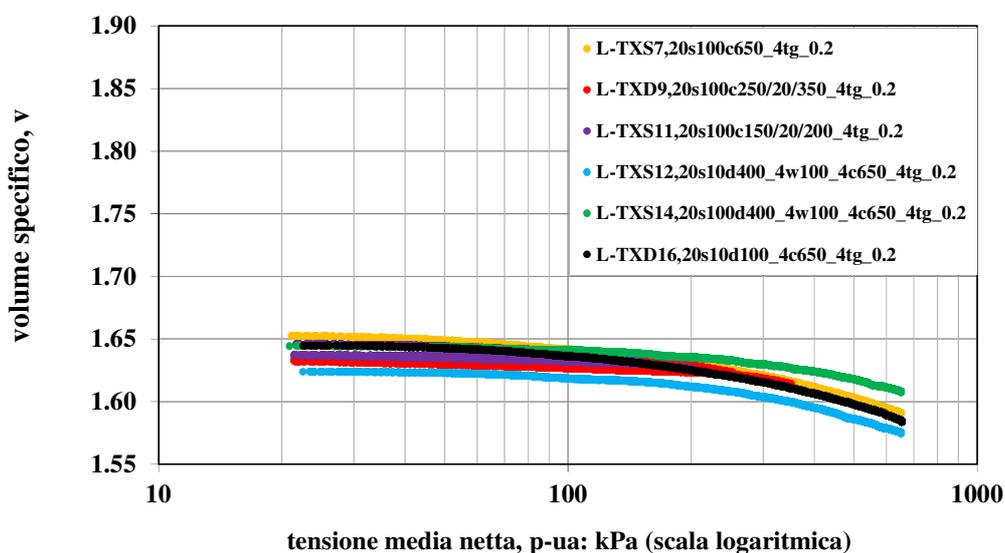


Figura A.14.b: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di compressione isotropa a suzione $s=100$ kPa; piano ($v : p-u_a$).

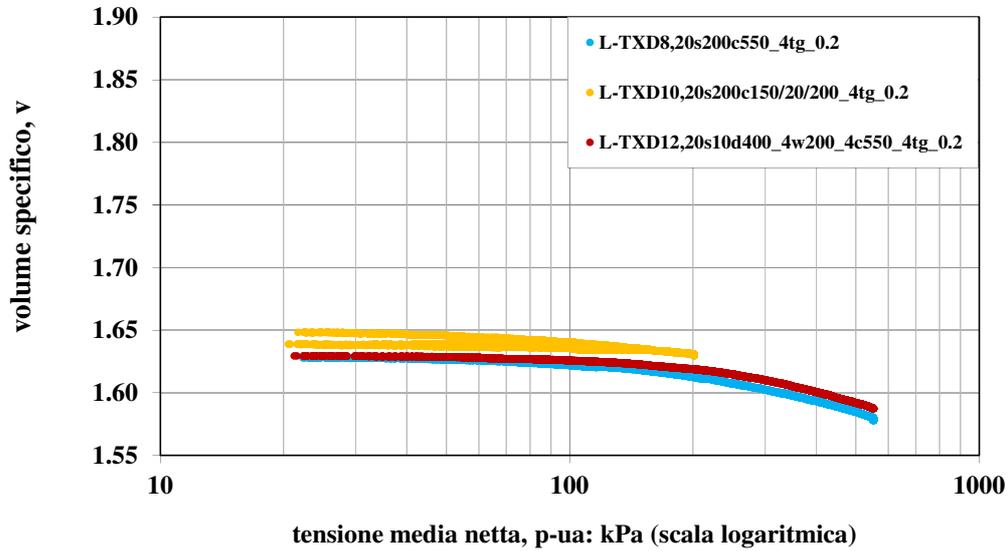


Figura A.14.c: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di compressione isotropa a suzione $s=200$ kPa; piano ($v : p-u_a$).

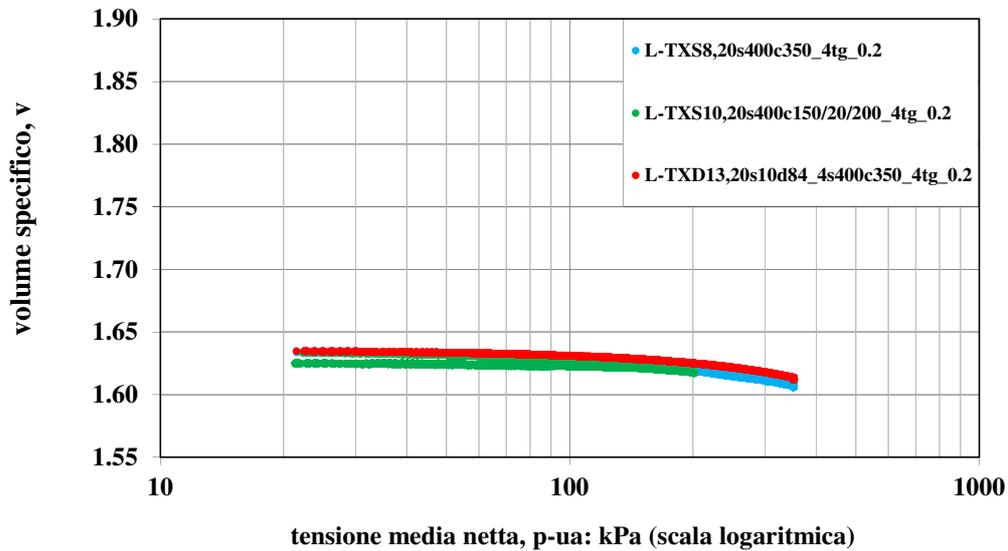


Figura A.14.d: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di compressione isotropa a suzione $s=400$ kPa; piano ($v : p-u_a$).

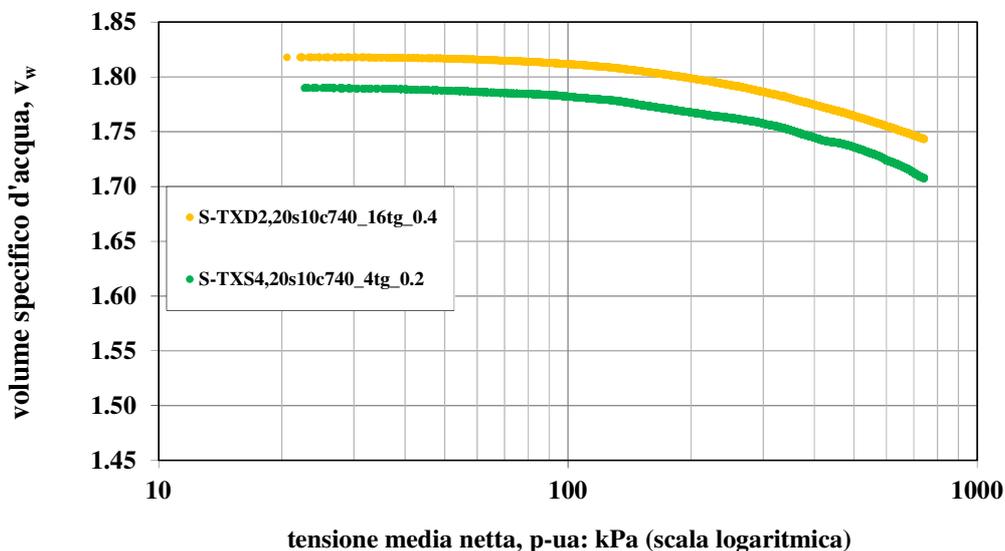


Figura A.15.a: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di compressione isotropa a suzione $s=10$ kPa; piano ($v_w : p_{ua}$).

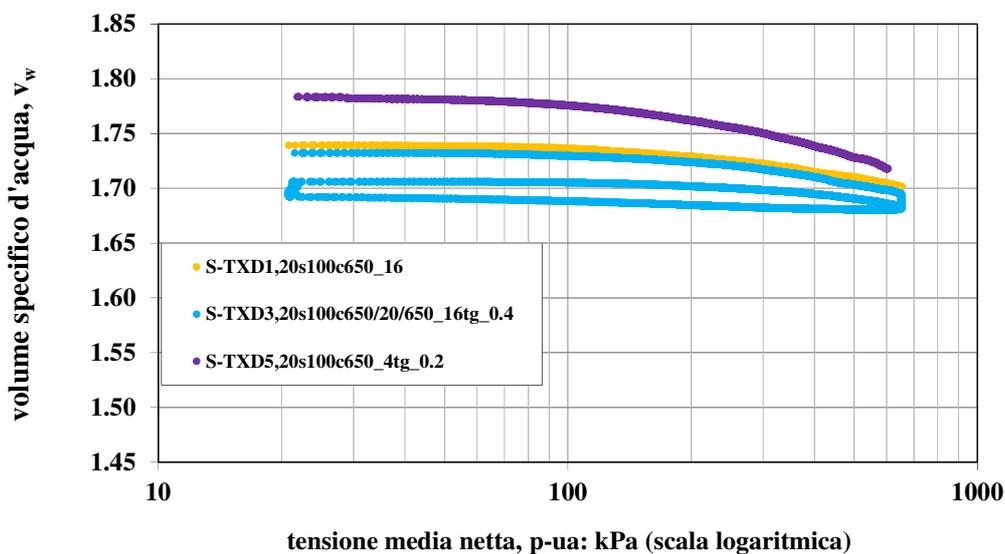


Figura A.15.b: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di compressione isotropa a suzione $s=100$ kPa; piano ($v_w : p_{ua}$).

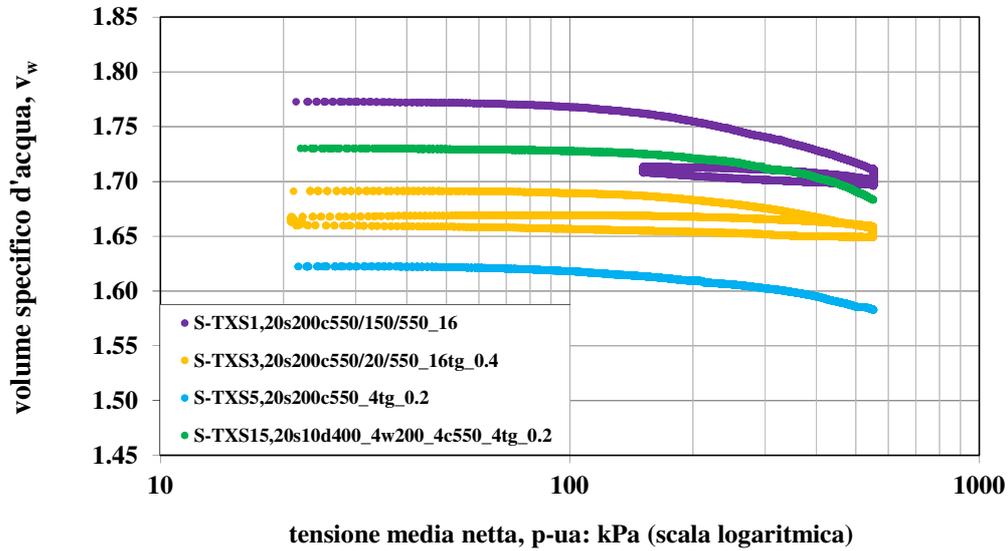


Figura A.15.c: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di compressione isotropa a suzione $s=200$ kPa; piano ($v_w : p-u_a$).

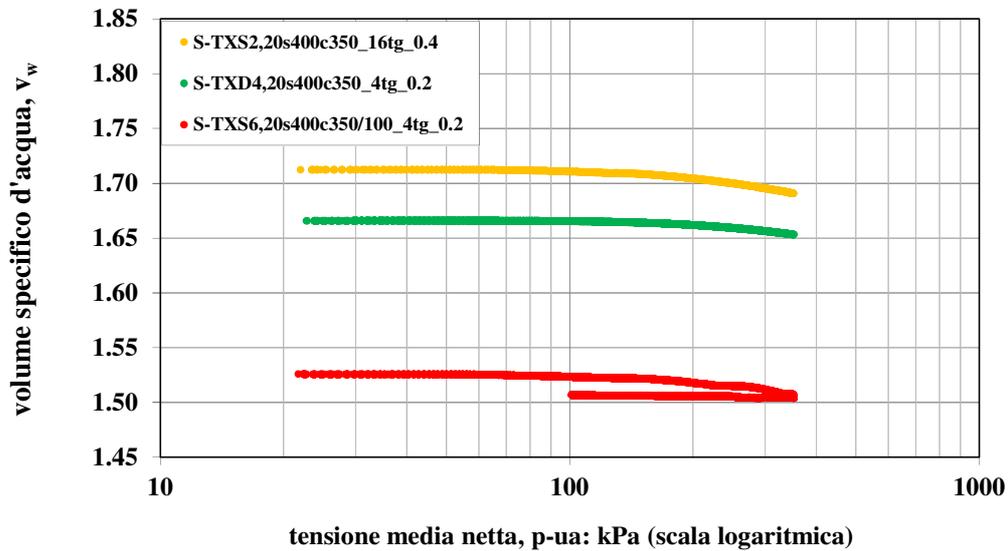


Figura A.15.d: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di compressione isotropa a suzione $s=400$ kPa; piano ($v_w : p-u_a$).

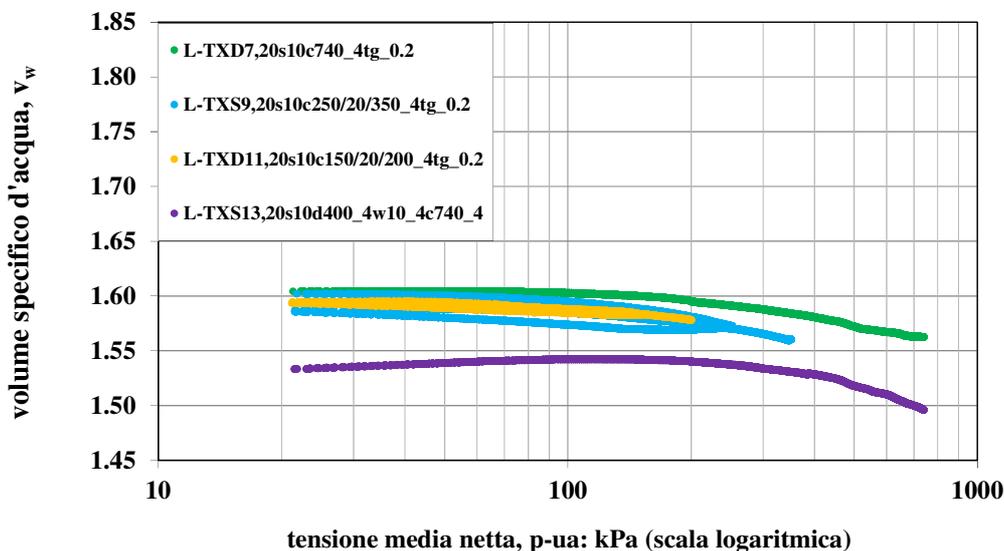


Figura A.16.a: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di compressione isotropa a suzione $s=10$ kPa; piano ($v_w : p-u_a$).

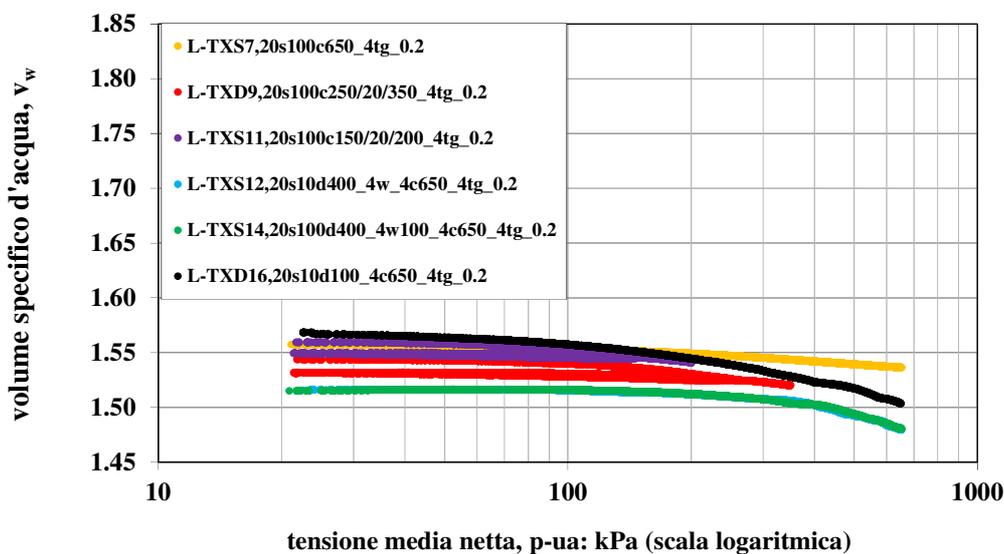


Figura A.16.b: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di compressione isotropa a suzione $s=100$ kPa; piano ($v_w : p-u_a$).

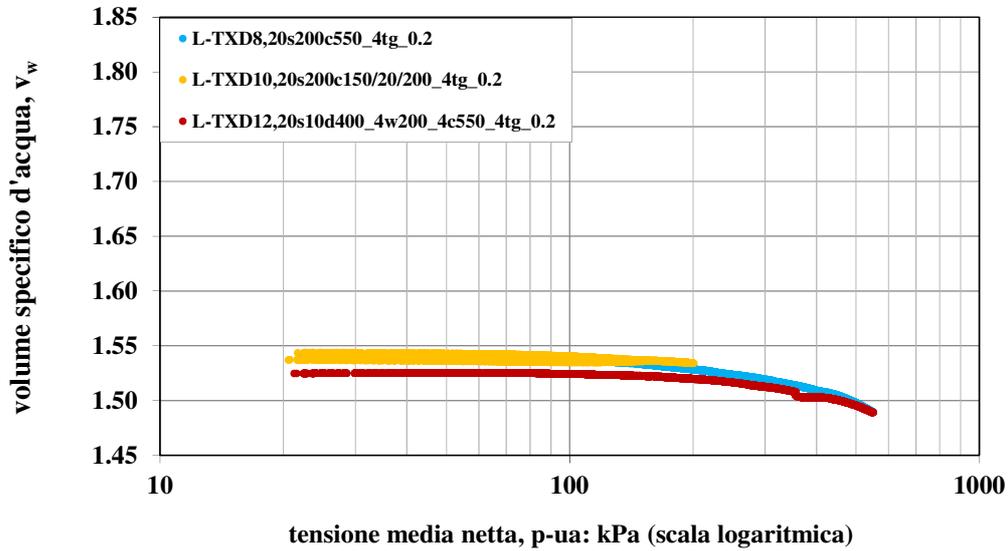


Figura A.16.c: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di compressione isotropa a suzione $s=200$ kPa; piano ($v_w : p-u_a$).

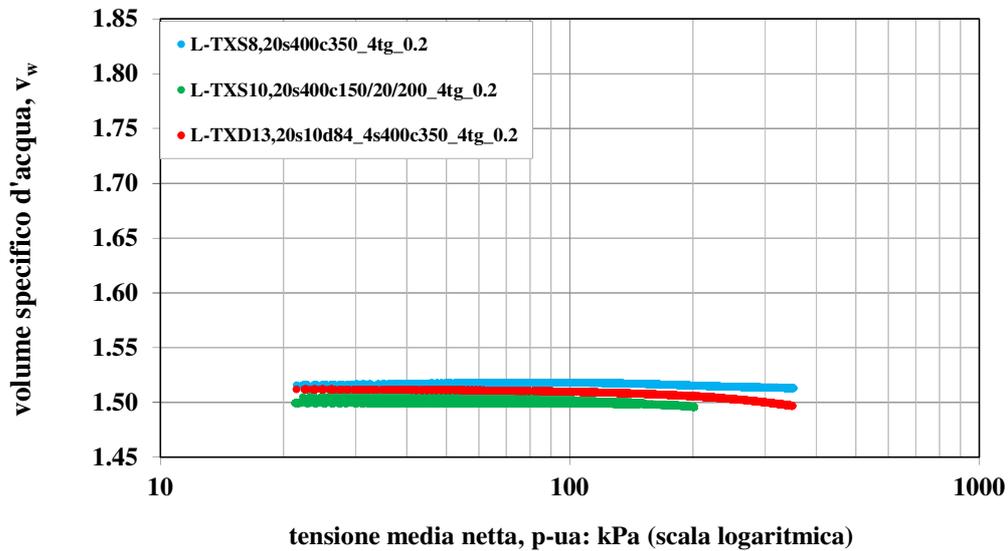


Figura A.16.d: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di compressione isotropa a suzione $s=400$ kPa; piano ($v_w : p-u_a$).

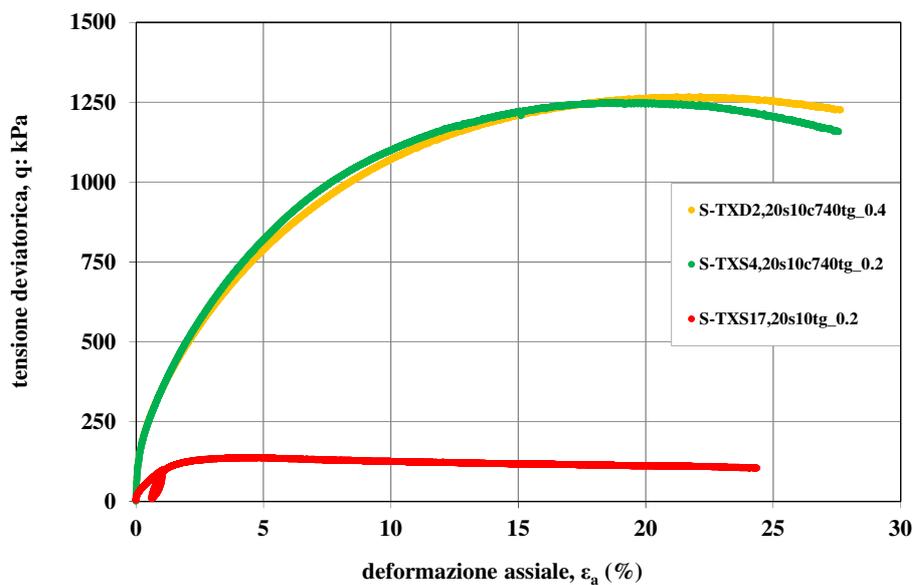


Figura A.17.a: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di taglio a suzione $s=10$ kPa; piano ($q : \epsilon_a$).

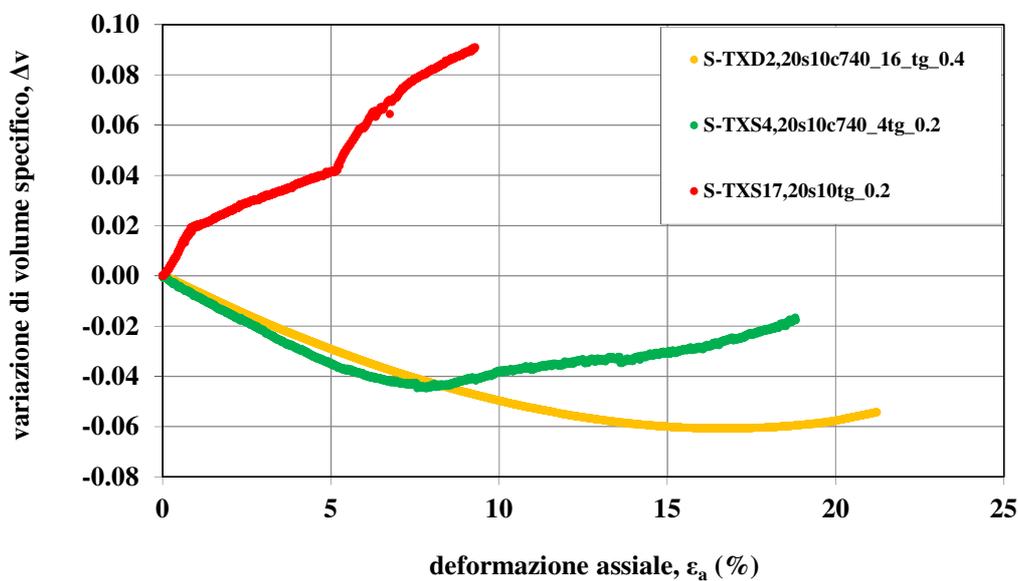


Figura A.17.b: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di taglio a suzione $s=10$ kPa; piano ($\Delta v : \epsilon_a$).

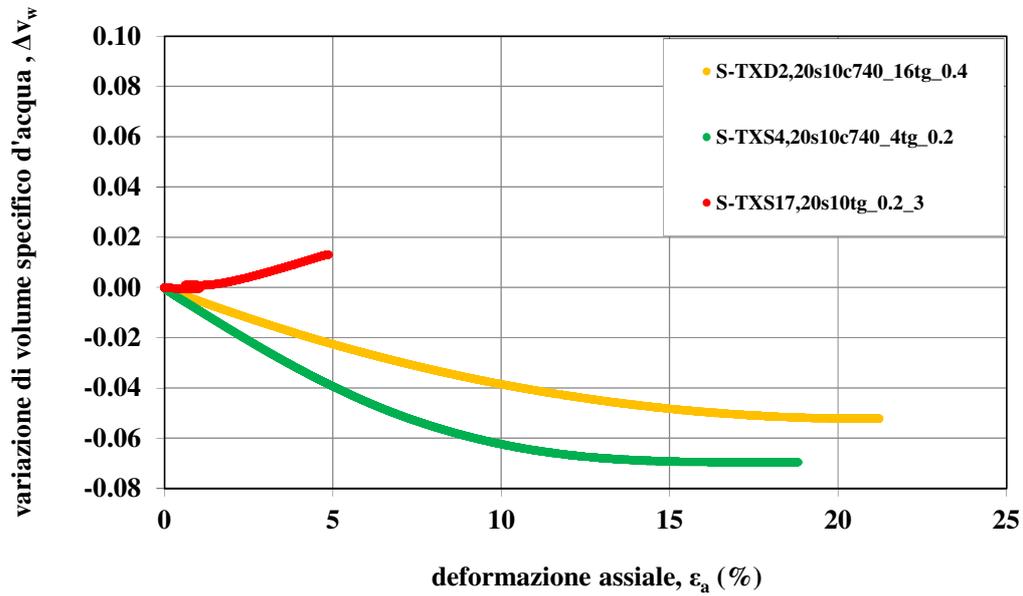


Figura A.17.c: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di taglio a suzione $s=10$ kPa; piano ($\Delta v_w : \epsilon_a$).

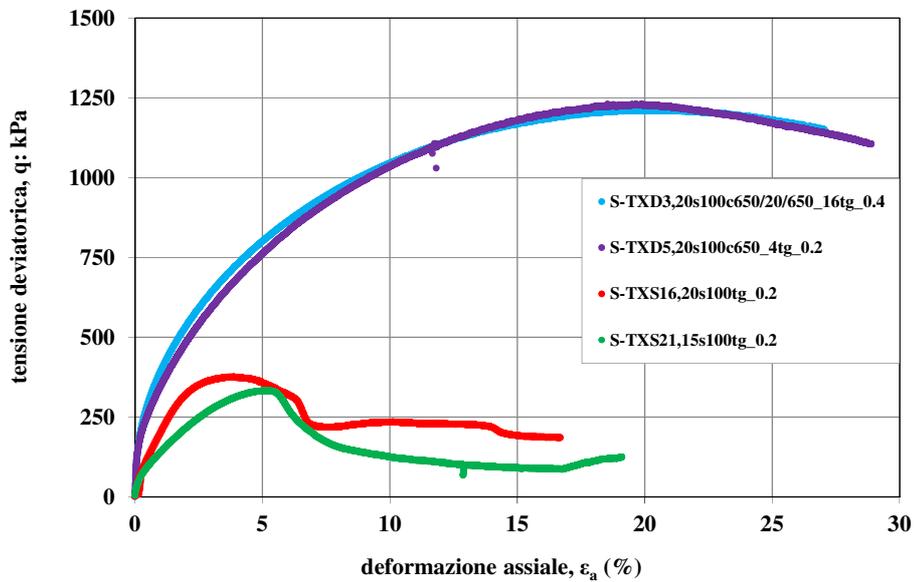


Figura A.18.a: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di taglio a suzione $s=100$ kPa; piano ($q : \epsilon_a$).

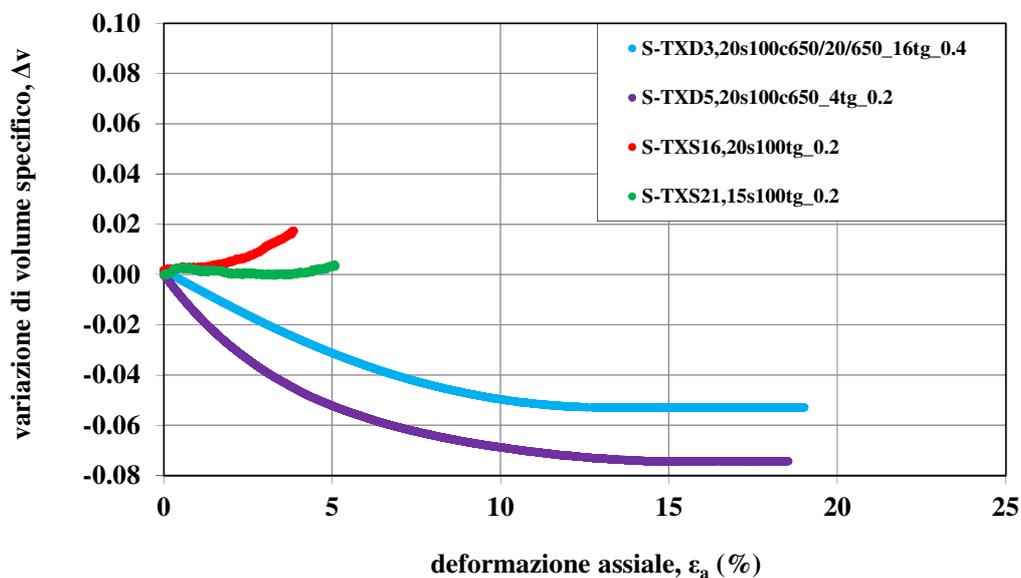


Figura A.18.b: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di taglio a suzione $s=100$ kPa; piano ($\Delta v : \epsilon_a$).

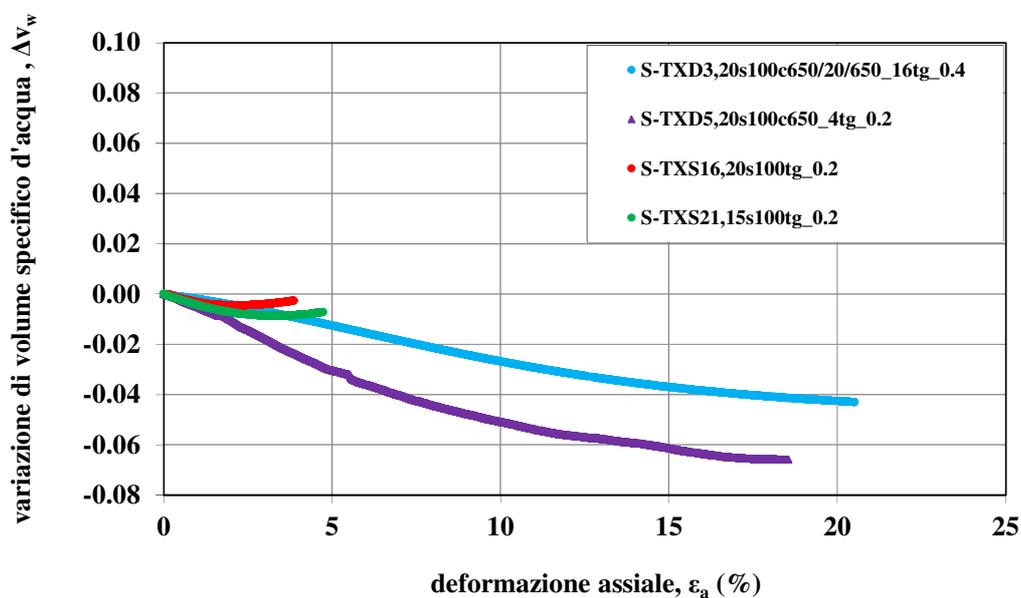


Figura A.18.c: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di taglio a suzione $s=100$ kPa; piano ($\Delta v_w : \epsilon_a$).

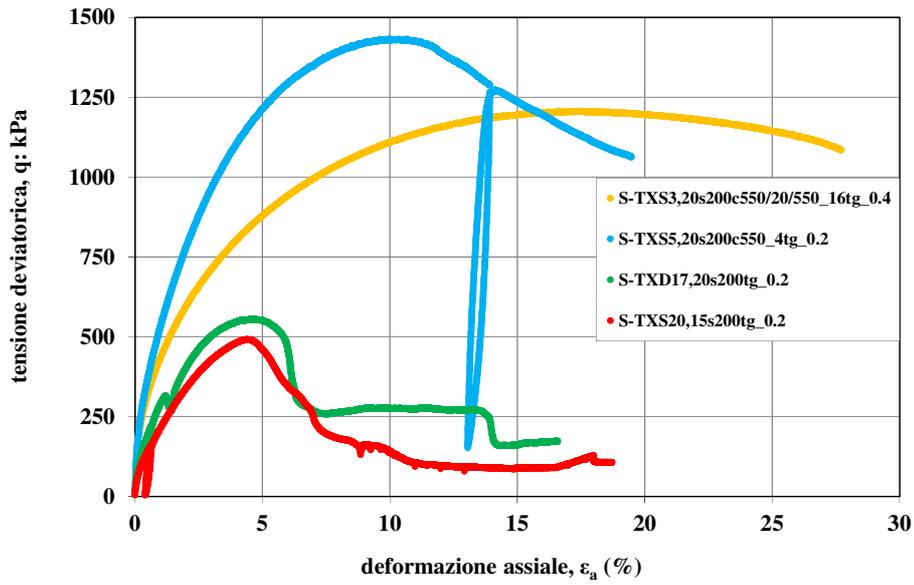


Figura A.19.a: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di taglio a suzione $s=200$ kPa; piano ($q : \epsilon_a$).

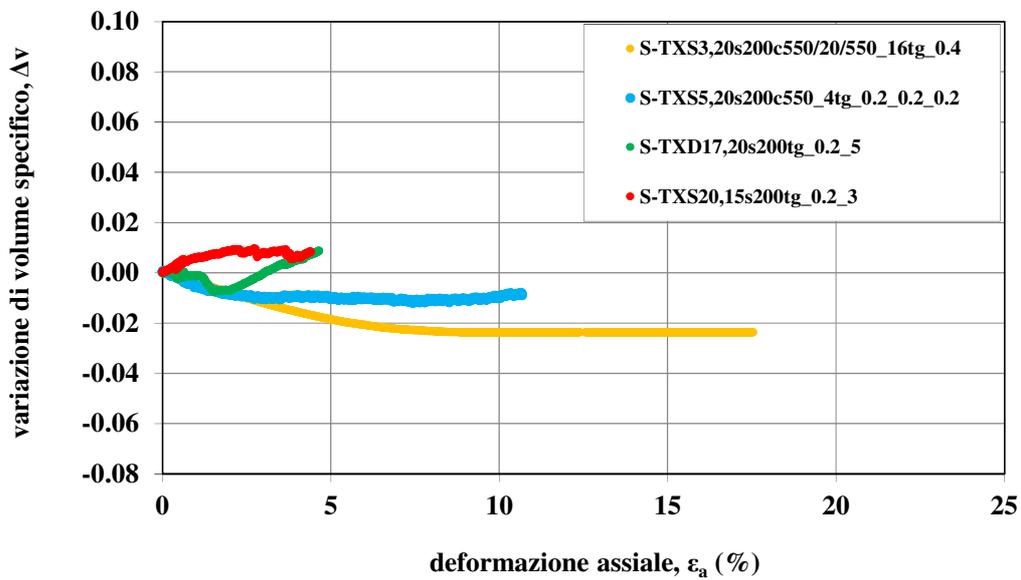


Figura A.19.b: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di taglio a suzione $s=200$ kPa; piano ($\Delta v : \epsilon_a$).

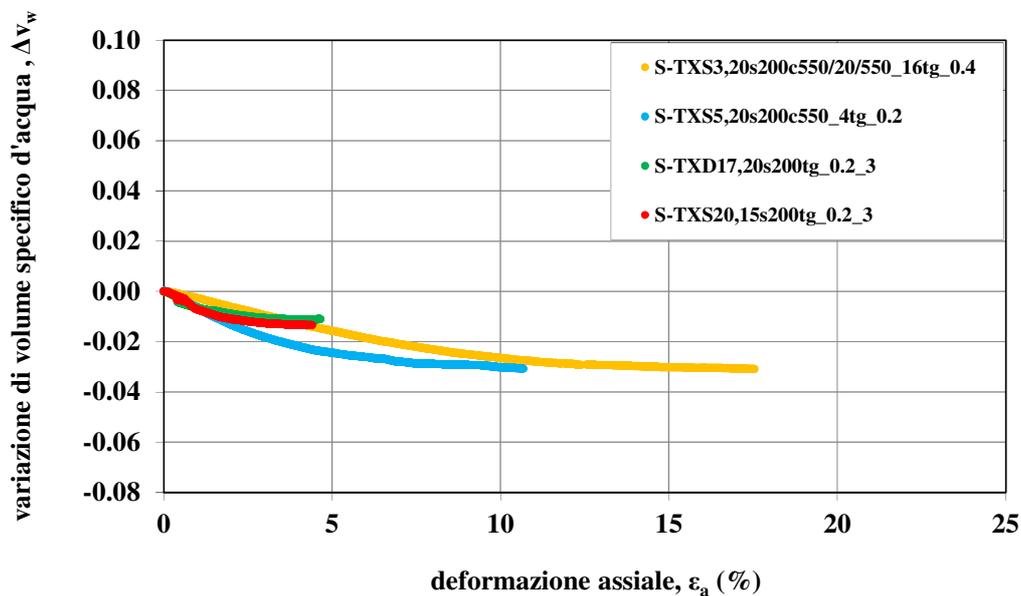


Figura A.19.c: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di taglio a suzione $s=200$ kPa; piano ($\Delta v_w : \epsilon_a$).

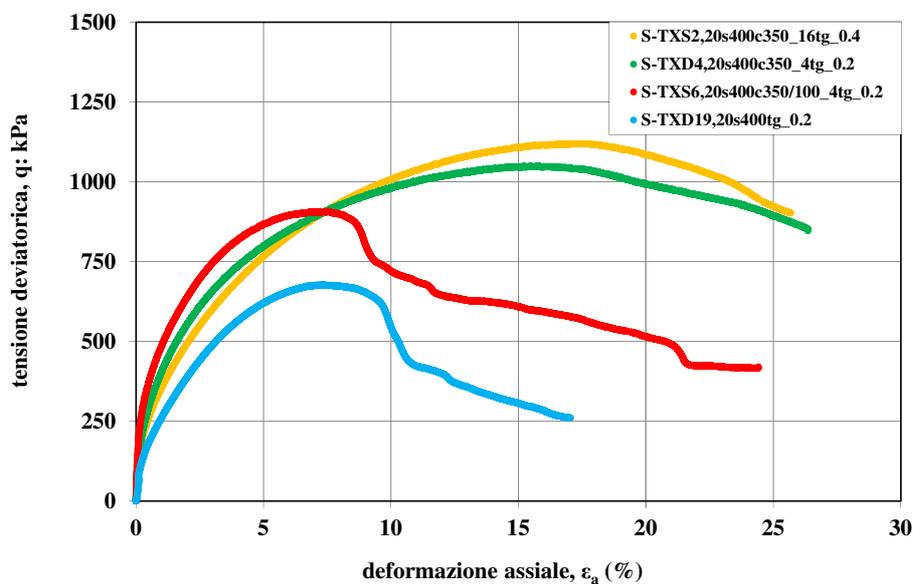


Figura A.20.a: Prove in cella triassiale su provini costipati in sito, fase di taglio a suzione $s=400$ kPa; piano ($q : \epsilon_a$).

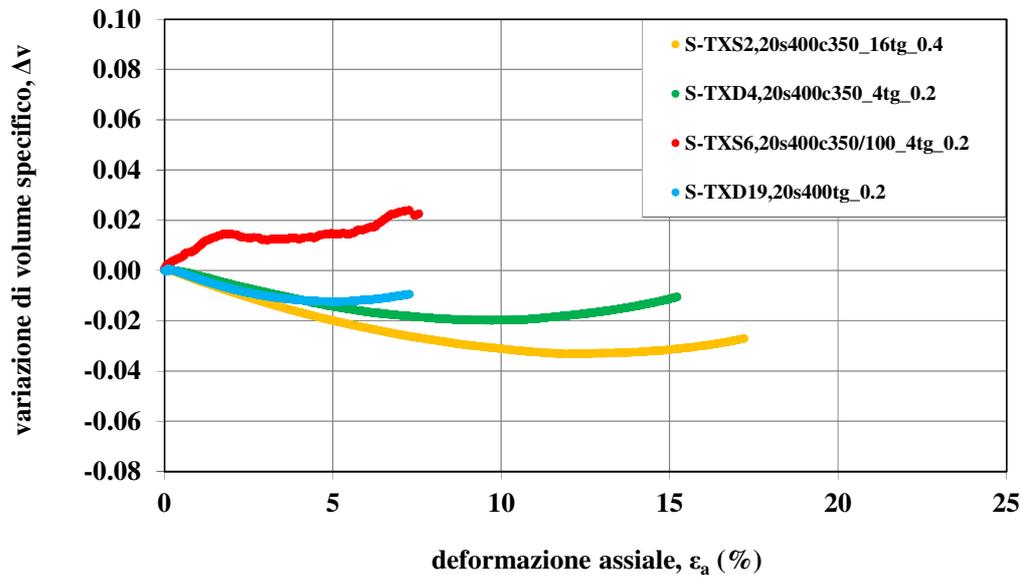


Figura A.20.b: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di taglio a suzione $s=400$ kPa; piano ($\Delta v : \epsilon_a$).

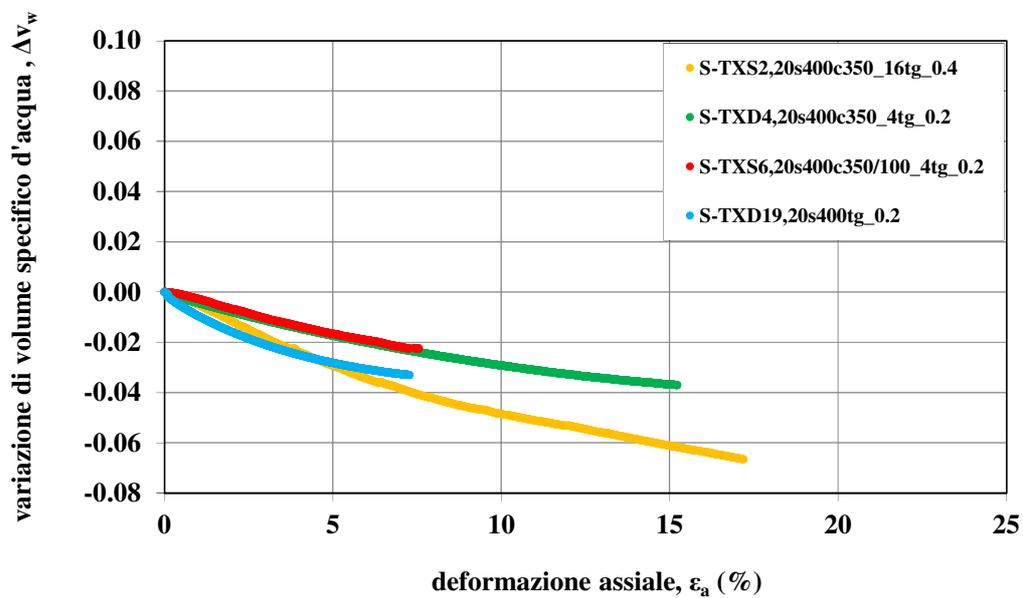


Figura A.20.c: Prove in cella triassiale su provini costipasti in sito, fase di taglio a suzione $s=400$ kPa; piano ($\Delta v_w : \epsilon_a$).

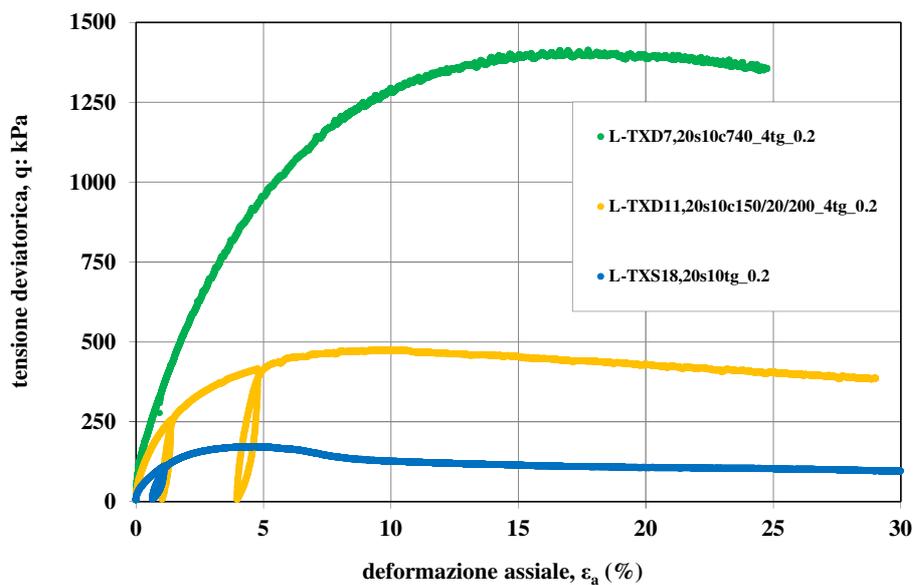


Figura A.21.a: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di taglio a suzione $s=10$ kPa; piano ($q : \epsilon_a$).

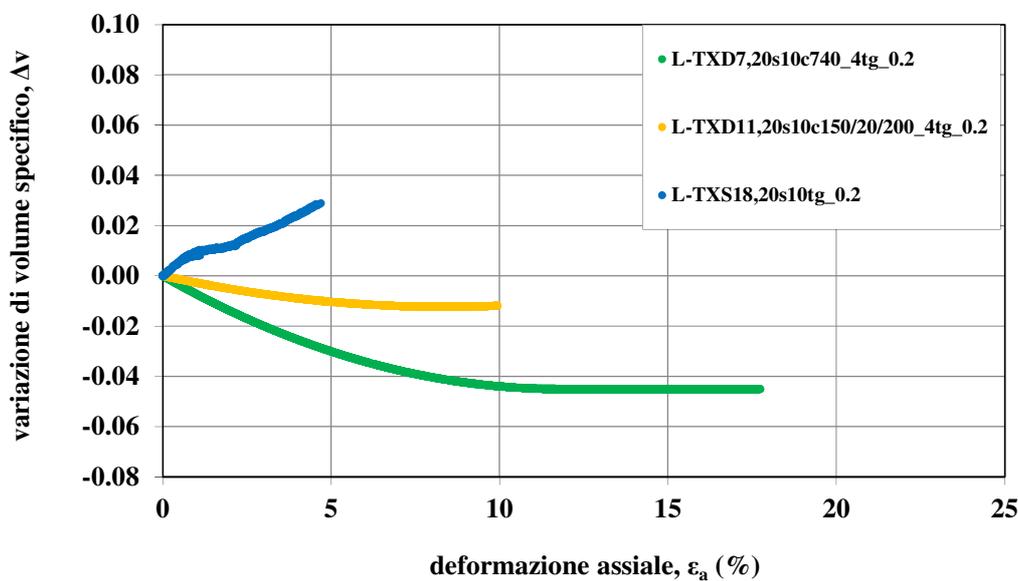


Figura A.21.b: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di taglio a suzione $s=10$ kPa; piano ($\Delta v : \epsilon_a$).

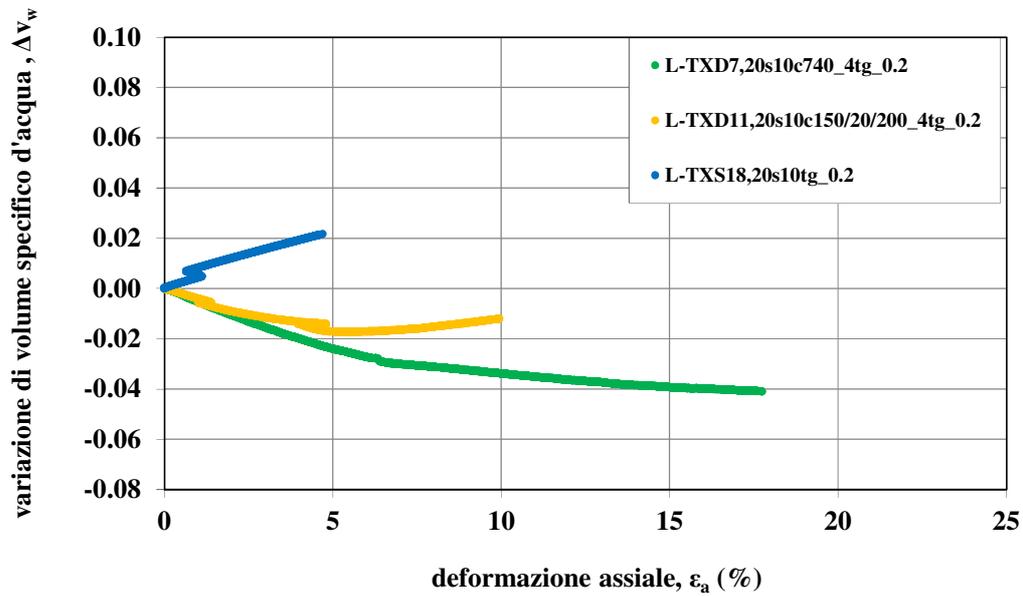


Figura A.21.c: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di taglio a suzione $s=10$ kPa; piano ($\Delta v_w : \epsilon_a$).

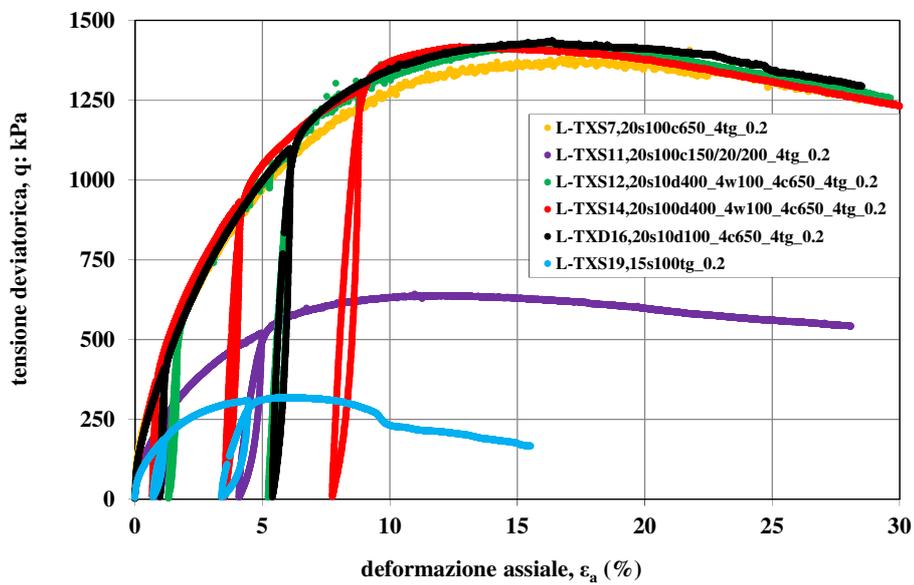


Figura A.22.a: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di taglio a suzione $s=100$ kPa; piano ($q : \epsilon_a$).

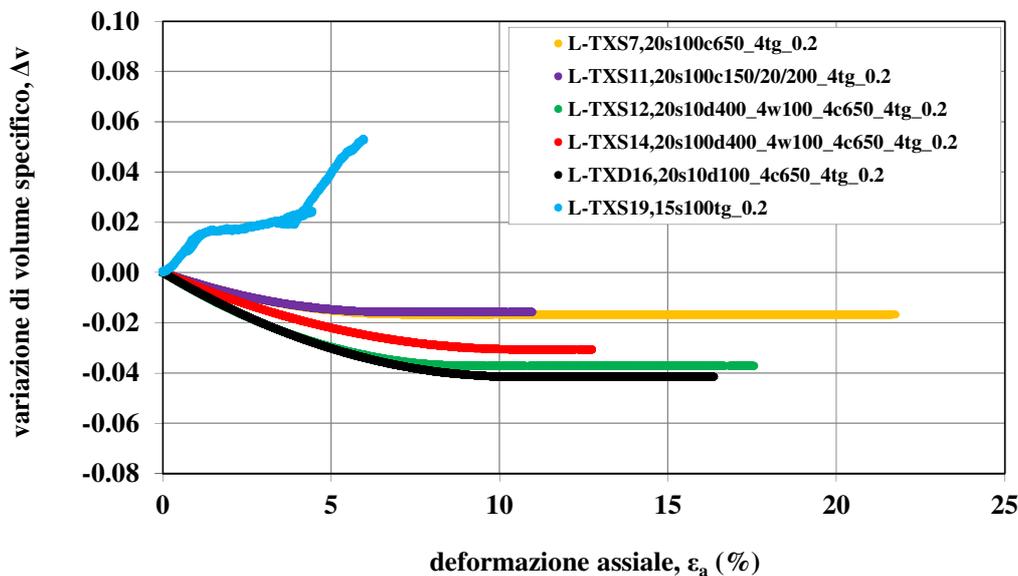


Figura A.22.b: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di taglio a suzione $s=100$ kPa; piano ($\Delta v : \epsilon_a$).

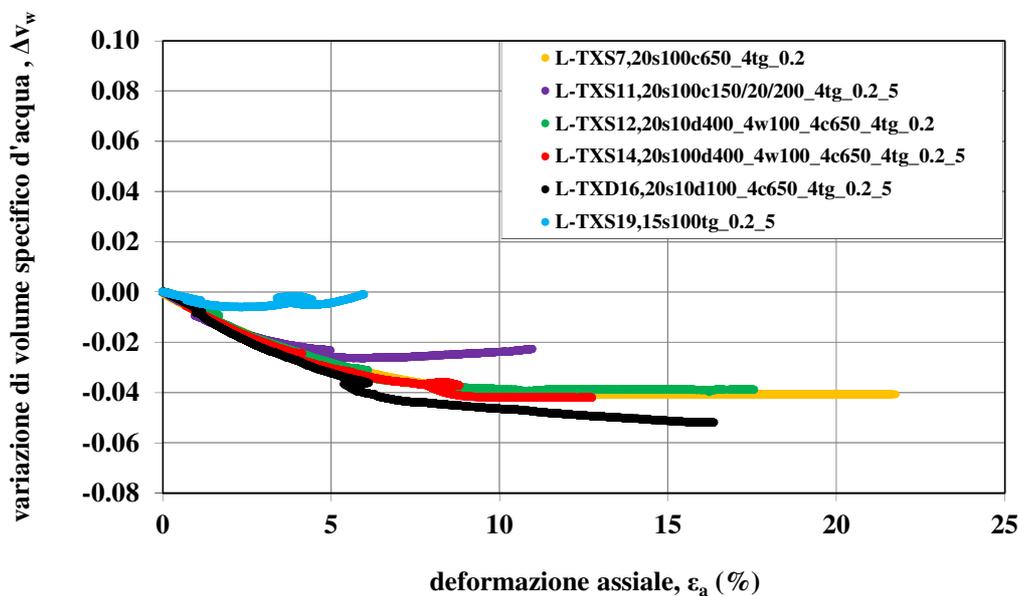


Figura A.22.c: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di taglio a suzione $s=100$ kPa; piano ($\Delta v_w : \epsilon_a$).

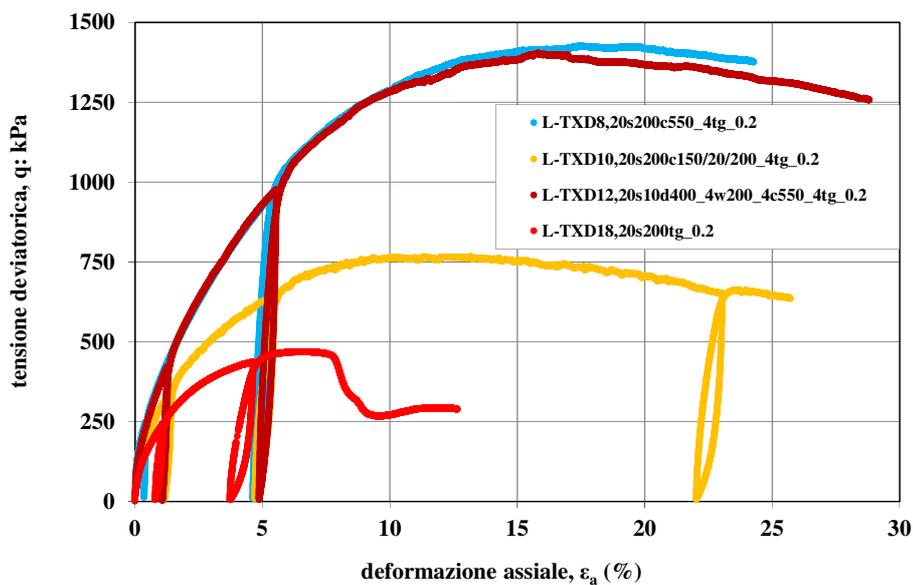


Figura A.23.a: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di taglio a suzione $s=200$ kPa; piano ($q : \epsilon_a$).

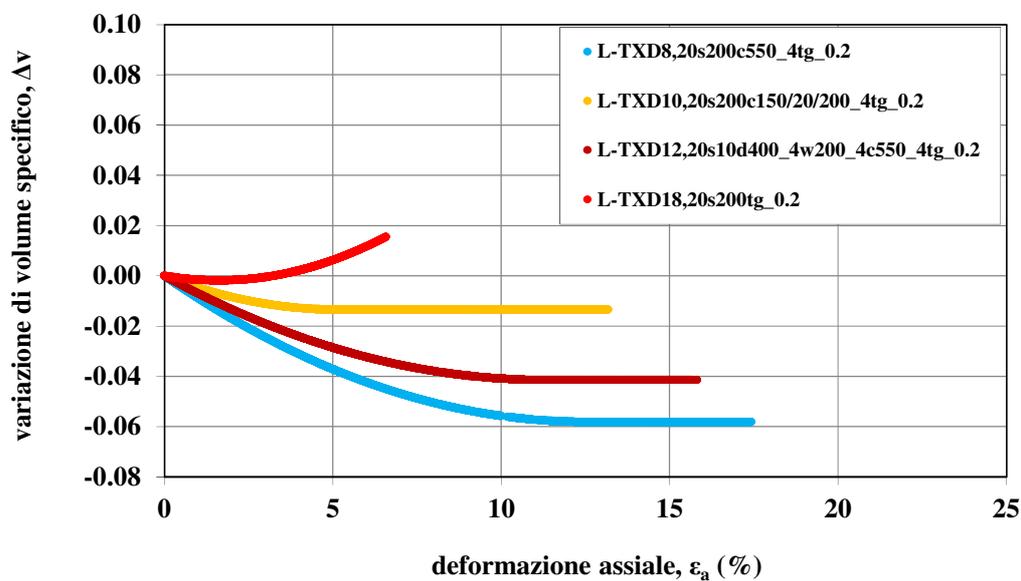


Figura A.23.b: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di taglio a suzione $s=200$ kPa; piano ($\Delta v : \epsilon_a$).

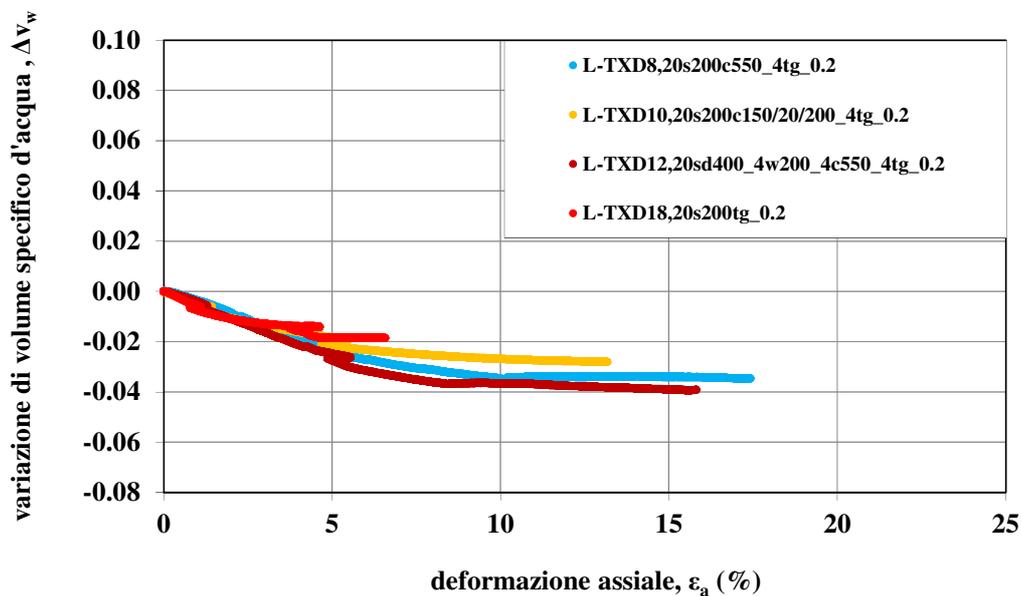


Figura A.23.c: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di taglio a suzione $s=200$ kPa; piano ($\Delta v_w : \epsilon_a$).

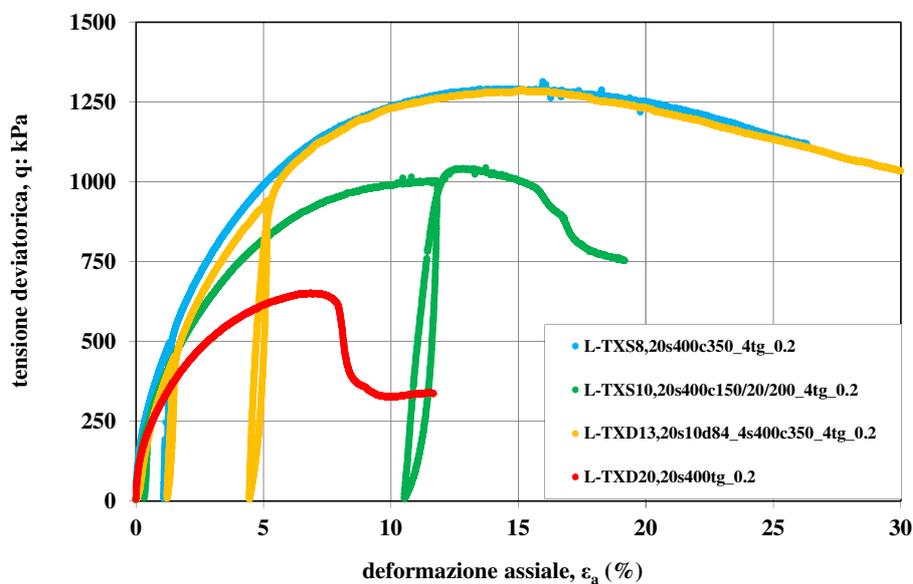


Figura A.24.a: Prove in cella triassiale su provini costipati in laboratorio, fase di taglio a suzione $s=400$ kPa; piano ($q : \epsilon_a$).

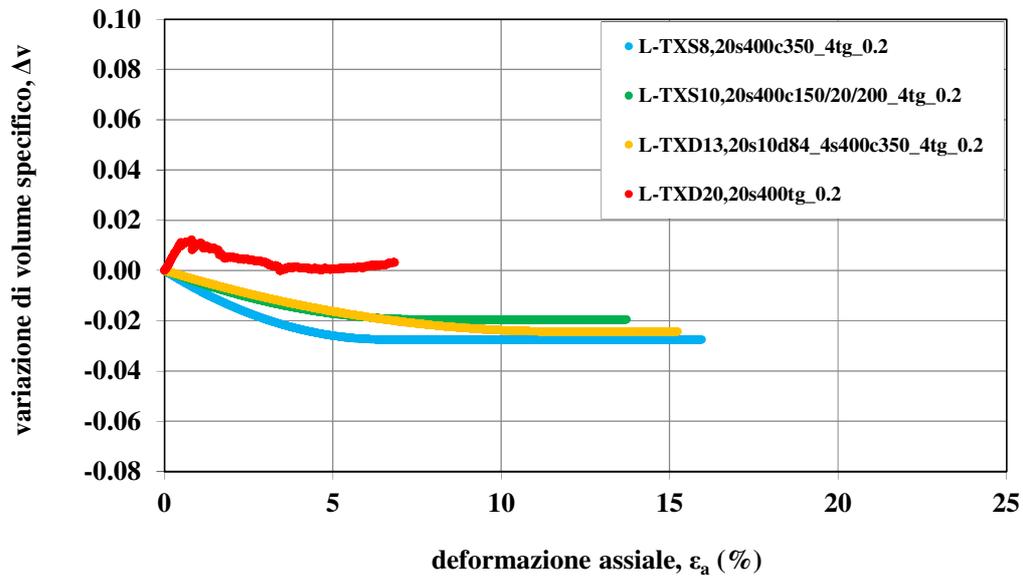


Figura A.24.b: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di taglio a suzione $s=400$ kPa; piano ($\Delta v : \epsilon_a$).

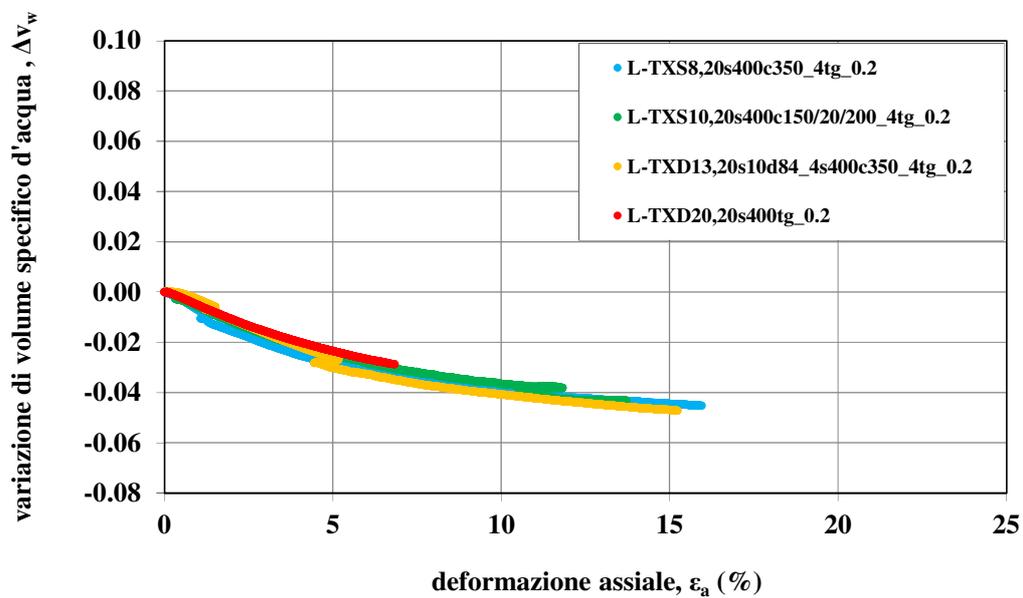


Figura A.24.c: Prove in cella triassiale su provini costipasti in laboratorio, fase di taglio a suzione $s=400$ kPa; piano ($\Delta v_w : \epsilon_a$).

BIBLIOGRAFIA

- Adams B.A., Wulfsohn D., Fredlund D.G. 1996. Air Volume Change Measurement in Unsaturated Soil Testing Using a Digital Pressure-Volume Controller. *Geotechnical Testing Journal*, 19(1), pp. 12-21.
- AGI 1994. Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio.
- Aitchinson G.D. e Woodburn J.A. 1969. Soil suction in foundation design. Proc. VII ICSMFE, Mexico, 2, pp. 1-8.
- Alonso, E.E. 1998. Modelling expansive soil behaviour. Keynote lecture, Proc. II Int. Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT '98, Beijing, China, vol. 2, pp. 37-70.
- Alonso E.E. e Oldecop L.A. 2000. Fundamentals of rockfill collapse. Keynote lecture. Asian Conference on Unsaturated Soils, Singapore, 1, pp. 3-14.
- Alonso E.E., Gens A. e Gehling W.Y. .Y. 1994. Elasto-plastic model for unsaturated expansive soils – Proc. 3th Eur. Conf. Num. Meth. Geot. Eng., Manchester, 1, pp. 11-18.
- Alonso, E.E., Gens A. e Hight D.W. 1987. Special problem soils. General report. Proceedings of the IX ECSMFE, Dublin, 3, pp. 1087-1146.
- Alonso, E.E., Gens A. e Josa A. 1990. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40(3), pp. 405-430.
- Alonso, E.E., Gens, A. & Josa, A. 1990. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40(3): 405-430.
- Alonso, E.E., Josa, A., e Gens A. 1992. Modelling the behaviour of compacted soils upon wetting. Roul Marsal volume, S.M.M.S. Mexico, 3, pp. 207-223.
- Alonso, E.E., Lloret, A., Gens, A. e Yang, D.Q. 1995. Experimental behaviour of highly expansive double-structure clay. Proc. I Int. Conf. on Unsat. Soils, UNSAT 95, Paris, 1, 11-16
- Anderson D.G. e Stokoe K.H. 1978. Shear modulus: a time-dependent material property. *Dynamic geotechnical testing*, ASTM STP 654, pp. 66-90.
- ASTM D421-58. Standard Method for dry preparation of soil samples for particle-size analysis and determination of soil constants.
- ASTM D422-63. Standard Method for particle-size analysis of soils. Philadelphia, USA.
- ASTM D4318-84. Standard Method for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils. Philadelphia, USA.

- ASTM D698-91. Test method for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12,400 ft²lbf/ft³ (600 kN²m/m³)), Philadelphia, USA.
- ASTM D1557-91. Test method for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort (56,000 ft²lbf/ft³ (2700 kN²m/m³)), Philadelphia, USA.
- ASTM D2487-93 – Standard test Method for classification of soils for engineering purposes
- Atabek R.B., Felix. B., Robinet J.C. e Lahlou R. 1991. Rheological behaviour of saturated expansive clay materials. Workshop on Stress Partitioning in Engineered Clay Barriers, Duke University, Durham, New Castle
- Au W.C. e Chae Y.S. 1980. Dynamic shear modulus of treated expansive soils. Journal Geotech. Eng. Div. ASCE, 106, GT3, pp. 255-273.
- Balmaceda A.R. 1991. Suelos compactados. Un estudio teórico y experimental. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain.
- Bao C.G., Gong B.W. e Zhan L.T .1998. Properties of unsaturated soils and slope stability of expansive soils. Keynote lecture, Proc. II Int. Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT '98, Beijing, China, vol. 2, pp. 71-98.
- Barbour S.L. 1998. Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective. Canadian Geotechnical Journal, 35, pp. 873-894.
- Barden L. e Pavlakis G. 1971. Air and water permeabilities of compacted unsaturated cohesive soil. Journ. of Soil Science, 22(3), pp. 302-318.
- Barden L. e Sides G.R.1971. Engineering behaviour and structure of compacted clay. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. 96:SM4, pp. 1171-1197.
- Barden L., Madedor O.A. e Sides G.R. 1969. Volume change characteristics of unsaturated clay. Journ. Soil Mech. Found. Div. ASCE, SM1, pp. 33-51.
- Barrera M. 2002. Estudio experimental del comportamiento hidro-mecánico de suelos colapsables. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain.
- Baumgartl T., Winkelmann P., Graesle W., Richards B.G. e Horn R. 1995. Measurement of the interaction of soil mechanics properties an hydraulic processes with a modified triaxial test. I Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 2, pp. 433-438.
- Bishop, A.W. 1959. The principle of effective stress. Teknisk Ukeblad 106(39): 859-863.
- Bolzon, G., Schrefler, B.A. & Zienkiewicz, O.C. 1996. Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states. Géotechnique 46(2): 279-289.

- Bishop A.W. e Blight G.E. 1963. Some aspects of effective stress in saturated and partially saturated soils, *Géotechnique*, 13(3), pp. 177-197.
- Bishop A.W. e Donald I.B. 1961. The experimental study of partly saturated soils in the triaxial apparatus. *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* 1, pp. 13-21
- Bishop A.W. e Henkel D.J. 1962. The measurement of soil properties in the triaxial test. Edward Arnold, London.
- Bishop A.W. e Wesley L.D. 1975. A hydraulic apparatus for controlled stress path testing. *Géotechnique*, 25(4), pp. 657-670.
- Bocking K.A. e Fredlund D.G. 1980. Limitations of the axis translation technique. *IV Int. Conf. on Expansive Soils, Denver*, 1, 117-135.
- Bolzon G., Schrefler, B.A. e Zenkiewicz O.C. 1996. Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states. *Géotechnique*, 46(2), pp. 279-289.
- Booth A.R. 1975. The factors influencing collapse settlements in compacted soils. *Proc. VI Reg. Conf. for Africa on Soil Mech. and Found. Eng.*, Durban, 1, pp. 57-63.
- Booth A.R. 1977. Collapse settlements in compacted soils. CSIR Research Report 324, NITRR Bulletin 13, Pretoria.
- Brooks R.H., Corey A.T. 1964 - Hydraulic properties of porous media. Colorado State Univ. Hydrol. Paper, 3(27).
- Brull A. 1980. Caractéristiques mécaniques de sols de fondation de chaussées en fonction de leur état d'humidité et de compacité. *Int. Conf. On Compaction, Paris*, 1, pp. 113-118.
- Buisson M.S.R. e Wheeler S.J. 2000. Inclusion of hydraulic hysteresis in a new elasto-plastic framework for unsaturated soils. *Proc. of an International Workshop on Unsaturated Soils, Trento*.
- Burland J.B. 1965. some aspects of the mechanical behaviour of partly saturated soils. In *Moisture Equilibria and Moisture Changes in the Soil Beneath Covered Areas, A Symposium in Print*, Aitchinson G.D. Ed., Australia, Butterworths, pp. 270-278.
- Burland J.B. 1989. "Small is beautiful": the stiffness of soils at small strains. *IX Laurits Bjerrum Memorial Lecture. Canadian Geotechnical Journal*, 26, pp. 499-516.
- Burland J.B. e Ridley A.M. 1996. General report. The importance of suction in soil mechanics. *I Asian Conf. on Unsaturated Soils, Kuala Lumpur*.
- Cabarkapa Z., Cuccovillo T. e Gunn M. 1998. A new triaxial apparatus for testing unsaturated soils. *Proc. II Int. Conf. on Unsaturated Soils. UNSAT '98, Beijing. China*, vol. 2, pp. 194-195.

- Cabarkapa Z., Cuccovillo T., e Gunn M. 1999. Some aspects of the pre-failure behaviour of unsaturated soil. Proc. II Int. Conf. on pre-failure behaviour of geomaterials, vol. 1, pp. 159-165.
- Carvalho L.C. 2001. Estudio experimental del comportamiento mecánico de un suelo cementado no saturado. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain.
- Casagrande A. 1936. The determination of the pre-consolidation load and its practical significance., Proc. I ICSMFE, Harvard University Cambridge, Massachusetts, vol. 3, D-34, pp. 60-64.
- Chan C.K. e Duncan J.M. 1967. A new device for measuring volume change and pressures in triaxial tests on soils. Materials Research and Standards, 7(7), pp. 312-314.
- Chen A.T.F. e Stokoe K.H. 1979. Interpretation of strain dependent modulus and damping from torsional tests. Report No. USGS-GS-79-002, NTIS No. PB-298479, U.S. Geological Survey, Menlo Park, California.
- Chen Z.H., Fredlund D.G. e Gan J.K.M. 1999. Overall volume change, water volume change, and yield associated with an unsaturated compacted loess. Canadian Geotechnical Journal, 36, pp. 321-329.
- Childs E.C. 1940. The use of soil moisture characteristics in soil studies. Journal of Soil Science, 50, pp. 239-252
- Childs E.C. 1969. An introduction to the physical basis of soil water phenomena. Wiley Interscience, Wiley & sons, Toronto.
- Chu T.Y. e Mou C.H. 1973. Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests. Proc. III Int. Conf. on Expansive Soils, Haifa, 1, 177-185.
- Clayton C.R.I., Khatrush S.A., Bica A. e Siddique A. 1989. The use of Hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation. Geotechnical Testing Journal, 12(1), pp. 69-76.
- CNR UNI 10014, 1964. Determinazione dei limiti di consistenza (o di Atterberg) di una terra. Prove sulle terre.
- Croney D., Coleman J.D., Black W.P.M. 1958. studies of the movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. HRB Spec. Report 40, Washington D.C., pp. 226-252.
- Cuccovillo T. e Coop M.R. 1997. The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs. Géotechnique, 47(1), pp. 167-171.

- Cui, Y.J. Etude du Comportement d' un Limon Compacte non Saturé et de sa Modélisation dans un Cadre Elasto-Plastique. These de Doctorat: Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France, 1993.
- Cui, Y.J. & Delage, P. 1996. Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique* 46(3): 405-430.
- Cui, Y.J., Yahia-Aissa M., e Delage P. 1998. A model for the volume change behaviour of heavily compacted swelling clays. Proc. 5th International Workshop on Key Issues in Waste Isolation Research, Barcelona, Spain.
- d'Onofrio A. 1992. Prove di torsione ciclica e dinamica su un terreno granulare costipato e addizionato con bentonite. Tesi di laurea, Univ. di Napoli Federico II
- d'Onofrio A. 1996. Comportamento meccanico dell'argilla di Vallericca in condizioni lontane dalla rottura. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Napoli "Federico II".
- Davis S.C. 1972. Electronic volume change and flow rate devices. M. Sc. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.
- De Campos T.M.P. e Carrillo C.W. 1995. Direct shear testing on an unsaturated soil from Rio de Janeiro. I Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, pp. 31-38.
- Delage P. e Graham J. 1995. Mechanical behaviour of unsaturated soils. Proc. I Int. Conf. Unsaturated Soils, Paris, 3, pp. 1223-1256.
- Delage P., De Silva S.G.P.R. e De Laure E. 1987. Un nouvel appareil triaxial pour les sols non-saturés. IX Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Dublino, 1, pp. 25-28
- Delage P., Vicol T. e De Silva S.G.P.R. 1993. Suction controlled testing of non-saturated soils with an osmotic consolidometer. 7th Int. Conf. On Expansive Soils, Dallas.
- Delage P., Audiguier M., Cui Y.J. e Howat M.D. 1996. Microstructure of a compacted silt. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, pp. 150-158.
- Diamond D.S. 1970. Pore size distribution in clays. *Clays and Clay minerals* 19, pp. 7-23.
- Diamond D.S. 1971. Microstructure and pore structure of impact-compacted clays. *Clays and Clay minerals*, 19, pp. 239-249.
- Di Benedetto H. e Tatsuoka F. 1997. Small strain behaviour of geomaterials: modelling of strain effects. *Soils and Foundations*, 37(2), pp. 127-138.
- Di Maio C. 1996 - Exposure of bentonite to salt solution: osmotic and mechanical effects. *Géotechnique*, 46(4), pp. 695-707.
- Di Maio C. e Fenelli G.B. 1994. Residual strength of kaolin and bentonite: the influence of their constitutive pore fluid. *Géotechnique*, 44(4), pp. 217-226.

- Dineen K. 1997. The influence of soil suction on compressibility and swelling. PhD Thesis, Imperial College, London, U.K.
- Dineen K. e Burland J.B. 1995. A new approach to osmotically controlled oedometer testing. Proc. I Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 2, pp. 459-465.
- Elsbury B.R., Daniel D.E., Sraders G.A. e Anderson D.A. 1990. Lesson learned from compacted clay liner. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 116(11), pp. 1641-1660.
- Escario V. e Juca J.E.T. 1989. Strength and deformation of partly saturated soils. Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Rio de Janeiro, 1, pp. 43-46.
- Escario V. e Saez J. 1973. Measurement of properties of swelling and collapsing soils under controlled suction. Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa, Israel, 1, pp.195-200.
- Escario V. e Saez J. 1986. The shear strength of partly saturated soils. Géotechnique, technical note, 36(3), pp. 453-456.
- Esposito C. e Gaeta C. 1995. Simulazione numerica di prove torsionali e triassiali con analisi f.e.m. di tipo non lineare. Tesi di Laurea. Università degli Studi di Napoli Federico II.
- Fisher, R.A. 1926. On the capillary forces in an ideal soil; correction of formulae given by W.B. Haines. Journal Agric. Science 16(3): 492-505.
- Floreau J.M. e Taibi S. 1995. Water-air permeabilities of unsaturated soils. I Int. Conf. Unsat. Soils, Paris, 2, pp. 479-484.
- Foundation Engineering, Camb., Mass. 1: 54-56.
- Fredlund D.G. 1973. Volume change behaviour of unsaturated soils. Ph. D. Dissertation. Univ. Of Alberta, Edmonton, Alta., Canada.
- Fredlund D.G. 1975. A diffuser air volume indicator for unsaturated soils. Can. Geotech. Journ., 12, pp. 533-539.
- Fredlund D.G. 1979. Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 12, pp. 121-139.
- Fredlund D.G. 1995. The scope of unsaturated soil mechanics: An overview. I International Conference on Unsaturated Soils, Paris, 3, pp. 1155-1177.
- Fredlund D.G. 1998. Bringing unsaturated soil mechanics into engineering practice. II International Conference on Unsaturated Soils, Beijing, vol. 2, pp. 1-36.
- Fredlund D.G. e Morgensten N.R. 1976. Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 13, pp. 261-276.

- Fredlund D.G. e Morgenstern N.R. 1977. Stress state variables for unsaturated soils, *Journal Geotech. Eng. Div., ASCE*, 103(5), pp. 447-466.
- Fredlund D.G., Morgenstern N.R. e Widger R.A. 1978. The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), pp. 313-321.
- Fredlund D.G. e Rahardjo H. 1993. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. Wiley & sons, Toronto.
- Fredlund D.G. e Xing A. 1994. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31, pp. 521-532.
- Fredlund D.G., Rahardjo H. 1985. Theoretical context for understanding unsaturated residual soil behaviour. *Proc. I Int. Conf. On Geomech. In Tropical, Lateritic and Saprolitic Soils, Brasilia*, 1, pp. 295-306.
- Gallipoli, D., Wheeler, S.J. & Karstunen, M. 2002. Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. Submitted to the *Géotechnique Symposium in Print on Suction in Unsaturated Soils*.
- Gallipoli D., Gens A., Sharma R. and Vaunat J. (2003a). An elasto-plastic model for unsaturated soil including the effect of saturation degree on mechanical behaviour. *Géotechnique* 53(1): 123-135.
- Gallipoli D., Wheeler S. and Karstunen M. (2003b). Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. *Géotechnique* 53(1): 105-112.
- Gallipoli D., Gens A., Chen G. and D'Onza F. (2008). Modelling unsaturated soil behaviour during normal consolidation and at critical state. *Computers and Geotechnics* 35(6): 825-834.
- Gan J.K.M. e Fredlund D.G. 1996. Shear strength characteristics of two saprolitic soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, pp. 595-609.
- Gan J.K.M., Fredlund D.G. e Rahardjo H. 1988. Determination of shear strength parameters of unsaturated soils using direct shear test. *Canadian Geotechnical Journal*, 25, pp. 500-510.
- Gasmo J.M., Rahardjo H., Deutscher M.S. e Leong E.C. 2000. Preliminary assessment of slope stability with respect to rainfall-induced slope failures. *Proc. Asian Conference Unsaturated Soils, Singapore*, 1, pp. 783- 788.
- Geiser F. 2000. Comportement mécanique d'un limon non saturé. Etude Expérimentale et modélisation constitutive. Thèse de Doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

- Gens A. e Alonso E.E. 1992. A model for the behaviour of unsaturated expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, pp. 1013-1032.
- Gens, A. 1995. Constitutive laws. Modern issues in non-saturated soils, Springer Verlag, Wien, 129-158.
- Gens A. e Romero E. 2000. Ensayos de laboratorio. Simposio sobre geotecnia de las infraestructuras del transporte, . Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain, pp. 17-43.
- Gens A., Alonso E.E., Suriol J. e Lloret A. 1995. Effects of structure on the volumetric behaviour of a compacted soil. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 1, pp. 83-88.
- Gibson R.E. 1974. The analytical method in soil mechanics. *Géotechnique* 24(2): 115-140.
- Gili Y.Y. 1988. Modelo microestructural para medios granulares no saturados. Doctoral Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain.
- Graham J., Noonan M.L. & K.V. Lew 1983. Yield state and stress-strain relationship in natural plastic clay, *Canadian Geotechnical Journal*, 20(3), pp. 502-516.
- Haines, W.B. 1925. A note on the cohesion developed by capillary forces in an ideal soil.
- Hardin B.O. 1978. The nature of stress-strain behaviour for soils. State of the art report. Proc. Spec. Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Pasadena, California, ASCE, 3-90.
- Hardin B.O. e Black W.L. 1968. Vibration modulus of normally consolidated clay. *J. Geotech. Engrg. ASCE*. 94(2), pp. 353-369.
- Hardin B.O. e Black W.L. 1969. Closure to 'Vibration modulus of normally consolidated clay'. *Journ. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 95, SM6, pp. 1531-1537.
- Head K.H. 1992. Manual of soil laboratory testing. Pentech Press, London.
- Hilf J.W. 1956. An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils. Ph.D. thesis, Technical Memo, 654, U.S. Department of Interior. Bureau of Reclamation, Design and Construction Division, Denver.
- Hird C.C. e Young C.Y. 1989. The use of proximity transducers for local strain measurement in triaxial tests. *ASTM Geotechnical Testing Journ.*, 12(4), pp. 292-296.
- Ho D.Y.F. e Fredlund D.G. 1982. Strain rates for unsaturated soils shear strength testing. Proc. 7th Southeast Asian Geotech. Conf., Hong Kong.
- Ho D.Y.F., Fredlund D.G. e Rahardjo H. 1992. Volume change indices during loading and unloading of an unsaturated soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 195-207.

- Hoque, E. e Tatsuoka F. 1998. Anisotropy in the elastic deformation of materials. *Soils and Foundations* 38(1): 163-179.
- Houlsby G.T. 1997. The work input to an unsaturated granular material. *Géotechnique*, 47(1), 193-196.
- Houlsby G.T. e Wroth C.P. 1991. The variation of shear modulus of a clay with pressure and overconsolidation ratio. *Soils and Foundations*, 31(3).
- Huang S., Fredlund D.G. e Barbour S.L. 1998. Measurement of the coefficient of permeability for a deformable unsaturated soil using a triaxial permeameter. *Canadian Geotechnical Journal*, 35, pp. 426-432.
- Hueckel T. 1992. Water-mineral interactions in hygromechanics of clays exposed to environmental loads: a mixture-theory approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, pp. 1071-1086.
- Hutter K., Laloui L. & Vulliet L. Thermodynamically based mixture models for saturated and unsaturated soils. *Mechanics of Cohesive and Frictional Materials*, 1999, 4:295-338.
- Isenhower W.M. 1979. Torsional Simple Shear/Resonant Column properties of San Francisco Bay Mud. M.S. Thesis, The University of Texas at Austin.
- Isenhower W.M. e Stokoe K.H. 1981. The strain-rate dependent shear modulus of San Francisco bay mud. *Proc. Int. Conf. Recent Adv. in Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dynamics*. Univ. of Missouri Rolla, St. Louis.
- Ishibashi I. e Zhang X. 1993. Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sands and clays. *Soils and Foundations*, 33(1), pp. 182-191.
- Jaki J. 1948 Pressure in soils – *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, 1, pp. 103-107.
- Jamiolkowsky M., Lancellotta R. e Lo Presti D.C.F. 1994. Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays. *Proc. of 1st Int. Symp. on Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Sapporo, 2, pp. 817-836.
- Jamiolkowsky M., Lancellotta R., Lo Presti D.C.F. e Pallara O. 1995. Stiffness of Toyura sand at small and intermediate strain. *Proc. XIII Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, 1, pp. 169-172.
- Jardine R.J. 1992. Some observations on the kinematic nature of soil stiffness. *Soils and Foundations* 32, 2, pp. 111-124.
- Jennings J.E. e Burland J.B. 1962. Limitations to the effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique*, 12, pp. 125-144.

- Jiménez-Salas J.A. 1995. Foundation and pavements on unsaturated soils – Part two: expansive clays. Proc. I Int. Conf. Usat. Soils, Paris, 3, pp. 1441-1465.
- Jommi, C. 2000. Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils. In Proceedings International Workshop on Unsaturated Soils, Trento: 139-153.
- Jommi, C. & Di Prisco, C. 1994. Un semplice approccio teorico per la modellazione del comportamento meccanico dei terreni granulari parzialmente saturi (in Italian). In Atti Convegno sul Tema: Il Ruolo dei Fluidi nei Problemi di Ingegneria Geotecnica, Mondovì: 167-188.
- Josa A. 1988. Un modelo elastoplástico para suelos no saturados. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain.
- Josa A., Alonso E.E., Lloret A. e Gens A. 1987. Stress-strain behaviour of partially saturated soils. IX Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Dublin, 2, pp. 561-564.
- Josa A., Balmaceda A., Gens A., Alonso E. 1992. An elasto-plastic model for partially saturated soils exhibiting a maximum of collapse. Proc. III Int. Conf. Computational Plasticity, Barcelona, 1, 815-826.
- Journal Agric. Science 15(4): 529-535.
- Karube, D. & Kato, S. 1994. An ideal unsaturated soil and the Bishop's soil. Proceedings 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, 1: 43-46.
- Karube, D. & Kawai, K. 2001. The role of pore water in the mechanical behavior of unsaturated soils. Geotechnical and Geological Engineering 19: 211-241.
- Kassif G. e Ben Shalom A. 1971. Experimental relationship between swell pressure and suction. Géotechnique, 21(3), pp. 245-255.
- Khalili, N. & Khabbaz, M.H. A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. Géotechnique, 1998, 48(2): 1-7.
- Khalili N., Habte M.A. and Zargarbashi S. (2008). A fully coupled flow deformation model for cyclic analysis of unsaturated soils including hydraulic and mechanical hysteresis. Computers and Geotechnics 35(6): 872–889.
- Klute A. 1965. Laboratory measurement of hydraulic conductivity of unsaturated soil. Methods of Soil Analysis, Monograph 9, American Society of Agronomy, Madison, WI (USA), pp. 253-261.
- Kohgo Y., Nakano M., Miyazaky T. 1993. Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils. Soils and Foundations, 33(4), 49-63.

- Kokusho T., Yoshida Y. e Esashy Y. 1982. Dynamic properties of soft clays for wide strain ranges. *Soils and Foundations*, 20(2), pp. 45-60.
- Komornik A., Licneh M. e Smucha S. 1980. Shear strength and swelling of clays under suction. 4th Int. Conf. Expansive Clays, Denver, 1, pp. 206-226.
- Lagny C. 1996. Comportement mécanique des sols fins sous fortes contraintes et fortes pressions négatives. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale, Paris, France.
- Lambe T. W. 1958a. The structure of compacted clay. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 84(SM2).
- Lambe T. W. 1958b. The engineering behaviour of compacted clay. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 84(SM2).
- Lambe T. W. e Whitman R.V. 1969. *Soil Mechanics*. Wiley & Sons, New York.
- Leong E.C. e Rahardjo H. 1997. Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123, pp. 1118-1126.
- Lewis R.W. & Schrefler B.A. *The finite element method in the deformation and consolidation of porous media*, Wiley, Chichester, 1987.
- Li X.S. (2005). Modelling of hysteresis response for arbitrary wetting/drying paths. *Computers and Geotechnics* 32(2): 133–137.
- Lloret, A. e Alonso E.E. 1985. State surfaces for partially saturated soils. Proc. 11yh Int. Conf. Soil Mech. Foud. Eng., San Francisco, 2, pp. 557-562.
- Loret, B. & Khalili, N. 2000. A three phase model for unsaturated soils. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 24: 893-927.
- Lo Presti D.C.F., Jamiolkowsky M., Pallara O. e Cavallaro A. 1996. Rate and creep effect on the stiffness of soils. *Measuring and modeling time dependent soil behaviour*, ASCE Geot. Spec. Publ., 61, pp. 166-180.
- Maatouk A. 1993. Application des concepts d'état limite et d'état critique à un sol partiellement saturé effondrable. These de Doctorat, Ecole des gradués de l'Université Laval.
- Macari E.J., Parker J.K. e Costes N.C. 1997. Measurement of volume change in triaxial test using digital imaging techniques. *Geotechnical Testing Journal*, 20(1), pp. 103-109.
- Mašín D. (2010). Predicting the dependency of a degree of saturation on void ratio and suction using effective stress principle for unsaturated soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 34: 73-90.

- Magispo 2001. Studio delle condizioni di stabilità degli argini fluviali e per la definizione di una metodologia progettuale. Rapporto preliminare. Dipartimento di Ingegneria Geotecnica, Napoli.
- Mancuso, C., Vassallo R. e Vinale F. 2000a. Effects of moulding water content on the behaviour of an unsaturated silty sand. Asian Conference on Unsaturated Soils, Singapore 1: 545-550.
- Mancuso C., Nicotera M.V., Rampino C. e Vassallo R. 2000b. La sperimentazione sui terreni non saturi: tecniche e procedure di laboratorio. Relazione di Panel al XX Convegno Nazionale di Geotecnica, Parma, 22-25 settembre 1999. Rivista Italiana di Geotecnica. Supplemento al n.3, pp. 70-98.
- Mancuso C., Vassallo R. e d'Onofrio A. 2002. Small strain behavior of a silty sand in controlled-suction resonant column – torsional shear tests. Canadian Geotechnical Journal, vol. 39, 22-31.
- Marcuson W.F. III e Wahls H.E., 1978. Effect of Time on Damping Ratio of Clays Dynamic geotechnical testing, ASTM STP 654, 126-147.
- Marinho E.A.M., Chandler R.J. e Crilly M.S. 1995. Stiffness measurements on an high plasticity clay using bender elements. Proc. I Int. Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT '95, Paris, France, vol. 1, pp. 535-539.
- Maswoswe J. 1985. Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting. Ph. D. Thesis, Imperial College, London
- Matyas E.L. 1967. Air and water permeability of compacted soils, in Permeability and Capillarity of Soils. ASTM STP 417, ASTM, pp. 160-175.
- Matyas E.L. e Radhakrishna H.S. 1968. Volume change characteristics of partially saturated soils. Géotechnique 18(4), pp. 432-448
- Mendoza M.J. e Alberro J. 1992. Engineering properties and microstructure of compacted cohesive soils. Volumen Raul J. Marsal, Soc. Mexicana de Mecanica de Suelos, Mexico.
- Miller D.J. e Nelson J.D. 1993. Osmotic suction as a valid stress state variable in unsaturated soil mechanics. Unsaturated soils, ASCE Special Publication 39, pp. 64-76.
- Mitchell J.K. 1976. Fundamentals of soil behavior. John Wiley and Sons, New York.
- Modaressi A. e Abou-Beker N. 1994. Constitutive model for unsaturated soils: validation on a silty material. 3rd Eur. Conf. Numerical Methods in Geotech. Eng., Manchester, pp. 91-96.

- Morgenstern N.R. 1979. Properties of compacted soils. Contribution to Panel discussion, Session IV, Proc. 6th Panamerican Conf. Soil Mech. Found. Eng., Lima, Perù, 3, pp. 349-353.
- Mualem Y. 1974. A conceptual model for hysteresis. *Water Resources Research*, 10(3), pp. 514-520.
- Nicotera M.V. 1988. Effetti del grado di saturazione sul comportamento meccanico di un'argilla del napoletano. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- Nuth M. and Laloui L. (2008). Advances in modelling hysteretic water retention curve in deformable soils. *Computers and Geotechnics* 35(6): 835-844.
- Olivares L. 1996. Caratterizzazione dell'argilla di bisaccia in condizioni monotone, cicliche e dinamiche e riflessi sul comportamento del "Colle" a seguito del terremoto del 1980. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Napoli "Federico II".
- Olson R.E. e Langfelder L.J. 1965. Pore water pressure in unsaturated soils. *Journ. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, 91(SM4), pp. 127-150.
- Papa V. e Silvestri F. 1987. Procedura di calibrazione dell'apparecchiatura per prove di colonna risonante e torsione ciclica. Rapporto interno. Università degli Studi di Napoli, Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra.
- Papa V., Silvestri F. e Vinale F. 1989. A computer-aided soil dynamics laboratory. 4th Int. Conf. Computational Methods and Experimental Measurement, Capri, Italia.
- Parlato A. 2002. Comportamento meccanico di due materiali impiegati nella costruzione di rilevati. Tesi di laurea, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- Pedroso D.M. and Williams D.J. (2010). A novel approach for modelling soil-water characteristic curves with hysteresis. *Computers and Geotechnics* 37(3): 374-380.
- Pham H.Q., Fredlund D.G. and Barbour S.L. (2003). A practical hysteresis model for the soil-water characteristic curve for the soils with negligible volume change. *Géotechnique* 53(2): 293-298.
- Picornell M. e Nazarian S. 1998. Effects of soil suction on the low-strain shear modulus of soils. Proc. II Int. Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT '98, Beijing, China, vol. 2, pp. 102-107.
- Pradhan Tej B.S, Tatsuoka F. e Molenkamp F. 1986. Accuracy of automated volume change measurement by means of a differential pressure transducer, technical note. *Soils and Foundations*, 26(4), pp. 150-158.

- Prapaharan S., White D.M. e Altashelf A.G. 1991. Fabric of field- and laboratory-compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*. 117(12), pp.1934-1940.
- Price M. 1985. *Introduction to groundwater*. Chapman & Hall, London.
- Proctor R.R. 1933. Fundamental principles of soil compaction. *Engineering News Records* 111, 245-248, 286-289, 348-351.
- Qing Y. e Jankui J. 1998. The determination of volume expansive properties in swelling clay. *II Int. Conf. on Unsaturated Soils, Beijing*, 1, pp. 450-454.
- Quian X., Gray D.H. e Woods R.D. 1991. Resonant column tests on partially saturated sands. *Geotech, Testing Journ., ASCE*, 14(3), pp. 266-275.
- Rampello S., Silvestri F. e Viggiani G. 1995. The dependence of G_0 on stress state and history. *Proc. of the 1st Int. Symp. On Pre-failure Deformation of Geomaterials, Sapporo*, 2, pp. 1155-1160.
- Rampino C. 1997. *Comportamento meccanico di una sabbia limosa ed argillosa costipata parzialmente satura*. Tesi di dottorato, Univ. di Napoli Federico II
- Rampino C., Mancuso C. e Vinale F. 1999a. Laboratory testing on a partially saturated soil: equipment, procedures and first experimental results. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(1), pp. 1-12.
- Rampino C., Mancuso C. e Vinale F. 1999b. Mechanical behaviour of an unsaturated dynamically compacted silty sand. *Italian Geotech. Journ.*, 33(2), pp. 26-39.
- Ridley A.M. e Burland J.B. 1993. A new instrument for measurement of soil moisture suction. *Géotechnique*, 43(2), pp. 321-324.
- Richards B.J. 1965. Measurement of the free energy of soil moisture by the psychrometric technique using thermistors. *Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas, a symposium in print*. Australia, Butterworths, pp. 39-46.
- Richards L.A. 1941. A pressure membrane extraction apparatus for soil suction. *Soil Science*, 51, pp.377-386.
- Richards L.A. 1948. Porous plate apparatus for measuring moisture retention and transmission by soil. *Soil Science*, 66, pp. 105-110.
- Romero E. 1999. *Characterization and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study*. Doctoral thesis. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain.
- Romero E., Gens A. and Lloret A. (1999). Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated Boom clay. *Engineering Geology* 54: 117-127.

- Romero E. and Vaunat J. (2000). Retention curves of deformable clays. Proc. Int. Workshop on Unsaturated Soils, Trento, Italy, 91-106.
- Romero E., Della Vecchia G. and Jommi C. (2011). An insight into the water retention properties of compacted clayey soils. *Géotechnique* 61(4): 315–330.
- Sangiuliano C. 1999. Analisi sperimentale del comportamento meccanico di un terreno costipato parzialmente saturo. Tesi di laurea, Università degli Studi di Napoli “Federico II”.
- Santucci de Magistris F. 1996. Comportamento di una sabbia argillosa costipata e addizionata con bentonite. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Napoli “Federico II”.
- Seed H.B. e Chan C.K. 1959. Structure and strength characteristics of compacted clays. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 85(SM5), pp. 87-127.
- Sharma R. S. 1998. Mechanical behaviour of unsaturated highly expansive clays. Ph. D. thesis, University of Oxford, U.K.
- Sharma R. S. e Wheeler S.J 2000. Behaviour of an unsaturated highly expansive clay during cycles of wetting and drying. Proc. I Asian Conf. Unsaturated Soils, Singapore, 1, 721-726.
- Sheng, D. (2010). Constitutive modelling of unsaturated soils: Discussion of fundamental principles. Proc. 5th Int. Conference on Unsaturated Soils, Barcelona, Spain, 1: 91-112.
- Silvestri F. 1991. Analisi del comportamento dei terreni naturali in prove cicliche e dinamiche. Tesi di dottorato, Univ. di Napoli Federico II
- Sivakumar V. 1993. A critical state framework for unsaturated soils. Ph.D. Thesis, University of Sheffield, U.K.
- Sivakumar V. e Ng P. 1998. Yielding of unsaturated soils. II Int. Conference Unsaturated Soils, Beijing, China, 1, pp.131-136.
- Slatter E.E., Jungnickel D., Smith D.W. e Allmann M.A. 2000. Investigation of suction generation in apparatus employing osmotic methods. Asian Conference on Unsaturated Soils, Singapore, 1, pp. 297-302.
- Soga K., Nakagawa K. e Mitchell J.K. 1995. Measurement of stiffness degradation characteristics of clay using torsional shear device. 1st Earthquake Geotech. Eng. Conf. Tokyo, 1, 107-112.
- Sparks A.D.W. 1963. Theoretical considerations of stress equations for partly saturated soils. Proc. 3rd African Conf. Soil Mech. Found. Eng., Salisbury, Rhodesia, 1, pp. 215-218.
- Stepkowska E.T. 1990. Aspects of clay/electrolyte/water system with special reference to the geotechnical properties of clays. *Engineering Geology*, 28, pp. 249-267.

- Sun D.A., Sheng D., Xiang L. and Sloan S.W. (2008). Elastoplastic prediction of hydro-mechanical behaviour of unsaturated soils under undrained conditions. *Computers and Geotechnics* 35(6): 845-852.
- Suriol J., Gens A. e Alonso E.E. 1998. Behaviour of compacted soils in suction controlled oedometer. II Int. Conf. on Unsaturated Soils, Beijing, 1, pp. 438-444.
- Suriol J., Gens A. e Alonso E.E. 2002. Volumetric behaviour of a compacted soil upon wetting. 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils, Recife, Brazil, 2, pp. 619-623.
- Tamagnini, R. An extended Cam-clay model for unsaturated soils with hydraulic Hysteresis. *Géotechnique*, 2004, 54(3): 223-228.
- Tarantino A. e Mongiovi L. 2000. A study of the efficiency of semi-permeable membranes in controlling soil matrix suction using the osmotic technique. *Asian Conference on Unsaturated Soils*, Singapore, 1, pp. 302-308.
- Tarantino A., Mongiovi L. e Bosco G. 2000. An experimental investigation on the independent isotropic stress variables for unsaturated soils. *Géotechnique* 50(3), pp. 275-282.
- Tarantino A. and Tombolato S. (2005). Coupling of hydraulic and mechanical behaviour in unsaturated compacted clay. *Géotechnique*, 55(4): 307-317.
- Tarantino A. (2009). A water retention model for deformable soils. *Géotechnique* 59(9): 751-762.
- Tatsuoka F. 1988. Some recent developments in triaxial testing system for cohesionless soils. *ASTM STP 977* (Donaghe, Chaney & Silver eds.), pp. 7-67.
- Tatsuoka F., Lo Presti D.C.F. e Kohata Y. 1995. Deformation characteristics of soils and soft rocks under monotonic and cyclic loads and their relationships. *Proc. Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnics, Earthquake Engng and Soil Dynamics*, St. Louis, 2, pp. 851-879.
- Tatsuoka F., Jardine R.J., Lo Presti D.F.C., Di Benedetto H., Kodaka T. 1997. Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials. Theme lecture, *Proc. XIV Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg.
- Tavenas F., des Roisiers J.P., Leroueil S., LaRoche P. e Roy M. 1979. The use of strain energy as a yield and creep criterion for lightly overconsolidated clays. *Géotechnique*, 29(3), pp. 285-303.
- Terzaghi K. 1936. The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech Found. Eng.*, 1, pp. 54-56.

- Thomas S.D. 1987. The consolidation behaviour of gassy soils. Ph.D. Thesis, University of Oxford, U.K.
- Toll, D.G. 1990. A framework for unsaturated soil behaviour. *Géotechnique* 40(1): 31-44.
- Vaunat, J., Romero E. & Jommi, C. 2000. An elastoplastic hydro-mechanical model for unsaturated soils. In *Proceedings International Workshop on Unsaturated Soils, Trento*: 121-138.
- Toll, D.G. & Ong, B.H. Critical-state parameters for an unsaturated residual sandy clay. *Géotechnique*, 2003, 53(1): 93-103.
- Van Genuchten M.T. 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Soc. Am. Journal*, 44, pp. 892-898.
- Vanapalli S.K. 1994. Simple test procedures and their interpretation in evaluating the shear strength of unsaturated soils. Ph.D. thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon.
- Vanapalli S.K, Fredlund D.G. e Pufahl D.E. 1996. The relationship between the soil-water characteristic curve and the unsaturated shear strength of a compacted glacial till. *Geotechnical Testing Journal*, 19, 3, pp. 259-268.
- Vaunat J., Romero E. e Jommi C. 2000. An elastoplastic hydro-mechanical model for unsaturated soils. *International Workshop on Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils, Trento, 10-12 aprile 2000*, 121-138.
- Vassallo R. e Mancuso C. 2000. Soil behaviour in the small and the large strain range under controlled suction conditions. *International Workshop on Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils, Trento, 10-12 aprile 2000*, 75-90.
- Vicol T. 1990. Comportement hydraulique et mécanique d'un limon non saturé. Application à la modélisation. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale de Ponts et Chaussées, Paris.
- Viggiani G. e Atkinson J.H. 1995. Stiffness of fine-grained soil at very small strains. *Géotechnique*, 45, 2, 249-265.
- Vanapalli S.K, Fredlund D.G. e Pufahl D.E. 1996. The relationship between the soil-water characteristic curve and the unsaturated shear strength of a compacted glacial till. *Geotechnical Testing Journal*, 19, 3, pp. 259-268.
- Vinale F., Mancuso, C. e Silvestri F., 1995. *Dinamica dei terreni*. Ed. Cremonese.
- Vinale F., d'Onofrio A., Mancuso C., Santucci De Magistris F. e Tatsuoka F. 1999. The pre-failure behaviour of soils as construction materials. *II International Conference on pre-failure behaviour of geomaterials, Torino, 2*, pp. 955-1007.

- Vucetic M. e Dobry R. 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotech. Eng. ASCE*, 117(1), 89-107.
- Wan A.W.L., Gray M.N. e Graham J., 1995. On the relations of suction, moisture content and soil structure in compacted clays. *Proc. I Int. Conf. Unsaturated Soils, Paris, 1*, pp. 215-222.
- Wheeler S.J. 1986. The stress-strain behaviour of soils containing large bubbles. Ph. D. Thesis, University of Oxford, U.K.
- Wheeler, S.J. & Karube, D. 1995. State of the art report. Constitutive modelling. In *Proceedings 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris: 1323-1356*.
- Wheeler, S.J. & Sivakumar, V. 1995. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. *Géotechnique* 45(1): 35-53.
- Wheeler S.J. 1996. Inclusion of specific water volume within an elasto-plastic model for unsaturated soils, *Canadian Geotech. Journ.*, 33(1), pp. 42-57.
- Wheeler S.J. 1988. The undrained shear strength of soils containing large bubbles. *Géotechnique*, 38(1), 399-413.
- Wheeler S.J. e Karube D. 1995. State of the art report: Constitutive modelling. *Proc. I Int. Conf. Unsaturated Soils, Paris, 3*, pp. 1323-1356.
- Wheeler S.J. e Sivakumar V. 1995. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. *Géotechnique*, 45 (1), pp. 35-53.
- Wheeler S.J. e Sivakumar V. 2000. Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 1: wetting and isotropic compression. *Géotechnique* 50, n.4, 359-368
- Wheeler S.J. e Sivakumar V. 2000. Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 2: shearing and constitutive modelling. *Géotechnique* 50, n.4, 369-376
- Wheeler S.J., Sharma R.S. and Buisson M.S.R. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique* 53(1): 41-54.
- Wilson S.D. 1950. Small soil compaction apparatus duplicates field results closely. *Engineering News-Record*, 145(18), pp. 34-36.
- Woodburn J.A., Holden J.C. e Peter P. 1993. The transistor psychrometer. A new instrument for measuring soil suction. *Geotechnical Special Publication ASCE*, 39, pp. 91-102.
- Wroth C.P. e Houlsby G.T. 1985. Soil Mechanics: Property characterisation and analysis procedures. *Proc. XI Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., San Francisco, 1*, pp. 1-57.

- Wu S., Gray D.H. e Richart F.E. 1984. Capillary effects on dynamic modulus of sands and silts. *Journ. Geotech. Eng. Div., ASCE*, 110(9), pp. 1188-1203.
- Wu S., Gray D.H. e Richart F.E. 1985. Capillary effects on shear modulus at high strains. *Proceeding 11th Int. Conf. Soil Mech. Found Eng., San Francisco*, 2, pp. 1091-1094.
- Yahia-Aissa M. 1999. Comportement hydromécanique d'une argile gonflante fortement compactée. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale de Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Yahia-Aissa M., Cui Y. J. e Delage P. 2000. Void ratio-suction relationship of a compacted swelling clay FOCA. *International Workshop on Unsaturated Soils, Trento*, 1, pp. 65-74.
- Yamashita S. e Toki S. 1994. Cyclic deformation characteristics of sands in triaxial and torsional tests. *Proc. of Int. Symp. on Pre-Failure Deformation of Geomaterials, IS-Hokkaido (Shibuya et al., eds.) 1*: 31-36. Rotterdam: Balkema
- Yong R.N., Japp R.D. e How G. 1971 Shear strength of partially saturated clays. *Proc. 4th Asian Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Bangkok*, 2(12), pp. 183-187.
- Yudhbir 1982. Collapsing behaviour of residual soils. *Proc. 7th Southeast Asian Geot. Conf., Hong Kong*, 1, pp. 915-930.