

---

**CONSORZIO TRA LE UNIVERSITÀ DI ROMA "LA SAPIENZA"  
E NAPOLI FEDERICO II**

---

**DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA GEOTECNICA**

---

**X CICLO**

---

TESI PER IL CONSEGUIMENTO DEL TITOLO :

**"EFFETTI DEL GRADO DI SATURAZIONE SUL COMPORTAMENTO  
MECCANICO DI UNA POZZOLANA DEL NAPOLETANO"**

**MARCO VALERIO NICOTERA**

**RELATORE :**

**PROF. ING. A. EVANGELISTA**

**CORELATORI:**

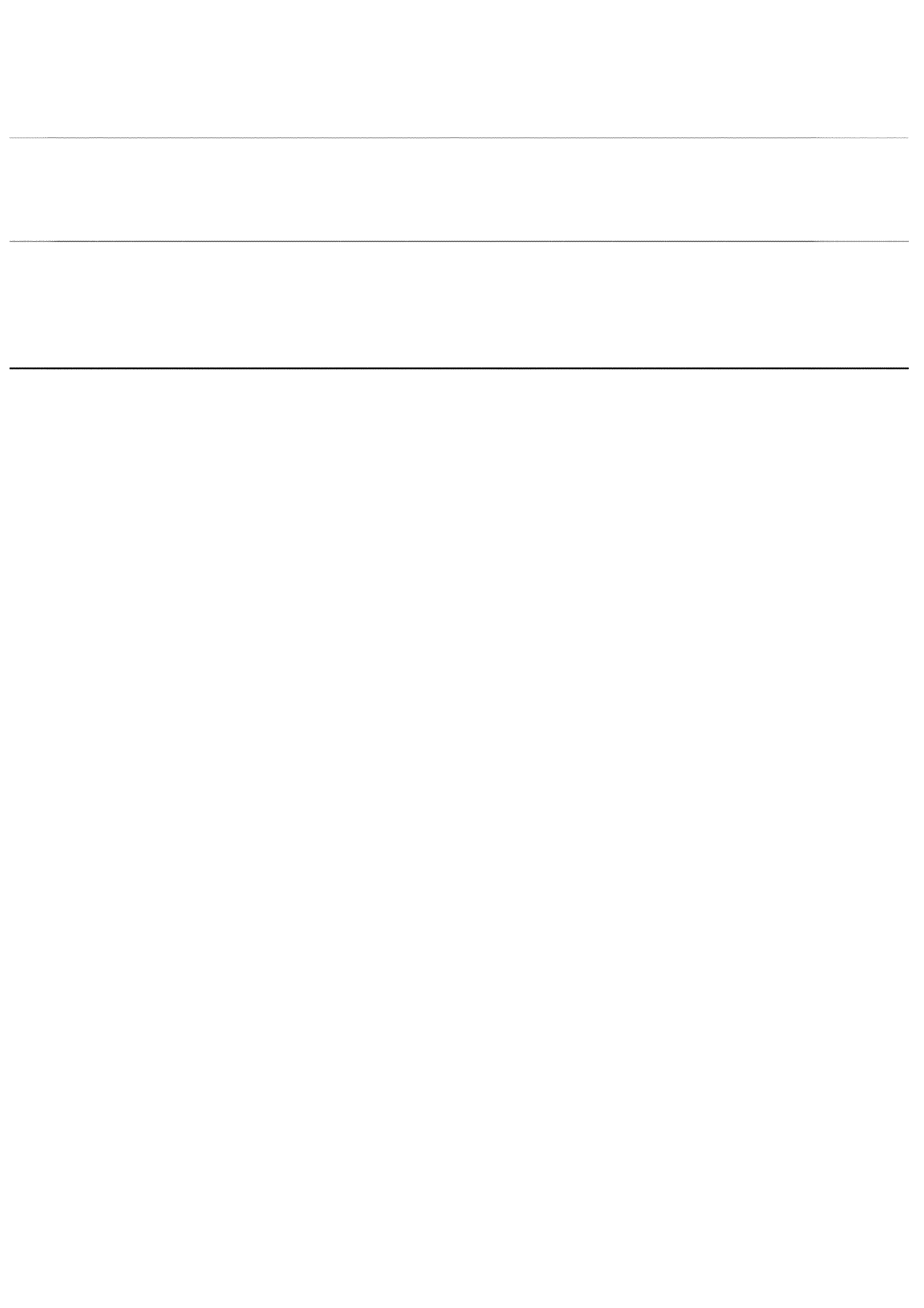
**PROF.ING. F. ESU**

**PROF.ING. A. PELLEGRINO**

**febbraio 1998**

Dottorato di Ricerca In  
Ingegneria Geotecnica





---

# Indice

---

## CAPITOLO I      INTRODUZIONE..... I-1

I.1	PREMESSA.....	I-1
I.2	DESCRIZIONE DEI FENOMENI DI INSTABILITÀ.....	I-1
I.3	OBIETTIVO DELLA RICERCA.....	I-3
I.4	ARTICOLAZIONE DELLA TESI.....	I-5

## CAPITOLO II      I TERRENI NON SATURI..... II-1

II.1	INTRODUZIONE.....	II-1
II.2	CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI NON SATURI.....	II-2
II.3	LA MICROTESSITURA DEI TERRENI RIGONFIANTI E COLLASSABILI.....	II-4
II.4	LA SUZIONE.....	II-7
II.4.1	<i>DEFINIZIONE E SIGNIFICATO FISICO DI SUZIONE.....</i>	<i>II-9</i>
II.5	CONDIZIONI DI SATURAZIONE IN UN TERRENO.....	II-13
II.6	CURVE CARATTERISTICHE E PERMEABILITÀ.....	II-17
II.6.1	<i>CURVE CARATTERISTICHE.....</i>	<i>II-19</i>
II.6.1.1	Isteresi delle curve caratteristiche.....	II-21
II.6.1.2	Modalità di rappresentazione delle curve caratteristiche.....	II-23
II.6.2	<i>FUNZIONI DI PERMEABILITÀ.....</i>	<i>II-26</i>
II.6.3	<i>EQUAZIONI DI FLUSSO.....</i>	<i>II-32</i>
II.6.3.1	Infiltrazione monodimensionale.....	II-35
II.6.3.2	Equalizzazione monodimensionale.....	II-38
II.7	COMPORAMENTO MECCANICO DEI TERRENI NON SATURI.....	II-46
II.7.1	<i>IL PRINCIPIO DELLE TENSIONI EFFICACI.....</i>	<i>II-47</i>
II.7.1.1	Interpretazione del significato fisico del principio delle tensioni efficaci nel caso di un terreno saturo.....	II-49
II.7.1.2	L'estensione del principio delle tensioni efficaci al caso di un terreno non saturo e l'approccio a variabili tensionali indipendenti.....	II-51
II.7.2	<i>L'EFFETTO MECCANICO DELLA SUZIONE.....</i>	<i>II-55</i>
II.7.3	<i>VARIABILI TENSIONALI E DEFORMATIVE CONIUGATE.....</i>	<i>II-60</i>
II.7.4	<i>IL COLLASSO STRUTTURALE ED IL RIGONFIAMENTO.....</i>	<i>II-62</i>
II.7.5	<i>RESISTENZA.....</i>	<i>II-66</i>
II.7.6	<i>STATO CRITICO.....</i>	<i>II-69</i>

**CAPITOLO III IL MATERIALE SCELTO PER LA SPERIMENTAZIONE..... III-1**

III.1	INTRODUZIONE .....	III-1
III.2	CENNI SULLE CARATTERISTICHE FISICHE E MECCANICHE DELLE POZZOLANE DEL NAPOLETANO. ....	III-3
III.3	CENNI SULLA GENESI DELLA <i>POZZOLANA DEL TUFO GIALLO NAPOLETANO</i> .....	III-8
III.4	OSSERVAZIONI PRELIMINARI SUL MATERIALE SCELTO PER LA SPERIMENTAZIONE .....	III-11

**CAPITOLO IV LE APPARECCHIATURE DI LABORATORIO ..... IV-1**

IV.1	INTRODUZIONE .....	IV-1
IV.2	PECULIARITÀ DELLE APPARECCHIATURE DI LABORATORIO PER LA SPERIMENTAZIONE SU TERRENI NON SATURI. ....	IV-3
IV.2.1	APPLICAZIONE E MISURA DELLA SUZIONE .....	IV-4
IV.2.1.1	Tecniche per la misura della suzione. ....	IV-4
IV.2.1.2	Tecniche per l'applicazione della suzione.....	IV-14
IV.2.2	MISURA DELLE VARIAZIONI DI VOLUME.....	IV-19
IV.2.3	MISURA DELLA VARIAZIONE DEL CONTENUTO D'ACQUA. ....	IV-23
IV.3	LE APPARECCHIATURE SVILUPPATE .....	IV-24
IV.3.1	LA CELLA TRIASSIALE A STRESS-PATH E SUZIONE CONTROLLATI. ....	IV-24
IV.3.1.1	Sistemi di applicazione dei carichi.....	IV-24
IV.3.1.2	Sistemi di misura .....	IV-27
IV.3.1.3	Sistemi di acquisizione e controllo .....	IV-30
IV.3.2	L'EDOMETRO A SUZIONE CONTROLLATA. ....	IV-31

**CAPITOLO V LE PROCEDURE SPERIMENTALI..... V-1**

V.1	INTRODUZIONE .....	V-1
V.2	MODALITÀ DI PREPARAZIONE DEI PROVINI .....	V-2
V.3	ESECUZIONE DELLE PROVE CON LA <i>PIASTRA DI RICHARDS</i> E L' <i>ESTRATTORE DI VOLUME</i> .....	V-4
V.4	ESECUZIONE DELLE PROVE NELL'EDOMETRO A SUZIONE CONTROLLATA .....	V-7
V.5	ESECUZIONE DELLE PROVE NELLA CELLA TRIASSIALE A <i>STRESS-PATH</i> E SUZIONE CONTROLLATI.....	V-13

**CAPITOLO VI I RISULTATI DELLA SPERIMENTAZIONE..... VI-1**

VI.1	DESCRIZIONE DELLA SPERIMENTAZIONE ESEGUITA.....	VI-1
VI.2	LA SPERIMENTAZIONE CON LA <i>PIASTRA DI RICHARDS</i> E L' <i>ESTRATTORE DI VOLUME</i> .....	VI-4
VI.3	LA SPERIMENTAZIONE CON L'EDOMETRO A SUZIONE CONTROLLATA.....	VI-8
VI.3.1	OSSERVAZIONI PRELIMINARI E PRIMI RISULTATI .....	VI-10
VI.3.2	DESCRIZIONE E CONFRONTO DEI RISULTATI .....	VI-14
VI.4	LA SPERIMENTAZIONE IN CELLA TRIASSIALE .....	VI-18
VI.5	LA SPERIMENTAZIONE CON L'APPARECCHIO DI TAGLIO DIRETTO .....	VI-23
VI.6	LA SPERIMENTAZIONE TRADIZIONALE IN EDOMETRO E CELLA TRIASSIALE.....	VI-26



**CAPITOLO VII INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI .....VII-1**

VII.1	FUNZIONI DI PERMEABILITÀ E CURVE CARATTERISTICHE.....	VII-1
VII.2	SUPERFICI DI STATO.....	VII-6
VII.3	EFFETTI DELLA SATURAZIONE SULLA RESISTENZA A TAGLIO.....	VII-9

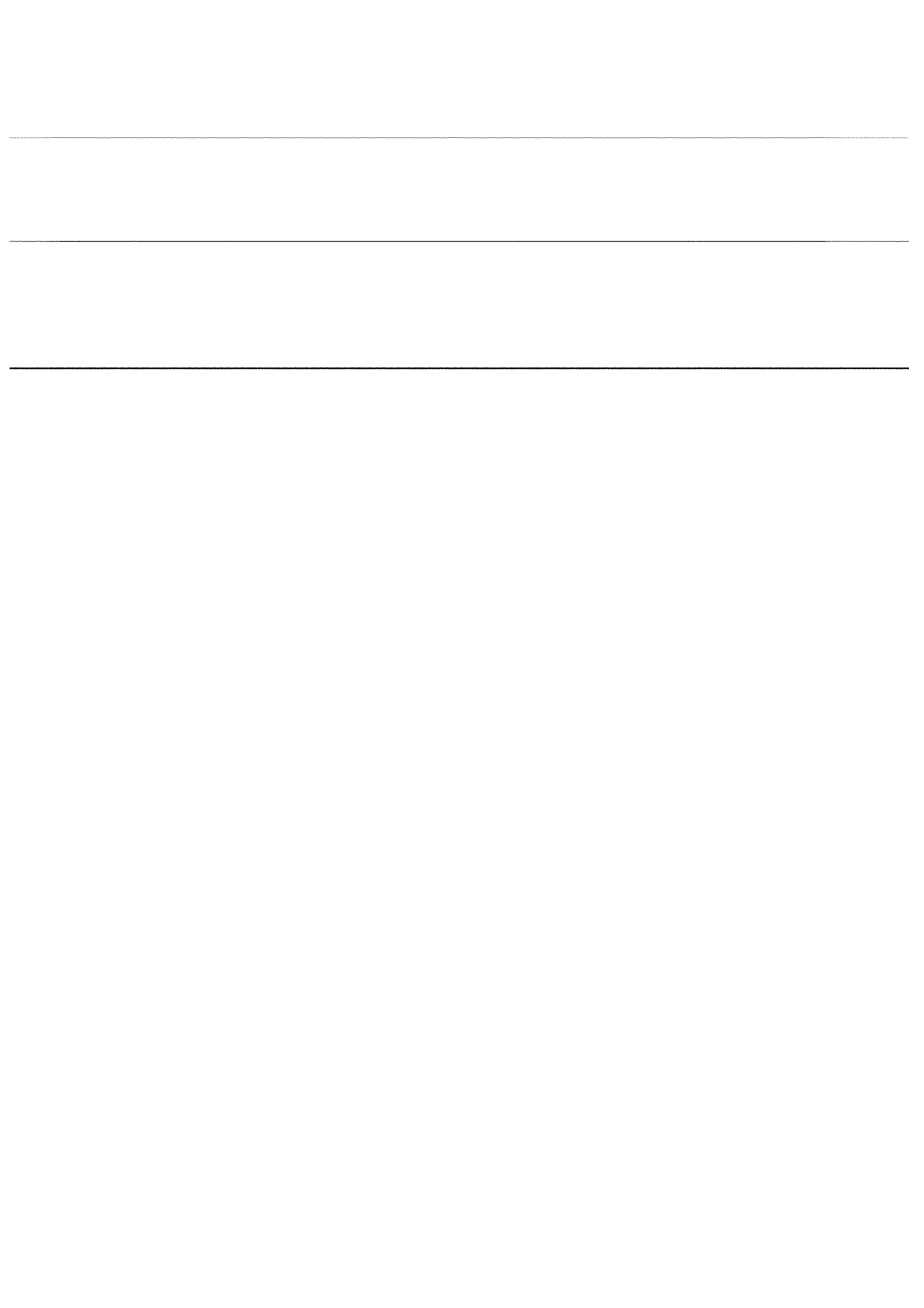
**CAPITOLO VIII CONCLUSIONI.....****APPENDICE A RISULTATI SPERIMENTALI .....A-1**

A.1	PROVE IN PIASTRA DI RICHARDS .....	A-1
A.2	PROVE IN ESTRATTORE DI VOLUME.....	A-5
A.3	PROVE IN EDOMETRO A SUZIONE CONTROLLATA .....	A-9
A.4	PROVE IN CELLA TRIASSIALE A <i>STRESS-PATH</i> E SUZIONE CONTROLLATI .....	A-51
A.5	PROVE DI TAGLIO DIRETTO.....	A-73
A.6	PROVE IN EDOMETRO TRADIZIONALE .....	A-76
A.7	PROVE IN CELLA TRIASSIALE TRADIZIONALE .....	A-77

**APPENDICE B LE FASI COSTITUENTI UN TERRENO NON SATURO E LA LORO INTERAZIONE**

B.1	INTRODUZIONE.....	B-1
B.2	L'ACQUA.....	B-4
B.3	L'ARIA.....	B-9
B.4	LA MISCELA ACQUA/ARIA.....	B-11
B.5	STATO E TRASFORMAZIONI DI UN SISTEMA TERMODINAMICO.....	B-16
B.6	L'ENERGIA LIBERA DI GIBBS.....	B-18
B.7	L'ENERGIA LIBERA DI HELMHOLTZ.....	B-19
B.8	IL POTENZIALE CHIMICO .....	B-20
B.8.1	<i>IL POTENZIALE CHIMICO E LA TRANSIZIONE DI FASE LIQUIDO VAPORE .....</i>	<i>B-21</i>
B.8.2	<i>IL POTENZIALE CHIMICO DI UNA SOLUZIONE ACQUOSA.....</i>	<i>B-22</i>
B.8.3	<i>IL POTENZIALE CHIMICO DELL'ACQUA DI POROSITÀ.....</i>	<i>B-24</i>
B.9	LE INTERFASI.....	B-29
B.9.1	<i>L'INTERFASE ARIA/ACQUA.....</i>	<i>B-31</i>
B.9.2	<i>L'INTERFASE ARIA/SOLIDO.....</i>	<i>B-35</i>
B.9.3	<i>L'INTERFASE ACQUA/SOLIDO.....</i>	<i>B-42</i>
B.9.4	<i>CONTATTO TRA LE TRE FASI .....</i>	<i>B-44</i>
B.10	RELAZIONE TRA IL SIGNIFICATO IDRAULICO ED IL SIGNIFICATO TERMODINAMICO DI SUZIONE.....	B-48
B.10.1	<i>RACCOLTA DI ALCUNE DEFINIZIONI DI SUZIONE.....</i>	<i>B-50</i>

**BIBLIOGRAFIA**



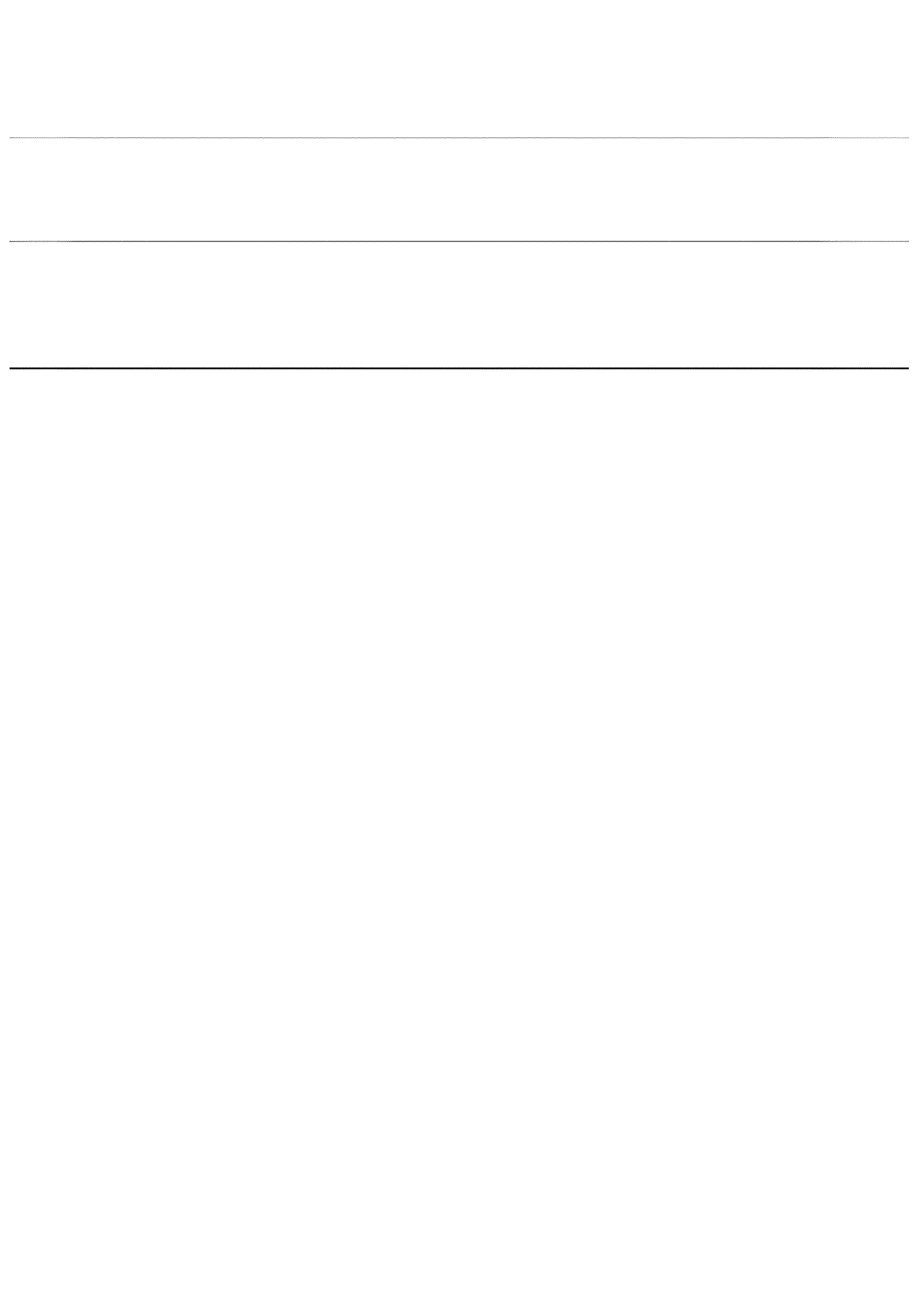
---

# CAPITOLO I

## Introduzione

---

---



### I.1    Premessa

Un ragionevole sviluppo urbanistico ed una puntuale difesa del territorio possono essere perseguiti solo sulla base di precise conoscenze geologiche e geotecniche. Il *Dipartimento di Ingegneria Geotecnica* dell'*Università Federico II di Napoli*<sup>1</sup> è da sempre impegnato nell'approfondire le conoscenze sul territorio della città di Napoli e della sua provincia. Negli ultimi anni è stato poi costituito un consorzio tra le università di Napoli e di Salerno, il *C.U.G.RI. (Centro inter-Universitario per la prevenzione dei Grandi Rischi)*, che ha la finalità di fornire gli strumenti finanziari per la ricerca scientifica sulle problematiche della difesa del territorio. La ricerca descritta in questa tesi, finanziata dal *C.U.G.RI.*, ha come scopo di contribuire allo studio ed all'analisi delle cause di alcuni fenomeni di instabilità (frane ed assestamenti) che hanno ripetutamente interessato l'area geografica della provincia di Napoli.

### I.2    Descrizione dei fenomeni di instabilità.

Nella area geografica della città di Napoli e della sua provincia i terreni più diffusi sono di origine vulcanica. La città di Napoli sorge infatti al centro della regione vulcanica costituita dall'edificio craterico del *Somma-Vesuvio* e dal distretto vulcanico dei *Campi Flegrei*. Tra i terreni presenti rivestono particolare importanza per diffusione alcuni terreni sciolti o debolmente cementati comunemente indicati come *pozzolane*. In questi, e in altri materiali piroclastici sciolti del napoletano, si sono ripetutamente verificati alcuni fenomeni di instabilità quali assestamenti, sprofondamenti e frane che nel corso degli anni hanno provocato danni rilevanti a cose e persone. In quanto segue vengono brevemente descritti tali fenomeni suddividendoli in due categorie grosso modo omogenee.

***Assestamenti e sprofondamenti.*** Sono deformazioni del sottosuolo che si verificano perlopiù dopo piogge intense e possono provocare danni sia a fabbricati sia a strutture stradali e sottoservizi [Comune di Napoli, 1967, 1972; Di Stefano et al. 1967]; questi eventi sono piuttosto frequenti nel perimetro urbano della città di Napoli e in molti casi essi sono riconducibili agli effetti dell'acqua sui terreni piroclastici coinvolti; Evangelista [1991] indica come cause di molti di questi dissesti i seguenti due fenomeni:

- riduzione di volume dei terreni piroclastici a seguito di variazioni del loro grado di saturazione: assai di frequente le pozzolane e le pomice si trovano al disopra della

---

<sup>1</sup> Già *Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra.*

superficie libera della falda in una condizione di parziale saturazione; intense precipitazioni e perdite dalla rete idrica o fognaria possono dunque provocare sensibili incrementi del contenuto d'acqua di questi terreni; d'altra parte nelle pozzolane tali incrementi possono essere accompagnati da consistenti riduzioni di volume; in definitiva queste deformazioni possono produrre cedimenti rilevanti delle opere di fondazione con conseguenti danni ai sovrastanti manufatti;

- erosione interna dei terreni piroclastici: in questo caso i terreni piroclastici sono trascinati dall'acqua proveniente da collettori fognari o da condotte idriche verso recapiti sotterranei costituiti dalla fogna stessa o da cavità preesistenti nel sottosuolo; i volumi di materiale che possono essere asportati dall'azione dell'acqua sono notevoli; pertanto si possono creare nel sottosuolo dei vuoti di considerevoli dimensioni che possono dar luogo a crolli con effetti disastrosi per le opere soprastanti.

**Frane.** I fenomeni franosi nell'area della provincia di Napoli presentano le caratteristiche più varie. Pellegrino [1991] individua tra le frane più recenti che hanno interessato questa regione geografica una serie di tipologie basate sulla *classifica del Varnes* [1958]. Tra queste gli *scorrimenti* e le *colate* sono i fenomeni che più di frequente interessano i terreni piroclastici sciolti. In particolare queste ultime hanno luogo nelle coltri piroclastiche poggiate su di un substrato lapideo costituito dal tufo giallo nei *Campi Flegrei* e da calcari fratturati nella *Penisola Sorrentina*. Esse si verificano su pendii con pendenze di 35-45° allorquando, a seguito di eventi piovosi di elevati intensità, la coltre superficiale di materiali piroclastici sciolti (alcuni metri di spessore) scorre sul substrato lapideo. L'area che può venire interessata da una di queste colate può raggiungere un'estensione di alcune migliaia di m<sup>2</sup>. Questi fenomeni vengono attribuiti, in relazione alle condizioni stratigrafiche, o all'insorgere di elevate pressioni neutre nel substrato roccioso fratturato sottostante la coltre piroclastica (è il caso degli eventi che si verificano nella Penisola Sorrentina), o alla riduzione della resistenza a taglio dei materiali piroclastici sciolti a seguito della saturazione (è il caso degli eventi che si verificano nell'area dei Campi Flegrei).

### I.3 Obiettivo della ricerca

Nel paragrafo precedente si è visto come alcuni dei fenomeni di instabilità, che si verificano nei materiali piroclastici sciolti del napoletano, sono attribuiti agli effetti che l'acqua può avere sul comportamento meccanico dei terreni coinvolti. A tal proposito si può osservare che le conoscenze disponibili su questi terreni non sono soddisfacenti e che la ricerca geotecnica incontra difficoltà rilevanti sia nella sperimentazione sia nella modellazione meccanica e nell'analisi dei fenomeni [Pellegrino, 1991]. In particolare, benché la grande diffusione delle pozzolane nell'area napoletana renda lo studio del loro comportamento meccanico di primario interesse scientifico e di notevole utilità per la pratica tecnica, le conoscenze attualmente disponibili su questi materiali sono alquanto ridotte. Nel passato la ricerca su questo tipo di terreni si è scontrata con delle problematiche che fino a qualche anno fa non era possibile risolvere in modo soddisfacente. Senza dubbio le condizioni di parziale saturazione di questi materiali hanno rappresentato il maggiore ostacolo che si è frapposto all'approfondimento delle conoscenze su di essi. Le pozzolane presenti nel napoletano si trovano infatti in larga parte al di sopra della superficie libera della falda. Ciò comporta difficoltà sia teoriche sia sperimentali; uno dei principi cardine delle conoscenze geotecniche, il *principio delle tensioni efficaci*, si rivela insufficiente alla descrizione del comportamento meccanico dei terreni non saturi. Di conseguenza gli studi che sulle pozzolane sono stati condotti nel passato sono stati limitati o allo studio di materiale naturale saturato in laboratorio o alla descrizione del comportamento meccanico del materiale a contenuto d'acqua naturale in termini di tensioni totali. In entrambi i casi i risultati ottenuti non sono sufficienti a fornire delle risposte certe ai quesiti che emergono nelle pratiche applicazioni se non a prezzo di notevoli incertezze. Le principali motivazioni che portano a ritenere inadeguati questi approcci tradizionali possono essere riassunte nel modo seguente:

studi eseguiti sul materiale naturale saturato: in questo caso il materiale viene studiato in condizioni affatto dissimili da quelle naturali, infatti:

- la saturazione comporta l'annullamento della suzione agente in sito; d'altra parte, poiché il principio delle tensioni efficaci non è valido nel caso di parziale saturazione<sup>2</sup>, gli stati tensionali che vengono applicati in laboratorio al materiale saturo non possono in nessun caso riprodurre gli stati tensionali che agiscono nel materiale non saturo;

---

<sup>2</sup> Il fatto che non sia valido il principio delle tensioni efficaci quando il terreno non è saturo significa che considerato uno stato tensionale caratterizzato da un certo valore della suzione non è possibile stabilire un'equivalenza tra il comportamento meccanico del terreno sottoposto a tale stato tensionale e quello del terreno sottoposto ad uno stato tensionale caratterizzato da un diverso valore della suzione. In particolare uno stato tensionale nel quale la suzione è diversa da zero non può essere ricondotto ad alcuno stato tensionale in cui la suzione è nulla (si veda il paragrafo II.7.1).

- la saturazione nelle pozzolane può essere accompagnata da una serie di fenomeni (riduzione di volume, riduzione di resistenza a taglio ecc.) che ne modificano in modo significativo il comportamento meccanico; d'altra parte con le usuali tecniche sperimentali non è possibile tenere conto delle modificazioni che lo stato iniziale di un provino può subire per effetto di questi fenomeni durante la saturazione;

studi eseguiti sul materiale a contenuto d'acqua naturale in termini di tensioni totali: in questo caso si è di fronte principalmente a due incertezze:

- poiché non viene controllata la suzione che è una delle variabili da cui dipende il comportamento meccanico non è possibile stabilire se i risultati che vengono ottenuti siano rappresentativi del comportamento meccanico in sito del materiale; durante una prova di laboratorio (edometrica, triassiale ecc.) non è possibile stabilire né se la suzione varia né tantomeno valutare l'influenza delle condizioni di prova su tale variazione; va osservato inoltre che durante una prova triassiale condotta su materiale non saturo con le tecniche tradizionali non è possibile misurare le deformazioni volumetriche e quindi alla incertezza sulla suzione si aggiunge l'incertezza sul volume specifico;
- anche qualora si possa ritenere che le variazioni della suzione durante le prove di laboratorio siano trascurabili e che quindi queste vengano condotte a tutti gli effetti a suzione costante non si è in grado di indicare quale possano essere le conseguenze di una variazione di suzione che pure si può verificare in sito.

In definitiva la corretta comprensione del comportamento meccanico delle pozzolane del napoletano può essere perseguito solo con strumenti teorici e sperimentali che permettano di tenere conto in modo soddisfacente delle condizioni di saturazione di questi materiali. Negli ultimi decenni si sono registrati notevoli sviluppi nella ricerca sul comportamento meccanico dei terreni non saturi. I progressi teorici e sperimentali conseguiti rendono dunque possibile affrontare lo studio del comportamento meccanico delle pozzolane nell'ambito della *meccanica dei terreni non saturi*. La ricerca descritta in questa tesi rappresenta un primo tentativo di superare i limiti degli approcci tradizionalmente impiegati per lo studio delle pozzolane del napoletano e come tale costituisce una indispensabile premessa per la comprensione delle cause dei fenomeni di instabilità che interessano l'area geografica della provincia di Napoli.



## I.4 Articolazione della tesi

---

Dopo il primo capitolo introduttivo la tesi si articola nei seguenti sette capitoli:

**Capitolo II.** In questo capitolo si traccia un quadro sintetico delle conoscenze attualmente disponibili sui terreni non saturi. Si affrontano in primo luogo alcuni argomenti di carattere generale: classificazione e microtessitura dei terreni non saturi, definizione e significato fisico di suzione, descrizione delle possibili condizioni di saturazione, ecc.. Delineato un quadro di riferimento i cui aspetti di maggior dettaglio sono approfonditi in appendice si descrivono le conoscenze disponibili sul comportamento idraulico e meccanico dei terreni non saturi. Si introducono i concetti alla base dello studio dei problemi di filtrazione nei terreni non saturi: curve caratteristiche, funzioni di permeabilità, equazioni di flusso ecc.. L'esposizione, nella quale si chiariscono per quanto possibile sia gli aspetti teorici che le evidenze sperimentali, è completata dall'esame delle soluzioni disponibili in letteratura per alcuni semplici problemi di filtrazione monodimensionale. All'esame delle conoscenze sulle caratteristiche idrauliche segue l'analisi del comportamento meccanico. Si discutono il *principio delle tensioni efficaci* e l'approccio a *variabili tensionali indipendenti* e si analizza l'influenza della suzione sul comportamento meccanico dei terreni non saturi. Segue poi un'analisi di alcuni comportamenti tipici dei terreni non saturi (il *collasso strutturale* ed il *rigonfiamento*) e l'esame delle conoscenze disponibili sulla resistenza e sullo stato critico.

**Capitolo III.** È dedicato a presentare la *pozzolana del tufo giallo napoletano* sulla quale è stata condotta l'indagine sperimentale. Sulla base di quanto rinvenuto in letteratura si forniscono in primo luogo alcuni cenni sulle caratteristiche fisiche e meccaniche delle pozzolane del napoletano. Vengono poi descritte le modalità di prelievo dei campioni impiegati nella sperimentazione e si riporta il complesso delle determinazioni delle caratteristiche fisiche eseguite. Le osservazioni preliminari sul materiale sono completate da un'indagine condotta con il microscopio a scansione elettronica.

**Capitolo IV.** Si descrivono le apparecchiature messe a punto nel corso della ricerca. Preliminarmente sono introdotte le principali problematiche connesse alla sperimentazione sui terreni non saturi (misura e applicazione della suzione, misura delle deformazioni volumetriche, misura delle variazioni di

contenuto d'acqua) e le soluzioni che per queste si rinvengono in letteratura. Sono quindi descritte in dettaglio le apparecchiature sviluppate: una cella triassiale a *stress-path* e suzione controllati ed un edometro a suzione controllata.

**Capitolo V.** È dedicato alla descrizione delle procedure sperimentali adottate nel corso della ricerca.

**Capitolo VI.** Sono illustrati i risultati della sperimentazione. In primo luogo si descrivono le finalità dell'attività sperimentale e la sua articolazione. L'esposizione è suddivisa in base alle apparecchiature impiegate per ottenere i vari risultati: piastra di Richards, estrattore di volume, edometro a suzione controllata, cella triassiale a *stress-path* e suzione controllati, apparecchio di taglio diretto, edometro e cella triassiale tradizionali. I risultati più significativi sono ampiamente commentati e interpretati da un punto di vista fenomenologico (l'insieme di tutti i risultati sperimentali è riportato in appendice).

**Capitolo VII.** È dedicato all'interpretazione dei risultati sperimentali. Si analizzano in primo luogo le caratteristiche idrauliche della pozzolana studiata. Alcune delle soluzioni per i problemi di filtrazione unidimensionale esposte nel secondo capitolo sono impiegate per interpretare i processi di equalizzazione della suzione osservati nel corso della sperimentazione. Con tale approccio viene ricavata la funzione di permeabilità del materiale studiato. L'insieme delle determinazioni del contenuto d'acqua eseguite nell'edometro a suzione controllata al variare della suzione e della tensione verticale netta è interpretato sulla base di alcuni modelli proposti in letteratura. I risultati delle prove di taglio diretto sono interpretati in modo qualitativo sulla base dei più recenti modelli costitutivi elasto-plastici esistenti in letteratura per i terreni non saturi. Si conduce un'analisi affatto originale degli effetti della saturazione sulla resistenza a taglio della pozzolana studiata. Le considerazioni che vengono svolte possono essere estese ad altri terreni non saturi e si possono rivelare utili nello studio dei problemi al finito.

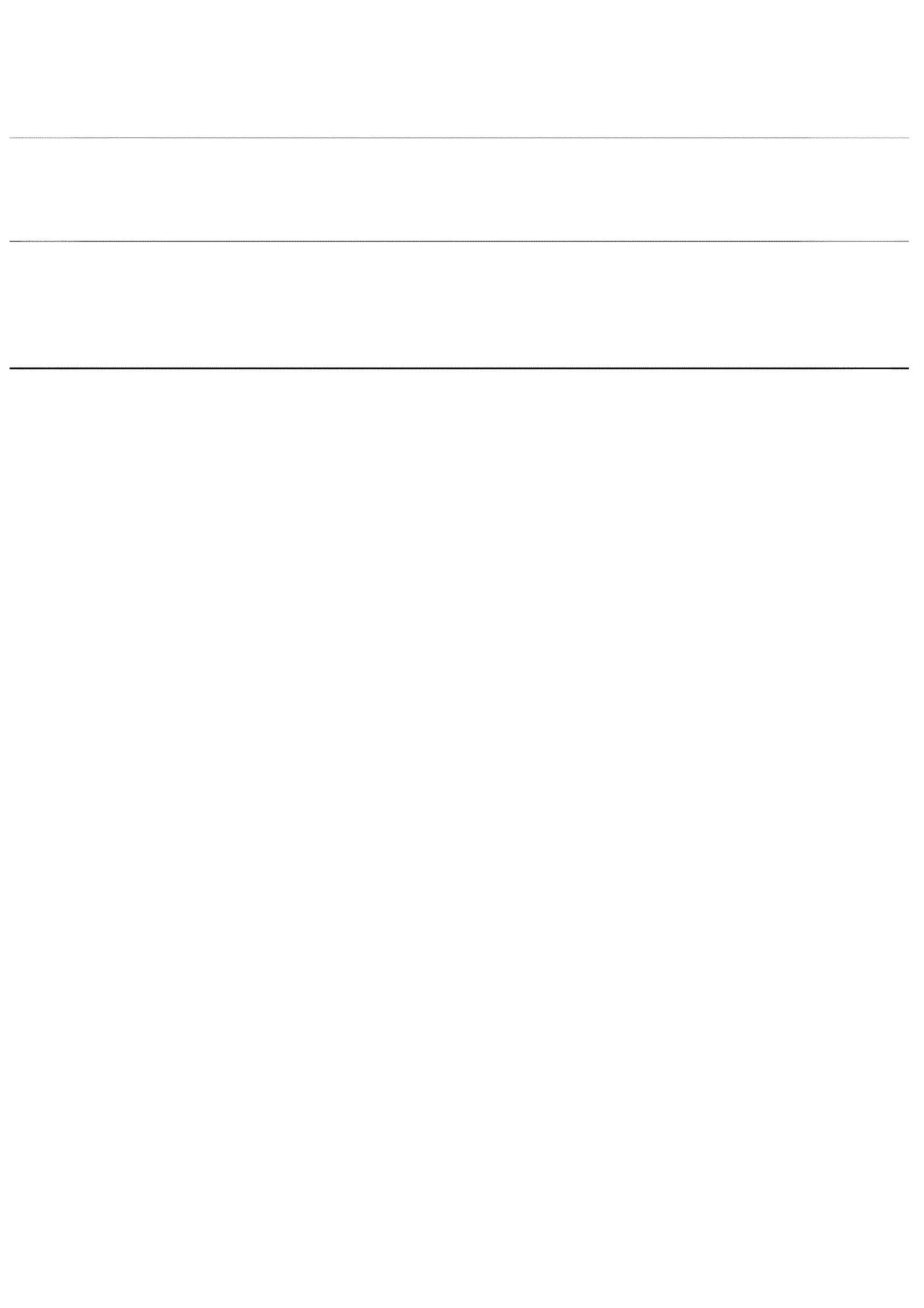
**Capitolo VIII.** Si traggono le conclusioni del lavoro di ricerca. L'insieme dei risultati riguardanti il comportamento idraulico ed il comportamento meccanico della pozzolana studiata è composto in un quadro unitario che fornisce degli interessanti spunti per lo studio dei problemi applicativi.

---

CAPITOLO II  
I terreni non saturi

---

---



---

## CAPITOLO II I TERRENI NON SATURI

---

### II.1 Introduzione

In questo capitolo si è cercato di tracciare un quadro sintetico delle conoscenze attualmente disponibili sui terreni non saturi.

Gli argomenti trattati possono essere suddivisi nel modo seguente:

**caratteristiche generali dei terreni non saturi:** di questo gruppo fanno parte gli argomenti esposti nella parte iniziale del capitolo dal paragrafo II.2 al II.5: viene introdotta una classificazione sommaria dei terreni non saturi, si descrivono le peculiarità della loro microtessitura e l'influenza che essa ha su di alcuni aspetti del loro comportamento meccanico, si definisce la suzione e se ne chiarisce il significato fisico; infine si descrivono le condizioni di saturazione che si possono riscontrare in un terreno non saturo;

**comportamento idraulico dei terreni non saturi:** a questo argomento è dedicato il paragrafo II.6 che è suddiviso in diverse sezioni: in particolare vengono introdotte le curve caratteristiche, le funzioni di permeabilità e le equazioni che reggono i problemi di flusso; infine vengono analizzate le soluzioni disponibili in letteratura per alcuni semplici problemi di flusso in condizioni monodimensionali;

**comportamento meccanico dei terreni non saturi:** a questo argomento è dedicato il paragrafo II.7: in esso vengono in primo luogo discussi il *principio delle tensioni efficaci* e l'approccio a *variabili tensionali indipendenti* e viene analizzata l'influenza della suzione sul comportamento meccanico dei terreni non saturi; segue poi un'analisi di alcuni comportamenti tipici dei terreni non saturi (il *collasso strutturale* ed il *rigonfiamento*) e l'esame delle conoscenze disponibili sulla resistenza e sullo stato critico.

Gli argomenti trattati sono in larga parte una sintesi della letteratura esistente sull'argomento dei terreni non saturi. Va tuttavia precisato che, allo stato attuale, non esistono trattazioni omogenee di tutti gli aspetti che sono stati presi in esame in questo lavoro, e dunque quanto segue, almeno nell'organizzazione, rispecchia il personale punto di vista dell'autore.

## II.2 Classificazione dei terreni non saturi

I terreni non saturi non costituiscono un insieme dalle caratteristiche meccaniche omogenee. A tal proposito Alonso e Lloret [1985] osservano che individuare un terreno semplicemente come non saturo indica “la scarsa conoscenza che si ha di esso”.

Per distinguere tra i terreni non saturi si possono adottare diversi criteri. In primo luogo è evidentemente necessario distinguere tra materiali naturali e materiali costipati impiegati per la costruzione di opere in terra. Alla prima categoria appartengono un moltitudine di formazioni naturali che si trovano al di sopra della superficie libera della falda. Tra queste ricadono anche la maggior parte delle pozzolane del napoletano al cui studio è dedicata questa ricerca. Alla seconda categoria come detto appartengono i materiali impiegati nella realizzazione di opere in terra. Le conoscenze disponibili sul comportamento meccanico di questo tipo di materiali sono molto più estese rispetto a quelle disponibili sui materiali naturali e ciò per la relativa semplicità di ottenere risultati poco dispersi da una sperimentazione su di un materiale artificiale.

Un secondo criterio che può essere adottato per classificare i terreni non saturi è la continuità delle fasi fluide in essi presenti. Wroth ed Houlsby [1985] hanno proposto tre differenti categorie per i terreni non saturi basate su tale criterio (Figura II-1):

- fase aerea discontinua e fase liquida continua; tale situazione si verifica in presenza di un elevato grado di saturazione, in tal caso infatti l'aria è presente in forma di singole bolle; tipico esempio di ciò lo si riscontra nella zona che in generale nei terreni naturali si trova al di sopra del piano di falda tra la zona di saturazione completa e la zona a basso grado di saturazione; gas in forma di singole bolle sono presenti anche in formazioni sottomarine in tal caso tuttavia le dimensioni dei vuoti riempiti dalla fase gassosa sono maggiori e si configurano come delle vere e proprie cavità (Figura II-2);
- fase aerea e fase liquida entrambe continue; questa situazione corrisponde ad un grado di saturazione intermedio e si verifica ad esempio in una delle seguenti situazioni:
  - nei terreni naturali nello strato situato al di sopra della zona di quasi completa saturazione ed al di sotto dello strato superficiale essiccato;
  - in terreni a grana fine (limi ed argille) costipati artificialmente con finalità costruttive;

- fase aerea continua e fase liquida discontinua; questa situazione corrisponde ad un basso grado di saturazione e si verifica ad esempio in una delle seguenti situazioni:
  - nei terreni naturali in prossimità della superficie in particolare nelle regioni aride o semi aride dove lo strato di terreno essiccato raggiunge spessori anche notevoli;
  - in alcuni terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie) costipati artificialmente con finalità costruttive.

Nella particolare pozzolana studiata in questa ricerca con ogni probabilità ~~entrambe le fasi fluide sono continue~~ sebbene per i gradi di saturazioni più bassi la fase liquida possa presumibilmente divenire discontinua.

Un terzo criterio per distinguere tra i terreni non saturi è basato sulle cause che hanno prodotto le particolari condizioni di saturazione in cui questi si trovano. Pertanto si possono distinguere le seguenti situazioni:

- terreni naturali al di sopra della falda in particolare laddove le precipitazioni siano inferiori alla velocità potenziale di evaporazione;
- terreni costipati a scopi costruttivi;
- terreni nei quali siano presenti gas prodotti dall'attività biologica che si sviluppa all'interno di essi.

Alla prima di queste categorie appartiene la particolare pozzolana studiata in questa ricerca. Essa è infatti situata notevolmente al disopra della superficie libera della falda e nella sua storia geologica, con ogni probabilità, non è mai stata satura.

Il quarto ed ultimo criterio che può essere impiegato si basa sulla risposta del terreno ad un incremento del suo grado di saturazione. Si distinguono in tal senso due comportamenti opposti quello dei *terreni rigonfianti* e quello dei *terreni collassabili*. Nel primo caso la saturazione è accompagnata da un aumento di volume mentre nel secondo da una riduzione di volume. Le argille fortemente costipate manifestano una forte tendenza a rigonfiare mentre i terreni residuali e colluviali, caratterizzati da una struttura aperta debolmente cementata, presentano una marcata predisposizione al collasso. Per quanto riguarda le pozzolane del napoletano esse ricadono senza dubbio nella categoria dei terreni collassabili come dimostrato da Pellegrino [1967].

### II.3 La microtessitura dei terreni rigonfianti e collassabili.

La tessitura (*fabric*) ha un ruolo fondamentale nel determinare la risposta meccanica di un terreno. Nei terreni parzialmente saturi essa è forse anche più importante giacché controlla le condizioni in cui si trova l'acqua interstiziale. Se infatti la composizione mineralogica condiziona l'aliquota del contenuto energetico dell'acqua dovuta alle forze di adsorbimento, è la geometria dei meati a influenzare direttamente l'aliquota dovuta alla tensione superficiale nei menischi [Alonso et al., 1987].

Sulla base di una serie di osservazioni al microscopio elettronico effettuate su campioni di terreni naturali e costipati si possono individuare gli elementi costituenti la microtessitura dei terreni rigonfianti e dei terreni collassabili [Collins e McGown, 1974]:

1. *disposizioni di particelle elementari (elementary particle arrangements)*: possono consistere in gruppi sia di singole particelle di argilla (Figura II-3.a), limo o sabbia (Figura II-3.b) sia di piccoli gruppi di lamelle (*platelets*) di argilla (Figura II-3.c) sia di particelle di limo o sabbia rivestite (*clothed*) a loro volta di particelle argillose (Figura II-3.d);
2. *assemblaggi di particelle (particle assemblages)*: costituiti da gruppi di particelle organizzati in disposizioni aventi dei confini fisici ben definiti, possono essere formati sia da una o più *disposizioni di particelle elementari* che da *assemblaggi di particelle* più piccoli (Figura II-4);
3. *pori (pore spaces)*: si possono distinguere i pori compresi nelle *disposizioni elementari (intra-elemental pores)*, quelli (*intra-assemblage pores*) compresi tra i singoli gruppi di particelle costituenti gli *assemblaggi*, quelli (*interassemblage pores*) compresi tra *assemblaggi* distinti ed infine quelli (*transassemblage pores*) che attraversano la tessitura del terreno senza alcuna relazione con le disposizioni di particelle (Figura II-5).

Gli *assemblaggi* in funzione del ruolo svolto nel complesso della microtessitura possono a loro volta essere suddivisi in (Figura II-4):

1. *connettori (connectors)*: gruppi di particelle che collegano grani di sabbia o limo e che in relazione del rapporto tra la loro lunghezza e la loro larghezza possono essere chiamati *ponti (bridges)*, *speroni (buttresses)* o *catene (chains)*;
2. *aggregati (aggregations)*: gruppi di particelle, le cui dimensioni possono essere le più varie, rappresentanti delle unità ben distinte all'interno della microtessitura;



3. *fasci intreccianti (interweaving bunches)*: disposizioni in forma di fasci di particelle elementari per lo più di argilla che si intrecciano tra loro e con particelle di dimensioni maggiori;
4. *matrici (particle matrices)*: l'*assemblaggio* costituisce lo "sfondo" della microtessitura ed in ragione della sua estensione può arrivare a rappresentare il "collante" della microtessitura nel suo complesso; si distinguono *matrici argillose (clay particle matrices)* costituite da particelle di argilla e granelli di limo e *matrici granulari (granular particle matrices)* costituite da grani di limo o di sabbia.

Nei terreni rigonfianti le *disposizioni di particelle elementari* sono perlopiù costituite da lamelle di argilla in configurazioni più o meno parallele mentre nei terreni collassabili predominano i grani di limo o sabbia rivestiti o meno da particelle di argilla o da agenti cementanti. Il rigonfiamento ha luogo nelle disposizioni di particelle elementari di argilla o tra le particelle argillose che rivestono gli aggregati granulari. In un terreno rigonfiante gli *assemblaggi* sono in generale del tipo a *matrice argillosa* (Figura II-6.a). I terreni collassabili hanno in generale una *matrice granulare* in cui possono essere presenti *aggregati* o *connettori* argillosi. A questi ultimi tipi di *assemblaggi* è imputabile anche il comportamento di quei terreni naturali o costipati che in seguito alla saturazione danno luogo a rigonfiamento o collasso in relazione all'entità dei carichi esterni cui sono sottoposti. Per livelli tensionali modesti le particelle argillose costituenti gli *aggregati* o i *connettori* si espandono senza che le variazioni dello stato tensionale da ciò prodotte siano tali da modificare la struttura originaria del terreno. Se invece aumentano i carichi esterni, gli elementi di connessione tra i grani si rompono e questi ultimi scorrono gli uni rispetto agli altri. Da ciò consegue che i vuoti inizialmente presenti vengono occupati dalle particelle solide e complessivamente il volume dell'elemento di terreno si riduce.

Sivakumar [1993] osserva come in un terreno parzialmente saturo è soprattutto la deformabilità ad essere influenzata dalle caratteristiche strutturali e indica nei seguenti i principali fattori che ne condizionano la tessitura:

1. il processo che ha portato il terreno nelle condizioni di parziale saturazione; ad esempio: compattazione, essiccamento dovuto ad evaporazione dalla superficie esposta all'atmosfera, desaturazione dovuta alla generazione di gas al suo interno;
2. il grado di saturazione: questo a sua volta dipende, nel caso dei terreni costipati, dal contenuto d'acqua di posa in opera e, nel caso dei terreni naturali, dalla velocità di evaporazione o di generazione dei gas;

3. le dimensioni predominanti delle particelle; ad esempio: ghiaia, sabbia, limo o argilla.

Alonso et al. [1987] suggeriscono che mentre la microtessitura di un terreno argilloso costipato con un contenuto d'acqua superiore all'ottimo (*wet of optimum*) è del tipo a *matrice* quella di un'argilla compattata con un contenuto d'acqua inferiore all'ottimo (*dry of optimum*) può essere schematicamente rappresentata come un insieme di *aggregati* di particelle argillose (*crumbs or packets*) pressoché saturi tra i quali sono presenti dei pori relativamente grossi (*interassemblage pores*) e lontani dalla saturazione. Tale rappresentazione si discosta da quella classica proposta da Seed e Chan [1959] che, attribuendo ad un'argilla compattata *wet of optimum* una tessitura *dispersa* (disposizione da cui è esclusa la giustapposizione delle facce di due qualsiasi delle lamine di argilla) ed ad un'argilla compattata *dry of optimum*, una tessitura *flocculata* (disposizione nella quale il contatto tra due qualsiasi particelle può essere o del tipo faccia/faccia o del tipo bordo/faccia) indica nel riorientamento delle particelle il meccanismo responsabile del comportamento rigonfiante (Figura II-7).

Sivakumar [1993] descrive la tessitura dei terreni costipati indipendentemente dalla loro granulometria come costituita da *aggregati* di particelle elementari (Figura II-8). I piccoli vuoti presenti nei *pacchetti* di particelle (*intra-assemblage pores*) sono completamente riempiti d'acqua cosicché ciascun *pacchetto* è saturo. Nei grossi vuoti presenti tra gli *aggregati* (*interassemblage pores*) è invece presente sia aria che acqua e quindi il terreno è parzialmente saturo a livello macroscopico. La differenza tra la pressione dell'aria e la pressione dell'acqua nei *pacchetti* tiene serrate tra loro le particelle che li costituiscono. La forza necessaria a rompere gli *aggregati* è evidente tanto maggiore quanto maggiore è la suddetta differenza e pertanto cresce al ridursi della granulometria del terreno.

Anche in un materiale esclusivamente granulare la microstruttura riveste un'importanza dominante. In questo caso le interazioni tra le particelle si sviluppano nelle zone di contatto fisico tra di esse. I grani si trasmettono sforzi normali e tangenziali anche per carichi esterni isotropi di entità modesta e ciò a causa della natura discontinua della struttura [Gili, 1988]. In ogni caso all'interno dell'aggregato di particelle si distinguono dei percorsi preferenziali attraverso cui si trasmettono gli sforzi e delle zone invece pressoché scariche.

## II.4 La suzione<sup>1</sup>

L'interazione che si instaura tra l'acqua e lo scheletro solido è uno dei fenomeni che è necessario indagare per comprendere il comportamento meccanico di un terreno parzialmente saturo.

La fase liquida interagisce con la fase solida attraverso due meccanismi [Hillel, 1982]:

**la capillarità:** questo meccanismo di interazione è conseguenza della tensione e dei fenomeni superficiali; il modello più semplice per descriverlo è quello di un tubo capillare in cui, l'interfase aria/acqua non sia piana; ciò comporta l'insorgere di una differenza di pressione tra le due fasi che è legata all'entità degli sforzi che lo scheletro solido e la fase liquida si scambiano tra loro (cfr. B.9.1.1); tuttavia anche qualora si consideri un volume elementare di terreno come costituito da un insieme di tubi capillari di vario diametro la relazione che lega la differenza di pressione tra le due fasi e gli sforzi che queste si scambiano non è facilmente analizzabile ;

**l'adsorbimento:** questo meccanismo di interazione comporta la formazione di un involucro di idratazione che ricopre la superficie delle particelle solide; le molecole d'acqua adsorbite risultano legate allo scheletro solido e le azioni che esse scambiano con quest'ultimo e con il volume di liquido non coinvolto nel fenomeno sono di difficile descrizione (cfr. B.9.3).

La presenza della pellicola d'acqua così come dei menischi capillari è particolarmente importante nei terreni argillosi dove è influenzata dalla presenza dei doppi strati elettrici e dei cationi che i minerali argillosi possono scambiare con il liquido di porosità. Nei terreni sabbiosi invece l'adsorbimento ha una importanza ridotta e i fenomeni capillari predominano. In verità fenomeni di adsorbimento si verificano sia nei terreni argillosi sia in quelli granulari, nei primi però l'adsorbimento è di tipo chimico mentre nei secondi è in generale di tipo fisico (cfr. B.9.2). In generale l'interazione è il risultato della combinazione dei due meccanismi e il contributo di ciascuno di essi non è distinguibile data la complessità dei fenomeni coinvolti.

La quantificazione dei fenomeni di interazione appare dunque un'operazione tutt'altro che banale. Ciò giustifica lo sforzo profuso dagli specialisti di agraria e di geotecnica per introdurre delle grandezze fisiche coerentemente definite e misurabili che dessero conto delle azioni che

<sup>1</sup> Nell'Appendice B è riportata una trattazione più ampia dei problemi di interazione tra le fasi costituenti un terreno non saturo. In tale sede vengono approfonditi tutti quei concetti che per brevità vengono qui introdotti in modo sintetico.

mutuamente si scambiano la fase solida e la fase liquida. In generale poiché non è possibile misurare direttamente le forze di interazione si determina una grandezza fisica ad esse legata. Sono possibili a tal proposito due approcci distinti. Il primo di essi si basa sul fatto che le azioni scambiate dall'acqua con lo scheletro solido producono una modificazione del contenuto energetico del liquido rispetto a quello che gli competerebbe in assenza di qualsiasi interazione. La differenza di potenziale chimico tra l'acqua pura e l'acqua di porosità (cfr. B.8) rappresenta dunque una misura dell'interazione tra l'acqua e lo scheletro solido. Il secondo approccio considera invece la sola energia idraulica (meccanica) posseduta dall'acqua presente nel terreno e si basa sulla nozione di equilibrio idraulico. Nella sezione successiva di questo paragrafo si definisce la *suzione* che è la grandezza che viene introdotta seguendo quest'ultimo approccio. In appendice nel paragrafo B.8.3 è invece definito il potenziale chimico dell'acqua di porosità e nel paragrafo B.10 è riportata una dimostrazione dell'equivalenza dei due approcci.

#### 11.4.1 Definizione e significato fisico di suzione.

Qualora si voglia descrivere lo stato di sforzo agente sullo scheletro solido per effetto dell'interazione con la fase liquida, si può ricorrere alla differenza  $h_c$  tra la pressione<sup>2</sup> dell'aria  $u_a$  e la pressione dell'acqua  $u_w$  che agiscono all'interno del terreno :

$$h_c = u_a - u_w \quad (1)$$

tale quantità è evidentemente l'equivalente della differenza di pressione tra la fase liquida e la fase aeriforme che si instaura in corrispondenza dell'interfase aria/acqua in un tubo capillare e pertanto può genericamente indicarsi come *pressione capillare*. Apparentemente l'interazione tra lo scheletro solido e l'acqua non è sufficientemente definita da  $h_c$  giacché essa è in ogni caso condizionata anche dalla configurazione geometrica dell'interfase. L'analogia con il modello capillare permette però di osservare come tale configurazione, nell'ipotesi di pressoché perfetta incompressibilità sia della matrice solida che del liquido, è a sua volta funzione non dei valori di  $u_a$  e  $u_w$  ma proprio della loro differenza  $h_c$ . È comunque necessario osservare che se pure esiste un legame tra la pressione capillare e la geometria dell'interfase questo non è univoco ma dipende dalle modalità con cui si è raggiunto il valore di  $h_c$  (si veda in proposito quanto si dirà più avanti sull'isteresi delle curve caratteristiche).

Se la denominazione “pressione capillare” appare coerente nel caso di un terreno in cui i fenomeni di adsorbimento sono trascurabili è però sicuramente fuorviante nel caso di un terreno argilloso. Conviene pertanto chiamare questa grandezza *suzione di matrice (matric suction)* ed indicarla con il simbolo  $h_m$  chiarendo così due aspetti fondamentali :

- il termine *suzione* indica che ci si riferisce in ogni caso ad una grandezza che è positiva quando la pressione dell'acqua è minore di quella dell'aria al suo contorno ;
- la specificazione *di matrice* attribuisce alla grandezza in esame la proprietà di quantificare l'affinità dell'acqua per la matrice solida nel suo insieme, sia quindi per i pori che per la superficie delle particelle di cui è costituita.

Vale la pena di ricordare a questo punto ciò che apparirà più chiaramente in seguito e cioè che la suzione di matrice non è semplicemente riconducibile ad uno stato tensionale sferico sommabile allo stato tensionale efficace agente sul terreno ma rappresenta una

<sup>2</sup> Si noti che con i simboli  $u_a$  e  $u_w$  si indicano le pressioni relative (riferite alla pressione atmosferica) dell'aria e dell'acqua. Nell'appendice B invece vengono adoperati i simboli  $P_a$  e  $P_w$  per indicare rispettivamente la pressione assoluta dell'aria e la pressione assoluta dell'acqua.

variabile indipendente nella descrizione degli sforzi che si esercitano sullo scheletro solido.

Se la definizione teorica della suzione di matrice è una semplice conseguenza dell'applicazione del modello capillare, decisamente più complessa è la sua definizione operativa. Una rappresentazione schematica della misura della suzione di matrice è riportata nella Figura II-9. La procedura rappresentata si basa in primo luogo sull'assunzione che la fase liquida e la fase aeriforme siano continue. In particolare ciò implica che la pressione che regna nell'aria al contorno del terreno sia la stessa di quella all'interno di quest'ultimo. La condizione di equilibrio idraulico tra l'acqua nel terreno e l'acqua nello strumento di misura, nell'ipotesi di coincidenza delle loro quote geometriche e di assenza di fenomeni osmotici, assicura l'uguaglianza tra le loro pressioni ( $u_w = u_{wm}$ ). La determinazione di  $h_m$  comporta quindi la rilevazione delle pressioni  $u_a$  e  $u_{wm}$ . Se la misura di  $u_a$  non presenta problemi ben più difficile è quella di  $u_{wm}$ . Gli ordinari strumenti di misura possono essere infatti adoperati solo per rilevare pressioni maggiori o al massimo di poco inferiori alla pressione atmosferica ma non certo pressioni assolute negative quali quelle che si possono manifestare nei terreni a granulometria più fine. Per superare questa limitazione bisogna innanzitutto far sì che il collegamento tra il fluido di porosità ed il volume d'acqua contenuto nello strumento sia realizzato in modo da impedire l'ingresso dell'aria in quest'ultimo. Tale risultato è ottenuto con l'impiego di speciali piastre o membrane porose, di cui si dirà più avanti, che opportunamente saturate d'acqua garantiscono il passaggio della fase liquida mentre impediscono quello della fase aeriforme. La differenza tra le pressioni delle due fasi non deve però eccedere un determinato valore detto *valore di ingresso (air entry value)* dipendente dalle dimensioni dei pori presenti nella piastra o membrana utilizzata. Se per mettere in contatto lo strumento di misura con il terreno si adoperano uno di tali elementi è allora possibile misurare la pressione dell'acqua di porosità quando questa è minore della pressione dell'aria ma, qualora non si adottino ulteriori accorgimenti [Ridley e Burland, 1993; Marinho e Chandler, 1995], solo se la pressione assoluta è positiva. In presenza di una pressione assoluta negativa eventuali fenomeni di cavitazione nel volume di liquido presente nel dispositivo di misura possono in ogni caso viziare il risultato della rilevazione. Per superare questo inconveniente in laboratorio è possibile ricorrere alla cosiddetta *tecnica della traslazione*. Tale tecnica, di cui si dirà ampiamente più avanti (si vedano i paragrafi IV.2.1.1.2.4 e IV.2.1.2.1), si basa sull'osservazione del fatto che, essendo la sola differenza tra la pressione dell'aria e la pressione dell'acqua significativa nella descrizione dei fenomeni di interazione e non i loro singoli valori, per evitare di dover operare con pressioni assolute negative è sufficiente aumentare di un uguale quantità  $u_a$  e  $u_w$  "traslando" in questo

modo il riferimento per la loro misura. Tutto ciò è rappresentato nello schema di Figura II-9 dove la pressione  $u_a$  dell'aria in equilibrio con l'acqua nel terreno e la pressione  $u_{am}$  dell'aria in equilibrio con l'acqua nello strumento di misura sono distinte.

Nel descrivere la metodologia di misura di  $h_m$  si è fatta l'ipotesi che non abbiano luogo fenomeni di flusso osmotico. Per meglio chiarire quale possa essere l'influenza di questi ultimi sulla rilevazione della suzione di matrice e su come annullarla è necessario fornirne una breve descrizione.

Il recipiente di Figura II-10 contenente una soluzione acquosa è diviso in due da una membrana semipermeabile attraverso cui può passare il solvente (l'acqua) ma non i soluti (i sali). Qualora la concentrazione iniziale  $C_{A0}$  dei sali (espressa in numero di moli per unità di volume) nella parte sinistra del contenitore sia maggiore di quella  $C_{B0}$  nella parte destra si manifesta una tendenza dei due volumi a mescolarsi tra loro fino ad uguagliare le due concentrazioni (l'analisi del fenomeno in ambito termodinamico indica che il sistema si allontana dallo stato iniziale per raggiungere la condizione di equilibrio corrispondente al minimo del potenziale chimico). La presenza della membrana semipermeabile impedisce però che le particelle di soluto possano spostarsi da sinistra verso destra ne consegue che sono le particelle di solvente a migrare verso la parte sinistra del recipiente. La riduzione della concentrazione per effetto dello spostamento del solvente si accompagna all'insorgere di una differenza del carico idraulico fra le due parti del contenitore (Figura II-10.b). Il flusso del solvente può essere arrestato mediante l'applicazione di un incremento  $\pi$  della pressione agente sul volume di sinistra (Figura II-10.c). L'equazione di van't Hoff<sup>3</sup>, che esprime l'analogia di comportamento tra le soluzioni diluite ed i gas perfetti, fornisce il legame tra  $\pi$ , che prende il nome di *pressione osmotica*, e la differenza di concentrazione esistente tra le due soluzioni:

$$\pi = RT(C_A - C_B) \quad (2)$$

Se si procede alla determinazione di  $h_m$  secondo lo schema riportato in Figura II-9 ed esistono delle differenze di composizione tra l'acqua presente nel terreno e l'acqua che riempie lo strumento di misura, possono aver luogo fenomeni di flusso simili a quelli sin qui descritti. Lo stato di equilibrio che si raggiunge al termine di tali processi di moto corrisponde ad un comportamento del terreno intermedio tra le due seguenti ipotesi limite:

<sup>3</sup> Nell'ipotesi che vi sia in soluzione più di una specie chimica con differenti concentrazioni a sinistra e a destra della membrana porosa la (2) si applica tal quale sostituendo a  $C_A - C_B$  la sommatoria delle differenze di concentrazione delle varie sostanze disciolte.

- il terreno è perfettamente permeabile nei confronti dei sali disciolti, ciò comporta che all'equilibrio le loro concentrazioni nell'acqua di porosità e nell'acqua all'interno dello strumento di misura coincidono; poiché la pressione osmotica, che inizialmente può essere presente, all'equilibrio si annulla, risulta  $u_w = u_{wm}$  e quindi la misura della differenza  $u_a - u_{wm}$  fornisce effettivamente la suzione di matrice  $h_m$ ;
- il terreno è perfettamente impermeabile nei confronti dei sali disciolti (comportamento semipermeabile perfetto) e dunque all'equilibrio le loro concentrazioni restano invariate rispetto i valori iniziali; la pressione osmotica  $\pi$  esistente all'atto della misura coincide con quella iniziale  $\pi_0$  e quindi  $u_w = u_{wm} + \pi_0$ ; in definitiva all'equilibrio la differenza  $u_a - u_{wm}$  coincide con la somma  $h_m + \pi_0$ .

Il comportamento reale di un terreno è come detto intermedio tra quelli descritti, in particolare, a differenza dei terreni a grana grossa, le argille hanno un comportamento semipermeabile [Barbour e Fredlund, 1989] anche se non perfetto. Tutto ciò porta a concludere che qualora non si adottino ulteriori accorgimenti la metodologia di misura descritta fornisce un valore intermedio tra  $h_m$  ed  $h_m + \pi_0$ . È necessario quindi eliminare l'errore introdotto dai fenomeni osmotici nella rilevazione della suzione di matrice. È possibile raggiungere questo risultato adoperando per riempire lo strumento di misura una soluzione con la medesima composizione dell'acqua di porosità. Tale procedura è evidentemente non applicabile nella pratica e pertanto si preferisce determinare separatamente le due quantità  $h_m + \pi_0$  e  $\pi_0$  e ricavare per differenza il termine  $h_m$ .

La pressione osmotica, come visto, dipende dalla differenza di concentrazione esistente tra le due soluzioni a contatto e quindi assegnata la composizione della prima per poter quantificare  $\pi$  in modo univoco si assume nulla la concentrazione nella seconda. La determinazione di  $\pi$  può essere effettuata misurando la differenza di pressione che si instaura tra due recipienti, messi in collegamento tramite una membrana selettivamente permeabile, uno contenente l'acqua di porosità e l'altro acqua pura. A  $\pi$  che può alternativamente indicarsi con il simbolo  $h_s$  si dà poi il nome di *suzione osmotica (osmotic suction or solute suction)* chiarendo in questo modo che si manifesta come una depressione cui l'acqua pura deve essere sottoposta per essere in equilibrio con l'acqua di porosità.

La somma  $h_m + h_s$  viene indicata con il simbolo  $h$  e denominata *suzione totale (total suction)*. Questa grandezza può essere determinata con la stessa procedura riportata in Figura II-10 ma interponendo tra il terreno ed il volume d'acqua presente nello strumento di misura una membrana selettivamente permeabile.



## II.5 Condizioni di saturazione in un terreno

Per comprendere come la distribuzione dell'acqua in un terreno possa evolvere al variare del grado di saturazione si può fare riferimento a quanto accade in un terreno al di sopra della superficie libera della falda (si veda la Figura II-1). In corrispondenza di tale superficie tutti i pori sono riempiti d'acqua, mentre immediatamente al di sopra di essa si manifestano fenomeni di capillarità. I pori del terreno possono essere assimilati a una serie di tubicini verticali di vario diametro con un'estremità immersa in una bacinella piena d'acqua (la falda). In ciascun tubo all'equilibrio l'acqua si troverà ad una quota più alta rispetto a quella del pelo libero della bacinella (cfr. B.9.4.1). In particolare la "risalita" dell'acqua nel tubo è inversamente proporzionale al raggio idraulico di quest'ultimo. Ciò comporta che al di sopra della falda esiste in genere una fascia di terreno saturo di spessore variabile in ragione delle dimensioni dei meati. Negli strati di terreno che si trovano al di sopra di questa fascia satura si osserva che l'aria va occupando progressivamente tutti i pori al crescere della distanza dalla superficie della falda. Quando i pori sono pieni d'aria l'acqua è comunque presente sulla superficie delle particelle sotto forma di pellicola di adsorbimento e in corrispondenza dei contatti tra queste in forma di *menischi*. Per gradi di saturazione ancora più bassi anche i menischi scompaiono mentre persiste la pellicola di adsorbimento. Va precisato però che non sempre in un terreno al di sopra della falda si riscontrano i livelli di saturazione più bassi. La quantità d'acqua presente nel terreno lì dove la fase aerea è in continuità con l'atmosfera è infatti condizionata dall'umidità relativa di quest'ultima (cfr. B.9.2.2). In definitiva è possibile distinguere le seguenti condizioni di saturazione [Bear, 1972] (Figura II-11):

*adsorbed state* l'acqua forma una sottile pellicola di adsorbimento sulla superficie delle particelle;

*pendular saturation* l'acqua è distribuita in *menischi* (*pendular rings*) in corrispondenza dei punti di contatto tra le particelle; ciascun menisco è isolato dall'altro tranne che per la sottile pellicola di adsorbimento che ricopre le particelle; la fase aerea è continua mentre la fase liquida è discontinua<sup>4</sup>;

*funicular saturation* l'acqua è distribuita in pori e menischi tra loro collegati in modo continuo; la fase aerea e la fase liquida sono entrambe continue;

*insular air saturation* la fase liquida è continua mentre la fase aerea è discontinua e si presenta in forma di bolle.

<sup>4</sup> In tali condizioni se si assume che gli strati adsorbiti abbiano un comportamento distinto da quello dell'acqua libera è lecito dire che la fase liquida è discontinua.

Si può osservare che in genere i terreni presentano un ampio assortimento porosimetrico sicché le ultime tre condizioni sopra descritte coesistono. Pertanto tra le due condizioni limite di *pendular saturation* e di *insular air saturation* si può distinguere una condizione intermedia detta *fuzzy saturation* [Kohgo et al. 1993] (Figura II-12).

Va posto in evidenza come le due suddivisioni proposte corrispondano a due esigenze diverse. La prima classifica si concentra sulla continuità delle fasi fluide permettendo, per ciascuno degli stati di saturazione da essa distinti, di individuare i meccanismi di migrazione delle fasi che si possono sviluppare (cfr. B.1). In una condizione di *adsorbed state* il moto dell'acqua potrà avvenire solo per diffusione in forma di vapore mentre nella fase aerea potranno aver luogo fenomeni di flusso idraulico. Di converso in una condizione di *insular air saturation* la fase aerea potrà migrare solo per diffusione attraverso la fase liquida mentre quest'ultima potrà dar luogo a moti di filtrazione. La seconda classifica fa invece riferimento al comportamento meccanico di un terreno non saturo. Si vedrà infatti più avanti come una variazione delle azioni applicate al contorno di un elemento di volume di terreno abbia degli effetti diversi se lo stato di saturazione iniziale di quest'ultimo ricade nella condizioni limite di *pendular saturation* o in quella di *insular air saturation* o ancora nella condizione intermedia di *fuzzy saturation*.

Nello stato di *insular air saturation* la fase aerea è discontinua e si presenta in forma di bolle. È alquanto controverso se in un terreno in condizioni prossime alla saturazione le bolle d'aria presenti si debbano disciogliere dopo un tempo sufficientemente lungo o possano invece raggiungere una condizione di equilibrio stabile. Una bolla d'aria immersa in acqua non è in generale in condizioni di equilibrio (cfr. B.2). La presenza della tensione superficiale fa sì che la pressione dell'aria all'interno della bolla sia maggiore della pressione dell'acqua al suo intorno (cfr. B.9.1.1). Tale differenza di pressione provoca la dissoluzione di una parte dell'aria presente nella bolla, la riduzione del raggio di curvatura dell'interfase aria/acqua e dunque un incremento della differenza di pressione tra le due fasi. In definitiva il processo di dissoluzione prosegue fino a che la bolla non si è disciolta completamente. Considerazioni analoghe possono essere fatte anche nel caso delle bolle d'aria presenti in un terreno prossimo alla saturazione. In particolare Schurman [1966] considera bolle d'aria sferiche e conclude che per un grado di saturazione sufficientemente elevato (>85%) esiste un valore massimo della pressione dell'aria (e dunque una dimensione minima delle bolle) al di sopra della quale le bolle "collassano". Fredlund [1976] contesta tale punto di vista e ricorda che sperimentalmente si osserva che al crescere del grado di saturazione la differenza tra la pressione dell'aria e la pressione dell'acqua si riduce progressivamente fino ad annullarsi. La giustificazione di tale

comportamento è per Fredlund nel fatto che le bolle d'aria non sono sferiche e dunque una riduzione del loro volume non comporta necessariamente un incremento di curvatura dell'interfase aria/acqua. Una possibile descrizione delle condizioni in cui si trova l'aria in un terreno non saturo è fornita da Gili [1989]. Una bolla d'aria in ragione delle sue dimensioni rispetto alle dimensioni dei pori può trovarsi in una delle seguenti condizioni (Figura II-13):

*bolla isolata*: la bolla è così piccola che la sua frontiera è costituita dalla sola interfase aria/acqua; in tale condizione la curvatura dell'interfase aria/acqua è funzione del volume della bolla e pertanto ad essa può applicarsi quanto detto sulla dissoluzione in acqua di una bolla d'aria;

*bolla occlusa*: la bolla ha dimensioni simili a quelle dei pori e la sua frontiera è costituita in parte dall'interfase aria/acqua ed in parte dalla superficie delle particelle solide con cui è in contatto; in questo caso il volume della bolla è funzione del diametro del poro in cui è bloccata mentre la curvatura dell'interfase è funzione del diametro dei meati attraverso cui tale poro è collegato con i pori circostanti.

Tra le due condizioni descritte esiste evidentemente una condizione intermedia in cui la bolla è semplicemente *tangente* alle particelle solide che delimitano il poro in cui si trova. Poiché l'aria può diffondere attraverso l'acqua le bolle tendono a raggiungere tutte la stessa pressione. Tale pressione è la minore possibile compatibilmente con la pressione dell'acqua e la conformazione geometrica dell'interfase tra i due fluidi. Nella Figura II-14 sono rappresentate una bolla d'aria *tangente* (*A*) e una bolla *occlusa* (*B*). In condizioni di equilibrio nelle due bolle regna la stessa pressione e dunque il raggio di curvatura medio  $r_B$  delle interfaci che separano la bolla *B* dall'acqua coincide con il raggio di curvatura  $r_A$  dell'interfase della bolla *A*. La bolla *B* è stabile poiché un incremento del suo volume provocherebbe una riduzione di  $r_B$ , ne conseguirebbe un incremento della pressione al suo interno e dunque una diffusione d'aria verso le altre bolle presenti nel terreno. Nello stesso modo una riduzione di volume comporterebbe un incremento di  $r_B$  e dunque una diffusione di aria verso la bolla. In definitiva il volume della bolla *B* non può aumentare senza che varino le pressioni delle due fasi fluide. Al contrario la bolla *tangente* *A* è metastabile. Un incremento del suo volume provocherebbe una riduzione di  $r_A$  per i vincoli geometrici imposti dalle superfici delle particelle ad essa tangenti e dunque una diffusione d'aria verso le altre bolle presenti nel terreno. Una riduzione di volume può invece provocare il "collasso" della bolla *A* poiché in tal caso la curvatura media dell'interfase si riduce e la bolla da *tangente* diviene *isolata*. In definitiva tutta l'aria presente in forma di *bolle tangenti* tenderà a migrare verso le *bolle occluse*

nei pori di dimensioni maggiori. Il processo attraverso cui l'aria tende a raccogliersi in bolle non sferiche nei pori di dimensioni maggiori viene detto *coalescenza*. Il tempo necessario a raggiungere una configurazione stabile a partire da una condizione squilibrata (le pressioni presenti nelle bolle d'aria non sono tutte uguali) o di equilibrio instabile (sono presenti delle bolle d'aria instabili *isolate* o *tangenti*), può essere molto lungo ed in ogni caso dipende dal coefficiente di diffusione dell'aria nell'acqua di porosità (cfr. B.4).

---

## II.6 Curve caratteristiche e permeabilità

Nel paragrafo II.4 si è visto come la suzione di matrice possa essere impiegata per descrivere l'interazione tra lo scheletro solido di un terreno e l'acqua di porosità. In particolare si è dimostrato come essa possa essere considerata una misura della differenza tra il contenuto energetico dell'acqua quando si trova all'interno dei pori di un mezzo poroso e quando non interagisce con alcuna fase solida. In questo senso la suzione di matrice è una misura della "affinità" che lo scheletro solido ha per l'acqua. È immediato osservare come tale "affinità" vari al variare del grado di saturazione del terreno. Si immagina, ad esempio, di mettere in collegamento idraulico il liquido contenuto in un volume elementare di un mezzo poroso saturo con un recipiente pieno d'acqua il cui pelo libero sia collocato alla medesima quota del suddetto volume (Figura II-15). Se si suppone che la pressione dell'aria al contorno del volume elementare coincida con quella agente sulla superficie libera del liquido nel recipiente, dopo un certo tempo si raggiungerà una condizione di equilibrio in cui la suzione nel mezzo poroso sarà nulla. All'applicazione di una leggera suzione di matrice (ottenuta ad esempio abbassando il contenitore) non corrisponderà una fuoriuscita di acqua fino a che il valore della depressione non eccederà quello massimo possibile nei pori più grandi. Ogni poro può infatti essere assimilato ad un tubo capillare e pertanto la differenza di pressione che in esso può sussistere tra la fase aeriforme e la fase liquida ha un valore limite funzione della geometria e delle dimensioni della sua sezione trasversale nonché del valore dell'angolo di contatto  $\theta_c$  dipendente a sua volta dalla natura delle superfici del poro stesso (Figura II-16). Il valore della suzione cui corrisponde l'inizio del fenomeno della desaturazione è quello che in precedenza, con riferimento alle piastre e alle membrane porose, è stato chiamato *valore di ingresso dell'aria (air-entry value)*. I terreni a grana grossa presentano pori di dimensioni notevolmente più grandi rispetto a quelli presenti nei terreni a grana fine e pertanto il loro valore d'ingresso è sensibilmente più piccolo. A successivi incrementi della suzione di matrice corrisponde lo svuotamento di pori progressivamente più piccoli<sup>5</sup>. I terreni a grana grossa presentano pori di dimensioni più uniformi rispetto quelli dei terreni a grana fine, pertanto il passaggio dalla totale alla parziale saturazione, conseguente al raggiungimento del valore di ingresso, è sicuramente più brusco nei primi che nei secondi. Per valori ancora più elevati della suzione di matrice tutti i pori si riempiono d'aria e gradualmente si riduce lo spessore della pellicola di adsorbimento presente sulle particelle solide. Quando il grado di saturazione è così basso che la fase liquida diviene discontinua la suzione

<sup>5</sup> Il modello del tubo capillare giustifica anche questo comportamento benché non sia sufficiente come si vedrà più avanti ad interpretare tutti gli aspetti del fenomeno.

può essere applicata al terreno regolando l'umidità relativa dell'aria presente nei pori. In tali condizioni il legame tra contenuto d'acqua ed umidità relativa è espresso da delle relazioni dette *isoterme di adsorbimento* (cfr. B.9.2.2). In particolare al ridursi dell'umidità relativa (e dunque al crescere della suzione) si riduce il contenuto d'acqua. In conclusione in un terreno non saturo al crescere della suzione corrisponde una riduzione del grado di saturazione. D'altra parte al variare del rapporto tra il volume dei pori occupato dall'aria e quello occupato dall'acqua variano i meccanismi attraverso cui le fasi fluide si possono spostare attraverso lo scheletro solido (si veda quanto accennato nel paragrafo precedente). Poiché fin qui si è visto come il grado di saturazione vari al variare della suzione è evidente che i fenomeni di flusso in un terreno non saturo sono influenzati dalla suzione.

Nelle successive sezioni di questo paragrafo si affrontano le problematiche introdotte e cioè nell'ordine: il legame tra suzione e contenuto d'acqua e l'influenza della suzione sui fenomeni di flusso in un terreno non saturo.

### II.6.1 Curve caratteristiche

La curva che si ottiene ponendo in diagramma il legame esistente tra la suzione e il contenuto d'acqua prende il nome di *curva caratteristica o di ritenzione* (*soil-moisture characteristic or soil-moisture retention curve*) [Childs, 1940]. Per bassi valori della suzione (compresi tra 0 kPa e 100 kPa) la capacità del terreno di immagazzinare acqua è legata principalmente ai fenomeni di capillarità e quindi alla distribuzione delle dimensioni dei pori. Ad elevati valori della suzione o anche per contenuti d'acqua modesti è la superficie specifica delle particelle solide che condiziona l'andamento di tale curva. Hillel [1982] afferma che in un qualsiasi terreno il contenuto d'acqua associato ad una suzione di 15 MPa è correlabile alla sua superficie specifica e corrisponde a degli strati di circa dieci molecole d'acqua uniformemente distribuiti su ciascuna particella. La curva caratteristica per bassi valori della suzione è dunque fortemente influenzata dalla tessitura del terreno mentre per valori elevati essa è condizionata principalmente dal suo assortimento granulometrico. Si osserva in particolare che al crescere del contenuto argilloso si accompagna un incremento del quantitativo d'acqua immagazzinato in corrispondenza di un generico valore della suzione ed una generale riduzione della pendenza della curva caratteristica (Figura II-17 e Figura II-18). In un terreno sabbioso invece la maggior parte dei pori è relativamente grande e pertanto solo una piccola porzione di essi resta satura per valori della suzione elevati.

Per quanto una curva caratteristica dipenda dal particolare terreno preso in esame è comunque possibile individuare un andamento tipico ed alcune grandezze che ne descrivano la forma. Ad esempio in Figura II-19 è riportata la curva caratteristica di un limo. Essa è rappresentata riportando in ordinate il contenuto d'acqua in volume ed in ascisse il logaritmo della suzione di matrice. La Figura II-19 mostra chiaramente che :

- esiste un valore di soglia  $h_{me}$  della suzione di matrice superato il quale il terreno non può mantenersi saturo (come si è visto esso viene detto valore di ingresso d'aria) ;
- esiste un valore limite  $\theta_{wr}$  del contenuto d'acqua detto *contenuto d'acqua residuo* al di sotto del quale non è possibile giungere se non con l'essiccamento in stufa del terreno.

La scelta della scala logaritmica per  $h_m$  consente di mettere in evidenza sia il valore di ingresso d'aria  $h_{me}$  che il contenuto d'acqua residuo  $\theta_{wr}$ . Entrambe queste grandezze sono definite in modo qualitativo ed in Figura II-19 è mostrata una procedura grafica per ricavarle [Fredlund e Xing, 1994]. Si traccia la retta tangente alla curva nel suo punto di flesso : il

valore di ingresso può essere assunto pari all'ascissa del punto di intersezione tra la suddetta retta e l'orizzontale passante per il punto rappresentante le condizioni di saturazione ; il contenuto d'acqua residuo può poi essere ottenuto approssimando nell'intervallo delle massime suzioni la curva ad una retta e assumendo  $\theta_{wr}$  pari all'ordinata dell'intersezione tra la tangente al punto di flesso e la suddetta retta approssimante.

---



### II.6.1.1 Isteresi delle curve caratteristiche

La relazione tra la suzione di matrice ed il contenuto d'acqua può essere ottenuta in due modi :

- per *essiccamento (drying)* : un campione di terreno inizialmente saturo viene sottoposto a suzioni crescenti e per ogni valore successivo della depressione applicata se ne determina il contenuto d'acqua ;
- per *umidificazione (wetting)* : si opera su di un campione inizialmente secco che sottoposto ad una suzione elevata viene messo in ~~collegamento con un volume di acqua in modo che possa assorbirne un~~ quantitativo sufficiente a raggiungere una condizione di equilibrio, facendo poi variare la depressione applicata si determinano i valori successivi del contenuto d'acqua.

Le due curve che così si ottengono in generale non coincidono. Il contenuto d'acqua di equilibrio per un'assegnata suzione è infatti maggiore se tale condizione viene raggiunta attraverso un processo di drenaggio piuttosto che uno di umidificazione. Tale dipendenza del contenuto d'acqua dalla "direzione" del processo da luogo al fenomeno comunemente indicato come *isteresi*. La Figura II-20 mostra alcuni risultati sperimentali in cui sono evidenti gli effetti dell'isteresi. Si osserva che tutte le curve siano esse relative a processi di essiccamento o di umidificazione ricadono all'interno del dominio delimitato superiormente dalla curva relativa all'essiccamento del materiale saturo ed inferiormente dalla curva relativa all'umidificazione del materiale seccato in stufa. Il suddetto dominio viene allora detto *dominio di isteresi* del legame suzione contenuto d'acqua. L'isteresi presentata dalle curve caratteristiche è causata da diversi fenomeni (simili ad alcuni di quelli cui si attribuisce l'isteresi delle isoterme di adsorbimento cfr. B.9.2.3), Hillel [1982], ad esempio, indica i seguenti:

1. la disuniformità dei singoli pori (che sono di forma generalmente irregolare essendo costituiti da piccoli passaggi che collegano vuoti più grandi) da luogo al cosiddetto *effetto bottiglia di inchiostro (ink-bottle effect)* (cfr. Figura B-17.a);
2. le modalità con cui un menisco capillare raggiunge una condizione di equilibrio influenzano l'angolo di contatto in particolare esso è più grande quando il liquido avanza rispetto la superficie solida di quando invece recede (cfr. Figura B-16); ciò comporta che a parità di contenuto d'acqua durante un processo di saturazione, essendo maggiore il raggio di curvatura, la suzione è minore rispetto quella che si registra in uno di desaturazione ;

3. eventuale aria occlusa all'interno dei pori durante un processo di saturazione può ulteriormente ridurre il contenuto d'acqua corrispondente ad una assegnata suzione;
4. fenomeni di rigonfiamento o di ritiro associati alle variazioni di suzione possono evidentemente modificare la tessitura del terreno e conseguentemente alterare l'andamento della curva caratteristica corrispondente ad un processo di saturazione rispetto quella relativa ad uno di saturazione.

Benché esistano numerose trattazioni teoriche che permettono di modellare l'isteresi idraulica [Mualem 1974, 1977, 1984], la loro complessità, nonché le difficoltà delle determinazioni sperimentali necessarie, fanno sì che nelle pratiche applicazioni il legame tra suzione e contenuto d'acqua venga considerato biunivoco.

### II.6.1.2 Modalità di rappresentazione delle curve caratteristiche

Il quantitativo d'acqua contenuto nel terreno può essere espresso sia in termini di massa che di volume con una delle seguenti variabili :

$w = m_w / m_s$  contenuto d'acqua in peso o *gravimetrico*;

$\theta_w = V_w / V = n_w$  contenuto d'acqua in volume o *volumetrico*;

$S_r = V_w / V_v$  *grado di saturazione*;

$v_w = (V_s + V_w) / V_s$  *volume specifico d'acqua* [Wheeler e Sivakumar, 1995];

dove :

$m_w$  è la massa dell'acqua contenuta nel terreno ;

$m_s$  è la massa dello scheletro solido ;

$V_w$  è il volume dell'acqua contenuta nel terreno ;

$V_s$  è il volume dello scheletro solido ;

$V_v$  è il volume dei vuoti accessibili ;

Le variabili elencate non sono tra loro equivalenti come apparirà più chiaro dall'introduzione delle variabili tensionali e deformative coniugate per un terreno non saturo (si veda il paragrafo II.7.3). Tuttavia, nell'ipotesi semplificativa di scheletro solido indeformabile, non vi sono motivi teorici per preferire una variabile all'altra se si deve descrivere il legame esistente tra la suzione e la quantità d'acqua presente in un terreno. Pertanto nel seguito si adotta indifferentemente l'una o l'altra variabile.

Gli intervalli entro cui variano i contenuti d'acqua (espressi in peso od in volume) di due campioni anche dello stesso terreno possono essere molto diversi tra loro. Allo scopo di rendere confrontabili due o più curve caratteristiche può dunque essere necessario normalizzare in qualche modo i dati. In particolare è possibile riferire ciascuna grandezza all'ampiezza dell'intervallo entro cui essa varia, indicata cioè con  $\xi$  la generica variabile il suo valore normalizzato  $\xi_n$  è fornito dalla seguente relazione :

$$\xi_n = \frac{\xi - \xi_r}{\xi_s - \xi_r} \quad (3)$$

dove  $\xi_r$  ed  $\xi_s$  rappresentano rispettivamente il valore residuo ed il valore corrispondente alle condizioni di saturazione. In questo modo qualunque sia il terreno la variabile  $f_n$  varia tra 0 ed 1. Evidentemente qualora si adotti il grado di saturazione  $S_r$  come grandezza rappresentativa della quantità d'acqua contenuta nel terreno il suo valore può variare tra l'unità ed il grado di saturazione residuo  $S_{r,r}$ . Pertanto la (3) diviene :

$$S_m = \frac{S_r - S_{rr}}{1 - S_{rr}} \quad (4)$$

Mualem [1977, 1984] introduce invece un *grado di saturazione efficace*  $S_e$  definito nel modo seguente :

$$S_e = \frac{V_w - V_{wr}}{V_{ws} - V_{wr}} \quad (5)$$

dove :

$V_w$  è il volume d'acqua contenuto nel terreno ;

$V_{wr}$  è il volume d'acqua residuo ;

$V_{ws}$  è il volume d'acqua in condizioni di saturazione.

Un *grado di saturazione efficace* è introdotto anche da Nielsen [1986] :

$$S_e = \frac{S_r - S_{rr}}{S_{rs} - S_{rr}} \quad (6)$$

con  $S_{rs}$  valore massimo del grado di saturazione in sito. Van Genuchten [1980] introduce invece un *contenuto d'acqua adimensionalizzato*  $\Theta$ :

$$\Theta = \frac{\theta_w - \theta_{wr}}{\theta_{ws} - \theta_{wr}} \quad (7)$$

con  $\theta_{wr}$  e  $\theta_{ws}$  rispettivamente contenuto d'acqua residuo e di saturazione.

Quale che sia la variabile impiegata per rappresentare il contenuto d'acqua si rende spesso necessario interpolare i dati sperimentali con delle espressioni analitiche, vuoi per confrontare in modo semplice i risultati, vuoi per impiegare tale espressione in una modellazione numerica di un fenomeno di flusso. In letteratura esistono molteplici espressioni analitiche che possono essere impiegate a questo scopo. In effetti non esistono allo stato attuale delle conoscenze delle motivazioni teoriche per preferire una di queste alle altre e l'unico criterio di scelta che può essere ragionevolmente adottato è quello di adottare la curva che meglio interpola i dati sperimentali. Va puntualizzato però che di interpolazione si tratta e dunque l'impiego di una di tali relazioni al di fuori dell'intervallo dei valori di suzione in cui è stata determinata non è supportato da nessun argomento teorico (nella Tabella II.6-1 sono riportate alcune delle espressioni più significative).

Riferimento	Funzione
Brooks e Corey [1964]	$\Theta = \begin{cases} 1 & \text{per } \alpha \cdot \Psi \leq 1 \\ (\alpha \cdot \Psi)^{-\lambda} & \text{per } \alpha \cdot \Psi > 1 \end{cases}$
Campbell [1974]	$\left( \frac{\theta_w}{\theta_{ws}} \right)^{-b} = \alpha \cdot \Psi$
Van Genuchten [1980] <sup>6</sup>	$\Theta = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha \cdot \Psi)^n} \right]^m$
Fredlund e Xing [1994]	$\frac{\theta_w}{\theta_{ws}} = \left\{ \frac{1}{\ln[e + (\alpha \cdot \Psi)^n]} \right\}^m$
	<p><math>\Psi_r (= h_m / \rho_w g)</math>: potenziale di suzione [L]</p> <p><math>\Theta</math>: contenuto d'acqua adimensionalizzato</p> <p><math>\theta_{ws}</math>: contenuto d'acqua di saturazione</p> <p><math>\alpha</math>: parametro dimensionale<sup>7</sup> [L<sup>-1</sup>]</p> <p><math>\lambda</math>: <i>indice della distribuzione dei pori</i> [1]</p> <p><math>m, n, b</math>: parametri adimensionali [1]</p>

Tabella II.6-1 Alcune espressioni analitiche per l'interpolazione delle curve caratteristiche

<sup>6</sup> Per  $m=1-2/n$  si ottiene la relazione proposta da Burdine [1953], per  $m=1$  la relazione di Gardner [1958] e per  $m=1-1/n$  la relazione proposta da Mualem [1976]. Va inoltre notato che per  $nm=cost$  ed  $n \rightarrow \infty$  si ottiene la relazione di Brooks e Corey [1964] con  $\lambda=nm$

<sup>7</sup> Nel caso della relazione proposta da Brooks e Corey [1964] il parametro  $\alpha$  è pari all'inverso del valore d'ingresso d'aria. Nel caso della relazione di van Genuchten il valore d'ingresso d'aria è funzione non solo di  $\alpha$  ma anche degli altri parametri che compaiono nell'espressione della curva caratteristica. Il valore d'ingresso d'aria è in particolare sempre minore di  $1/\alpha$ ; tuttavia per i valori usualmente assunti dai parametri questa differenza è minima.

## II.6.2 Funzioni di permeabilità

Il flusso dell'acqua in fase liquida attraverso un terreno in condizioni isoterme è causato dal gradiente del cosiddetto *potenziale totale*  $\Phi$  definito dalla relazione:

$$\Phi = z - \frac{h - u_a}{\rho_w g} \quad (8)$$

Dove:

$z$  indica la quota geometrica in un opportuno riferimento (l'asse  $z$  è orientato verso l'alto);

$h/\rho_w g$  con  $h$  suzione totale,  $\rho_w$  densità dell'acqua e  $g$  accelerazione di gravità è la suzione totale riferita all'unità di peso dell'acqua;

$u_a$  è la pressione dell'aria.

È da notare che nella definizione del potenziale totale compare la suzione totale  $h$ . A tal proposito va ricordato che mentre alcuni autori [Aitchison, 1965; Wheeler, 1997.b] assumono che il gradiente della componente osmotica della suzione  $h_s$  contribuisca al flusso nello stesso modo delle altre componenti del potenziale totale altri [Corey 1977; Fredlund e Rahardjo, 1993] ritengono invece che i fenomeni di flusso osmotico provocati dai gradienti di concentrazione dei sali vadano considerati separatamente. Nell'ipotesi che l'acqua nei pori sia pura o comunque che siano assenti gradienti nelle concentrazioni dei sali disciolti il potenziale totale diviene:

$$\Phi = z - \frac{h_m - u_a}{\rho_w g} = z + \frac{u_w}{\rho_w g} \quad (9)$$

con  $h_m$  suzione di matrice e  $u_w$  pressione dell'acqua. Nel caso che la pressione della fase aerea sia pari alla atmosferica e presenti gradienti trascurabili il potenziale totale si riduce a:

$$\Phi = z - \Psi \quad (10)$$

Con  $\Psi = h_m / \rho_w g$  potenziale di matrice. La relazione che lega il flusso dell'acqua  $\bar{q}_w$  al gradiente del potenziale totale, in assenza di gradienti nelle concentrazioni degli eventuali sali disciolti, è la cosiddetta *legge di Darcy generalizzata*<sup>8</sup> [Bear, 1972]:

<sup>8</sup> È importante osservare che qualora si adotti il punto di vista proprio della *termodinamica dei processi irreversibili* la legge che regola il flusso dell'acqua in condizioni isoterme e in assenza di gradienti dei sali disciolti coincide con la (11) [Vicol, 1990]

$$\bar{q}_w = -K_w \cdot \nabla \Phi \quad (11)$$

Dove  $K_w$  <sup>9</sup>[LT<sup>-1</sup>] è l'equivalente per un terreno non saturo della permeabilità satura  $K_{sat}$  e  $\nabla \Phi$  è il gradiente del potenziale totale<sup>10</sup>. Il flusso  $\bar{q}_w$  è riferito all'intera sezione ortogonale al moto. Tale sezione evidentemente interseca tutte e tre le fasi presenti nel terreno (aria, acqua solido) ma il flusso avviene solo attraverso le porzioni di tale sezione occupate dalla fase liquida. Ne consegue che a parità di gradiente applicato il flusso si riduce al decrescere del grado di saturazione. In definitiva il coefficiente di proporzionalità  $K_w$  tra il flusso e il gradiente del potenziale non è costante ma varia con il grado di saturazione e perciò viene detto *funzione di permeabilità*. Evidentemente  $K_w$  può essere intesa anche come una funzione della componente di matrice della suzione poiché da quest'ultima dipende il contenuto d'acqua.

Nella Figura II-21 sono riportati gli andamenti qualitativi di  $K_w$  al crescere del potenziale di matrice  $\Psi$  per un terreno sabbioso ed un terreno argilloso. Inizialmente i due terreni sono entrambi saturi e quindi la permeabilità del materiale a grana grossa è maggiore di quella del materiale a grana fine. Il processo di desaturazione di un terreno sabbioso è però molto più "brusco" di quello di un terreno argilloso. Pertanto per valori della suzione superiori al valore d'ingresso d'aria del materiale a grana grossa può accadere che la permeabilità di quest'ultimo divenga più piccola di quella del materiale a grana fine. Ciò comporta che in un problema al finito nel quale vi siano a contatto uno strato di terreno argilloso ed uno sabbioso possa accadere che il materiale a grana grossa si comporti come impermeabile rispetto quello a grana fine.

Come nel caso delle curve caratteristiche anche le funzioni di permeabilità sono soggette ad isteresi. La relazione tra  $K_w$  e  $\Psi$  ottenuta durante un processo di desaturazione differisce da quella che si ottiene durante il processo inverso. Le permeabilità che si ottengono in desaturazione sono sistematicamente maggiori di quelle ottenute in saturazione. Questo comportamento è riconducibile all'isteresi della curva caratteristica  $\theta_w(\Psi)$ . Si osserva infatti che, con buona approssimazione, il legame tra  $K_w$  e  $\theta_w$  è invece biunivoco (si veda la Figura II-22).

Le funzioni di permeabilità possono essere rappresentate sia nella forma  $K_w(\Psi)$  sia nella forma  $K_w(\theta_w)$ . Talvolta al posto della permeabilità  $K_w$  si adopera la cosiddetta *permeabilità relativa*  $K_r$  [1] definita dalla relazione:

<sup>9</sup> Per semplicità di notazione si fa riferimento qui e nel seguito ad un mezzo poroso isotropo.

<sup>10</sup> La *legge di Darcy generalizzata* può anche essere scritta adoperando il gradiente della somma  $u + \rho g z$  in tal caso si introduce un coefficiente di permeabilità  $K'$  [M<sup>-1</sup>L<sup>3</sup>T<sup>1</sup>]. Sia  $K$  che  $K'$  sono però legati non solo alle caratteristiche del mezzo poroso ma anche a quelle del fluido, pertanto si può ricorrere alla *permeabilità specifica*  $k = K' \cdot \mu = K \cdot \nu / g$  [LT<sup>-1</sup>] con  $\mu$  [ML<sup>-1</sup>T<sup>2</sup>] e  $\nu = \mu / \rho$  [L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>] rispettivamente *viscosità dinamica* e *viscosità cinematica* del fluido [Scheidegger, 1974].

$$K_r = \frac{K_w}{K_{sat}} \quad (12)$$

Anche per le funzioni di permeabilità esistono numerose espressioni analitiche con cui possono essere interpolati i risultati sperimentali. In particolare nella Tabella II.6-1 sono riportate alcune relazioni empiriche tra  $K_r$  ed una delle variabili rappresentative del contenuto d'acqua mentre nella Tabella II.6-2 sono riportate alcune relazioni tra  $K_r$  e  $\Psi$ .

Riferimento	Funzione
Averjanov [1950] ( $n=3.5$ )	
Irmay [1954] ( $n=3$ ) Corey [1957] ( $n=4$ )	$K_r = \Theta^n$
Scott [1963]	$K_r = [1 - a \cdot (1 - S_r)]$
Brutsaert [1968]	$K_r = \theta_w^n$ $K_r = S_r^m$
Davidson et al. [1969]	$K_r = \exp[a \cdot (\theta_w - \theta_{ws})]$
Campbell [1973]	$K_r = \left( \frac{\theta_w}{\theta_{ws}} \right)^n$
Nielsen et al. [1986]	$K_r = S_e^n \cdot [1 - (1 - S_e^{1/m})^m]^2$
$\Theta$ : contenuto d'acqua adimensionalizzato $\theta_{ws}$ : contenuto d'acqua di saturazione $S_e$ : grado di saturazione efficace (si veda la (6)) $m, n, a$ : parametri adimensionali [1]	

Tabella II.6-1 Relazioni tra permeabilità relativa e contenuto d'acqua



Riferimento	Funzione
Wind [1955]	$K_r = (\alpha \cdot \Psi)^{-n}$
Gardner [1958]	$K_r = \frac{1}{1 + (\alpha \cdot \Psi)^n}$ $K_r = \exp(-\alpha \cdot \Psi)$
	$\begin{cases} 1 & \text{per } \alpha \cdot \Psi \leq 1 \\ \exp[-a \cdot (\alpha \cdot \Psi - 1)] & \text{per } 1 < \alpha \cdot \Psi \leq \alpha \cdot \Psi_r \\ \left(\frac{\Psi}{\Psi_r}\right)^{-n} & \text{per } \Psi > \Psi_r \end{cases}$
Rijtema [1965]	
Brooks e Corey [1966]	$K_r = \begin{cases} 1 & \text{per } \alpha \cdot \Psi \leq 1 \\ (\alpha \cdot \Psi)^{-n} & \text{per } \alpha \cdot \Psi > 1 \end{cases}$
Campbell [1974] <sup>11</sup>	$K_r = (\alpha \cdot \Psi)^{\frac{2b+3}{b}}$
$\Psi_r$ : potenziale di suzione [L] relativo al contenuto d'acqua residuo $\alpha$ : parametro dimensionale [L <sup>-1</sup> ] $m, n, a, b$ : parametri adimensionali [1]	

Tabella II.6-2 Relazioni tra permeabilità relativa e suzione

Accanto a questi “modelli empirici” delle funzioni di permeabilità esistono dei *modelli statistici* [Fredlund e Xing, 1994] che permettono di ricavare la variazione di  $K_r$  con il contenuto d'acqua o la suzione una volta nota la curva caratteristica. Questi modelli si basano sulla considerazione che le proprietà idrauliche di un mezzo poroso sono riconducibili alla sua distribuzione porosimetrica. Burdine [1953] in particolare deriva la seguente relazione:

$$K_r(\Theta) = \Theta' \cdot \frac{\int_b^\Theta \frac{1}{\Psi^2(x)} dx}{\int_b^1 \frac{1}{\Psi^2(x)} dx} \quad (13)$$

<sup>11</sup> Il parametro  $b$  coincide con quello che appare nell'espressione per la curva caratteristica proposta dallo stesso autore.

Dove  $\Psi(x)$  rappresenta la suzione corrispondente al valore  $x$  del contenuto d'acqua ed  $l$  (*pore-connectivity parameter*) è un parametro che dovrebbe tenere conto della tortuosità del flusso attraverso i pori e che l'autore assume pari a 2. Mualem [1976] deriva invece la relazione:

$$K_r(\Theta) = \Theta^l \cdot \left[ \frac{\int_b^\Theta \frac{1}{\Psi(x)} dx}{\int_b^1 \frac{1}{\Psi(x)} dx} \right]^2 \quad (14)$$

In questo caso l'autore suggerisce per  $l$  in base alle osservazioni effettuate su diversi terreni un valore medio di 0.5. In queste due relazioni può essere introdotta una qualsiasi delle espressioni empiriche per le curve caratteristiche, tuttavia solo per alcune è possibile ottenere un integrale in forma chiusa [van Genuchten, 1980]. Nella Tabella II.6-3 sono riportati i risultati dell'applicazione della (13) e della (14) alle curve caratteristiche proposte da van Genuchten [1980] e da Brooks e Corey [1964]. In Figura II-23 sono riportati alcuni risultati ottenuti con il modello di Mualem [van Genuchten, 1980]

Espressione curva caratteristica	Modello	Funzione di permeabilità derivata
Van Genuchten [1980]	Mualem [1976]	$m = 1 - 1/n :$ $K_r(\Theta) = \Theta^{1/2} \cdot \left[ 1 - (1 - \Theta^{1/m})^m \right]^2 \quad (0 < m < 1)$ $K_r(\Psi) = \frac{\left\{ 1 - (\alpha \cdot \Psi)^{m-1} \cdot [1 + (\alpha \cdot \Psi)^n]^{-m} \right\}^2}{[1 + (\alpha \cdot \Psi)^n]^{m/2}}$
Van Genuchten [1980]	Burdine [1953]	$m = 1 - 2/n :$ $K_r(\Theta) = \Theta^2 \cdot \left[ 1 - (1 - \Theta^{1/m})^m \right] \quad (0 < m < 1; n > 2)$ $K_r(\Psi) = \frac{1 - (\alpha \cdot \Psi)^{n-2} \cdot [1 + (\alpha \cdot \Psi)^n]^{-m}}{[1 + (\alpha \cdot \Psi)^n]^{2m}}$
Brooks e Corey [1964]	Mualem [1976]	$K_r(\Theta) = \Theta^{5/2+2/\lambda}$ $K_r(\Psi) = (\alpha \cdot \Psi)^{-2-5\lambda/2}$
Brooks e Corey [1964]	Burdine [1953]	$K_r(\Theta) = \Theta^{3+2/\lambda}$ $K_r(\Psi) = (\alpha \cdot \Psi)^{-2-3\lambda}$
$\alpha$ : parametro dimensionale [L <sup>-1</sup> ] $m, n, \lambda$ : parametri adimensionali di interpolazione della curva caratteristica [1]		

Tabella II.6-3 Funzioni di permeabilità derivate con i modelli statistici di Mualem (con  $l=0.5$ ) e di Burdine (con  $l=2$ )

### II.6.3 Equazioni di flusso

La principale difficoltà che si incontra nello studio dei fenomeni di flusso in un terreno non saturo è l'individuazione delle variabili indipendenti e della "scala" con cui descrivere i fenomeni stessi. Vicol [1990] individua tre possibili approcci:

1. considerare l'insieme costituito dalle particelle solide dall'acqua e dall'aria come una miscela polifasica continua e ricercare le equazioni che permettano di descriverne il moto complessivo; ciascuna fase è allora considerata come intimamente legata alle altre; tale approccio è adottato nell'ambito della *termodinamica dei processi irreversibili* e da esso attraverso opportune semplificazioni si può ricavare la *legge di Darcy generalizzata*;
2. considerare il terreno come formato da una *matrice* solida fissa ed indeformabile e da due fasi fluide la prima, l'acqua, che "bagna" il solido (*wetting fluid*) e la seconda, l'aria, che "non bagna" il solido (*nonwetting fluid*) [Bear, 1972]; si ricercano allora le equazioni del flusso per ciascuno dei due fluidi indipendentemente l'uno dall'altro; le equazioni che in questo modo si ottengono costituiscono due sistemi indipendenti legati tra loro attraverso la relazione tra grado di saturazione e differenza di pressione tra i due fluidi cioè attraverso la curva caratteristica;
3. infine è possibile trascurare completamente il flusso della fase aerea; in questo modo si ottengono delle equazioni che descrivono la migrazione della fase fluida per effetto dei soli gradienti idraulici in modo analogo a quanto avviene per un terreno saturo ma con una permeabilità variabile con il grado di saturazione e quindi con la suzione.

La descrizione del primo di questi approcci richiederebbe l'introduzione dei principi alla base della *termodinamica dei processi irreversibili* e ciò va al di là degli scopi di questo lavoro, pertanto nel seguito si è preferito descrivere nel modo più breve possibile i secondi due facendo riferimento a condizioni isoterme e supponendo nulli i gradienti di concentrazione dei sali disciolti.

Se si adotta il secondo dei tre approcci descritti, il flusso di ciascuna delle due fasi fluide (aria e acqua), assunte come tra loro immiscibili, è regolato dalla legge di Darcy generalizzata (11) e quindi in forma sintetica si può scrivere:

$$\vec{q}_i = -K_i \cdot \nabla \Phi_i \quad (15)$$

Dove:

$\bar{q}_i$  è il flusso del fluido *i-esimo*;

$K_i$  è la funzione di permeabilità del fluido *i-esimo*;

$\Phi_i = z + u_i/\rho_i g$  è il potenziale totale del fluido *i-esimo* (con  $u_i$  e  $\rho_i$  pressione e densità del fluido *i-esimo* e  $g$  accelerazione di gravità).

Alle due equazioni (15) va poi associata una equazione di continuità per ciascun fluido:

$$\nabla(\rho_i \bar{q}_i) + \frac{\partial}{\partial t}(\rho_i \theta_i) = 0 \quad (16)$$

Dove  $t$  è il tempo e  $\rho_i$  e  $\theta_i$  sono rispettivamente la densità del fluido *i-esimo* ed il rapporto tra il suo volume ed il volume totale del terreno. I volumi dei due fluidi sono tra loro legati da una condizione di compatibilità:

$$\theta_w + \theta_a = n \quad (17)$$

Con  $n$  porosità del terreno. Nell'ipotesi di fluidi compressibili è necessario introdurre per ciascuno di essi un'equazione di stato:

$$\rho_i = \rho_i(u_i) \quad (18)$$

Le incognite del problema sono i due vettori  $\bar{q}_i$  e le sei grandezze scalari  $u_i$ ,  $\rho_i$  e  $\theta_i$ . Pertanto alle due equazioni vettoriali (15) e alle restanti cinque equazioni scalari fin qui scritte va associata l'equazione scalare che esprime il legame tra le pressioni dei due fluidi ed il contenuto d'acqua volumetrico e cioè l'equazione della curva caratteristica del mezzo poroso:

$$\theta_w = \theta_w(u_a - u_w) \quad (19)$$

In linea di principio questo approccio può essere raffinato ulteriormente [Alonso et al. 1987]:

- considerando lo scheletro solido come deformabile;
- considerando la migrazione dell'acqua in forma di vapore e i fenomeni di evaporazione e condensa;
- considerando la diffusione dell'aria attraverso l'acqua e la dissoluzione dell'aria nell'acqua;

il sistema di equazioni che si ottiene in questo modo è però troppo complicato per essere impiegato nelle pratiche applicazioni.

Se invece si trascura il moto dell'aria e si considera l'acqua incompressibile (in pratica si adotta il terzo degli approcci descritti all'inizio di questo paragrafo), le equazioni che reggono il moto di filtrazione possono essere combinate nella seguente:

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = \nabla [K_w \nabla (z - \Psi)] \quad (20)$$

Nella (20) la funzione di permeabilità  $K_w$  può essere espressa sia come funzione del contenuto d'acqua volumetrico  $\theta_w$  sia del potenziale di matrice  $\Psi (=h_m/\rho_w g = u_w/\rho_w g)$ . D'altra parte la curva caratteristica  $\theta_w(\Psi)$  può essere invertita in modo da ottenere la funzione  $\Psi(\theta_w)$ . È perciò possibile assumere come incognita della (20) sia  $\theta_w$  che  $\Psi$ . Nel caso che si assuma il potenziale di matrice come incognita la (20) diviene [Scheidegger, 1974]:

$$\frac{d\theta_w}{d\Psi} \cdot \frac{d\Psi}{dt} = \frac{\partial K_w}{\partial \Psi} \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial z} - \nabla [K_w \nabla \Psi] \quad (21)$$

Con  $\theta_w(\Psi)$  e  $K_w(\Psi)$  funzioni note. Se invece si assume come incognita il contenuto d'acqua volumetrico la (20) diviene:

$$\frac{d\theta_w}{dt} = \frac{\partial K_w}{\partial \theta_w} \cdot \frac{\partial \theta_w}{\partial z} + \nabla [D_w \nabla \theta_w] \quad (22)$$

Con  $K_w(\theta_w)$  funzione nota. Nella (22) che prende il nome di *equazione di Richards* (1931) compare la funzione  $D_w(\theta_w)$  [ $L^2T^{-1}$ ] detta *coefficiente di diffusione* o *diffusività capillare*<sup>12</sup> [Klute, 1952; Philip, 1955] definita dalla relazione:

$$D_w = -K_w \cdot \frac{d\Psi}{d\theta_w} \quad (23)$$

Dove il segno meno viene introdotto per ottenere una grandezza sempre positiva visto che  $\Psi$  decresce al crescere di  $\theta_w$ . La risoluzione di un problema di filtrazione in un terreno non saturo sia esso espresso nella forma (21) o nella (22) non è perseguibile in forma chiusa se non in casi molto semplici. La curva caratteristica e la funzione di permeabilità introducono infatti nelle equazioni una forte non linearità e pertanto è necessario procedere per via numerica. Le due formulazioni non sono perfettamente equivalenti. Alonso et al. [1987] osservano come l'equazione (22) espressa in termini di contenuto d'acqua si riveli inadatta per analizzare casi in cui coesistano condizioni di parziale saturazione con condizioni di totale saturazione. Gli Autori osservano inoltre che in terreni eterogenei il contenuto d'acqua può avere delle brusche variazioni nello spazio mentre la suzione presenta delle variazioni più graduali.

<sup>12</sup> Bear [1972] considera improprio l'uso della dicitura *coefficiente di diffusione* per indicare  $D_w$  poiché essa rimanda alla *legge di Fick* (si veda l'Appendice B) e dunque ad un flusso di massa e non di volume.

### II.6.3.1 Infiltrazione monodimensionale

In questo paragrafo si riportano le soluzioni disponibili in letteratura per alcuni particolari problemi di flusso monodimensionale. Si esaminano quei casi in cui la frontiera di un volume di terreno non saturo viene a contatto con dell'acqua che sia libera di *infiltrarsi* in esso. In tali circostanze il liquido incomincia a penetrare nel terreno saturandolo progressivamente. Le condizioni iniziali e le condizioni al contorno di un problema di questo tipo sono esprimibili molto semplicemente in termini di  $\theta_w$  mentre appare più complicato l'uso del potenziale di suzione  $\Psi$ , per questo motivo tutte le soluzioni che sono qui di seguito riportate si basano sulla forma (22) dell'equazione di flusso.

Il caso più semplice è quello della *infiltrazione orizzontale* [Yong e Warkentin, 1975; Vicol, 1990]. Uno strato di terreno orizzontale è messo in contatto con un serbatoio d'acqua (Figura II-24) In tal caso l'equazione (22) si riduce a:

$$\frac{d\theta_w}{dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ D_w(\theta_w) \frac{\partial \theta_w}{\partial x} \right] \quad (24)$$

Dove  $x$  è l'asse lungo cui avviene l'infiltrazione. Indicati con  $\theta_0$  e  $\theta_i$  rispettivamente il contenuto d'acqua di saturazione ed il contenuto d'acqua iniziale. Le condizioni iniziali si scrivono:

$$\begin{aligned} t=0 \quad x=0 \quad \theta_w &= \theta_0 \\ x > 0 \quad \theta_w &= \theta_i \end{aligned} \quad (25)$$

Le condizioni al contorno:

$$t > 0 \quad x=0 \quad \theta_w = \theta_0 \quad (26)$$

La (24) è analoga all'equazione della diffusione del calore e può essere trasformata in un'equazione differenziale ordinaria adoperando la *trasformazione di Boltzman* (1894):

$$\lambda[\theta_w(x,t)] = \frac{x}{\sqrt{t}} \quad (27)$$

Dalla sostituzione della (27) nella (24) si ottiene la seguente equazione differenziale ordinaria nella funzione incognita  $\lambda(\theta_w)$ :

$$\frac{d}{d\theta_w} \left[ D(\theta_w) \cdot \frac{d\theta_w}{d\lambda} \right] = -\frac{\lambda}{2} \quad (28)$$

Le condizioni iniziali (25) divengono poi:

$$\lim_{\theta_w \rightarrow \theta_i} \lambda(\theta_w) = +\infty \quad (29)$$

e le condizioni al contorno (26):

$$\lambda(\theta_0) = 0 \quad (30)$$

Questa trasformazione permette di ricavare semplicemente la relazione che esiste tra il volume d'acqua infiltrato  $V_w$  ed il tempo  $t$ . Si ha infatti:

$$\begin{aligned} dV_w &= V \cdot d\theta_w = A \cdot x \cdot d\theta_w \\ \frac{V_w}{A} &= \int_{\theta_i}^{\theta_0} x \cdot d\theta_w \end{aligned} \quad (31)$$

Dove:

$dV_w$  rappresenta il volume d'acqua filtrato nel tempo  $t$  che fa passare  $\theta_w$  da  $\theta_i$  a  $\theta_i + d\theta_w$  nel volume compreso tra l'ascissa 0 ed  $x$ ;

$V = A \cdot x$  è il volume di terreno nel quale  $\theta_w$  passa da  $\theta_i$  a  $\theta_i + d\theta_w$  nel tempo  $t$ ;

$A$  è l'area della sezione trasversale del terreno;

$V_w$  è il volume d'acqua complessivamente filtrato nel tempo  $t$ ;

per la (27) l'integrale (31) diviene:

$$\frac{V_w(t)}{A} = \int_{\theta_i}^{\theta_0} \lambda(\theta_w) d\theta_w \cdot \sqrt{t} = S \cdot \sqrt{t} \quad (32)$$

Dove  $S$  [ $LT^{-1/2}$ ] (*sorptivity*) è una costante che misura la capacità del materiale di assorbire o cedere acqua. In modo analogo si ottiene la relazione tra il flusso  $q_w$  ed il tempo  $t$ :

$$q_w = \frac{S}{2} \cdot \frac{1}{\sqrt{t}} \quad (33)$$

Nel caso invece della *infiltrazione verticale*<sup>13</sup> [Vicol, 1990] l'equazione (22) si riduce a:

$$\frac{d\theta_w}{dt} = \frac{\partial K_w}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[ D_w \frac{\partial \theta_w}{\partial z} \right] \quad (34)$$

Le condizioni iniziali si scrivono:

<sup>13</sup> Si noti che in quanto segue si fa riferimento ad un processo di infiltrazione dal basso e si assume l'asse  $z$  rivolto verso l'alto e con origine sulla frontiera del terreno (Figura II-24.b). Nel caso invece di infiltrazione dall'alto il riferimento viene assunto con l'origine sulla frontiera dello strato e diretto verso il basso (Figura II-24.c).



$$\begin{array}{l} t = 0 \quad z = 0 \quad \theta_w = \theta_0 \\ z > 0 \quad \theta_w = \theta_i \end{array} \quad (35)$$

Le condizioni al contorno:

$$t > 0 \quad z = 0 \quad \theta_w = \theta_0 \quad (36)$$

La (34) può essere trasformata in un sistema di equazioni differenziali ordinarie mediante la trasformazione [Philip, 1957]:

$$z = \lambda(\theta_w) \cdot t^{1/2} - \chi(\theta_w) \cdot t - \omega(\theta_w) \cdot t^{3/2} - \sum_{m \geq 4} f_m(\theta_w) \cdot t^{m/2} \quad (37)$$

Dove le funzioni  $\lambda(\theta_w)$ ,  $\chi(\theta_w)$ ,  $\omega(\theta_w)$  e  $f_m(\theta_w)$  sono le incognite del suddetto sistema di equazioni differenziali ordinarie. Se in particolare si considerano solo i primi tre termini della (37) si ottiene la seguente espressione per il volume filtrato:

$$\frac{V_w}{A} = S \cdot t^{1/2} + B \cdot t + C \quad (38)$$

Dove  $S$ ,  $B$ ,  $C$  sono delle costanti. Dal confronto della (38) con la (32) si evince che i termini successivi al primo rappresentano l'effetto della gravità, in particolare essi sono negativi nel caso di una infiltrazione che proceda dal basso verso l'alto (*risalita capillare*) mentre sono positivi nel caso di una infiltrazione dall'alto verso il basso (si veda la Figura II-24).

### II.6.3.2 Equalizzazione monodimensionale

In questo paragrafo si esaminano le soluzioni disponibili in letteratura per il flusso monodimensionale provocato da una variazione al contorno del potenziale di suzione. Un moto di filtrazione di questo tipo viene in genere detto *equalizzazione* poiché il processo di flusso, conseguente ad una variazione della suzione applicata al contorno di un volume elementare di terreno, termina quando la suzione all'interno di quest'ultimo coincide con quella applicata. Le soluzioni per i processi di equalizzazione monodimensionale rivestono un notevole interesse pratico. Esse consentono infatti di studiare, nell'ipotesi di scheletro solido indeformabile, quelle fasi delle prove di laboratorio durante le quali si varia la suzione. Tipico esempio sono i processi di essiccamento o umidificazione in apparecchiature per la determinazione delle curve caratteristiche quali la *piastra di Richards* e l'*estrattore di volume*, ma anche in via approssimata le fasi di equalizzazione in edometro o in cella triassiale.

Tutte queste situazioni possono essere ricondotte al semplice caso di uno strato orizzontale di terreno di spessore  $L$  disposto al disopra di una piastra porosa satura. Il controllo della suzione al contorno del terreno può essere ottenuto regolando sulla superficie superiore la pressione dell'aria e su quella inferiore la pressione dell'acqua (Figura II-25). Una variazione della pressione della fase aerea imposta al contorno si trasferisce immediatamente in tutto il volume di terreno poiché nel modello semplificato fin qui adottato si considerano trascurabili i gradienti di pressione nell'aria presente nei pori. A seguito di questa variazione di pressione anche la pressione dell'acqua varia istantaneamente della stessa quantità. Si è visto infatti nel paragrafo II.6 che esiste un legame biunivoco (almeno per un processo monotono di umidificazione o di essiccamento) tra la suzione ed il contenuto d'acqua e pertanto la prima non può variare senza che vari il secondo. La pressione della fase liquida a questo punto non è più in equilibrio con la pressione applicata al contorno e perciò ha inizio un moto di filtrazione. L'acqua fluisce attraverso la superficie inferiore mentre la superficie superiore è assunta impermeabile. La piastra disposta al disotto del terreno è in genere una piastra ad elevato livello d'ingresso d'aria tale cioè da mantenersi satura anche per suzioni elevate. La permeabilità di questo elemento poroso è in genere tanto più bassa quanto più è alto il valore d'ingresso. Ne segue che nello studio del moto di filtrazione la piastra può avere un'influenza non trascurabile.

La prima soluzione che si riporta riguarda il caso in cui la presenza della piastra porosa possa essere trascurata [Gardner, 1956]. Se si suppone che il contributo gravitazionale ( $dz/dz=1$ ) al gradiente del potenziale totale

$(\partial\Phi/\partial z)$  sia trascurabile rispetto quello della suzione  $(\partial\Psi/\partial z)$ , l'equazione (21) si riduce a:

$$\frac{\partial\Psi}{\partial t} = D_w \frac{\partial^2\Psi}{\partial z^2} \quad (39)$$

Per semplicità il potenziale di suzione può essere espresso:

$$\Psi(z,t) = \Psi_0 + z + \Delta\Psi(z,t) \quad (40)$$

Dove:

$\Psi_0 + z$  è la distribuzione iniziale del potenziale di suzione (supposta idrostatica) all'interno del terreno con  $\Psi_0$  il valore del potenziale di suzione per  $z = 0$  e  $t = 0$ ;

$\Delta\Psi(z,t)$  è la variazione del potenziale di suzione rispetto le condizioni iniziali.

Dalla sostituzione della (40) nella (39) si ottiene:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\Delta\Psi) = D_w \frac{\partial^2}{\partial z^2}(\Delta\Psi) \quad (41)$$

Indicata con  $\Delta\Psi_0$  la variazione del potenziale di suzione imposta, le condizioni iniziali si scrivono:

$$\begin{aligned} t = 0 \quad z = 0 \quad \Delta\Psi = \Delta\Psi_0 \\ z \leq L \quad \Delta\Psi = 0 \end{aligned} \quad (42)$$

Le condizioni al contorno:

$$\begin{aligned} t > 0 \quad z = 0 \quad \Delta\Psi = \Delta\Psi_0 \\ z = L \quad q_w = 0 \leftrightarrow \left[ \frac{\partial\Phi}{\partial z} \right]_{z=L} = 0 \rightarrow \left[ \frac{\partial}{\partial z}(\Delta\Psi) \right]_{z=L} = 0 \end{aligned} \quad (43)$$

Poiché durante il flusso si suppone che la pressione dell'aria si mantenga costante la (41) può essere trasformata ulteriormente sostituendo a  $\Delta\Psi$  la variazione  $\Delta u_w$  della pressione dell'acqua:

$$\Delta u_w(z,t) = \Delta u_{a0} - \Delta\Psi(z,t) \cdot \rho_w g \quad (44)$$

con  $\Delta u_{a0}$  rappresenta la variazione imposta alla pressione dell'aria. La (41) diviene dunque:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\Delta u_w) = D_w \frac{\partial^2}{\partial z^2}(\Delta u_w) \quad (45)$$

Le condizioni iniziali si possono scrivere:

$$\begin{aligned} t = 0 \quad z = 0 \quad \Delta u_w = 0 \\ z \leq L \quad \Delta u_w = \Delta u_{a0} \end{aligned} \quad (46)$$

E le condizioni al contorno:

$$t > 0 \quad z = 0 \quad \Delta u_w = 0$$

$$z = L \quad \left[ \frac{\partial}{\partial z} (\Delta u_w) \right]_{z=L} = 0 \quad (47)$$

Qualora la variazione  $\Delta u_{a0}$  imposta alla pressione dell'aria sia modesta si può assumere che durante l'intero processo di flusso la permeabilità  $K_w$  sia costante. D'altra parte anche  $D_w$  può essere considerata una costante se oltre all'ipotesi precedente si assume una dipendenza lineare del contenuto d'acqua dalla suzione nell'intervallo di valori che quest'ultima assume durante il transitorio (i.e.  $d\theta_w/d\Psi = \Delta\theta_w/\Delta\Psi_0$ ). Con  $D_w$  costante la (45) diviene formalmente identica all'equazione della *consolidazione monodimensionale di Terzaghi*<sup>14</sup> (1923), e con le assegnate condizioni iniziali ed al contorno ammette il seguente integrale, ottenuto con il metodo della separazione delle variabili [Taylor, 1948]:

$$\frac{\Delta u_w(z, T_v)}{\Delta u_{a0}} = \frac{4}{\pi} \cdot \sum_{i=0}^{+\infty} \frac{1}{2i+1} \cdot \text{sen} \left( \frac{2i+1}{2} \cdot \pi \cdot \frac{z}{L} \right) \cdot \exp \left[ - \left( \frac{2i+1}{2} \cdot \pi \right)^2 \cdot T_v \right] \quad (48)$$

Dove:

$$T_v = \frac{D_w t}{L^2} \quad (49)$$

È il cosiddetto *fattore tempo* adimensionale. Si può definire poi il *grado di drenaggio*<sup>15</sup>  $U_v(t)$  come rapporto tra il volume  $Q(t)$  d'acqua filtrato<sup>16</sup> al tempo  $t$  ed il volume  $Q_0$  complessivamente filtrato al termine del transitorio. Per il caso particolare in questione risulta:

$$U_v(T_v) = \frac{Q(T_v)}{Q_0} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \sum_{i=0}^{+\infty} \frac{1}{(2i+1)^2} \cdot \exp \left[ - (2i+1)^2 \pi^2 \frac{T_v}{4} \right] \quad (50)$$

Quest'ultima relazione vista la (49) può essere interpretata come l'equazione che fornisce l'andamento nel tempo del grado di drenaggio al variare del parametro  $D_w$ :

$$U_v = U_v(t; D_w) \quad (51)$$

Quindi se si confronta la famiglia di curve (51) con l'andamento nel tempo ottenuto sperimentalmente dei volumi filtrati durante una fase di equalizzazione si può ricavare il valore di  $D_w$  [Vicol, 1990]. Questo procedimento può essere semplificato se si osserva che dopo un tempo relativamente modesto ( $T_v \geq 4/3\pi^2 = 0.135$ ) già il secondo termine della serie

<sup>14</sup> Le variazioni della pressione dell'acqua vanno assimilate alle sovrappressioni neutre mentre le variazioni del contenuto d'acqua ed il volume d'acqua complessivamente filtrato rispettivamente alle deformazioni e al cedimento.

<sup>15</sup> Il grado di drenaggio così definito è equivalente al *grado di consolidazione* in termini di cedimento che si definisce nei problemi di consolidazione come rapporto tra il cedimento al tempo  $t$  ed il cedimento finale

<sup>16</sup> Si assume  $Q$  sempre positivo se durante il moto di filtrazione l'acqua entra nel terreno.

diviene minore dell'1% del primo. Pertanto il grado di drenaggio può essere approssimato nel modo seguente [Gardner, 1956]:

$$U_v(t) = \left[ 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \exp\left(-\frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{D_w}{L^2} \cdot t\right) \right] \quad (52)$$

La (52) può essere posta nella forma:

$$\ln[1 - U_v(t)] + \ln \frac{\pi^2}{8} + \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{D_w}{L^2} t = 0 \quad (53)$$

Da cui si evince che il legame tra il tempo  $t$  ed il logaritmo della differenza  $1 - U_v(t)$  è lineare. Se si indica con  $b$  [T<sup>-1</sup>] la pendenza della retta che rappresenta tale legame nel piano  $t, \log[1 - U_v(t)]$  si ottiene<sup>17</sup>:

$$D_w = -\frac{4L^2}{\pi^2} \cdot b \quad (54)$$

D'altra parte per quanto si è detto sulla curva caratteristica, indicato con  $V$  il volume del terreno, risulta<sup>18</sup>:

$$\frac{d\theta_w}{d\Psi} = -\frac{|\Delta\theta_w|}{|\Delta\Psi_0|} = -\frac{1}{V} \cdot \left| \frac{Q_0}{\Delta u_{a0}} \right| \cdot \rho_w g \quad (55)$$

Infine per la (23) viste la (54) e la (55) si ha:

$$K_w = \frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{L^2}{V} \cdot \left| \frac{Q_0}{\Delta u_{a0}} \right| \cdot \rho_w g \cdot b \quad (56)$$

Se dunque si hanno a disposizione i dati sperimentali sull'andamento nel tempo dei volumi filtrati quest'ultima relazione permette di determinare la permeabilità  $K_w$ .

Più complesso è invece il caso in cui non si può trascurare la presenza della piastra porosa alla base del terreno [Kunze e Khirkham, 1962]. Anche in questo caso si suppone trascurabile il contributo del potenziale gravitazionale e pertanto la (22) si riduce a:

$$\frac{\partial\theta_w}{\partial t} = D_w \frac{\partial^2\theta_w}{\partial z^2} \quad (57)$$

Come nel caso precedente si suppongono  $K_w$  e  $D_w$  costanti durante il transitorio e dunque:

$$\frac{d\Psi}{d\theta_w} = \text{cost} \rightarrow \frac{d\Psi}{d\theta_w} = \frac{\Delta\Psi_0}{\Delta\theta_{w0}} \rightarrow \frac{\Delta\Psi(z,t)}{\Delta\Psi_0} = \frac{\Delta\theta_w(z,t)}{\Delta\theta_{w0}} = f(z,t) \quad (58)$$

Dove:

<sup>17</sup> Si osservi che è sempre  $b < 0$

<sup>18</sup> Si è introdotto il valore assoluto per mettere in evidenza che il primo membro è sempre negativo.

$\Delta\Psi(z, t) = \Psi_f - \Psi(z, t)$  è la variazione del potenziale di suzione riferita al suo valore finale (rappresenta la differenza tra il potenziale di suzione dell'acqua al di sotto della piastra porosa ed il potenziale di suzione alla quota  $z$  ed all'istante  $t$  nel terreno)

$\Delta\theta_w(z, t) = \theta_{wf} - \theta_w(z, t)$  è la variazione del contenuto d'acqua riferita al suo valore finale

$\Delta\Psi_0$  e  $\Delta\theta_{w0}$  sono le differenze tra valori finali ed iniziali rispettivamente del potenziale di suzione e del contenuto d'acqua;

$f(z, t) = \Delta\theta_w(z, t) / \Delta\theta_{w0} = \Delta\Psi(z, t) / \Delta\Psi_0$  è una funzione che rappresenta in forma adimensionale sia il contenuto d'acqua che il potenziale di suzione e che durante il transitorio passa da 1 a 0.

Se si sostituisce  $\theta_w$  con  $f$  nella (57) si ottiene:

$$\frac{\partial f}{\partial t} = D_w \frac{\partial^2 f}{\partial z^2} \quad (59)$$

Le condizioni iniziali si scrivono:

$$t = 0 \quad 0 \leq z \leq L \quad f = 1 \quad (60)$$

Le condizioni al contorno, vista la (58) ed indicati con  $K_p$  ed  $L_p$  rispettivamente la permeabilità e lo spessore della piastra porosa, si scrivono:

$$\begin{aligned} t > 0 \quad z = 0 \quad q_w = q_p \leftrightarrow K_w \cdot \left( \frac{\partial f}{\partial z} \right)_{z=0} &= -\frac{K_p}{L_p} \cdot f(0, t) \\ z = L \quad q_w = 0 \leftrightarrow \left( \frac{\partial f}{\partial z} \right)_{z=L} &= 0 \end{aligned} \quad (61)$$

La prima condizione esprime l'uguaglianza tra il flusso  $q_w(0, t)$  entrante nel terreno ed il flusso  $q_p(t)$  uscente dalla piastra, la seconda il fatto che il flusso  $q_w(L, t)$  attraverso la superficie superiore del terreno è nullo. La (59) ammette il seguente integrale:

$$f(z, T_v) = 2 \cdot \sum_{i=1}^{+\infty} \frac{\cos\left(\alpha_i \frac{z}{L}\right) \exp(-\alpha_i^2 T_v)}{\alpha_i \operatorname{sen} \alpha_i \cdot \left(a + \frac{1}{\operatorname{sen}^2 \alpha_i}\right)} \quad (62)$$

Dove:

$T_v$  è il fattore tempo definito dalla (49);

$a = z_p/z_s$  con  $z_p = L_p/K_p$  e  $z_s = L/K_w$  impedenze [T] rispettivamente della piastra e del terreno.

Le  $\alpha_i$  sono invece le soluzioni dell'equazione:

$$a \cdot \alpha_i = \cotg \alpha_i \quad (63)$$

In questo caso il grado di drenaggio  $U_v(t)$  è fornito da:

$$U_v(T_v) = \frac{Q(T_v)}{Q_0} = 1 - 2 \sum_{i=1}^{+\infty} \frac{\exp(-\alpha_i^2 T_v)}{\alpha_i^2 \left( a + \frac{1}{\text{sen}^2 \alpha_i} \right)} \quad (64)$$

È importante osservare che per  $a = 0$  (i.e. per  $z_s \gg z_p$ ) risulta  $\alpha_i = (2i+1)\pi/2$  e dunque la (64) diviene identica alla (50). Se si sostituisce la (55) nella (23) si ottiene:

$$D_w = \frac{V}{\rho_w g} \left| \frac{\Delta u_{a0}}{Q_0} \right| \cdot K_w \quad (65)$$

Visti poi il significato del parametro  $a$  e la definizione di  $T_v$  si ottiene:

$$T_v = \frac{a}{z_p} \cdot \frac{V}{L} \left| \frac{\Delta u_{a0}}{Q_0} \right| \cdot \frac{1}{\rho_w g} \cdot t \quad (66)$$

Dunque la (64) può essere interpretata come l'equazione che fornisce l'andamento nel tempo del grado di drenaggio al variare del parametro  $a$ :

$$U_v = U_v(t; a) \quad (67)$$

Il confronto della famiglia di curve (67) con i dati sperimentali permette di ricavare il valore di  $a$  e quindi di  $K_w$  e  $D_w$ . Questo confronto può essere effettuato sia numericamente [Sorbino, 1994] che graficamente [Kunze e Khirkham, 1962]. Nel primo caso il parametro  $a$  viene stimato minimizzando la "distanza" della curva teorica dalla curva sperimentale:

$$E(a) = \sum_i \left[ U_v^s(t_i) - U_v(t_i; a) \right]^2 \quad (68)$$

Dove  $U_v^s(t_i)$  rappresenta la determinazione sperimentale del grado di drenaggio all'istante  $t_i$  e la sommatoria va estesa al numero complessivo di determinazioni sperimentali. La determinazione grafica del parametro  $a$  viene invece condotta nel modo seguente. Si rappresenta la famiglia di curve (67) nel piano  $\left\{ \log(\alpha_i^2 D_w t / L^2), \log U_v \right\}$  (si veda la Figura II-26). In tale

diagramma si riportano anche i dati sperimentali attribuendo un valore di tentativo al tempo di riferimento  $t_{RP}$  [Miller ed Elrick, 1958]:

$$t_{RP} = \frac{L^2}{\alpha_1^2 D_w} \quad (69)$$

La ricerca della curva teorica che meglio approssima i risultati sperimentali consiste allora nel far variare  $t_{RP}$  traslando<sup>19</sup> lungo l'asse delle ascisse la curva sperimentale fino a farla "coincidere" con una teorica.

In modo analogo a quanto visto per la (50) anche nel caso della (64) si può osservare che per tempi  $T_v \geq 0.3\alpha^2$  già il secondo termine della serie diviene minore dell'1% del primo. Pertanto il grado di drenaggio può essere approssimato nel modo seguente [Rijtema, 1959]:

$$U_v(t) = 1 - \frac{2 \cdot \exp(-\alpha^2 \cdot T_v)}{\alpha^2 \cdot \left(a + \frac{1}{\sin^2 \alpha}\right)} \quad (70)$$

La (70) può essere posta nella forma:

$$\ln[1 - U_v(t)] - \ln \frac{2}{\alpha^2 \cdot \left(a + \frac{1}{\sin^2 \alpha}\right)} + \alpha^2 \cdot \frac{D_w}{L^2} t = 0 \quad (71)$$

Da cui si evince che il legame tra il tempo  $t$  ed il logaritmo della differenza  $1 - U_v(t)$  è lineare. La pendenza  $b_\alpha$  [ $T^{-1}$ ] della retta che rappresenta tale legame nel piano  $t$ ,  $\ln[1 - U_v(t)]$  varia con il rapporto  $a$  tra l'impedenza della piastra porosa e l'impedenza del terreno. Nota tale pendenza può determinarsi la diffusività  $D_w$ :

$$D_w = -\frac{L^2}{\alpha^2} \cdot b_\alpha \quad (72)$$

E quindi la permeabilità:

$$K_w = \frac{1}{\alpha^2} \cdot \frac{L^2}{V} \cdot \left| \frac{Q_0}{\Delta u_{a0}} \right| \cdot \rho_w g \cdot b_\alpha \quad (73)$$

Va precisato che per poter applicare la (72) e (73) è necessario conoscere il rapporto  $a$ . Si può però notare come il secondo termine della (71), che rappresenta l'intercetta  $I_\alpha$  della retta con l'asse delle ordinate, sia funzione del solo parametro  $\alpha$ . Se dunque si sostituisce la (63) nella (71) si ottiene:

$$I_\alpha = \ln \frac{2 \cdot \sin^2 \alpha}{\alpha \cdot (\sin \alpha \cdot \cos \alpha + \alpha)} \quad (74)$$

Una volta che sia stata determinata la retta che, nel piano  $t$ ,  $\ln[1 - U_v(t)]$ , meglio approssima i risultati sperimentali quest'ultima relazione permette

<sup>19</sup> Poiché la scala delle ascisse è logaritmica ad una variazione di  $t_{RP}$  corrisponde una traslazione "rigida" nel diagramma.



di stimare il parametro  $\alpha$  e quindi di calcolare la permeabilità  $K_w$  senza la necessità di determinare preliminarmente l'impedenza della piastra porosa.

---

---

---

---

## II.7 Comportamento meccanico dei terreni non saturi

---

Questo paragrafo è dedicato alla descrizione ed all'analisi di quelle caratteristiche del comportamento meccanico dei terreni non saturi che si differenziano in modo significativo da quelle dei terreni saturi.

---

La prima questione che viene affrontata riguarda le variabili tensionali che possono essere impiegate per descrivere il comportamento meccanico dei terreni non saturi. A tal proposito dopo una breve analisi del principio delle tensioni efficaci per i terreni saturi vengono descritti i tentativi che nel passato numerosi autori hanno fatto per estenderlo al caso dei terreni non saturi. Viene poi introdotto l'approccio a *variabili tensionali indipendenti* che ha permesso di superare le limitazioni delle formulazioni in termini di un'*unica variabile tensionale efficace*. È dunque analizzato un semplice modello che permette di comprendere quale possa essere l'effetto meccanico della suzione sul comportamento meccanico di un terreno. Dopo aver definito le variabili tensionali e deformative, vengono descritti due fenomeni peculiari dei terreni non saturi: il *collasso* ed il *rigonfiamento*. L'interpretazione di questi è perseguita sulla base del modello proposto da Alonso et al. [1987] che viene descritto con riferimento alle condizioni di carico isotrope. Vengono poi analizzate le conoscenze disponibili sulla resistenza a taglio dei terreni non saturi. L'esame delle peculiarità del comportamento meccanico dei terreni non saturi è completata da una breve analisi dell'estensione a questo tipo di terreni del concetto di *stato critico* proposta da diversi autori.

Nell'esposizione si è cercato di fornire un quadro quanto più completo e coerente delle conoscenze disponibili in letteratura trascurando gli aspetti analitici più di dettaglio dei modelli descritti per i quali pertanto si rimanda ai lavori originali.

### II.7.1 Il principio delle tensioni efficaci

Per affrontare lo studio del comportamento meccanico dei terreni non saturi è necessario mettere in discussione quella che Mitchell [1976], con enfasi giustificata, definisce la “chiave di volta” della moderna meccanica dei terreni e cioè il *principio delle tensioni efficaci*. La prima formulazione del principio è dovuta come noto a Terzaghi [1936] il quale (sulla base di numerose esperienze di laboratorio condotte su sabbia, argilla e calcestruzzo) afferma che:

*“Le tensioni in un generico punto di un volume di terreno possono essere determinate dalle tensioni totali principali  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ . Se lo spazio intergranulare è riempito con acqua avente pressione  $u_w$ , le tensioni totali possono scomporsi in due parti. Una di esse, chiamata pressione neutra  $u_w$ , agisce sull’acqua e sui grani in ogni direzione con uguale intensità. La differenza  $\sigma'_1 = \sigma_1 - u_w$ ,  $\sigma'_2 = \sigma_2 - u_w$  e  $\sigma'_3 = \sigma_3 - u_w$  rappresenta l’aliquota di pressione, in eccedenza alla  $u_w$ , che agisce esclusivamente nella fase solida. Questa porzione della tensione totale è chiamata tensione principale efficace.[...] Un cambio della pressione neutra non produce praticamente cambio di volume, né ha praticamente influenza sulle condizioni di tensionali che provocano la rottura. I materiali porosi<sup>20</sup> reagiscono a un cambio della  $u_w$  come materiali incompressibili e con angolo di attrito interno nullo. Tutti gli effetti misurabili prodotti da un cambio di tensione, quali una compressione, una distorsione e una variazione della resistenza a taglio sono esclusivamente dovuti a un cambio delle tensioni efficaci  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$  e  $\sigma'_3$ . Di conseguenza, ogni indagine di stabilità di un mezzo saturo richiede la conoscenza sia delle tensioni totali che delle pressioni neutre.”*

In breve il principio stabilisce [Mitchell, 1976] che per un terreno saturo le *tensioni efficaci* controllano le variazioni di volume e la resistenza e che esse possono essere calcolate con la relazione:

$$\mathbf{T}' = \mathbf{T} - u \cdot \mathbf{I} \quad (75)$$

Dove:

$\mathbf{T}'$  è il tensore dello stato tensionale efficace;

$\mathbf{T}$  è il tensore dello stato tensionale totale;

$u \cdot \mathbf{I}$  è il tensore isotropo delle pressioni neutre;

<sup>20</sup> In particolare l'autore fa riferimento a provini di sabbia argilla e calcestruzzo sui quali è stata condotta l'indagine sperimentale i cui risultati hanno permesso la formulazione del principio.

Va sottolineato come l'enunciato originale di Terzaghi sia basato su osservazioni sperimentali e dunque la sua validità sia limitata ai soli effetti "misurabili". Le tensioni efficaci non hanno in questa formulazione del principio alcun significato fisico [Atkinson e Bransby, 1977] e d'altra parte non sono delle quantità misurabili a differenza delle tensioni totali [Mitchell, 1976]. Un'ampia evidenza sperimentale conferma la validità del principio per i terreni sciolti mentre la semplice definizione (75 delle tensioni efficaci non è valida in genere per le rocce sature [Skempton, 1961].

Nel suo enunciato Terzaghi limita la validità del principio al caso dei mezzi porosi saturi. Numerosi autori hanno però cercato nel passato di riformulare il principio in modo da estenderne la validità anche al caso dei terreni non saturi. Tutti questi sforzi sono stati tesi a definire un'unica variabile tensionale<sup>20</sup> attraverso cui descrivere il comportamento meccanico del terreno. Punto di partenza per questi tentativi è stata l'analisi teorica del significato fisico del principio delle tensioni efficaci per il caso dei terreni saturi. Prima di esaminare le estensioni del principio al caso dei terreni saturi appare perciò utile un breve esame dei risultati conseguiti in questa direzione.

---

<sup>20</sup> Nel seguito, per semplicità di esposizione e di notazione, si usa l'espressione "unica variabile tensionale" per fare riferimento alla generica tensione normale. In questo modo si è voluto evitare di dover considerare ogni volta tutte e tre le tensioni principali o il tensore delle tensioni.

### II.7.1.1 Interpretazione del significato fisico del principio delle tensioni efficaci nel caso di un terreno saturo

Il principio delle tensioni efficaci è stato sottoposto nel corso degli anni a verifiche sia sperimentali sia teoriche. Alcune di queste hanno cercato di dimostrare la validità del principio partendo dall'assunto che la *tensione efficace*<sup>22</sup>  $\sigma'$  coincidesse con la *tensione intergranulare*  $\sigma_g$  che rappresenta la tensione media in corrispondenza dei contatti tra le particelle. Essa può essere espressa dalla relazione:

$$\sigma_g = \sigma - (1 - a_c) \cdot u_w \quad (76)$$

Con  $a_c$  rapporto tra l'area di contatto e l'area complessiva della sezione di terreno su cui agisce la tensione totale  $\sigma$ . Poiché in un terreno il rapporto  $a_c$  è molto piccolo si conclude che la  $\sigma_g$  è espressa in pratica dalla stessa relazione della  $\sigma'$  e quindi che la "tensione intergranulare è la tensione efficace". Ciò equivale ad affermare che "tutti gli effetti misurabili prodotti da un cambio di tensione, quali una compressione, una distorsione e una variazione della resistenza a taglio" sono esclusivamente dovuti a un cambio delle tensioni intergranulari. Tale conclusione non è però sempre valida e ciò per le motivazioni che seguono.

1. La tensione intergranulare non è sempre legata alla tensione totale ed alla pressione dell'acqua dalla (76; Lambe e Whitman [1969])mostrano come in un terreno saturo valga la seguente relazione di equilibrio:

$$\sigma = a_c \cdot \sigma_g - (1 - a_c) \cdot u_w + R - A \quad (77)$$

Con:

- $R$  risultante delle forze di attrazione di natura elettrostatica ed elettromagnetica riferita all'area della sezione di terreno su cui agisce la tensione totale;
- $A$  risultante delle forze di repulsione di natura elettrostatica riferita all'area della sezione di terreno su cui agisce la tensione totale.

Solo nel caso in cui il termine  $R-A$  sia nullo o trascurabile la tensione intergranulare può essere espressa tramite la (76) che a sua volta è approssimativamente uguale all'espressione di Terzaghi per la tensione efficace. Nel caso invece di una struttura molto dispersa può verificarsi che non vi siano contatti intergranulari e che quindi sia la tensione  $R-A$

<sup>22</sup> Si veda la nota precedente.

ad essere uguale alla tensione efficace calcolata con l'espressione di Terzaghi.

2. L'espressione della tensione efficace di Terzaghi non è a rigore sempre valida: Skempton [1961] ha svolto una approfondita analisi dei limiti di validità del principio delle tensioni efficaci in un materiale granulare<sup>23</sup>; egli deriva la seguente l'espressione della tensione efficace:

$$\sigma' = \sigma - k \cdot u_w \quad (78)$$

Dove  $k$  è un parametro dipendente dalle caratteristiche meccaniche del materiale considerato. In particolare:

- in un problema di resistenza risulta:

$$k = 1 - a_c \cdot \frac{\tan \psi}{\tan \phi'} \quad (79)$$

Con  $\psi$  angolo di attrito del materiale costituente le particelle solide e  $\phi'$  angolo di attrito dello scheletro solido;

- in un problema di compressibilità:

$$k = 1 - \frac{C_s}{C} \quad (80)$$

Con  $C_s$  compressibilità volumetrica del materiale costituente le particelle solide e  $C$  compressibilità dello scheletro solido.

A sostegno della sua analisi teorica Skempton fornisce una serie di dati sperimentali che confermano le sue conclusioni. Egli osserva che nel caso di un terreno sciolto, in corrispondenza dei livelli tensionali usuali nei problemi geotecnici la (79) e la (80) praticamente coincidono con l'espressione di Terzaghi della tensione efficace (il rapporto  $a_c$  è molto piccolo così come è piccolo il rapporto  $C_s/C$ ). In ogni caso però le deformazioni volumetriche di un terreno non possono essere ricondotte alle tensioni intergranulari.

Per il caso di un terreno saturo si può concludere che, benché in alcune condizioni l'espressione delle tensioni intergranulari sia pressoché coincidente con l'espressione delle tensioni efficaci di Terzaghi, questo non significa che le tensioni intergranulari siano le tensioni efficaci.

<sup>23</sup> In una condizione cioè in cui la tensione media al contatto tra due particelle possa essere calcolata con la (76)

### II.7.1.2 L'estensione del principio delle tensioni efficaci al caso di un terreno non saturo e l'approccio a variabili tensionali indipendenti.

In Tabella II.7-1 sono riportate alcune delle relazioni che nel passato sono state proposte per esprimere la *tensione efficace* nel caso di un terreno non saturo. Tra queste la più significativa è senza dubbio quella proposta da Bishop [1959]. In essa il parametro  $\chi$  è funzione del grado di saturazione  $S_r$ . In particolare tale parametro è nullo per  $S_r=0$  ed è pari ad uno per  $S_r=1$ . Ciò significa che l'espressione proposta da Bishop si riduce a quella di Terzaghi nel caso di perfetta saturazione. L'andamento del parametro  $\chi$  per i valori intermedi del grado di saturazione va poi determinato sperimentalmente caso per caso (si veda la Figura II-27). Bishop propose di stimare  $\chi$  confrontando i risultati di prove triassiali condotte su provini saturi e provini non saturi. È possibile infatti da tale confronto ricavare  $\chi$  nell'ipotesi che due provini con lo stesso indice dei vuoti abbiano la stessa resistenza a taglio in termini di tensioni efficaci indipendentemente dal loro grado di saturazione. Va osservato che l'interpretazione delle tensioni efficaci in termini di tensioni intergranulari descritta nel paragrafo II.7.1.1 è stata da alcuni autori estesa anche al caso dell'espressione di Bishop per i terreni non saturi. In base a tale interpretazione il parametro  $\chi$  assume il significato di rapporto tra l'area della porzione della sezione di terreno occupata dall'acqua e l'area totale della sezione stessa.

Successivamente Bishop e Donald [1961] per confermare la validità della relazione di Bishop confrontarono le curve tensioni deformazioni di una serie di prove triassiali nelle quali le differenze  $(\sigma_3-u_a)$ ,  $(\sigma_3-u_w)$  e  $(u_a-u_w)$  venivano mantenute costanti mentre venivano variate la tensione di confinamento  $\sigma_3$  e le pressioni  $u_a$  e  $u_w$ . I risultati indicarono che la risposta del terreno era influenzata solo dalle differenze  $(\sigma_3-u_a)$ ,  $(\sigma_3-u_w)$  e  $(u_a-u_w)$  e pertanto gli autori conclusero che l'espressione di Bishop delle tensioni efficaci era valida.

Jennings e Burland [1962] furono i primi ricercatori a mettere seriamente in dubbio la validità dell'espressione di Bishop. Essi in particolare osservarono che quest'ultima sarebbe provata solo se la risposta del terreno durante una prova triassiale in cui si mantenesse costante la somma  $(\sigma_3-u_a)+\chi(u_a-u_w)$  non fosse influenzata dalle variazioni delle grandezze  $(\sigma_3-u_a)$  e  $\chi(u_a-u_w)$ . Una prova di questo genere è però impossibile poiché richiederebbe *a priori* la conoscenza del parametro  $\chi$  che invece può essere valutato solo dando per valida la relazione di Bishop. Queste obiezioni di principio erano avvalorate da una serie di evidenze

sperimentali riguardanti la compressibilità dei terreni non saturi che mostravano come:

- la relazione tra l'indice dei vuoti e la tensione efficace valutata con la relazione di Bishop non è unica per un valore del grado di saturazione inferiore ad un valore critico dipendente dal tipo di terreno (per un limo tale valore è dell'ordine del 40÷50% mentre per un'argilla arriva fino all'85%);
- la relazione di Bishop non è in grado di prevedere il collasso strutturale (si veda il paragrafo II.7.4) che in taluni terreni si verifica a seguito della riduzione o dell'annullamento della suzione.

Per superare queste obiezioni Bishop e Blight [1963] e Blight [1965] proposero di rappresentare le prove di compressione nello spazio  $\{(\sigma-u_a), (u_a-u_w), e\}$  e di considerare  $\chi$  come un parametro dipendente dal particolare percorso tensionale.

Burland [1964, 1965] addusse contro la validità dell'espressione di Bishop ulteriori argomentazioni, basate sull'esame di risultati sperimentali sulla compressibilità dei terreni non saturi. In definitiva egli concluse che il principio delle tensioni efficaci non poteva essere formulato nel caso dei terreni non saturi e che pertanto il comportamento meccanico di questi andava descritto impiegando due *variabili tensionali indipendenti*  $(\sigma-u_a)$  ed  $(u_a-u_w)$ . A conclusioni analoghe giunse in seguito Aitchison [1967].

Negli anni successivi diversi autori impiegarono l'approccio a variabili tensionali indipendenti per rappresentare i risultati di prove di compressione su terreni saturi [Aitchison e Woodburn, 1969; Matyas e Radhakrishna, 1968; Barden et al. 1969]. Infine Fredlund e Morgenstern [1977] presentarono un'analisi teorica dell'equilibrio di un elemento di terreno non saturo in base alla quale concludevano che il comportamento meccanico dei terreni non saturi poteva venire descritto con due qualsiasi delle variabili  $(\sigma-u_a)$ ,  $(\sigma-u_w)$  ed  $(u_a-u_w)$ . Questa conclusione era confermata da una serie di *null tests*<sup>24</sup> condotti dagli stessi autori. D'altra parte le stesse prove che Bishop e Donald [1961] avevano eseguito per confermare la validità dell'espressione di Bishop fornivano una conferma della validità dell'approccio a variabili indipendenti.

In definitiva numerosi autori hanno dimostrato come sia relativamente semplice legare la resistenza a taglio di un terreno non saturo ad un'unica variabile tensionale nella quale vengano combinate la tensione totale  $\sigma$  e le pressioni  $u_a$  e  $u_w$ . Il comportamento deformativo di un terreno non saturo

<sup>24</sup> Queste prove consistevano nel verificare che in condizioni di carico isotrope o edometriche le variazioni di volume totale e di contenuto d'acqua conseguenti a delle variazioni delle grandezze  $\sigma$ ,  $u_a$  ed  $u_w$  erano nulle se al contempo si mantenevano costanti le differenze  $(\sigma-u_a)$ ,  $(\sigma-u_w)$  ed  $(u_a-u_w)$



non può essere invece ricondotto alla stessa variabile tensionale che ne controlla la resistenza o ad una qualsiasi altra variabile singola.

A tal proposito Wheeler e Karube [1996] hanno osservato come sia in pratica impossibile ricondurre ad un'unica variabile tensionale efficace il comportamento rigonfiante e collassante di alcuni terreni non saturi (si veda il paragrafo II.7.4). In generale ad una riduzione della suzione applicata un terreno non saturo risponde aumentando di volume o riducendo di volume in ragione del valore della tensione netta applicata. Alcuni risultati sperimentali [Escario e Saez, 1973; Sivakumar, 1993] mostrano inoltre che se la suzione viene ridotta gradualmente un terreno non saturo può manifestare inizialmente un comportamento rigonfiante per poi divenire collassante (si veda la Figura II-28). Il fatto che questo tipo di risposta ad una variazione di suzione non possa essere interpretata in termini di tensioni efficaci è un'altra conferma della insufficienza di tale approccio.

Ad ulteriore riprova dell'inadeguatezza del principio delle tensioni efficaci nel caso dei terreni non saturi Wheeler e Karube [1996] commentano alcuni dati sulle condizioni di stato critico (si veda il paragrafo II.7.6) per un caolino costipato pubblicati da Wheeler e Sivakumar [1995]. Nei due diagrammi di Figura II-29 è riportato il confronto tra le condizioni di stato critico per suzione nulla e per una suzione di 200 kPa rispettivamente nel piano  $\{p-u_a, q\}$  e nel piano  $\{p-u_a, v\}$ . Gli autori osservano come un provino non saturo soggetto ad una suzione di 200 kPa possa raggiungere le condizioni di stato critico rappresentate dal punto **A** nel piano  $\{p-u_a, q\}$  manifestando la medesima resistenza di un provino saturo che raggiunge le condizioni di stato critico nel punto **B**; ciò sembrerebbe mostrare che nei due casi la "tensione efficace" abbia lo stesso valore. Se però si esaminano le condizioni di stato critico nel piano  $\{p-u_a, v\}$  si osserva che il provino saturo che raggiunge tali condizioni nel punto **B** è caratterizzato da un valore dell'indice dei vuoti notevolmente più piccolo di quello del provino non saturo che le raggiunge in **A**. Viceversa un provino saturo **C** che ha allo stato critico lo stesso indice dei vuoti del provino **A** non saturo ha una resistenza decisamente più ridotta rispetto a questo. Per Wheeler e Karube queste evidenze sperimentali dimostrano in modo definitivo che è impossibile descrivere il comportamento meccanico di un terreno non saturo mediante un'unica variabile tensionale "efficace".

Va infine precisata quale sia l'influenza della componente osmotica della suzione sul comportamento meccanico di un terreno non saturo. Alonso et al. [1987] hanno raccolto dei risultati sperimentali di vari autori che mostrano che, sebbene il comportamento dei terreni non saturi sia influenzato dai sali disciolti nell'acqua di porosità (esattamente come accade per i terreni saturi), questi effetti non possano essere direttamente

legati alla componente osmotica della suzione<sup>24</sup>. A tal proposito Wheeler e Karube [1996] concludono che la componente osmotica della suzione è rilevante esclusivamente nei problemi di filtrazione.

Riferimento	Espressione	Significato delle variabili
Donald [1956]	$\sigma' = \sigma + p''$	$p''$ depressione dell'acqua rispetto la pressione atmosferica
Croney et al. [1958]	$\sigma' = \sigma - \beta' \cdot u_w$	$\beta'$ è un fattore che tiene conto del numero di menischi in corrispondenza dei contatti tra le particelle efficaci nel contribuire alla resistenza
Bishop [1959]	$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w)$	$\chi$ è un parametro adimensionale che in funzione del grado di saturazione $S_r$ , assume valori compresi tra 0 ed 1 da valutare sperimentalmente
Aitchison [1961]	$\sigma' = \sigma + \psi \cdot p''$	$p''$ depressione dell'acqua rispetto la pressione atmosferica; $\psi$ rapporto tra le aree delle porzioni di sezione occupate dall'acqua e dalla aria
Jennings [1961]	$\sigma' = \sigma + \beta \cdot p''$	$p''$ depressione dell'acqua rispetto la pressione atmosferica; $\beta$ rapporto tra le aree delle porzioni di sezione occupate dall'acqua e dalla aria
Richards [1966]	$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi_m \cdot (h_m + u_a) + \chi_s \cdot (h_s + u_a)$	$\chi_m$ parametro adimensionale che esprime l'efficacia della suzione di matrice $h_m$ ; $\chi_s$ un parametro adimensionale che esprime l'efficacia della suzione osmotica $h_s$ ;

Tabella II.7-1 Alcune espressioni della tensione efficace per un terreno non saturo.

<sup>24</sup> Per semplicità di esposizione nel seguito con il termine suzione si intende la sola componente di matrice.

### II.7.2 L'effetto meccanico della suzione.

Nel paragrafo precedente si è visto come non sia possibile descrivere in modo soddisfacente il comportamento meccanico di un terreno non saturo impiegando un'unica variabile tensionale "efficace". Questo risultato che emerge dalle evidenze sperimentali può essere giustificato sulla base di alcune considerazioni teoriche che permettono di comprendere in modo più approfondito quale sia l'effetto meccanico della suzione.

Jennings e Burland [1962] e Burland [1965] hanno osservato che se un elemento di volume di terreno è non saturo la suzione agisce su di esso in un modo qualitativamente diverso rispetto a quanto accade se il terreno è saturo. In quest'ultimo caso l'elemento di volume è sottoposto ad uno sforzo di compressione prodotto dai menischi d'acqua presenti sul suo contorno. Questa situazione è del tutto simile a quella che si verificherebbe nell'ipotesi che sul contorno fossero applicati dei carichi esterni; in entrambi i casi in corrispondenza dei contatti tra le particelle si esercitano infatti sforzi normali e tangenziali (Figura II-30.b.c). Ben diverso è invece il caso in cui il terreno non è saturo; in tale condizione infatti in corrispondenza dei contatti tra le particelle si esercitano esclusivamente degli sforzi normali (Figura II-30.d).

Queste considerazioni possono essere generalizzate ed estese a partire da quanto si è detto nel paragrafo II.5 sugli stati di saturazione di un terreno. In particolare si può far riferimento alla classificazione degli stati di saturazione proposta da Kohgo et al. [1993]. Una condizione di *insular air saturation* (si veda la Figura II-12) è, per ciò che qui interessa, coincidente con quella descritta in Figura II-30.b; in tale situazione è dunque possibile combinare le tensioni totali e la pressione dell'acqua interstiziale in unica variabile tensionale efficace. La condizione invece di *pendular saturation* (si veda la Figura II-12) corrisponde esattamente a quella descritta in Figura II-30.d; in tale situazione la suzione agisce in modo diverso dalle tensioni totali e pertanto è necessario ricorrere a due variabili tensionali indipendenti per descrivere il comportamento meccanico del terreno. La condizione di *fuzzy saturation* (Figura II-12) è intermedia tra le precedenti. In quest'ultima situazione l'acqua presente può essere suddivisa in *bulk water* e *meniscus water* [Wheeler e Karube, 1996] (si veda la Figura II-31): nel primo caso l'acqua riempie alcuni pori contigui del terreno individuando una porzione di questo entro cui la suzione agisce a tutti gli effetti come in un terreno saturo; nel secondo caso l'acqua è disposta solo in corrispondenza dei punti di contatto tra due particelle in forma di menisco e pertanto la suzione contribuisce esclusivamente ad incrementare gli sforzi normali che si esercitano tra le particelle stesse. L'effetto meccanico che la suzione ha in queste due condizioni può essere facilmente quantificato facendo riferimento ad una

semplice schematizzazione in cui le particelle di terreno sono assimilate a particelle sferiche (Figura II-32). Se si considera il generico contatto tra due di queste si possono distinguere le due situazioni che seguono.

**Caso 1.** I vuoti all'intorno delle due particelle sono completamente riempiti d'acqua (*bulk water*). Poiché le particelle sono immerse nel liquido la pressione  $u_w$  agente in quest'ultimo produce una variazione  $\Delta N$  dello sforzo normale al contatto tra di esse rispetto al caso in cui nei pori sia presente aria alla pressione  $u_a$ . Risulta infatti:

$$\frac{\Delta N}{a} = u_a - u_w \quad (81)$$

Con  $a$  area della porzione di sezione di terreno passante per il punto di contatto tra le particelle interessata dal solo contatto in esame

**Caso 2.** L'acqua è presente in forma di menisco in corrispondenza del punto di contatto tra le due particelle (*meniscus water*). La geometria del menisco deve essere tale da rispettare le seguenti condizioni:

1. equilibrio della fase liquida: devono cioè essere rispettate le equazioni dell'idrostatica;
2. equilibrio tra la fase liquida e la fase aeriforme: deve cioè essere rispettata l'equazione di Laplace che lega la curvatura dell'interfase aria/acqua alla differenza di pressione tra queste (cfr. B.9.1.1);
3. equilibrio al contatto tra le tre fasi: deve cioè essere rispettata l'equazione di Young che impone l'interfase aria/acqua formi con la superficie solida l'angolo di contatto  $\theta_c$  (cfr. B.9.4).

La geometria del menisco può essere approssimata<sup>25</sup>, nel semplice caso che le due sfere abbiano entrambe raggio  $R$ , con una *superficie toroidale di rivoluzione*. Questa è ottenuta dalla rivoluzione di un arco di cerchio, tangente ad entrambe le sfere, intorno all'asse passante per il centro di queste (Figura II-33). I raggi di curvatura di questa superficie nel piano

<sup>25</sup> È possibile dimostrare che nel semplice caso di due particelle sferiche di eguale diametro a contatto la superficie che permette di rispettare tutte queste condizioni è una *catenoide* se la differenza di pressione tra le due fasi è nulla, mentre è una *pseudocatenoidale* se la differenza  $u_a - u_w$  è positiva [Gili, 1989]. Nel primo caso è possibile ottenere l'equazione della superficie in forma chiusa mentre nel secondo caso è necessario procedere numericamente.

equatoriale<sup>26</sup>  $r_1$  ed  $r_2$  sono legati alla suzione dall'equazione di Laplace:

$$u_a - u_w = \gamma_w \cdot \left( \frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_1} \right) \quad (82)$$

Con  $\gamma_w$  tensione superficiale dell'acqua (cfr. B.9.1). Va osservato come il fatto che i due raggi di curvatura compaiano con segno opposto nella (82) comporti che la suzione possa essere nulla anche in presenza di una interfase aria/acqua non piana. In ragione della geometria assunta per la superficie risulta inoltre:

$$r_2 = \frac{r_1^2}{2 \cdot (R - r_2)} \quad (83)$$

Se si sostituisce la (83) nella (82) si ottiene:

$$u_a - u_w = \frac{\gamma_w}{R} \cdot \left[ \frac{2 - 3 \cdot (r_1/R)}{(r_1/R)^2} \right] \quad (84)$$

Quest'ultima relazione mostra che la suzione si annulla quando  $r_1/R = 2/3$  (il che equivale a  $r_1 = r_2$ ). La variazione di sforzo normale al contatto tra le particelle è fornita poi da (Figura II-34):

$$\Delta N = (u_a - u_w) \cdot \pi \cdot r_1^2 + \gamma_w \cdot 2 \cdot \pi \cdot r_1 \quad (85)$$

E dunque si ottiene, sostituendo la (84) nella (85):

$$\Delta N = \gamma_w \cdot \pi \cdot R \cdot \left( 2 - \frac{r_1}{R} \right) \quad (86)$$

Da questa relazione si evince che l'incremento di sforzo normale al contatto tra le due particelle, prodotto dalla suzione agente nel menisco, assume un valore finito e non nullo<sup>27</sup> ( $4 \cdot \pi \cdot \gamma_w \cdot R/3$ ) per  $u_a - u_w = 0$  e tende asintoticamente ad un valore finito ( $2 \cdot \pi \cdot \gamma_w \cdot R$ ) per  $u_a - u_w \rightarrow +\infty$ . Va notato come entrambi questi valori limite siano proporzionali al raggio  $R$  delle particelle a contatto<sup>28</sup>.

<sup>26</sup>La curvatura media di questa superficie approssimata, a differenza di quanto accade per le soluzioni esatte, non è costante e pertanto in base all'equazione di Laplace lungo di essa non è costante neanche la differenza  $u_a - u_w$  tra le pressioni delle due fasi che separa; tuttavia si può assumere come valore medio della curvatura quello in corrispondenza del piano equatoriale.

<sup>27</sup>Ciò è dovuto al fatto che, benché la suzione sia nulla, lungo la sezione equatoriale del menisco agisce la tensione superficiale.

<sup>28</sup>Situazioni caratterizzate da geometrie più complesse di quella fin qui analizzata (particelle di raggio diverso, particelle non perfettamente tangenti, ecc.) sono state studiate da Gili [1989] che ha dimostrato che anche in questi casi l'incremento di sforzo normale dovuto alla suzione tende ad un valore finito al tendere di  $u_a - u_w$  all'infinito.

Queste considerazioni svolte per il contatto tra due sole particelle possono poi essere estese al caso di un elemento di volume di terreno assimilandolo ad un'insieme di più particelle sferiche [Wheeler, 1997.b]. Se si considera un generica sezione **A-A** attraverso l'elemento di volume (Figura II-32) e si indicano con:

$A$  l'area complessiva della sezione;

$\Sigma\Delta N$  la risultante degli incrementi dovuti alla suzione degli sforzi normali nei contatti tra le particelle intersecati dalla sezione stessa;

si può costruire l'andamento qualitativo del rapporto  $\Sigma\Delta N/A$  con  $u_a - u_w$  (Figura II-35). Qualora il terreno si mantenesse saturo e cioè fosse presente solo *bulk water* il rapporto  $\Sigma\Delta N/A$  crescerebbe linearmente e indefinitamente con la suzione. Nel caso invece che il terreno non fosse saturo e l'acqua fosse presente solo nei menischi (*meniscus water*) il rapporto  $\Sigma\Delta N/A$  avrebbe un valore finito e non nullo per  $u_a - u_w = 0$  e tenderebbe asintoticamente ad un valore più elevato del precedente ma comunque finito per  $u_a - u_w \rightarrow +\infty$ . Evidentemente queste condizioni rappresentano dei casi limite tra i quali va ricercato il comportamento di un terreno reale. Si possono a tal proposito ipotizzare due comportamenti diversi (Figura II-35):

**caso A:** il terreno inizialmente saturo viene sottoposto a suzioni crescenti e si mantiene saturo fino a quando non viene raggiunto il valore di ingresso d'aria; fino a quando il terreno è saturo il rapporto  $\Sigma\Delta N/A$  cresce seguendo la retta propria del *bulk water*; raggiunto il valore di ingresso d'aria il terreno incomincia a "lentamente" desaturarsi e ogni successivo incremento di suzione produce incrementi progressivamente più ridotti di  $\Sigma\Delta N/A$  i cui valori tendono asintoticamente verso la curva del *meniscus water*;

**caso B:** il comportamento è identico a quello precedente fino a che la suzione è inferiore al valore d'ingresso d'aria che è peraltro molto più basso di quello del caso A; una volta raggiunto tale valore ha inizio la desaturazione che si completa "rapidamente" nell'ambito di un ristretto intervallo di valori della suzione; ciò comporta che durante tale processo il rapporto  $\Sigma\Delta N/A$  cresca bruscamente per effetto del rapido moltiplicarsi dei contatti interessati dai menischi; in definitiva il rapporto  $\Sigma\Delta N/A$  segue la curva riportata in Figura II-35.

Ciò che condiziona il tipo di comportamento assunto dal terreno è dunque la sua curva caratteristica (si veda il paragrafo II.6.1). In particolare si può concludere che un terreno a grana fine che è caratterizzato da un valore di ingresso d'aria elevato e da un processo di desaturazione che avviene in un

intervallo di suzioni di parecchie centinaia di kPa mostrerà un comportamento del tipo A. Al contrario una sabbia od un limo la cui desaturazione avviene bruscamente per valori della suzione di qualche decina di kPa avranno un comportamento del tipo B. Va sottolineato che i valori limite che il rapporto  $\Sigma\Delta N/A$  può assumere sono inversamente proporzionali alle dimensioni delle particelle e pertanto essi sono notevolmente più grandi in un terreno a grana fine che in un terreno a grana grossa. Ne consegue che gli effetti meccanici della suzione in un terreno a grana grossa sono significativi solo a valori tensionali modesti mentre in un terreno a grana fine possono esserlo anche a livelli tensionali elevatissimi. Va infine osservato che poiché i terreni a grana grossa (sabbie, limi) mostrano un isteresi idraulica ridotta l'andamento del rapporto  $\Sigma\Delta N/A$  durante un processo di saturazione è presumibilmente molto simile a quello descritto per il processo di desaturazione.

In definitiva i menischi di acqua che in un terreno non saturo si formano in corrispondenza dei punti di contatto tra le particelle provocano un incremento degli sforzi normali che si esercitano tra queste ultime. Tale incremento cresce al crescere della suzione verso un valore asintotico funzione della geometria e delle dimensioni delle particelle a contatto. L'effetto meccanico della presenza dei menischi può allora essere sintetizzato in quanto segue [Wheeler, 1997.b]:

1. dal punto di vista delle deformazioni elastiche un incremento di suzione produce delle deformazioni elastiche delle particelle e dunque una compressione elastica del terreno; esso agisce quindi nello stesso modo di un incremento della tensione media efficace in un terreno saturo;
2. dal punto di vista delle deformazioni volumetriche plastiche un incremento di suzione produce un incremento degli sforzi normali in corrispondenza dei contatti tra le particelle e quindi riduce la possibilità che queste ultime scorrano le une rispetto alle altre producendo deformazioni plastiche; esso agisce pertanto come una riduzione della tensione media efficace in un terreno saturo;
3. dal punto di vista della resistenza al taglio un incremento di suzione produce un incremento degli sforzi normali in corrispondenza dei contatti tra le particelle e quindi aumenta la resistenza offerta allo scorrimento; esso agisce dunque come un incremento della tensione media efficace in un terreno saturo.

In definitiva un incremento della suzione nei menischi agisce da un lato come un incremento della tensione media efficace (nel produrre deformazioni elastiche e nell'aumentare la resistenza al taglio) e dall'altro come una riduzione (nel ridurre le deformazioni volumetriche plastiche).

### II.7.3 Variabili tensionali e deformative coniugate

Nel paragrafo II.7.1.2 si è visto come per descrivere il comportamento meccanico di un terreno non saturo sia indispensabile adoperare due variabili tensionali indipendenti scelte tra le tre differenze  $(\sigma-u_a)$ ,  $(\sigma-u_w)$  ed  $(u_a-u_w)$ . Wheeler e Karube [1996] indicano le seguenti motivazioni a favore della scelta della coppia  $(\sigma-u_a)$  e  $(u_a-u_w)$ :

1. nelle pratiche applicazioni è perlopiù  $u_a=0$  e dunque le due variabili si riducono a  $\sigma$  ed  $-u_w$ ;
2. nei terreni non saturi la pressione dell'acqua interstiziale è spesso negativa e dunque difficile da misurare, ciò comporta che un'incertezza sulla misura di  $u_w$  comporterebbe un'incertezza su entrambe le variabili tensionali se si optasse per la coppia  $(\sigma-u_w)$  ed  $(u_a-u_w)$ ;

di converso essi osservano che la scelta delle variabili  $(\sigma-u_a)$  e  $(u_a-u_w)$  comporta lo svantaggio di una discontinuità nella transizione dal non saturo al saturo. Nella maggior parte dei casi il comportamento meccanico di un terreno non saturo viene descritto impiegando il tensore delle tensioni nette  $\mathbf{T}-u_a\mathbf{I}$  ed il tensore  $(u_a-u_w)\mathbf{I}$  della suzione. In particolare in condizioni triassiali lo stato tensionale è descritto dalle seguenti variabili:

$$\text{la tensione media netta } p-u_a = \frac{\sigma_a + 2 \cdot \sigma_r}{3} - u_a;$$

$$\text{la tensione deviatorica: } q = \sigma_a - \sigma_r;$$

$$\text{la suzione: } u_a - u_w.$$

Perché la descrizione del comportamento meccanico di un elemento di volume di terreno non saturo sia completa è necessario introdurre accanto alle variabili tensionali delle *variabili deformative* ad esse coniugate nell'espressione del lavoro scambiato con l'esterno dall'elemento di volume. Il che significa che la potenza scambiata per unità di volume dal terreno deve essere uguale alla somma dei prodotti di ciascuna delle variabili tensionali per la derivata temporale della corrispondente variabile deformativa. Houlsby [1979] ha dimostrato che nel caso di un terreno saturo nell'ipotesi semplificativa che sia le particelle solide sia il fluido interstiziale siano incompressibili, nell'espressione della potenza scambiata da un elemento di volume che sia soggetto ad una deformazione la derivata temporale del tensore della deformazione  $\dot{\mathbf{E}}$ <sup>29</sup> è coniugata al tensore  $\mathbf{T}'$  delle tensioni efficaci. Lo stesso Houlsby [1997] ha dimostrato che nel caso di un terreno non saturo il tensore  $\dot{\mathbf{E}}$  è coniugato del tensore delle tensioni nette  $\mathbf{T}-u_a\mathbf{I}$  mentre la variabile coniugata della suzione è:

<sup>29</sup> In ipotesi di piccoli spostamenti e piccole deformazioni il *tensore delle velocità di deformazione*  $\mathbf{D}$  può essere confuso con la derivata temporale  $\dot{\mathbf{E}}$  ( $\dot{\epsilon}_{km}$ ) del tensore delle deformazioni (cfr. L. E. Malvern *Introduction to the mechanics of a continuous medium*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J., 1969)



$$\frac{\dot{v}_w}{v} \quad (87)$$

Con  $\dot{v}_w$  derivata temporale del volume specifico d'acqua (=  $\dot{w}$  derivata temporale del contenuto d'acqua; si veda il paragrafo II.6.1.2).

In definitiva per descrivere la "deformazione" di un elemento di volume di terreno non saturo in condizioni triassiali si possono adoperare le seguenti variabili, coniugate con le variabili tensionali già introdotte:

la *deformazione volumetrica*:  $\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2 \cdot \varepsilon_r$

la *deformazione distorsionale*:  $\varepsilon_s = \frac{2}{3} (\varepsilon_a - \varepsilon_r)$

la *variazione di contenuto d'acqua*<sup>30</sup>:  $\Delta w/v$

<sup>30</sup> Sempre rapportata al volume specifico.

#### II.7.4 Il collasso strutturale ed il rigonfiamento

Le deformazioni di un elemento di volume di terreno saturo ed in particolare le sue deformazioni volumetriche sono prodotte da variazioni delle tensioni efficaci. Un elemento di volume di terreno non saturo può invece subire delle deformazioni volumetriche sia per una variazione delle tensioni nette sia per una variazione della suzione. In particolare, qualora le tensioni nette siano mantenute costanti, ad un incremento di suzione corrisponde sempre una riduzione di volume mentre ad una riduzione di suzione può corrispondere sia una compressione sia un'espansione. Nel primo caso si parla di *collasso strutturale* nel secondo di *rigonfiamento*. Le condizioni necessarie perché un terreno possa dar luogo al collasso strutturale secondo Barden et al. [1969] e Dudley [1970] sono le seguenti:

1. la microstruttura deve essere instabile: lo scheletro solido deve avere una struttura aperta tale cioè da essere suscettibile di riduzioni di volume;
2. i carichi applicati devono essere adeguati alla particolare condizione in cui si trova il terreno;
3. deve esistere un qualche meccanismo di deformazione latente che venga attivato dalla saturazione del terreno: questo deve consistere nello scorrimento muto delle particelle a seguito del venire meno di un qualche agente stabilizzante in corrispondenza dei contatti tra di esse.

Il rigonfiamento può invece verificarsi se i carichi applicati sono sufficientemente bassi e la microstruttura è in grado di espandersi in presenza di acqua. I fenomeni del collasso e del rigonfiamento sono stati oggetto di numerose ricerche e per essi sono state proposte diverse interpretazioni. I risultati sperimentali esistenti in letteratura si riferiscono principalmente a condizioni di carico edometriche ma esistono anche dati riguardanti condizioni di carico isotrope. I principali aspetti emersi dalla sperimentazione sono stati sintetizzati da Alonso et al. [1987]; tra l'altro essi hanno osservato che:

- un incremento della suzione applicata produce in genere un incremento della tensione di snervamento in condizioni di carico isotrope o edometriche (si veda la Figura II-36);
- l'entità della tensione media netta in condizioni isotrope e della tensione verticale netta in condizioni edometriche controllano l'ammontare del rigonfiamento; in particolare all'aumentare dei carichi applicati il rigonfiamento si riduce;
- nei terreni con una microstruttura "aperta" il fenomeno del collasso strutturale si manifesta in un ampio intervallo di valori della tensione media netta in condizioni isotrope e della tensione verticale netta in

condizioni edometriche; nell'intervallo di tensioni di interesse nelle pratiche applicazioni l'entità del collasso cresce con le tensioni nette; si comportano in questo modo numerose sabbie limose ed argillose, alcune argille limose di bassa plasticità ed alcuni terreni residuali;

- la maggior parte delle argille limose di bassa plasticità possono sia rigonfiare sia collassare a seguito di una riduzione della suzione a seconda che i carichi esterni applicati siano sufficientemente bassi o sufficientemente alti;
- l'entità del collasso cresce con il carico esterno applicato fino ad attingere un valore massimo per poi ridursi fino a divenire trascurabile (si veda la Figura II-37);
- sia incrementi sia riduzioni della suzione applicata possono produrre deformazioni volumetriche irreversibili (si vedano la Figura II-38 e la Figura II-39).

In Figura II-40 è riportato un confronto qualitativo tra i comportamenti di diversi tipi di terreni proposto da Houston et al. [1993]. Nel primo dei diagrammi di Figura II-40 è riportato l'andamento delle deformazioni volumetriche conseguenti ad un processo di saturazione al variare delle tensioni totali applicate. Si possono distinguere i seguenti tipi di materiali caratterizzati da comportamenti diversi:

**sabbie e limi:** in tali materiali si manifestano fenomeni di collasso di entità crescente con il crescere dei carichi applicati; fenomeni di rigonfiamento si verificano solo in corrispondenza di carichi applicati molto bassi (punti **A** e **B** nel primo dei diagrammi di Figura II-40) e le deformazioni sono comunque modeste;

**sabbie argillose, argille di bassa e di alta plasticità:** per questi terreni è possibile individuare un valore dei carichi esterni (*pressione di rigonfiamento*) in corrispondenza del quale il comportamento del materiale passa da rigonfiante a collassante (punti **C** e **D** nel primo dei diagrammi in Figura II-40).

Nel secondo diagramma di Figura II-40 è poi illustrata l'influenza che la percentuale di minerali argillosi di alta plasticità e la densità iniziale possono avere sulla pressione di rigonfiamento.

Alonso et al. [1987] hanno proposto un modello qualitativo in grado di interpretare in modo soddisfacente e coerente le principali evidenze sperimentali disponibili sui terreni non saturi non espansivi. Successivamente sulla base di tale modello Alonso et al. [1990] hanno sviluppato un modello costitutivo completo. Numerosi altri autori hanno poi proposto modelli costitutivi analoghi e tra essi Josa et al. [1992]

Wheeler e Sivakumar[1995] e Wheeler [1996]. Tutti questi modelli sono però riconducibili al quadro di riferimento delineato da Alonso et al. [1987]. Questi hanno esteso ai terreni non saturi i concetti fondamentali alla base del *Cam clay* modificato. In questo paragrafo si richiamano le caratteristiche del modello che permettono di descrivere ed analizzare il comportamento dei terreni non saturi in condizioni di carico isotrope.

In condizioni isotrope le variabili tensionali necessarie a descrivere il comportamento meccanico del terreno sono la tensione media netta  $p-u_a$  e la suzione  $u_a-u_w$  che per semplicità di notazione in seguito verranno indicati rispettivamente con i simboli  $p$  ed  $s$ . Lo "stato" dell'elemento di volume è individuato da tali variabili e dal volume specifico  $v$ . Una curva di equazione  $p=p_0(s)$  rappresenta le condizioni di snervamento nel piano  $\{p, s\}$  e permette di distinguere i percorsi tensionali che producono deformazioni elastiche da quelli che provocano deformazioni elasto-plastiche (si veda Figura II-41). Questa curva consente di prevedere sia le deformazioni irreversibili connesse con un percorso tensionale durante il quale la suzione venga mantenuta costante mentre viene incrementato la tensione media netta, sia le deformazioni irreversibili prodotte da una riduzione di suzione a tensione media netta costante e pertanto prende il nome di *Loading-Collapse Curve (LC)*. Ogni percorso tensionale interno al dominio elastico produce delle deformazioni volumetriche reversibili; in particolare un incremento di suzione provoca una compressione mentre una sua riduzione produce un'espansione. Quando invece il punto rappresentativo dello stato tensionale raggiunge la *LC* ogni suo ulteriore spostamento verso l'esterno del dominio elastico produce una "traslazione" di quest'ultima e quindi un allargamento del dominio stesso. Durante questa "traslazione" si sviluppa una compressione irreversibile. In modo analogo a quanto accade nel *Cam clay* modificato si assume che gli spostamenti della curva di snervamento siano legati alle deformazioni volumetriche irreversibili tramite un unico parametro. In particolare si può adottare come parametro di incrudimento la tensione media netta di snervamento a suzione nulla  $p_0(0)$  (la *pressione di preconsolidazione* a suzione nulla). In questo modo il collasso strutturale ad elevati valori della tensione media netta (si veda il tratto **J-K** del percorso tensionale **I-J-K** di Figura II-41) viene modellato nello stesso modo di una compressione plastica prodotta da un processo di carico isotropo che porti la tensione media netta ad un valore maggiore della pressione di preconsolidazione (tratto **B-C** ed **E-F** dei percorsi tensionali **A-B-C** e **D-E-F**). In Figura II-42 è illustrata la risposta del modello a diversi percorsi tensionali nell'ipotesi semplificativa che sia in campo elastico sia in campo elasto-plastico il legame tra  $v$  ed il logaritmo di  $p$  sia lineare. La risposta del modello ai tre percorsi **L1**, **L2** ed **L3** a suzione costante mostra come al crescere della suzione cresca la tensione di snervamento e si riducano le pendenze della retta di scarico/ricarico e

della retta “vergine”. I tre percorsi **C1**, **C2** e **C3** dimostrano invece come il modello sia in grado di simulare l’influenza della tensione media netta sul collasso: il primo percorso non interseca la *LC* e pertanto durante la riduzione della suzione l’elemento di volume subisce solo un’espansione elastica; il secondo percorso comporta invece una fase iniziale di espansione elastica seguita da una compressione plastica; il terzo percorso infine produce inizialmente un’espansione elastica trascurabile e poi una compressione plastica.

Wheeler e Karube [1996] hanno osservato come la legge assunta per la variabilità della pendenza della retta “vergine” con la suzione abbia un’influenza diretta sull’entità del collasso strutturale. In Figura II-43 sono illustrati tre possibili andamenti della curva di normal compressione (*NCL*) con la suzione:

- a) è illustrato il modello di Alonso et al. [1990] nel quale la curva di normal compressione nel piano  $\{\ln(p), v\}$  è una retta la cui pendenza cresce con la suzione; le rette “vergini” sono divergenti e pertanto le deformazioni indotte dall’annullamento della suzione crescono indefinitamente con la tensione media netta;
- b) è rappresentato l’andamento della curva di normal compressione nel modello di Josa et al. [1992], in questo caso al crescere della suzione la *NCL* presenta una pendenza crescente a bassi livelli tensionali e decrescente ad elevati livelli tensionali; la distanza tra una curva di normal compressione relativa ad un generico valore della suzione e la retta di compressione a suzione nulla cresce con la tensione media netta fino a raggiungere un massimo per poi ridursi per valori più elevati di  $p$ , in questo caso dunque il collasso presenta un massimo;
- c) è mostrato l’andamento della *NCL* nel modello di Wheeler e Sivakumar [1995], in questo caso la *NCL* è rettilinea ed ha una pendenza crescente con la suzione; le rette “vergini” sono convergenti e pertanto le deformazioni indotte dall’annullamento della suzione si riducono progressivamente con la tensione media netta.

### II.7.5 Resistenza

Si è visto nel paragrafo II.7.2 che in un terreno non saturo la presenza dei menischi capillari in corrispondenza dei punti di contatto tra le particelle ha come effetto di incrementare gli sforzi normali che si esercitano tra queste ultime. Ciò produce un incremento della resistenza allo scorrimento tra le particelle e dunque della resistenza al taglio. Questo incremento è evidentemente funzione della suzione che agisce nei menischi e pertanto in un terreno non saturo la resistenza al taglio è funzione della suzione.

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

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi'' \quad (88)$$

o in forma alternativa:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b \quad (89)$$

dove:

$c'$  e  $\phi'$  rappresentano i parametri di resistenza del terreno in condizioni di completa saturazione;

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

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

Evidentemente risulta:

$$\tan \phi' = \tan \phi^b - \tan \phi'' \quad (90)$$

Nella formulazione di questo criterio di resistenza gli autori assumevano per i parametri dei valori costanti ricerche successive hanno però mostrato come questa assunzione non sia giustificata. Escario e Saez [1986] hanno presentato una serie di prove di taglio diretto a suzione controllata condotte su provini di argilla, che mostrano come  $\phi'$  cresca leggermente con la suzione mentre  $\phi^b$  sia una funzione non lineare della suzione e presenti una certa dipendenza anche dal livello tensionale (si veda la Figura II-44). Fredlund et al. [1987] e Gan et al. [1988] hanno mostrato che il parametro  $\phi^b$  varia con la suzione: in condizioni di saturazione e per suzione nulla  $\phi^b$  è pari a  $\phi'$  e si mantiene tale fino a che la suzione

applicata non raggiunge il valore d'ingresso d'aria; superato tale valore della suzione  $\phi^b$  decresce fino a raggiungere un valore che si mantiene costante nell'ambito dei valori della suzione indagati (si veda la Figura II-45). Queste evidenze sperimentali sono in perfetto accordo con quanto è stato detto nel paragrafo II.7.2 sull'effetto meccanico della suzione. In condizioni di completa saturazione e per bassi valori della suzione (non eccedenti cioè il valore di ingresso d'aria) l'acqua presente nel terreno riempie per lo più tutti i pori; una variazione di suzione ha lo stesso effetto di una variazione della pressione neutra in un terreno saturo. Risulta quindi  $\phi^b = \phi'$  e  $\phi'' = 0$  e la (88) e la (89) divengono:

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \cdot \tan \phi' \quad (91)$$

Al crescere della suzione l'acqua abbandona progressivamente i pori e resta solo in forma di menischi in corrispondenza dei punti di contatto tra le particelle (*meniscus water*); la resistenza al taglio continua a crescere con la suzione a causa dell'incremento degli sforzi normali tra le particelle da questa prodotto. Evidentemente la resistenza non cresce indefinitamente con la suzione; si è visto infatti che l'incremento di sforzo normale tra le particelle a contatto prodotto dall'acqua dei menischi tende in modo asintotico ad un valore finito. Pertanto fissato il valore della tensione normale netta  $(\sigma - u_a)$  al tendere di  $(u_a - u_w)$  all'infinito la resistenza  $\tau$  deve tendere ad un valore finito; ciò comporta che per  $(u_a - u_w) \rightarrow \infty$  deve risultare  $\tan \phi^b \rightarrow 0$ . Sulla base di tali considerazioni Wheeler [1997b] suggerisce la seguente espressione per la resistenza a taglio di un terreno non saturo:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + f(u_a - u_w) \quad (92)$$

Dove  $f$  è una funzione non lineare della suzione che rispetta le seguenti condizioni:

$$\left[ \frac{df}{d(u_a - u_w)} \right]_{(u_a - u_w) = 0} = \tan \phi' \quad (93)$$

$$\lim_{(u_a - u_w) \rightarrow +\infty} f(u_a - u_w) \in \mathfrak{R}^+$$

$$\lim_{(u_a - u_w) \rightarrow +\infty} \left[ \frac{df}{d(u_a - u_w)} \right] = 0$$

In verità la seconda delle (93) è valida se si ipotizza che al crescere della suzione i menischi diventino progressivamente più piccoli senza mai scomparire. D'altra parte è logico aspettarsi che l'acqua sia eliminata dal

terreno per valori della suzione molto grandi ma non infiniti. In tali condizioni la resistenza al taglio è espressa dalla relazione:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' \quad (94)$$

In assenza di acqua la tensione normale netta  $(\sigma - u_a)$  e la tensione normale efficace  $(\sigma - u_w)$  coincidono e quindi la (94) è perfettamente equivalente alla (91). Ciò implica che il contributo alla resistenza fornito dalla suzione, che nella (92) è espresso dalla  $f$ , deve tendere a zero per  $(u_a - u_w)$  che tende all'infinito. Wheeler [1997b] osserva che ciò può verosimilmente verificarsi in una sabbia ma non in un'argilla. In quest'ultima infatti i valori dei parametri di resistenza  $c'$  e  $\phi'$  relativi al materiale saturo e quelli relativi al materiale secco sono verosimilmente molto diversi a causa dell'influenza esercitata dalla presenza dell'acqua sulle interazioni elettrostatiche tra le particelle. Escario e Juca [1989] hanno presentato dei dati che dovrebbero dimostrare una riduzione della resistenza a taglio per valori molto elevati della suzione ma non appaiono sufficienti per trarre delle conclusioni definitive.



### II.7.6 Stato critico

Come nel caso dei terreni saturi anche nel caso di quelli non saturi viene postulata l'esistenza di una condizione detta *stato critico* in cui la deformazione plastica di taglio procede indefinitamente senza variazioni né del volume né dello stato tensionale [Schofield e Wroth, 1968]. L'estensione del concetto di *stato critico* al caso dei terreni non saturi consegue dallo sviluppo di una serie di modelli costitutivi elasto-plastici che hanno adottato l'approccio a variabili tensionali indipendenti per descrivere il comportamento meccanico di questi terreni.

I primi ad introdurre il concetto di *stato critico* per un terreno non saturo sono stati Alonso et al. [1987] che come detto nel paragrafo II.7.4 hanno definito il modello concettuale da cui si sono poi sviluppati i modelli costitutivi più recenti. Essi hanno adoperato il concetto di *stato critico* per definire le condizioni finali di un processo di taglio nello spazio  $\{(p-u_a), (u_a-u_w), q\}$  senza tuttavia dare indicazioni sul legame esistente in tali condizioni tra il volume specifico  $v$  e le variabili tensionali  $(p-u_a)$  ed  $(u_a-u_w)$ .

Karube e Kato [1989] hanno proposto la seguente espressione per la superficie di *stato critico* nello spazio  $\{(p-u_a), (u_a-u_w), q\}$ :

$$q = M \cdot [(p - u_a) + f(u_a - u_w)] \quad (95)$$

in cui:

$M$  rappresenta l'inclinazione della retta intersezione della superficie di *stato critico* con un generico piano a suzione costante; essa ha dunque un significato analogo a quello dell'omonima costante che nel *Cam clay* fornisce l'inclinazione della retta di *stato critico* nel piano  $\{(p-u_w), q\}$ ;

$f(u_a-u_w)$  è una funzione della suzione da determinarsi sperimentalmente.

Si noti come la (95) sia simile all'espressione (92) proposta da Wheeler [1997.b] per il criterio di resistenza.

Alonso et al. [1990] hanno sviluppato il primo modello costitutivo elasto-plastico basato sull'approccio a variabili tensionali indipendenti. Le condizioni di *stato critico* nello spazio  $\{(p-u_a), (u_a-u_w), q\}$  sono definite in tale modello dalla seguente relazione:

$$q = M \cdot (p - u_a) + k \cdot (u_a - u_w) \quad (96)$$

in cui:

$M$  è una costante che rappresenta l'inclinazione della retta intersezione della superficie di *stato critico* con un generico piano a suzione costante;

$k$  è una costante che rappresenta l'effetto di un incremento unitario di suzione sul deviatore in condizioni di *stato critico*.

La (96) è evidentemente analoga all'espressione (89) del criterio di resistenza. Sivakumar [1993] osserva che il legame tra  $v$  e le variabili tensionali ( $p-u_a$ ) ed ( $u_a-u_w$ ) nel modello di Alonso et al. [1990] è definito in modo implicito sicché non è sempre possibile adattarlo ai risultati sperimentali. Pertanto Wheeler e Sivakumar [1995] propongono le seguenti espressioni per le condizioni di stato critico:

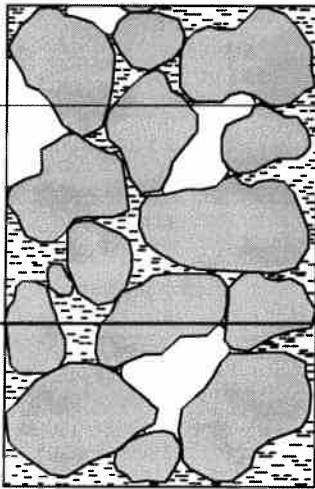
$$q = M(u_a - u_w) \cdot (p - u_a) + \mu(u_a - u_w) \quad (97)$$

$$v = \Gamma(u_a - u_w) - \psi(u_a - u_w) \cdot \ln\left(\frac{p - u_a}{p_{atm}}\right)$$

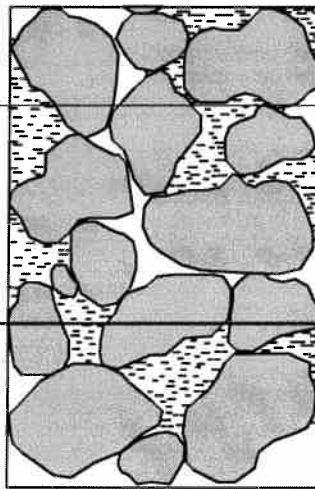
In cui  $p_{atm}$  è la pressione atmosferica introdotta per adimensionalizzare l'argomento del logaritmo, mentre  $M(u_a-u_w)$ ,  $\mu(u_a-u_w)$ ,  $\Gamma(u_a-u_w)$  e  $\psi(u_a-u_w)$  sono funzioni della suzione ottenute dall'interpolazione dei dati sperimentali. La variabilità di  $M$  con la suzione non appare tuttavia indispensabile e dunque la prima delle (97) si riduce ad una relazione analoga al criterio di resistenza espresso dalla (92). Successivamente Wheeler [1996] ha perfezionato il modello precedente introducendo nel legame costitutivo anche le variazioni del contenuto d'acqua. L'autore introduce come variabile di stato accanto al volume specifico  $v$  il volume specifico d'acqua  $v_w (=1+wG_s)$ . In condizioni di stato critico anche  $v_w$  come  $v$  è funzione univoca delle variabili tensionali ( $p-u_a$ ) ed ( $u_a-u_w$ ) e risulta:

$$v_w = \Gamma_w(u_a - u_w) - \psi_w(u_a - u_w) \cdot \ln\left(\frac{p - u_a}{p_{atm}}\right) \quad (98)$$

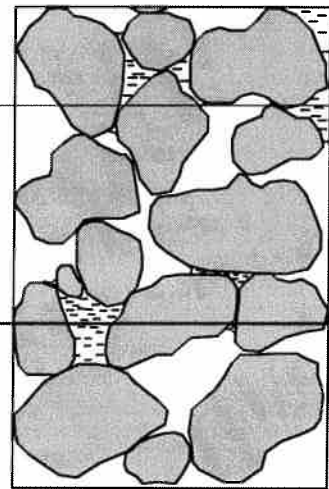
Con  $\Gamma_w(u_a-u_w)$  e  $\psi_w(u_a-u_w)$  funzioni della suzione ottenute dall'interpolazione dei dati sperimentali. L'autore presenta alcuni dati a conferma della sua ipotesi ma sono sicuramente necessarie ulteriori evidenze sperimentali per poter affermare la validità generale di quest'ultima.



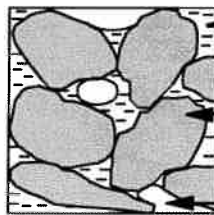
(a)  
Fase liquida continua,  
fase gassosa discontinua



(b)  
Fase liquida continua,  
fase gassosa continua



(c)  
Fase liquida discontinua,  
fase gassosa continua



Fase liquida

Fase solida

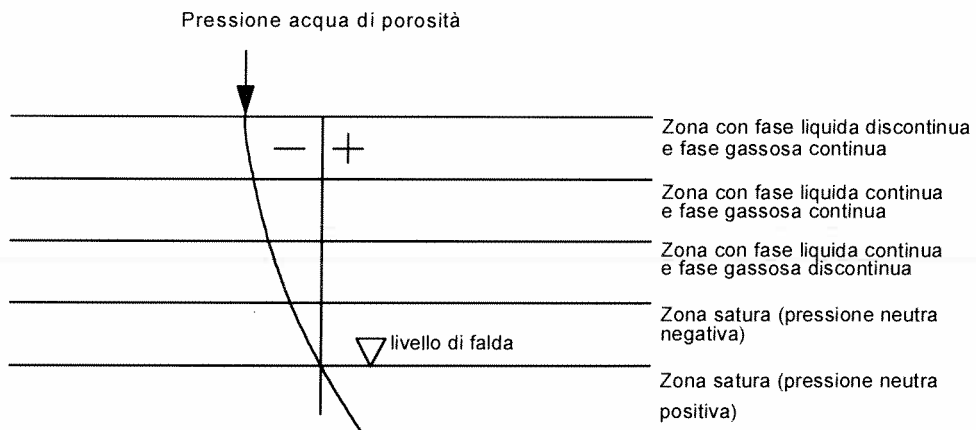


Figura II-1 Classificazione dei terreni non saturi in funzione della continuità delle fasi [Wroth ed Housby, 1985].

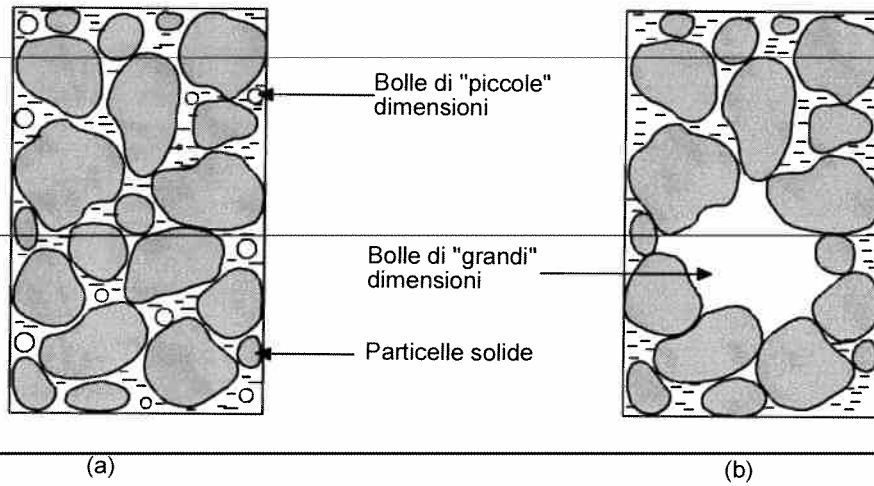


Figura II-2 Microstruttura dei terreni contenenti gas:  
 a) bolle di "piccole" dimensioni;  
 b) bolle di "grandi" dimensioni;  
 [Sivakumar, 1993].

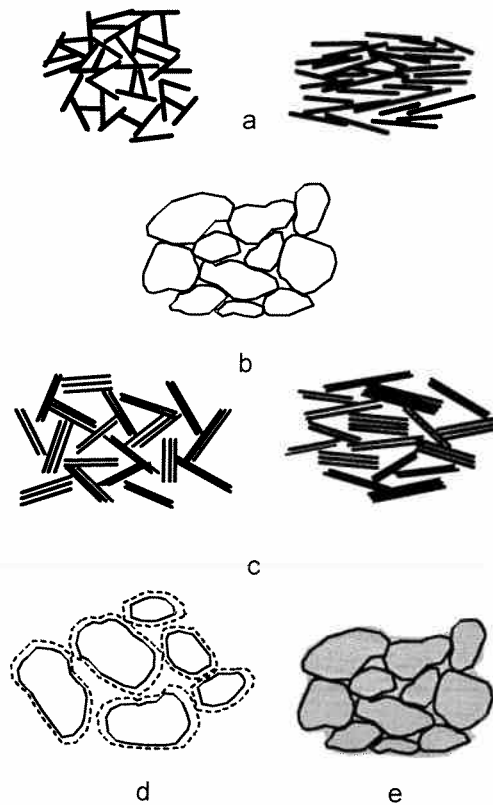


Figura II-3 Rappresentazione schematica delle disposizioni di particelle elementari:  
 a) interazione tra particelle di argilla;  
 b) interazione tra particelle di limo e sabbia;  
 c) interazione tra gruppi di particelle di argilla;  
 d) interazione tra particelle di limo o sabbia "rivestite";  
 e) interazione tra particelle parzialmente distinguibile;  
 [Collins e McGown, 1974].

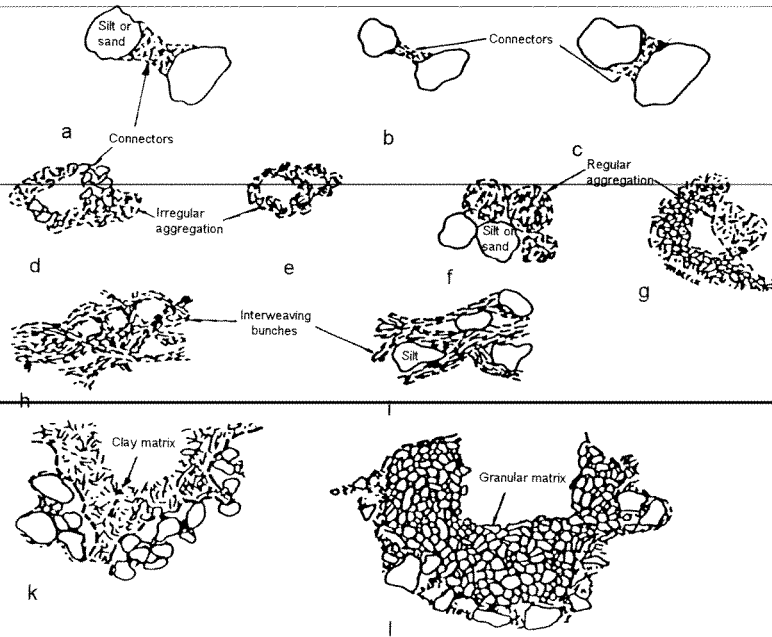


Figura II-4 Rappresentazione schematica degli assemblaggi di particelle: a), b), c) connettori; d) aggregati irregolari collegati da connettori; e) aggregati irregolari formanti un struttura a nido d'ape; f) aggregati regolari interagenti con grani di limo o sabbia; g) aggregati regolari interagenti con una matrice di particelle; h) fasci intrecciati di argilla; j) fasci intrecciati di argilla con inclusioni di limo; k) matrice argillosa; l) matrice granulare; [Collins e McGown, 1974].

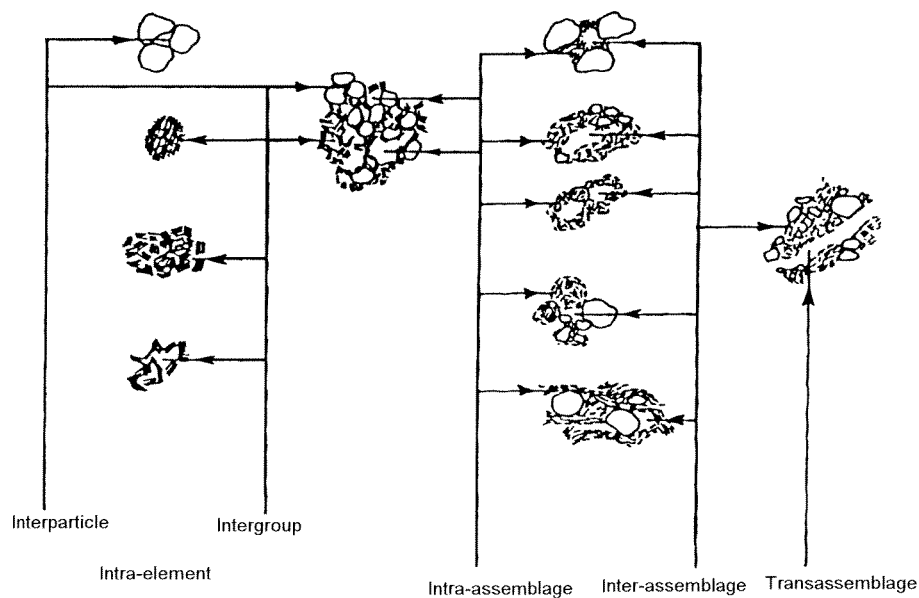
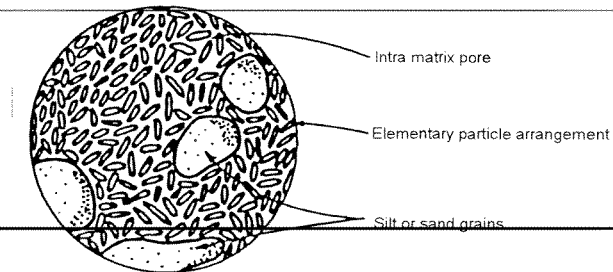
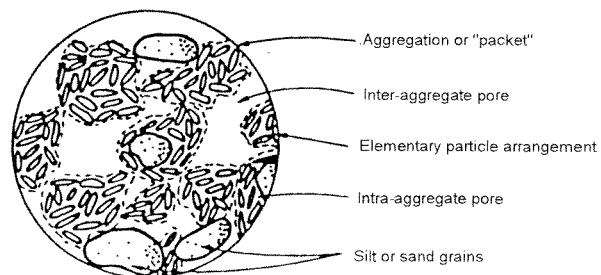


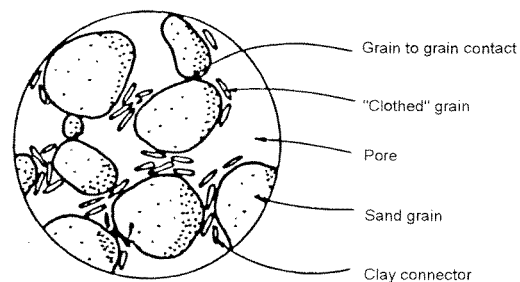
Figura II-5 Rappresentazione schematica dei pori [Collins e McGown, 1974].



a)



b)



c)



d)

Figura II-6 Tipi di microtessitura: a) matrice argillosa integrata da aggregati di particelle elementari; b) aggregati di argilla integrati da particelle di limo o sabbia; c) matrice di sabbia o limo con connettori argillosi tra i grani; d) disposizione di particelle di argilla in configurazione parallela; [Alonso et al. 1987].

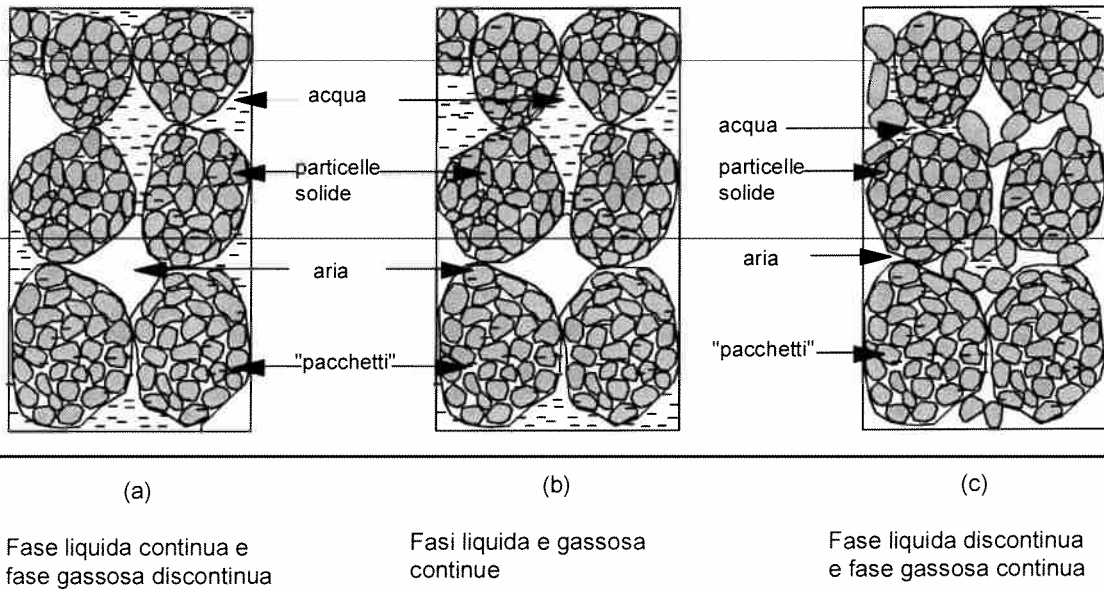


Figura II-7 Microstruttura dei terreni costipati non saturi [Sivakumar, 1993]

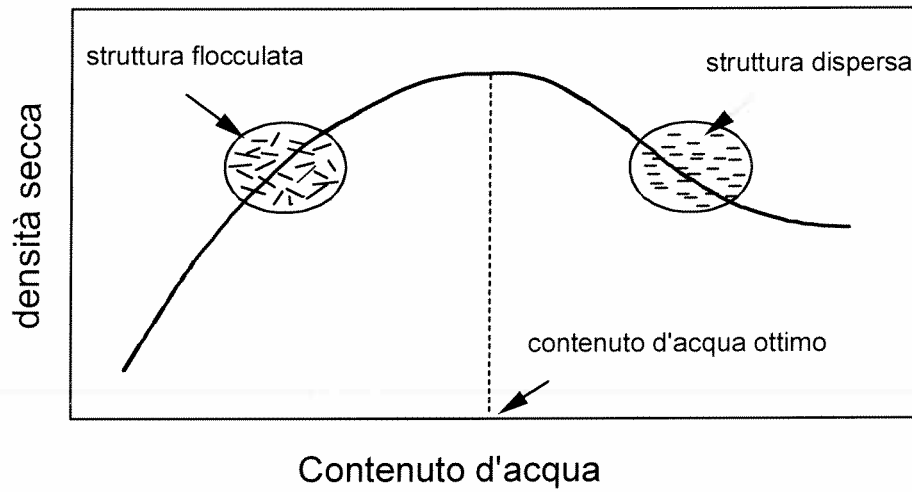


Figura II-8 Effetto del contenuto d'acqua sulla struttura dei terreni costipati [Seed e Chan, 1959; Lambe, 1958]

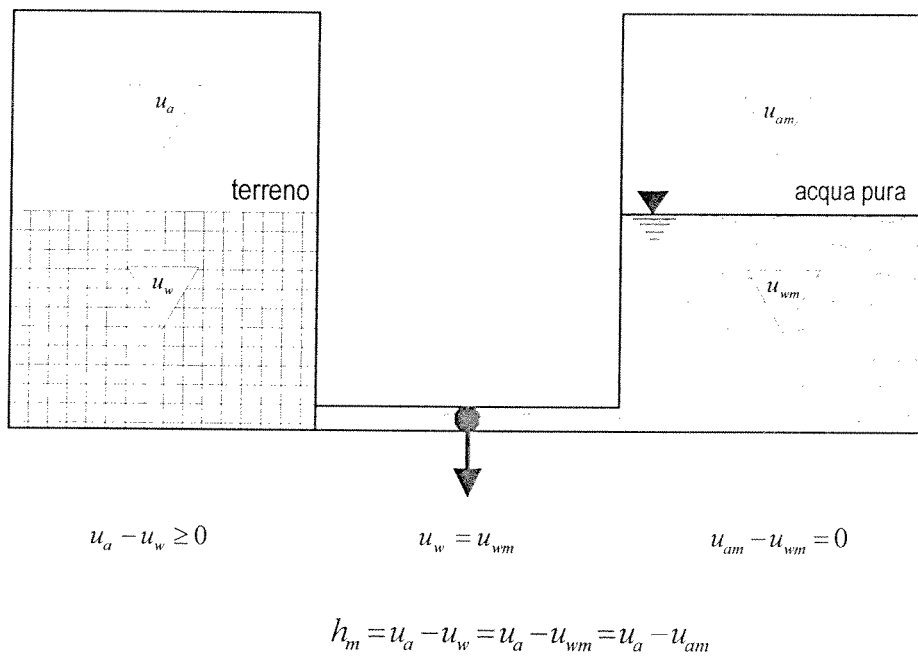
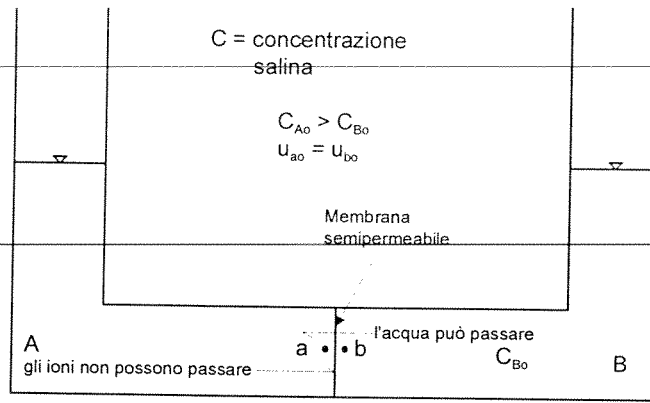
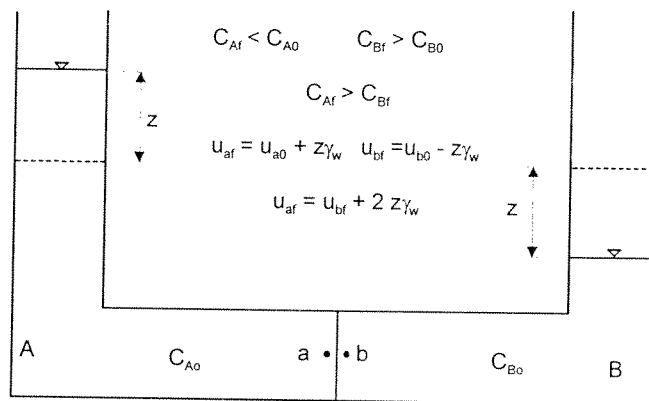


Figura II-9 Misura idraulica della suzione di matrice.

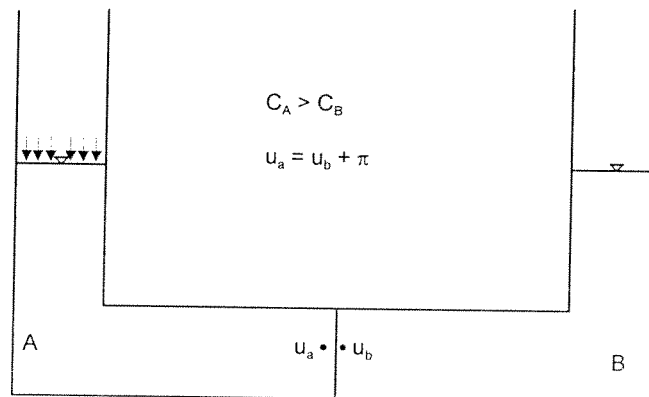




(a)

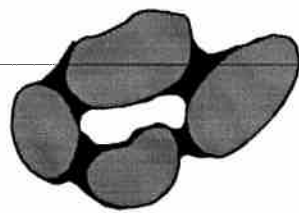


(b)

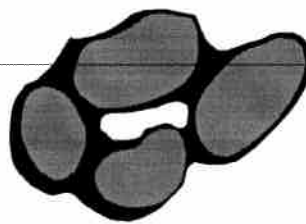


(c)

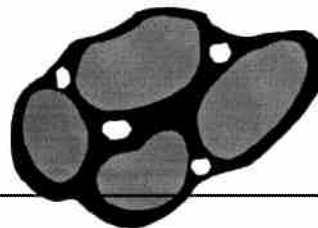
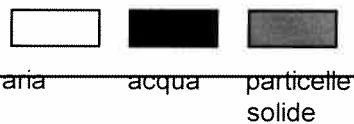
Figura II-10 Pressione osmotica:  
a) condizione iniziale, assenza di equilibrio;  
b) condizione finale, equilibrio;  
c) pressione osmotica;  
[Mitchell, 1976]



(a) Pendular saturation

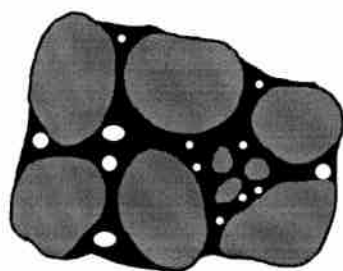


(b) Funicular saturation

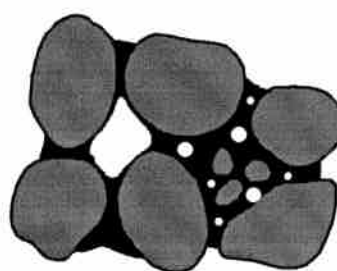


(c) Insular air saturation

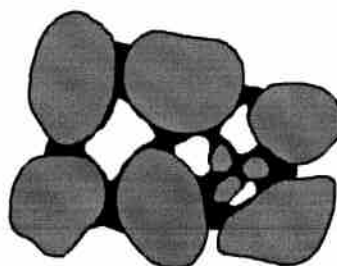
Figura II-11 Possibili condizioni di saturazione  
[Bear, 1972]



(a) Insular air saturation



(b) Fuzzy saturation



(c) Pendular saturation

Figura II-12 Possibili condizioni di saturazione  
[Khogo et al., 1993]

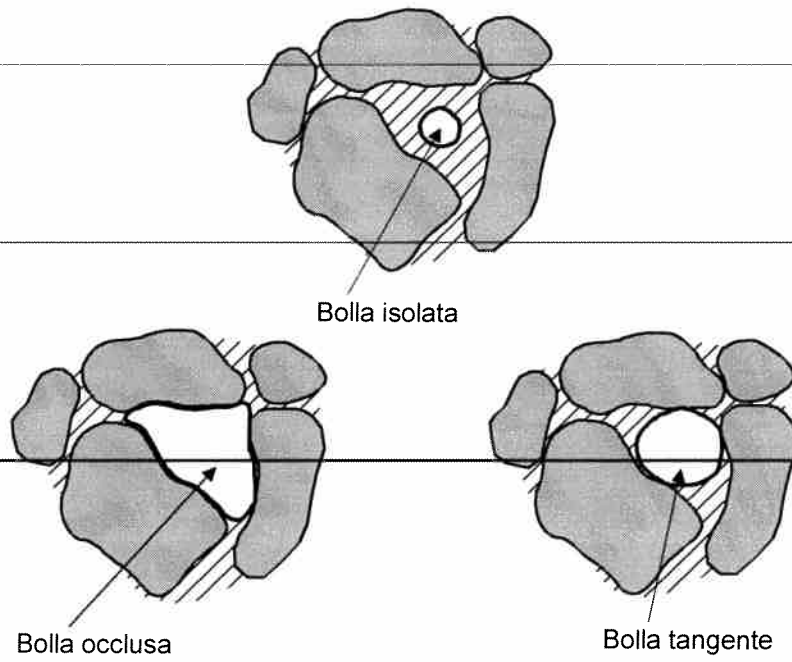


Figura II-13 Possibili disposizioni di una bolla d'aria nei pori di un terreno

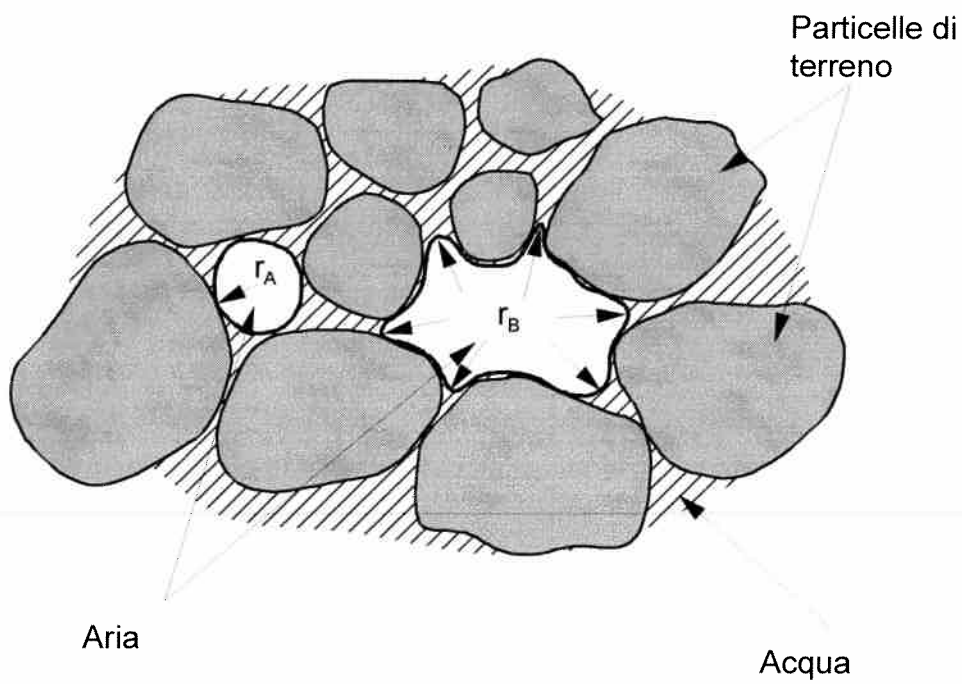


Figura II-14 Una bolla d'aria tangente ed una bolla d'aria occlusa  
[Gili, 1990]

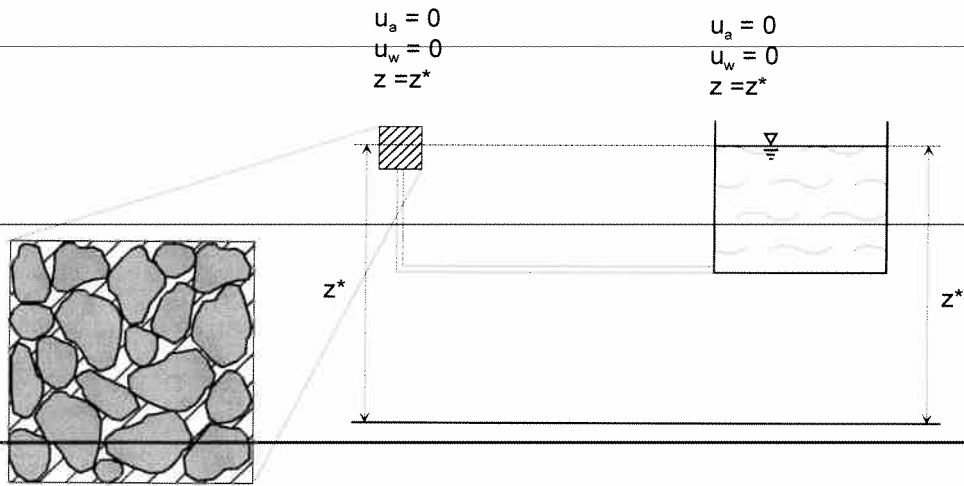


Figura II-15 Volume elementare di terreno in equilibrio con acqua libera (suzione nulla)

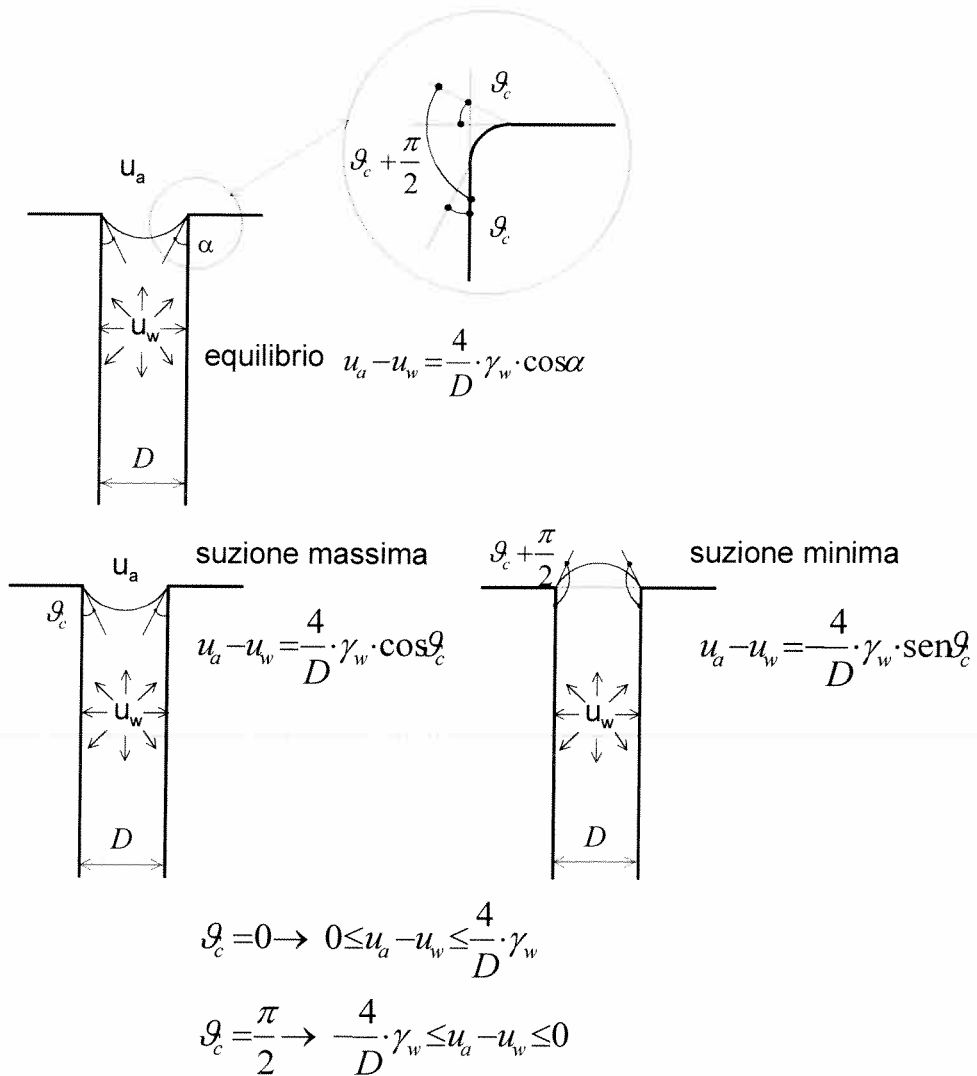


Figura II-16 Valori limite della suzione in un tubo capillare

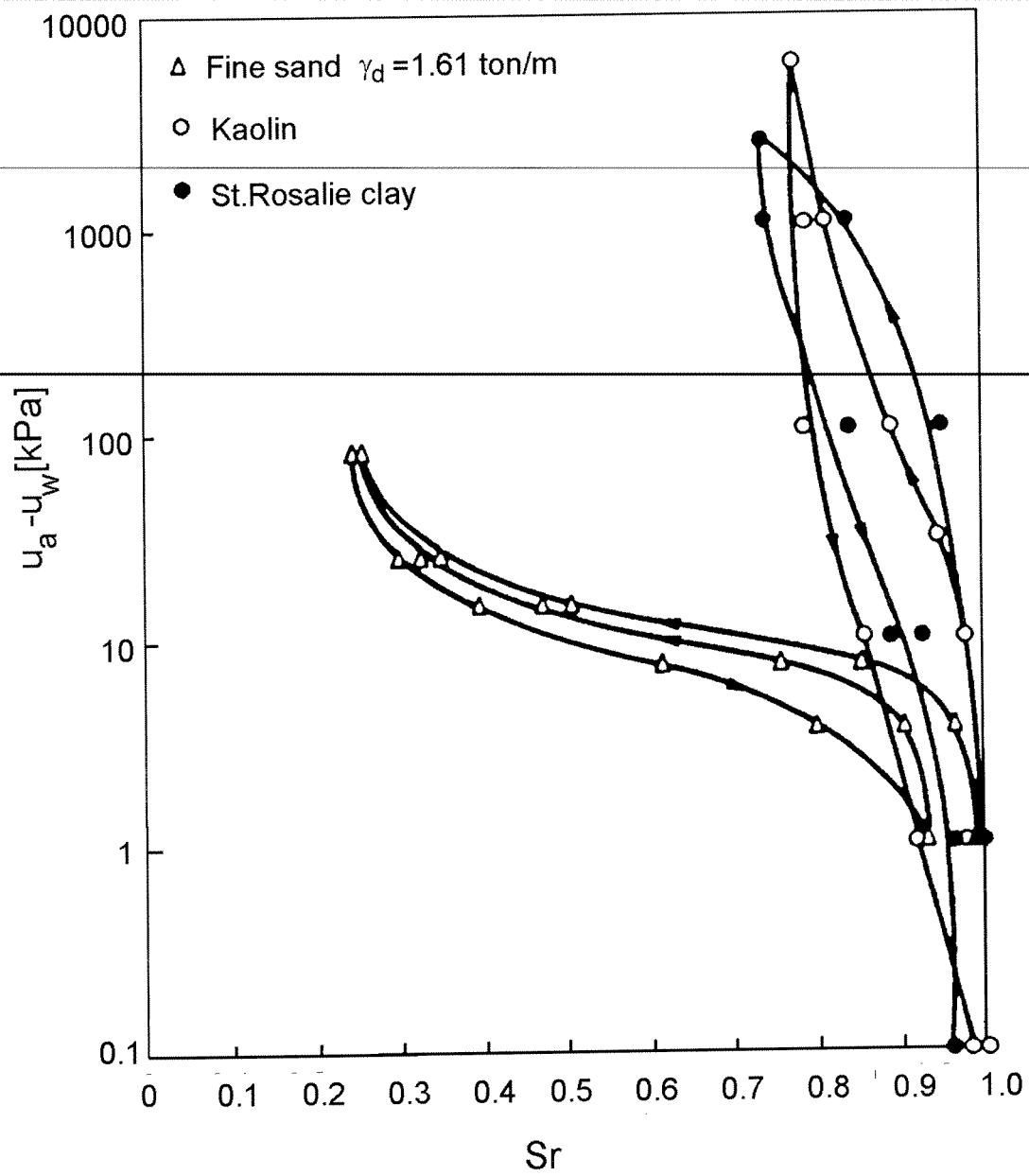


Figura II-17 Relazione tra grado di saturazione e suzione per una sabbia fine e due argille [Alonso et al., 1987]

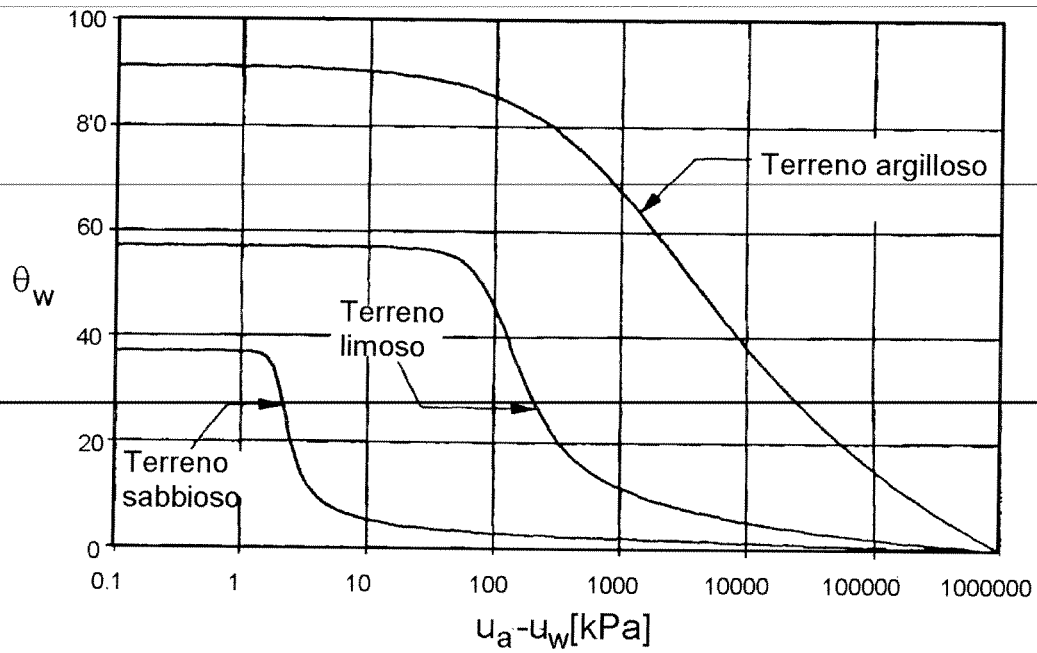


Figura II-18 Andamenti qualitativi delle curve caratteristiche di terreni sabbiosi, limosi ed argillosi [Fredlund e Xing, 1994]

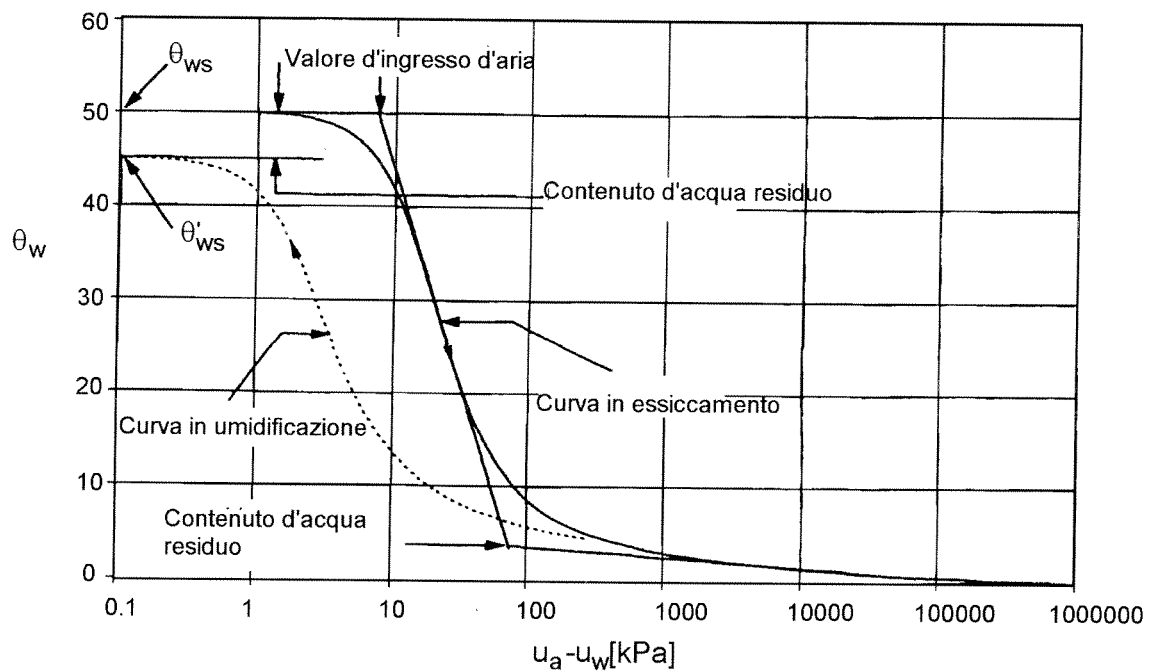


Figura II-19 Andamento tipico della curva caratteristica di un terreno limoso [Fredlund et al., 1994]

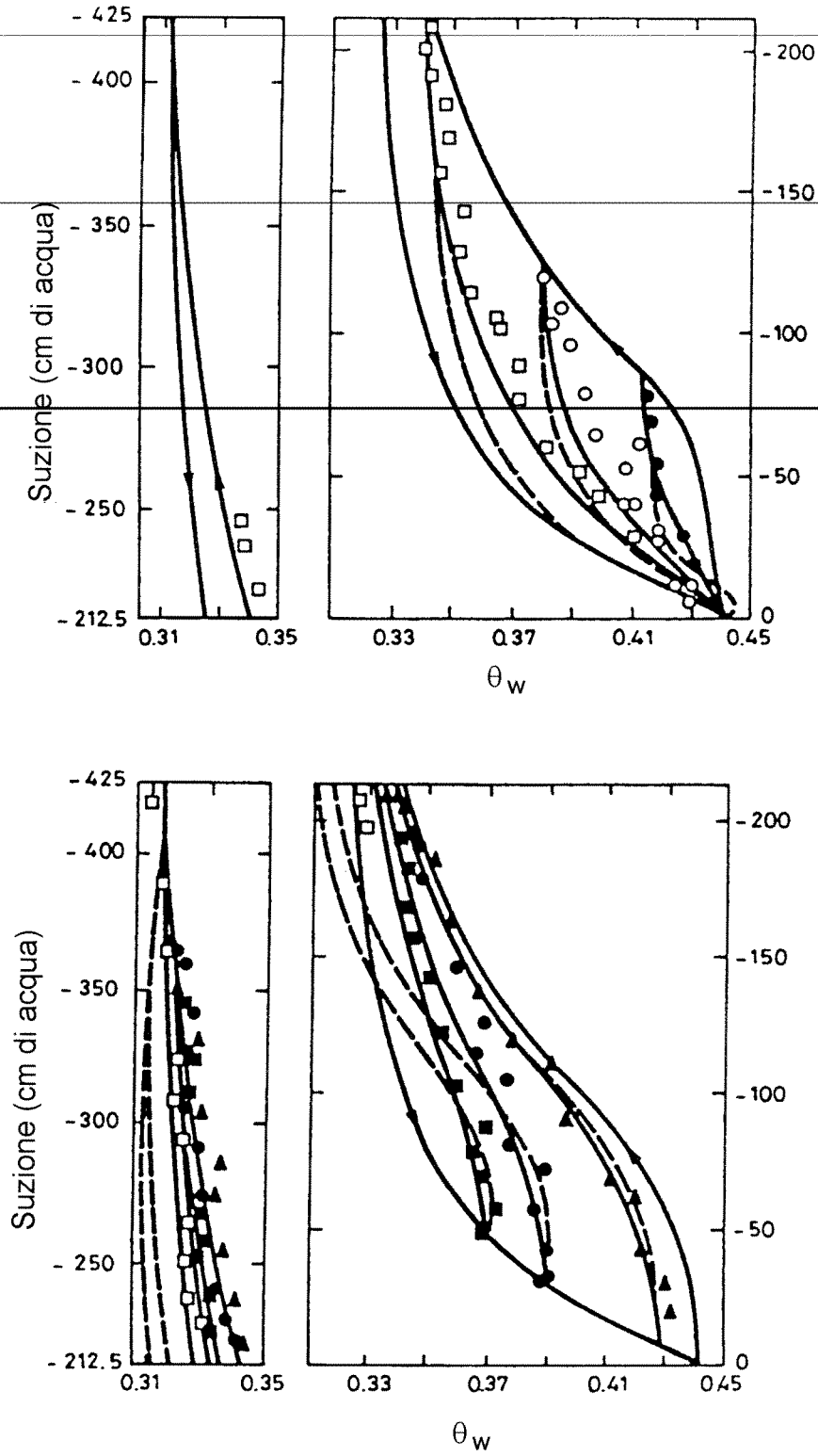


Figura II-20 Esempi di isteresi nel legame contenuto d'acqua suzione  
[Mualem, 1974]

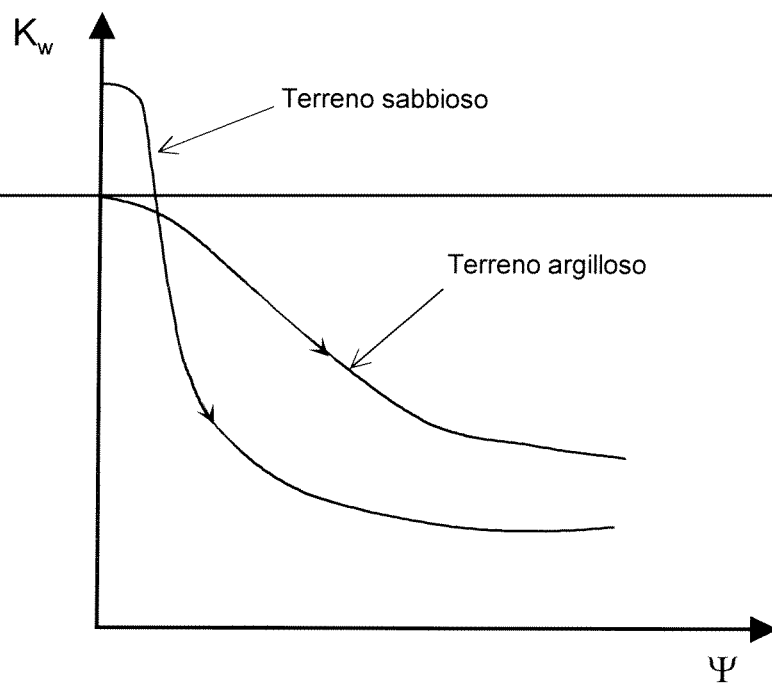


Figura II-21 Andamenti qualitativi della permeabilità con la suzione in un terreno sabbioso ed in un terreno argilloso [Sorbino, 1994]



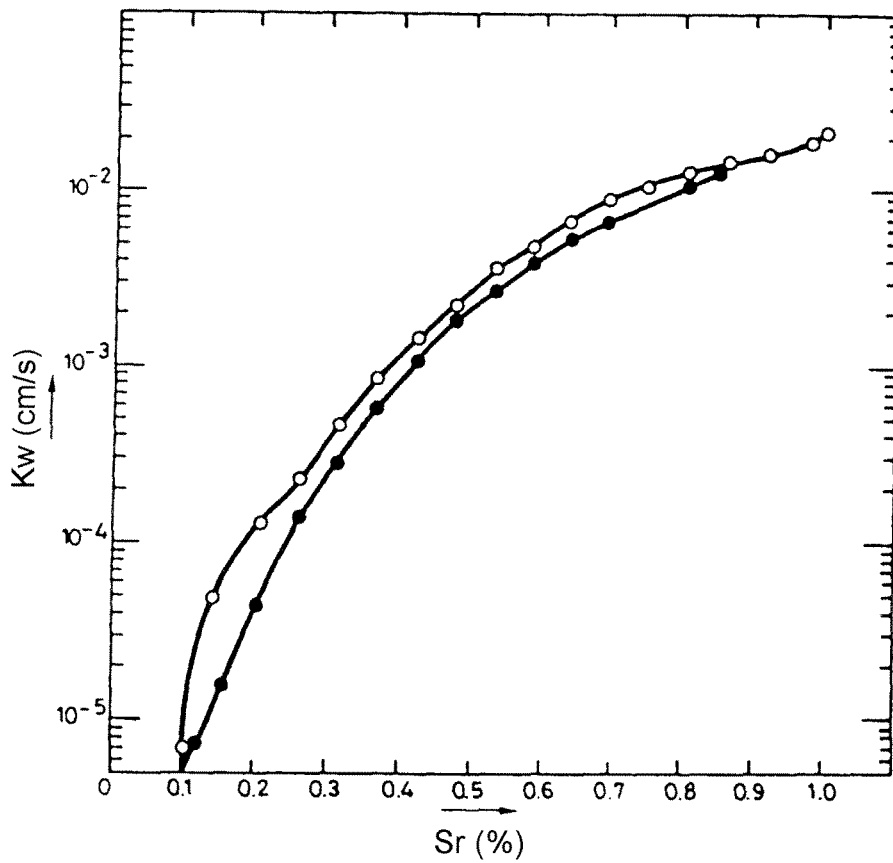
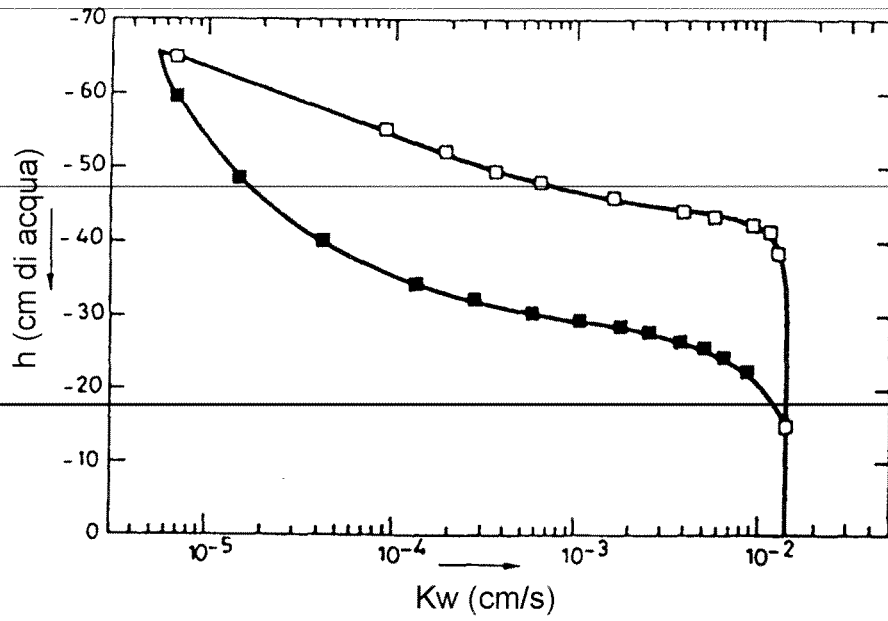


Figura II-22 Variazione della permeabilità di uno strato di sfere di vetro con la suzione e con il contenuto d'acqua [Topp e Miller, 1966]

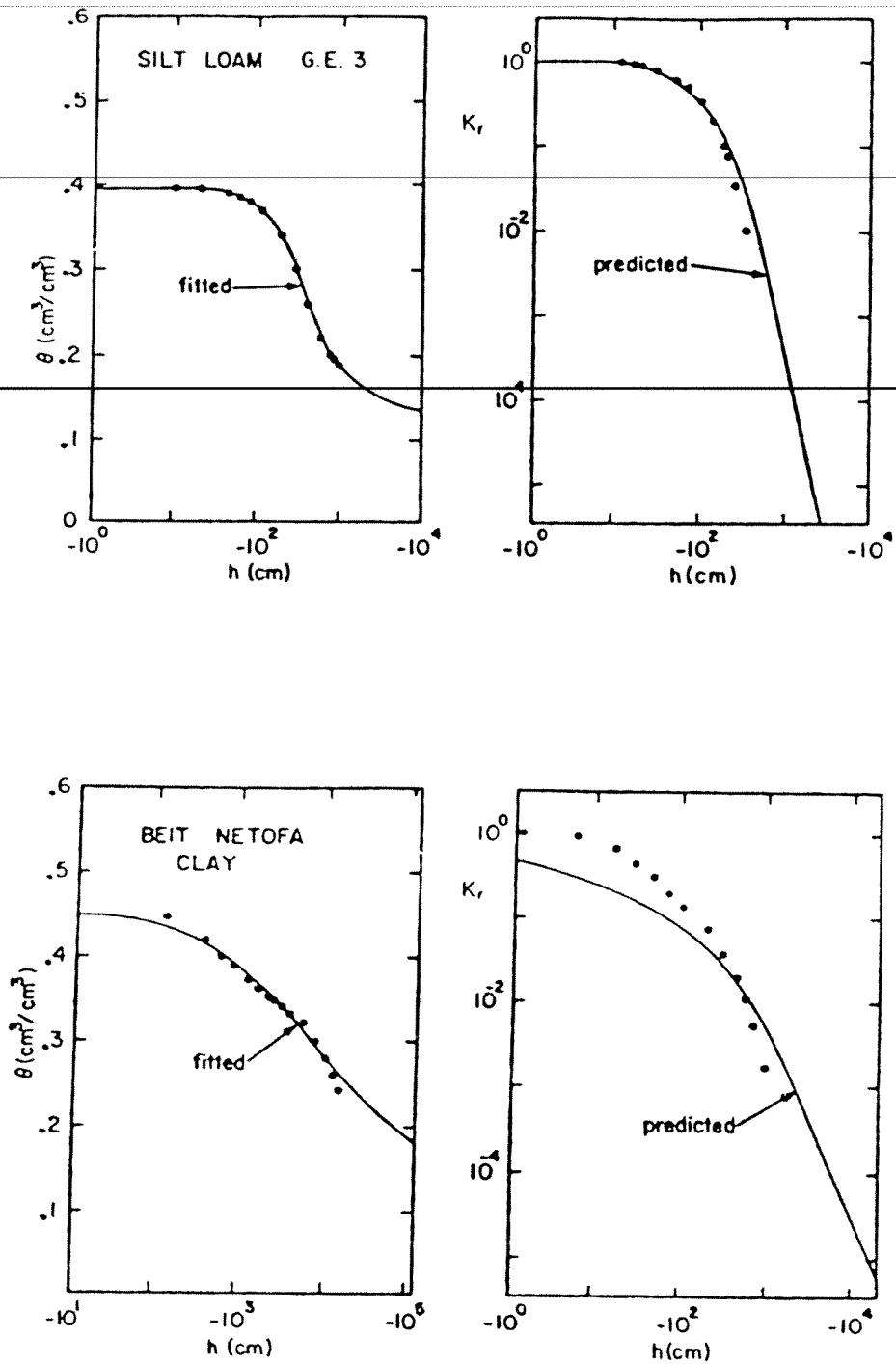


Figura II-23 Esempi dell'applicazione del modello di Mualem per la determinazione della funzione di permeabilità nota la curva caratteristica [Topp e Miller, 1966]

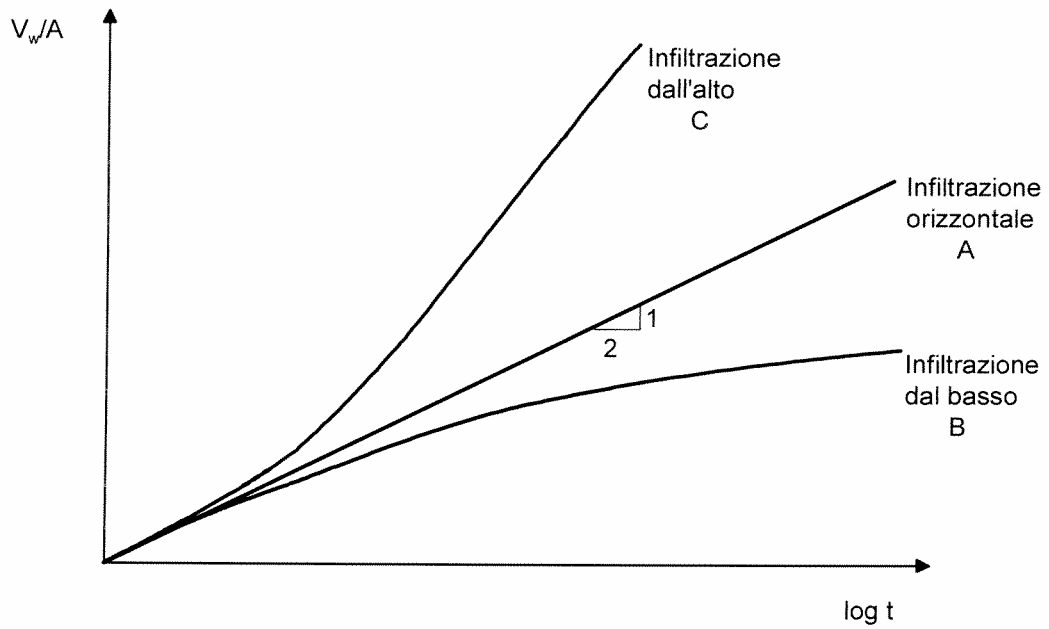
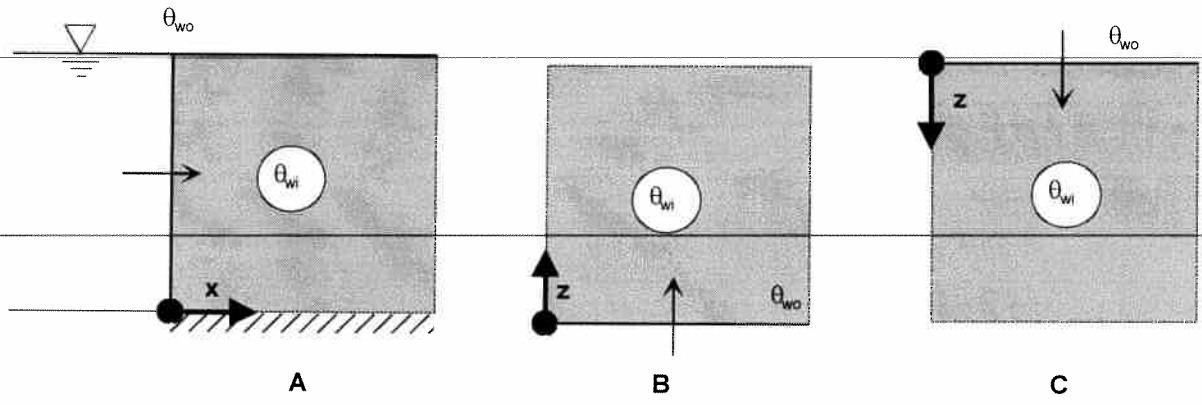


Figura II-24 Schematizzazione dei processi di infiltrazione monodimensionale

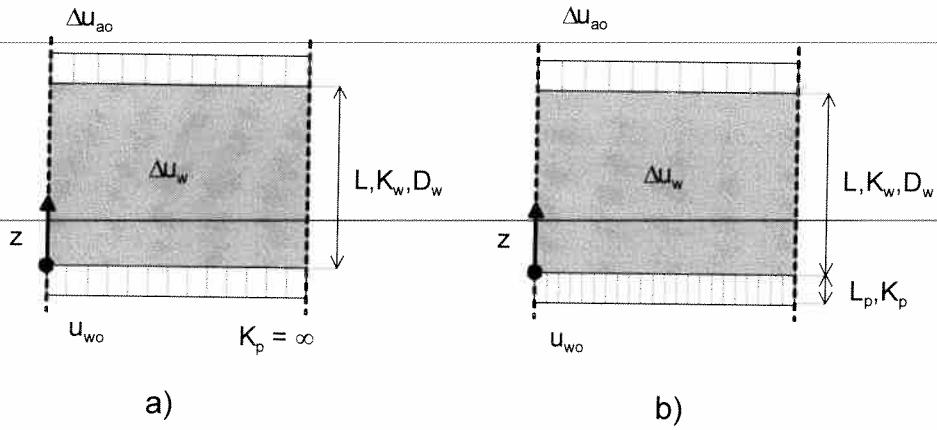


Figura II-25 Schematizzazione dei processi di equalizzazione monodimensionale:  
 a) impedenza della piastra porosa trascurabile;  
 b) impedenza della piastra porosa paragonabile o maggiore di quella del terreno

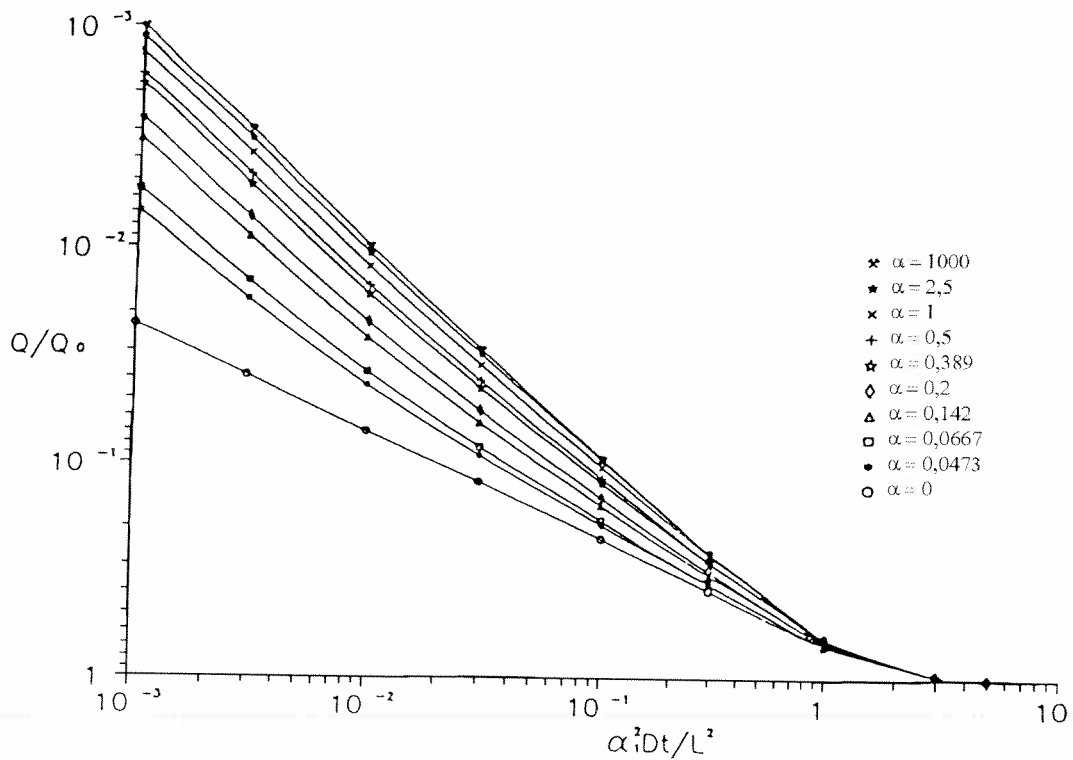


Figura II-26 Andamento del grado di drenaggio al variare del rapporto tra l'impedenza della piastra e l'impedenza del terreno [Vicol, 1990]

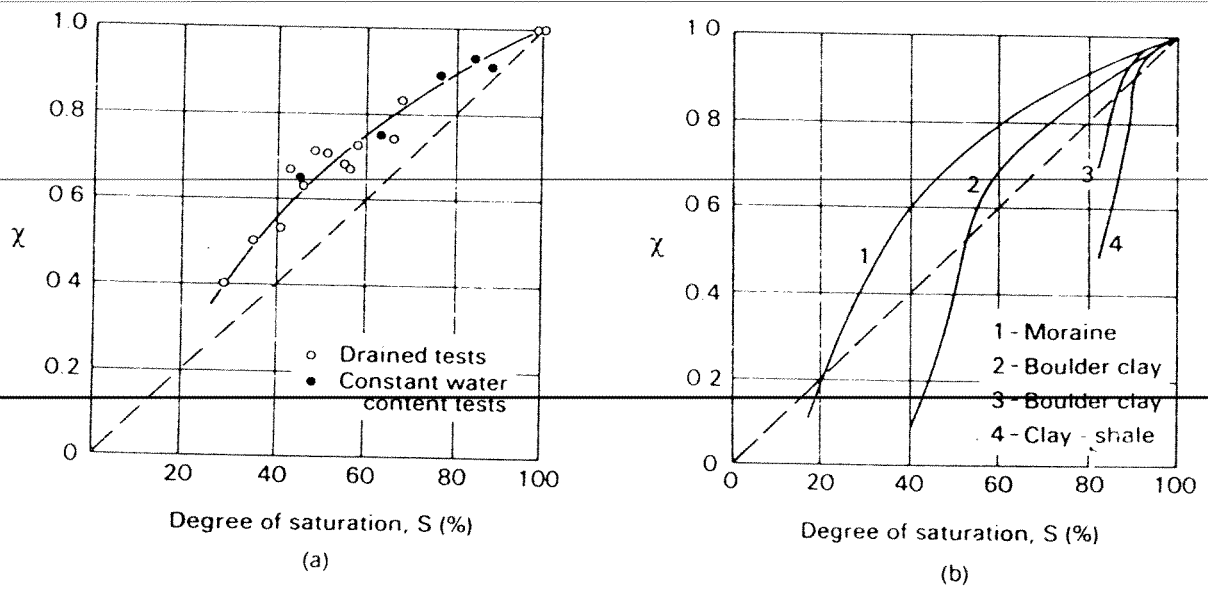


Figura II-27 Relazione tra il parametro  $\chi$  di Bishop ed il grado di saturazione  $S_r$ : a) per un limo [Bishop e Donald, 1961]; b) per un terreno costipato [Blight, 1961]

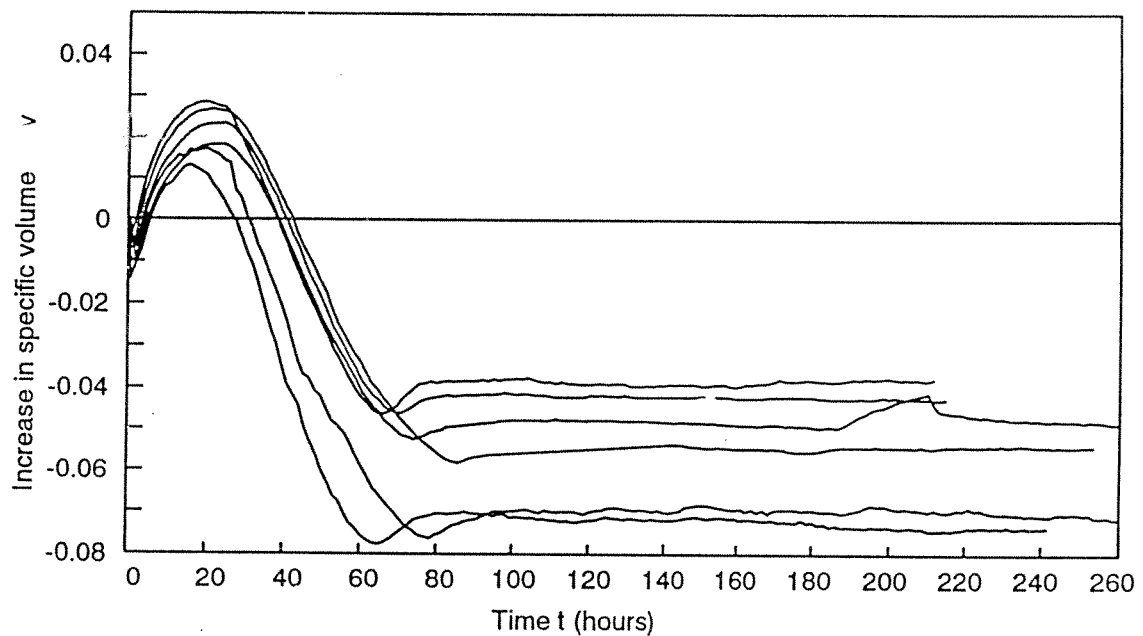


Figura II-28 Variazioni di volume osservate durante fasi di riduzione della suzione in prove su caolino costipato [Sivakumar, 1993]

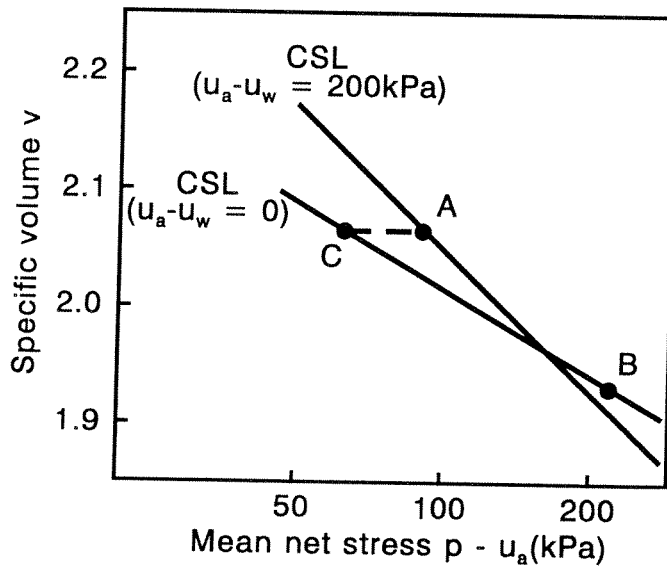
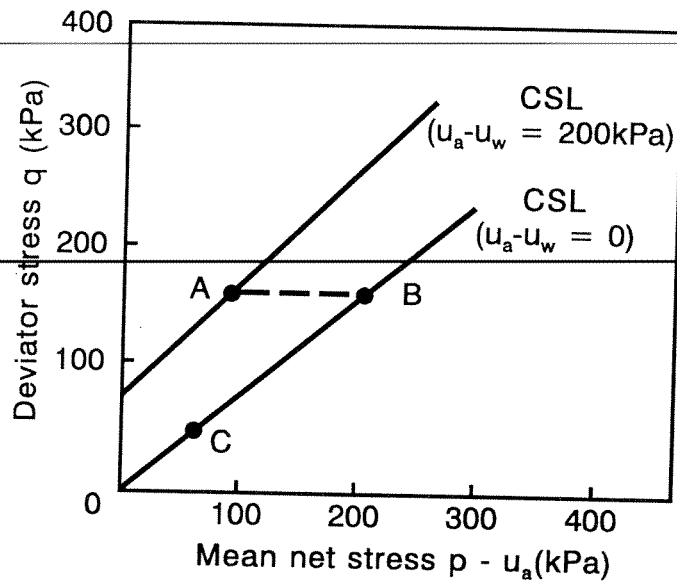


Figura II-29 Dati sullo stato critico per un caolino costipato [Wheeler e Sivakumar, 1993]

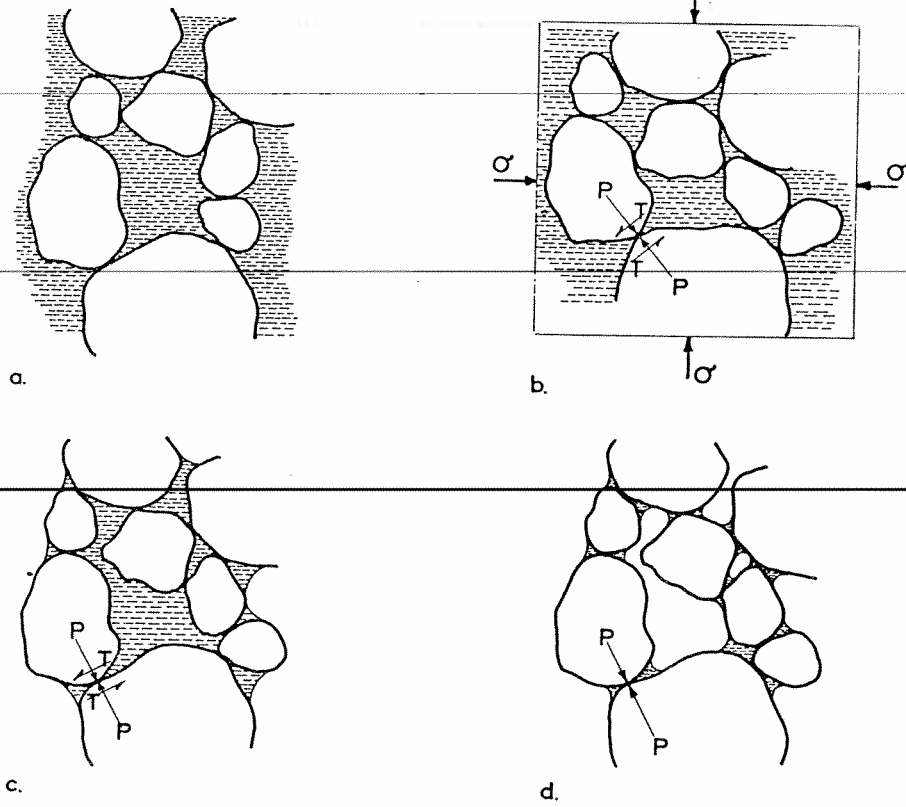


Figura II-30 Schematizzazione dell'effetto meccanico della suzione in un terreno granulare [Burland, 1965]

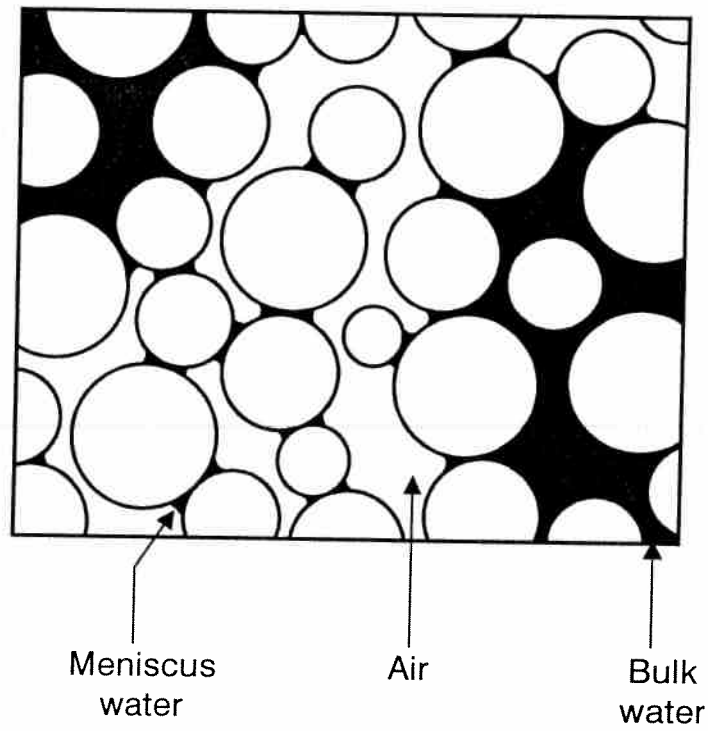
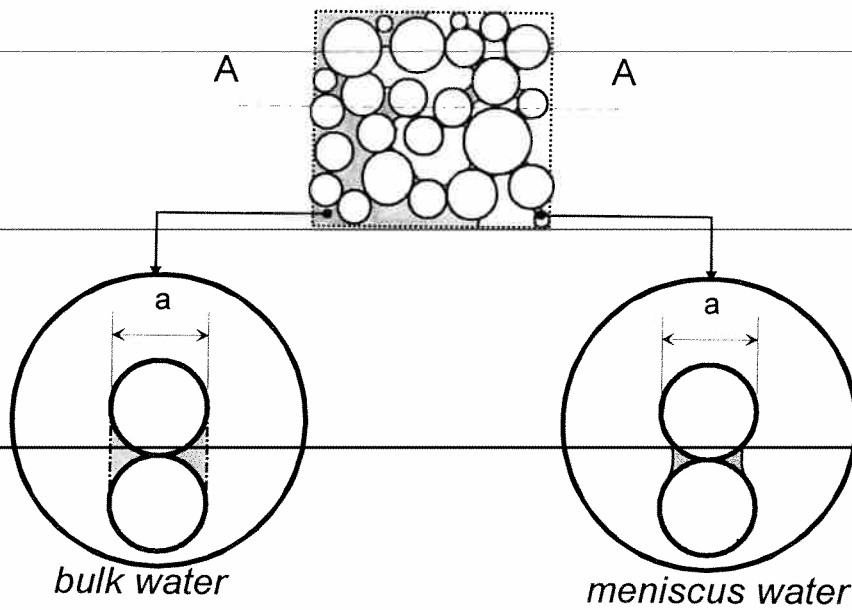


Figura II-31 Meniscus water e bulk water [Wheeler e Karube, 1996]



$$\frac{\Delta N}{a} = u_a - u_w$$

$$\Delta N = (u_a - u_w) \cdot \pi \cdot r_1^2 + \gamma_w \cdot 2 \cdot \pi \cdot r_1$$

Figura II-32 Incremento dello sforzo normale al contatto tra due particelle sferiche in presenza di bulk water o di meniscus water.

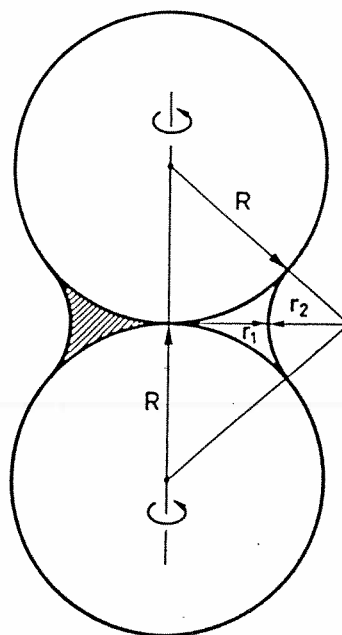


Figura II-33 Geometria del menisco toroidale [Gili, 1989]



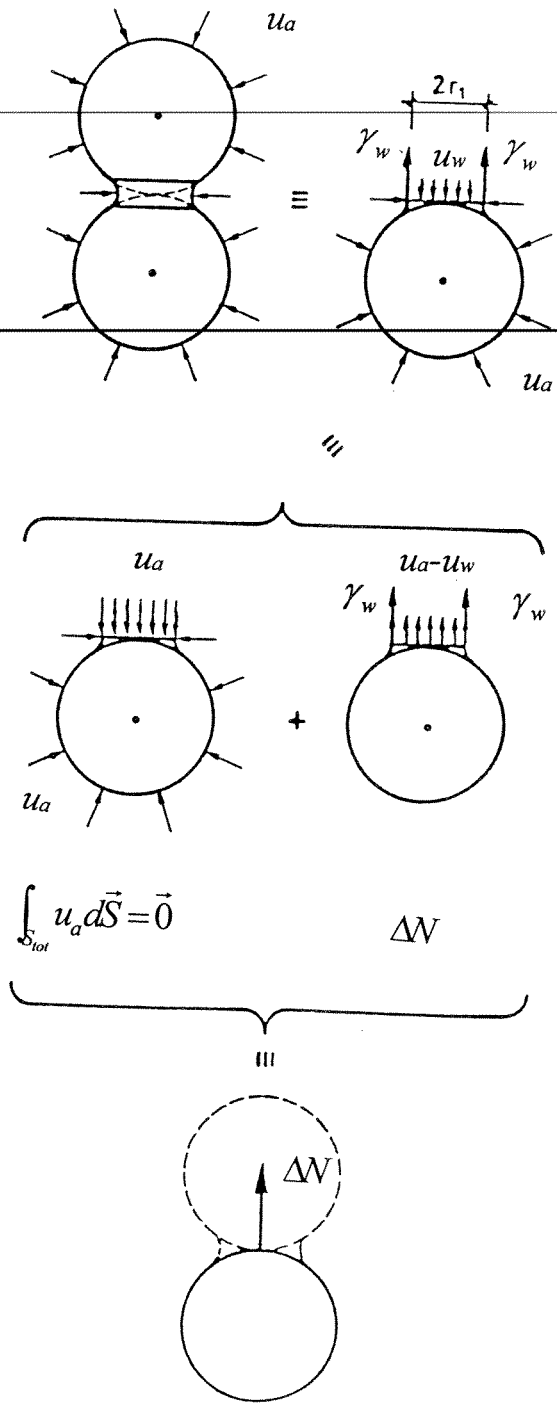


Figura II-34 Equilibrio di due particelle sferiche a contatto [Gili, 1989]

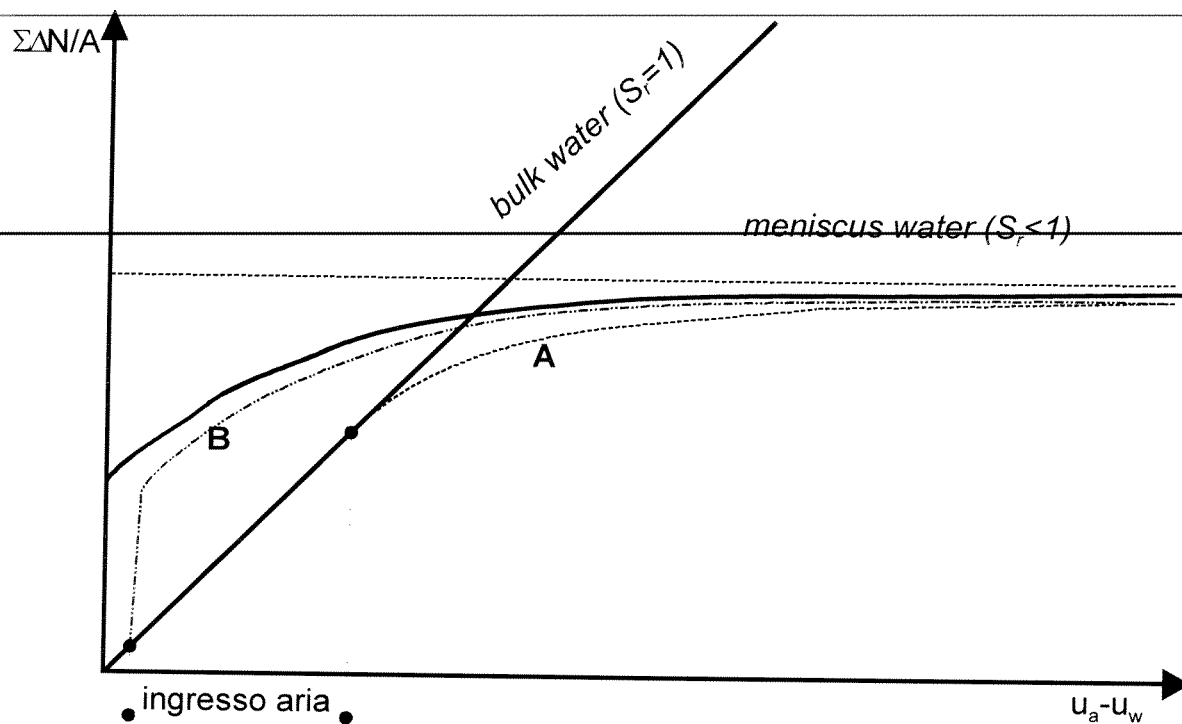


Figura II-35 Andamento qualitativo della risultante degli incrementi degli sforzi normali di contatto al variare della suzione: **A** terreno a grana fine; **B** terreno a grana grossa; [Wheeler, 1997.b]

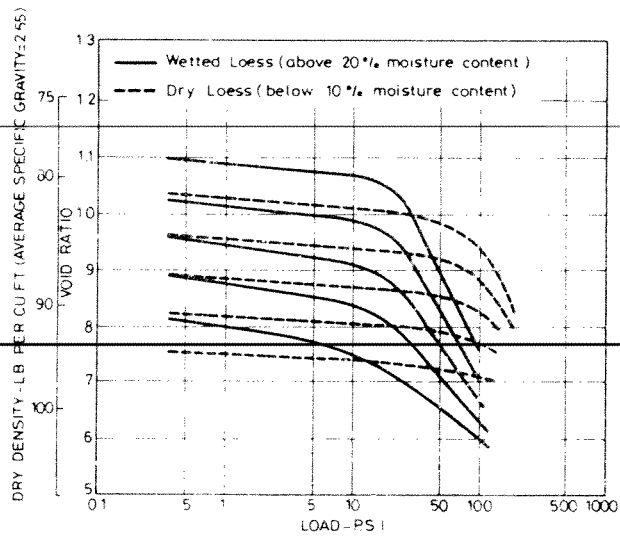


Figura II-36 Effetto della suzione sulla tensione di snervamento in condizioni edometriche; [Dudley, 1970]

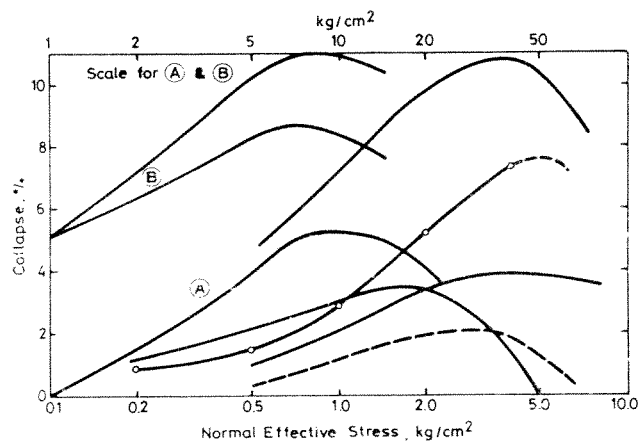


Figura II-37 Effetto della tensione verticale netta sul collasso in condizioni edometriche [Alonso et al., 1987]

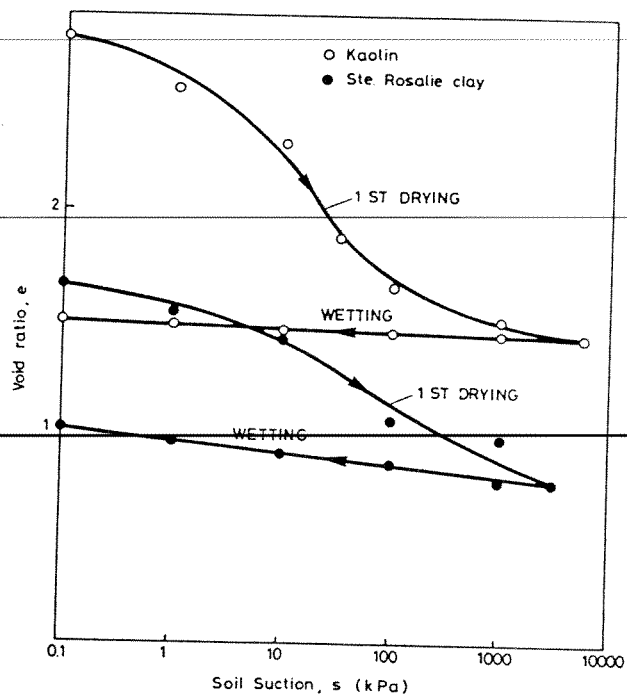


Figura II-38 Variazioni dell'indice dei vuoti prodotte da cicli di essiccamento e umidificazione per due argille [Alonso et al., 1987]

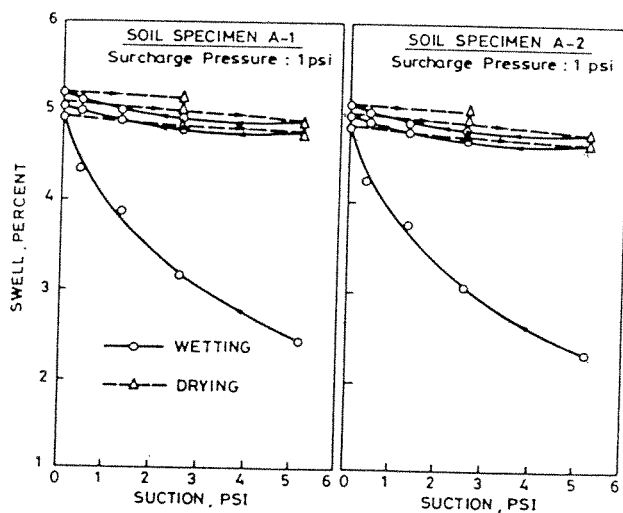


Figura II-39 Rigonfiamento prodotto da cicli di umidificazione ed essiccamento [Chu e Mou., 1987]

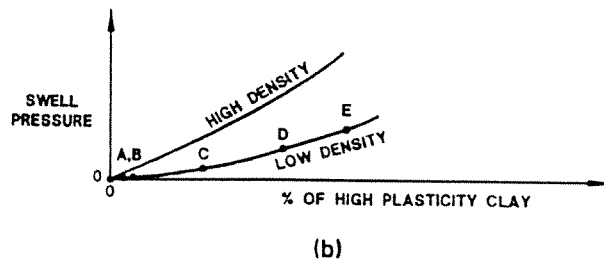
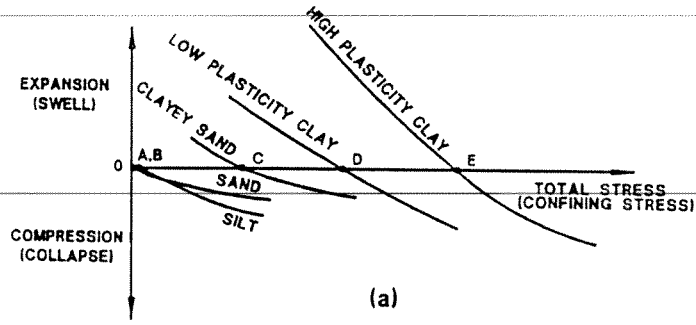


Figura II-40 Schema qualitativo della risposta dei terreni non saturi ad una riduzione di suzione [Houston et al., 1993]

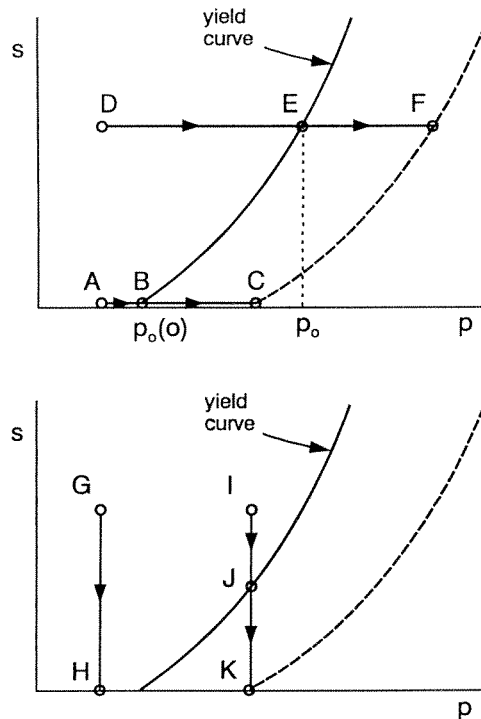


Figura II-41 Curva di snervamento in condizioni isotrope (Loading-Collapse Curve) per un terreno non saturo e possibili percorsi tensionali [Alonso et al., 1987]

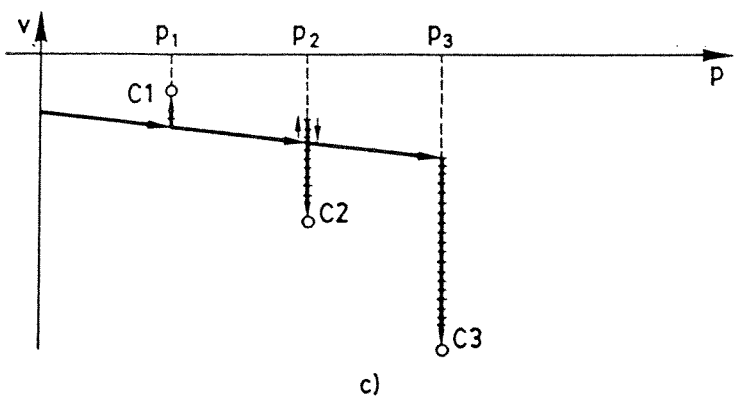
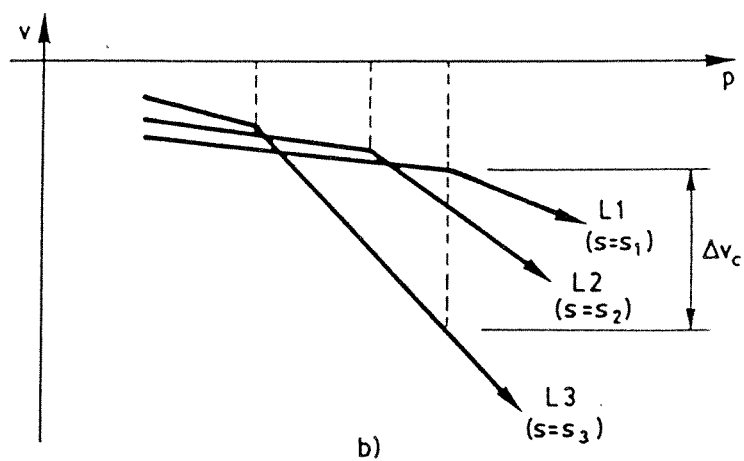
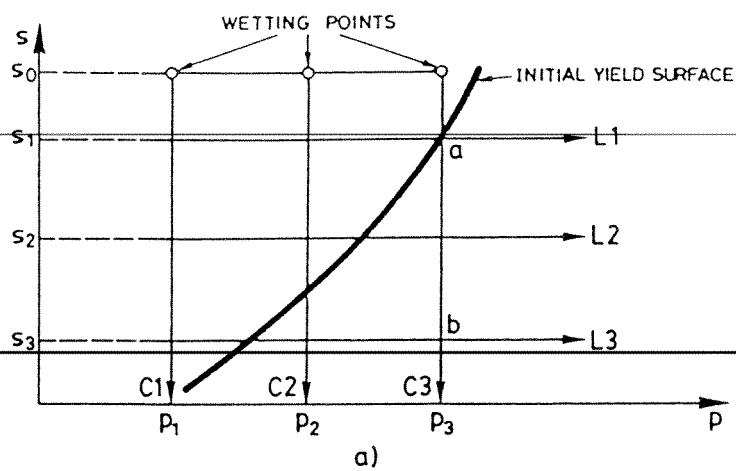
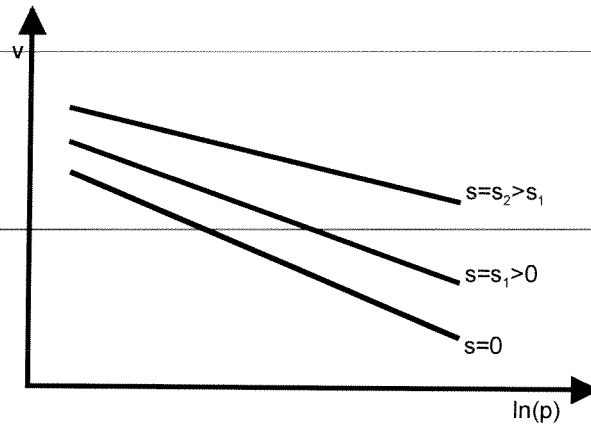
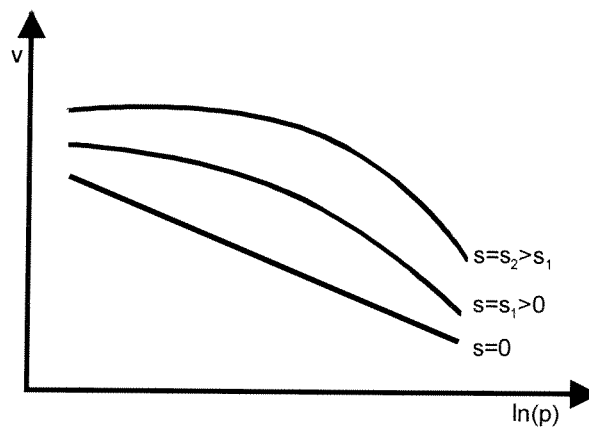


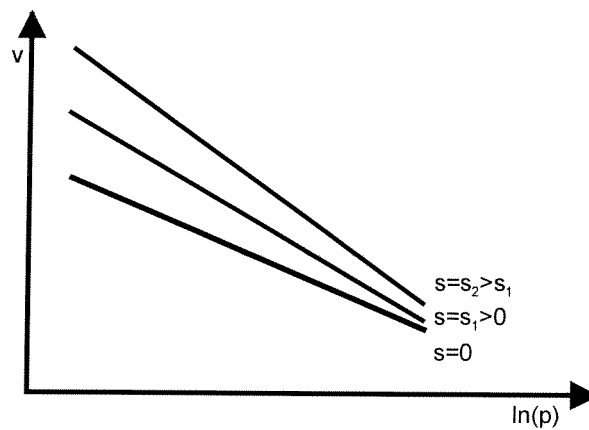
Figura II-42 Risposta del modello proposto da Alonso et al. [1987] a possibili percorsi tensionali in condizioni di carico isotrope



a) il collasso potenziale è monotonicamente crescente con la tensione sferica netta  
[Alonso et al., 1990]



b) il collasso potenziale presenta un massimo  
[Josa et al., 1992]



c) il collasso potenziale è monotonicamente decrescente con la tensione sferica netta  
[Wheeler e Sivakumar, 1995]

Figura II-43 Influenza dell'andamento della curva di normal compressione sugli effetti della tensione media netta sull'entità del collasso potenziale [Wheeler e Karube, 1996]

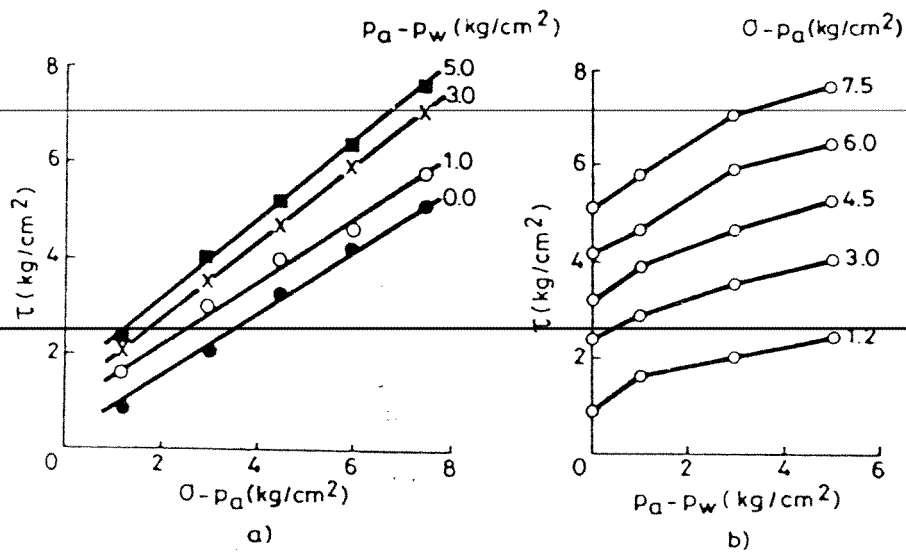


Figura II-44 Risultati di prove di taglio diretto a suzione controllata su di una argilla: a) resistenza a taglio in funzione della tensione normale netta; b) resistenza a taglio in funzione della suzione [Escario e Saez, 1986]

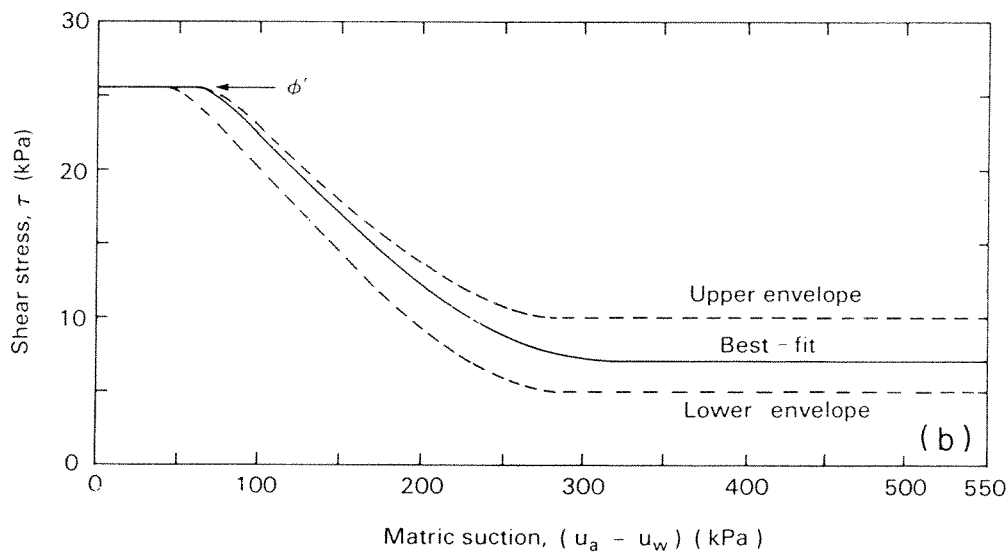


Figura II-45 Influenza della suzione sull'angolo di attrito  $\phi'$  [Gan et al., 1988]



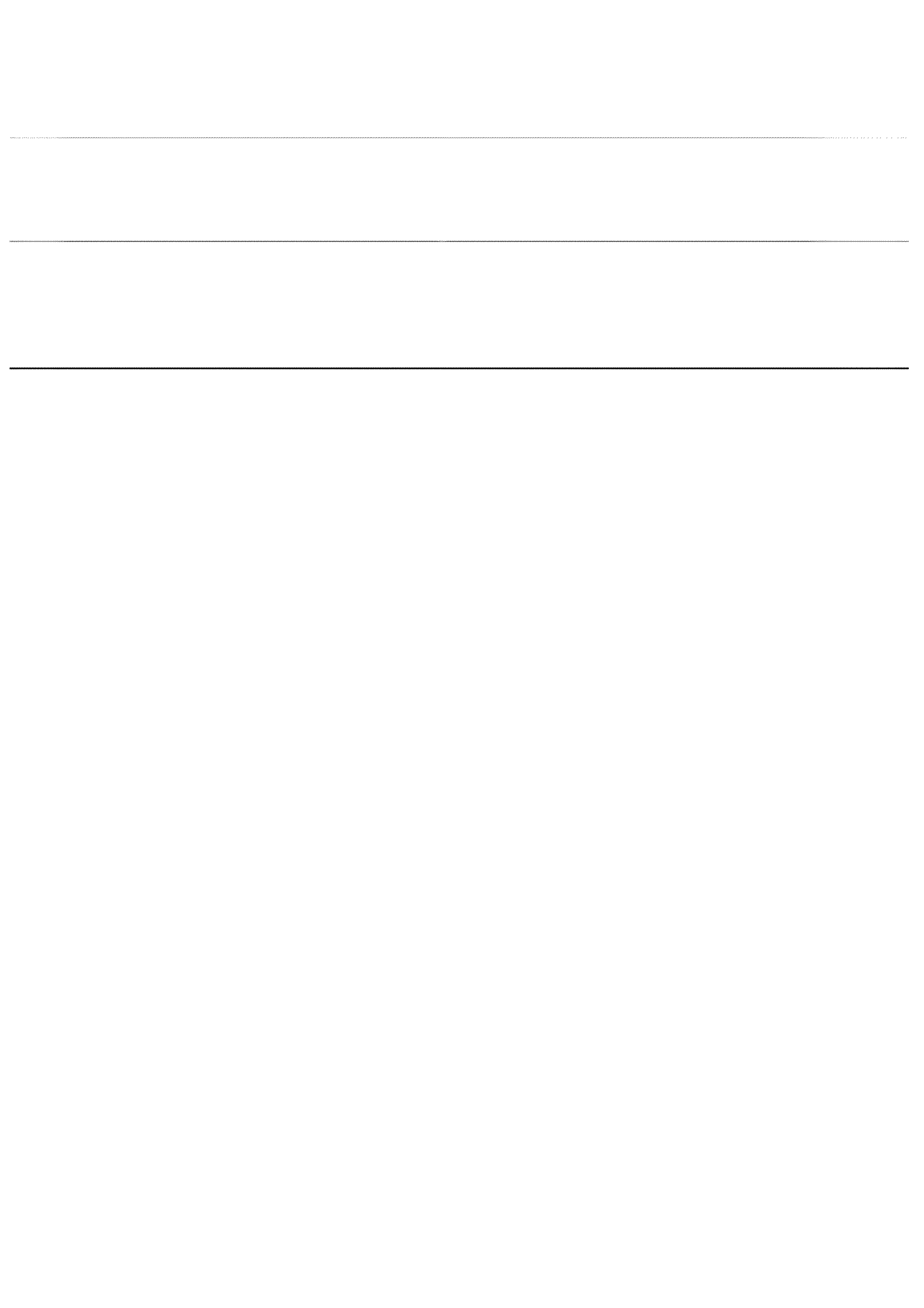
---

## CAPITOLO III

### Il materiale scelto per la sperimentazione

---

---



## CAPITOLO III IL MATERIALE SCELTO PER LA SPERIMENTAZIONE

### III.1 Introduzione

La città di Napoli sorge al centro della regione vulcanica costituita dall'edificio craterico del *Somma-Vesuvio* e dal distretto vulcanico dei *Campi Flegrei*. La genesi di gran parte dei terreni che si rinvencono nel sottosuolo dell'area metropolitana è riconducibile all'attività eruttiva che ha avuto luogo in tale regione. Tra i terreni presenti si distinguono sia materiali lapidei sia materiali sciolti. Tra questi ultimi sono oggetto dell'indagine (si veda il primo capitolo) quei terreni sciolti o debolmente cementati, costituiti da ceneri vulcaniche, più o meno ricche di pomice e di piccoli lapilli lapidei o scoriacei, eruttate sia dai *Campi Flegrei* che dal *Somma-Vesuvio*, che prendono il nome di *pozzolane*. La tessitura e la forma dei singoli elementi costituenti questi terreni, strettamente dipendenti dal chimismo e dalle condizioni del magma all'atto dell'eruzione nonché dal tipo di attività eruttiva, influiscono in modo determinante sulle loro caratteristiche meccaniche.

La diffusione dei materiali piroclastici sciolti nel territorio della città di Napoli è considerevole (Figura III-1). Molteplici sono state le alternative che si sono quindi presentate per la scelta di un sito da cui prelevare il materiale per la sperimentazione. L'ipotesi iniziale era di utilizzare una delle numerose cave di pozzolana esistenti nell'hinterland napoletano per prelevare da fronte i campioni necessari alla sperimentazione. Successivamente questa soluzione è stata scartata per problemi di ordine pratico (la maggior parte delle cave non è più in attività e per molte è difficile risalire ai proprietari). Si è dunque preferito operare su campioni prelevati in sondaggi. Il materiale scelto per la sperimentazione è stato individuato in modo da rispondere ai seguenti requisiti:

- caratteristiche di uniformità tali da garantire una non eccessiva dispersione dei dati sperimentali;
- diffusione sul territorio tale da presentare un interesse tecnico non marginale;
- facile campionabilità attraverso sondaggi;
- disponibilità di dati sperimentali su di essa.

La soddisfacente rispondenza a questi requisiti hanno condotto alla scelta della *pozzolana del tufo giallo* come oggetto della ricerca. Con tale denominazione si indica una potente coltre di materiale piroclastico depositatasi in seguito ad un evento eruttivo del complesso vulcanico dei *Campi Flegrei*, verificatosi circa 12000 anni fa, parte della quale si è trasformata dando origine ad una roccia tufacea (*tufo giallo napoletano*).

Questo capitolo è dedicato a descrivere le principali caratteristiche del materiale oggetto della sperimentazione. In un paragrafo preliminare vengono sintetizzate le indicazioni rinvenute in letteratura sulle peculiarità dei materiali piroclastici sciolti ed in particolare delle pozzolane del napoletano. Nel paragrafo successivo vengono brevemente descritte la genesi e la natura delle pozzolane del tufo giallo. Infine viene descritto il materiale studiato.

---

### III.2 Cenni sulle caratteristiche fisiche e meccaniche delle pozzolane del napoletano.

La classificazione dei materiali piroclastici sciolti è operazione tutt'altro che agevole a causa sia della grande variabilità dei tipi, sia delle differenti condizioni di genesi sia infine dell'intervento di molteplici fattori, soprattutto di carattere esterno, che possono essere intervenuti a modificare, in un secondo tempo le loro caratteristiche d'origine [Nicotera e Lucini, 1967]. Le informazioni che vanno riassunte in una classifica geotecnica riguardano evidentemente gli aspetti che hanno influenza sul comportamento meccanico limitatamente a quelle caratteristiche le cui descrizioni abbiano carattere di univocità e di ripetitività. Pertanto data la predetta variabilità dei terreni piroclastici sciolti gli unici criteri adottabili sono i seguenti:

1. distinguere tra i materiali che si trovano nelle condizioni originarie di deposizione da quelli che invece hanno subito trasformazioni successive;
2. indicare l'assortimento granulometrico tipico delle varie formazioni;
3. indicare le caratteristiche strutturali tipiche delle particelle giacché i terreni piroclastici presentano alcune particolarità di struttura e di composizione mineralogica e non possono essere identificate sulla base della sola granulometria [Penta et. al., 1961].

È dunque possibile in primo luogo distinguere tra materiali *non rimaneggiati* e materiali *rimaneggiati* [Nicotera e Lucini, 1967] fornendo in questo modo un'indicazione di massima sulle modificazioni delle caratteristiche fisiche e meccaniche che questi possono aver subito. Per descrivere la granulometria si adoperano i seguenti termini [Penta et. al., 1961]:

*cenere* per indicare un insieme di particelle contenenti le frazioni *argilla, limo e sabbia fine*;

*lapillo* per indicare un assortimento granulometrico composto da particelle di dimensioni di *sabbia* e di *ghiaia*.

L'uso di tale terminologia consente di indicare non solo la granulometria ma anche alcune caratteristiche delle particelle. Le ceneri vulcaniche sono infatti un assieme di minutissimi brandelli lavici vetrificati e soffiati, con una matrice cioè intimamente bollosa, misti a detriti vari, vitrei e non vitrei, fra i quali frammenti di cristalli intratellurici e di rocce che il magma ed i suoi gas strappano alle pareti del condotto [Nicotera e Lucini, 1967]. Tra i lapilli è inoltre possibile distinguere [Penta et. al., 1961]:

*lapilli pumicei*: sono il risultato di un'attività vulcanica esplosiva durante la quale il magma eruttato si è raffreddato e

solidificato allo stato vetroso quando era ancora ricco di gas e pertanto la struttura risultante è tipicamente spugnosa;

*lapilli scoriacei*: corrispondono all'eruzione di un magma meno ricco di gas e raffreddato più lentamente rispetto al caso precedente, si da presentare una struttura porosa caratterizzata da vuoti più grandi e meno diffusi dei lapilli pumicei;

*lapilli lapidei*: sono dei frammenti di lava eruttati già solidificati ed in massima privi di pori.

Evidentemente questi differenti tipi di particelle non si rinvencono distinti gli uni dagli altri, ma mescolati fra loro in proporzioni variabili dando luogo sostanzialmente a quattro tipi di terreni individuabili con i termini *pomici*, *lapilli*, *scorie* e *pozzolane* [Pellegrino, 1967]. Le *pomici* sono costituite essenzialmente da lapilli pumicei ed in minor misura da lapilli scoriacei e lapidei. Nei *lapilli* predominano i lapilli lapidei mentre i lapilli pumicei e scoriacei costituiscono una frazione relativamente modesta. Le *scorie* sono invece costituite quasi integralmente da lapilli scoriacei. Usualmente si definisce *proprietà pozzolanica* la capacità di reagire con calce idrata per dar luogo ad una malta resistente in acqua, pertanto a rigore di termini con il termine *pozzolana* andrebbero indicati esclusivamente quei materiali cineritici che manifestano tale proprietà. Nel napoletano invece la cenere vulcanica, più o meno ricca di pomici e di piccoli lapilli lapidei o scoriacei, eruttata sia dai *Campi Flegrei* che dal *Somma-Vesuvio*, prende il nome di *pozzolana* indipendentemente dalla sua caratteristica di impiego [Nicotera e Lucini, 1967]. Per ben comprendere le ragioni che conducono ad un assortimento granulometrico siffatto occorre tenere presente che in un'eruzione esplosiva sono proiettati dalla bocca vulcanica detriti di forme, grandezze e densità diverse. Soltanto alle maggiori distanze dall'apparato vulcanico i materiali ricadenti al suolo possono classificarsi per grandezza e densità. Nella generalità dei casi questa selezione avviene solo per i prodotti più voluminosi e pesanti per cui le ceneri vulcaniche sono quasi sempre frammiste ad abbondanti piccole pomici ed a frequenti lapilli lapidei e scoriacei.

Nel linguaggio locale i termini di cenere e di pozzolana sono dunque sinonimi. Una distinzione localmente è fatta soltanto tra pozzolane flegree, dette semplicemente *pozzolane*, e le pozzolane vesuviane, dette *pozzolane di fuoco*. Le differenze tra questi due tipi di pozzolane sono però sostanziali. Mentre le pozzolane flegree sono per lo più costituite da sostanza vetrosa intimamente soffiata alla quale si associano talvolta frammenti cristallini (specialmente sanidino), quelle vesuviane sono caratterizzate da una prevalenza di frammenti cristallini (soprattutto leucite) con scarsa sostanza vetrosa.

La tessitura e la forma dei singoli elementi costituenti questi terreni, strettamente dipendenti dal chimismo e dalle condizioni del magma all'atto dell'eruzione nonché dal tipo di attività eruttiva, influiscono in modo

determinante sulle loro caratteristiche fisiche e meccaniche. Come si è detto una pozzolana è costituita essenzialmente da particelle di sostanza vetrosa dalla struttura spugnosa, la cui superficie esterna è caratterizzata da un contorno irregolare e dalla presenza di numerosissimi pori. Elemento caratteristico della struttura delle singole particelle di pozzolana è proprio la presenza di questi pori che possono essere suddivisi in *pori esterni* e *pori interni* a seconda che siano comunicanti o meno con l'ambiente esterno (si veda la Figura III-2).

L'indagine sperimentale più estesa è completa sulle caratteristiche fisiche e meccaniche delle pozzolane del napoletano è stata svolta alla fine degli anni sessanta presso il laboratorio dell'allora *Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra* (oggi *D.I.G.*) [Pellegrino, 1967]. In quella occasione furono svolte numerose prove di laboratorio su campioni indisturbati provenienti da una vasta area geografica comprendente la città di Napoli ed alcune località alla sua periferia nordorientale. A tutt'oggi tali dati sono ancora da considerarsi come il principale punto di riferimento per lo studio di questi materiali.

Pellegrino suddivise le pozzolane studiate nella sua indagine, in funzione dei processi subito dopo la loro deposizione, in:

*pozzolane in sede* quando non hanno subito processi di alterazione successivi alla deposizione;

*pozzolane rimaneggiate* quando sono state rimosse dalle acque superficiali, trasportate, rimaneggiate e depositate a distanze anche notevoli;

*pozzolane dilavate* qualora abbiano subito processi simili a quelli che hanno portato alla formazione delle pozzolane rimaneggiate, ma di intensità nettamente maggiore sicché il loro assortimento granulometrico ne è risultato sensibilmente modificato.

In Figura III-3 sono riportati i fusi granulometrici delle tre classi di materiali indicate. Evidentemente la granulometria delle pozzolane rimaneggiate è irregolarmente variabile a differenza di quella delle pozzolane in sede, per le quali la curva granulometrica è legata solo ai caratteri dell'attività vulcanica dalla quale hanno preso origine. È importante osservare che la natura chimico-mineralogica della frazione fine ( $<2\mu\text{m}$ ) delle pozzolane non è in genere argillosa [Scherillo, 1955; Penta et al., 1961].

In Tabella III.2-1 sono riportate le caratteristiche fisiche medie dei materiali studiati da Pellegrino [1967]. Per quanto detto sull'estensione dell'indagine da cui questi dati sono stati tratti è ragionevole assumere che questi siano rappresentativi delle caratteristiche medie delle pozzolane del napoletano. Due sono gli aspetti più caratteristici: il basso valore medio del peso specifico dei grani (dovuto all'elevata porosità interna delle particelle); i bassi valori del grado di saturazione. Quest'ultimo aspetto è dovuto al

fatto che in molti casi le pozzolane del napoletano sono situate al disopra del pelo libero della falda e pertanto si trovano in condizioni di parziale saturazione.

	Pozzolane	
	<i>In sede</i>	<i>Rimaneggiate</i>
$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	22.857	24.819
$e$	1.272	1.174
$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10.006	11.085
$w$	0.230	0.310
$S_r$	0.410	0.630
$G_s$	2.33	2.53

Tabella III.2-1 Valori medi delle caratteristiche fisiche generali  
[Pellegrino, 1967]

Uno degli aspetti tipici del comportamento meccanico delle pozzolane del napoletano che fu sistematicamente osservato da Pellegrino è il loro comportamento collassante. Nel corso della ricerca sperimentale, di cui già si è detto in precedenza, vennero condotte numerose prove edometriche su pozzolane a contenuto d'acqua naturale. Durante alcune di queste il materiale venne saturato sotto un modesto battente idraulico (al massimo 60 cm) per determinare le conseguenze della saturazione. I risultati ottenuti sono riportati nei tre diagrammi di Figura III-4: nel primo di essi sono rappresentati i cedimenti provocati dalla saturazione in funzione della tensione verticale ( $\sigma_v = 78.48$  kPa, 147.15 kPa, 304.11 kPa, 618.03 kPa), nel secondo i cedimenti in funzione del grado di saturazione  $S_{r0}$  prima dell'immissione dell'acqua; nel terzo i cedimenti in funzione dell'indice dei vuoti  $e_0$  prima della saturazione. Si noti come in nessun caso si manifestò un comportamento rigonfiante e solo in alcune prove condotte su pozzolane rimaneggiate caratterizzate da un basso valore dell'indice dei pori ( $e_0 < 0.9$ ) la saturazione non provocò alcun effetto apprezzabile.

Un altro aspetto tipico del comportamento meccanico delle pozzolane messo in risalto da Pellegrino, osservato anche da altri autori [Croce, 1954; Penta et al., 1961; Croce, 1967], riguarda le modalità con cui i processi di consolidazione si sviluppano in questi materiali. Il decorso del cedimento primario è infatti molto rapido mentre il cedimento secondario è molto pronunziato. Quest'ultimo fenomeno è testimoniato dai diagrammi di Figura III-5 in cui sono riportati gli andamenti del parametro  $C_{\omega}^1$  per le pozzolane *in sede* e le pozzolane rimaneggiate determinati sulla base dei risultati riportati da Pellegrino.

<sup>1</sup> Il coefficiente di consolidazione secondaria in termini di deformazioni  $C_{\omega}$  è definito dalla relazione  $C_{\omega} = \Delta \varepsilon_d / \log(t/t_0)$  per tempi  $t$  maggiori di quelli in cui si esaurisce la consolidazione primaria.



Un'ultima indicazione che si trae dal lavoro di Pellegrino riguarda le caratteristiche di resistenza di questi materiali. In particolare per pozzolane con un grado di saturazione inferiore al 70% gli intervalli di variabilità dei parametri dell'involuppo di rottura in termini di tensioni totali sono riportati in Tabella III.2-2.

<b>Pozzolane</b>		
	<i>In sede</i>	<i>Rimaneggiate</i>
$\phi$ [°]	34÷38	32÷36
$c$ [kPa]	0÷40	0÷30

*Tabella III.2-2 Intervalli di variabilità dei parametri di resistenza in termini di tensioni totali per pozzolane del napoletano [Pellegrino, 1967]*

### III.3 Cenni sulla genesi della pozzolana del tufo giallo napoletano

Il distretto vulcanico dei *Campi Flegrei* sorge ad ovest dell'area urbana di Napoli. L'inizio dell'attività di questo complesso non è nota con precisione ma senza dubbio risale a più di 48.000 anni fa [Rosi e Sbrana, 1987]. In questa regione ha avuto luogo una serie impressionante di eruzioni da una moltitudine di crateri. L'elemento morfologico più evidente dei *Campi Flegrei* è rappresentato da una caldera larga circa 12 km (Figura III-6) che sarebbe stata prodotta dal collasso del bacino magmatico successivo secondo alcuni [Rosi et al., 1983] all'eruzione dell'*ignimbrite campana*<sup>2</sup> (anche nota come *tufo grigio campano*) e secondo altri [Lirer et al., 1987] all'eruzione del *tufo giallo napoletano*. Nella prima ipotesi l'evento che ha prodotto la caldera viene assunto come riferimento nel descrivere l'attività del distretto vulcanico. Questa può pertanto essere suddivisa nel modo seguente<sup>3</sup> [Rosi e Sbrana, 1987]:

**attività precedente alla caldera:** l'inizio preciso dell'attività è come detto ignoto ma è fatto comunque risalire a più di 48.000 anni fa; durante questo periodo l'attività del distretto si sarebbe sviluppata in diversi piccoli centri sia in ambiente sub-aereo sia in ambiente sottomarino;

**attività successiva alla caldera:**

**fase A:** 35.000÷11.500 anni fa: antica prevalentemente sottomarina;

**fase B:** 10.500÷8.000 anni fa: antica prevalentemente subaerea;

**fase C:** 4.500÷3.700 anni fa : recente subaerea;

**fase D:** storica

Il *tufo giallo napoletano* è uno dei prodotti più tipici e diffusi dell'attività esplosiva dei *Campi Flegrei*. La sua formazione viene fatta risalire a 12.000 anni fa [Rosi e Sbrana, 1987] e si rinviene in vasti e potenti depositi sia nell'area del distretto vulcanico dei *Campi Flegrei* sia nella piana campana.

<sup>2</sup> Questo materiale si sarebbe formato a seguito di una gigantesca eruzione avvenuta circa 35.000 anni fa. Si possono apprezzare le dimensioni di quest'evento se si considera che i prodotti di questa eruzione ricoprono tutta la piana campana compresa tra il vulcano del Roccamonfina e la città di Salerno con spessori che in alcuni punti raggiungono i 40÷60 m. Secondo altri autori [Barberi et al., 1978; Di Girolamo et al., 1984; Scandone et al., 1991] l'*ignimbrite campana* avrebbe avuto origine a nord dei *Campi Flegrei*.

<sup>3</sup> La prima suddivisione dell'attività dei *Campi Flegrei* risale al De Lorenzo [1909] che distinse: un *primo periodo* durante cui sarebbero stati prodotti materiali quali la *breccia museo* ed il *piperno*; un *secondo periodo* durante cui sarebbe stato prodotto il *tufo giallo napoletano*; un *terzo periodo* a cui sarebbero ascrivibili i materiali piroclastici sciolti (in parte *pozzolane*) dei vulcani posteriori alla formazione del *tufo giallo*. Successivamente Rittman [1951] introdusse una diversa suddivisione che comprendeva un ciclo di attività anteriore al *primo periodo* individuato dal De Lorenzo. In particolare si distinguevano i seguenti cicli eruttivi: *ciclo eruttivo dell'Archiflegreo* cui si attribuiva l'*ignimbrite campana*; il *ciclo eruttivo antico dei Campi Flegrei*, corrispondente al primo e secondo periodo del De Lorenzo e che si chiudeva con la formazione del *tufo giallo napoletano*; *ciclo eruttivo recente dei Campi Flegrei*, corrispondente al terzo periodo del De Lorenzo.

Riguardo la sua origine Scarpati et al. [1993] riportano le seguenti due ipotesi alternative formulate negli anni da diversi autori:

1. il materiale è il prodotto di un'unica eruzione indicata come *eruzione del tufo giallo napoletano*;
2. il materiale è stato emesso in tempi significativamente diversi da diversi centri eruttivi e viene nel complesso indicato con il nome di *formazione del tufo giallo napoletano*.

In particolare Scarpati et al. [1993] fanno propria la prima ipotesi e descrivono nel modo seguente l'eruzione di tipo *freatico-pliniana*<sup>4</sup> (si veda la Figura III-7):

**fase A:** dalla nube generata dalla colonna eruttiva si ha inizialmente una caduta di ceneri che danno origine a una prima unità stratigrafica (A1);

**fase B:** in seguito delle *correnti piroclastiche (surges)* si formano sia per un parziale collasso della colonna sia direttamente dalla bocca eruttiva dando luogo ad una seconda unità stratigrafica (A2); occasionalmente delle esplosioni ritmiche producono cadute di pomici che formano degli orizzonti stratigrafici distinti nelle formazioni precedenti (A3-A6);

**fase C:** successivamente ripetuti collassi della colonna eruttiva producono numerosi *flussi piroclastici (flows)* da cui hanno origine i depositi successivi (unità stratigrafica B) nei quali la presenza di facies grossolane in prossimità della base indica l'inizio del crollo della caldera al principio di questa fase.

I materiali prodotti da questa eruzione (o l'insieme dei materiali prodotti da diverse eruzioni che nel complesso costituiscono la *formazione del tufo giallo napoletano*) si presentano sia sciolti sia litificati. La diagenesi di questi materiali piroclastici è strettamente collegata al tipo di attività eruttiva che li ha prodotti. Il processo di litificazione dei materiali piroclastici del napoletano è infatti da attribuirsi esclusivamente fenomeni di autometamorfismo (autopneumatolisi e autoidrotermalizzazione). Principali agenti di questi fenomeni sono i gas sprigionatisi dall'ammasso dei materiali piroclastici depositatisi ancora caldi e ricchi di sostanze volatili. La litificazione non va dunque attribuita alle particolari condizioni ambientali in cui è avvenuta la deposizione (carico di materiali sovrastanti, intervento di acque di circolazione ecc.) e neppure al particolare stato di suddivisione o al grado di disuniformità degli elementi costituenti i materiali piroclastici. I passaggi gradualmente e sfumati sia in senso verticale sia in senso orizzontale dalla facies litoide a quella sciolta sono pertanto giustificati dal fatto che il grado di diagenesi dipende soprattutto dalla

<sup>4</sup> Il materiale proiettato da una esplosione iniziale a condotto ostruito frammisto al vapore acqueo proveniente dalla falda freatica forma una miscela che si innalza in forma di colonna.

temperatura e dal contenuto di gas dei materiali all'atto della loro deposizione. La facies non litificata del *tufo giallo* viene indicata comunemente come *pozzolana del tufo giallo*. Essa è come detto una pozzolana dei *Campi Flegrei* e pertanto per essa valgono tutte le considerazioni svolte nel paragrafo III.2.

---

---

### III.4 Osservazioni preliminari sul materiale scelto per la sperimentazione

Il materiale oggetto della sperimentazione è stato prelevato in 5 sondaggi eseguiti nel quartiere di Secondigliano nella zona nordorientale della città di Napoli nei primi mesi dell'estate del '96. Il prelievo è avvenuto con campionatori aperti a parete sottile  $\varnothing 83 \text{ mm}^5$  di lunghezza variabile tra i 300 ed i 500 mm. La tecnica di prelievo è quella comunemente usata per questo tipo di materiali ed ha sempre dato buoni risultati nel corso degli anni.

La sperimentazione ha comportato l'impiego di 30 campioni. In Tabella III.4-2 sono riportati per ciascuno di essi il sondaggio di provenienza la profondità di prelievo ed una sintetica descrizione eseguita all'atto dell'apertura. I campioni impiegati sono stati prelevati ad una profondità compresa tra 12.5 m e 19.5 m. In base alle conoscenze della geologia della zona (si veda la stratigrafia in Figura III-8) e all'esame visivo dei campioni si è potuto concludere che il materiale prelevato appartiene alla formazione della pozzolana del *tufo giallo napoletano*.

Durante il corso della sperimentazione sono state effettuate diverse analisi granulometriche in Figura III-9 è riportato il fuso risultante. Come di può osservare quest'ultimo è in buon accordo con i dati riportati da Pellegrino [1967] per le pozzolane in sede. Le caratteristiche fisiche del materiale sono state determinate numerose volte durante la sperimentazione. In Figura III-10 sono riportate le determinazioni in funzione della profondità di prelievo. Si può osservare che le caratteristiche fisiche variano in modo significativo ma che comunque tali variazioni sono compatibili con la naturale variabilità della pozzolana del tufo giallo. In Tabella III.4-1 sono riportati i valori medi e le deviazioni standard di tali caratteristiche ( $G_s=2.43$ ). Come si vede anche questi sono in buon accordo con quelli riportati da Pellegrino [1967]. Si osserva in particolare che il valore medio del grado di saturazione è 0.473 e che in ogni caso risulta minore di 0.736.

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$e$	$w_0$	$S_{r,0}$
Valore medio	13.144	10.567	1.271	0.246	0.473
Valore minimo	11.092	8.304	0.873	0.175	0.325
Valore massimo	15.733	12.725	1.871	0.413	0.736
Dev. st.	0.901	0.858	0.192	0.053	0.084
Coeff. var. [%]	6.85	8.12	15.06	21.63	17.72

Tabella III.4-1 Caratteristiche fisiche della pozzolana impiegata nel corso della sperimentazione.

<sup>5</sup> In alcuni casi sono stati impiegati dei campionatori di diametro leggermente superiore.

Nel capitolo II si è sottolineata la notevole influenza che ha la microstruttura sul comportamento meccanico dei terreni non saturi. Pertanto sul materiale oggetto della sperimentazione sono state effettuate una serie di osservazioni con un microscopio a scansione elettronica (SEM).

In primo luogo si è voluto accertare se tra le particelle di pozzolana esistessero dei legami di cementazione. L'esame al microscopio a scansione del materiale indisturbato<sup>6</sup> ha permesso di escludere l'esistenza di tali legami. Dalla Figura III-11 alla Figura III-15 è riportata una serie di fotografie eseguite con il microscopio a scansione. Queste rappresentano gli ingrandimenti successivi (100:1, 400:1, 1.000:1, 10.000:1) di una superficie del provino. Le immagini indicano con sufficiente chiarezza l'assenza di elementi cui possa essere attribuita una cementazione reciproca delle particelle. Tutti gli elementi presenti mostrano una natura in apparenza vetrosa con le fratture concoidi che la distinguono. La microtessitura è con ogni evidenza caotica e non è possibile sulla base delle poche osservazioni effettuate individuare con certezza degli elementi distintivi. Le particelle appaiono a loro volta caratterizzate da una geometria complessa come è evidenziato dalla serie di fotografie riportate dalla Figura III-16 alla Figura III-18. In esse compaiono una serie di particelle isolate<sup>7</sup> le une dalle altre. Come si vede le particelle presentano in generale una struttura bollosa nella quale possono restare incastrate delle particelle più piccole. La Figura III-18 evidenzia la presenza di una frazione finissima depositata sulle particelle di dimensioni maggiori. L'aspetto di tale frazione porta ad escluderne la natura argillosa concordemente con quanto noto sulla natura mineralogica della pozzolana del tufo giallo.

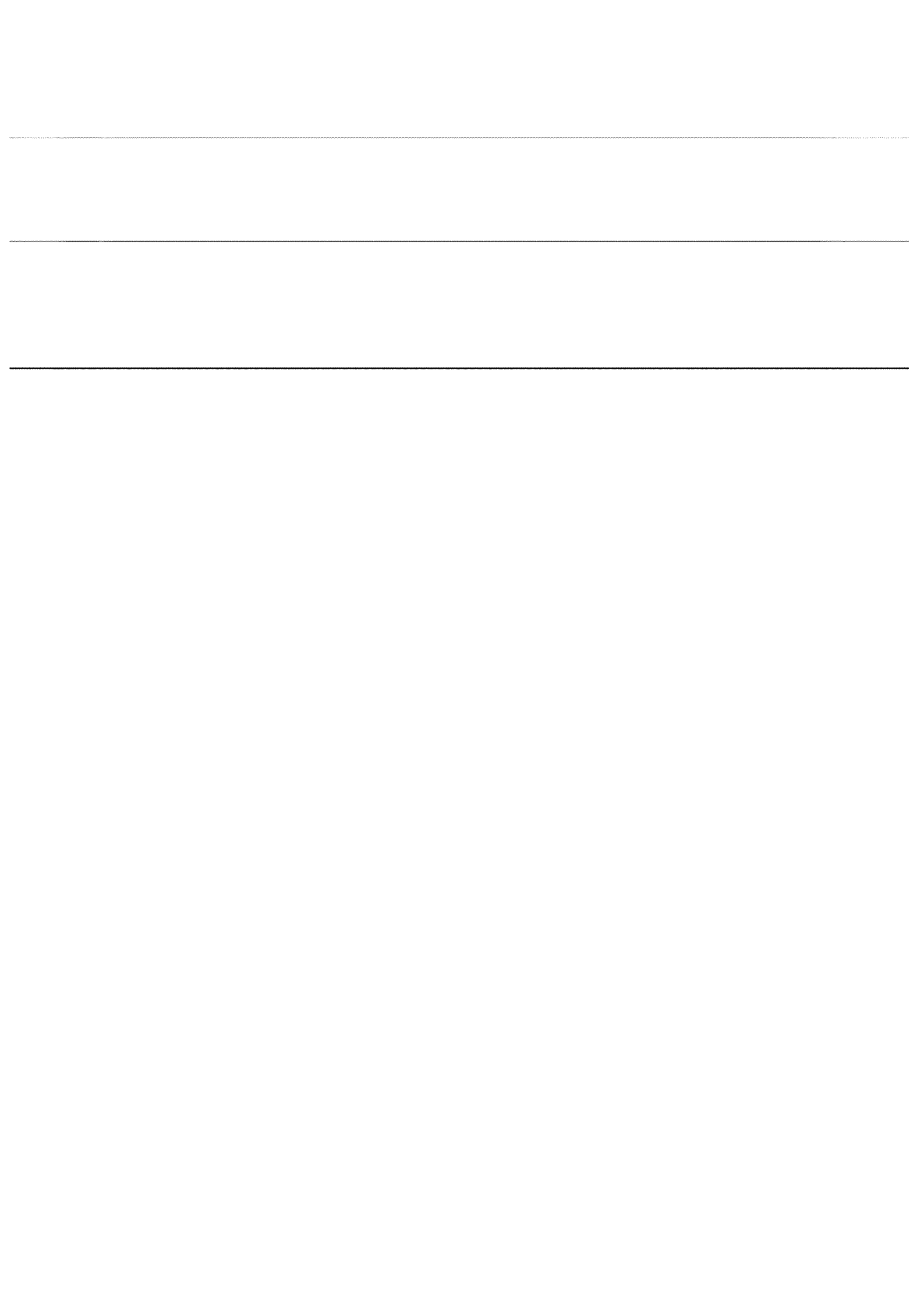
---

<sup>6</sup> All'interno del microscopio a scansione viene praticato un vuoto spinto e dunque è necessario preventivamente essiccare il provino da osservare. In linea di principio questa operazione può disturbare la *struttura* del terreno tuttavia se la si esegue con sufficiente lentezza (ad esempio essiccando il provino in un ambiente ad umidità controllata) si può minimizzare il disturbo.

<sup>7</sup> Il materiale è stato disgregato immergendolo in un bagno di alcool e sottoponendolo ad ultrasuoni.

#	profondità [m]		Ø [mm]	L [mm]	Descrizione
SG1 1	15	15.3	83	300	Pozzolana grigio giallognola (limo con sabbia ghiaioso; dmax = 10 mm);
SG1 2	15.3	15.6	83	300	Pozzolana (limo con sabbia ghiaioso; dmax = 10 mm);
SG1 3	15.6	15.9	83	300	Pozzolana (limo con sabbia ghiaioso; dmax = 20 mm);
SG1 5	16.2	16.3	83	300	Pozzolana (limo con sabbia ghiaioso; dmax = 50 mm);
SG1 6	16.5	16.8	83	300	Pozzolana (limo con sabbia ghiaioso; dmax = 20 mm);
SG1 7	16.8	17.1	83	300	Pozzolana (limo con sabbia ghiaioso; dmax = 15 mm);
SG1 8	17.1	17.4	83	300	Pozzolana con molte scorie e pomici
SG1 10	17.7	18	83	300	Pozzolana (limo con sabbia ghiaioso; dmax = 15 mm);
SG1 11	18	18.3	83	300	Pozzolana (limo con sabbia ghiaioso; dmax = 20 mm);
SG1 12	18.3	18.6	83	300	Pozzolana (limo con sabbia ghiaioso; dmax = 15 mm);
SG1 13	18.6	18.9	83	300	Pozzolana (limo con sabbia ghiaioso; dmax = 15 mm);
SG2 2	15.3	15.8	85	400	Pozzolana (limo con sabbia ghiaioso; dmax = 15 mm);
SG2 11	18.5	19.1	83	300	Pozzolana con molte pomici debolmente cementato
SA 13	16.5	16.8	83	300	Pozzolana (limo con sabbia debolmente ghiaiosa; pomici dmax = 5 mm) colore giallognolo
SA 14	17.4	17.7	83	300	Pozzolana (limo con sabbia debolmente ghiaiosa; pomici dmax = 5 mm) colore giallognolo
SA 15	18.2	18.5	83	300	Pozzolana (limo con sabbia debolmente ghiaiosa; pomici dmax = 5 mm) colore giallognolo
SA 16	18.8	19.1	83	300	Pozzolana (limo con sabbia debolmente ghiaiosa; pomici e qualche lapillo dmax = 15 mm) colore grigio verde; livelli di sabbia
SA 17	19.5	19.8	83	300	Pozzolana (limo con sabbia debolmente ghiaiosa; pomici e qualche lapillo dmax = 15 mm) colore grigio verde;
SB 7	14	14.3	83	300	Pozzolana (limo con sabbia ghiaioso; pomici dmax = 25 mm) colore giallognolo;
SB 8	14.7	15	83	300	Pozzolana (limo con sabbia ghiaioso; pomici dmax = 25 mm) colore giallognolo;
SB 9	15.5	15.8	83	300	Pozzolana (limo con sabbia deb. argilloso; dmax = 15 mm) colore giallognolo; nella parte centrale uno strato di circa 6-7 cm di cenere con pomici (dmax = 20 mm); alcuni strati cementati
SB 10	16.2	16.5	83	300	Pozzolana (limo con sabbia deb. ghiaioso; dmax = 20 mm) colore giallognolo; strati di cenere (sul fondo strato 30 mm);
SB 11	16.8	17.1	83	300	Pozzolana (limo con sabbia deb. ghiaioso; dmax = 5 mm) colore giallognolo
SB 13	18.5	18.8	83	300	Pozzolana (limo con sabbia deb. ghiaioso; dmax = 25 mm) colore giallognolo;
SB 15	19.8	20.1	83	300	Pozzolana (limo con sabbia deb. ghiaioso; dmax = 25 mm) colore giallognolo;
SC 10	14.4	14.7	89	300	Pozzolana (sabbia con limo ghiaiosa; dmax = 25 mm)
SC 11	14.9	15.2	89	300	Pozzolana (sabbia con limo ghiaiosa; pomici diffuse, qualche lapillo dmax = 30)
SC 12	15.4	15.7	89	300	Pozzolana (limo con sabbia deb. ghiaioso; lapilli dmax = 15 mm) colore giallognolo;
SC 13	15.9	16.2	89	300	Pozzolana (limo con sabbia deb. ghiaioso; pomici dmax = 15 mm) colore giallognolo;
SC 18	18.6	18.9	89	300	Pozzolana (limo con sabbia ghiaioso; pomici dmax = 25 mm) colore giallognolo;

Tabella III.4-2 Elenco dei campioni impiegati nel corso della sperimentazione





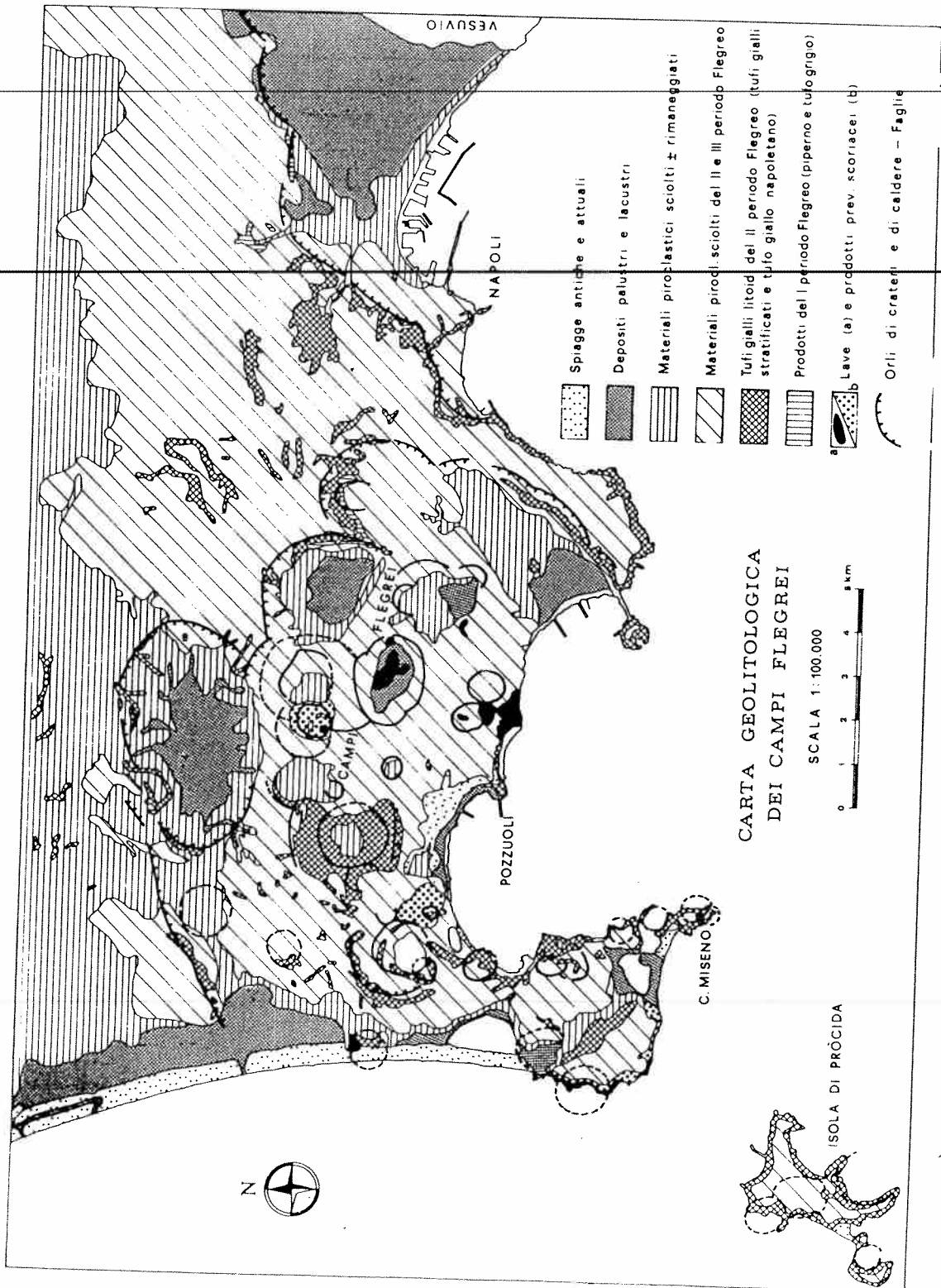
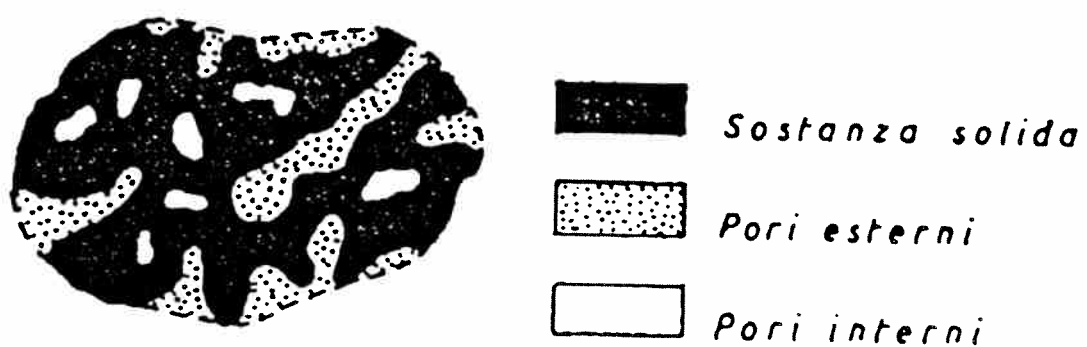
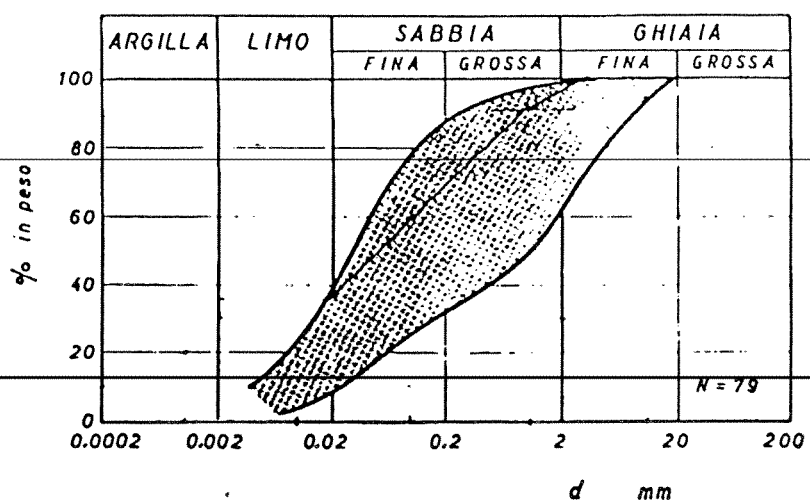


Figura III-1 Carta geolitologica semplificata dei Campi Flegrei

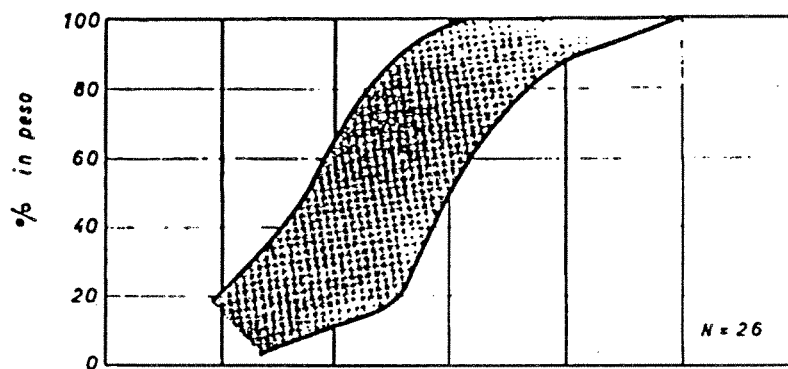


*Figura III-2 Sezione schematica di una particella di pozzolana  
[Pellegrino, 1967]*

POZZOLANE IN SEDE



POZZOLANE RIMANEGGIATE



POZZOLANE DILAVATE

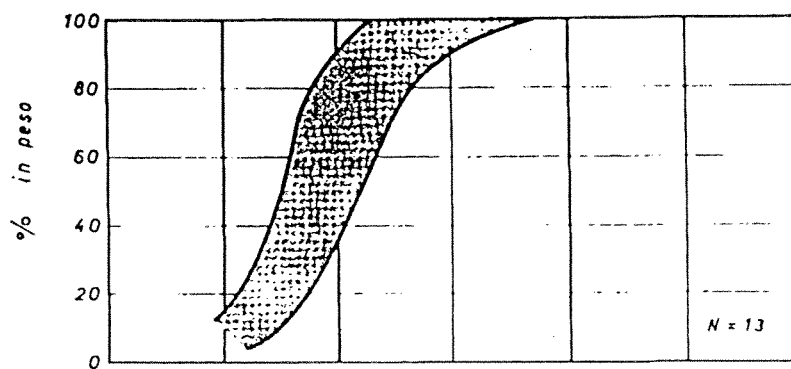


Figura III-3 Fusi granulometriche di pozzolane in sede, rimaneggiate e dilavate [Pellegrino, 1967]

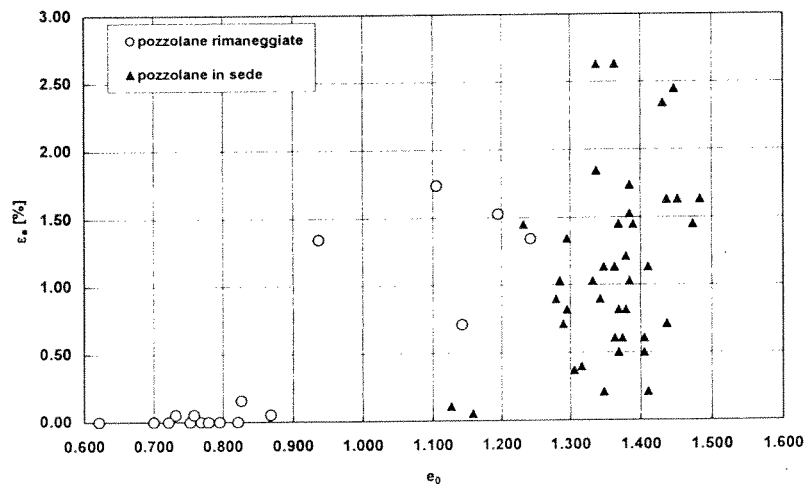
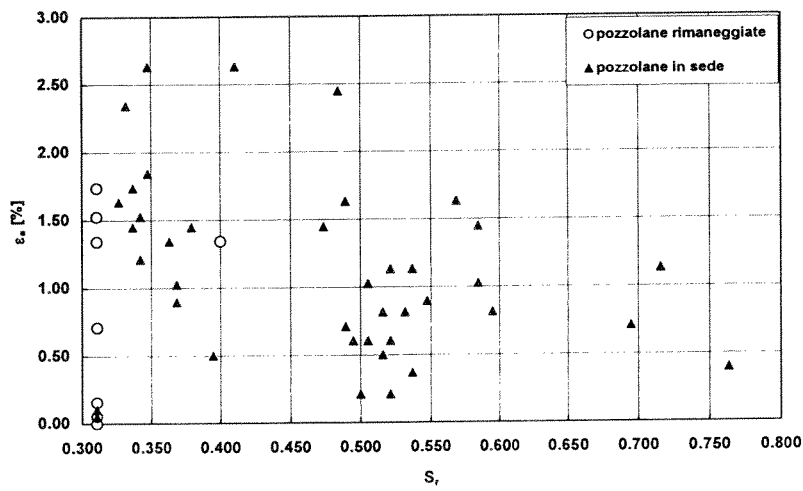
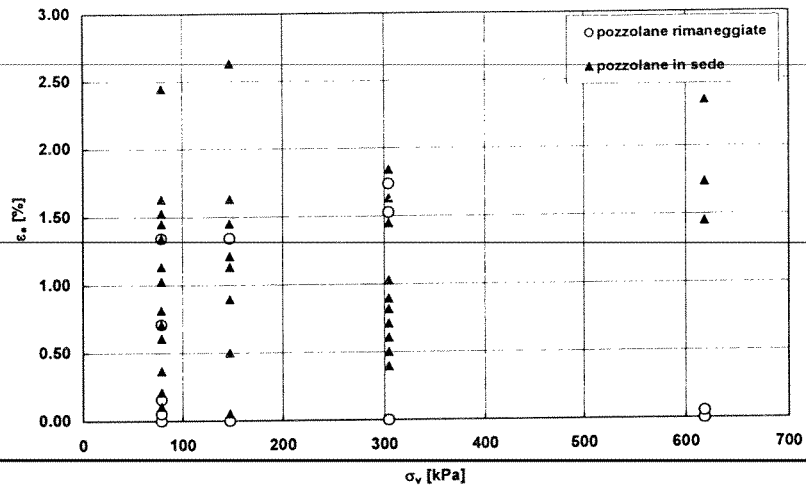


Figura III-4 Deformazioni di pozzolane del napoletano prodotte dalla saturazione in edometro in corrispondenza di diversi livelli tensionali [Pellegrino, 1967]

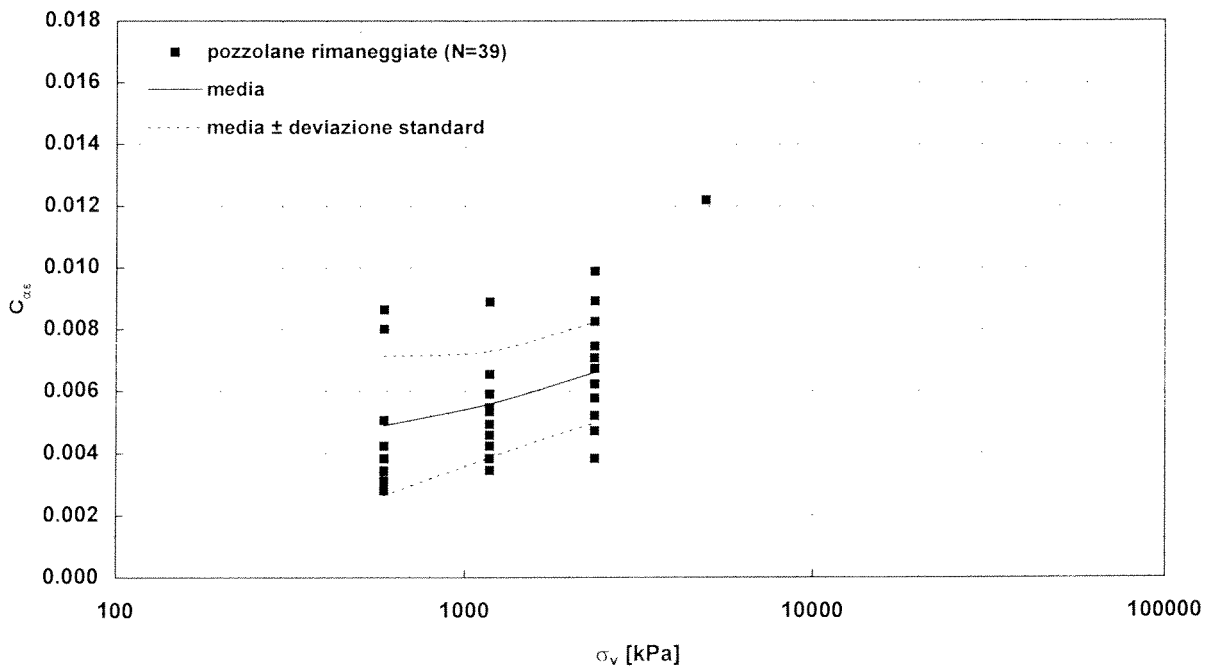
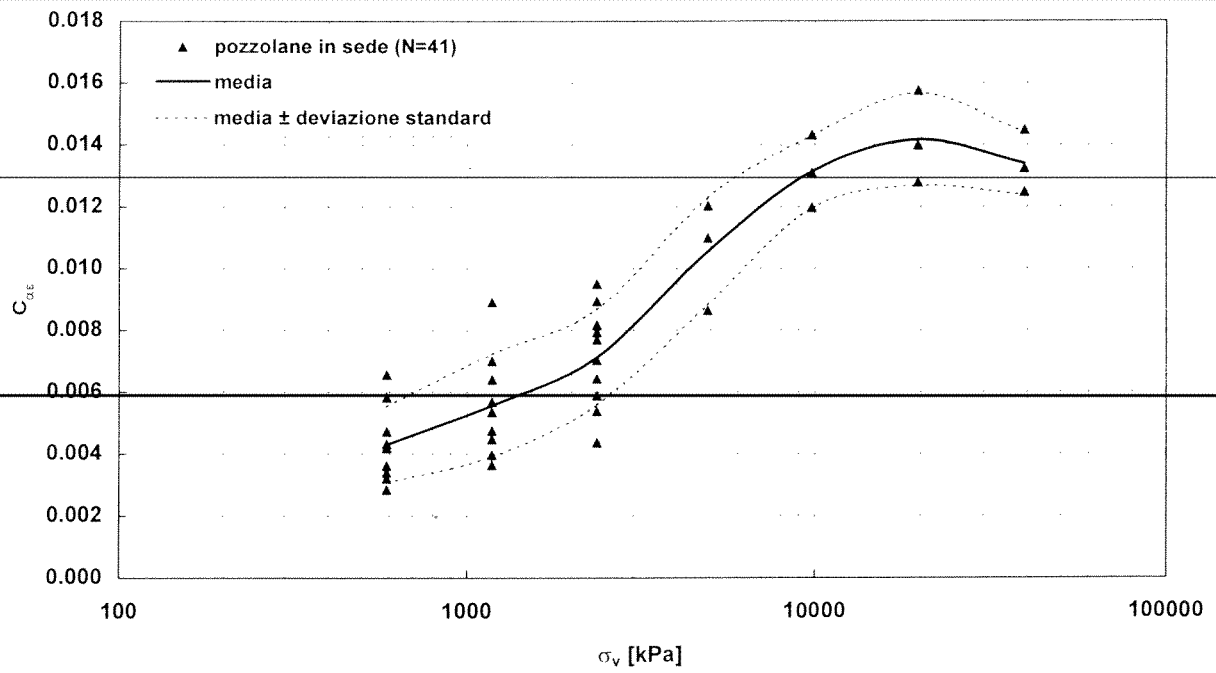


Figura III-5 Andamento con il livello tensionale del coefficiente di consolidazione secondaria  $C_{\alpha\epsilon}$  di pozzolane del napoletano (dati pubblicati da Pellegrino [1967] rielaborati)



Figura III-6 Immagine ripresa da satellite della area vulcanica della Campania  
[Rosi e Sbrana, 1987]

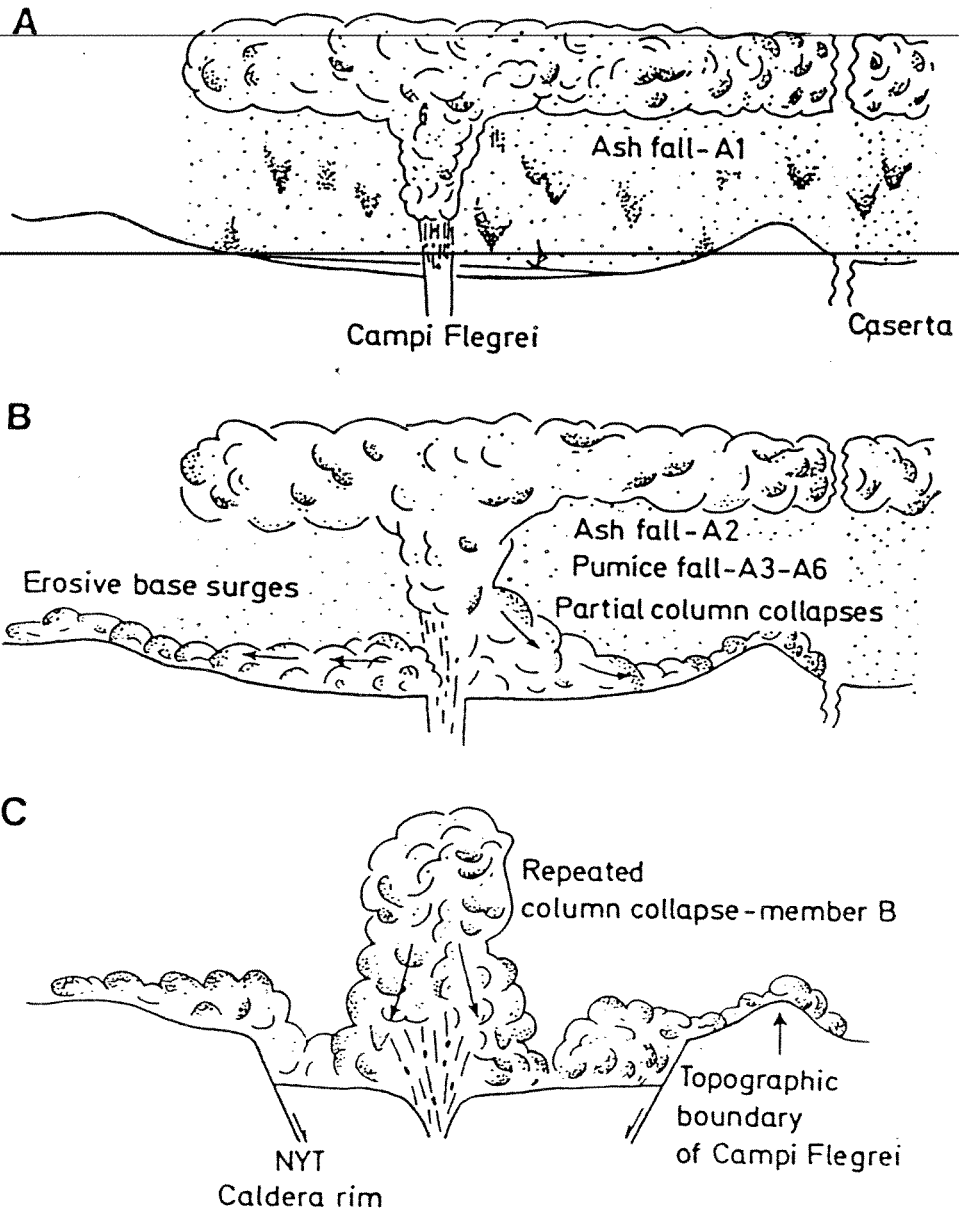


Figura III-7 Schema delle fasi dell'eruzione del tufo giallo napoletano [Rosi e Sbrana, 1987]

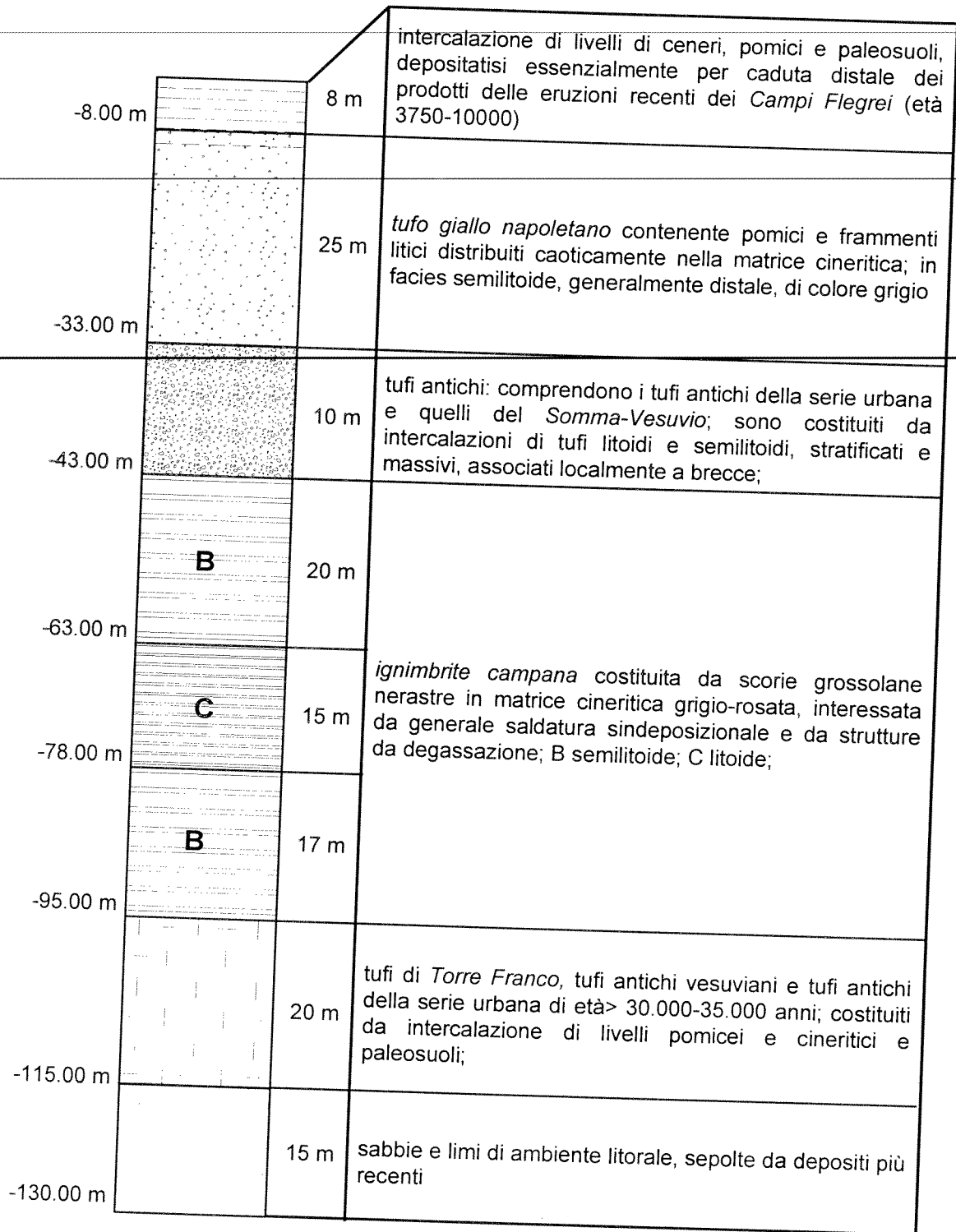


Figura III-8 Stratigrafia geologica della area di Secondigliano  
 Comune di Napoli- Servizio Urbanisitica: indagini geologiche per l'adeguamento del P.R.G.  
 alla legge regionale 7-1-1983 N.9 (dati non pubblicati).



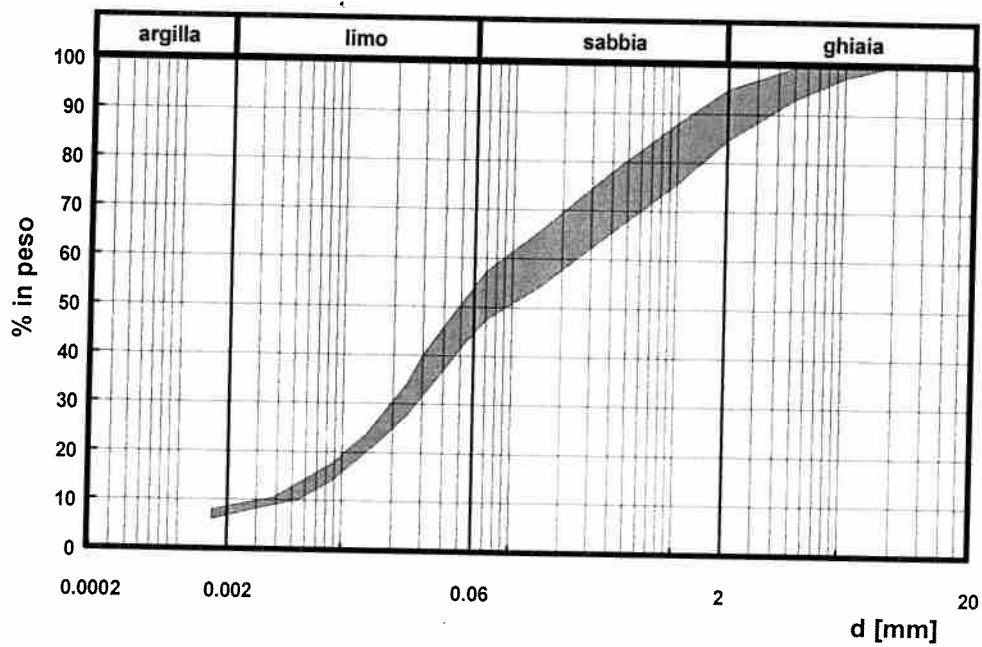


Figura III-9 Fuso granulometrico della pozzolana impiegata nella sperimentazione.

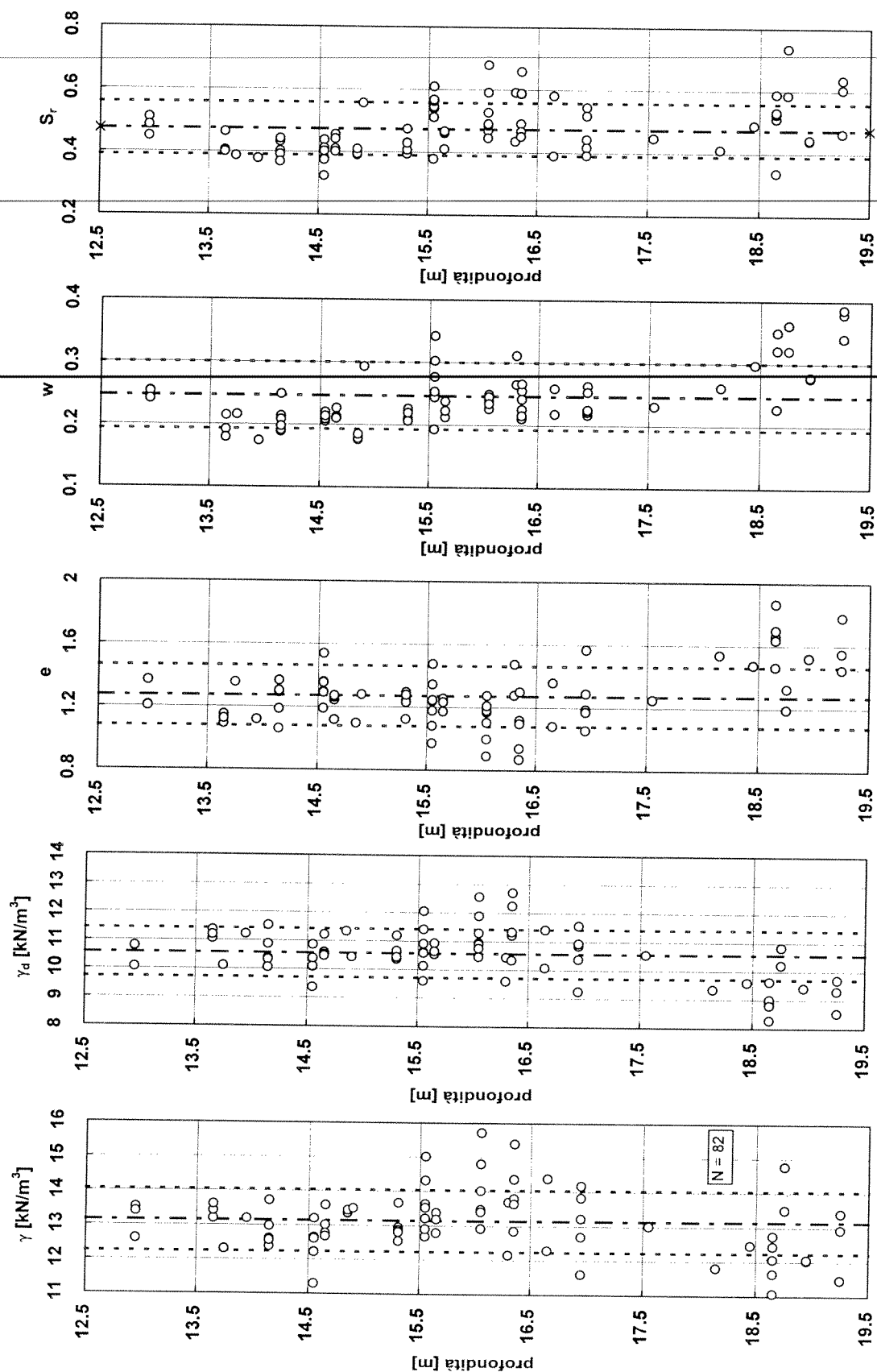
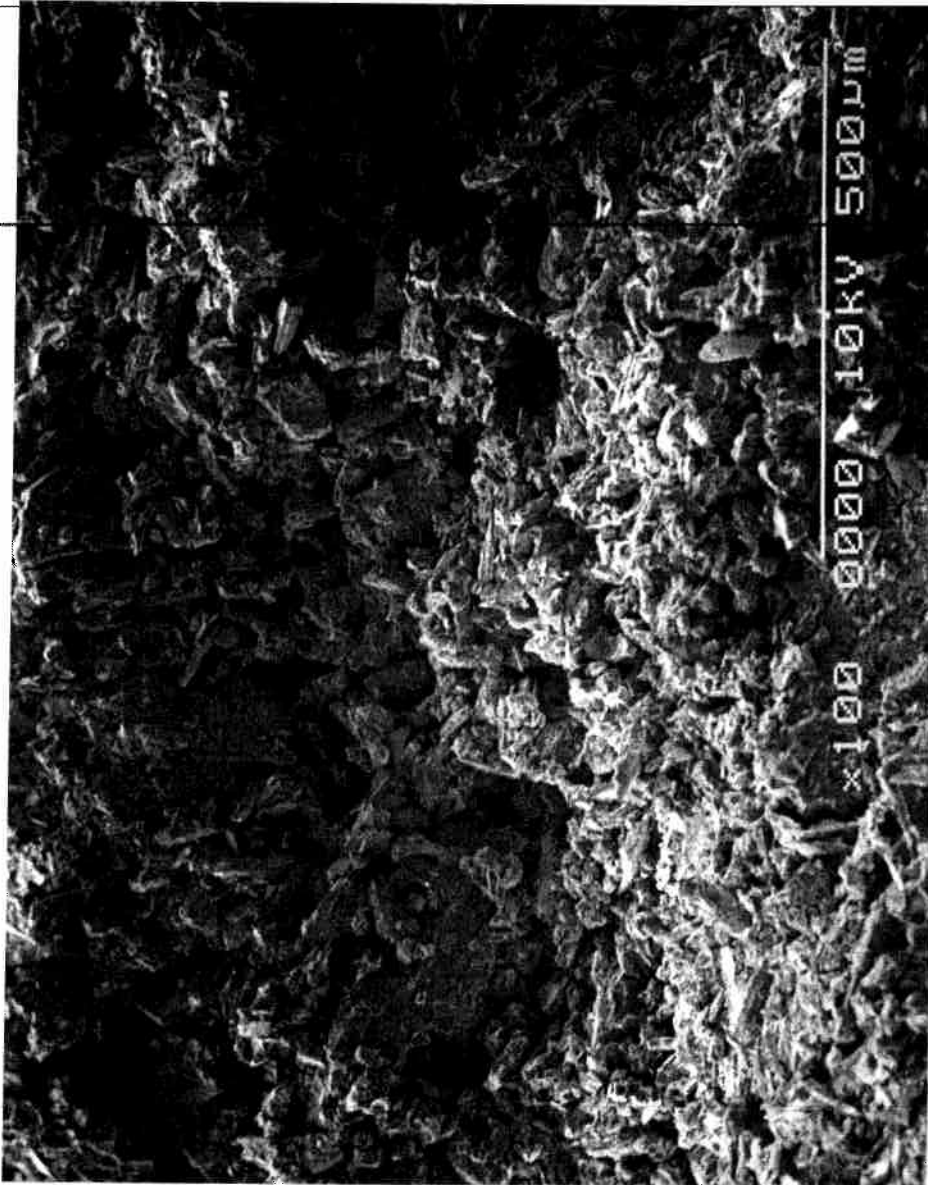


Figura III-10 Variazione delle caratteristiche fisiche della pozzolana impiegata nella sperimentazione in funzione della profondità di prelievo (le linee a tratto e punto individuano i valori medi quelle tratteggiate corrispondono al valore medio  $\pm$  la deviazione standard).



*Figura III-11 Fotografia al SEM di un provino di pozzolana (100:1)*

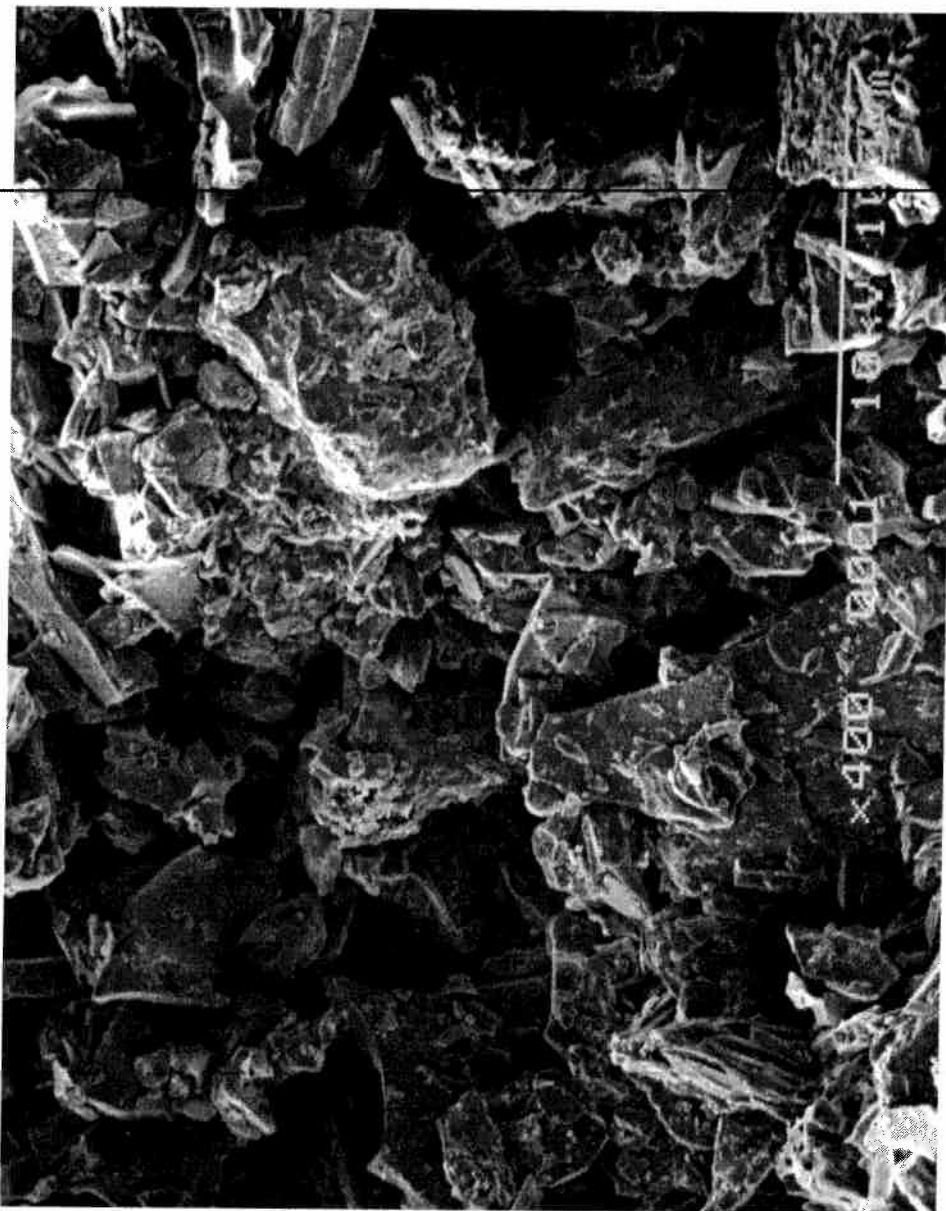
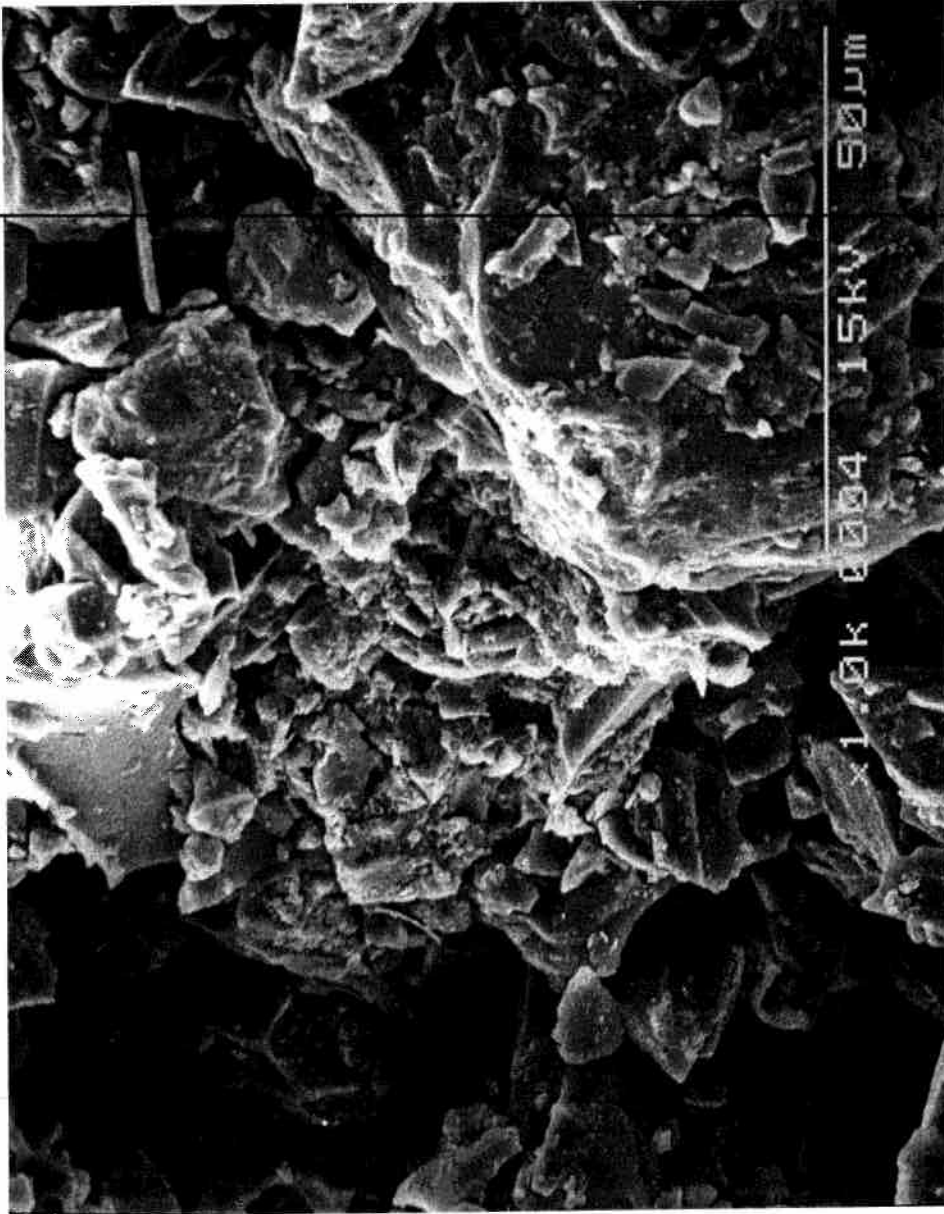


Figura III-12 Fotografia al SEM di un provino di pozzolana (400:1)



*Figura III-13 Fotografia al SEM di un provino di pozzolana (1.000:1)*

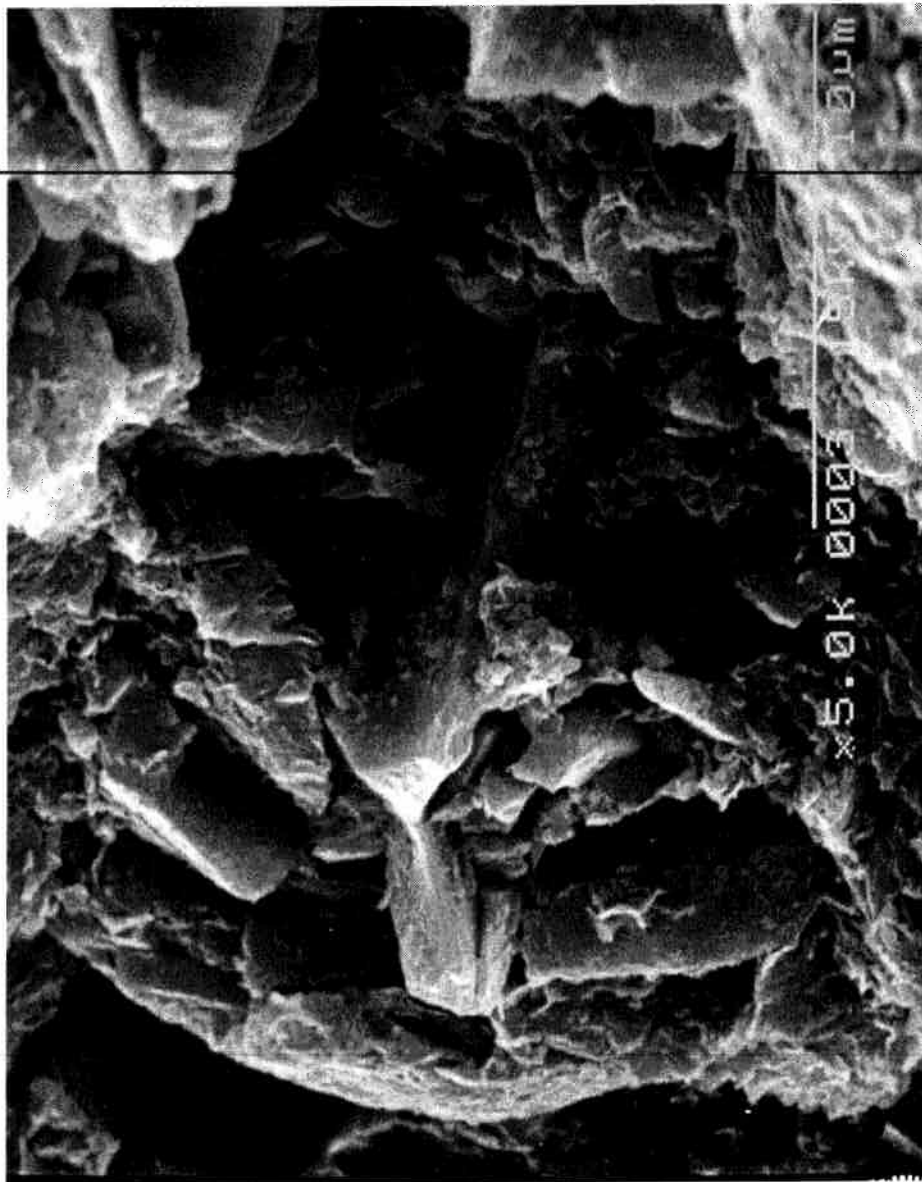
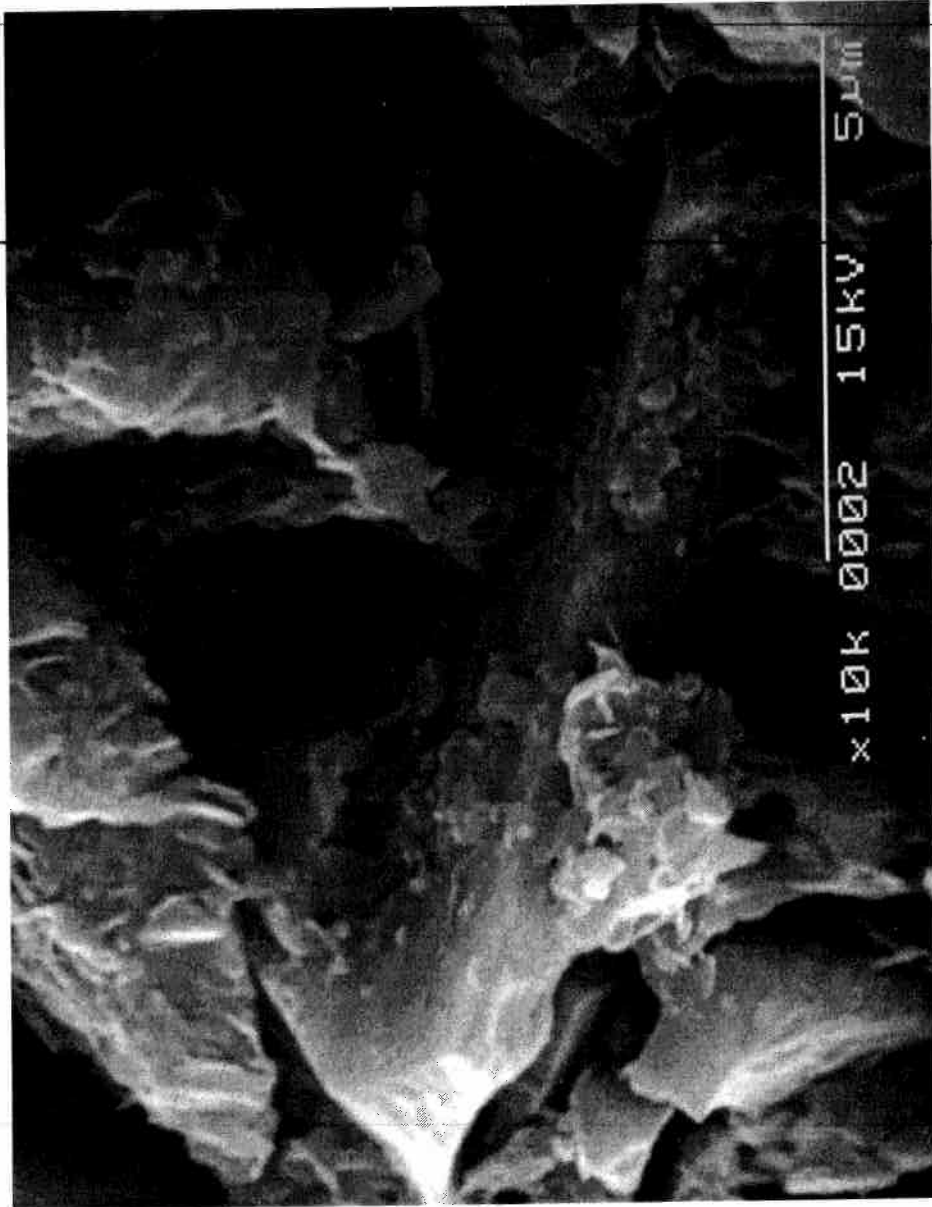


Figura III-14 Fotografia al SEM di un provino di pozzolana (5.000:1)



*Figura III-15 Fotografia al SEM di un provino di pozzolana (10.000:1)*

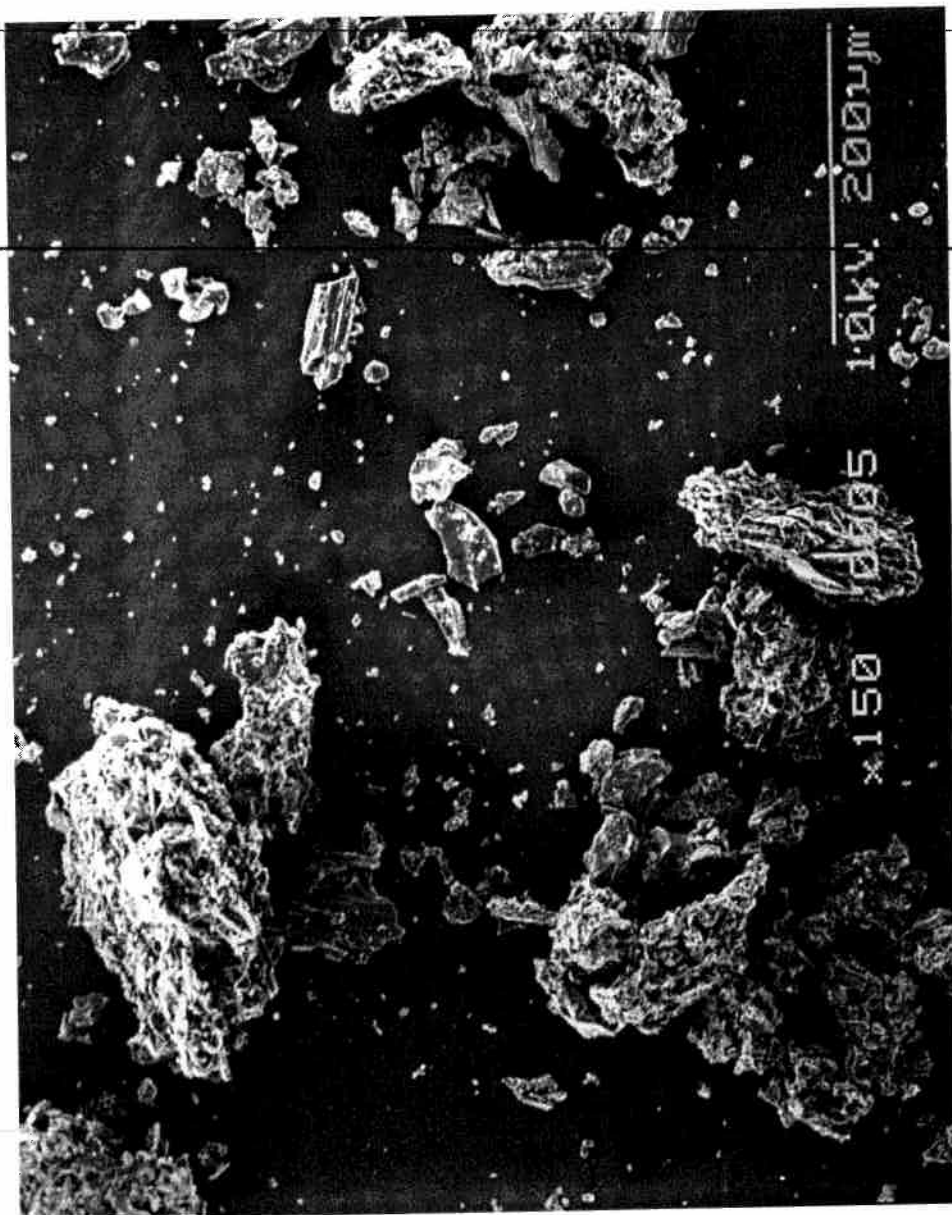
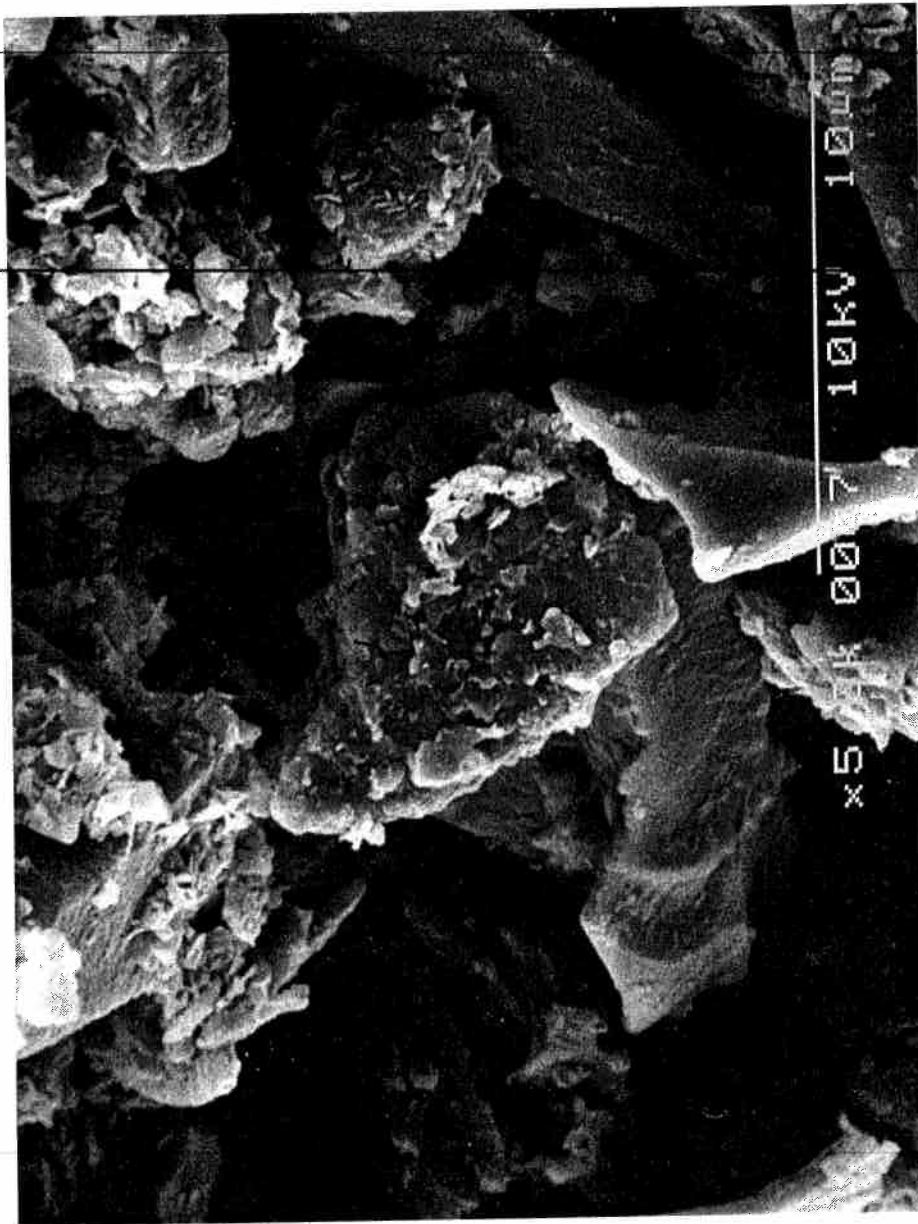
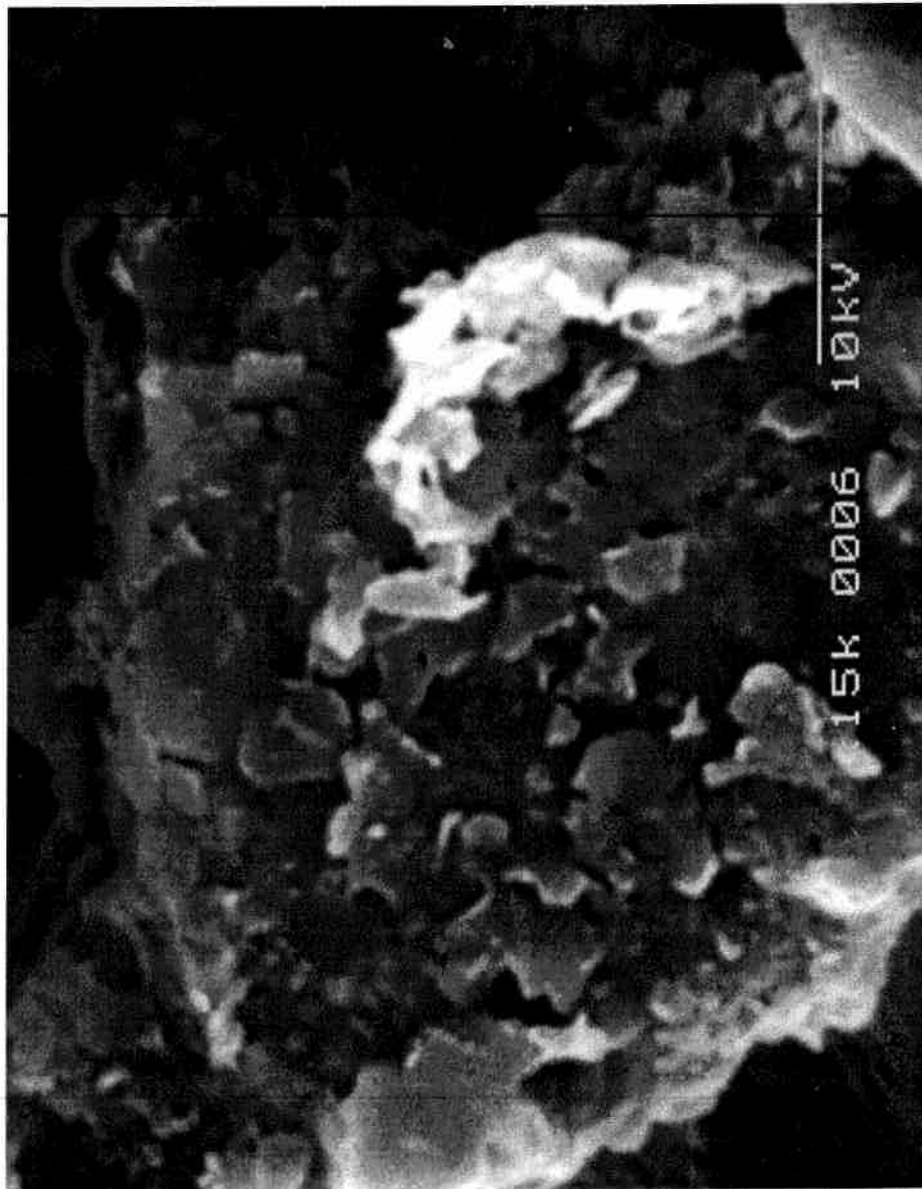


Figura III-16 Fotografia al SEM di particelle di pozzolana (150:1)





*Figura III-17 Fotografia al SEM di particelle di pozzolana (5.000:1)*



*Figura III-18 Fotografia al SEM di particelle di pozzolana (15.000:1)*

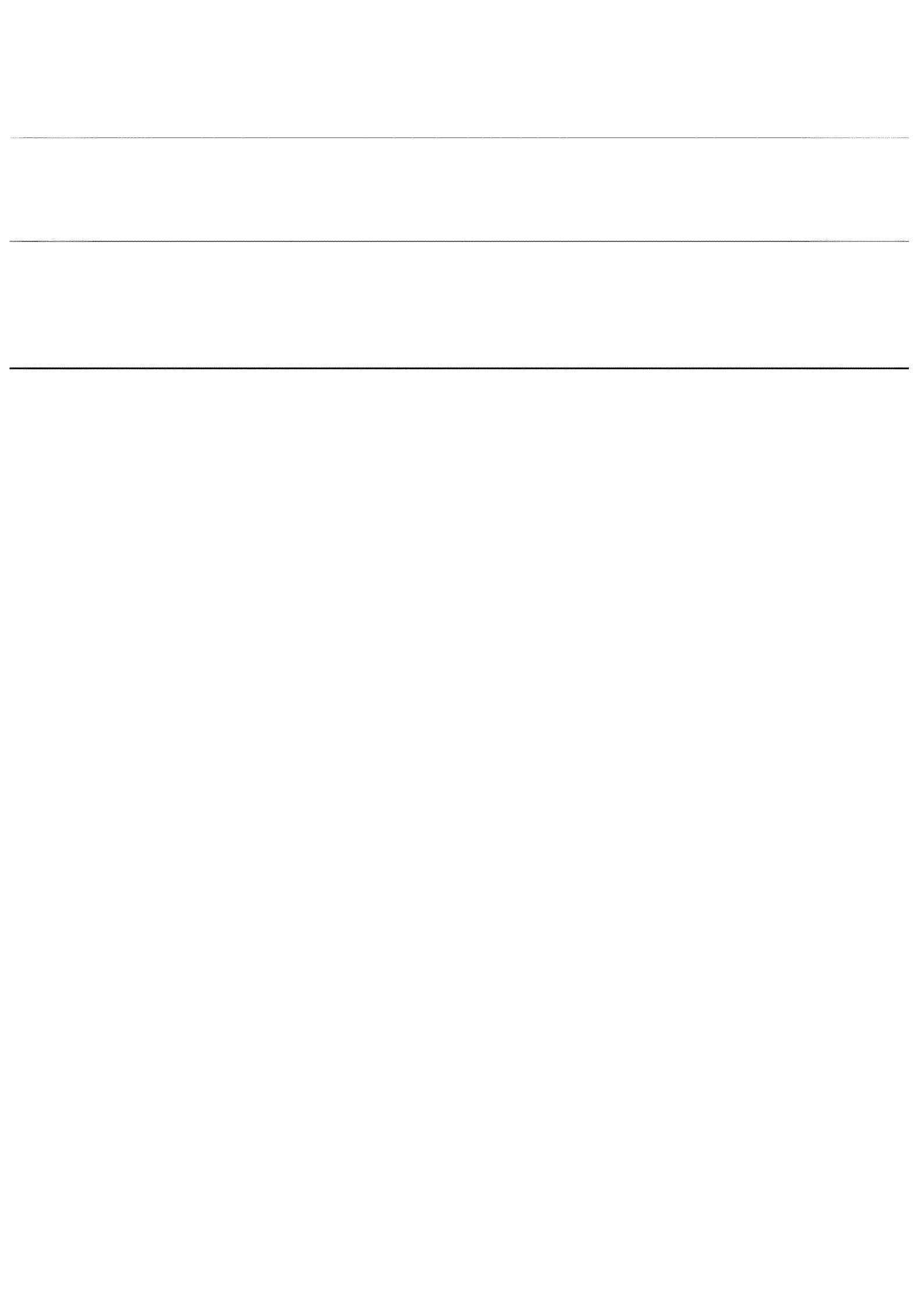
---

## CAPITOLO IV

### Le apparecchiature di laboratorio

---

---



## CAPITOLO IV LE APPARECCHIATURE DI LABORATORIO

---

### IV.1 Introduzione

L'indagine sperimentale è stata svolta presso il *Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell'Università degli Studi di Napoli Federico II (D.I.G.)* con l'ausilio di numerose apparecchiature.

Le apparecchiature di laboratorio che vengono usualmente impiegate nella sperimentazione sui terreni saturi non permettono di controllare e misurare tutte le variabili deformative e tensionali che descrivono il comportamento meccanico di un terreno non saturo (si veda il Capitolo II). Di qui la necessità di dotarsi di apparecchiature particolari per eseguire la sperimentazione. È stato dunque progettato realizzato e messo a punto un nuovo laboratorio interamente dedicato allo studio del comportamento meccanico dei terreni non saturi (il progetto la realizzazione e la messa a punto del laboratorio ha richiesto un tempo di circa due anni). Ciò è stato possibile grazie al *C.U.G.R.I. (Consorzio inter-Universitario per la prevenzione dei Grandi Rischi)* che ha finanziato il progetto di ricerca sul "Comportamento meccanico di terreni piroclastici parzialmente saturi" coordinato dal professore Aldo Evangelista. Le apparecchiature che fanno parte del laboratorio le seguenti:

1. una *piastra di Richards (pressure plate)* che consente la determinazione ad elevati livelli di suzione (fino a 1.5 MPa) della relazione esistente tra tale grandezza ed il contenuto d'acqua di un terreno (curva caratteristica) durante un processo di essiccamento;
2. un *estrattore di volume* che permette di determinare l'andamento della curva caratteristica, sia in fase di essiccamento che di umidificazione, per valori più bassi della suzione (fino a 300 kPa) ma che, disponendo di un dispositivo per la misura dei volumi di acqua scambiati dal campione di terreno sottoposto a prova, consente una valutazione dell'isteresi connessa con processi alternati di saturazione e desaturazione;
3. un cella triassiale (a *stress-path* e suzione imposti) in grado di controllare indipendentemente le variabili tensionali e deformative che descrivono lo stato meccanico di un terreno parzialmente saturo;
4. un edometro a suzione controllata.

L'estrema sensibilità alla variazione delle condizioni ambientali della sperimentazione eseguita su terreni non saturi ha suggerito poi di predisporre, nel locale adibito a laboratorio, un apposito impianto di condizionamento termoigrometrico che garantisca la stabilità di temperatura e umidità. La piastra di Richards (*pressure-plate*) e l'estrattore di volume sono apparecchiature largamente impiegate in tutto il mondo

[Ho et al., 1992] per l'uso delle quali esistono degli standard riconosciuti [ASTM, 1977, 1981]. Quelle impiegate nella presente ricerca sono state acquistate dalla *Soil Moisture Equipment Corporation, Santa Barbara, Calif.* La cella triassiale e l'edometro sono stati invece progettati e messi a punto nell'ambito della ricerca e alla loro descrizione è dedicato gran parte del presente capitolo. Prima però di descrivere dettagliatamente le caratteristiche delle apparecchiature sviluppate nel corso della ricerca è necessario introdurre quali siano le problematiche che si accompagnano alla sperimentazione di laboratorio sui terreni non saturi.

---

## IV.2 Peculiarità delle apparecchiature di laboratorio per la sperimentazione su terreni non saturi.

Come si è avuto modo di mettere in evidenza nel Capitolo II le variabili tensionali e deformative che è necessario controllare e misurare per descrivere correttamente il comportamento meccanico di un terreno non saturo sono in numero maggiore rispetto al caso di un terreno saturo. Per definire lo stato tensionale è infatti necessario indicare il valore della suzione oltre quello delle tensioni nette mentre le deformazioni volumetriche non possono essere determinate sulla base delle misure di variazioni di contenuto d'acqua e quindi vanno misurate separatamente. Si possono in linea generale individuare tre problematiche peculiari della sperimentazione sui terreni non saturi:

1. il controllo della suzione agente sul campione sottoposto a prova;
2. la misura delle deformazioni volumetriche (nel caso delle celle triassiali);
3. la misura delle variazioni di contenuto d'acqua.

A tali aspetti è dedicato questo paragrafo in cui si è cercato di offrire una panoramica delle soluzioni correntemente adottate.

## IV.2.1 Applicazione e misura della suzione

### IV.2.1.1 Tecniche per la misura della suzione.

In via del tutto generale la misura della suzione agente in un terreno si articola nelle seguenti fasi:

1. messa in “collegamento” dell’acqua presente nel terreno con l’acqua che riempie un mezzo poroso di riferimento di cui sia possibile determinare direttamente od indirettamente la suzione;
2. raggiungimento, dopo una fase transitoria, delle condizioni di equilibrio;
3. determinazione della suzione nel mezzo poroso di riferimento e dunque nel terreno.

In ragione delle modalità con cui viene realizzato il collegamento tra l’acqua di porosità del terreno e l’acqua presente nel mezzo poroso è possibile misurare o la suzione totale o la sua componente di matrice. Qualora il collegamento è tale da consentire il diffondersi dei sali disciolti le componenti di matrice saranno uguali nei due mezzi se invece la diffusione è impedita la componente di matrice nel mezzo di riferimento uguaglierà la suzione totale nel terreno<sup>1</sup>. La diffusione dei sali può essere impedita tramite l’interposizione tra il terreno ed il mezzo poroso di riferimento o di una membrana semipermeabile o di un intercapedine piena d’aria. Quest’ultimo è l’unico metodo che garantisce la perfetta impermeabilità ai sali. In tali condizioni infatti l’equilibrio viene raggiunto attraverso un processo di evaporazione e condensazione dell’acqua in cui i sali non sono coinvolti. I tempi necessari per il raggiungimento delle condizioni di equilibrio sono tuttavia molto più lunghi del caso in cui sia presente un collegamento idraulico tra l’acqua presente nel terreno e quella nello strumento di misura [Campbell e Gee, 1986].

La determinazione di  $h$  o di  $h_m$  all’interno del mezzo poroso di riferimento può essere effettuata per misura *diretta* come nel caso dei tensiometri o *indiretta* sfruttando una qualche relazione nota tra essa ed un’altra grandezza più facilmente rilevabile. In questo ultimo caso la quantità misurata è in genere legata al contenuto d’acqua del mezzo poroso (carta da filtro, ecc.). Per un generico mezzo poroso esiste infatti una relazione diretta tra contenuto d’acqua e suzione sul tipo di quella che individua la curva caratteristica di un terreno (si veda il paragrafo II.5.1); pertanto qualora tale relazione sia nota la determinazione del contenuto d’acqua consente di determinare la suzione.

Dal semplice schema descritto si discostano solo le misure effettuate con lo psicrometro che basandosi sull’equilibrio termodinamico tra la fase liquida e la fase aeriforme non necessitano dell’impiego di un mezzo poroso dal comportamento noto o direttamente misurabile.

<sup>1</sup> Nell’ipotesi che l’acqua presente nel mezzo di riferimento sia acqua distillata.



## IV.2.1.1.1 Tecniche per la misura della suzione totale.

IV.2.1.1.1.1 *Psicrometro.*

La fase aeriforme all'interno di un terreno parzialmente saturo è costituita da aria umida. Il vapore acqueo nei pori è in equilibrio termodinamico con l'acqua allo stato liquido ivi presente. Tale condizione di equilibrio impone un legame tra lo stato energetico della fase liquida e quello del vapore (cfr. Appendice B). In particolare la suzione totale, che è legata all'energia libera dell'acqua di porosità, è esprimibile in funzione dell'umidità relativa e della temperatura assoluta. Di qui l'adozione degli psicrometri come strumenti di misura della suzione. Tra essi particolarmente diffusi sono impiegati gli *psicrometri a termocoppia* (*thermocouple psychrometers*).

Le misure di suzione basate su rilevazioni di umidità relativa necessitano di apparecchiature molto precise e sofisticate sia perché piccole variazioni di tale grandezza si traducono, nel campo di interesse per le applicazioni (0÷15 MPa), in notevoli variazioni di suzione (si veda la Figura IV-1) sia perché le curve di calibrazione degli apparecchi variano al variare della temperatura dell'ambiente. In effetti all'intervallo di valori della suzione entro cui in genere si effettuano le misure corrisponde un umidità relativa compresa tra il 99 ed il 100%. In un intervallo di valori dell'umidità relativa così ristretto un gradiente di temperatura di un grado centigrado tra il sensore dello psicrometro e la fase liquida all'interno del terreno si traduce in un errore nella rilevazione della suzione maggiore di 13 MPa. Ciò significa che per ottenere una misura della suzione con un'approssimazione di 10 kPa è necessario che i gradienti di temperatura siano minori di un millesimo di grado centigrado [Rawlins e Campbell, 1986].

Gli psicrometri a termocoppia vengono usualmente calibrati empiricamente adoperando delle soluzioni saline per le quali siano note le tensioni di vapore all'equilibrio. Ne consegue che l'accuratezza di una misura è tanto maggiore quanto più le condizioni in cui questa viene eseguita si avvicinano alle condizioni in cui è stato calibrato lo strumento. Poiché è ben difficile riprodurre esattamente tali condizioni è indispensabile individuare le fonti di possibili errori e quantificare l'entità di questi ultimi. Rawlins e Campbell [1986] indicano nelle seguenti le principali cause di inesattezze nelle misure:

- gradienti di temperatura: dovuti sia a variazioni della temperatura dell'ambiente esterno che al riscaldamento dei circuiti dello psicrometro così come ad eventuale irraggiamento dall'esterno;
- fluttuazioni della temperatura nel tempo: queste possono indurre dei gradienti termici sia all'interno dello strumento che tra questo ed il terreno circostante a causa delle diverse capacità e conducibilità termiche dei materiali coinvolti;

- gradienti di pressione del vapore acqueo: se si escludono i gradienti che possono essere indotti da effetti termici essi possono essere conseguenza della presenza di accumuli localizzati di acqua.

Gli psicrometri sono adoperabili sia in laboratorio per lo più inseriti in campioni di terreno disposti in appositi contenitori termostatici (si veda la Figura IV-2) che in sito protetti da capsule porose (si veda la Figura IV-3). L'intervallo di misura è compreso tra 0,3 e 7 MPa [Ridley e Burland, 1993]. In letteratura si rinvengono indicazioni contrastanti sui tempi di risposta, dai 50 minuti per una misura di laboratorio, quando il campione di terreno sia disposto in un recipiente termostatico, secondo Mullins [1989], ai mesi per le misure in sito secondo Ridley e Burland [1993].

#### IV.2.1.1.1.2 Carta da filtro.

Se si pone in contatto con un campione di terreno un foglio di carta da filtro asciutto parte dell'acqua contenuta nel primo andrà progressivamente ad inumidire il secondo. Il processo di umidificazione della carta avrà termine quando le suzioni di matrice nei due mezzi porosi si eguagliano. Se si dispone della curva caratteristica della carta da filtro (il legame esistente tra la suzione di matrice ed il contenuto d'acqua) la determinazione del suo contenuto d'acqua consente di risalire alla sua suzione di matrice e quindi a quella del terreno. Per misurare invece la suzione totale la carta non deve essere posta a contatto con il terreno ma semplicemente chiusa all'interno di un recipiente contenente il campione. Dopo un tempo sufficientemente lungo il vapore acqueo contenuto nel recipiente sarà in equilibrio termodinamico sia con l'acqua presente nei pori del terreno che con quella che inumidisce la carta. In tali condizioni la suzione di matrice nella carta da filtro (coincide con quella totale giacché il fluido saturante è acqua pura) è uguale alla suzione totale nel terreno.

Il metodo della carta da filtro è quindi un metodo semplice ed economico che può essere impiegato sia per misurare la suzione totale che la suzione di matrice [Gardner, 1937]. Questa tecnica è stata codificata dalla ASTM [1992] e consente di effettuare con buona precisione misure di suzione in un intervallo compreso tra 0,03 e 30 MPa [Ridley e Burland, 1993]. Questa normativa indica in una settimana il tempo necessario per una misura ma non esclude che l'equilibrio possa essere raggiunto in tempi minori. La tecnica della carta da filtro è stata recentemente adottata anche in apparecchiature per la misura in sito della suzione [Gourley e Schreiner, 1995] ma in questo caso i tempi di risposta possono essere anche di più settimane e i valori più bassi rilevabili sono maggiori di 1 MPa [Ridley e Burland, 1993].

---

 IV.2.1.1.2 Tecniche per la misura della suzione di matrice.
 

---

IV.2.1.1.2.1 *Tensiometri tradizionali.*

Un tensiometro misura la pressione negativa dell'acqua contenuta in un terreno. Esso è costituito da una capsula porosa ad elevata pressione di ingresso d'aria collegata ad un dispositivo per la misura delle pressioni attraverso un tubo di piccolo diametro. Il tubo e la capsula sono riempiti con acqua deareata ed il dispositivo può essere inserito in un foro opportunamente predisposto nel terreno purché sia garantito il perfetto contatto con quest'ultimo. Nello schema di misura della suzione che è stato sopra introdotto il mezzo poroso di riferimento è costituito dalla capsula porosa di cui si determina *direttamente* la suzione tramite il dispositivo per la misura della pressione. Il valore massimo della suzione che è rilevabile con questi strumenti è di circa 90 kPa e ciò a causa dei fenomeni di cavitazione che in essi si possono verificare per pressioni assolute dell'acqua prossime allo zero. Questi strumenti sono adoperati per lo più per misure in sito e si differenziano tra loro per il tipo di dispositivo con cui viene determinata la pressione che può essere sia un *Bourdon-vacuum gauge* che un manometro a mercurio o un trasduttore elettrico [Cassel e Klute, 1986; Stannard, 1992]. In modo analogo a quanto accade nel caso di un piezometro [Gibson, 1963; Viggiani, 1974] anche un tensiometro ha un *tempo di risposta* finito dipendente dal tipo di sensore adottato ma comunque finito. Lo strumento rileva infatti le variazioni di pressione del liquido che contiene e perché queste si verificano è necessario che una certa quantità d'acqua si sposti dal terreno al tensiometro o viceversa. La velocità con cui si sviluppa questo moto di filtrazione dipende evidentemente dalla permeabilità sia della capsula porosa che del terreno in cui essa è inserita. D'altra parte la quantità d'acqua che deve spostarsi per avere un'assegnata variazione nella pressione misurata dipende dal tipo di sensore adottato. Mullins [1989] distingue situazioni in cui il *tempo di risposta* è determinato dalle caratteristiche del solo tensiometro (*tensiometer-limited*) da situazioni in cui invece sono le proprietà idrauliche del terreno ad essere determinanti (*soil-limited*). Ridley e Burland [1993] indicano invece genericamente dei *tempi di risposta* di alcune ore. Le modalità di esecuzione delle misure in sito sono state codificate dalla ASTM [1991].

IV.2.1.1.2.2 *Tensiometri a funzionamento osmotico.*

Le condizioni di equilibrio tra due soluzioni a diverse concentrazioni, collocate alla medesima quota geometrica e separate da una membrana semipermeabile, corrispondono all'eguagliarsi non delle loro pressioni idrauliche ma delle differenze tra le pressioni idrauliche e le pressioni osmotiche. Se dunque si indicano con *A* e con *B* le due soluzioni, con  $P_A$  e con  $P_B$  le pressioni idrauliche in due punti di esse posti alla stessa quota e

con  $\pi_A$  e  $\pi_B$  le loro pressioni osmotiche riferite all'acqua pura, si ha all'equilibrio:

$$P_A - \pi_A = P_B - \pi_B \quad (1)$$

Ciò comporta che una soluzione a pressione idraulica positiva possa essere in equilibrio con una a pressione idraulica negativa purché la concentrazione dei soluti al suo interno sia maggiore. Facendo forza su tale principio è quindi possibile realizzare degli strumenti di misura in cui l'acqua resta sempre a pressioni assolute positive pur consentendo di misurare delle suzioni maggiori di 100 kPa. Tali strumenti sono per l'appunto detti ~~tensiometri a funzionamento osmotico~~ (*osmotic tensiometers*) [Fredlund e Rahardjo, 1993].

Nella camera di misura di questi apparecchi (si veda la Figura IV-4) è predisposta una soluzione acquosa inizialmente precompressa. La pressione idraulica di questo liquido dappprincipio positiva è dunque ridotta quando il dispositivo entra in contatto, tramite l'apposita piastra porosa ad elevato livello di ingresso d'aria, con un terreno in cui l'acqua si trova ad una pressione negativa. Una membrana semipermeabile garantisce che le molecole della sostanza in soluzione non fuoriescano dallo strumento ma che al contempo i sali disciolti nell'acqua di porosità possano circolare liberamente sicché l'oggetto della misura sia la componente di matrice della suzione. La massa molecolare della sostanza disciolta nel liquido saturante il dispositivo (in genere PEG, glicole polietilenico con peso molecolare compreso tra 1540 e 20000) e quindi le dimensioni delle particelle in soluzione sono infatti notevolmente più grandi di quelli dei sali inorganici che usualmente si trovano nell'acqua di porosità di un terreno. Le dimensioni dei pori della membrana semipermeabile possono essere scelte pertanto in modo da impedire il passaggio dei soluti della soluzione di misura e da consentire invece quello dei sali disciolti nell'acqua di porosità. Il processo di filtrazione che porta all'equilibrio comporta una fuoriuscita di liquido dalla camera di misura e conseguentemente una riduzione della pressione idraulica in essa. Tuttavia il volume d'acqua che esce dallo strumento è comunque così ridotto da non modificare la concentrazione della soluzione e quindi la pressione osmotica. La suzione di matrice del terreno è in definitiva fornita dalla differenza tra il valore della precompressione (in genere compresa tra 1,4 e 2,0 MPa) e la misura fornita all'equilibrio da un trasduttore di pressione disposto al fondo della camera di misura. I tempi di risposta possono essere anche di qualche giorno [Ridley e Burland, 1993].

La precompressione è ottenuta attraverso un processo di osmosi. La pressione iniziale viene raggiunta disponendo all'interno di un recipiente contenente acqua distillata il sensore già saturato con la soluzione di misura. A causa della grossa differenza di concentrazione l'acqua fluisce all'interno della camera del tensiometro aumentando la pressione idraulica al suo interno. Dopo un tempo sufficientemente lungo il flusso idraulico si

arresta e la misura fornita dal trasduttore costituisce la *pressione di riferimento*. Tale grandezza, che coincide con buona approssimazione con la pressione osmotica  $\pi$ , dipende dalla temperatura a cui viene effettuata l'operazione di precompressione. Come evidenzia la Figura IV-5 la pressione osmotica oltre che dalla temperatura non dipende solo, come sarebbe ovvio, dalla concentrazione della soluzione ma anche dal tipo di sostanza disciolta [Bocking e Fredlund, 1979; Cui, 1993]. Da tutto ciò consegue in primo luogo che la pressione di riferimento va valutata ad una ben precisa temperatura (in genere è di 20°C) ed in secondo luogo che la scelta della soluzione determina la massima suzione misurabile a parità delle altre condizioni.

I principali inconvenienti connessi con questa tecnica sono:

- l'impossibilità di mantenere costante nel tempo la pressione di riferimento e ciò sia perché la membrana non è mai perfettamente impermeabile sia perché essa si deteriora;
- la sensibilità alla temperatura della pressione di riferimento che rende estremamente difficili le misure in ambienti che non siano a temperatura controllata.

#### IV.2.1.1.2.3 *Il tensiometro dell'Imperial College.*

Ridley e Burland [1993] hanno messo a punto un nuovo dispositivo per la misura diretta della suzione di matrice. L'acqua di porosità è messa in contatto con l'acqua presente nello strumento (si veda la Figura IV-6) mediante una piastra porosa ad elevata pressione di ingresso d'aria (15 bar). Il liquido nella piccola camera di misura trasmette gli sforzi ad un trasduttore di pressione miniaturizzato disposto sul fondo di quest'ultima. I fenomeni di cavitazione, che negli usuali strumenti hanno luogo già per pressioni assolute prossime allo zero, in questo caso sono evitati mediante i seguenti accorgimenti:

- le dimensioni del volume d'acqua compreso tra la piastra porosa ed il trasduttore sono ridottissime ; la profondità della camera di misura è di appena 250  $\mu\text{m}$ ;
- lo strumento è saturato con acqua perfettamente deareata ad una pressione di 6 MPa in modo da ridurre al minimo le eventuali bolle d'aria che possono rimanere intrappolate nelle microimperfezioni delle superfici e fungere da innesco del processo di cavitazione.

Numerosi sono gli aspetti che rendono di primario interesse questo dispositivo, in particolare:

- è l'unico strumento attualmente disponibile che consente la misura diretta della suzione di matrice per valori superiori a 0,1 MPa senza che sia necessario applicare la tecnica della traslazione;

- può essere facilmente adoperato per strumentare le usuali apparecchiature di laboratorio (celle triassiali, edometri, scatole di taglio, etc.) consentendo misure di suzione durante prove a contenuto d'acqua costante;
- il suo funzionamento si basa essenzialmente su fenomeni meccanici e pertanto fornisce risultati sufficientemente stabili rispetto le condizioni ambientali.

Allo stato attuale è in via di sperimentazione presso lo *Imperial College* una nuova versione di questo strumento appositamente studiata per essere impiegata in sito che sembra essere molto promettente [Ridley e Burland, 1995].

#### IV.2.1.1.2.4 *La tecnica della traslazione.*

Questa tecnica consente di determinare in laboratorio la componente di matrice della suzione presente in un campione di terreno. L'osservazione sperimentale [Hilf, 1956; Olson e Langfelder, 1965] alla base di essa è che ad un incremento della pressione dell'aria al contorno di un campione di terreno corrisponde, nell'ipotesi di flusso idraulico nullo, un'uguale variazione della pressione dell'acqua al suo interno. La giustificazione qualitativa di questo fenomeno è riconducibile a quanto noto sul legame tra la configurazione geometrica dell'interfase acqua-aria e la suzione di matrice  $h_m$  (cfr. II.3.1). La differenza tra la pressione dell'aria e la pressione dell'acqua è infatti funzione della curvatura dell'interfase. Il volume dell'acqua di porosità e quello della matrice solida non variano in modo significativo per effetto dei valori degli incrementi di pressione che usualmente si impongono all'aria al contorno. Ne consegue che la curvatura dei menischi è praticamente costante se la massa di liquido all'interno del terreno non varia. Se dunque si deve misurare la suzione di matrice in un campione di terreno è indifferente se tale determinazione viene effettuata in un ambiente alla pressione di una o di più atmosfere purché l'operazione non comporti variazioni del volume d'acqua contenuto nel provino.

La procedura di misura ha inizio mettendo in collegamento, tramite un elemento poroso ad elevato livello di ingresso d'aria, l'acqua di porosità presente nel campione di terreno con un sensore di pressione. Giacché la pressione dell'acqua nel campione è negativa l'acqua presente nel dispositivo di misura tenderà ad andare in tensione ed il sensore indicherà valori progressivamente più bassi. Il processo attraverso cui viene raggiunto l'equilibrio non è però istantaneo. È dunque possibile incrementare la pressione dell'aria all'esterno del campione e conseguentemente quella dell'acqua per evitare che si verifichino dei fenomeni di cavitazione nel sistema di misura. Dopo un tempo sufficientemente lungo saranno raggiunte le condizioni di equilibrio in cui la pressione dell'acqua nel provino sarà uguale a quella misurata dal

senso. Poiché ad ogni incremento della pressione dell'aria esterna corrisponde un uguale incremento della pressione dell'acqua di porosità la suzione di matrice non varia durante la procedura ed in definitiva il valore di  $h_m$  misurato all'equilibrio coincide con quello iniziale.

Tali considerazioni sono però valide solo se la fase aeriforme è continua. Se così non fosse un incremento della pressione dell'aria esterna potrebbe provocare una significativa compressione del fluido interstiziale costituito dalla miscela di acqua e bolle d'aria occluse. Ciò comporterebbe poi una riduzione della curvatura dei menischi all'interfase tra l'aria esterna e la suddetta miscela e quindi un incremento della suzione di matrice nel terreno. In definitiva la *tecnica della traslazione* sovrastima la suzione quando la fase aerea è discontinua [Fredlund e Rahardjo, 1993].

Il dispositivo di misura (*pressure plate*) è costituito da un recipiente al cui interno è possibile far variare la pressione dell'aria ed in cui è predisposta una piastra porosa ad elevato valore di ingresso d'aria su cui collocare il provino di terreno. La piastra porosa è saturata con acqua deaerata ed è in collegamento con un sensore di pressione. I limiti di impiego sono evidentemente legati al valore di ingresso della piastra porosa adottata (in genere  $\leq 1,5$  MPa) e i tempi necessari ad una determinazione sono dell'ordine delle ore [Ridley e Burland, 1993].

#### IV.2.1.1.2.5 Sensori elettrici.

Dalla misura della resistenza elettrica di un mezzo poroso è possibile dedurre il suo contenuto d'acqua e da questo la sua suzione. Questo tipo di sensori è in genere costituito da un piccolo volume realizzato con un materiale poroso di comportamento noto. Materiali di uso comune sono il gesso il nylon e le fibre di vetro. Il collegamento idraulico tra il sensore ed il terreno è in genere realizzato in modo da consentire la diffusione dei sali disciolti e pertanto la grandezza oggetto di misura è la componente di matrice della suzione. Sono proprio gli ioni disciolti nell'acqua di porosità a rendere conduttore il liquido presente all'interno di matrici isolanti quali quelle realizzate in nylon o in fibre di vetro. Nel caso invece dei sensori di gesso sono gli ioni  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{SO}_4^{2-}$  ceduti da questo che rendono conduttrice la soluzione presente nei pori. Gli intervalli di valori della suzione entro cui questa tecnica è adoperabile sono evidentemente funzione delle dimensioni dei pori del sensore. In particolare per quelli in fibre di vetro o in nylon il campo di impiego è limitato a suzioni inferiori ad 0,1 MPa [Campbell e Gee, 1986] mentre con quelli di gesso si possono raggiungere anche 3 MPa [Ridley e Burland, 1993]. I tempi necessari al raggiungimento dell'equilibrio tra il sensore ed il terreno circostante sono evidentemente variabili ma sono comunque dell'ordine delle settimane [Ridley e Burland, 1993 ; Mullins, 1989].

Numerose sono le fonti di errori e di incertezze nell'uso di questa tecnica [Campbell e Gee, 1986]:

- calibrazione dello strumento in un intervallo di valori della suzione non corrispondente a quello di impiego;
- variazioni della concentrazione dei sali nell'acqua di porosità tali da modificarne sensibilmente la resistenza elettrica;
- isteresi nella relazione tra contenuto d'acqua e suzione;
- contatto inadeguato tra il sensore ed il terreno circostante;
- rilevamento inesatto della resistenza del mezzo poroso di riferimento causato dalla sua polarizzazione;
- variazioni della curva di calibrazione causate dal deterioramento nel tempo delle caratteristiche del mezzo poroso.

Tutto ciò comporta che le misure ottenibili con questa tecnica sono poco affidabili. Tuttavia il costo ridotto e la relativa semplicità di esecuzione fanno sì che i sensori elettrici vengano impiegati per il monitoraggio della suzione nelle applicazioni di irrigazione tipiche delle scienze agrarie [Campbell e Gee, 1986]. In questi casi è infatti sufficiente conoscere con larga approssimazione i valori della suzione per garantirsi dall'appassimento delle piante.

#### IV.2.1.1.2.6 Sensori termici.

Le proprietà termiche di un mezzo poroso sono sensibili al suo contenuto d'acqua. L'acqua è infatti un miglior conduttore termico dell'aria e quindi la conducibilità termica cresce al crescere del grado di saturazione. Ciò consente in definitiva di legare la conducibilità termica alla suzione.

Un sensore termico è costituito da un blocchetto di materiale poroso in genere ceramico contenente un elemento in grado di misurare la temperatura ed un circuito di riscaldamento miniaturizzato (si veda la Figura IV-7). La conducibilità termica del blocco poroso varia con il suo contenuto d'acqua. Quest'ultimo è a sua volta funzione della suzione di matrice applicata dal terreno circostante al sensore. La conducibilità termica di un mezzo poroso è una complicata funzione del suo contenuto d'acqua, della distribuzione delle dimensioni dei pori e della composizione dello scheletro solido. La scelta del blocco poroso per un sensore termico che permetta di ottenere la massima sensibilità nell'intervallo di valori della suzione che si intende misurare è dunque un'operazione complessa e suscettibile di errore [Phene et al., 1971]. La conducibilità termica viene determinata fornendo al blocco poroso, tramite l'apposito circuito miniaturizzato, un impulso di calore e rilevando la temperatura al suo centro prima e dopo il riscaldamento così indotto. L'analisi del processo di diffusione termica consente poi di determinare la conducibilità termica.

Alcuni degli errori e delle incertezze di questo metodo sono gli stessi di quelli indicati per i sensori elettrici. Anche in questo caso infatti la misura



è condizionata dall'isteresi nella relazione tra contenuto d'acqua e suzione del mezzo poroso di riferimento come da eventuali errori nella scelta dell'intervallo di calibrazione e da un non perfetto contatto tra il sensore ed il terreno circostante. Ulteriori precauzioni vanno previste poi nella scelta della durata dell'intervallo temporale durante il quale rilevare la temperatura nel sensore e nelle modalità di riscaldamento che non devono in alcun modo modificare il contenuto d'acqua del terreno al contorno [Campbell e Gee, 1986]. Fredlund e Rahardjo [1993] riferiscono dell'impiego di sensori di questo tipo sia in sito che in laboratorio, ed affermano che l'intervallo di valori della suzione entro cui questa tecnica è impiegabile con buona affidabilità si estende da 0 a 0,3 MPa. Anche in questo caso come per i sensori elettrici i tempi di risposta possono anche essere di diversi giorni [Fredlund e Rahardjo, 1993 ; Ridley e Burland, 1993].

#### IV.2.1.1.3 Tecniche per la misura della suzione osmotica.

Evidentemente il modo più semplice per valutare la suzione osmotica è di determinarla come differenza tra la suzione totale e la suzione di matrice. Esistono tuttavia anche delle vere e proprie tecniche di misura [Fredlund e Rahardjo, 1993]:

- si aggiunge dell'acqua distillata ad un campione di terreno fino a portarlo ad uno stato pressoché fluido dopo di che si drena parte del liquido e se ne misura la conducibilità elettrica ; tale quantità è correlabile alla suzione osmotica che compete al terreno nelle condizioni naturali [Krhan e Fredlund, 1972];
- si estrae l'acqua di porosità da un terreno e con uno psicrometro si misura l'umidità relativa in equilibrio con questa soluzione;
- si "spreme" (*squeezing technique*) il terreno con un apposito apparecchio e si misura la conducibilità elettrica della soluzione acquosa così ottenuta che è legata alla concentrazione salina e quindi alla componente osmotica della suzione [Krhan e Fredlund, 1972]; la pressione con cui viene eseguita la "spremitura" sembra condizionare i risultati delle misure ottenute con questa tecnica.

### IV.2.1.2 Tecniche per l'applicazione della suzione.

Qui di seguito si riferisce delle tecniche con cui in laboratorio si può applicare una assegnata suzione ad un provino di terreno. Volutamente non si è presa in considerazione l'applicazione idraulica diretta che consiste nel variare la pressione di un volume di controllo in collegamento con l'acqua di porosità. I fenomeni di cavitazione, infatti, impediscono che tale metodologia possa essere utilizzata per valori della suzione superiori all'atmosfera e quindi ne limitano l'utilità pratica.

#### IV.2.1.2.1 La tecnica della traslazione.

La *tecnica della traslazione*, che è alla base della tecnica per la misura della suzione di matrice illustrata nel paragrafo IV.2.1.1.2.4, può essere adottato anche per applicare in laboratorio un'assegnata suzione di matrice ad un campione di terreno. Si incrementa la pressione dell'aria presente nel provino in modo che il valore di  $h_m$  desiderato possa essere ottenuto con una pressione dell'acqua di porosità maggiore di zero (Figura IV-8). Vengono così superati i limiti derivanti dai fenomeni di cavitazione che si potrebbero verificare nei circuiti del dispositivo sperimentale. È dunque necessario controllare sia la pressione dell'aria che la pressione dell'acqua all'interno del provino di terreno. Il controllo della pressione dell'acqua di porosità deve in ogni caso prevedere un circuito di regolazione collegato al terreno mediante un elemento poroso la cui pressione di ingresso sia maggiore della massima suzione di matrice che si intende applicare. A tale semplice schema sono riconducibili numerose apparecchiature sperimentali:

- dispositivi per la determinazione delle curve caratteristiche [Richards, 1941,1948];
- celle triassiali [Bishop e Donald, 1961; Matyas e Radhakrishna, 1968; Fredlund e Morgenstern, 1976; Maatouk, 1993];
- edometri [Aitchison e Woodburn 1969; Barden et al., 1969; Fredlund e Morgenstern, 1976; Lloret e Alonso, 1985];
- apparecchi di taglio [Escario e Saez, 1986; Gan e Fredlund, 1988].

Questa tecnica, per quanto concettualmente molto semplice, non è esente da problemi pratici:

- è necessario operare con apparecchiature in cui è presente aria ad elevate pressioni con tutte le complicazioni ed i rischi che ciò comporta;
- anche realizzando il collegamento tra l'acqua di porosità e l'acqua del circuito di controllo mediante un elemento poroso ad elevato livello di ingresso d'aria non è possibile impedire che l'aria diffonda attraverso l'acqua e si accumuli in bolle nel suddetto circuito condizionando il funzionamento dell'apparecchiatura;

ed incertezze teoriche:

- nel caso in cui la fase aerea sia discontinua (per valori elevati del grado di saturazione) la pressione dell'aria esterna può essere sensibilmente diversa da quella che effettivamente si registra nelle bolle occluse;
- la "traslazione" impedisce che si verifichino fenomeni di cavitazione non solo nei circuiti dell'apparecchiatura sperimentale ma anche nel campione; è questo un limite del metodo giacché nulla esclude che nelle condizioni reali, in cui la pressione della fase aerea è in genere atmosferica, tali fenomeni possano aver luogo nel terreno.

#### IV.2.1.2.2 La tecnica osmotica.

Questa tecnica di controllo della suzione, sviluppata originariamente dai biologi [Lagerwerff et al., 1961], è stata successivamente adottata dagli agronomi [Peck e Rabbidge, 1966; Zur 1966] e poi impiegata dai geotecnici per la realizzazione di edometri [Kassiff e Ben Shalom, 1971; Vicol, 1990; Dineen e Burland, 1995] e di apparecchi triassiali [Komorkin et al., 1980; Delage et al., 1987; Cui, 1993] a suzione controllata. Essa sfrutta esattamente lo stesso principio, illustrato nel paragrafo IV.2.1.1.2.2, che permette di realizzare i tensiometri a funzionamento osmotico. L'acqua di porosità presente in un campione di terreno viene messa in collegamento attraverso una membrana selettivamente permeabile con una soluzione acquosa di una sostanza ad elevato peso molecolare disposta in un apposito recipiente. All'equilibrio indicata con  $A$  l'acqua di porosità e con  $B$  la soluzione vale la (1). Se si sceglie la membrana con gli stessi criteri descritti nel paragrafo IV.2.1.1.2.2 è possibile controllare la suzione di matrice  $h_{mA}$  applicata al campione di terreno variando la pressione osmotica e la pressione idraulica nella soluzione. Dalla (1) si ricava infatti :

$$h_{mA} = -P_A = \pi_B - P_B \quad (2)$$

dove le pressioni si intendono riferite a quella dell'aria presente nei pori. Nelle pratiche applicazioni questa tecnica è adoperata esclusivamente per effettuare prove a suzione costante. Non è infatti possibile controllare efficacemente la suzione facendo variare la concentrazione della soluzione e si preferisce perciò mantenere quest'ultima costante. Tale risultato è ottenuto adoperando un volume di soluzione sufficientemente grande da non risentire degli scambi di acqua con il provino. In linea teorica d'altra parte, pur mantenendo la pressione osmotica uguale ad un assegnato valore  $\pi_{B0}$ , sarebbe possibile imporre ad  $h_{mA}$  tutti i valori compresi nell'intervallo  $[0, \pi_{B0}]$  facendo variare la pressione idraulica  $P_B$  tra  $\pi_{B0}$  e 0. In letteratura non si sono però rinvenuti esempi di apparecchiature in grado di sfruttare queste considerazioni che potrebbero permettere di estendere l'impiego della tecnica osmotica anche all'esecuzione di prove a suzione

variabile. Agli indubbi vantaggi della tecnica osmotica di operare con apparecchiature meno pesanti e pericolose rispetto a quelle che sfruttano la “traslazione” e di ricreare le condizioni naturali nel terreno (l’acqua di porosità è effettivamente in tensione e possono aver luogo i fenomeni di cavitazione) si contrappongono i seguenti inconvenienti:

- la relazione tra concentrazione e pressione osmotica, giacché la soluzione impiegata non è assimilabile ad una *soluzione diluita*, non è riconducibile alla semplice relazione (2 del capitolo II ma va determinata sperimentalmente [Cui, 1993];
- la relazione tra concentrazione varia al variare della temperatura per cui è necessario effettuare le prove in un ambiente termoregolato;
- le membrane porose usualmente adottate sono di cellulosa e vanno soggette a deterioramento sia a causa degli acidi che dei batteri eventualmente presenti nell’acqua di porosità; nel corso di una sperimentazione si può quindi avere una riduzione della suzione applicata a causa della perdita di impermeabilità della membrana;
- la massima suzione applicabile ha un limite nella viscosità della soluzione che cresce al crescere della concentrazione (il limite nel caso di impiego di PEG 20000 è di una suzione di 1,5 MPa corrispondente ad una concentrazione di 26 gr di PEG in 100 gr di soluzione) [Vicol, 1990].

Di recente Dineen e Burland [1995] hanno sviluppato un nuovo edometro nel quale la suzione viene applicata con la tecnica osmotica e misurata con il *tensiometro dell’Imperial College* (si veda il paragrafo IV.2.1.1.2.3). Questo nuovo apparecchio sembra molto promettente poiché permette di superare le incertezze sulla determinazione dei valori della suzione connessi con la tecnica osmotica.

#### IV.2.1.2.3 La tecnica della tensione di vapore.

Questa tecnica si basa sul fatto che in condizioni di equilibrio la suzione totale all’interno di un mezzo poroso è legata all’umidità relativa presente nell’ambiente che lo circonda. Qualora si collochi un campione di terreno in un contenitore nel quale l’umidità relativa sia mantenuta costante, dopo un tempo sufficientemente lungo perché sia attinto l’equilibrio, la suzione totale nel terreno sarà legata all’umidità relativa dalla relazione<sup>2</sup>:

$$h = -135022 \cdot \ln(RH/100) \quad (3)$$

con la suzione  $h$  espressa in kPa e l’umidità relativa  $RH$  espressa in unità percento.

<sup>2</sup> Deriva direttamente dalla (49 dell’Appendice B per una temperatura di 20°C.

È dunque possibile imporre dei valori della suzione regolando l'umidità relativa. I limiti di questa tecnica sono sostanzialmente due:

- le dimensioni dell'ambiente entro cui è regolabile l'umidità relativa: si devono infatti limitare al massimo i gradienti della pressione di vapore e quindi è necessario anche ridurre al minimo i gradienti della temperatura
- l'intervallo di valori della suzione entro cui ne è possibile l'impiego: come si è già avuto modo di dire a proposito delle misure psicrometriche, a valori della suzione compresi tra 0 e 15 MPa corrispondono valori dell'umidità relativa compresi tra il 100 ed il 99% e solo per valori della suzione molto elevati ( $15 \div 1000$  MPa) l'umidità relativa diviene un indicatore sufficientemente sensibile della suzione.

Per mantenere costante l'umidità relativa l'espedito più semplice è di collocare nel contenitore da condizionare un recipiente con una soluzione salina satura [Campbell e Gee, 1986; Vicol, 1990]. Si è visto nei paragrafi precedenti che l'umidità relativa è legata al potenziale chimico del vapore acqueo, che a sua volta, in un recipiente chiuso contenente una soluzione salina, è uguale al potenziale chimico del liquido. Giacché poi il potenziale chimico dell'acqua allo stato liquido dipende dalla concentrazione dei sali disciolti e ciascun sale ha un valore massimo di concentrazione (in corrispondenza del quale la soluzione si dice *satura*), è possibile ottenere diversi valori della suzione disponendo all'interno del contenitore soluzioni sature di sali diversi (si veda a tal proposito la Tabella IV-1).

Soluzione satura	Suzione [MPa]
$CuSO_4, 5H_2O$	1.6
$K_2SO_4$	2.7
$ZnSO_4, 7H_2O$	12.6
$KCl$	22.4
$NaCl$	33.1
$NaNO_2$	60.3
$Ca(NO_3)_2, 4H_2O$	79.0
$CaCl_2, 6H_2O$	158.5
$LiCl$	286.0
$H_2SO_4$	398.1

Tabella IV-1 Suzioni applicabili con diverse soluzioni saline sature (20° C)  
[Vicol, 1990; Wheeler, 1997.b]

#### IV.2.2 Misura delle variazioni di volume.

A differenza del caso dei terreni saturi la presenza di aria nei pori comporta che le deformazioni volumetriche complessive di un provino di terreno non saturo non possano essere valutate misurando semplicemente le variazioni di contenuto d'acqua. Se si fa riferimento ad una cella triassiale le possibili soluzioni per la determinazione delle deformazioni volumetriche sono le seguenti (Figura IV-9):

**Sistemi basati sulla misura dei 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 contenute nei pori. In linea di principio è dunque possibile determinare le variazioni di volume complessive misurando i volumi di acqua e di aria scambiati dal provino. La misura dei volumi di acqua può essere effettuata con uno dei sistemi usualmente impiegati per la misura delle variazioni di volume totale nella sperimentazione sui terreni saturi (si veda la Figura IV-10). La misura dei volumi di aria richiede invece dispositivi particolari. Ad esempio Bishop ed Henkel [1962] e Matyas [1967] suggeriscono di impiegare una coppia di burette per la misura delle variazioni del volume d'aria in un terreno non saturo. Questi dispositivi sono però di uso eccessivamente complesso e risentono della pesante limitazione di potere operare solo a pressione atmosferica. Lo sviluppo della tecnologia ha permesso di realizzare apparecchiature più versatili ed affidabili. In Figura IV-11 [Adams et al., 1996] è illustrato un dispositivo di questo tipo. Esso è costituito da un pistone idraulico movimentato da un motore passo-passo. Quest'ultimo è a sua volta azionato da un'unità di controllo digitale a cui è collegato un trasduttore di pressione. Il sistema di controllo, basandosi sull'equazione di stato dei gas, è in grado di far funzionare il dispositivo sia per applicare variazioni di volume (schema 1 di Figura IV-11) sia per misurarle (schema 2 di Figura IV-11): nel primo caso lo spostamento del pistone provoca una variazione di pressione e dunque una variazione del volume dell'aria contenuta nel circuito; nel secondo caso il controllo aziona il pistone in modo da tenere costante la pressione misurata dal trasduttore. Va osservato che nel caso in cui si adoperi la *tecnica della traslazione* per il controllo della suzione, la misura delle variazioni di volume totale attraverso la determinazione delle

variazioni dei volumi di acqua e di aria contenuti nei pori presenta alcune complicazioni<sup>3</sup>.

**Sistemi basati su misure di livello.** Nella cella triassiale sono presenti due fluidi, il primo dalla densità più elevata in cui è immerso il provino ed un secondo di minore densità. La misura del livello del primo fluido permette di determinare le variazioni di volume del provino mentre il controllo della pressione del secondo permette di controllare la pressione di cella. I sistemi che si basano su *misure di livello* si differenziano tra loro per due aspetti: i fluidi impiegati nella cella ed il sistema per il rilevamento del livello di liquido. Nel caso che si adotti l'acqua come fluido per il controllo della pressione di cella è necessario immergere il provino in un secondo liquido più pesante dell'acqua. Il primo sistema di misura di questo tipo è stato sviluppato da Bishop e Donald [1961]. La cella triassiale impiegata da questi ultimi è la prima ad essere stata appositamente concepita per la sperimentazione su terreni non saturi. In Figura IV-12 è riportata una sezione di tale apparecchiatura. La cella triassiale è a parete doppia: la camera esterna stagna è riempita d'acqua in pressione; la camera interna è invece riempita in parte da mercurio fino ad un livello tale da sommergere il provino ed in parte da acqua. Le variazioni della pressione di cella provocano deformazioni trascurabili della camera interna che è infatti sottoposta ad un'eguale pressione all'interno e all'esterno. La misura delle oscillazioni del livello di mercurio ottenuta per mezzo del rilevamento ottico degli spostamenti verticali di una pallina che galleggia su di esso permette di determinare le deformazioni volumetriche. Una soluzione analoga a quella adottata da Bishop e Donald è stata impiegata da Matyas e Radhakrishna [1968]. Più di recente Josa et al. [1987] in una cella triassiale tipo Bishop e Wesley [1975] hanno impiegato degli LVDT per rilevare gli spostamenti di un anello galleggiante nel mercurio che riempie un bicchiere disposto intorno al provino (Figura IV-13). I numerosi

<sup>3</sup> L'aria presente nei pori tende infatti a diffondere attraverso la piastra porosa ad elevato valore d'ingresso d'aria verso il circuito di drenaggio dell'acqua (si veda il paragrafo IV.2.3). Questo fenomeno evidentemente condiziona sia la misura dei volumi d'acqua sia la misura dei volumi d'aria scambiati dal provino. È possibile adottare diversi accorgimenti per impedire che l'aria diffusa condizioni le misure dei volumi d'acqua scambiati dal terreno (si veda il paragrafo IV.2.3) mentre è più difficile fare altrettanto per le misure dei volumi d'aria. L'aria diffusa può essere infatti eliminata dal circuito di drenaggio e misurata. Questa misura può poi essere impiegata per depurare le misure dei volumi di aria nei pori dagli effetti della diffusione. Tale operazione appare però oltremodo complicata poiché la pressione dell'aria nei pori è diversa dalla pressione dell'aria eliminata dal circuito di drenaggio. Va osservato però che nella applicazione del dispositivo descritta da Adams et al. [1996] non si fa riferimento alcuno agli effetti della diffusione dell'aria.



inconvenienti legati all'impiego del mercurio (tossicità, corrosività, elevato peso specifico, ecc.) hanno indotto gli sviluppatori delle apparecchiature più recenti ad adottare soluzioni alternative. In generale all'uso di acqua e mercurio si preferisce quello di aria ed acqua. Le differenze tra i vari sistemi di misura risiedono pertanto nel metodo adottato per la determinazione del livello dell'acqua in cui è immerso il provino. Misure di livello vengono effettuate con i metodi più vari mediante strumenti ottici [Delage et al. 1987], mediante trasduttori differenziali di pressione [Okochi e Tatsuoka, 1984; Tatsuoka, 1988] (Figura IV-14) mediante trasduttori di prossimità [Lo Presti, 1986; Shamoto et al. 1996] (Figura IV-15).

**Sistemi basati sulla misura dei volumi di liquido nella cella.**

Simili ai precedenti sono i sistemi basati sulle *misure dei volumi* di liquido presenti nella cella. In questo caso viene disposto sul circuito di applicazione della pressione di cella un dispositivo per la misura dei volumi di acqua in ingresso ed in uscita. Tale dispositivo può evidentemente essere uno qualsiasi di quelli usualmente impiegati in laboratorio per le misure delle variazioni di volume totale. Wheeler [1986, 1988] e Sivakumar [1993] hanno adottato una soluzione di questo tipo. Essi hanno impiegato una cella a parete doppia in modo da rendere minimi gli effetti delle variazioni della pressione di cella sulle misure eseguite (Figura IV-16). Il circuito della pressione di cella sdoppiato permette di alimentare separatamente la cella esterna e la cella interna mantenendone costantemente uguali le pressioni. Sulla parte di circuito connesso con la cella interna è predisposto il dispositivo per la misura dei volumi d'acqua in ingresso ed in uscita. Come dispositivo di misura gli autori hanno impiegato nelle due apparecchiature messe a punto un *volume-gauge* (tipo *Imperial College*) ed una buretta. Nel secondo caso il livello nella buretta viene rilevato con un trasduttore differenziale di pressione. Il sistema di misura è calibrato in modo da tenere conto degli spostamenti d'acqua prodotti dalla penetrazione del pistone di carico all'interno della cella.

**Sistemi basati sulla misura locale delle deformazioni.** La misura locale delle deformazioni radiali è una delle soluzioni possibili per la determinazione delle variazioni di volume [Maswoswe, 1985; Maatouk, 1993; Zakaria, 1995]. I dispositivi impiegabili sono evidentemente gli stessi che vengono adottati nella sperimentazione sui terreni saturi e non presentano

particolarità rispetto a questi. Va osservato tuttavia che per determinare il grado di saturazione è necessario combinare le determinazioni delle variazioni di volume ottenute dalle misure locali delle deformazioni con le misure di variazioni di contenuto d'acqua che riguardano l'intero provino [Wheeler, 1997b].

---

### IV.2.3 Misura della variazione del contenuto d'acqua.

La misura delle variazioni di contenuto d'acqua vengono effettuate con gli stessi strumenti che si adoperano nella sperimentazione sui terreni saturi e quindi con: burette [Bishop e Donald, 1961; Wheeler 1988; Maatouk, 1993; Sivakumar, 1993], sistemi a peso [Delage et al., 1987; Dineen e Burland, 1995], *volume-gauge* [Wheeler, 1986; Sivakumar, 1993]. La presenza di aria all'interno dei pori del terreno comporta la possibilità che parte di essa possa fluire nel sistema di drenaggio desaturandolo o comunque pregiudicando le misure dei volumi di acqua scambiati. L'aria può entrare nel sistema di drenaggio o per filtrazione o per diffusione. ~~Entrambi i fenomeni si verificano in presenza di un gradiente di pressione~~ tra l'aria presente nel terreno e l'aria nel circuito di drenaggio (disciolta od in forma di bolle). Un simile inconveniente si può dunque verificare solo in apparecchiature nelle quali la suzione venga applicata al provino mediante la tecnica della traslazione. Qualora si adoperi la tecnica osmotica non esistono infatti gradienti della pressione dell'aria e pertanto essa può fluire solo se trascinata in forma di bolle dall'acqua. Come si è visto nel paragrafo IV.2.1 la tecnica della traslazione prevede l'interposizione tra il provino ed il sistema di drenaggio di una piastra porosa ad elevato livello di ingresso d'aria che garantisce che l'aria non possa filtrare nel circuito di drenaggio (sempre che la suzione applicata non superi il valore di ingresso). L'aria disciolta nell'acqua del circuito di drenaggio è però ad una pressione inferiore di quella presente nel terreno pertanto si verificano due fenomeni: in primo luogo a causa del gradiente di concentrazione l'aria diffonde attraverso l'acqua presente nella piastra porosa; in secondo luogo parte dell'aria disciolta nell'acqua che dal terreno passa al circuito di drenaggio si libera in forma di bolle. In definitiva se si adotta la tecnica della traslazione è necessario prevedere nel circuito di drenaggio un sistema per eliminare o misurare i volumi d'aria diffusi.

Il sistema più adottato per eliminare le bolle d'aria dal circuito di drenaggio consiste nel *lavaggio* periodico del circuito stesso. In generale il circuito di drenaggio realizzato al di sotto della piastra porosa ad elevato valore d'ingresso è dotato di una doppia uscita. È quindi possibile far circolare l'acqua al di sotto della piastra porosa rimuovendo le bolle d'aria eventualmente presenti (Figura IV-17). Queste ultime vengono poi raccolte in un'apposita "trappola" che può eventualmente essere dotata di uno strumento per la misura dei volumi d'aria raccolti. Le soluzioni proposte in letteratura si differenziano principalmente per il tipo di dispositivo che viene impiegato per far circolare l'acqua [Bishop e Donald, 1961; Olson e Langfelder, 1965; Matyas e Radhakrishna, 1968; Barden e Sides, 1969, 1970; Fredlund, 1975; Josa et al., 1987; Maatouk, 1993; Sivakumar, 1993].

### IV.3 Le apparecchiature sviluppate

Nel corso di questa ricerca sono state progettate e messe a punto due apparecchiature per terreni non saturi: un edometro a suzione controllata ed una cella triassiale a *stress-path* e suzione controllati. Per progettare queste apparecchiature è stato necessario affrontare le problematiche che sono state esposte nel paragrafo IV.2. Le soluzioni che sono state adottate sono le seguenti:

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

In quanto segue si descrivono in dettaglio le caratteristiche delle apparecchiature.

#### IV.3.1 La cella triassiale a stress-path e suzione controllati.

Presso il laboratorio del D.I.G. sono correntemente impiegate per scopi di ricerca alcune celle triassiali (per provini di diametro  $\varnothing$  38 mm) a percorso di sollecitazione controllato del tipo Bishop e Wesley [1975] derivate da quelle in uso presso la *City University* di Londra. Nel corso degli anni la configurazione originaria di queste apparecchiature è stata modificata per ridurre la deformabilità complessiva e permettere di raggiungere valori più elevati del deviatore durante le fasi a carico controllato [Aversa e Vinale, 1995]. Il progetto della cella triassiale a *stress-path* e suzione controllati è stato concepito a partire da quello delle celle triassiali a percorso di sollecitazione controllato impiegate nel laboratorio del D.I.G..

##### IV.3.1.1 Sistemi di applicazione dei carichi.

La nuova cella è stata progettata per operare con provini di diametro  $\varnothing$  68 mm e di altezza 140 mm ed è pertanto di ingombro notevole come si può vedere in Figura IV-18. Essa consente il controllo (regolazione e misura) indipendente del carico assiale della pressione di cella e delle pressioni dell'acqua e dell'aria di porosità. In Figura IV-19 è riportato lo schema dei circuiti per la regolazione delle pressioni. L'intero sistema per l'applicazione dei carichi è alimentato da una stazione di aria compressa che garantisce una pressione di linea di 1100 kPa; un riduttore di pressione ed un manometro permettono di regolare la pressione dell'aria in

ingresso<sup>4</sup>. La pressione in ciascuno dei quattro circuiti di applicazione delle pressioni (*pressione di cella*, *pressione assiale*, *pressione acqua*, *pressione aria*) che si dipartono dal circuito di alimentazione principale è regolata da un convertitore elettropneumatico (tipo *Watson-Smith Ltd.*, modello *101XA*) e può raggiungere il valore massimo di 1000 kPa. I circuiti si articolano poi nel modo seguente:

**circuito della pressione di cella:** l'uscita<sup>5</sup> del convertitore elettropneumatico è collegata alla cella ed alla buretta di riferimento per la misura delle deformazioni volumetriche (si veda il paragrafo IV.3.1.2); il fluido di cella è infatti aria in pressione a differenza di quanto accade nelle celle triassiali per i terreni saturi in cui viene impiegata l'acqua<sup>6</sup>;

**circuito della pressione assiale:** il convertitore elettropneumatico è collegato ad una interfaccia aria/acqua che alimenta la camera del pistone assiale disposto al disotto del provino; il carico assiale è infatti applicato alla base del provino sulla cui sommità è collocata una *testa di carico* che a sua volta fa contrasto superiormente contro la *cella di carico*;

**circuito della pressione dell'acqua:** il convertitore elettropneumatico è collegato alla coppia di burette per la misura delle variazioni del contenuto d'acqua; di queste burette la prima funge da riferimento per la misura del livello nella seconda (si veda il paragrafo IV.3.1.2); la seconda è invece collegata con il circuito di drenaggio presente al di sotto della piastra porosa ad elevato valore di ingresso d'aria (Figura IV-20);

**circuito della pressione dell'aria:** dal convertitore elettropneumatico parte il circuito che si innesta nella *testa di carico*; in quest'ultima è praticato un foro longitudinale che termina in corrispondenza della base inferiore dove sono ricavate una serie di scanalature interconnesse che consentono la circolazione dell'aria (Figura IV-21); la testa di carico poggia su di una piastra porosa tradizionale al carburo di silicio (a basso valore di ingresso d'aria) che viene collocata sulla testa del provino per garantire un miglior collegamento tra l'aria nel circuito e l'aria nel terreno;

<sup>4</sup> Il riduttore di pressione limita in ogni caso la pressione in modo che risulti  $\leq 1000$  kPa

<sup>5</sup> A valle del convertitore elettropneumatico è disposta una "trappola" per l'acqua che garantisce che l'umidità proveniente dalla cella possa penetrare nel convertitore mettendolo fuori uso. Analoghe "trappole" sono disposte nel circuito della pressione dell'acqua e nel circuito della pressione dell'aria.

<sup>6</sup> Le pareti della cella sono realizzate con un tubo di *perspex* che garantisce la tenuta; all'esterno di questo è disposta una schermatura a rete di acciaio come protezione contro eventuali esplosioni.

Le fasi di taglio possono essere condotte sia a carico che a deformazione controllata. Nel primo caso il massimo deviatore applicabile  $q$  è legato alla pressione nella camera del pistone  $\sigma_r$  ed alla pressione di cella  $\sigma_c$  dalla semplice relazione di equilibrio [Bishop e Wesley, 1975]:

$$q = \frac{1}{A_s} \cdot (\sigma_r \cdot A_l - \sigma_c \cdot A_u - W) \quad (4)$$

Dove:

$W$  è il peso del pistone;

$A_s$  è l'area della sezione trasversale del provino;

$A_l$  ed  $A_u$  le aree dei diaframmi flessibili tipo *Bellofram* che garantiscono rispettivamente la tenuta della camera di pressione del pistone e della cella.

Nel caso della nuova cella:  $A_s = 3631.68 \text{ mm}^2$ ;  $A_l = 10207.04 \text{ mm}^2$ ;  $A_u = 23235.22 \text{ mm}^2$ ;  $A_l/A_u = 2.276$ ;  $A_l/A_s = 6.398$ . Nelle ordinarie celle tipo Bishop e Wesley il rapporto  $A_l/A_s$  è unitario in questo caso è stato invece scelto un rapporto maggiore dell'unità in modo da poter raggiungere valori più elevati del deviatore durante le fasi a carico controllato [Aversa e Vinale, 1995]. In Figura IV-22 è confrontato l'andamento della massima tensione deviatorica in funzione della pressione di cella nel caso della nuova cella e nel caso di rapporto  $A_l/A_s = 1$ .

Nel caso che la fase di taglio venga condotta a deformazione controllata l'interfaccia aria/acqua viene esclusa dal circuito e una *pompa Bishop* spinge l'acqua nella camera di pressione del pistone assiale (Figura IV-19). La pompa è azionata da un motorino elettrico passo-passo con demoltiplicatore di giri [Atkinson, 1984] la cui velocità può essere regolata tramite una scheda elettronica. In linea teorica anche durante una fase condotta a deformazione controllata non sarebbe comunque possibile applicare deviatori maggiori di quelli riportati in Figura IV-22 per il limite di pressione differenziale imposto dal *Bellofram* (1 MPa).

Il massimo valore della suzione che può essere applicato è determinato dal valore d'ingresso d'aria della piastra porosa montata alla base del provino. La piastra porosa viene disposta nell'alloggiamento presente nel piedistallo di base e qui incollata lungo il bordo mediante una resina sigillante. Per permettere di operare con diverse piastre porose sono state realizzate quattro basette intercambiabili (una con piastra porosa ad alta permeabilità e valore di ingresso di 100 kPa e le rimanenti con piastre porose a valore di ingresso di 100, 300 e 500 kPa). Anche per la pressione dell'acqua di porosità esiste una limitazione imposta dalla presenza lungo il circuito di drenaggio di una pompa peristaltica (si veda il IV.3.1.2) che può funzionare con una pressione di linea non superiore a 300 kPa.

### IV.3.1.2 Sistemi di misura

In Figura IV-23 sono rappresentati i circuiti idraulici e gli strumenti con cui vengono misurati i carichi applicati al provino e le deformazioni. I dispositivi per la misura dei carichi sono i seguenti:

**misura del carico assiale:** viene impiegata una cella di carico (della *Maywood Instruments Ltd.*, modello 4958) dalla capacità massima di 10 kN; essa presenta una deflessione in corrispondenza del carico massimo di 0.05 mm; l'alimentazione avviene in corrente continua ad una tensione di 10 V; il segnale di uscita è amplificato (con un amplificatore *Megarix*, modello  $\mu$ AMP1);

**misure della pressione di cella e delle pressioni dei fluidi interstiziali:** vengono impiegati tre trasduttori di pressione (della *DRUCK* modello *PDCR810*) con un fondoscala di 1000 kPa alimentati ad una tensione di 10 V.

Le misure delle deformazioni e delle variazioni del contenuto d'acqua avvengono mediante i seguenti sistemi.

**Misura delle deformazioni assiali.** Viene utilizzato un *LVDT* (della *DRUCK*, modello *LDC1000A*) con un campo di linearità di  $\pm 25$  mm alimentato a 12 V; il trasduttore è montato sul coperchio della cella ed è azionato da un'asta rigidamente collegata al pistone assiale (Figura IV-18).

**Misura delle deformazioni volumetriche.** Intorno al provino di terreno, confinato in una normale membrana di gomma, è predisposto un bicchiere di alluminio<sup>7</sup>; le variazioni del livello dell'acqua che riempie il bicchiere permettono di determinare le deformazioni volumetriche del provino (si veda la Figura IV-24). Il tratto del bicchiere all'interno del quale oscilla il livello dell'acqua ha un diametro di 78 mm ed una lunghezza di 56 mm; pertanto nell'ipotesi di assenza di deformazioni assiali ad una variazione di livello di 0.1 mm corrisponde una deformazione volumetrica pari allo 0.026%. La misura del livello è effettuata mediante un trasduttore di pressione differenziale che rileva la differenza di battente idraulico tra il

<sup>7</sup> Inizialmente il bicchiere è stato realizzato in *perspex* (polimetilmetacrilato, PMMA) in modo da consentire l'osservazione del provino dall'esterno della cella. Successivamente tale materiale è stato sostituito con l'alluminio. Il *perspex* presenta infatti i seguenti inconvenienti: assorbe acqua in una proporzione di circa lo 0.25/0.30 % del suo volume totale sicché alcuni autori suggeriscono di tarare i sistemi di misura nei riguardi di questo fenomeno [Wheeler, 1988; Sivakumar, 1993]; ha una bassa rigidità volumetrica (a 20°C  $E=2796$  MPa,  $\nu=0.38$ ,  $K=3883$  MPa), e dunque il bicchiere nella cella pur essendo sottoposto ad eguale pressione all'interno ed all'esterno è soggetto a ridursi di volume falsando le misure di livello nel caso di prove a pressione di cella variabile [Bishop et al., 1965].

bicchiere ed una buretta di riferimento; in tale buretta l'aria presente al disopra dell'acqua è mantenuta alla medesima pressione dell'aria presente nella cella; la buretta è montata su di un'asta solidale al pistone di applicazione del carico assiale in modo che la misura non sia influenzata dagli spostamenti del provino. Il trasduttore differenziale impiegato (*Fuji*, modello *FHCT11V1-AKBY*) può operare con pressioni di linea comprese tra -100 kPa e +3200 kPa, è in grado di misurare differenze di pressioni comprese tra  $\pm 1$  kPa ed ha un intervallo di misura di ampiezza regolabile tra 0.1 kPa e 1 kPa (10÷100 mm di colonna d'acqua). In questo caso si sono adottati come estremi dell'intervallo di misura i valori di  $\pm 0.5$  kPa ( $\pm 50$  mm di colonna d'acqua); l'accuratezza del trasduttore dichiarata dalla casa costruttrice è pari al 0.1% dell'ampiezza dell'intervallo di misura; quindi per le regolazioni effettuate (ampiezza dell'intervallo di misura 1 kPa) in questo caso l'accuratezza è pari a 0.001 kPa (0.1 mm di colonna d'acqua) cui corrisponde per quanto visto una deformazione volumetrica di 0.026%.

**Misura delle variazioni di contenuto d'acqua.** Il circuito di drenaggio alla base del provino è collegato con una buretta; le variazioni di livello dell'acqua che riempie la buretta permettono di determinare i volumi di acqua scambiati dal provino. La buretta è a doppia parete in modo garantire l'assenza di deformazioni radiali nel caso di variazioni della pressione dell'acqua di porosità; il tubo interno è di vetro con un diametro interno  $\varnothing 10$  mm (sezione 78.54 mm<sup>2</sup>); pertanto ad una variazione di livello di 0.1 mm corrisponde una variazione di contenuto d'acqua in volume pari allo 0.0015%<sup>8</sup> (per un provino di diametro  $\varnothing 68$  mm e di altezza 140 mm). La misura del livello è effettuata mediante un trasduttore di pressione differenziale dello stesso tipo di quello impiegato per la misura delle deformazioni radiali che rileva la differenza di battente idraulico tra la buretta di misura ed una buretta di riferimento; in quest'ultima l'aria presente al disopra dell'acqua è mantenuta alla medesima pressione dell'aria nella buretta di misura. Il trasduttore di pressione differenziale è regolato nello stesso modo di quello impiegato per la misura delle deformazioni radiali (estremi dell'intervallo di misura  $\pm 0.5$  kPa) e pertanto ha una accuratezza di 0.001 kPa (0.1 mm

<sup>8</sup> Nel caso che il terreno presenti un peso secco dell'unità di volume pari a 10.57 kN/m<sup>3</sup> (valore medio del materiale studiato) tale variazione corrisponde ad una variazione di contenuto d'acqua in peso dello 0.0014%. Il volume di acqua misurato è in pari a 7.85 mm<sup>3</sup>.



di colonna d'acqua) cui corrisponde per quanto visto una variazione di contenuto d'acqua in volume pari allo 0.0015%. Per eliminare dal circuito di drenaggio l'aria che diffonde attraverso la piastra porosa ad elevato valore di ingresso d'aria è stato predisposto un dispositivo per il *lavaggio* periodico; al di sotto della piastra porosa nella sede metallica in cui questa è alloggiata è ricavata una scanalatura elicoidale (si veda la Figura IV-20) dotata di un foro di ingresso e di uno di uscita; questi sono entrambi collegati alla buretta di misura; nel circuito chiuso così realizzato l'acqua può essere messa in circolazione mediante una pompa peristaltica (della SEKO Italia, modello PR-1 con una portata regolabile  $\leq 1000$  cm<sup>3</sup>/ora e in grado di operare con una massima pressione di linea di 300 kPa) connessa da una parte alla buretta di misura e dall'altra al circuito alla base del provino (si veda la Figura IV-23). L'acqua messa in movimento dalla pompa circola al di sotto della piastra porosa raccogliendo le bolle d'aria eventualmente presenti e le trascina verso la buretta di misura dove vengono eliminate.

### IV.3.1.3 Sistemi di acquisizione e controllo

Un personal computer, abbinato ad un sistema elettronico di acquisizione dei dati ed ai sistemi automatizzati per la regolazione delle pressioni, consente il controllo automatico di ogni fase di prova. In particolare i sistemi elettronici di acquisizione e controllo gestiti dal personal computer sono i seguenti:

**una scheda A/D-D/A** (della *CIL Group*, modello *PC-SUPER-CARD/8*) con una risoluzione di 16 bit e con otto linee analogiche di ingresso, quattro linee analogiche di uscita e quattro uscite a relè; la scheda è dotata di un proprio microprocessore (modello *Z80*) e di una propria memoria *RAM* per il filtraggio dei segnali; a quattro dei canali di *input* di questa scheda sono collegati<sup>9</sup> un *LVDT* per le misure di deformazione assiale e i trasduttori di pressione per la misura della pressione di cella, della pressione dell'acqua e della pressione dell'aria; ai quattro canali di *output* della scheda sono collegati i quattro convertitori elettropneumatici per la regolazione delle pressioni; infine uno dei relè controlla l'accensione e lo spegnimento della pompa peristaltica;

**due centraline** (della *DRUK*, modello *DPI282*) per l'alimentazione (11Vdc) dei due trasduttori di pressione differenziale *Fuji* e per l'acquisizione e la conversione A/D dei segnali da essi provenienti; le centraline ricevono il segnale in uscita dai trasduttori (4÷20 mA dc), lo convertono in unità fisiche e lo trasmettono al calcolatore tramite porta seriale *RS232*;

**un scheda elettronica** (della *Megar*, modello *clicker board*) per il controllo del motorino passo-passo; questa scheda è dotata di un DAC che controlla un VCO in grado di regolare la frequenza di alimentazione del motorino tra 19.53 Hz e 4980 Hz.

L'insieme di tutte le funzioni è gestito tramite un software di controllo (in *QuickBasic*) appositamente sviluppato<sup>10</sup> a tale scopo.

<sup>9</sup> I segnali provenienti da questi strumenti vengono preventivamente amplificati (con un'apposita scheda elettronica marca *Megar*, modello *INAMP*)

<sup>10</sup> È una versione modificata ed aggiornata del software di gestione per le celle a *stress-path* controllato per terreni saturi attualmente in uso presso il laboratorio del D.I.G.

### IV.3.2 L'edometro a suzione controllata.

Il nuovo edometro è stato concepito come una trasformazione della cella triassiale descritta nel paragrafo IV.3.1. È stata dunque realizzata una seconda apparecchiatura del tutto simile alla precedente ma con una cella di altezza ridotta<sup>11</sup> (si veda la Figura IV-25). Il provino di diametro  $\varnothing 56$  mm e di altezza 20 mm è disposto su di una base identica a quella realizzata per il triassiale. L'anello edometrico è mantenuto in posizione da un collare a sua volta bloccato alla basetta da tre bulloni di serraggio. L'anello sul bordo inferiore presenta un incavo nel quale è collocato un *O-ring* che garantisce la tenuta del drenaggio (Figura IV-26). In Figura IV-27 sono riportati i circuiti per l'applicazione dei carichi. Essi sono simili a quelli descritti per la cella triassiale con le seguenti differenze:

- il controllo della pressione dell'aria interstiziale è ottenuto regolando la pressione di cella; la testa di carico disposta sulla sommità del provino è infatti dotata di una piastra porosa tradizionale al carburo di silicio (a basso valore di ingresso d'aria) che garantisce il collegamento tra l'aria nella cella e l'aria nel terreno;
- nel circuito per il controllo del carico assiale non è presente la *pompa Bishop*.

In Figura IV-28 sono rappresentati i circuiti idraulici e gli strumenti con cui vengono misurati i carichi applicati al provino e le deformazioni. I dispositivi per la misura dei carichi sono gli stessi impiegati nel caso della cella triassiale con le seguenti differenze<sup>12</sup>:

- sono presenti solo due trasduttori di pressione (pressione di cella = pressione aria interstiziale);
- per la misura delle deformazioni assiali viene utilizzato un *LVDT* (della *RDP Electronics*, modello *D2/200A*) con un campo di linearità di  $\pm 5$  mm alimentato a 6 V;
- la buretta a parete doppia per la misura delle variazioni di contenuto d'acqua ha un tubo interno di vetro di diametro interno  $\varnothing 5$  mm (sezione  $19.63 \text{ mm}^2$ ); pertanto ad una variazione di livello di 0.1 mm corrisponde una variazione di contenuto d'acqua in volume pari allo 0.0040%<sup>13</sup>.

In Figura IV-29 è riportato l'andamento della massima tensione verticale applicabile in funzione della pressione dell'aria interstiziale. Come si vede il

<sup>11</sup> L'altezza interna della cella nell'apparecchiatura triassiale è di 51 cm mentre nell'edometro è di 24 cm

<sup>12</sup> È evidente che non è presente il dispositivo per la misura delle deformazioni radiali.

<sup>13</sup> Nel caso che il terreno presenti un peso secco dell'unità di volume pari a  $10.57 \text{ kN/m}^3$  (valore medio del materiale studiato) tale variazione corrisponde ad una variazione di contenuto d'acqua in peso dello 0.0037%. Il volume di acqua misurato è in pari a  $1.96 \text{ mm}^3$ .

valore massimo della tensione verticale che si può raggiungere<sup>14</sup> nel nuovo edometro è di circa 9400 kPa per una pressione di cella nulla e di 5300 kPa per una pressione di cella di 1000 kPa. Ciò è reso possibile dall'elevato rapporto esistente tra l'area del diaframma flessibile (*Bellofram*) che garantisce la tenuta del pistone assiale e l'area della sezione trasversale del provino (in questo caso il rapporto  $A_l/A_s$  vale 9.434, mentre nel caso della cella triassiale vale 6.398).

Sono state condotte una serie di prove per determinare gli effetti della deformabilità della cella sulle misure delle deformazioni assiali. I risultati ottenuti sono riportati nel primo diagramma di Figura IV-30. In tale diagramma in ascissa sono riportati gli spostamenti misurati<sup>15</sup> dall'*LVDT* ed in ordinata la tensione verticale netta. Sono stati effettuati più cicli di carico e scarico con pressioni di cella comprese tra 50 kPa e 500 kPa. Dai risultati riportati nel primo diagramma di Figura IV-30 appare evidente l'influenza della pressione di cella sulla deformabilità. Non vi è differenza apprezzabile tra le fasi di carico e le fasi di scarico di ciascun ciclo. Pertanto si può ritenere che la risposta del sistema sia elastica. In particolare tale risposta inizialmente non lineare per i valori più bassi del carico diviene lineare per i valori più elevati<sup>16</sup>. Per poter depurare le misure dagli effetti della deformabilità della cella si è provveduto ad interpolare i risultati delle prove di deformabilità con una opportuna funzione. Quest'ultima permette di determinare gli spostamenti assiali dovuti alle deformazioni della cella in funzione della tensione assiale netta. Nel secondo diagramma di Figura IV-30 è confrontato l'andamento degli spostamenti così stimati con quello degli spostamenti misurati.

---

<sup>14</sup> Nella configurazione attuale è presente una cella di carico dello stesso tipo di quella impiegata nel triassiale con un fondo scala di 10 kN pertanto la massima tensione verticale è di circa 4000 kPa.

<sup>15</sup> Depurati delle deformazioni del provino metallico disposto nella cella durante la prova di deformabilità.

<sup>16</sup> Il tratto iniziale nel quale il sistema mostra una rigidità crescente è probabilmente dovuto al progressivo serraggio delle guarnizioni di tenuta disposte al di sotto della base del provino.

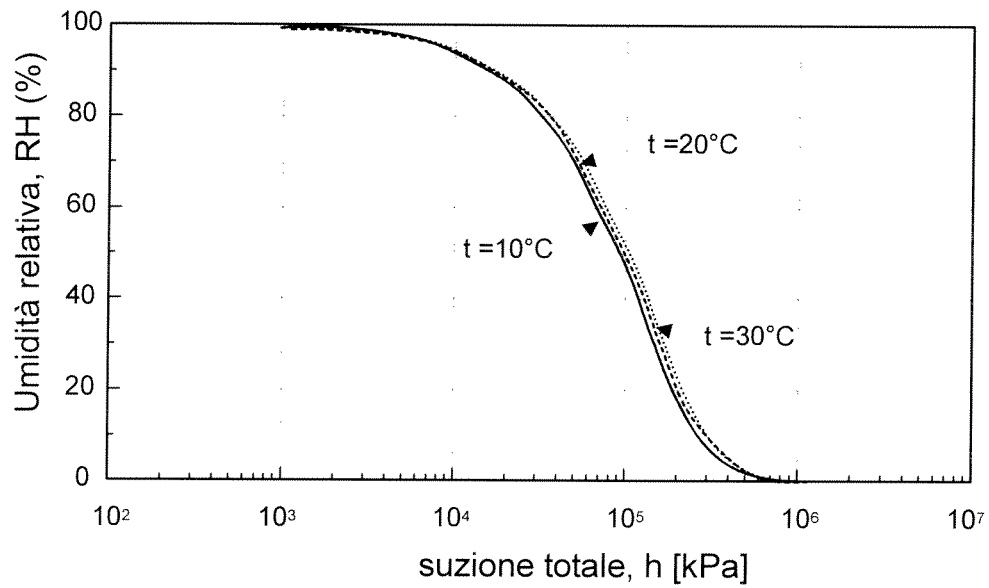


Figura IV-1 Relazione tra l'umidità relativa e la suzione totale  
[Fredlund e Rahardjo, 1993]

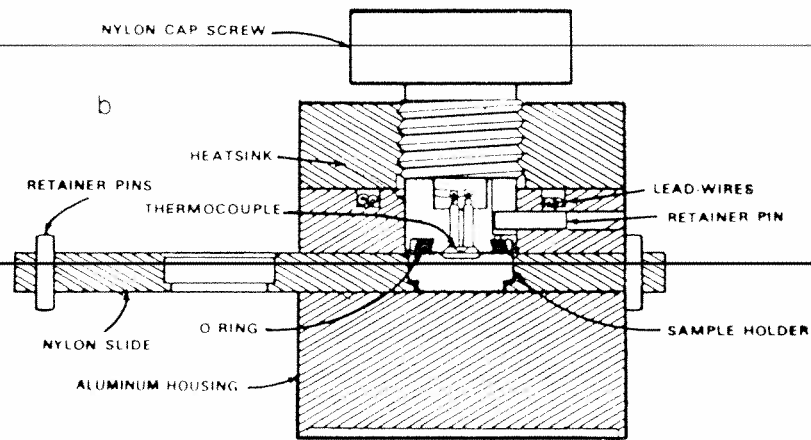


Figura IV-2 Un esempio di psicrometro da laboratorio  
[Rowlins e Campbell, 1986]

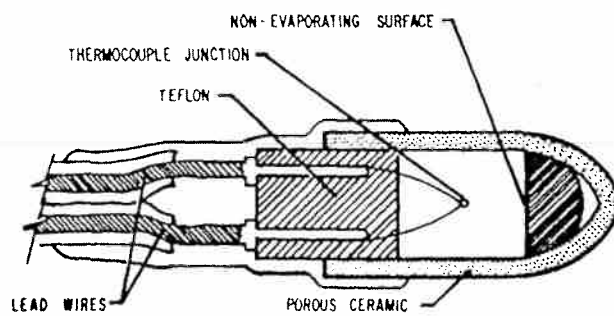


Figura IV-3 Psicrometro da sito  
[Rowlins e Campbell, 1986]

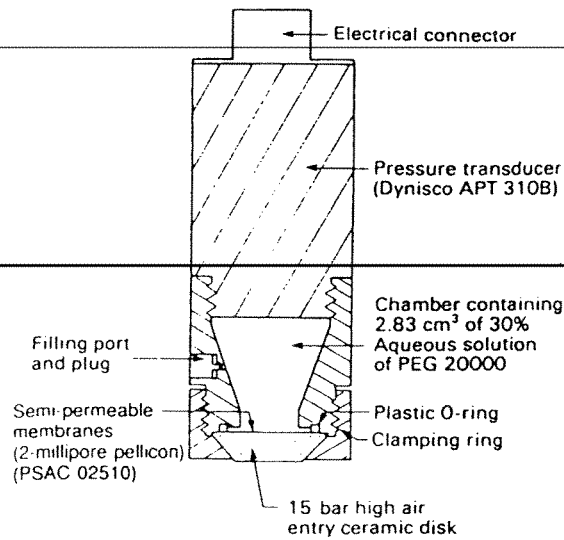


Figura IV-4 Tensiometro a funzionamento osmotico  
[Bocking e Fredlund, 1979]

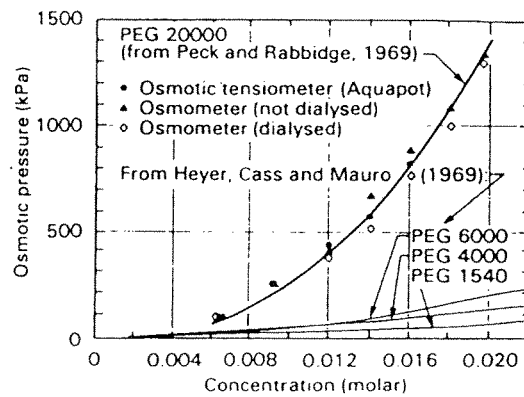


Figura IV-5 Relazione tra la pressione osmotica e la concentrazione di soluzioni di PEG  
[Bocking e Fredlund, 1979]

0 5 10  
scale (mm)

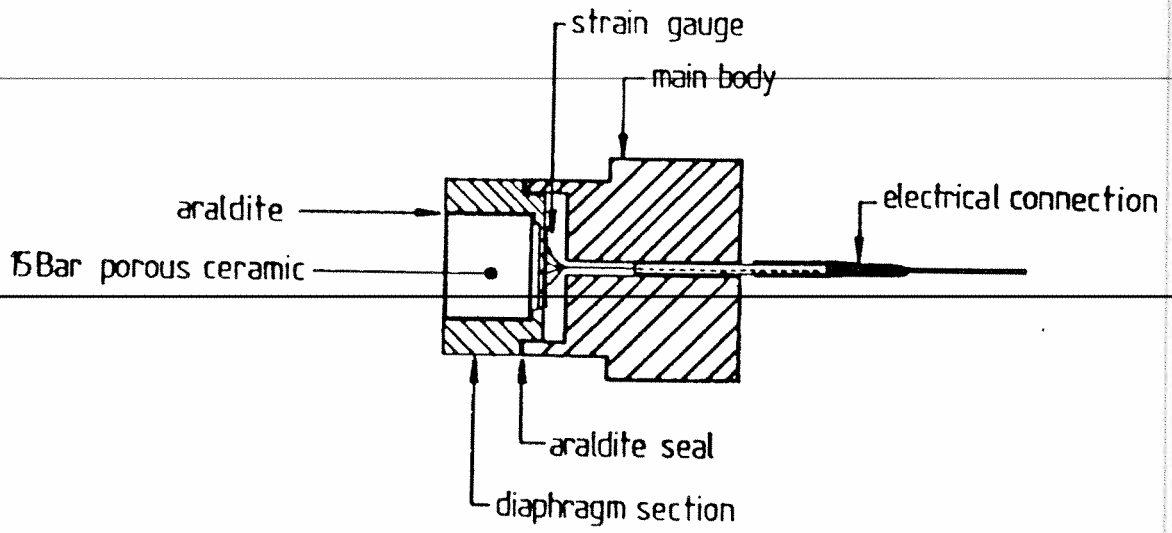


Figura IV-6 Il tensiometro dell'Imperial College  
[Ridley e Burland, 1995]

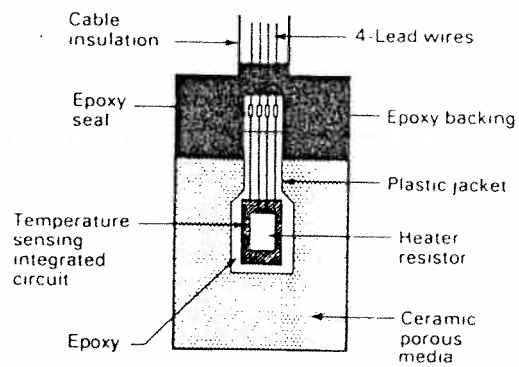


Figura IV-7 Sezione di un sensore termico  
[Phene et al., 1971]



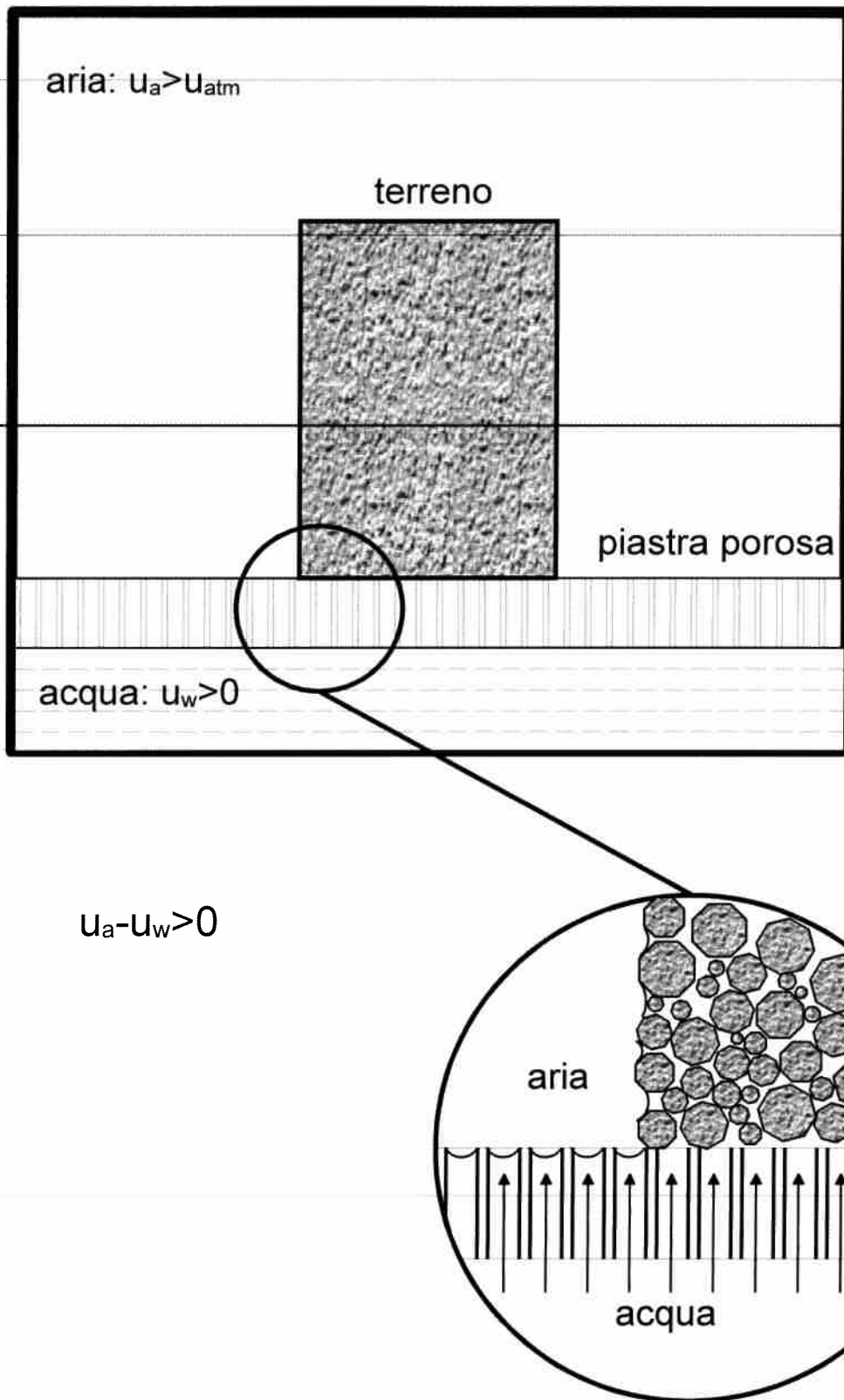


Figura IV-8 Schema di funzionamento della tecnica della traslazione d'assi per l'applicazione della suzione.

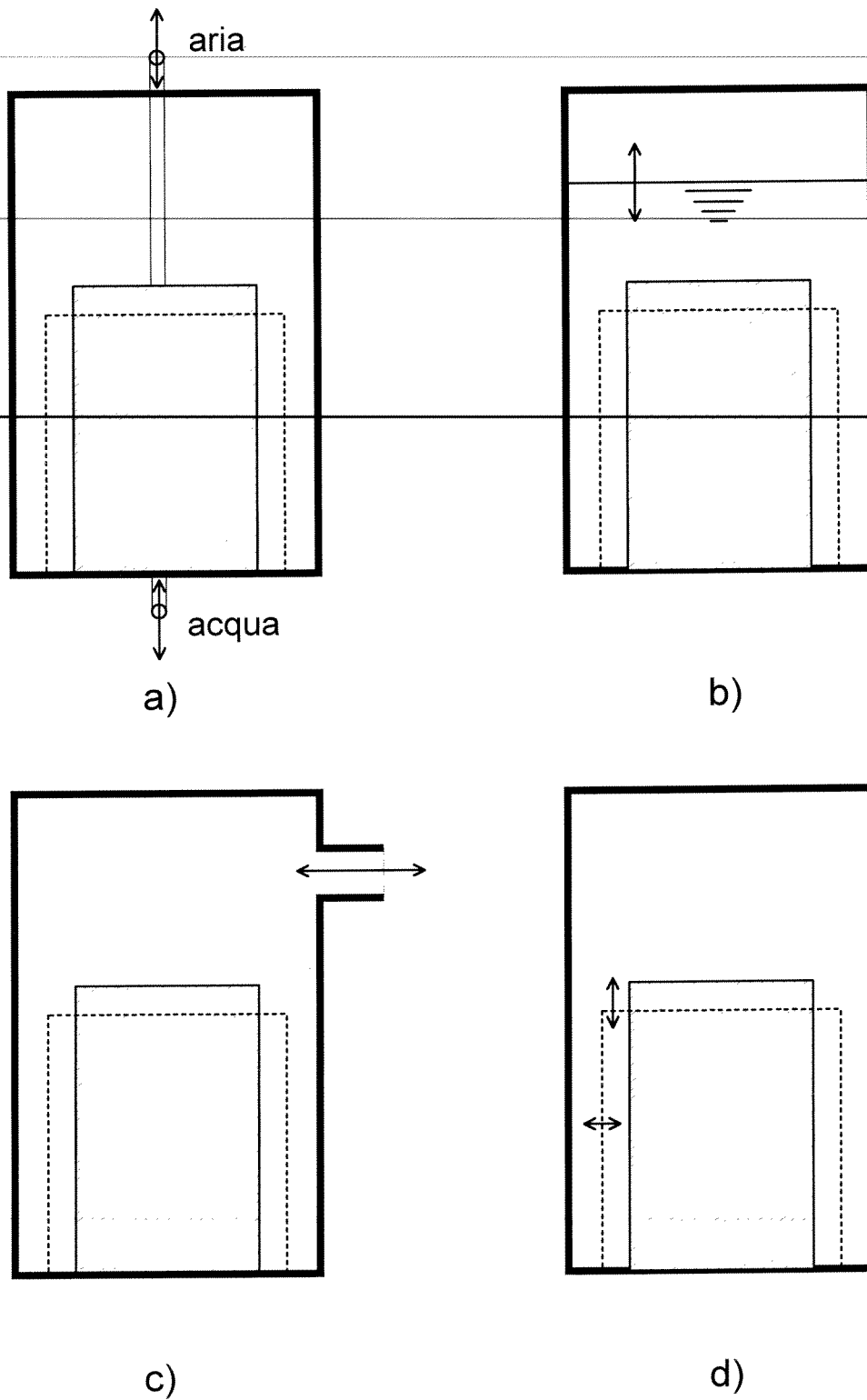


Figura IV-9 Tecniche di misura delle variazioni di volume di un provino di terreno non saturo:  
 a) tecniche basate sulla misura dei volumi d'acqua e di aria scambiati dal provino;  
 b) tecniche basate sulla misura del livello del liquido entro cui è collocato il provino;  
 c) tecniche basate sulla misura dei volumi di liquido contenuti nella cella;  
 d) tecniche basate sulla misura delle deformazioni locali.

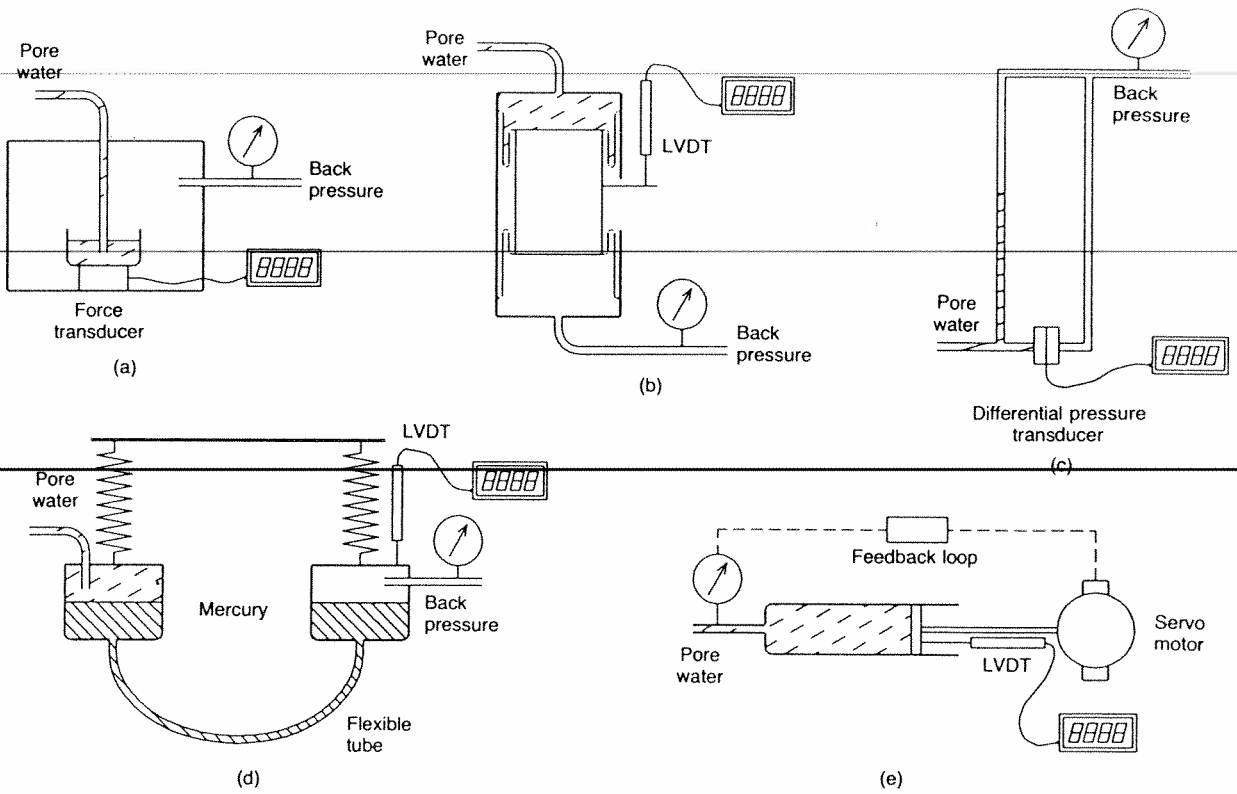


Figura IV-10 Principali dispositivi per la misura delle variazioni di volume dei terreni saturi: a) dispositivi a peso; b) dispositivi con diaframmi mobili; c) burette; d) dispositivi a mercurio; e) servomeccanismi.

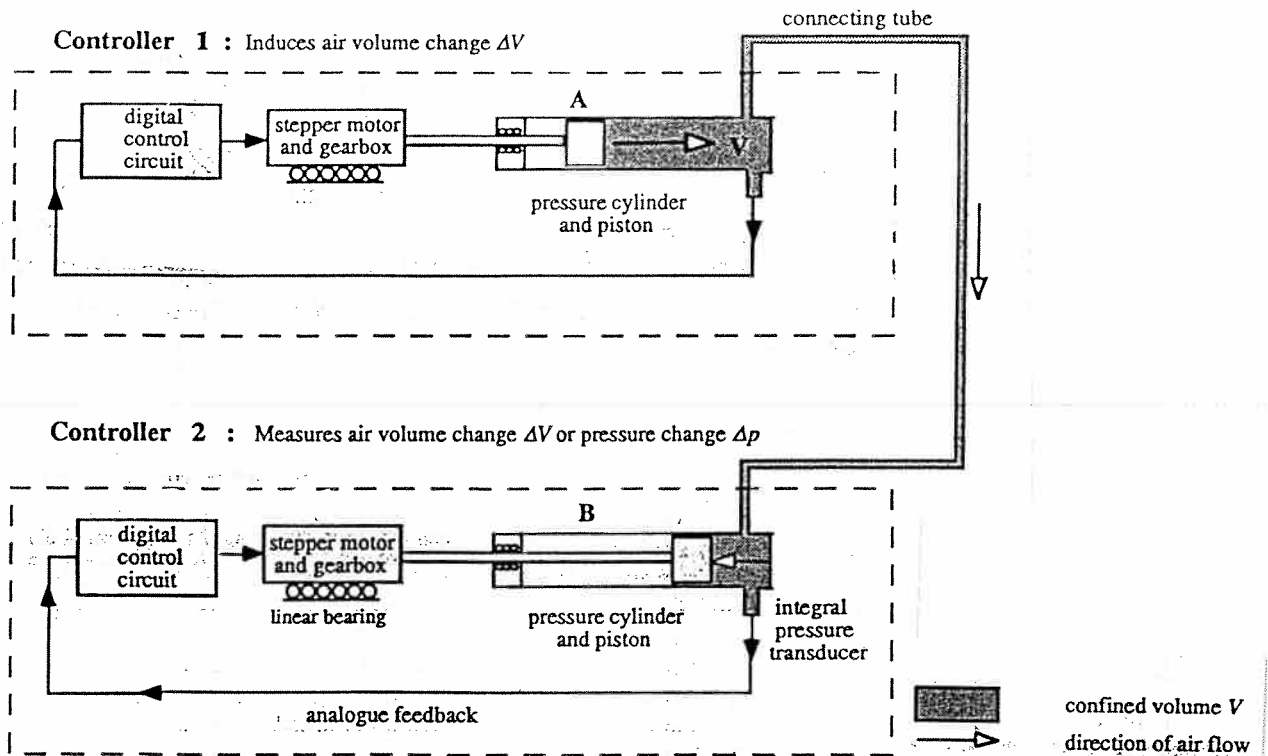


Figura IV-11 Dispositivo per la misura delle variazioni del volume d'aria in un terreno non saturo: 1) il controllo impone una variazione di volume; 2) il controllo misura la variazione di volume [Adams et al., 1996].

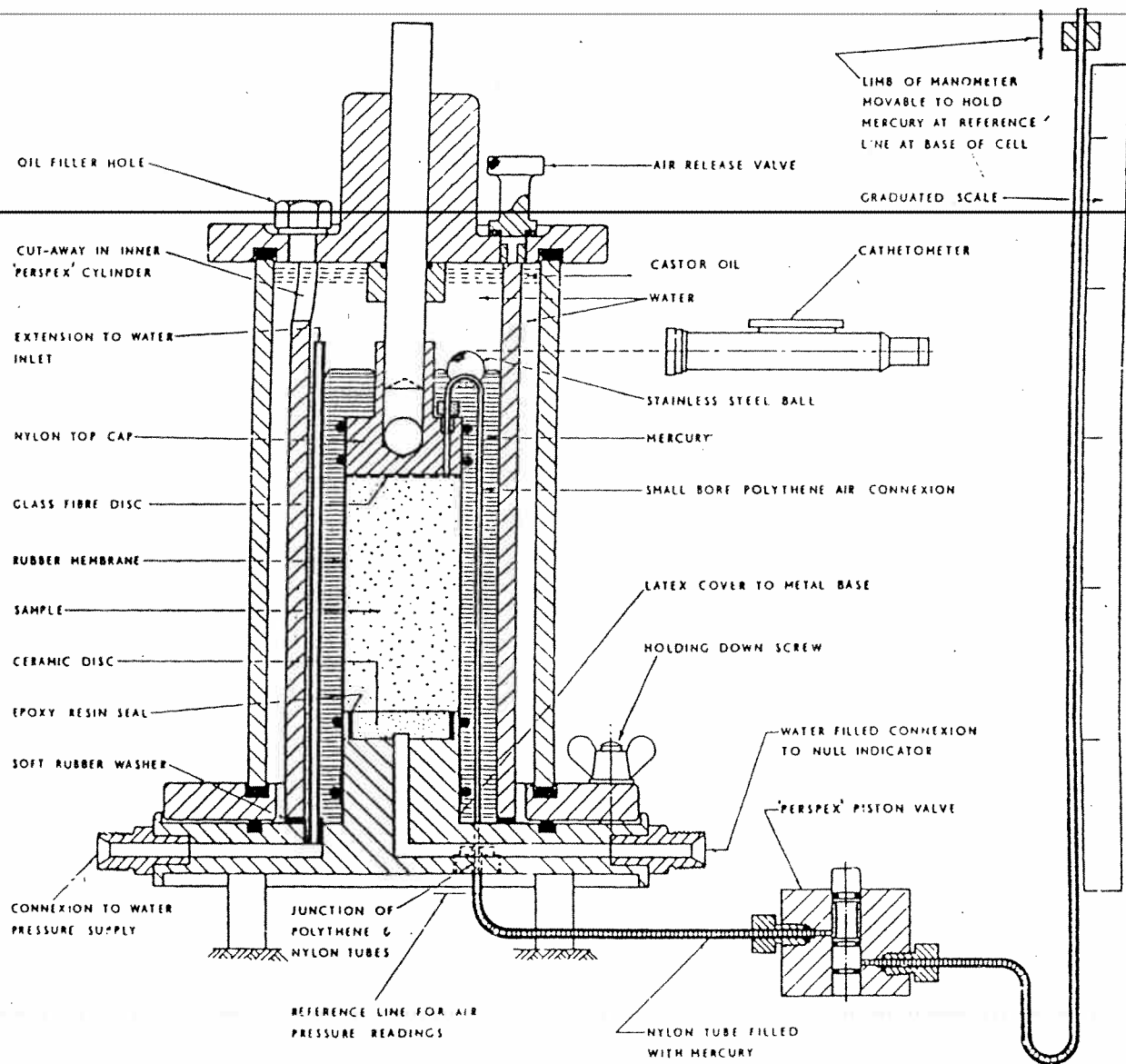


Figura IV-12 Cella triassiale a suzione controllata:  
 la suzione è controllata con la tecnica della traslazione d'assi;  
 le variazioni di volume del provino sono determinate misurando otticamente le oscillazioni  
 del livello di mercurio in cui è immerso [Bishop e Donald., 1961].

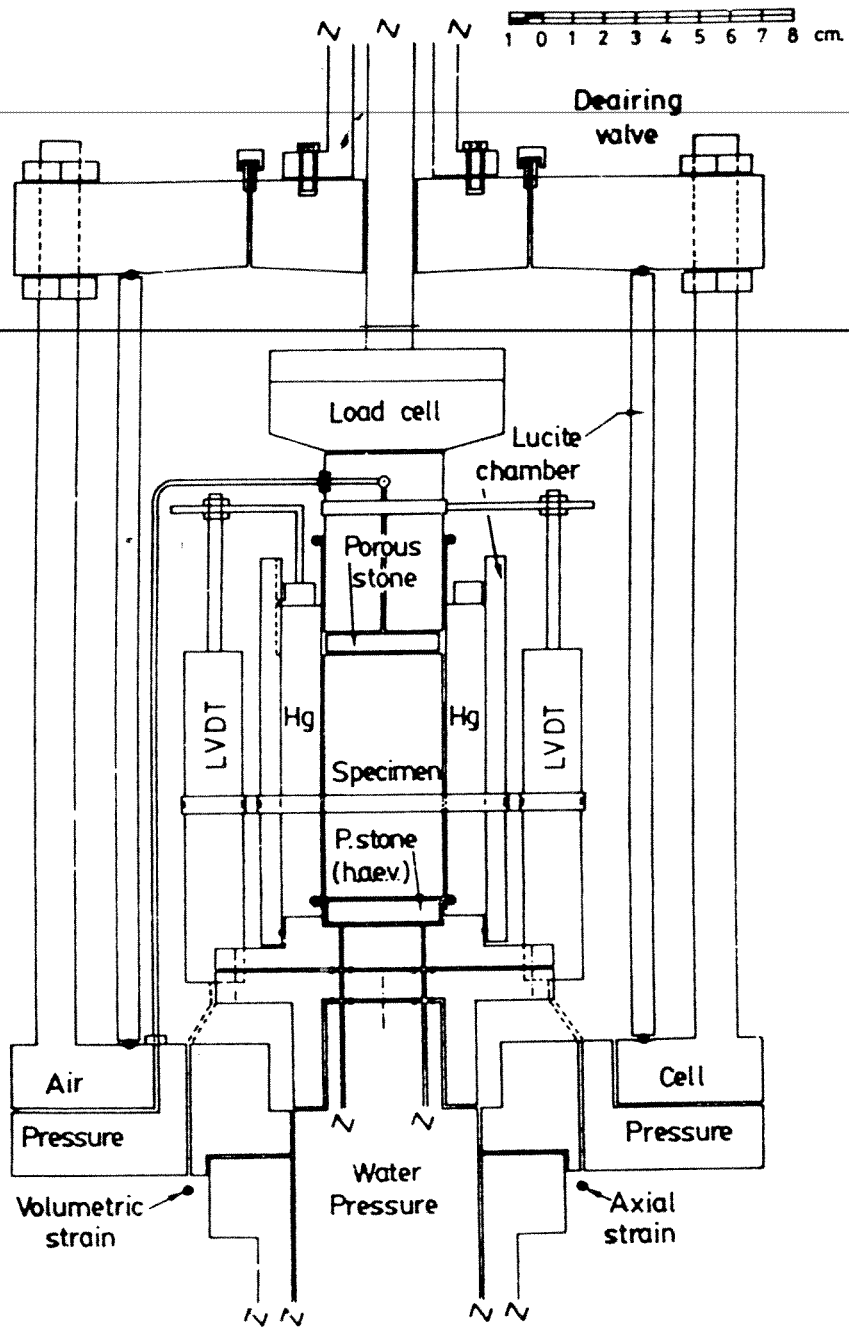


Figura IV-13 Cella triassiale a suzione controllata:  
 la suzione è controllata con la tecnica della traslazione d'assi;  
 le variazioni di volume del provino sono determinate misurando con un LVDT le oscillazioni  
 di un anello galleggiante sul livello del mercurio in cui è immerso [Josa et al., 1987].

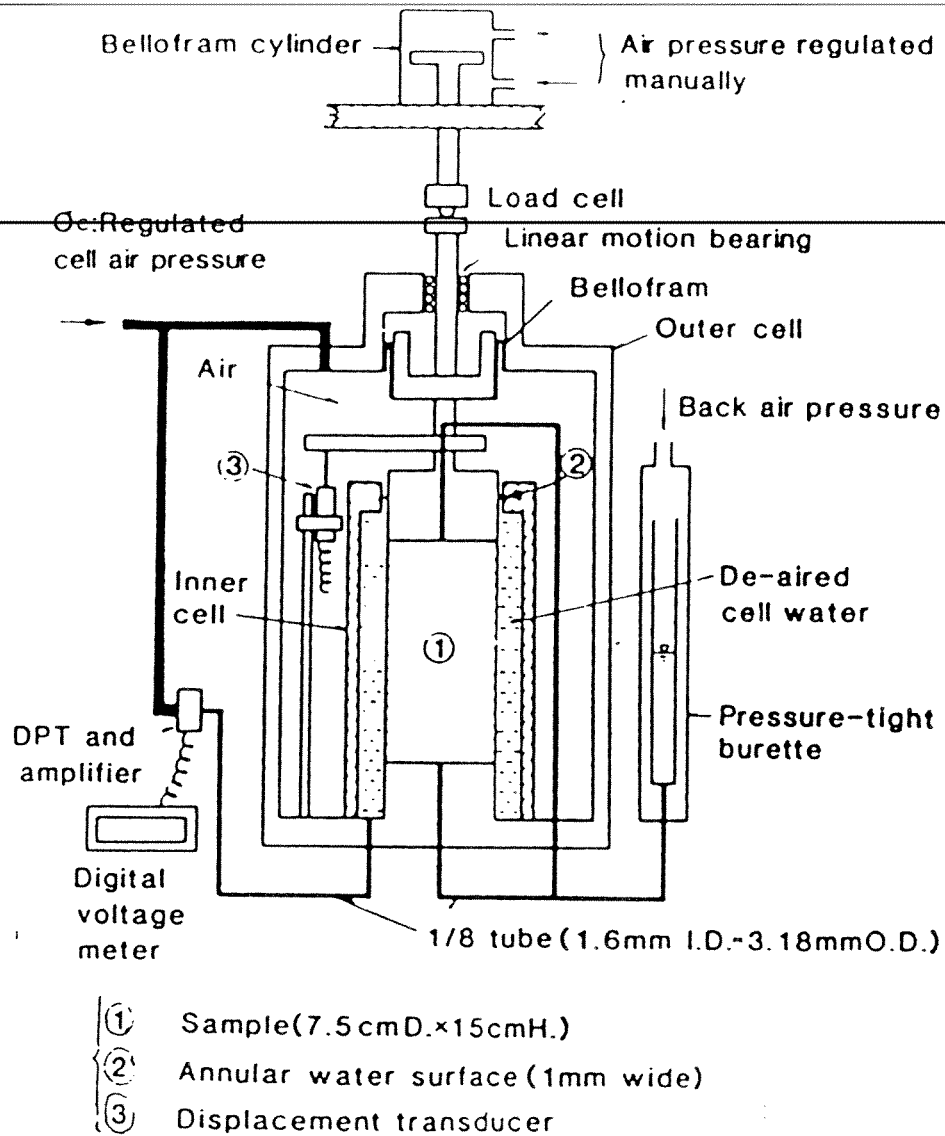


Figura IV-14 Cella triassiale: le variazioni di volume del provino sono determinate misurando con un trasduttore differenziale di pressione (DPT) le oscillazioni del livello dell'acqua contenuta nel bicchiere che circonda il provino [Okochi e Tatsuoka, 1984].

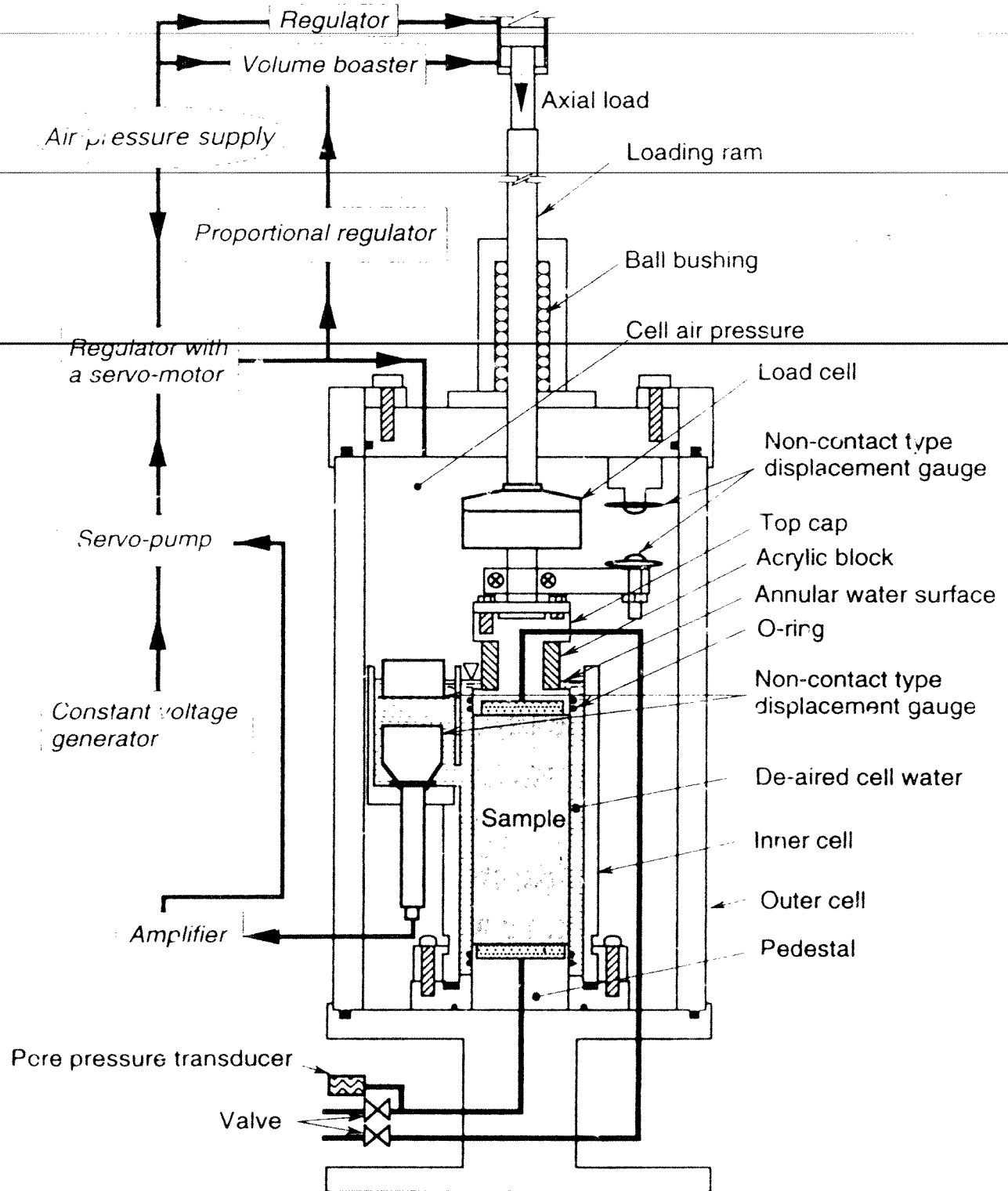
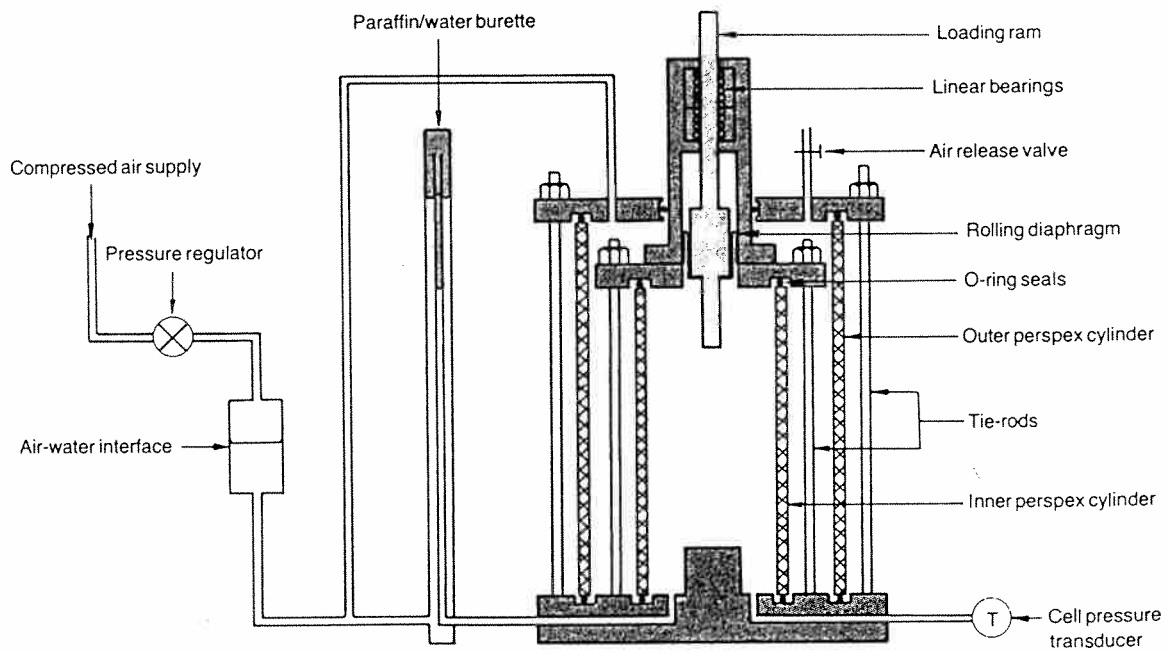


Figura IV-15 Cella triassiale: le variazioni di volume del provino sono determinate misurando con un trasduttore di prossimità le oscillazioni di un elemento galleggiante sul livello dell'acqua contenuta nel bicchiere che circonda il provino [Shamoto et al., 1996].



*Figura IV-16 Cella triassiale a suzione controllata:  
 la suzione è controllata con la tecnica della traslazione d'assi;  
 la cella è a parete doppia e le variazioni di volume del provino sono determinate misurando  
 con una buretta i volumi d'acqua in ingresso ed in uscita dalla cella interna [Wheeler., 1988].*



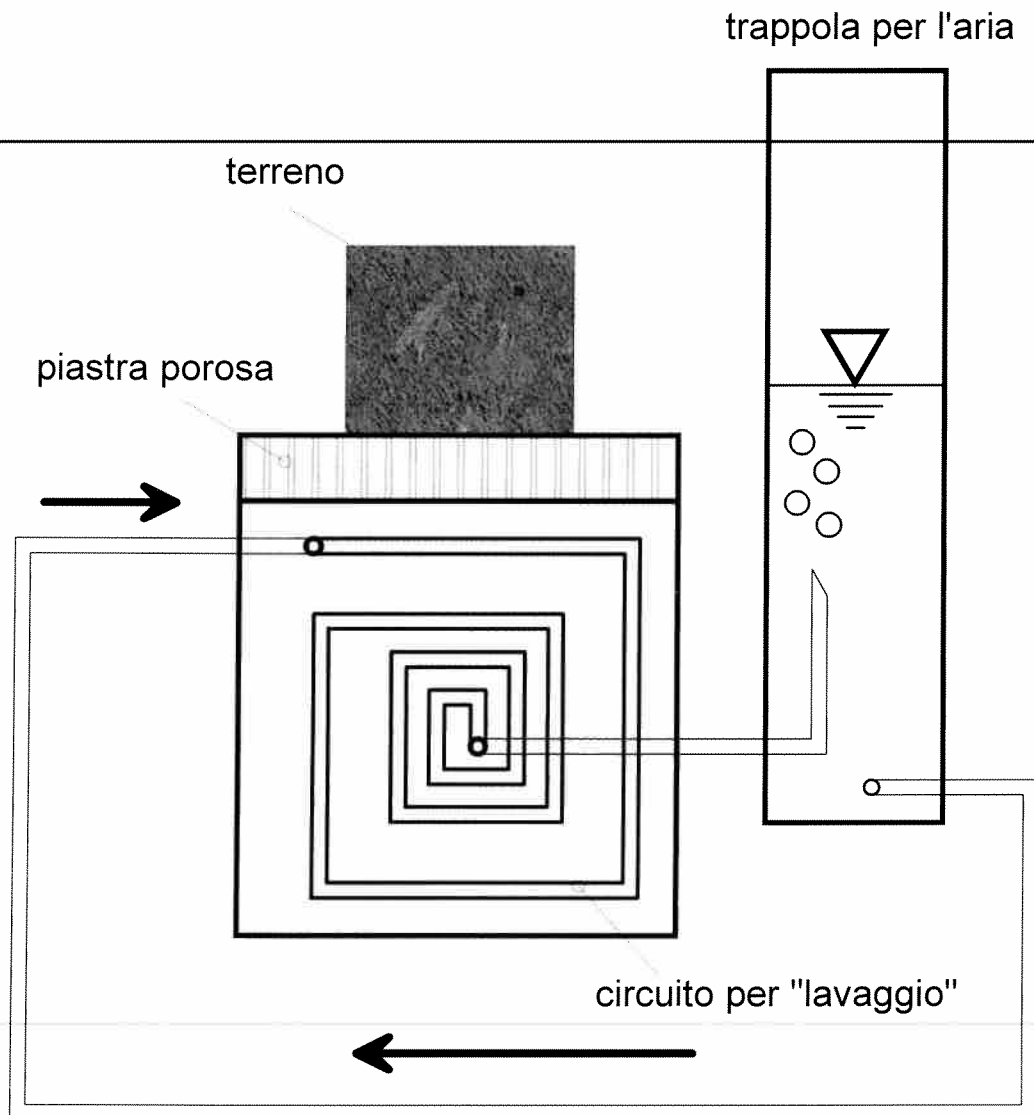


Figura IV-17 Schema di funzionamento della tecnica del lavaggio per l'eliminazione dell'aria diffusa nel circuito di drenaggio.

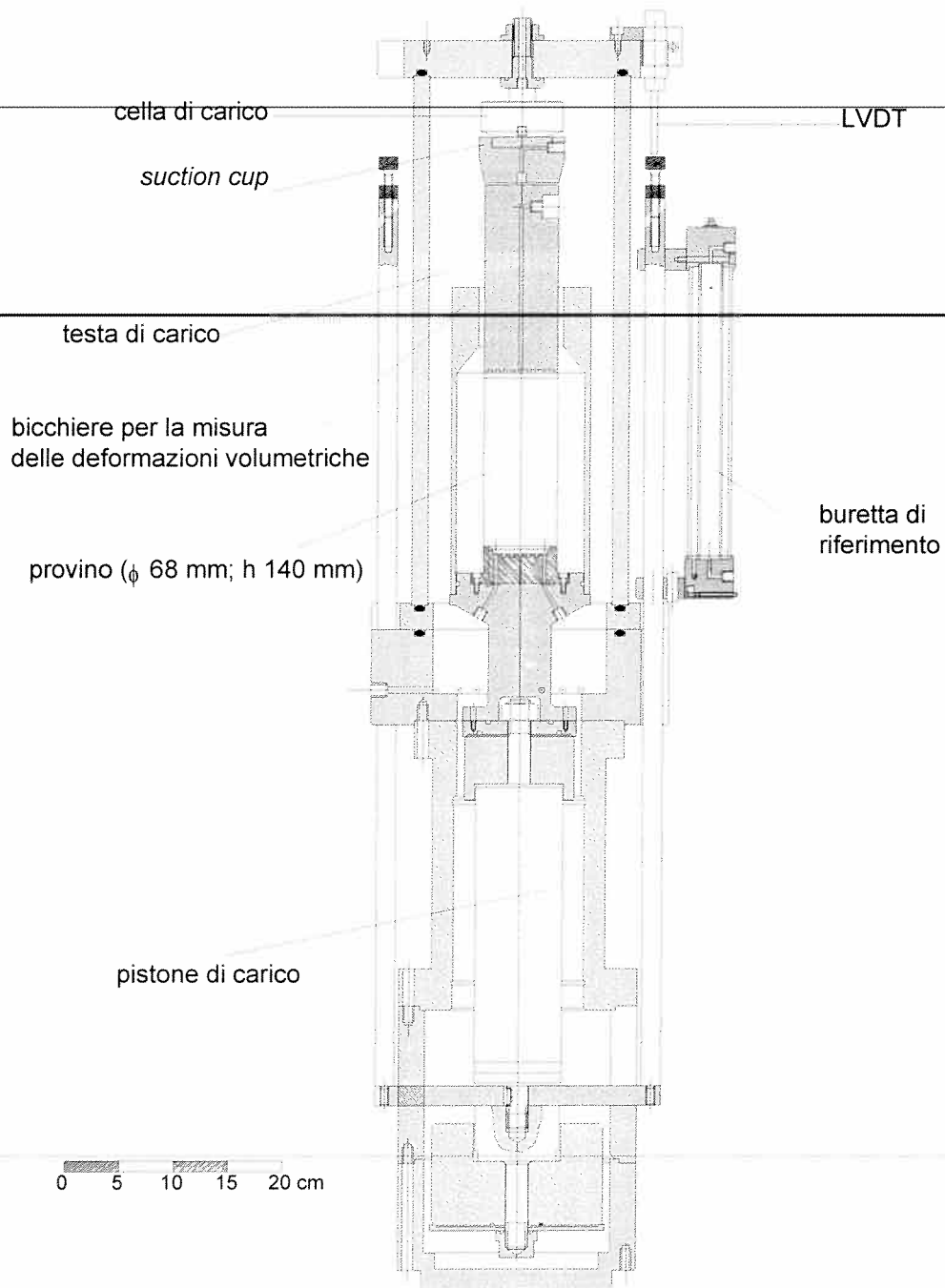


Figura IV-18 Cella a stress-path e suzione controllati: sezione meccanica.

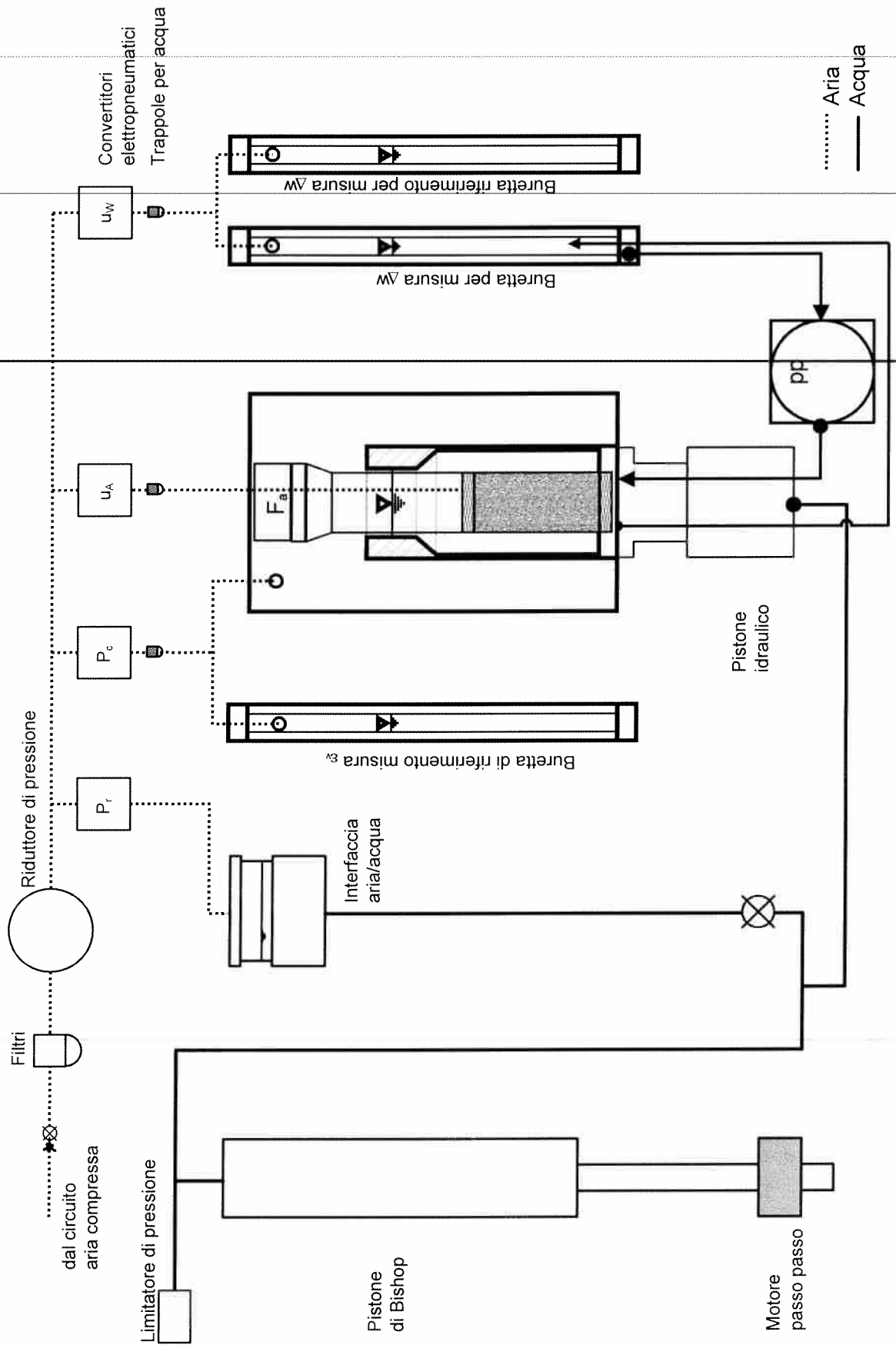


Figura IV-19 Cella a stress-path e suzione controllati: schema dei sistemi per l'applicazione dei carichi.

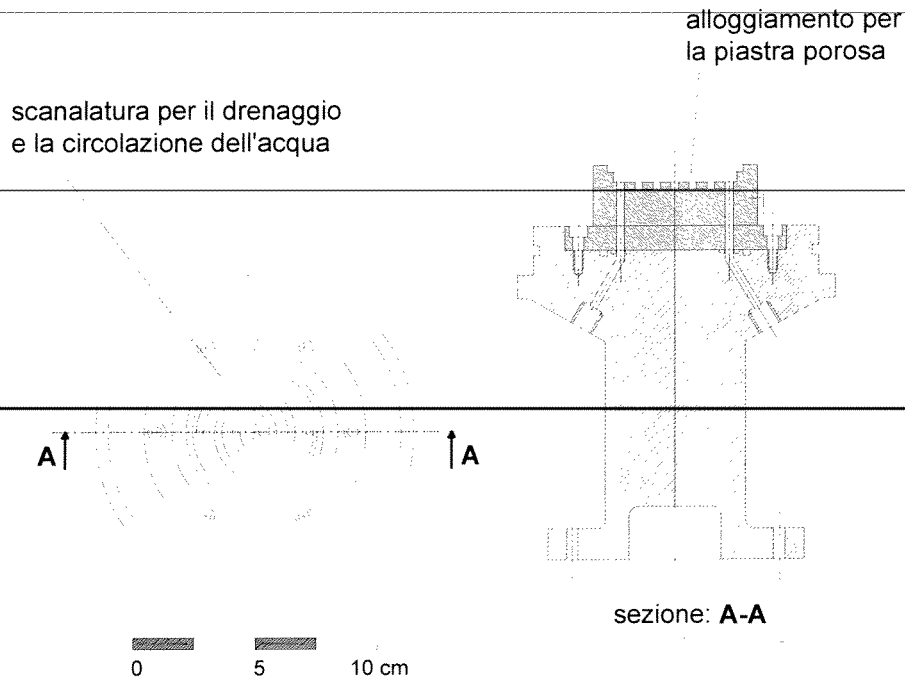


Figura IV-20 Cella a stress-path e suzione controllati: particolare dell'alloggiamento della piastra porosa ad elevato valore di ingresso d'aria.

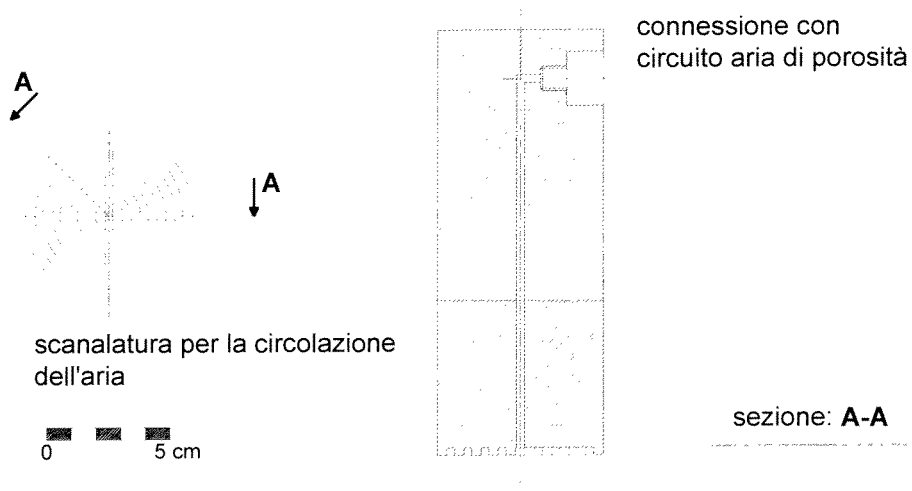


Figura IV-21 Cella a stress-path e suzione controllati: particolare testa di carico.

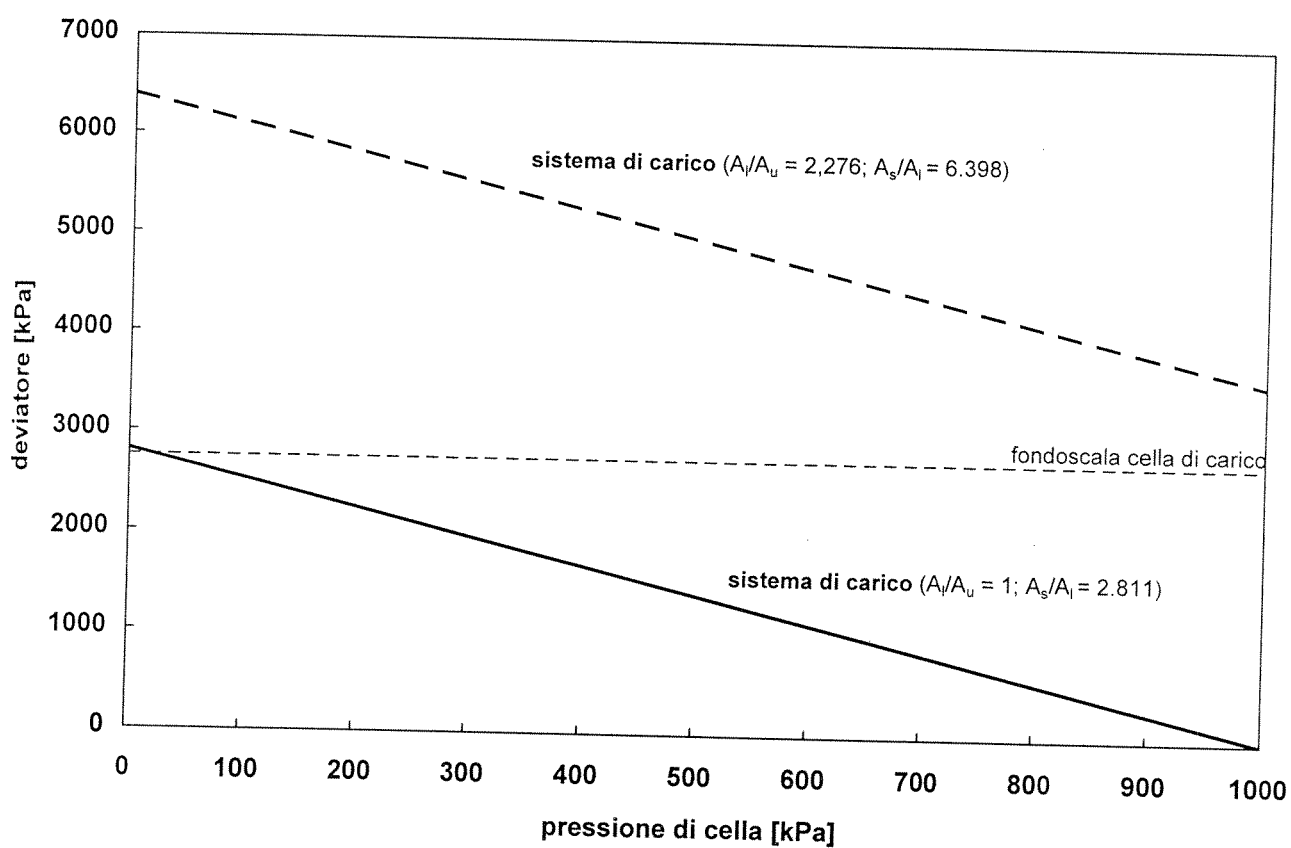


Figura IV-22 Cella a stress-path e suzione controllati: campi tensionali raggiungibili in prove a carico controllato.

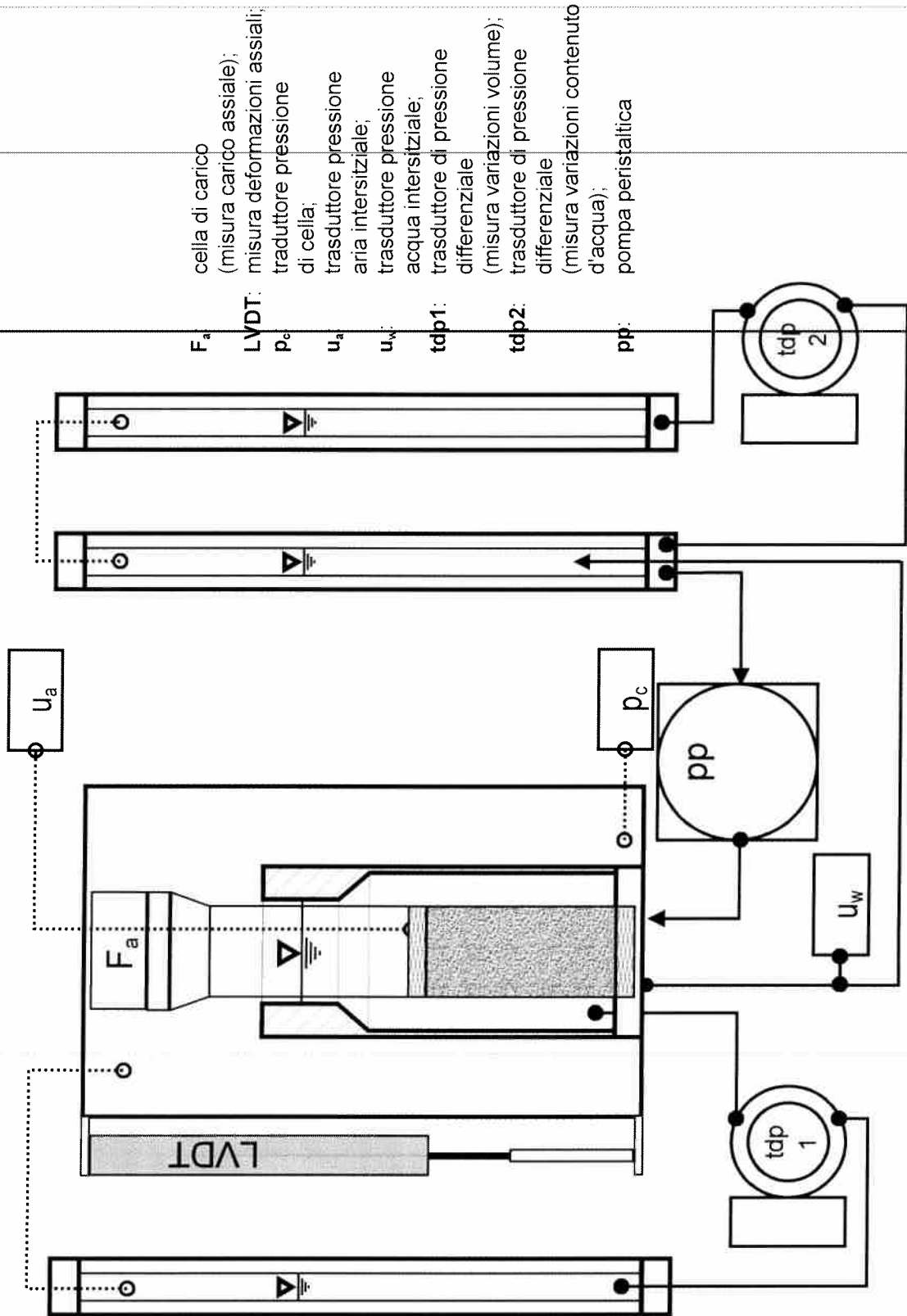
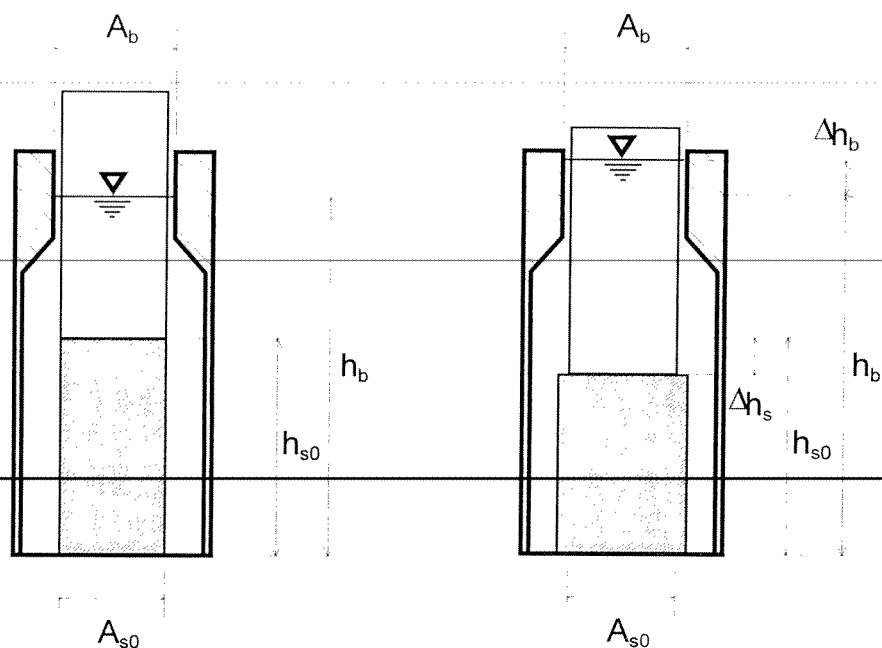
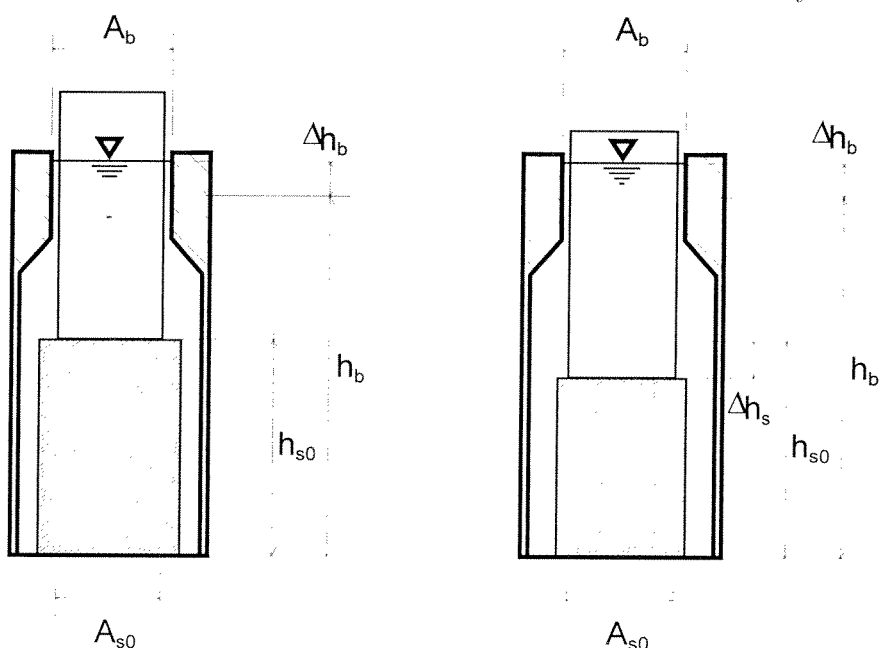


Figura IV-23 Cella a stress-path e suzione controllati: schema dei sistemi di misura.



$$\Delta \varepsilon_v = 0 \Rightarrow \Delta h_b \cdot A_b = \Delta h_s \cdot A_{s0} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \Delta h_b = \Delta h_s \cdot \frac{A_s}{A_b}$$



$$\Delta \varepsilon_a = 0 \Rightarrow \Delta h_b \cdot A_b = -\Delta \varepsilon_v \cdot V_{s0} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \Delta h_b = -\Delta \varepsilon_v \cdot \frac{V_{s0}}{A_b}$$

$$\left. \begin{array}{l} \Delta \varepsilon_v \neq 0 \\ \Delta \varepsilon_a \neq 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta h_b = \frac{1}{A_b} (\Delta h_s \cdot A_{s0} - \Delta \varepsilon_v \cdot V_{s0}) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \Delta h_b = \frac{V_{s0}}{A_b} (\Delta \varepsilon_a - \Delta \varepsilon_v)$$

Figura IV-24 Cella a stress-path e suzione controllati: schema esemplificativo del funzionamento del sistema di misura delle deformazioni radiali.

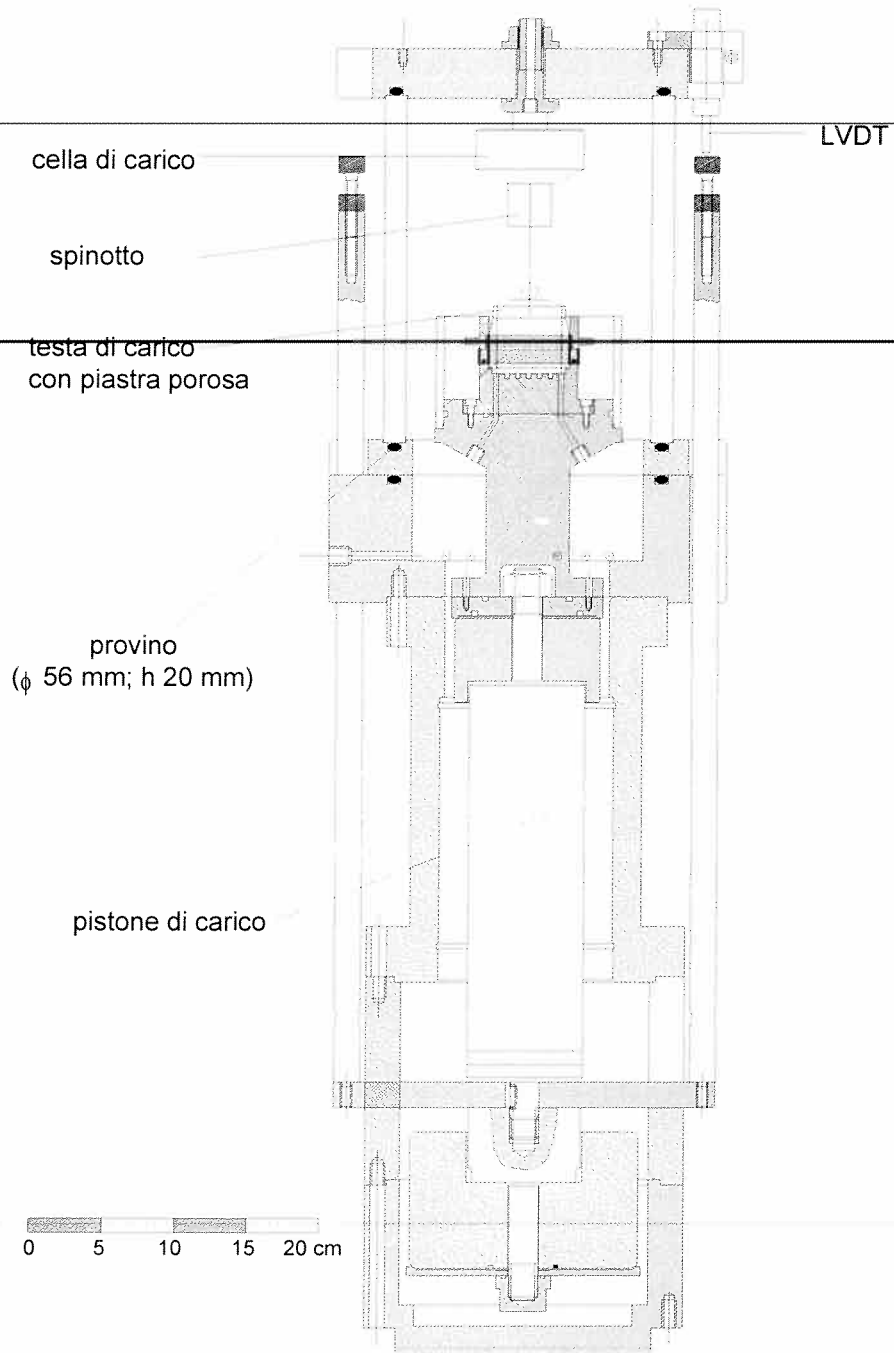


Figura IV-25 Edometro a suzione controllata: sezione meccanica.



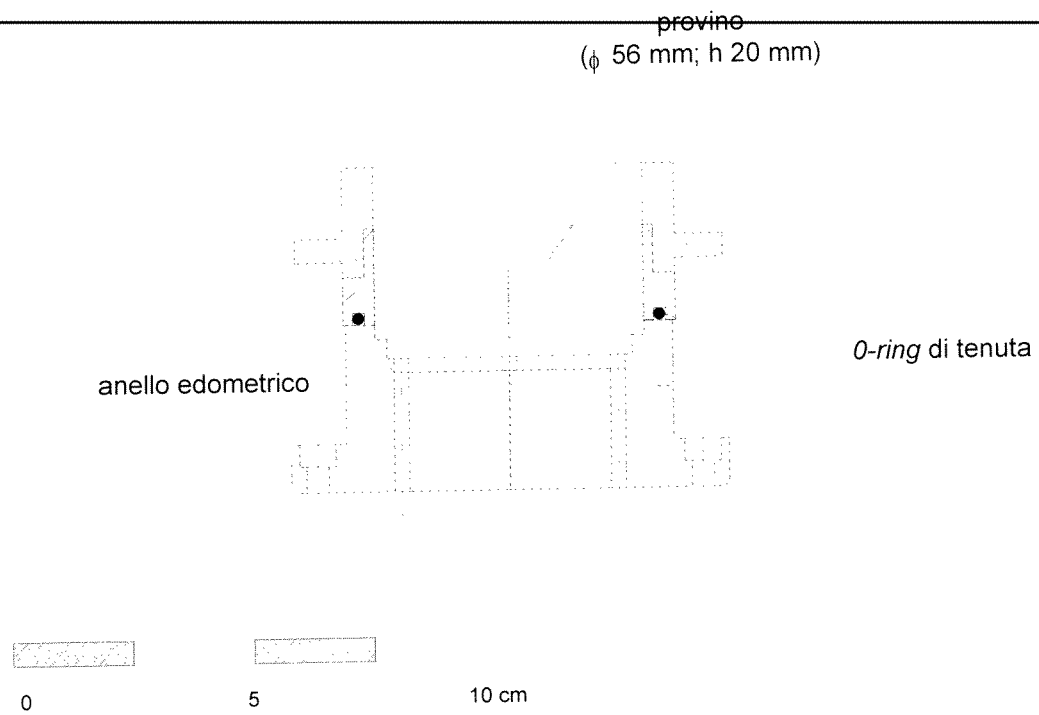


Figura IV-26 Edometro a suzione controllata: particolare dell'anello di contenimento del provino con O-ring di tenuta.

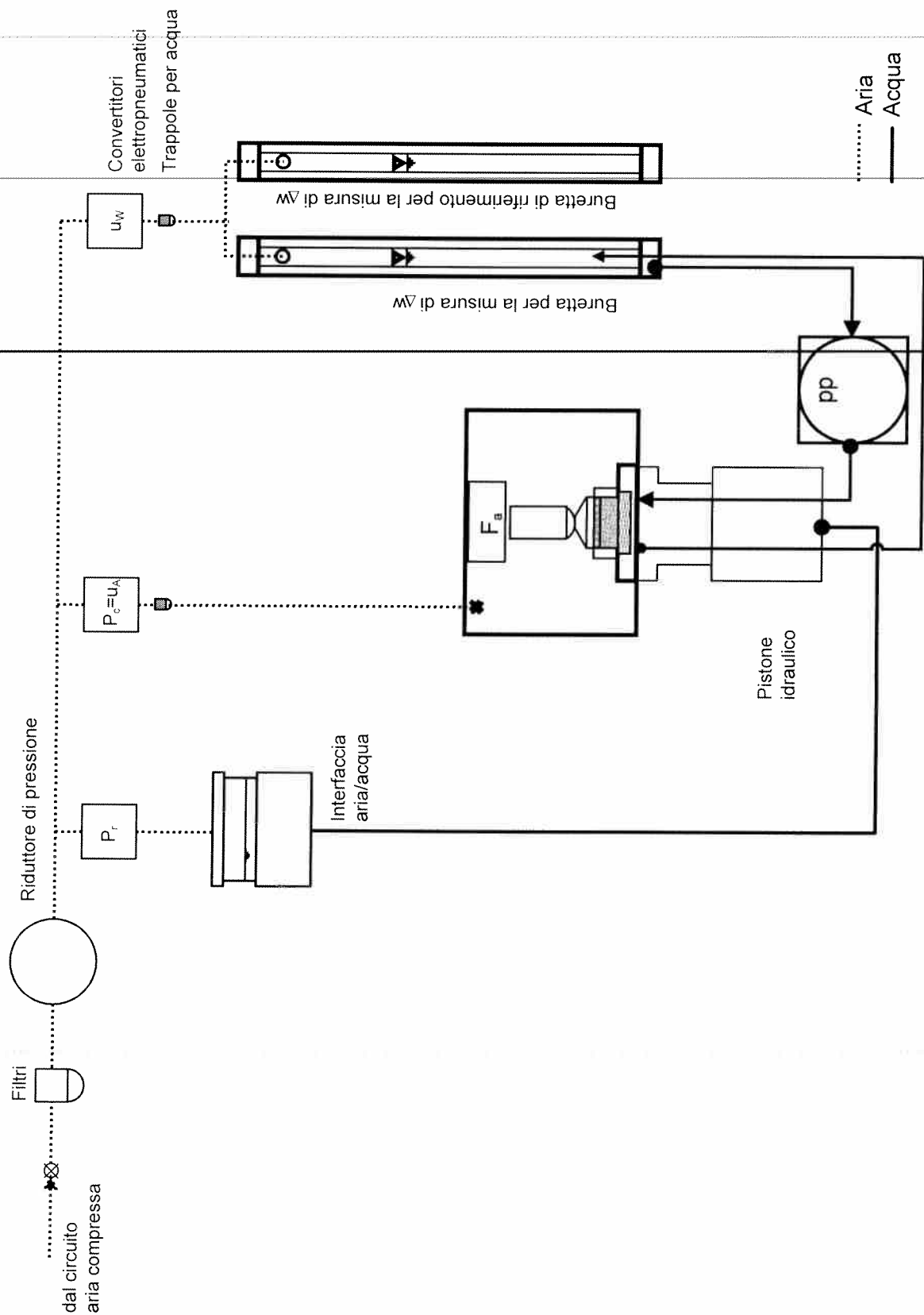


Figura IV-27 Edometro a suzione controllata: schema dei sistemi per l'applicazione dei carichi.

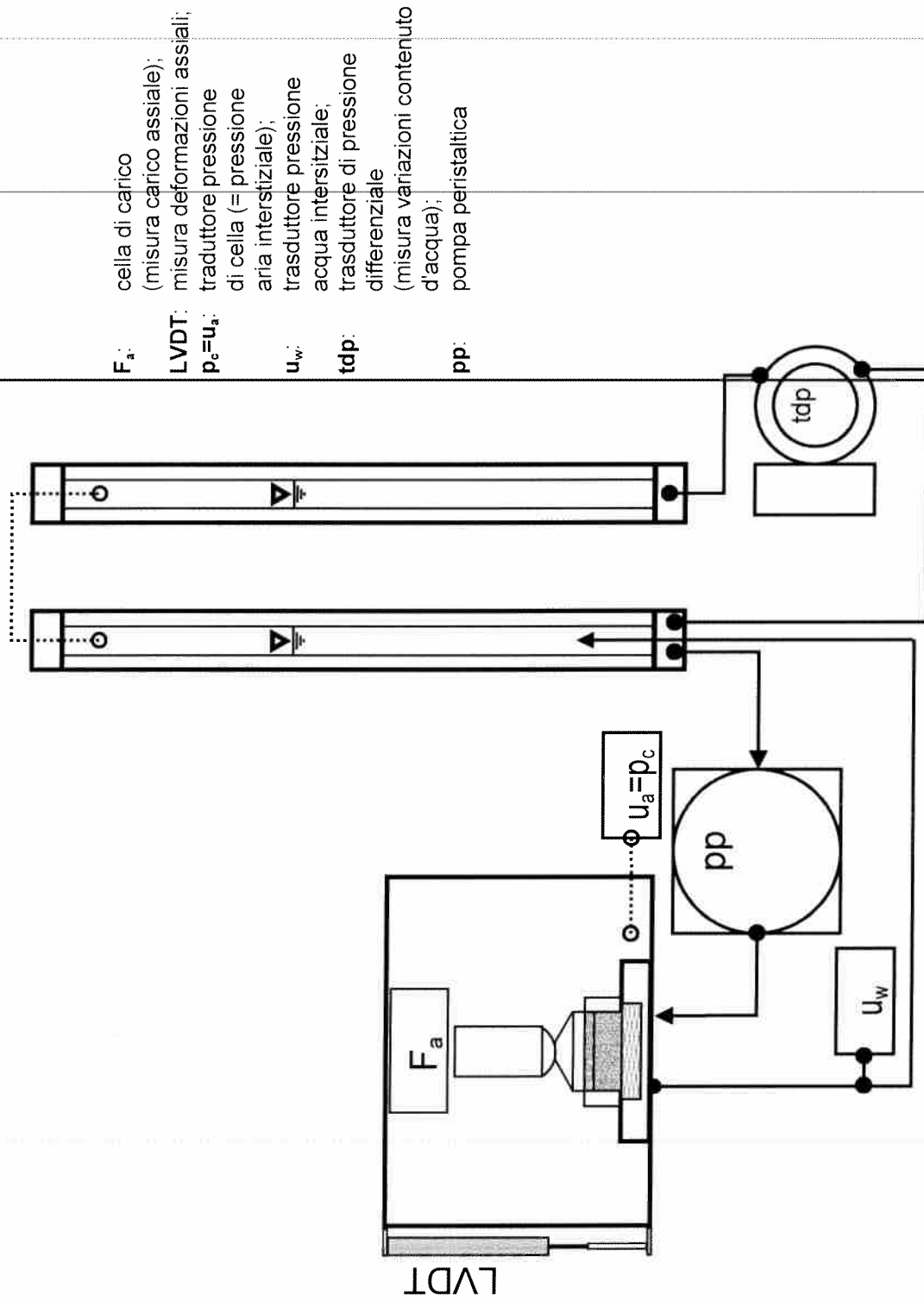


Figura IV-28 Edometro a suzione controllata: schema dei sistemi di misura.

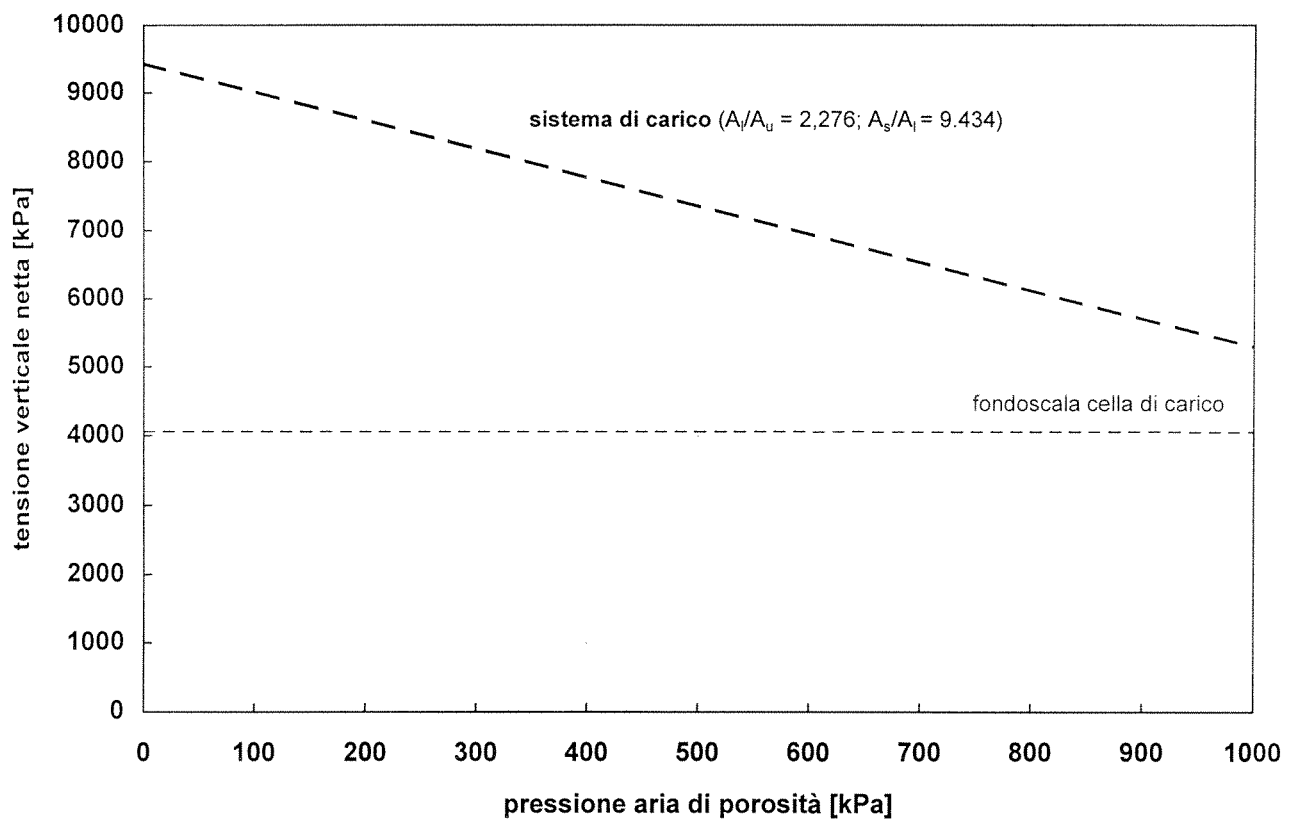


Figura IV-29 Edometro a suzione controllata: massima tensione verticale applicabile in funzione della pressione di cella.

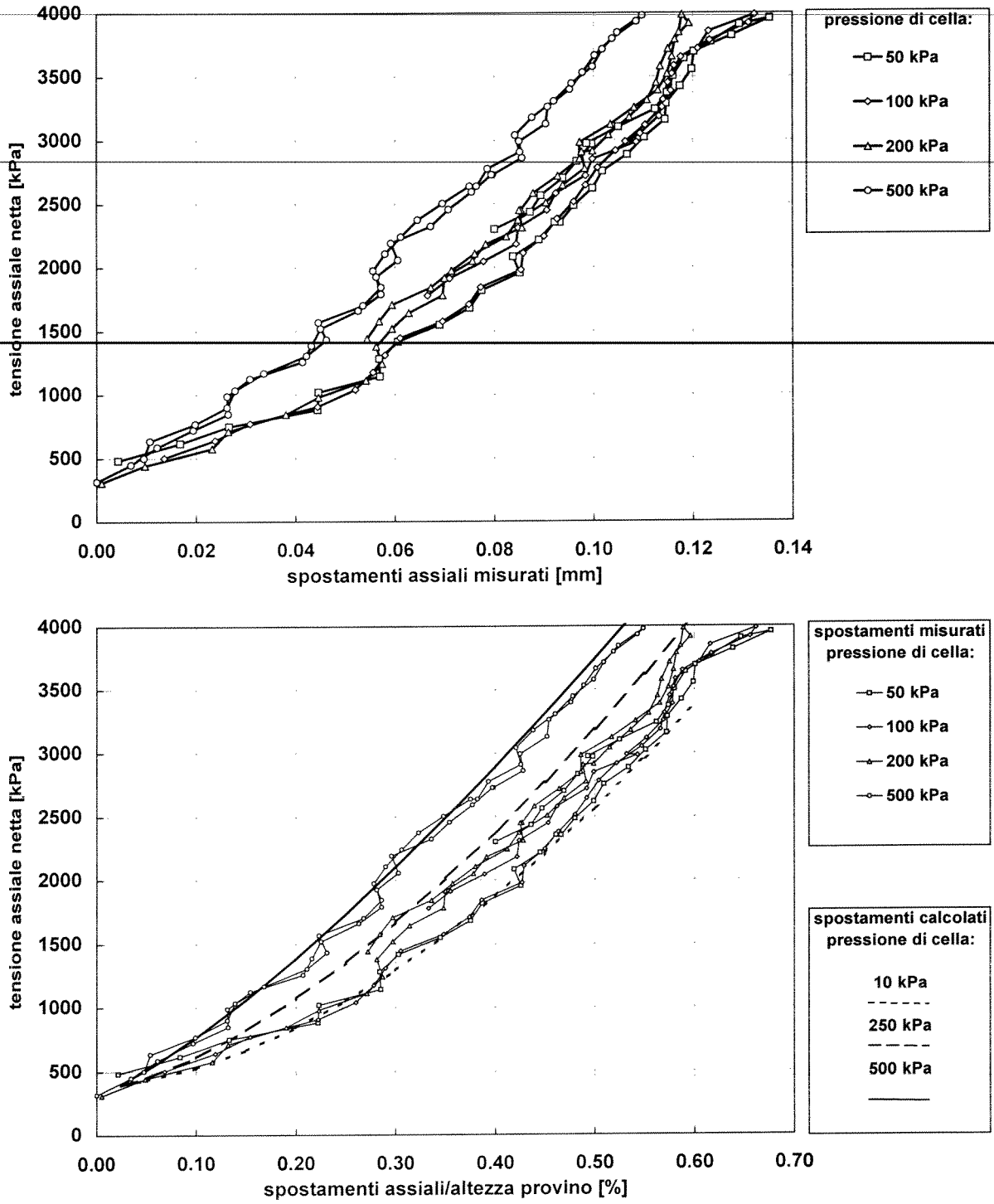
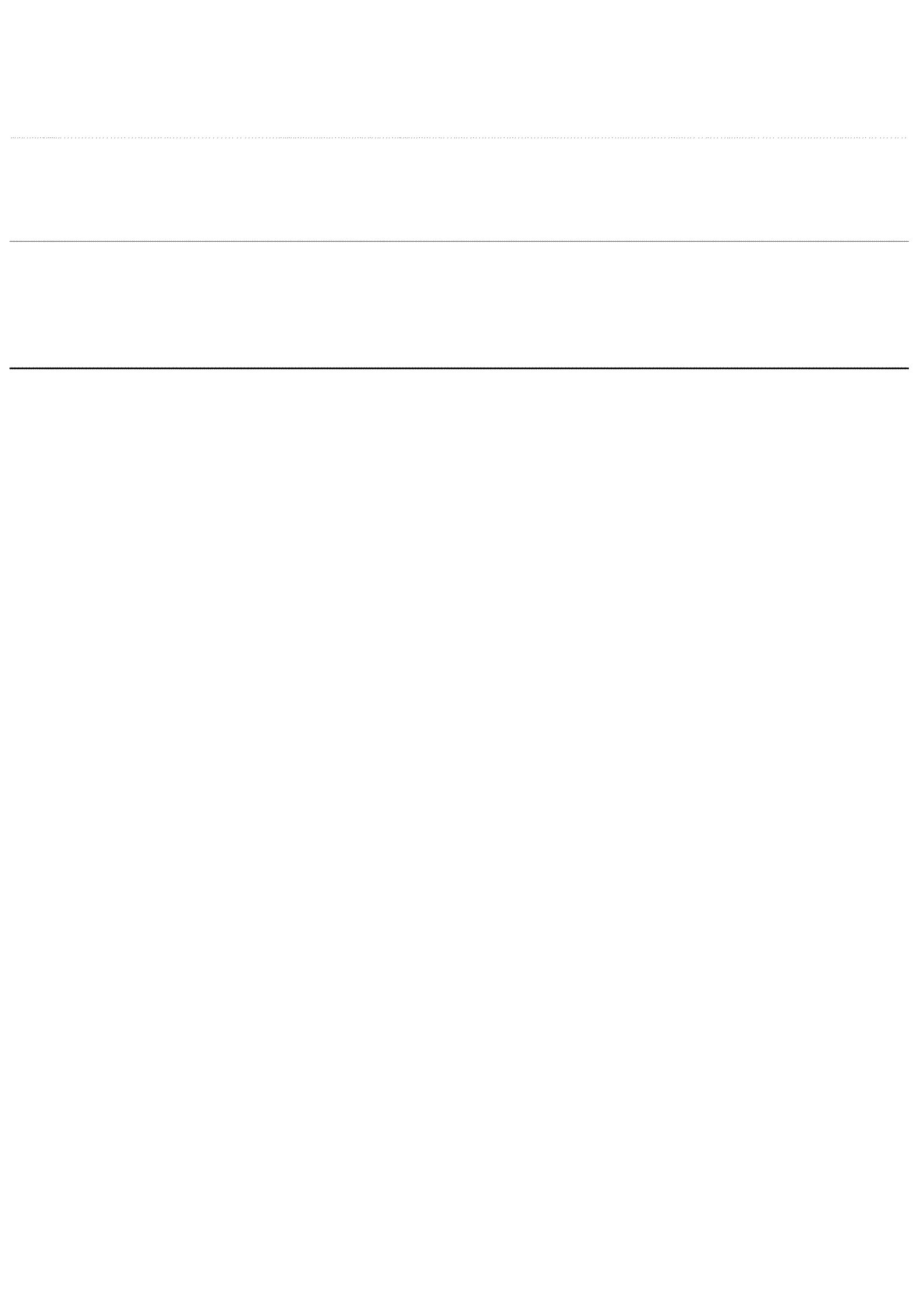


Figura IV-30 Edometro a suzione controllata: prove di deformabilità e taratura.

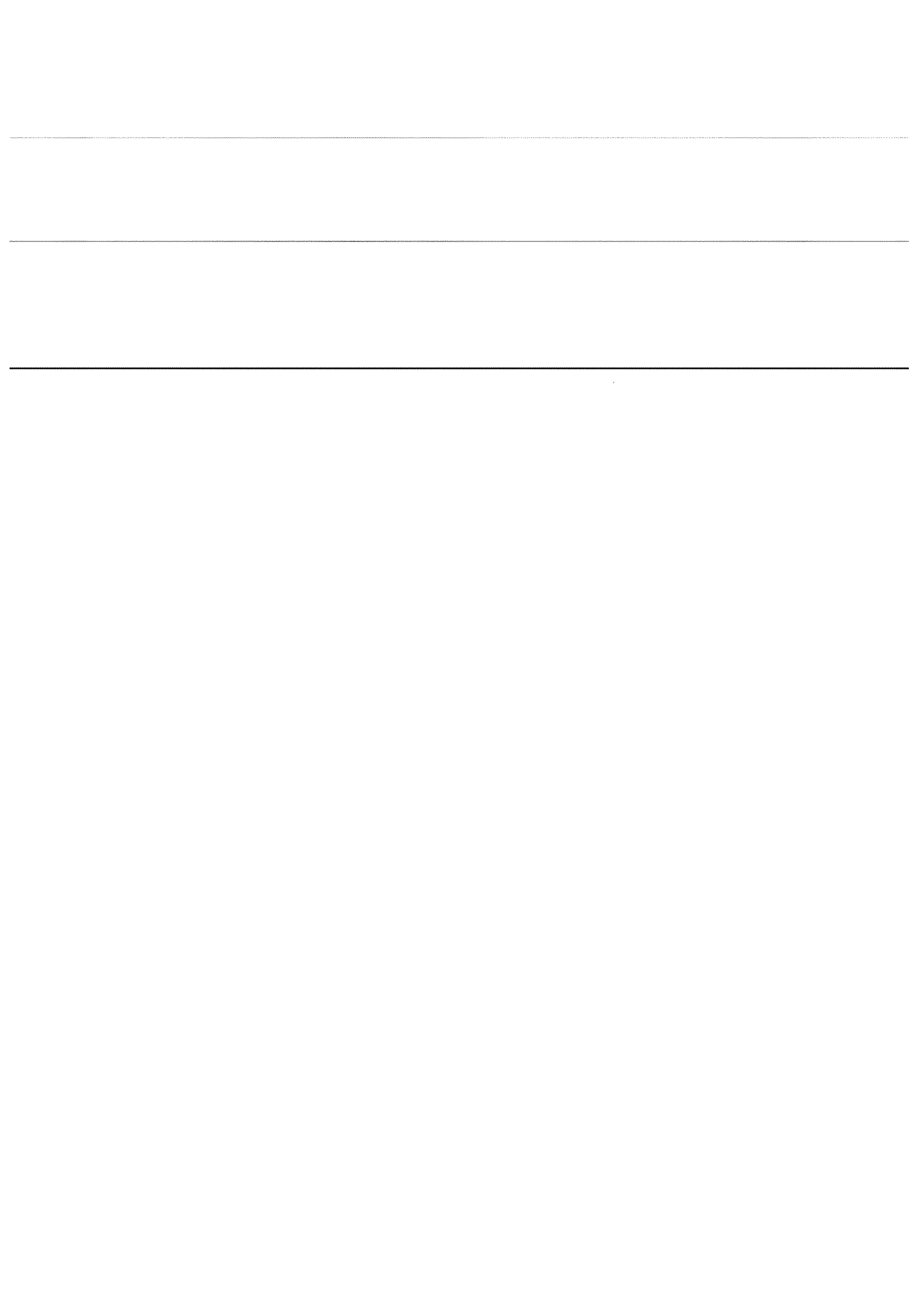


---

CAPITOLO V  
Le procedure sperimentali

---

---





### V.1 Introduzione

Le procedure per l'esecuzione di prove di laboratorio su terreni saturi fanno parte del patrimonio di conoscenze condivise all'interno della comunità geotecnica. Queste procedure sono infatti note e in gran parte codificate. La ricerca sperimentale sui terreni non saturi è invece ancora troppo "giovane" e poco diffusa per poter contare su procedure condivise ed adottate da tutti gli sperimentatori. Appare dunque necessario indicare dettagliatamente in che modo siano state eseguite le prove condotte nell'ambito di questa ricerca. Il presente capitolo è per l'appunto dedicato alla descrizione delle procedure sperimentali adottate.

In un paragrafo preliminare si descrivono le modalità di preparazione dei provini. L'argomento riveste una notevole importanza poiché, essendo il materiale oggetto della sperimentazione un materiale naturale, è necessario procedere in questa fase con estrema cautela per non falsare le determinazioni successive. I paragrafi seguenti sono dedicati invece alle procedure sperimentali vere e proprie. In ciascun paragrafo è presa in esame una delle attrezzature di laboratorio che sono state impiegate nella sperimentazione. Nel primo di essi sono raggruppate le procedure sperimentali per l'esecuzione delle prove con l'*estrattore di volume* e con la *piastra di Richards*. Il secondo ed il terzo sono invece dedicati alle procedure adottate rispettivamente per l'esecuzione delle prove con il nuovo edometro a suzione controllata e le prove con la nuova cella triassiale per terreni non saturi.

## V.2 Modalità di preparazione dei provini

Il materiale oggetto della sperimentazione è stato prelevato in 5 sondaggi eseguiti nel quartiere di Secondigliano nella zona nordoccidentale della città di Napoli nei primi mesi dell'estate del '96. Il prelievo è avvenuto con campionatori aperti a parete sottile  $\varnothing$  83 mm di lunghezza variabile tra i 300 ed i 500 mm. La tecnica di prelievo è quella comunemente usata per questo tipo di materiali ed ha sempre dato buoni risultati nel corso degli anni. I campionatori sigillati con paraffina e con un apposito tappo di materiale plastico sono stati conservati nel deposito ad umidità e temperatura controllate del laboratorio del D.I.G. da cui sono stati rimossi solo per essere aperti per preparare i provini.

La preparazione dei provini ha inizio con l'estrazione del campione per mezzo di un estrattore dotato di un pistone idraulico<sup>1</sup>. Il campione estratto qualora si presenti integro va ripulito superficialmente in modo da poter essere esaminato per individuare eventuali stratificazioni. Il materiale studiato può infatti presentare al suo interno stratificazioni di spessori variabili tra il centimetro ed il decimetro costituite da particelle di granulometria più fine (livelli di ceneri) o più grossolana (livelli di pomici o lapilli). Completato l'esame del campione si può dunque procedere a ricavarne i provini. Il campione viene suddiviso secondo tagli normali al suo asse in modo che le porzioni risultanti abbiano un'altezza di poco superiore a quella del provino che si vuole ottenere<sup>2</sup>. Ottenute le porzioni di campione delle dimensioni volute si procede a fustellare i provini. Questa operazione viene eseguita adoperando delle fustelle metalliche di dimensioni opportune dotate di un bordo tagliente<sup>3</sup>.

Il provino così ottenuto può essere impiegato immediatamente ovvero può essere sigillato nella fustella con una pellicola di *pvc* e con paraffina e

<sup>1</sup> La testa del pistone ha un diametro pressoché coincidente con il diametro interno del campionatore. Durante l'estrazione può essere necessario esercitare una leggera pressione sulla testa del campione che fuoriesce dal campionatore in modo che esso non si fratturi per effetto del repentino annullarsi delle tensioni tangenziali che per attrito sono esercitate sulla sua superficie laterale durante il processo di estrusione. L'attrito che si esercita sulle pareti del campionatore può infatti essere notevole.

<sup>2</sup> I tagli vengono eseguiti con un normale coltello da cucina a lama piatta. L'operazione di per se banale va eseguita con molta cautela poiché all'interno del materiale si possono rinvenire pomici o lapilli di qualche centimetro di diametro.

<sup>3</sup> L'infissione delle fustelle non può avvenire semplicemente esercitando una pressione con le mani o con l'ausilio di un torchietto poiché essendo il materiale molto fragile il risultato che si otterrebbe sarebbe quello di ridurlo in pezzi. Si procede allora asportando progressivamente con il coltello il materiale in eccesso in corrispondenza del bordo tagliente infisso. Questa operazione richiede una perizia notevole poiché si deve evitare che la fustella resti bloccata da eventuali pomici presenti e che pressioni eccessive possano provocare la rottura del provino. Completata l'infissione della fustella si procede allo spianamento della testa e della base del provino. Anche questa operazione è molto delicata perché eventuali pomici o lapilli che siano presenti sulla base o sulla testa del provino vanno rimosse ed i vuoti conseguenti vanno riempiti con materiale di granulometria più fine senza disturbare eccessivamente il provino nel suo complesso. Attenzione particolare va posta nell'ottenere che il materiale sia perfettamente delimitato dalla fustella e cioè che sia la base che la testa siano piane e a filo con gli spigoli di quest'ultima. Le determinazioni delle caratteristiche fisiche del materiale sono largamente dipendenti da una corretta fustellatura e pertanto una disattenzione in questa fase può pregiudicare tutte le determinazioni successive.

conservato in stanza umida in modo da essere a disposizione in un tempo successivo<sup>4</sup>. Nel caso il provino debba essere subito adoperato si procede ad estrarlo dalla fustella. Questa operazione viene eseguita manualmente con l'ausilio di un pistone dotato di una testa di diametro di poco inferiore al diametro interno della fustella<sup>5</sup>. Il provino estratto dalla fustella viene quindi pesato e montato nell'apparecchiatura. Nel caso dei provini per l'edometro l'estrusione dalla fustella avviene direttamente nell'anello dell'edometro e pertanto il provino viene pesato all'interno di quest'ultimo.

Le dimensioni delle fustelle cilindriche che sono state impiegate sono riportate nella Tabella V-1.

Diametro [mm]	Altezza [mm]
68	140
56	20
56	40
56	60

Tabella V-1 Fustelle cilindriche impiegate nella sperimentazione

Le fustelle  $\varnothing$  68 mm (h = 140 mm) sono state impiegate per ottenere i provini per le prove triassiali mentre quelle  $\varnothing$  56 mm sono state impiegate sia per i provini dell'edometro che per quelli delle prove con la *piastra di Richards* e l'*estrattore di volume*. Sono state poi impiegate delle fustelle quadrangolari (60 mm  $\times$  60 mm  $\times$  20 mm) per ottenere i provini per le prove di taglio diretto. Poiché le dimensioni di queste ultime fustelle sono tali da non essere contenute nella sezione retta del campione ( $\varnothing$  83 mm) i provini per le prove di taglio sono stati fustellati secondo una direzione normale all'asse del campione.

<sup>4</sup> Quest'ultima procedura è stata adottata tutte le volte che il campione estruso si è presentato in buone condizioni (assenza di fratture livelli di pomici ecc.) in modo da non sprecare materiale.

<sup>5</sup> L'estrazione dei provini per l'edometro date le ridotte dimensioni ( $\varnothing$  56 mm h = 20 mm) non presenta particolari difficoltà; più difficoltosa invece può presentarsi l'estrazione dei provini per la cella triassiale ( $\varnothing$  68 mm h = 140 mm). Lo sviluppo della superficie laterale di questi ultimi è infatti tale da rendere consistente la risultante dell'attrito che le pareti interne delle fustelle esercitano sui provini.

### V.3 Esecuzione delle prove con la *piastra di Richards* e l'*estrattore di volume*

Prima di poter procedere ad eseguire una prova con la *piastra di Richards* o con l'*estrattore di volume* è necessario saturarne i circuiti di drenaggio. Le due apparecchiature sono da questo punto di vista assai diverse.

Nella *piastra di Richards* (Figura V-1) è infatti possibile disporre fino a tre piastre porose ad elevato livello di ingresso d'aria (15 bar) ciascuna dotata del suo circuito di drenaggio indipendente. Le piastre, realizzate in materiale ceramico, sono circolari ed hanno un diametro di circa 26 cm. Il circuito di drenaggio è costituito da un'intercapedine formata su una faccia della piastra da un diaframma di neoprene sigillato ad essa lungo i bordi. Una griglia metallica predisposta nell'intercapedine garantisce che quando sul diaframma di neoprene si esercita una pressione questo non aderisca alla piastra e impedisca all'acqua di fuoriuscire da quest'ultima. L'intercapedine è collegata con l'esterno della camera in pressione mediante un tubo di *nylon*. Il drenaggio così realizzato è sufficientemente deformabile da poter sopportare le elevate pressioni che si raggiungono all'interno della *piastra di Richards* (15 bar). La procedura di saturazione che è stata adottata consiste nel disporre la piastra porosa sul fondo della camera, sommergerla d'acqua e mettere in pressione l'apparecchiatura fino a raggiungere la pressione massima consentita dal circuito dell'aria compressa (10 bar). L'acqua presente sulla piastra fluisce attraverso di essa per effetto del gradiente di pressione tra la faccia superiore e l'intercapedine. Il flusso d'acqua trascina con se le bolle d'aria eventualmente presenti nella piastra. Quando tutta l'acqua presente al di sopra di quest'ultima è fluita attraverso di essa il flusso si arresta. La piastra pressoché satura ha infatti un valore di ingresso d'aria superiore alla pressione applicata su di essa. Il procedimento va ripetuto almeno tre volte per eliminare tutta l'aria presente e l'effettiva saturazione può essere verificata misurando la velocità del flusso (ad esempio con l'ausilio di una buretta graduata). La misura della velocità di filtrazione permette infatti di valutare la permeabilità della piastra che può essere confrontata con quella dichiarata dalla casa costruttrice ( $k = 2.59 \times 10^{-9}$  cm/s).

Ben diverso è il circuito di drenaggio presente nell'estrattore di volume. In questo caso la piastra porosa è unica ed ha un diametro di 11.7 cm ed uno spessore di 0.81 cm. Essa è poggiata su di una base metallica sulla quale sono presenti delle scanalature che raccolgono l'acqua proveniente dalla piastra (Figura V-2). Il circuito costituito dalle scanalature è dotato di un ingresso ed di una uscita ed è quindi possibile farvi circolare l'acqua per eliminare le eventuali bolle d'aria presenti. Il circuito di drenaggio è completato dal sistema di misura dei volumi d'acqua in ingresso ed in uscita dal provino. La saturazione del circuito viene ottenuta con una procedura analoga a quella descritta per la *piastra di Richards*. In questo caso però è necessario saturare anche il sistema di misura. Questa

operazione è possibile facendo circolare l'acqua nel circuito di drenaggio comprimendo l'apposito tubo di gomma ed operando opportunamente sui rubinetti della trappola dell'aria e della buretta graduata (Figura V-3). Anche in questo caso l'avvenuta saturazione della piastra è verificabile misurandone la permeabilità<sup>6</sup> e confrontandola con quella dichiarata dalla casa costruttrice ( $K_p = 1.73 \times 10^{-7}$  cm/s).

Una volta saturato il circuito di drenaggio si può procedere a disporre sulla piastra il provino. In particolare nel caso dell'*estrattore di volume* si dispone sulla piastra un singolo provino mentre nel caso della *piastra di Richards* si possono disporre più provini su ciascuna delle tre piastre. Nell'ambito di questa sperimentazione sono stati impiegati provini Ø 56 mm e di altezza 20 mm di dimensioni cioè coincidenti con quelli adoperati negli edometri tradizionali. I provini sono stati collocati nelle apparecchiature all'interno degli anelli metallici numerati che hanno funto da fustella durante la fase di provinatura. In questa fase è necessario assicurarsi il perfetto contatto della base dei provini con la piastra porosa. Il contatto viene favorito nebulizzando dell'acqua distillata sulla superficie della piastra.

Richiusa la camera stagna l'apparecchiatura può poi essere messa in pressione. A questo punto ha inizio la fase transitoria che dopo un tempo sufficientemente lungo porterà i provini di terreno disposti sulle piastre porose a raggiungere l'equilibrio con le condizioni al contorno impostegli. Tale fase viene comunemente indicata come fase di *equalizzazione*. Durante il transitorio infatti la suzione che regna nel provino diviene progressivamente uguale a quella cui è sottoposta l'acqua nella piastra porosa. Il tempo necessario al raggiungimento dell'equilibrio è evidentemente funzione della permeabilità del terreno della permeabilità della piastra e dei loro relativi spessori nonché della quantità d'acqua che deve fluire e del gradiente di suzione applicato. In verità poiché al crescere della suzione la permeabilità si riduce ma si riduce anche la quantità d'acqua che deve fluire si può ritenere che per un particolare terreno e per provini di assegnate dimensioni il tempo necessario all'equalizzazione in una determinata apparecchiatura sia indipendente dalla suzione inizialmente applicata. È in ogni caso possibile valutare il tempo necessario all'equalizzazione.

Nel caso delle prove con l'*estrattore di volume* tale operazione può essere condotta ripetendo nel tempo le misure dei volumi d'acqua scambiati dal campione di terreno e costruendosi un diagramma volumi scambiati tempo. Nel caso invece delle prove con la *piastra di Richards* la misura dei volumi di acqua scambiati è improponibile sia perché il sistema di drenaggio è deformabile sia perché su ciascuna piastra si dispongono più provini. Per potere accertare l'esaurimento del processo di equalizzazione si può allora estrarre ciascun provino dalla cella pesarlo e poi ricollocarlo

<sup>6</sup> Nel corso delle prove effettuate in particolare tale permeabilità è risultata pari a  $K_p = 4.85 \times 10^{-7}$  cm/s

nell'apparecchiatura. Tale operazione ripetuta più volte a distanza di tempo permette di costruire un diagramma dell'evoluzione temporale del peso del provino da cui si può dedurre l'esaurirsi della fase di flusso transitorio. Per le prove eseguite nel corso di questa sperimentazione il tempo necessario all'equalizzazione è stato valutato in circa una settimana.

Al termine di ciascuna fase transitoria può essere determinata la quantità d'acqua che il provino di terreno ha scambiato con il circuito di drenaggio. Nel caso dell'*estrattore di volume* tale determinazione deriva dalla misura del volume d'acqua presente nel circuito di drenaggio una volta eliminate le eventuali bolle presenti e depurate le misure dall'effetto dell'evaporazione<sup>7</sup>. Nel caso invece della *piastra di Richards* si procede a pesare i singoli provini. Per completare tale operazione è dunque necessario estrarre i provini dall'apparecchiatura dopo aver annullato la pressione nella cella. È indispensabile che questa operazione venga svolta nel tempo più breve possibile per evitare che il terreno ceda umidità all'atmosfera.

Ciascuna prova consiste nell'applicazione di valori successivi della suzione. Nel dell'*estrattore di volume* è possibile eseguire prove sia in desaturazione, e cioè aumentando progressivamente la suzione applicata, sia in desaturazione e cioè riducendo la suzione. Nel caso della *piastra di Richards* è invece possibile eseguire prove esclusivamente in desaturazione. La misura della quantità d'acqua scambiata dal provino al termine di ciascun transitorio una volta noto il suo peso secco permette di determinare il valore del contenuto d'acqua corrispondente alla suzione applicata. In definitiva per ciascun valore della suzione che è stato applicato durante la prova si ottiene il contenuto d'acqua corrispondente. Il risultato è dunque proprio la curva caratteristica del materiale. Nel caso dell'*estrattore di volume* una prova può consistere anche in un ciclo di desaturazione/saturazione consentendo così di valutare l'isteresi del legame suzione contenuto d'acqua. È importante osservare che le determinazioni che vengono eseguite sia nella *piastra di Richards* sia nell'*estrattore di volume* non prevedono misure del volume dei provini e pertanto la rappresentazione dei risultati in termini di grado di saturazione volumetrico si basano sull'ipotesi semplificativa di scheletro solido indeformato.

<sup>7</sup> Il volume d'acqua nel circuito di drenaggio viene misurato dopo intervalli di tempo prefissati dall'inizio di ciascun transitorio avendo cura che la trappola dell'aria ed il *ballast tube* siano riempiti fino ai livelli di riferimento su di essi incisi. Dopo la misura il *ballast tube* viene parzialmente svuotato risucchiando l'acqua nella buretta graduata in modo che possa accogliere l'acqua eventualmente proveniente dal provino. Il livello raggiunto dal liquido nella buretta graduata va annotato e confrontato con quello che si misura prima della successiva misura. La differenza tra i due fornisce il volume d'acqua evaporato nel frattempo. L'evaporazione dal *ballast tube* non può essere invece misurata ma può essere pressoché annullata disponendo sulla sua estremità un batuffolo di ovatta umida. Tale accorgimento può essere adottato anche per ridurre l'evaporazione dalla buretta.

#### V.4 Esecuzione delle prove nell'edometro a suzione controllata

Prima operazione da svolgere per effettuare una prova con il nuovo edometro a suzione controllata è la saturazione dei circuiti di drenaggio e di misura. I circuiti da saturare sono i seguenti:

1. circuiti di collegamento del trasduttore differenziale per la misura delle variazioni di contenuto d'acqua con le burette di misura e di riferimento;
2. circuito di drenaggio della base del campione con pompa peristaltica e buretta di misura;

La saturazione dei circuiti al punto 1) viene ottenuta nel modo seguente:

- si riempiono d'acqua le due burette e si mette in pressione il circuito operando con il convertitore elettropneumatico che controlla la pressione dell'acqua di porosità; in questa fase il circuito di drenaggio della base dell'edometro è escluso grazie ai rubinetti disposti a piedi della buretta di misura;
- si fa fluire l'acqua attraverso le camere di misura del trasduttore azionando opportunamente gli sfiati predisposti dal costruttore dello strumento in modo da eliminare le bolle d'aria presenti;
- chiusi gli sfiati si fa circolare acqua da una buretta all'altra attraverso il *by-pass* tra le camere di misura del trasduttore ed i circuiti di collegamento; il gradiente idraulico necessario lo si ottiene annullando la pressione nella buretta di recapito grazie allo sfiato di base; in questa fase è utile invertire più volte il verso di circolazione dell'acqua in modo che l'aria eventualmente presente non resti intrappolata.

La verifica della saturazione può essere condotta controllando che il livello nelle burette non venga alterato da variazioni di pressione nel circuito. In particolare operando in modo opportuno con i numerosi rubinetti presenti è possibile individuare il tratto di circuito in cui sono presenti eventuali bolle d'aria. È importante osservare che una volta correttamente saturati i circuiti di collegamento del trasduttore non sarà più necessario ripetere l'operazione se non a seguito di sostituzione di pezzi del sistema danneggiati.

Conclusa la saturazione dei circuiti di collegamento del trasduttore differenziale si può procedere alla saturazione del circuito di drenaggio. L'aspetto più delicato di questa operazione è la saturazione della piastra porosa ad elevato valore d'ingresso d'aria. La saturazione non può essere condotta per bollitura. La piastra porosa è infatti incollata mediante una speciale resina sigillante al piedistallo in acciaio inossidabile. Le variazioni di temperatura conseguenti alla bollitura potrebbero provocare delle microfratture nella resina o nella stessa piastra attese le differenti

proprietà termiche e meccaniche dei materiali incollati. Le microfratture, anche se non visibili ad occhio nudo, potrebbero abbattere sensibilmente il valore d'ingresso d'aria del sistema impedendo così l'applicazione e la misura delle suzioni volute. Per ovviare a tali difficoltà si è adottata una metodologia di saturazione proposta da Fredlund [1973]. La tecnica consiste nel eliminare le bolle d'aria presenti nella piastra porosa o dissolvendole nell'acqua laddove possibile o facendole trascinare via da un flusso d'acqua generato da forti gradienti di pressione. La procedura seguita si è articolata nelle fasi che seguono:

- si riempie d'acqua la vaschetta presente intorno alla base dell'edometro in modo che la piastra porosa sia sottoposta ad un battente idraulico di qualche centimetro;
- chiusa la cella ed aperti i rubinetti alla base del circuito di drenaggio, operando sul convertitore elettropneumatico della pressione di cella si applica una pressione superiore di almeno 100 kPa al valore di ingresso d'aria della piastra porosa; in questa fase l'acqua presente nella vaschetta per effetto del gradiente idraulico applicato fluisce attraverso la piastra porosa trascinando con se parte delle bolle d'aria presenti in quest'ultima; l'aria viene eliminata grazie agli sfiati presenti alla base;
- allorquando dagli sfiati non si vede più fuoriuscire aria si chiudono i rubinetti alla base del circuito di drenaggio; la pressione dell'acqua presente nella basetta cresce progressivamente fino a raggiungere quella presente nella cella; in questa fase le bolle d'aria presenti si dissolvono progressivamente nell'acqua; trascorsi dieci minuti dall'equalizzazione delle pressioni si riaprono i rubinetti e si procede ad una nuova fase di spurgo durante la quale si può azionare la pompa peristaltica in modo da eliminare anche l'aria eventualmente presente nella parte rimanente del circuito; la sequenza va poi ripetuta più volte fino all'eliminazione di tutta l'aria presente.

La verifica dell'avvenuta saturazione della piastra porosa è stata condotta durante la sperimentazione con una sorta di *B-test*. Al termine del ciclo di saturazione si sono chiusi i rubinetti presenti sulla base in modo però che il trasduttore di pressione per la misura della pressione dell'acqua di porosità restasse collegato con la basetta. Si è dunque incrementata la pressione di cella operando con l'apposito convertitore elettropneumatico. La misura fornita dal trasduttore di pressione presente nel circuito di drenaggio è stata confrontata con quella fornita dal trasduttore della pressione di cella. La piastra è stata ritenuta satura quando l'incremento istantaneo di pressione misurato con i due trasduttori è risultato identico.

Un ulteriore controllo da svolgere a valle della saturazione della piastra porosa è la verifica della sua integrità. È infatti sempre possibile che la piastra porosa o la resina sigillante presentino delle microlesioni. Un



misura della permeabilità della piastra consente di accertare la presenza di eventuali difetti.

La fase successiva della prova consiste nel montaggio del provino. Come si è detto in precedenza al termine della preparazione il provino per l'edometro è pronto nel suo anello. Il montaggio va effettuato con la massima cautela e celerità per ridurre il disturbo del materiale. Prima di disporre il provino sulla piastra porosa è necessario nebulizzare su di essa un velo d'acqua distillata e chiudere i rubinetti del circuito di drenaggio in modo che sia possibile misurare la pressione dell'acqua di porosità ma che comunque il terreno non possa scambiare acqua con il circuito. L'anello del nuovo edometro presenta alla base un *O-ring* che garantisce la tenuta e particolare cura va posta nel suo montaggio. È importante a tale scopo che l'anello di contrasto sia ben stretto dai dadi di serraggio in modo che l'anello edometrico vero e proprio schiacci l'*O-ring* di tenuta. Terminato il bloccaggio dell'anello si può disporre sul provino la testa di carico (dotata di una normale pietra porosa). È importante osservare che in nessun caso è stata impiegata della carta da filtro sulla base o sulla testa del provino. La carta da filtro alla base costituisce infatti una sconnessione tra il terreno e la piastra porosa ad elevato valore di ingresso d'aria. Ciò significa che se la carta da filtro si dovesse desaturare per un valore della pressione dell'aria inferiore a quello della suzione che si vuole applicare non si potrebbe più controllare né misurare la suzione nel provino. La carta da filtro qualora disposta sulla testa del provino potrebbe invece assorbire quantità significative d'acqua pregiudicando le misure.

Al termine del montaggio del provino si procede alla chiusura della cella. Un importante accorgimento che è stato adottato durante tutte le prove eseguite è stato quello di riempire d'acqua la base della cella. L'acqua nella base assolve a due importanti compiti. Il primo è di saturare l'aria presente nella cella. È noto (cfr. Appendice B) infatti che a suzioni di qualche centinaio di kPa corrispondono umidità relative di poco inferiori al 100%, l'acqua presente nel provino tenderebbe dunque rapidamente ad evaporare qualora l'aria immessa nei pori fosse secca. Il secondo motivo per cui si riempie la base della cella è la necessità di ridurre il volume d'aria in essa presente in modo che la regolazione automatica della pressione sia più efficace. A parità di variazione di pressione da imporre e di flusso d'aria a disposizione la regolazione è più rapida quanto più piccolo è il volume da controllare.

A questo punto ha inizio la prova vera e propria. Durante la sperimentazione eseguita le prove si sono articolate in tutte o in alcune delle seguenti fasi:

***misura della suzione iniziale:*** questa fase ha luogo immediatamente dopo il montaggio del provino; si mantengono chiusi i rubinetti alla base in modo però da poter misurare la pressione dell'acqua di porosità; poiché il trasduttore per la misura della pressione dell'acqua è affidabile solo per valori

positivi di essa si incrementa progressivamente la pressione di cella in modo che questa agendo sull'acqua nel terreno ne incrementi a sua volta la pressione; è possibile dunque impostare un controllo automatico che regoli la pressione di cella in modo che la pressione dell'acqua si mantenga costantemente uguale ad un valore opportuno (si è adottato un valore di 50 kPa); se si riporta in diagramma l'andamento della pressione dell'aria, della pressione dell'acqua e della loro differenza (la suzione) si osserva che trascorso un tempo sufficientemente lungo (circa 48 ore) il valore della suzione misurata si stabilizza (Figura V-4); tale valore si assume pari alla suzione iniziale del provino; la misura ottenuta può essere successivamente verificata aprendo i rubinetti del drenaggio e controllando sia la pressione dell'acqua che la pressione dell'aria in modo che si mantengano costantemente uguali ai valori registrati alla fine della fase di misura<sup>8</sup>; se il valore della suzione misurato è corretto il provino scambierà volumi d'acqua modesti ed al limite nulli con il circuito di drenaggio ormai aperto; è importante notare che in questa fase si è preferito operare senza accostare la testa di carico alla cella di carico e dunque senza misurare le deformazioni assiali che peraltro sono da ritenersi trascurabili;

**applicazione di un valore assegnato della suzione:** a partire dalle condizioni iniziali si applica al provino un valore assegnato della suzione; prima di applicare la suzione si provvede però ad accostare la testa di carico alla cella di carico in modo da poter misurare le deformazioni assiali con l'LVDT esterno; per garantire il contatto tra la testa e la cella di carico si rende necessario in questa fase applicare una sia pure modesta tensione verticale netta (si è adottato un valore di 40 kPa<sup>9</sup>); l'applicazione della suzione avviene istantaneamente

<sup>8</sup> Per controllare efficacemente la pressione dell'acqua è necessario operare sui rubinetti alla base del provino in modo che prima di mettere in comunicazione la bassetta con le burette il trasduttore di pressione presente sulla linea misuri la pressione presente in esse. Ciò è possibile perché il trasduttore è montato su di un blocchetto dotato di due ingressi ciascuno munito di un rubinetto: un ingresso è collegato alla bassetta l'altro alla buretta di misura. Il trasduttore può dunque essere adoperato sia per misurare la pressione nella bassetta che nella buretta. Prima di aprire entrambi i rubinetti sul blocchetto del trasduttore ed il rubinetto sulla seconda uscita della bassetta si verifica che la pressione nel circuito coincida con quella imposta nella fase precedente all'acqua nel provino (50 kPa).

<sup>9</sup> L'entità della tensione verticale netta applicata all'inizio della prova per garantire il contatto tra la testa e la cella di carico deriva dalle capacità di controllo del carico assiale di cui è dotata l'apparecchiatura. Come si è visto nel capitolo dedicato alle caratteristiche delle apparecchiature il rapporto tra la sezione del provino e la sezione del *bellofram* inferiore presente nel pistone di carico dell'edometro è di circa 1/10. Ciò significa che poiché il convertitore elettropneumatico regola  $\pm 1$  kPa sulla linea della pressione la tensione verticale sul provino è regolata con un errore di  $\pm 10$  kPa.

o, qualora l'entità della suzione sia superiore alle poche decine di kPa, mediante una variazione lineare nel tempo; la suzione viene variata agendo sulla pressione dell'aria mentre viene mantenuta costante la pressione dell'acqua (si è adottato un valore di 50 kPa); alla variazione delle condizioni al contorno segue un processo transitorio di equalizzazione durante il quale il provino si deforma ed assorbe o cede acqua; convenzionalmente il processo si assume esaurito quando le deformazioni si sono stabilizzate e le variazioni di contenuto d'acqua sono minori dello 0.04 % [Sivakumar, 1993]; durante l'intero processo l'aria che diffonde dalla cella al circuito di drenaggio viene eliminata azionando periodicamente la pompa peristaltica<sup>10</sup>;

**carico per incrementi successivi:** la tensione verticale netta viene fatta variare per passi successivi; al termine di ciascun incremento di carico si attende che il processo deformativo abbia termine prima di procedere ad un ulteriore incremento; questa procedura è stata adottata in unica prova preliminare per valutare in prima approssimazione il *coefficiente di consolidazione* in condizioni di deformazione unidimensionali  $c_v$  ( $=K_w \cdot E_{ed} / g \cdot \rho_w$  con  $K_w$  permeabilità ed  $E_{ed}$  modulo di compressione edometrico)<sup>11</sup>;

**carico o scarico a velocità costante:** la tensione verticale netta viene fatta variare linearmente nel tempo; questa modalità di carico è stata adottata per la maggior parte delle prove; la velocità di carico è stata valutata in modo cautelativo facendo riferimento a trattazioni valide per i terreni saturi<sup>12</sup>; in particolare è stata impiegata la soluzione determinata da Viggiani [1967, 1969] per il problema della consolidazione unidimensionale sotto carico linearmente crescente con velocità  $b$ ; questa fornisce per la sovrappressione  $u_{wb}$  in corrispondenza della faccia non drenata del provino, situata

<sup>10</sup> La pompa viene fatta funzionare tra una lettura e l'altra del livello nella buretta di misura del contenuto d'acqua; ciascuna lettura è il frutto della media di 30 acquisizioni successive eseguite a circa 4" l'una dall'altra e quindi lungo un intervallo di tempo di circa 2'; pertanto si sono adottate le seguenti impostazioni: per letture ogni 10' la pompa è stata fatta funzionare dal secondo all'ottavo minuto dopo l'inizio della lettura; per letture ogni 30' la pompa è stata fatta funzionare dal secondo al ventottesimo minuto dopo l'inizio della lettura.

<sup>11</sup> Il coefficiente di consolidazione è stato valutato anche in due prove edometriche tradizionali condotte per incrementi di carico successivi una sul materiale saturato e una sul materiale a contenuto d'acqua naturale. In tutti i casi è risultato  $c_v \cong 10^{-1} \text{cm}^2/\text{s}$ .

<sup>12</sup> La modellazione dei processi di consolidazione nel caso dei terreni non saturi è alquanto complessa e pertanto mal si presta a valutazioni speditive [Fredlund e Hasan, 1979; Lloret e Alonso, 1980; Fredlund e Rahardjo, 1993]. D'altra parte le trattazioni per i terreni saturi forniscono valutazioni cautelative poiché in condizioni di drenaggio impedito le sovrappressioni generate in un terreno non saturo sono molto più basse di quelle che si genererebbero se la saturazione fosse perfetta [Fredlund e Rahardjo, 1993; Sivakumar, 1993]

ad una distanza  $h$  da quella drenata, l'espressione  $u_{wb} = bh^2/2c_v$ ; nel caso del materiale studiato (si veda la nota 11) e delle dimensioni dei provini impiegati risulta  $b = 180 \cdot u_{wb} \cdot ore^{-1}$ ; pertanto è stata adotta una velocità di 30 kPa/h;

**riduzione della suzione applicata:** durante una fase di questo tipo viene ridotta la suzione con una procedura del tutto analoga a quella descritta per l'applicazione di un valore assegnato della suzione; ad una riduzione della suzione corrisponde un aumento del contenuto d'acqua e nel materiale studiato una riduzione di volume (collasso strutturale); quello che in questa sede si vuole evidenziare è che le variazioni di contenuto d'acqua che si verificano durante le fasi di riduzione della suzione (o anche di applicazione di un valore assegnato della suzione) sono notevolmente più consistenti di quelle che si registrano durante le fasi di applicazione del carico verticale; ciò comporta che il sistema di misura delle variazioni del contenuto d'acqua possa arrivare a fondo scala durante le fasi di equalizzazione; si rende perciò necessario durante le fasi di questo tipo il livellamento della buretta di misura con la buretta di riferimento; questa operazione è resa possibile dal *by-pass* presente tra le due camere di misura del trasduttore differenziale di pressione<sup>13</sup>; il livellamento deve avvenire evidentemente quando non è in funzione la pompa peristaltica e possibilmente non durante la misura del livello; talvolta si può rendere necessario eliminare o rabboccare acqua dal circuito di drenaggio; la prima operazione è facilmente eseguita mediante i rubinetti di scarico presenti alla base delle burette; più complicato è invece rabboccare l'acqua nel circuito<sup>14</sup>.

<sup>13</sup> Prima di procedere al livellamento è necessario spegnere la pompa peristaltica eventualmente in funzione e chiudere i rubinetti alla base del provino. Dopo di ciò si può aprire il rubinetto del *by-pass* ed attendere che i due livelli si equilibrino. Per facilitare questa procedura è stato implementata nel programma di controllo una apposita *subroutine* che permette di tenere conto nelle letture successive degli azzeramenti via, via operati.

<sup>14</sup> Per poter rabboccare l'acqua nella buretta di misura è necessario in primo luogo spegnere la pompa peristaltica e chiudere i rubinetti alla base del provino. Dopo di ciò si devono chiudere i rubinetti alla base della buretta, sia quelli che la collegano con il circuito di drenaggio sia quello che la collega al trasduttore differenziale di pressione. Va poi chiuso il rubinetto di alimentazione dell'aria in pressione alla buretta e aperto lo sfiato in modo che la pressione in essa divenga quella atmosferica. A questo punto si può rabboccare l'acqua attraverso lo scarico di fondo facendo attenzione a non immettere bolle d'aria nel circuito. Terminato il rabbocco si devono ripetere tutte le operazioni descritte in ordine inverso in modo da rimettere in funzione il sistema.

## V.5 Esecuzione delle prove nella cella triassiale a *stress-path* e suzione controllati

Le fasi preliminari per l'esecuzione delle prove nella cella triassiale a *stress-path* e suzione controllati sono assai simili a quelle descritte per l'esecuzione delle prove con l'edometro a suzione controllata. Pertanto nel seguito si descriveranno dettagliatamente solo le procedure che si discostano da quelle già illustrate limitandosi a richiamare ove necessario introdotte in precedenza.

Nella cella triassiale a *stress-path* e suzione controllati sono presenti gli stessi circuiti di cui è stata descritta la saturazione nel paragrafo precedente ed in più il circuito per la misura delle deformazioni volumetriche. La saturazione di questo circuito consiste in pratica nella saturazione delle camere di misura del trasduttore differenziale e nei tubicini di collegamento. Questa operazione viene portata a termine facendo circolare acqua in quantità ed operando sugli sfiati del trasduttore. I gradienti idraulici necessari al flusso possono essere ottenuti sia adoperando un serbatoio esterno disposto ad una quota più alta della cella sia più semplicemente riempiendo la cella stessa di acqua ed operando con il convertitore elettropneumatico che regola la pressione di cella. Al termine della saturazione viene riempita la buretta di riferimento e sul pelo libero dell'acqua in essa presente si dispone un velo di olio al silicone per ridurre gli effetti dell'evaporazione [Tatsuoka, 1988].

La fase successiva consiste nel montaggio del provino nella cella. Il provino pronto nella sua fustella viene estratto da questa e pesato dopo di che con la massima celerità e cura viene disposto sulla piastra porosa la cui superficie è stata preventivamente inumidita (si veda il paragrafo precedente). Il montaggio è completato dal rivestimento del provino con una membrana di lattice di gomma che viene bloccata alla base con degli elastici piatti o degli *O-ring*. Sulla testa del provino viene disposta una normale piastra porosa ed infine la testa di carico. Per garantire la perfetta tenuta del contatto tra la membrana e la testa di carico si dispone su quest'ultima uno sottile strato di grasso al silicone. La membrana viene poi bloccata sulla testa di carico con degli elastici piatti o degli *O-ring*. A questo punto si può montare il bicchiere per la misura delle deformazioni volumetriche con l'accortezza di ingrassarne il bordo inferiore in corrispondenza dell'*O-ring* di tenuta con grasso al silicone. Il bicchiere così montato può essere riempito d'acqua. L'acqua viene fatta entrare dal basso in modo da ridurre la possibilità che delle bolle d'aria possano restare intrappolate in esso falsando le misure successive. Sul pelo libero dell'acqua nel bicchiere si dispone un sottile velo di olio al silicone in modo da ridurre l'evaporazione. Infine si collega la linea di drenaggio dell'aria all'apposito connettore presente sulla testa di carico.

Al termine del montaggio del provino si procede alla chiusura della cella. Anche in questo caso come per l'edometro la base della cella viene riempita d'acqua. L'acqua nella base riduce l'evaporazione dal bicchiere di misura e

per quanto detto nel paragrafo precedente migliora le prestazioni del sistema di controllo delle pressioni di cella.

A questo punto ha inizio la prova vera e propria. Durante la sperimentazione eseguita le prove si sono articolate in tutte o in alcune delle seguenti fasi:

**fase iniziale**<sup>15</sup>: durante questa fase si applica una modesta pressione di cella (20 kPa) dopo di che si procede o alla misura della suzione iniziale o alla applicazione di un valore assegnato della suzione; nel primo caso la testa di carico viene mantenuta scostata dalla cella di carico e la tensione media netta viene mantenuta costante<sup>16</sup>; nel secondo caso si procede preliminarmente ad accostare la testa di carico alla cella di carico mantenendo costante la tensione media netta e nullo il deviatore<sup>17</sup>; le procedure adottate sono peraltro del tutto simili a quelle descritte per le prove condotte nell'edometro a suzione controllata;

**fase di compressione**: durante questa fase sono stati seguiti percorsi tensionali isotropi o a  $dq/d(p-u_a) = \text{cost.}$  (in particolare 0.7, 0.75, 0.8); il drenaggio dell'acqua può essere sia libero sia impedito (prove a contenuto d'acqua costante)<sup>18</sup>; si procede a velocità di carico costante; quest'ultima è stata valutata in modo analogo a quanto fatto nel caso delle prove edometriche (si veda il paragrafo V.4); in particolare è stata sempre adottata una velocità di 5 kPa/h

**fase di taglio**: durante questa fase è sempre seguito un percorso tensionale a tensione media netta costante<sup>19</sup>; il drenaggio dell'acqua può essere sia libero sia impedito (prove a contenuto d'acqua costante); si procede inizialmente a velocità di carico costante per poi passare a deformazione controllata secondo la procedura proposta da Atkinson e Salfors [1991].

<sup>15</sup> Alcune prove sono state condotte senza controllare la suzione a contenuto d'acqua costante e non hanno comportato questa fase.

<sup>16</sup> È indispensabile applicare una piccola tensione media netta durante la misura della suzione per evitare che nelle fasi di regolazione la pressione dell'aria di porosità possa eccedere anche di poco quella di cella. In tal caso infatti la membrana di gomma che riveste il provino si potrebbe gonfiare falsando le misure delle deformazioni volumetriche.

<sup>17</sup> Si è adoperata una *suction cup* per mantenere accostata la testa di carico alla cella di carico in presenza di un deviatore nullo.

<sup>18</sup> Evidentemente nel caso dei terreni non saturi si possono avere deformazioni di volume anche in condizioni non drenate.

<sup>19</sup> In due casi il terreno è stato portato a rottura riducendo la tensione media netta a partire da uno stato tensionale caratterizzato da un deviatore diverso da zero.

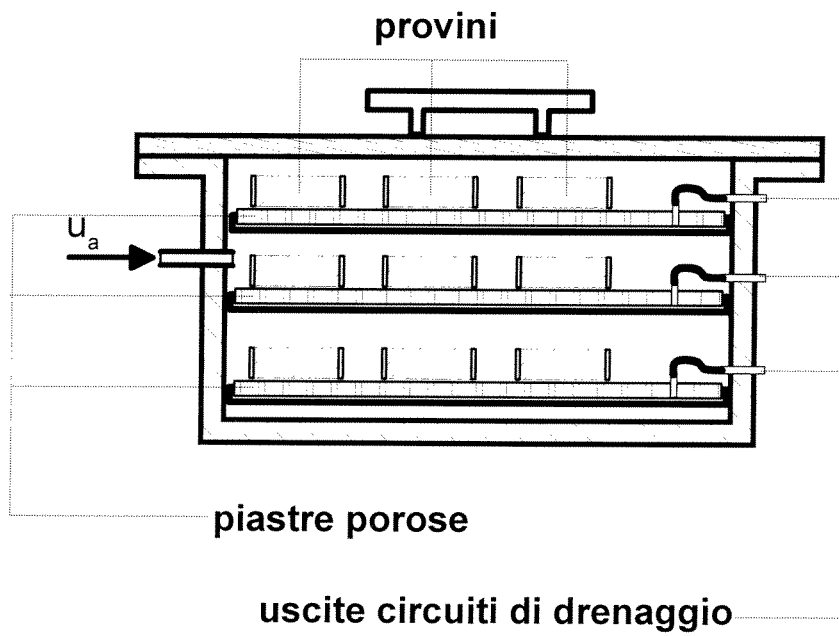


Figura V-1 Sezione schematica della piastra di Richards.

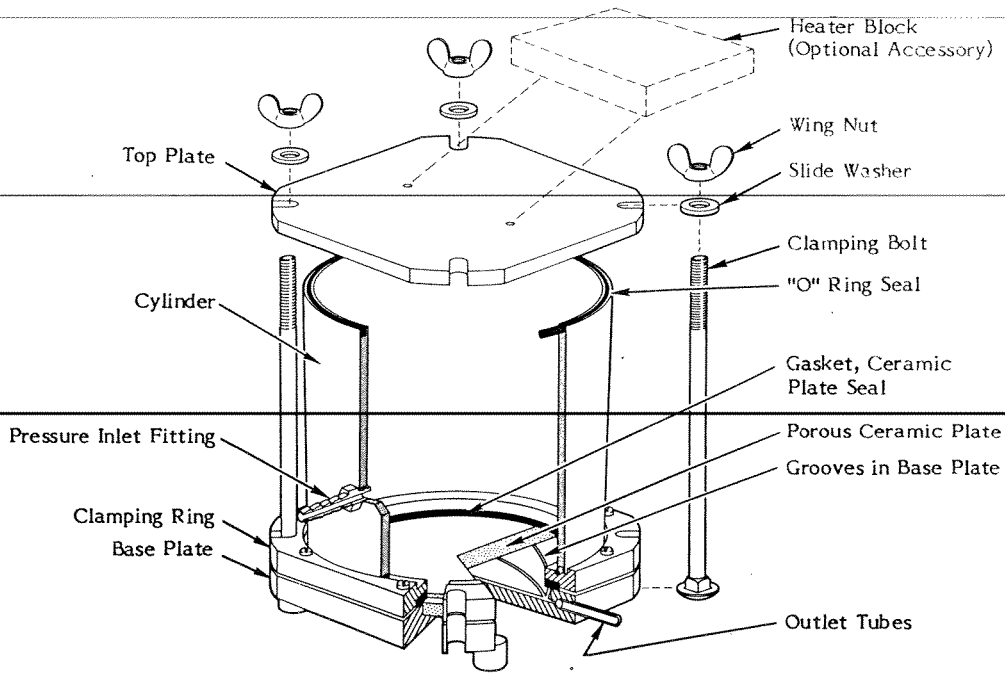


Figura V-2 Spaccato assometrico dell'estrattore di volume (Soilmoisture Equipment Corp.).

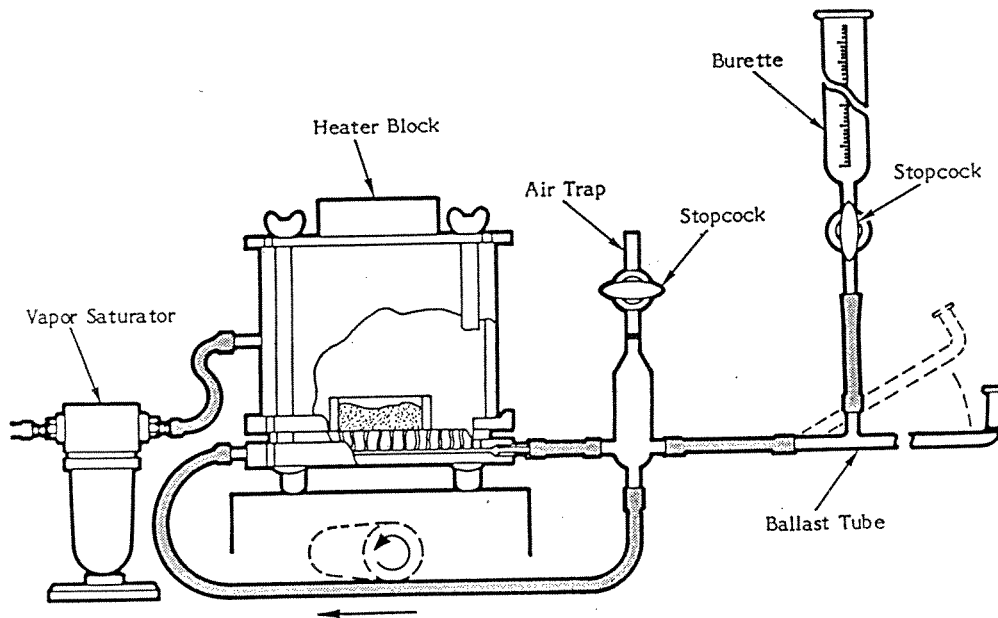


Figura V-3 Schema dell'estrattore di volume con il sistema di misura dei volumi d'acqua (Soilmoisture Equipment Corp.).



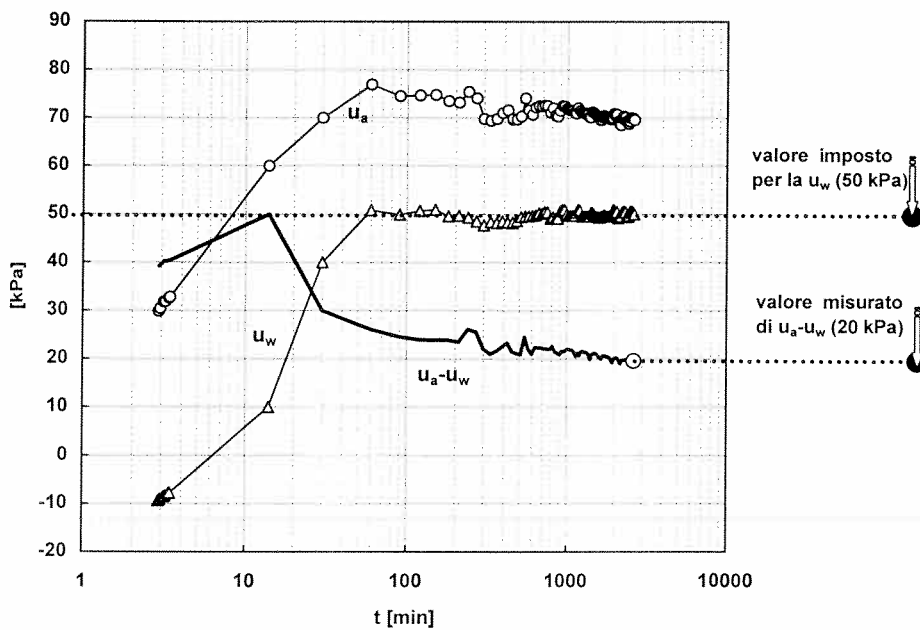
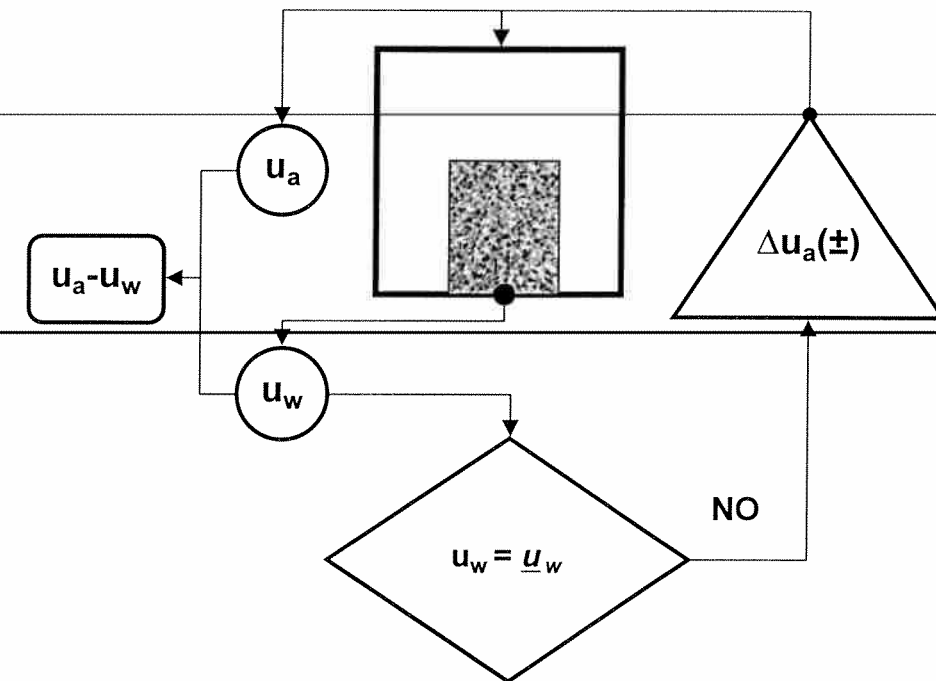
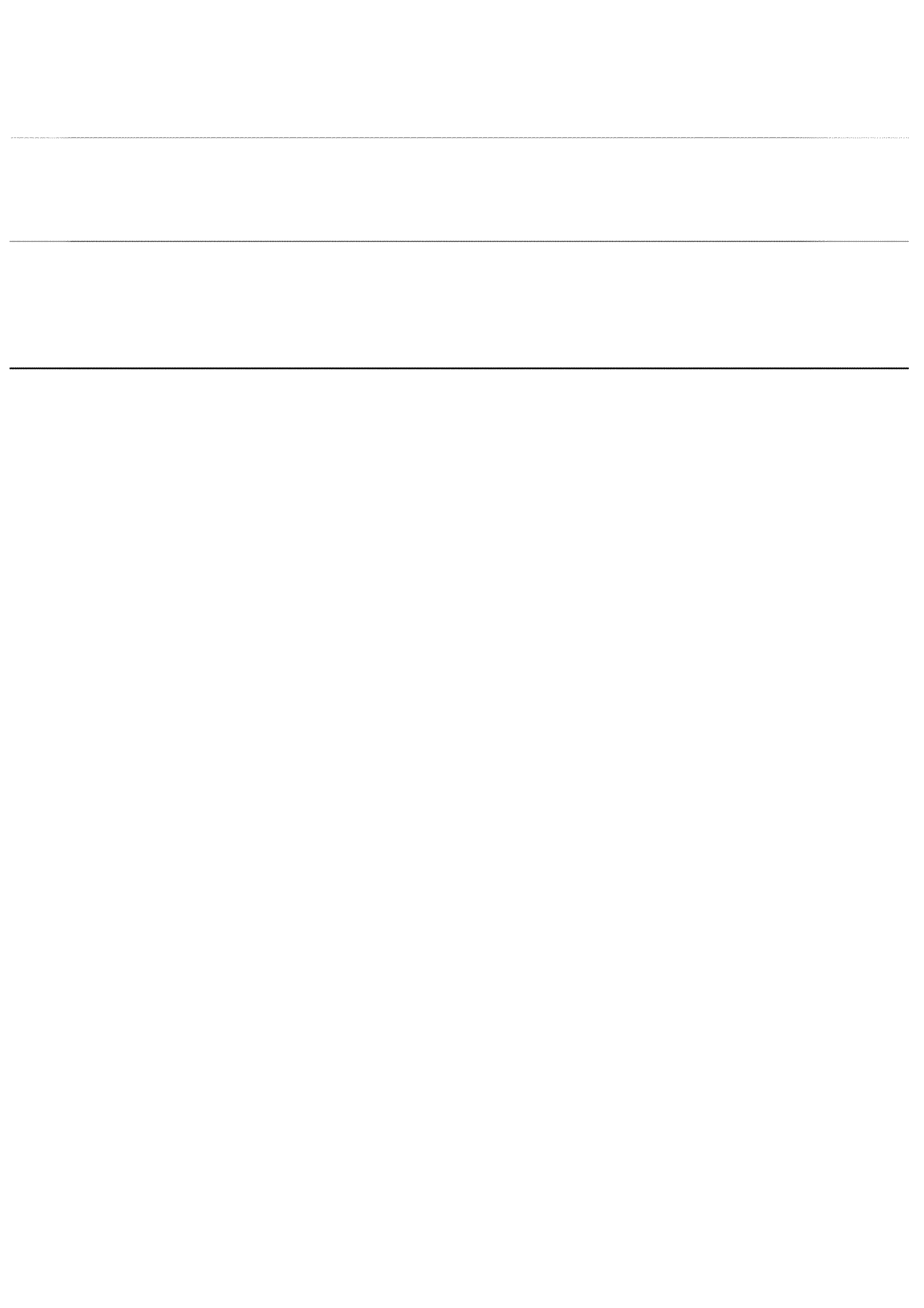


Figura V-4 Tecnica della traslazione d'assi per la misura della suzione iniziale: diagramma di flusso del controllo automatizzato; esempio di andamento delle pressioni misurate.



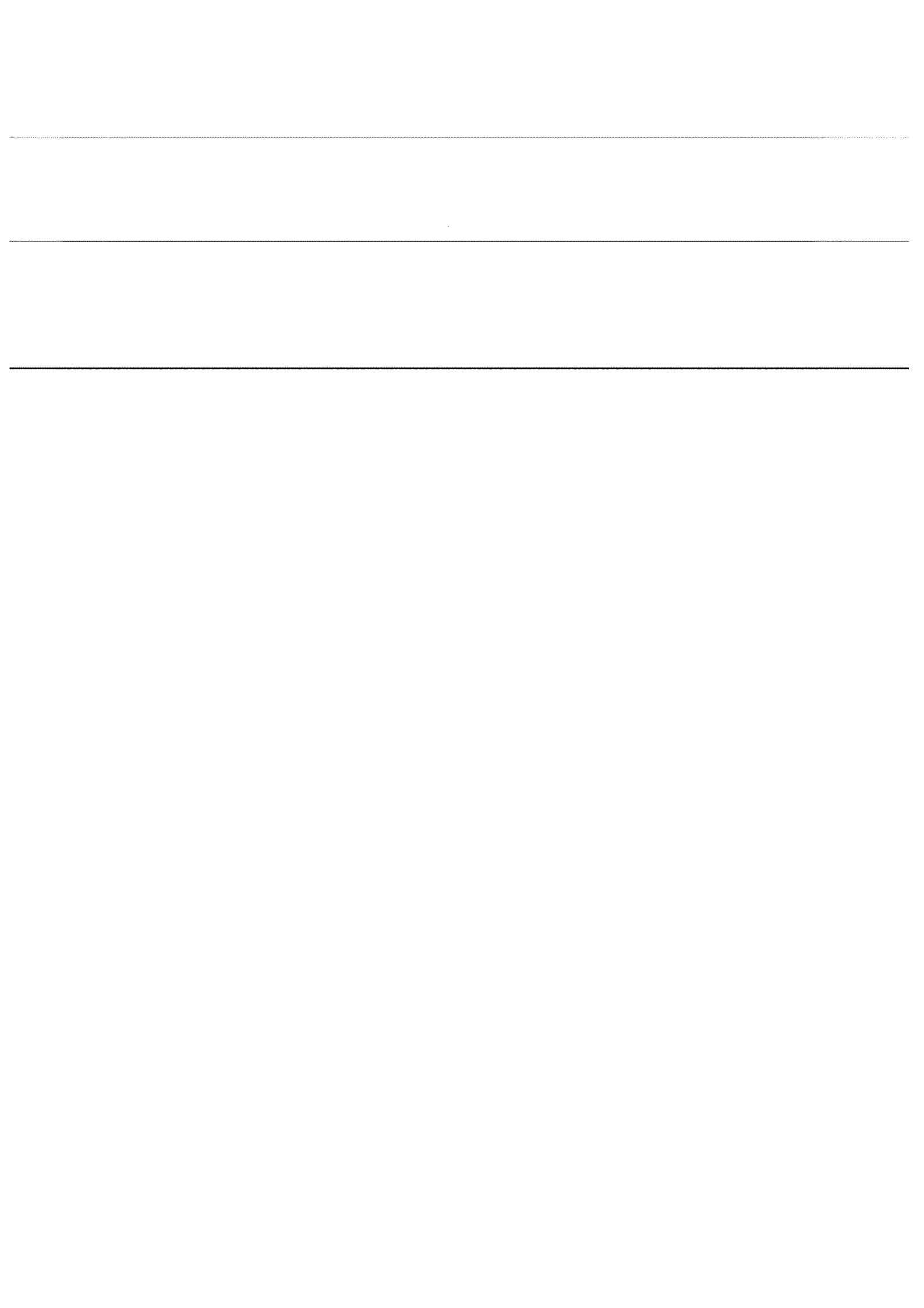
---

## CAPITOLO VI

### I risultati della sperimentazione

---

---



---

## CAPITOLO VI I RISULTATI DELLA SPERIMENTAZIONE

---

### VI.1 Descrizione della sperimentazione eseguita

Si è precisato nel primo capitolo che la finalità ultima della ricerca condotta è l'individuazione delle cause dei fenomeni di instabilità e di collasso che si verificano in alcune formazioni piroclastiche del napoletano. Si è altresì detto che questi fenomeni sono accompagnati da variazioni del grado di saturazione dei terreni coinvolti. Nel secondo capitolo si sono descritti alcuni comportamenti tipici dei terreni non saturi. In particolare si è visto come la saturazione sia accompagnata da variazioni della resistenza a taglio e da deformazioni volumetriche. Nel terzo capitolo si è detto che il comportamento collassante è stato sistematicamente riscontrato da Pellegrino [1967] in alcune pozzolane del napoletano. Pertanto la sperimentazione è stata finalizzata all'indagine dei fenomeni meccanici che nelle pozzolane accompagnano la saturazione. Per offrire delle indicazioni significative per lo studio dei problemi al finito si è inoltre ritenuto necessario determinare in che modo i processi di flusso idraulico nella particolare pozzolana studiata siano influenzati dalle condizioni di saturazione. La prima parte della sperimentazione ha come scopo la descrizione di ciò che accade quando il materiale si satura ma è solo la seconda che è utile a determinare in quali condizioni tale evento può verificarsi. La scelta e l'esecuzione del programma sperimentale è stata inoltre condizionata non solo dalle motivazioni strettamente legate alle finalità della ricerca ma anche dalla necessità di verificare il buon funzionamento delle nuove apparecchiature messe a punto. Quest'ultimo aspetto è da considerarsi di notevole rilevanza vista l'originalità delle soluzioni adottate (si veda il capitolo IV).

In quanto segue viene descritto brevemente il programma sperimentale portato a termine mentre nei paragrafi successivi si riportano in dettaglio i risultati più significativi ottenuti per ciascun tipo di apparecchiatura impiegata. In tale sede si chiariscono gli aspetti che si sono intesi indagare con ciascun tipo di prova. L'interpretazione dei risultati ed il confronto con i dati disponibili in letteratura ottenuti in sperimentazioni analoghe è rimandata al capitolo VII mentre in appendice si riportano integralmente i risultati di tutte le prove eseguite.

La sperimentazione si è articolata nel modo seguente:

***prove con estrattore di volume e piastra di Richards:*** sono state condotte prove sia su provini a contenuto d'acqua naturale che su provini saturati a tensioni nette nulle, tali prove hanno permesso di ottenere l'andamento della curva

caratteristica del materiale e della funzione di permeabilità sia in fase di saturazione che desaturazione;

**prove con edometro a suzione controllata:** è stato indagato il fenomeno del collasso strutturale; le prove consistono di una prima fase di equalizzazione a tensione verticale nulla durante la quale viene applicata una suzione assegnata o in alternativa misurata la suzione preesistente nel provino (suzione naturale), la fase successiva consiste in una compressione fino ad un valore assegnato della tensione verticale netta, a questo punto si procede per passi successivi a ridurre la suzione; i risultati ottenuti hanno fornito delle indicazioni sull'entità del collasso a diversi livelli tensionali e sull'influenza delle tensioni nette sulla curva caratteristica;

**prove con cella triassiale a suzione controllata:** una prima prova durante la quale è stata applicata al provino una suzione di 200 kPa ha messo in evidenza i tempi proibitivi necessari per l'equalizzazione in cella triassiale dovuti sia alle dimensioni del provino (diametro 68 mm, altezza 140 mm) sia alla netta riduzione della permeabilità conseguenza dei bassi livelli di saturazione del materiale di studio; si è dunque deciso di compiere prove a "suzione naturale"; in una fase iniziale viene misurata la suzione con la tecnica della *traslazione d'assi* dopo di che le fasi di compressione e di taglio vengono condotte mantenendo costante la suzione applicata; a questo tipo di prove ne sono state affiancate altre a contenuto d'acqua costante che hanno evidenziato come in ragione dei bassi valori del grado di saturazione (<60%) le variazioni della suzione durante le fasi di compressione e di taglio siano insignificanti (1÷2 kPa);

**prove con edometri tradizionali:** alcune prove sono state condotte in edometro tradizionale sul materiale a contenuto d'acqua naturale; raggiunto un valore assegnato della tensione verticale si è proceduto alla saturazione del provino, le deformazioni conseguenti ed il loro andamento temporale sono stati confrontati con i risultati della sperimentazione condotta nell'edometro a suzione controllata; tale confronto ha evidenziato come l'annullamento della suzione produca degli effetti di gran lunga maggiori di una riduzione della stessa a pochi kPa;

**prove con triassiali tradizionali:** sono state condotte alcune prove in cella triassiale tradizionale sul materiale saturato; la saturazione è stata ottenuta applicando una *back-pressure* e imponendo un leggero gradiente idraulico tra i circuiti di

drenaggio alla base ed alla testa del provino in modo da provocare una circolazione d'acqua dal basso verso l'alto; a saturazione avvenuta è stato possibile determinare la permeabilità del materiale saturo;

**prove con apparecchi di taglio diretto:** numerose prove di taglio diretto sono state condotte a diversi livelli tensionali sia sul materiale saturo che sul materiale a contenuto d'acqua naturale; nelle prove sul materiale a contenuto d'acqua naturale raggiunta la resistenza di picco si è proceduto alla saturazione del provino senza arrestare il processo di taglio; in ogni caso si è registrata una repentina riduzione della resistenza ed un abbassamento; si è osservato in particolare che dopo la saturazione la resistenza del materiale crolla per poi crescere nuovamente con il procedere ulteriore della deformazione tendendo alla resistenza del materiale saturo; si osserva inoltre che qual che sia il comportamento dilatante o contraente prima della saturazione dopo tale processo il materiale diviene contraente.

## VI.2 La sperimentazione con la piastra di Richards e l'estrattore di volume

Nella caratterizzazione meccanica ed idraulica di un terreno non saturo la determinazione delle curve caratteristiche è di primaria importanza. Essa consente infatti di stabilire il tipo di influenza che la suzione può avere sul comportamento meccanico (si veda il paragrafo II.6) ed idraulico (si veda il paragrafo II.5) del materiale.

La Tabella VI.2-1 riporta il quadro complessivo della sperimentazione condotta con la piastra di Richards e l'estrattore di volume. In essa per ciascuna prova sono riportati i valori della suzione che sono stati progressivamente applicati e la durata di ciascuna fase di equalizzazione ( $t_{eq}$ ). Vengono altresì riportati il numero dei provini impiegati, le loro caratteristiche fisiche medie e l'indicazione dei campioni da cui sono stati ricavati.

Nella piastra di Richards sono state eseguite quattro prove (*s08pn01*, *s09pn15*, *s11pn14*, *s17ps12*). In totale sono stati sottoposti a prova 30 provini inizialmente a contenuto d'acqua naturale e 12 provini preventivamente saturati a tensioni nette nulle secondo la procedura illustrata nel capitolo V. Come si è detto nella Tabella VI.2-1 sono riportati i valori medi delle caratteristiche fisiche iniziali per ciascuna prova, nella Figura VI-1 è invece riportata una sintesi dei risultati sperimentali ottenuti sui provini a contenuto d'acqua naturale. Nel primo diagramma di tale figura a tratto pieno è rappresentata nel piano  $\{ \log(u_a - u_w), w \}$  la curva che congiunge i valori della media del contenuto d'acqua in corrispondenza di ciascun valore della suzione che è stato applicato. Le curve tratteggiate congiungono invece i valori del contenuto d'acqua pari alla media più o meno la deviazione standard delle misure. Pertanto nell'ipotesi di una distribuzione gaussiana dei contenuti d'acqua le due curve tratteggiate vengono a delimitare il 95% delle possibili determinazioni di tale grandezza. Nel rappresentare i dati si è posto il problema di come rappresentare le condizioni iniziali. Nelle condizioni naturali, che sono per l'appunto le condizioni iniziali di queste prove, il terreno ha un contenuto d'acqua lontano da quello di saturazione e la suzione in esso è diversa da zero. Il valore iniziale della suzione non può però essere determinato con la piastra di Richards. Misure di suzione iniziale sono state invece effettuate sia nell'edometro a suzione controllata che nella cella triassiale a *stress-path* controllato per i terreni non saturi (si vedano i paragrafi V.3 e V.4). Tali misure hanno concordemente indicato, fatta salva l'inevitabile dispersione dei risultati, che la suzione iniziale è mediamente pari ad una ventina di kPa (valore medio 17.7 kPa deviazione standard 5.8 kPa). Pertanto nel rappresentare i risultati delle prove effettuate su provini a contenuto d'acqua naturale nella piastra di Richards si è assunto il valore



iniziale della suzione pari alla media delle suddette misure. Il contenuto d'acqua medio varia da 0.212 nelle condizioni naturali ( $u_a - u_w \approx 18$  kPa) a 0.081 per una suzione di 1 MPa. Il gradiente della curva è molto più accentuato in corrispondenza dei valori più bassi della suzione. Della riduzione complessiva che il contenuto d'acqua subisce durante il processo di essiccamento ben il 50% avviene per effetto del passaggio della suzione dal valore naturale al valore di 100 kPa. Nel secondo diagramma di Figura VI-1 sono rappresentati gli stessi risultati nel piano  $\{ \log(u_a - u_w), S_r \}$ . I valori del grado di saturazione sono stati determinati nell'ipotesi di assenza di deformazioni durante il processo di essiccamento.

Nell'estrattore di volume sono state eseguite una prova sul materiale saturato a tensioni nette nulle (*s18vsc1*) ed una prova sul materiale a contenuto d'acqua naturale (*s25vnc1*). Entrambe sono consistite in un ciclo di essiccamento/imbibizione ed i valori delle suzioni applicate sono riportati nella già citata Tabella VI.2-1. Lo scopo di queste due prove è stato indagare sull'isteresi eventualmente presente nel legame tra suzione e contenuto d'acqua. L'analisi dell'andamento nel tempo dei processi di equalizzazione con uno dei modelli riportati nel paragrafo II.5.3.2 ha permesso inoltre di determinare l'andamento della funzione di permeabilità. Di quest'ultimo aspetto si riferisce però nel capitolo VII dedicato alla interpretazione dei dati sperimentali. Nei due diagrammi di Figura VI-2 sono riportati i risultati delle due prove rispettivamente nel piano  $\{ (u_a - u_w), w \}$  e nel piano  $\{ (u_a - u_w), S_r \}$ . I risultati ottenuti sul materiale preventivamente saturato sono in buon accordo con quelli ottenuti sul materiale inizialmente a contenuto d'acqua naturale. Il materiale nelle condizioni naturali presenta un'isteresi pressoché nulla mentre non trascurabile è quella del materiale saturato. Ciò si giustifica se si considera che la pozzolana in esame è stata probabilmente sottoposta nel corso della sua "vita geologica" a numerosissimi cicli di essiccamento/imbibizione causati dal periodico modificarsi delle condizioni ambientali. È presumibile che l'isteresi si vada progressivamente riducendo al progredire del numero di cicli qualora nessuno di essi comporti la completa saturazione del materiale. Pertanto il ciclo eseguito in laboratorio, durante il quale non è stata annullata la suzione, rappresenterebbe un ciclo paragonabile a quelli che la pozzolana ha subito in sito. Diverso è il caso del materiale saturato nel quale la fase di essiccamento fa seguito alla completa saturazione che cancella la "memoria" dei cicli precedenti. D'altra parte la fase di imbibizione del materiale saturato ha un andamento paragonabile sia con l'analoga fase del materiale naturale sia con la fase di essiccamento di quest'ultimo. Va precisato che l'andamento del grado di saturazione del materiale saturato è largamente indicativo poiché la completa saturazione della pozzolana in esame è accompagnata da significative variazioni di volume che non è possibile misurare.

Nei due diagrammi di Figura VI-3 si riporta il confronto tra i risultati ottenuti con l'estrattore di volume e quelli ottenuti con la piastra di Richards rispettivamente nel piano  $\{ \log(u_a - u_w), w \}$  e nel piano  $\{ \log(u_a - u_w), S_r \}$ . Come si vede essi sono in buon accordo tra loro e ciò testimonia della correttezza delle procedure di prova adottate. La rappresentazione in scala logaritmica delle curve caratteristiche evidenzia il basso valore d'ingresso d'aria della pozzolana studiata. Si nota in fatti che il gradiente della curva ottenuta nell'estrattore di volume sul materiale saturato in fase di essiccamento è significativo già nell'intervallo di valori della suzione compresi tra 0 e 10 kPa.

---

	n° provini	fasi prova		caratteristiche fisiche iniziali					campione			
		$(u_a - u_w)$ [kPa]	$t_{eq}$ [giorni]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$w$	$S_r$	$v$	#	profondità		
S08pn01	1	100	3	15.23	10.93	0.393	0.810	2.180	S1	22	24.5	25.1
		200	6									
		300	5									
		400	4									
		700	5									
		1000	6									
S09pn15	15	100	7	13.47	10.98	0.226	0.474	2.177	SA	10	14.5	14.8
		200	7									
		400	7									
		700	7									
		1000	7									
S11pn14	14	100	10	13.14	11.00	0.196	0.406	2.172	SB	7	14	14.3
		200	7									
		400	7									
		700	8									
		1000	7									
S17ps12	12	25	6	15.99	10.50	0.528	1.000	2.282	SB	13	18.5	18.8
		50	8									
		100	8									
		200	6									
		450	13									
		700	7									
S18vsc1	1	10	7	15.08	8.96	0.683	1.000	2.660	SB	13	18.5	18.8
		25	7									
		50	6									
		100	7									
		150	5									
		100	9									
		50	7									
		25	5									
		10	7									
		0	5									
s28vnc1	1	25	4	11.35	13.71	0.208	0.459	2.100	SB	8	14.7	15
		50	11									
		100	11									
		150	17									
		100	8									
		75	9									
		50	8									
		25	11									

Tabella VI.2-1 Sperimentazione in piastra di Richards ed estrattore di volume.

### VI.3 La sperimentazione con l'edometro a suzione controllata

La sperimentazione nell'edometro a suzione controllata è stata finalizzata ad indagare il fenomeno del collasso strutturale. Il punto di partenza per la definizione del programma sperimentale è stato il lavoro di Pellegrino [1967] di cui si è detto nel capitolo III. È stata dunque programmata una serie di prove per determinare l'influenza dei valori della tensione verticale netta e della suzione sull'entità del cedimento conseguente la saturazione della pozzolana (collasso strutturale).

Si è previsto che in ciascuna prova, una volta applicato un valore assegnato della suzione, si procedesse a caricare il provino a velocità costante fino a raggiungere un valore prefissato della tensione verticale netta, per poi ridurre la suzione in *step* successivi fino a raggiungere il minimo valore controllabile dall'apparecchiatura.

Nella Tabella VI.3-1 sono riportate le caratteristiche fisiche iniziali dei provini sottoposti a prova. La dispersione dei valori delle caratteristiche fisiche iniziali è significativa: il peso secco dell'unità di volume  $\gamma_d$  varia tra 10.10 kN/m<sup>3</sup> e 12.73 kN/m<sup>3</sup>, il volume specifico  $v$  tra 1.873 e 2.361, il grado di saturazione  $S_r$  tra 0.391 e 0.674 e il contenuto d'acqua  $w$  tra 0.211 e 0.305. Nella Tabella VI.3-2 è riportata la descrizione delle successive fasi di cui ciascuna prova è composta ed in Figura VI-4 sono rappresentati i percorsi tensionali seguiti nel piano  $\{\sigma_v - u_a, u_a - u_w\}$ .

nome	caratteristiche fisiche iniziali					campione		
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$w$	$S_r$	$v$	#	profondità	
s13ecs	12.31	10.10	0.219	0.391	2.361	SA 13	16.5	16.8
s14ecs	13.02	10.57	0.232	0.449	2.254	SA 14	17.4	17.7
s15ecs	15.41	12.73	0.211	0.588	1.873	SB 10	16.2	16.5
s21ecs	13.82	11.27	0.226	0.493	2.115	SB 10	16.2	16.5
s24ecs	15.40	12.27	0.256	0.659	1.943	SB 10	16.2	16.5
s33ecs	14.82	11.35	0.305	0.674	2.100	SB 10	16.2	16.5
s34ecs	13.66	11.18	0.222	0.476	2.132	SB 10	16.2	16.5
s35ecs	12.35	10.45	0.182	0.345	2.282	SC 11	14.9	15.2

Tabella VI.3-1 Caratteristiche fisiche iniziali dei provini impiegati nell'edometro a suzione controllata.

nome	fase iniziale		compressione		variazione suzione		compressione		scarico		
	tipo	$(\sigma_v - u_a)$ [kPa]	$(\sigma_v - u_a)$ [kPa]	$(u_a - u_w)_{fin}$ [kPa]	$(\sigma_v - u_a)$ [kPa]	$(\sigma_v - u_a)$ [kPa]	$(u_a - u_w)_{fin}$ [kPa]	tipo	$(\sigma_v - u_a)_{fin}$ [kPa]	tipo	$(\sigma_v - u_a)_{fin}$ [kPa]
s13ecs	equalizzazione	20	40	0	2500	0	20 kPa/h	730	0	20 kPa/h	0
			80								
			150	50							
			300								
			600								
s14ecs	equalizzazione	40	400	400	4000	350	20 kPa/h	4000	5	20 kPa/h	50
					3500	500					
					3500	200					
					3500	50					
s15ecs	equalizzazione	40	400	400	2590	200	20 kPa/h	4000	20	20 kPa/h	10
						100					
					2590	50					
s21ecs	misura suzione	0	29	~24	225	14	20 kPa/h	3934	20	20 kPa/h	10
						10					
s24ecs	misura suzione	0	15.4								
s33ecs	misura suzione	0	19.1								
s34ecs	misura suzione	0	20.5	20.5	430	5	20 kPa/h	4000	20	20 kPa/h	~5
s35ecs	misura suzione	0	24	24	2020	24	20 kPa/h	4000	24	20 kPa/h	304

Tabella VI.3-2 Sperimentazione nell'edometro a suzione controllata.

### VI.3.1 Osservazioni preliminari e primi risultati

Preliminarmente è stato necessario determinare quale fosse la velocità di carico da adottare durante la sperimentazione. A tal fine è stata eseguita una prova (s13ecs) a suzione costante (50 kPa) durante la quale il carico è stato applicato per incrementi successivi<sup>1</sup>. In questo modo si è potuto accertare che il processo di consolidazione che fa seguito alla variazione della tensione verticale netta è estremamente rapido nel materiale studiato e nelle particolari condizioni prese in esame (grado di saturazione <60%). Nel diagramma in Figura VI-5 sono riportati gli andamenti nel tempo della deformazione assiale durante le fasi di consolidazione conseguenti all'applicazione istantanea degli incrementi della tensione verticale netta. Si può notare come il cedimento di consolidazione si esaurisca in un tempo brevissimo mentre nel tempo si sviluppa un consistente cedimento secondario dovuto a fenomeni di *creep*. Tale comportamento è tipico delle pozzolane ed è stato osservato da numerosi ricercatori nel passato [Croce, 1954; Penta et al. 1961; Pellegrino, 1967]. In Figura VI-6 sono confrontati gli andamenti dei parametri  $C_\alpha$  e  $C_{\alpha\alpha}$ <sup>2</sup> con la tensione verticale netta ottenuti durante la prova preliminare e quelli determinati durante alcune prove edometriche tradizionali (s12cc). Questi risultati indicano dei valori compresi tra 0.1 % e 1.1 % per  $C_\alpha$  e tra 0.05 % e 0.55 % per  $C_{\alpha\alpha}$ .

Dopo questa prova preliminare ha avuto inizio la sperimentazione vera e propria per la quale si è previsto inizialmente di operare ai seguenti valori della suzione: 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa. Sono state dunque eseguite due prove (s14ecs, s15ecs) a 400 kPa di suzione. Queste sono state le prime ad essersi articolate nelle seguenti fasi (la descrizione dettagliata delle procedure adottate è riportata nel paragrafo V.4): applicazione di un valore assegnato della suzione; carico a velocità costante; riduzione della suzione per passi successivi; ulteriore compressione; scarico a velocità costante.

Il percorso tensionale e lo sviluppo nel tempo della prova s14ecs e della prova s15ecs sono riportati rispettivamente nella Figura VI-7 e nella Figura VI-8. Da tali diagrammi in particolare si evincono le durate delle due prove che sono state di 900 ore (~38 giorni) e di 1630 ore (~68 giorni). Tempi così lunghi sono dovuti ai processi di equalizzazione conseguenti alle ripetute variazioni di suzione. Infatti le fasi di equalizzazione hanno richiesto in totale 414 ore durante la prova s14ecs e 1156 ore durante la prova s15ecs. In Figura VI-9 ed in Figura VI-10 sono riportati gli

<sup>1</sup> Si rimanda al paragrafo V.4 per la descrizione del modo con cui è stata valutata la velocità di carico da adottare nelle prove.

<sup>2</sup> Il coefficiente di consolidazione secondaria  $C_{\alpha\alpha}$  è definito dalla relazione  $C_{\alpha\alpha} = -\Delta e / \log(t/t_0)$  per tempi  $t$  maggiori di quelli in cui si esaurisce la consolidazione primaria. In modo analogo si definisce  $C_\alpha = \Delta e_\alpha / \log(t/t_0)$ .

andamenti delle deformazioni e delle variazioni del contenuto d'acqua durante tali fasi. La durata dei processi di equalizzazione varia tra le 50 ore (fase **A-B** prova *s15ecs*) e le 280 ore (fasi **F-G** e **G-H** prova *s15ecs*). Anche le durate delle fasi durante le quali è stata variata la tensione verticale netta sono risultate significative, variando dalle 70 ore (fase **E-F** prova *s14ecs*) alle 250 ore (fase **B-C** prova *s14ecs*). È stato infatti necessario far seguire ad ogni fase di carico una fase a tensione verticale netta e suzione costanti di durata sufficiente ad esaurire buona parte dei fenomeni di *creep* (si veda la Figura VI-11 e la Figura VI-12). La descrizione ed il commento dei risultati ottenuti in queste due prove consente di evidenziare alcune peculiarità del comportamento meccanico del materiale oggetto della sperimentazione e di chiarire in che modo i risultati vengono rappresentati.

**Prova *s14ecs*:** nei due diagrammi di Figura VI-13 sono riportati il volume specifico  $v$  ed il contenuto d'acqua  $w$  in funzione della tensione verticale netta applicata. Nel primo di tali diagrammi si nota (fasi **B-C** e **C-D**) l'effetto del *creep* sulla curva di compressione mentre nel secondo si evidenzia che le variazioni di contenuto d'acqua prodotte dagli incrementi e dalle riduzioni della tensione verticale netta sono modeste (fasi **B-C**, **C-D** e **H-I**). Nei diagrammi di Figura VI-14 sono invece riportati  $v$  e  $w$  in funzione della suzione applicata. A ciascun valore del contenuto d'acqua e del volume specifico che viene misurato durante la prova viene associato in questi diagrammi il valore della suzione che in quell'istante è applicato al contorno del provino. Va osservato però che la suzione nel terreno è pari a quella applicata al contorno solo al termine del processo di equalizzazione. Pertanto, solo i punti rappresentativi delle condizioni al contorno del provino al termine di ciascuna fase di equalizzazione corrispondono a condizioni realmente esistenti all'interno del provino stesso. In Figura VI-15 sono dunque riportati nei piani  $\{u_a - u_w, v\}$  e  $\{u_a - u_w, w\}$  i punti rappresentativi di queste *condizioni finali di equilibrio* raccordati tra loro da segmenti di retta. In modo analogo in Figura VI-16 le condizioni finali di equilibrio sono riportate nei piani  $\{\sigma_v - u_a, v\}$  e  $\{\sigma_v - u_a, w\}$ . Il primo diagramma di Figura VI-16 mostra come le variazioni di volume specifico prodotte da un incremento di suzione (fasi **A-B** e **E-F**) siano modeste se paragonate a quelle prodotte da un incremento della tensione verticale netta (fasi **B-C** e **C-D**). In particolare si osserva (Figura VI-9) che nella fase iniziale di equalizzazione (fase **A-B**) durante cui viene applicata una suzione di 400 kPa il provino subisce una deformazione di compressione. La prima

riduzione della suzione applicata (fase **D-E**) è accompagnata da una significativa riduzione di volume. Successivamente la tensione verticale netta viene ridotta e la suzione incrementata senza variazioni significative del volume specifico (fase **E-F**). Le successive riduzioni della suzione applicata (fasi **F-G** e **G-H**) sono invece accompagnate da un rigonfiamento del provino. Questo comportamento è solo apparentemente anomalo. Se infatti si fa riferimento al modello qualitativo proposto da Alonso et al. [1987] per la modellazione del comportamento meccanico dei terreni non saturi (si veda il paragrafo II.6.4) il rigonfiamento del provino può essere giustificato. A seguito della riduzione della tensione verticale netta (fase **E-F**) il punto rappresentativo dello stato tensionale nel piano  $\{\sigma_v - u_a, u_a - u_w\}$  si allontana dalla *Loading-Collapse curve*. Il percorso tensionale corrispondente alle successive fasi (fasi **F-G** e **G-H**) ricade pertanto nel dominio elastico entro cui ad una riduzione della suzione corrisponde un'espansione reversibile. Dal secondo diagramma di Figura VI-15 si evince l'andamento della curva caratteristica in corrispondenza di due valori della tensione verticale netta (tratto **A-B**: essiccamento per  $\sigma_v - u_a = 20$  kPa; tratto **F-G-H**: umidificazione per  $\sigma_v - u_a = 3500$  kPa). Infine in Figura VI-17 sono riportati i valori del grado di saturazione  $S_r$  in funzione della suzione e della tensione verticale netta nelle condizioni finali di equilibrio. Il primo diagramma di quest'ultima figura mostra l'andamento della curva caratteristica in termini di grado di saturazione  $S_r$  in corrispondenza di due valori della tensione verticale netta (tratto **A-B**: essiccamento per  $\sigma_v - u_a = 20$  kPa; tratto **F-G-H**: umidificazione per  $\sigma_v - u_a = 3500$  kPa) Il secondo diagramma mostra l'effetto esercitato dalle variazioni della tensione verticale netta (fasi **B-C**, **C-E** e **H-I**) sul grado di saturazione.

**Prova s15ecs:** nei due diagrammi di Figura VI-18 sono riportati il volume specifico  $v$  ed il contenuto d'acqua  $w$  in funzione della tensione verticale netta applicata. Nei diagrammi di Figura VI-19 sono invece rappresentati i valori di  $v$  e  $w$  in funzione della suzione applicata. I punti rappresentativi delle condizioni finali di equilibrio sono riportati: in Figura VI-20 nei piani  $\{u_a - u_w, v\}$  e  $\{u_a - u_w, w\}$ , in Figura VI-21 nei piani  $\{\sigma_v - u_a, v\}$  e  $\{\sigma_v - u_a, w\}$  ed in Figura VI-22 nei piani  $\{u_a - u_w, S_r\}$  e  $\{\sigma_v - u_a, S_r\}$ . Anche in questo caso come nella prova precedente la deformazione provocata dalla applicazione iniziale di una suzione di 400 kPa (fase **A-B**) è positiva. Le deformazioni conseguenti alla riduzione della suzione applicata in corrispondenza di una tensione verticale



netta pari a 2590 kPa sono sempre positive (fasi **C-D**, **D-E**, **E-F**, **F-G** e **G-H**). A tal proposito in Figura VI-10 si può osservare come l'entità del cedimento cresca al ridursi del valore finale della suzione. In particolare il cedimento conseguente alla riduzione della suzione da 25 a 10 kPa (fase **G-H**) è circa il triplo di quello prodotto dalla riduzione da 400 a 200 kPa (fase **C-D**) e circa il doppio di quelli provocati dalle riduzioni da 200 a 100 kPa da 100 a 50 kPa e da 50 a 25 kPa (fasi **D-E**, **E-F** ed **F-G**). L'andamento della curva caratteristica in umidificazione ad una tensione verticale netta di 2590 kPa è chiaramente delineato in termini di contenuto d'acqua nel secondo diagramma di Figura VI-20 e di grado di saturazione nel primo diagramma di Figura VI-22. Anche in questo caso come nella prova precedente l'influenza della tensione verticale netta sul contenuto d'acqua appare modesta rispetto quella della suzione.

### VI.3.2 Descrizione e confronto dei risultati

Dopo aver eseguito le prove sopra descritte il programma sperimentale, che inizialmente prevedeva di eseguire prove a 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, e 400 kPa di suzione, è stato modificato. L'andamento delle curve caratteristiche determinate con la piastra di Richards e con l'estrattore di volume (si veda la Figura VI-2) mostra infatti come il valore d'ingresso d'aria sia per la particolare pozzolana in esame inferiore ai 10 kPa e la gran parte della riduzione del contenuto d'acqua o del grado di saturazione conseguenti all'aumento della suzione applicata al terreno avvenga per valori della suzione compresi tra i 20 kPa e i 50 kPa. Si è però visto (paragrafo II.6.2) come in un terreno che presenti una brusca transizione dalle condizioni di completa saturazione a quelle di parziale saturazione si passi da una situazione in cui l'acqua riempie tutti i pori (*bulk water*) ad una situazione in cui l'acqua si dispone in menischi in corrispondenza dei contatti tra le particelle (*meniscus water*). Ciò comporta che la risultante degli incrementi degli sforzi normali, che si esercitano tra le particelle a causa della presenza dell'acqua, riferita alla sezione unitaria di terreno, cresca bruscamente al passaggio dalle condizioni di completa saturazione alle condizioni di parziale saturazione mentre varierà poco per successivi incrementi della suzione (si veda il paragrafo II.6.2). Si è ritenuto quindi più significativo effettuare prove a suzioni basse ( $\leq 50$  kPa). D'altra parte per coerenza con la sperimentazione eseguita nella cella triassiale a *stress-path* e suzione controllati (si veda il paragrafo VI-4) si è scelto di eseguire prove a valori della suzione pari a quelli che a tensioni nette nulle corrispondono al contenuto d'acqua naturale. Si è inoltre scelto di limitare il numero di fasi di equalizzazione da eseguire in ciascuna prova in modo da ridurre la durata.

La fase iniziale di equalizzazione è stata dunque sostituita con una fase di misura della suzione con la *tecnica della traslazione d'assi* (si veda il paragrafo V.4). Nella Figura VI-23 sono riportati gli andamenti nel tempo delle suzioni misurate all'inizio di ciascuna prova. Come è stato illustrato nel paragrafo V.4 il valore della suzione all'interno del provino è quello che viene misurato al termine del processo che porta l'acqua nel circuito di drenaggio in equilibrio con l'acqua nel terreno. La durata di questo processo come si evince dalla Figura VI-23 è al massimo di 70 ore ma già dopo circa 20 ore il valore misurato è abbastanza stabile. I valori misurati oscillano tra 29 kPa e 15 kPa. Il campo di variazione della suzione in sito sembra essere piuttosto ristretto.

In Figura VI-24 sono riportati nel piano  $\{\log(\sigma_v - u_d), v\}$  i risultati ottenuti. A causa delle notevoli differenze tra i valori iniziali del volume specifico  $v$  è stato necessario rappresentare le prove in due diagrammi distinti. In tali diagrammi non compare però la prova *s15ecs*, già commentata in questo

paragrafo, che è stata effettuata su di un provino con un volume specifico iniziale particolarmente basso (1.873). Sono invece rappresentati i risultati di tre prove eseguite in edometro tradizionale di cui si riferisce nel paragrafo VI.6.

Dall'esame dei diagrammi di Figura VI-24 non è possibile ricavare informazioni sull'influenza della suzione sulla compressibilità della pozzolana in esame a causa della variabilità delle condizioni iniziali. Si è dovuto pertanto ricorrere ad alcune elaborazioni dei risultati. In primo luogo sono state determinate le pendenze delle rette che nel piano  $\{\log(\sigma_v - u_a), v\}$  sono assimilabili rispettivamente alla fase terminale del ramo di carico ed al ramo di scarico. Con abuso di notazione<sup>3</sup> tali pendenze vengono nel seguito indicate come *indice di compressibilità*  $C_c$  e *indice di rigonfiamento*  $C_s$ . In Tabella VI.3-1 sono riportati i valori di  $C_c$  e  $C_s$  determinati in ciascuna prova insieme ai valori della suzione cui si riferiscono. I dati sono senza dubbio insufficienti a ricavare delle indicazioni precise sull'influenza della suzione tuttavia sembrano mostrare una scarsa influenza di questa grandezza sui due parametri presi in esame. A tal proposito va osservato come le curve di compressione edometrica del materiale studiato riportate in Figura VI-24 assumano un andamento prossimo ad una retta nel piano  $\{\log(\sigma_v - u_a), v\}$  solo per valori elevati della tensione verticale netta (>1000 kPa). Pertanto il parametro  $C_c$  è rappresentativo del comportamento del materiale ad elevati valori tensionali. Si è però visto nel paragrafo II.6.2 come in un materiale dalla granulometria di un limo o di una sabbia quale è la pozzolana studiata l'effetto meccanico della suzione sia significativo soprattutto a bassi livelli tensionali. Di qui la probabile scarsa influenza di  $u_a - u_w$  sull'indice di compressibilità.

Si è dunque tentato di ricavare delle indicazioni sull'effetto della suzione sulla compressibilità edometrica analizzando le variazioni del *coefficiente di compressibilità edometrica*  $m_v$  con la tensione verticale netta e con la suzione. In Figura VI-25 sono riportati nei piani  $\{\log(\sigma_v - u_a), m_v\}$  e  $\{\log(u_a - u_w), m_v\}$  i risultati di questa elaborazione. Purtroppo anche in questo caso la dispersione dei risultati sperimentali è tale da non permettere delle interpretazioni molto raffinate. Tuttavia dall'andamento dei diagrammi sembra abbastanza evidente che al crescere della suzione la compressibilità edometrica si riduce e che tale effetto diviene trascurabile al crescere della tensione verticale netta.

Alcune delle prove eseguite (s14ecs, s15ecs, s21ecs, s34ecs) hanno comportato più fasi di equalizzazione a diversi valori della tensione verticale netta. Le misure dei contenuti d'acqua al termine di ciascuna fase

<sup>3</sup> L'abuso deriva dall'aver adottato i simboli che usualmente vengono adottati per indicare le pendenze delle rette che approssimano la retta vergine e i rami di scarico nel piano  $\{\log(\sigma_v - u_w), v\}$

di equalizzazione hanno permesso di ricavare l'andamento delle curve caratteristiche. In Figura VI-26 sono riportati i risultati ottenuti nel piano  $\{(u_a - u_w), w\}$  e nel piano  $\{(u_a - u_w), S_r\}$ . Come si vede non è stato possibile determinare le curve caratteristiche nell'intero intervallo di valori della suzione indagato tuttavia i tratti di tali curve che sono stati determinati sembrano in ottimo accordo tra loro. Nel piano  $\{(u_a - u_w), w\}$  i risultati si dispongono in pratica lungo un'unica curva mentre nel piano  $\{(u_a - u_w), S_r\}$  le curve relative alle varie prove si differenziano tra loro in modo significativo. Va notato che le curve caratteristiche sono state ottenute nelle varie prove in corrispondenza di diversi valori della tensione verticale netta. Il fatto che i risultati ottenuti si allineino nel piano  $\{(u_a - u_w), w\}$  lungo un'unica curva sembra dunque indicare una scarsa influenza della tensione verticale netta sul contenuto d'acqua. Le maggiori differenze che si riscontrano invece tra le curve caratteristiche rappresentate in termini di grado di saturazione sono dovute alle deformazioni dello scheletro solido. Queste considerazioni sono confermate dal confronto di questi risultati con quelli ottenuti con l'estrattore di volume (si veda la Figura VI-27). Nel piano  $\{(u_a - u_w), w\}$  le curve caratteristiche ottenute con l'edometro a suzione controllata sono in ottimo accordo con quelle ottenute con l'estrattore di volume e quindi a tensioni nette nulle. Nel piano  $\{(u_a - u_w), S_r\}$  le curve ottenute con l'estrattore di volume nell'ipotesi di scheletro solido indeformabile sono invece situate al di sotto di quelle ottenute con l'edometro a suzione controllata. Ciò è giustificato dal fatto che al crescere della tensione verticale netta si riduce il volume dei vuoti e quindi a parità di contenuto d'acqua cresce il grado di saturazione.

Alcune indicazioni sull'influenza della tensione verticale netta sul contenuto d'acqua possono essere ricavate dai diagrammi riportati in Figura VI-28. Nel primo dei diagrammi di Figura VI-28 sono rappresentate le variazioni  $\Delta w$  del contenuto d'acqua al crescere della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$  durante alcune fasi di carico a velocità di carico e suzione costanti. Nel secondo diagramma sono invece rappresentate le variazioni  $\Delta w$  durante alcune fasi di scarico a suzione costante. In questo secondo diagramma si è riportata come riferimento la retta avente come pendenza  $C_s/G_s$ , con  $C_s$  ( $=0.023$ ) valore medio dell'indice di rigonfiamento e  $G_s$  ( $=2.43$ ) rapporto tra la densità delle particelle solide e la densità dell'acqua. Nel caso di provini saturi e di suzione nulla questa retta rappresenta infatti l'andamento di  $\Delta w$  con  $\log(\sigma_v - u_a)$ . L'influenza della tensione verticale netta sul contenuto d'acqua si riduce dunque al crescere della suzione sia in fase di carico sia in fase di scarico. Ciò si giustifica con il fatto che al ridursi del grado di saturazione l' "accoppiamento" tra le deformazioni volumetriche e le variazioni del contenuto d'acqua diviene sempre più ridotto.

<b>Prova</b>	$C_c$ [1]	$C_s$ [1]	$u_a - u_w$ [kPa]
<i>s12cc(O)</i>	0.264	0.019	0
<i>s12cc(P)</i>	0.356	0.023	0
<i>s12cc(Q)</i>	0.360	0.024	0
<i>s13ecs</i>		0.017	50
<i>s14ecs</i>	0.391	0.028	50
<i>s15ecs</i>		0.021	10
<i>s21ecs</i>	0.355	0.032	10
<i>s34ecs</i>	0.296	0.020	5
<i>s35ecs</i>	0.369	0.024	24
<b>Media</b>	0.342	0.023	
<b>Dev. Standard</b>	0.045	0.005	
<b>Coeff. Variazione</b>	13.0 %	19.8 %	

Tabella VI.3-1 Indici di compressibilità e di rigonfiamento

## VI.4 La sperimentazione in cella triassiale

Il quadro complessivo delle prove condotte nella cella triassiale per terreni non saturi è riportato nella Tabella VI.4-1 e nella Tabella VI.4-2. Nella Tabella VI.4-1 sono riportate le caratteristiche fisiche iniziali dei provini sottoposti a prova. Come si può notare vi è una significativa dispersione di tali caratteristiche: il volume specifico  $v$  varia tra 2.176 e 2.571, mentre il grado di saturazione  $S_r$  tra 0.380 e 0.736. Nella Tabella VI.4-2 sono invece descritte sinteticamente le varie prove. Si distinguono due gruppi: il primo (*s01ukwpw*, *s02ukwpw*, *s03ukwpw*, *s04ukwqw*, *s06ukwew*) costituito da sei prove condotte a contenuto d'acqua costante durante le quali non è stata né misurata né controllata la suzione<sup>4</sup>; il secondo (*s16uisps*; *s19uisps*; *s20uisps*; *s22uisps*; *s23uisps*; *s32uisps*; *s37uiwpw*) costituito da sette prove durante cui è stata controllata la suzione. Nei due diagrammi di Figura VI-29 sono riportati i percorsi tensionali seguiti rispettivamente nel piano  $\{p-u_a, q\}$  e nel piano  $\{p-u_a, u_a-u_w\}$ , mentre nei due diagrammi di Figura VI-30 sono riportati nel piano  $\{\log(p-u_a), v\}$  i risultati delle fasi di compressione eseguite nelle varie prove.

Il primo gruppo di prove è stato eseguito per controllare la buona funzionalità dell'apparecchiatura e del programma di controllo. Ciascuna prova appartenente a tale gruppo è costituita da una fase di compressione ed una fase di taglio. I percorsi tensionali seguiti durante la compressione sono diversi come si può vedere nella Tabella VI.4-2. Le prove hanno inizio con una fase di compressione isotropa fino a 50 kPa di tensione sferica netta  $p-u_a$ . Durante questa fase preliminare la testa di carico è mantenuta scostata dalla cella di carico; successivamente viene accostata e si procede ad applicare un piccolo deviatore  $q$  mantenendo al contempo costante  $p-u_a$ . Si raggiunge così uno stato tensionale caratterizzato da un assegnato valore di  $\eta=q/(p-u_a)$ . A questo punto la fase di compressione procede secondo un percorso ad  $\eta$  costante ( $\eta = 0.75, 0.8, 0.7$ ) fino a raggiungere un valore prefissato della tensione media netta  $p-u_a$  (= 160 kPa, 170 kPa, 220 kPa, 400 kPa, 520 kPa). Le fasi di compressione di due prove (*s03ukwpw*, *s06ukwew*) hanno comportato dei percorsi tensionali più articolati con dei tratti a  $q$  costante. Le successive fasi di taglio hanno seguito un percorso tensionale a  $p-u_a$  costante. In due casi (*s04ukwqw*, *s05ukwqw*) la rottura del provino è stata ottenuta mantenendo costante il deviatore  $q$  e riducendo la tensione media netta  $p-u_a$ .

<sup>4</sup> Queste prove sono state condotte sostituendo la base dotata di piastra porosa ad elevato valore di ingresso d'aria con una base metallica cieca. Il circuito di drenaggio dell'aria è stato mantenuto invece aperto garantendo così che in ogni caso fosse  $u_a=0$  kPa.

Il secondo gruppo di prove è stato inizialmente finalizzato allo studio del materiale per percorsi tensionali a suzione costante. Si è dunque prevista per ciascuna prova una fase iniziale di equalizzazione per applicare al provino un valore assegnato della suzione. L'esecuzione di una prima prova (*s16uisps*) all'inizio della quale è stata applicata una suzione di 200 kPa ha dimostrato l'impraticabilità di questa procedura. In Figura VI-31 è riportato l'andamento nel tempo del contenuto d'acqua  $w$  al procedere del processo di equalizzazione. Dall'esame del diagramma risulta che il tempo necessario all'esaurirsi del transitorio è di circa 40 giorni. La durata è evidentemente condizionata dalle dimensioni del provino che ha un'altezza di 140 mm e dal fatto che il drenaggio dell'acqua avviene solo attraverso la base inferiore. In definitiva l'esecuzione di prove a valori prefissati di suzione comporta durate eccessive. Per ovviare a questo inconveniente si è deciso di eseguire prove a suzione costante misurando inizialmente il valore della suzione nel provino in corrispondenza del contenuto d'acqua naturale. Le fasi successive vengono poi eseguite mantenendo costante tale valore. La fase iniziale di equalizzazione è stata dunque sostituita con una fase di misura della suzione con la tecnica della traslazione (si veda il paragrafo V.4). In questo modo i tempi necessari alla esecuzione di una prova sono stati drasticamente ridotti. Nella Figura VI-32 sono riportati gli andamenti nel tempo delle suzioni misurate all'inizio di ciascuna prova. Come è stato illustrato nel paragrafo V.4 il valore della suzione all'interno del provino è quello che viene misurato al termine del processo che porta l'acqua nel circuito di drenaggio in equilibrio con l'acqua nel terreno. La durata di questo processo come si evince dalla Figura VI-32 è al massimo di 100 ore ma già dopo circa 20 ore il valore misurato è abbastanza stabile. I valori misurati oscillano tra 10 kPa e 22 kPa. Il campo di variazione della suzione in sito sembra essere piuttosto ristretto. Nel paragrafo II.6.2 si è visto che in un terreno sabbioso e limoso, quale è la pozzolana studiata, l'incremento di sforzo normale tra le particelle dovuto alla suzione cresce bruscamente al passaggio dalle condizioni di completa saturazione alle condizioni di parziale saturazione mentre varia poco per successivi incrementi di questa grandezza. D'altra parte si è detto che i provini sottoposti a prova sono ben lontani dalla completa saturazione. Ciò comporta in definitiva che benché ciascuna prova sia stata effettuata ad un valore diverso della suzione le differenze che pur si riscontrano tra le singole prove vanno attribuite alla dispersione delle caratteristiche fisiche iniziali (volume specifico, contenuto d'acqua etc.) piuttosto che ai diversi valori di suzione.

I risultati ottenuti possono essere adoperati esclusivamente per descrivere il comportamento meccanico della particolare pozzolana studiata nelle sue condizioni "naturali". Si è tuttavia cercato di ottenere delle indicazioni qualitative sui fenomeni che si possono verificare per

effetto della riduzione della suzione in condizioni diverse da quelle edometriche che sono state studiate nell'edometro a suzione controllata (paragrafo VI.3).

In primo luogo si è voluto osservare il fenomeno del collasso strutturale in corrispondenza dello stato tensionale presumibilmente esistente in sito. Pertanto in una delle prove (s32uisps) è stata eseguita una fase di compressione isotropa fino a raggiungere un valore assegnato della tensione media netta (130 kPa). A tale fase di compressione è seguita l'applicazione di un deviatore fino a raggiungere le condizioni tensionali che si sono stimate esistere in sito ( $\eta = 0.75 \leftrightarrow (\sigma_h - u_a) / (\sigma_v - u_a) = 0.5$ ). A questo punto trascorso un intervallo di tempo sufficiente a ritenere esauriti gli eventuali fenomeni di *creep* si è proceduto a ridurre la suzione applicata dal valore iniziale di 20 kPa a 5 kPa. Il decorso del processo di equalizzazione conseguente alla variazione delle condizioni al contorno del provino è rappresentato in Figura VI-33. In tale diagramma è riportato l'andamento della variazione  $\Delta w$  del contenuto d'acqua unitamente agli andamenti nel tempo delle deformazioni radiali  $\varepsilon_r$ , assiali  $\varepsilon_a$  e volumetriche  $\varepsilon_v$ . Anche in questo caso il processo di equalizzazione si è esaurito in un tempo considerevole (~750 ore  $\approx$  30 giorni). Le deformazioni misurate sono senza dubbio di entità trascurabile mentre significativa è la variazione subita dal contenuto d'acqua volumetrico. Si osserva che le deformazioni assiali e radiali hanno segno opposto. Va notato come le misure di deformazione siano affette da delle oscillazioni giornaliere. È presumibile che queste siano dovute alle cicliche variazioni della temperatura del laboratorio benché questo ambiente sia a temperatura ed umidità controllate. In particolare il sistema di controllo della temperatura garantisce oscillazioni di ampiezza non superiore ad un grado centigrado. Tali oscillazioni benché minime influiscono sulle misure di deformazione. Tuttavia risulta evidente che tale influenza non costituisce un pregiudizio per la determinazione delle deformazioni se si osserva la modesta entità delle oscillazioni delle misure. Rilevare la sensibilità dei sistemi di misura adottati è anzi motivo di soddisfazione. Peraltro i risultati descritti confermano che il controllo della temperatura degli ambienti di prova è indispensabile.

Successivamente si è tentato di determinare quale potesse essere l'effetto di una riduzione della suzione durante la fase di taglio in corrispondenza del valore di picco della resistenza. A tale scopo, in una delle prove (s22uisps), dopo aver raggiunto a deformazione controllata il picco di resistenza, è stata ridotta la suzione dal valore iniziale di 12 kPa a 5 kPa. Purtroppo il processo di equalizzazione della suzione è risultato molto lento. Infatti pur avendo impostato il più basso valore possibile per la velocità di avanzamento del pistone questo ha raggiunto la massima estensione prima che il suddetto processo avesse termine (si veda la Figura



VI-34). Indicazioni più significative sulle conseguenze della saturazione durante un processo deformativo distorsionale sono state invece ricavate con l'ausilio di prove di taglio diretto (si veda il paragrafo VI.5).

Particolarmente interessanti sono i risultati di una prova (s37uiwpu) che è stata condotta a contenuto d'acqua costante misurando la suzione. In Figura VI-35 è riportato l'andamento nel tempo della suzione misurata  $u_a - u_w$  unitamente agli andamenti delle deformazioni radiali  $\varepsilon_r$ , assiali  $\varepsilon_a$  e volumetriche  $\varepsilon_v$  durante la fase di compressione isotropa (fino ad un valore di 130 kPa  $p - u_a$ ). Durante questa fase la suzione passa da 21 kPa a 20.2 kPa. Nella Figura VI-36 sono invece riportati gli andamenti del deviatore  $q$  della deformazione volumetrica  $\varepsilon_v$  e della suzione  $u_a - u_w$  al procedere della deformazione assiale  $\varepsilon_a$  durante la fase di taglio. Durante tale fase la suzione passa da 20.1 kPa a 21.5 kPa. Evidentemente le variazioni di suzione registrate sono insignificanti. Ciò si giustifica se si considera il basso grado di saturazione del provino (0.393). In questo tipo di prova a contenuto d'acqua costante le variazioni della suzione conseguono alle variazioni della pressione dell'acqua interstiziale giacché la pressione dell'aria è mantenuta costante. Tali variazioni sono provocate dall' "accoppiamento" cinematico tra le deformazioni volumetriche e le variazioni di contenuto d'acqua e questo "accoppiamento" è tanto minore quanto minore è il grado di saturazione. In definitiva una prova a contenuto d'acqua costante è praticamente coincidente con una prova a suzione costante. Pertanto per la determinazione dell'involuppo di resistenza sono state considerati sia i risultati delle prove a suzione naturale sia delle prove a contenuto d'acqua costante (si veda la Figura VI-38). Come si vede i parametri di resistenza individuati ricadono negli intervalli individuati da Pellegrino [1967] (si veda il paragrafo III.2)

nome	caratteristiche fisiche iniziali					campione			
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$w$	$S_r$	$v$	#	profondità		
s01ukwpw	12.17	9.62	0.266	0.437	2.479	S1	12	16	16.6
s02ukwpw	13.72	134.57	0.312	0.592	2.280	S1	13	16.6	17.3
s03ukwpw	12.31	120.73	0.216	0.388	2.356	S1bis	13	13.5	14
s04ukwqw	13.10	128.47	0.260	0.488	2.293	S1	17	20	20.5
s05ukwqw	13.24	129.85	0.289	0.531	2.321	S1	11	14.6	15.2
s06ukwew	13.52	132.60	0.294	0.557	2.281	S1	11	14.6	15.2
s16uisps	14.79	145.04	0.362	0.736	2.196	SC	18	18.6	18.9
s19uisps	12.70	124.58	0.194	0.380	2.241	SC	12	15.4	15.7
s20uips	12.93	126.85	0.235	0.447	2.277	SC	13	15.9	16.2
s22uisps	13.24	129.88	0.218	0.444	2.193	SB	11	16.8	17.1
s23uisps	12.71	124.70	0.222	0.418	2.292	SB	11	16.8	17.1
s32uisps	13.85	135.85	0.264	0.545	2.176	SG1	1	15	15.3
s37uiwpu	11.62	114.04	0.254	0.393	2.571	SG1	3	15.6	15.9

Tabella VI.4-1 Caratteristiche fisiche iniziali dei provini impiegati nella cella triassiale a stress-path e suzione controllati.

nome	tipo	fase iniziale		fase di compressione				fase di taglio	
		$(p-u_a)$ [kPa]	$(u_a-u_w)_{fm}$ [kPa]	$\frac{dq}{d(p-u_a)}$	$(p-u_a)_{fm}$ [kPa]	$q_{fm}$ [kPa]	$(u_a-u_w)$ [kPa]	tipo	$(u_a-u_w)$ [kPa]
s01ukwpw				0	50	0		$p-u_a = \text{cost}$	
				$\infty$	50	40			
				0.75	170	130			
s02ukwpw				0	50	0		$p-u_a = \text{cost}$	
				$\infty$	50	40			
				0.8	400	320			
s03ukwpw				0	50	0		$p-u_a = \text{cost}$	
				$\infty$	50	37.5			
				0.75	170	127.5			
				$\infty$	170	0			
				0	220	0			
s04ukwqw				0	50	0		$q = \text{cost}$	
				$\infty$	50	37.5			
				0.75	400	300			
s05ukwqw				0	50	0		$q = \text{cost}$	
				$\infty$	50	37.5			
				0.75	160	120			
s06ukwew				0	50	0		$p-u_a = \text{cost}$	
				$\infty$	50	37.5			
				0.7	160	112			
				0	260	112			
				$\infty$	260	182			
				0.7	320	224			
s16uisps	equalizzazione	50	200						
s19uisps	misura suzione	20	11						
s20uips <sup>(1)</sup>	misura suzione	20	12	0	160	0	10	$p-u_a = \text{cost}$	
				0	20	0	10		
				0	280	0	10		
s22uisps <sup>(2)</sup>	misura suzione	20	12	0	150	0	12	$p-u_a = \text{cost}$	5
s23uisps	misura suzione	20	18	0	150	0	18	$p-u_a = \text{cost}$	
s32uisps <sup>(3)</sup>	misura suzione	20	20	0	130	0	20	$p-u_a = \text{cost}$	5
				$\infty$	130	99	20		
				-	130	99	5		
s37uiwpw <sup>(4)</sup>	misura suzione	20	21	0	130	0	~20	$p-u_a = \text{cost}$	~20

(1) sia durante la fase di compressione isotropa sia durante la fase di taglio è stato effettuato un ciclo di carico e scarico e ricarico

(2) raggiunto il picco (durante la fase a deformazione controllata) si è proceduto a ridurre la suzione da 12 a 5 kPa

(3) prima di procedere alla fase di taglio vera e propria si è applicato un piccolo deviatore e si è ridotta la suzione da 20 a 5 kPa

(4) questa prova è stata condotta a contenuto d'acqua costante misurando la suzione

Tabella VI.4-2 Sperimentazione nella cella triassiale a stress-path e suzione controllati.

## VI.5 La sperimentazione con l'apparecchio di taglio diretto

Le prove condotte in cella triassiale non hanno permesso di determinare in modo incontrovertibile l'influenza che la suzione può avere sulla resistenza a taglio del materiale studiato. Il limite principale della sperimentazione come si è potuto osservare nel paragrafo precedente risiede nella difficoltà di variare la suzione applicata al terreno. Per superare tali limitazioni è stato studiato un programma di prove di taglio diretto. Tale apparecchiatura benché meno sofisticata della cella triassiale consente di osservare alcuni fenomeni che in quest'ultima è impossibile riprodurre. Nella scatola di taglio è infatti possibile saturare il materiale in tempi brevissimi senza interrompere la prova. Il programma sperimentale è riassunto nella Tabella VI.5-2.

Sono state effettuate prove di taglio diretto sul materiale a contenuto d'acqua naturale e sul materiale saturato. Le prove sul materiale a contenuto d'acqua naturale sono state utilizzate per analizzare i fenomeni che si possono verificare quando il materiale in condizioni prossime alla rottura per taglio venga saturato. Ciò che si è inteso determinare è l'evoluzione della resistenza durante il processo di annullamento della suzione. Pertanto durante le suddette prove si è proceduto a saturare il provino quando su di esso si esercitava il valore di picco dello sforzo di taglio. Le prove sul materiale saturato sono invece state eseguite per confronto.

Le prove sono state eseguite ai seguenti tre valori delle tensioni verticali: 19 kPa, 177 kPa, 354 kPa. Il valore minimo corrisponde al minimo possibile nelle particolari apparecchiature adottate. L'interesse dei valori tensionali più bassi è prevalente nello studio di fenomeni di instabilità di pareti di scavo o pendii quali quelli che si verificano nei materiali piroclastici oggetto di questa ricerca. I risultati della sperimentazione sono riportati per esteso in appendice; ciò che invece interessa qui evidenziare sono alcuni comportamenti tipici che saranno poi interpretati nel capitolo successivo.

In tutte le prove eseguite si è osservato che alla saturazione in corrispondenza del picco segue una repentina e consistente riduzione della resistenza (Figura VI-38, Figura VI-39 e Figura VI-40). Tale riduzione è accompagnata da un brusco cedimento. Al procedere ulteriore dello scorrimento la resistenza offerta dal provino ha una ripresa fino a giungere ad un valore "stazionario", come stazionario diventa lo spostamento verticale. I provini sottoposti ai valori più bassi della tensione verticale manifestano inizialmente un comportamento dilatante (Figura VI-38) mentre i provini sottoposti ai valori più alti hanno in generale un

comportamento contraente (Figura VI-39). Tuttavia a seguito della saturazione tutti i provini divengono contraenti.

In Figura VI-41 nel piano  $\{\sigma_v - u_a, \tau\}$  sono riportati le resistenze di picco e finali di tutte le prove eseguite sia sul materiale a contenuto d'acqua naturale sia sul materiale saturo. Nello stesso diagramma sono rappresentati gli involuipi ottenuti dalla interpolazione dei risultati sperimentali. In primo luogo si osserva che gli involuipi delle resistenze di picco e finali ottenute dalle prove sul materiale presaturato sono praticamente coincidenti. Notevole è invece la differenza tra gli involuipi delle resistenze di picco e finali ottenute dalle prove eseguite sul materiale a contenuto d'acqua naturale. Va ricordato che i valori di resistenza finali determinati con queste ultime prove si riferiscono ad una condizione in cui il terreno è completamente saturo. Infatti tali valori poco si discostano da quelli ottenuti sul materiale presaturato. Nella Tabella VI.5-1 sono riportati gli angoli di attrito e l'intercetta coesiva relativi a ciascun involuppo. I valori di questi parametri relativi alle condizioni di picco per il materiale a contenuto d'acqua naturale risultano leggermente superiori a quelli determinati nelle prove triassiali ( si veda il paragrafo VI.4) in accordo con quanto noto sulle differenze tra la resistenza determinata con prove di taglio diretto e con prove triassiali.

	$\phi$ [°]	$c$ [kPa]
Resistenza di picco del materiale a contenuto d'acqua naturale	41.78	33.38
Resistenza finale del materiale a contenuto d'acqua naturale dopo la saturazione al picco	35.23	4.43
Resistenza di picco del materiale presaturato	36.98	14.25
Resistenza finale del materiale presaturato	36.22	6.36

Tabella VI.5-1 Parametri di resistenza determinati con le prove di taglio diretto.

nome	caratteristiche prova		caratteristiche fisiche iniziali					campione			
	$\sigma_v$ [kPa]	annotazioni	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	w	$S_r$	v	#	profondità		
S25dsxi1	19	provino saturato sotto il carico verticale (le caratt. fisiche sono quelle naturali)	13.42	9.73	0.380	0.636	2.450	S1bis	16	19	19.5
S25dnp2	19	provino a contenuto d'acqua naturale; saturazione nella fase di taglio prima del picco	12.94	9.33	0.387	0.605	2.554	S1bis	16	19	19.5
S25dnp3	15	provino a contenuto d'acqua naturale; saturazione nella fase di taglio al picco	11.49	8.56	0.341	0.465	2.784	S1bis	16	19	19.5
s26dnp1	19	provino a contenuto d'acqua naturale; saturazione nella fase di taglio al picco	12.05	9.44	0.277	0.442	2.526	SA	16	18.8	19.1
s26dnp2	19	provino a contenuto d'acqua naturale; saturazione nella fase di taglio dopo il picco	12.08	9.44	0.279	0.445	2.525	SA	16	18.8	19.1
s27dnp1	177	provino a contenuto d'acqua naturale; saturazione nella fase di taglio dopo il picco	13.53	10.79	0.254	0.510	2.209	SA	7	12.8	13.1
s27dnp2	177	provino a contenuto d'acqua naturale; saturazione nella fase di taglio al picco	12.62	10.07	0.253	0.450	2.368	SA	7	12.8	13.1
s27dsxi3	177	provino saturato sotto il carico verticale (le caratt. fisiche sono quelle naturali)	13.41	10.80	0.241	0.485	2.206	SA	7	12.8	13.1
s29dnp1	354	provino a contenuto d'acqua naturale; saturazione nella fase di taglio al picco	13.65	10.93	0.249	0.513	2.182	SG-2	2	15.3	15.8
s29dnp2	354	provino a contenuto d'acqua naturale; saturazione nella fase di taglio al picco	13.54	10.60	0.278	0.540	2.249	SG-2	2	15.3	15.8
s30dnp1	19	provino a contenuto d'acqua naturale; saturazione nella fase di taglio al picco	15.03	12.07	0.243	0.605	1.975	SG-2	2	15.3	15.8
s30dsdp2	19	provino saturato a carico nullo (le caratt. fisiche sono quelle dopo la saturazione)	15.43	9.55	0.616	1.000	2.497	SG-2	2	15.3	15.8
s31dsdp2	177	provino saturato a carico nullo (le caratt. fisiche sono quelle dopo la saturazione)	14.97	8.76	0.708	1.000	2.721	SG-2	2	15.3	15.8
s31dnp2	177	provino saturato a carico nullo (le caratt. fisiche sono quelle dopo la saturazione)	14.33	11.43	0.247	0.434	2.085	SG-2	2	15.3	15.8
s36dnp1	354	provino seccato in stufa; saturazione nelle fase di taglio al picco	14.20	11.58	0.226	0.519	2.058	SG-1	7	16.8	17.1
s36dnp2	19	provino seccato in stufa; saturazione nelle fase di taglio al picco	14.40	11.43	0.260	0.582	2.085	SG-1	6	16.5	16.8
s38dnp1	19	provino a contenuto d'acqua naturale; saturazione nella fase di taglio al picco	11.83	9.37	0.173	0.272	2.543	SG-1	11	18	18.3
s38dnp2	354	provino a contenuto d'acqua naturale; saturazione nella fase di taglio al picco	12.49	9.62	0.203	0.333	2.478	SG-1	12	18.3	18.6

Tabella VI.5-2 Sperimentazione nell'apparecchio di taglio diretto.

## VI.6 La sperimentazione tradizionale in edometro e cella triassiale

La sperimentazione in edometro tradizionale è stata finalizzata a ripetere le esperienze descritte da Pellegrino [1967]. Su tre provini ricavati da un unico campione (SB9 prof. 15.5÷15.8) sono state eseguite tre prove edometriche (si veda la Tabella VI.6-1). Due di queste prove sono state effettuate sul materiale a contenuto d'acqua naturale e successivamente saturato una volta raggiunto un assegnato valore della tensione verticale<sup>5</sup> (per la s12cc(O) 250 kPa; per la s12cc(P) 2500 kPa). La terza prova è stata invece eseguita sul materiale saturato all'interno dell'edometro a tensione verticale nulla. Nei due diagrammi di Figura VI-42 sono riportati i rispettivamente le curve di compressione edometrica determinate nel corso delle tre prove (già commentate nel paragrafo VI.3.2) e i decorsi nel tempo dei cedimenti conseguenti alla saturazione. Questi ultimi sono confrontati in Figura VI-43 con quelli ottenuti in due prove analoghe (s21ecs ed s13ecs) eseguite in edometro a suzione controllata. Il primo dei due diagrammi di Figura VI-43 mostra che per  $\sigma_v - u_a = 250$  kPa il cedimento finale misurato nell'edometro tradizionale è circa il triplo di quello determinato al termine delle due fasi di equalizzazione eseguite nell'edometro a suzione controllata. Va osservato che al termine di tali fasi la suzione non è però azzerata ma risulta  $u_a - u_w = 10$  kPa. D'altra parte l'andamento nel tempo del grado di saturazione mostra che al termine delle due fasi di equalizzazione è  $S_r = \sim 0.85$ . La differenza tra i cedimenti finali può pertanto essere attribuita al fatto che nella prova a suzione controllata la suzione non è stata annullata. Nel secondo diagramma di Figura VI-43 è riportato il confronto tra gli andamenti dei cedimenti misurati in edometro tradizionale e in edometro a suzione controllata in corrispondenza di una tensione verticale netta di 2500 kPa. In questo caso i cedimenti finali sono confrontabili e ciò coerentemente con il fatto che la suzione applicata nell'edometro a suzione controllata è stata azzerata<sup>6</sup>.

La sperimentazione in cella triassiale tradizionale è consistita in tre prove (si veda la Tabella VI.6-2) eseguite sul materiale a contenuto d'acqua naturale saturato in cella mediante *back-pressure* e circolazione d'acqua. Raggiunta la saturazione dei provini è stata determinata la permeabilità satura del materiale che è risultata pari a  $\sim 1.4 \times 10^{-4}$  cm/s.

<sup>5</sup> Si noti che nell'edometro tradizionale risulta  $u_a = 0$  e quindi  $\sigma_v = \sigma_v - u_a$ ; nel caso di materiale saturo al termine di ciascuna fase di equalizzazione si ha  $u_w = 0$  e dunque  $\sigma_v - u_w = \sigma_v - u_a$ .

<sup>6</sup> Per la particolare configurazione dell'apparecchiatura impiegata nella sperimentazione una volta annullata la suzione applicata non è più possibile misurare i volumi d'acqua scambiati dal provino e quindi determinarne il contenuto d'acqua.

	fase	$(\sigma_v - u_a)$ [kPa]	caratteristiche fisiche iniziali				
			$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	w	$S_r$	v
s12cc(O)	carico	10	12.81	10.55	0.213	0.412	2.259
	carico	20					
	carico	40					
	carico	80					
	carico	150					
	carico	250					
	saturazione	250					
	carico	550					
	carico	1150					
	carico	2500					
	carico	3750					
	carico	5000					
	scarico	1150					
	scarico	250					
	scarico	80					
s12cc(P)	carico	10	13.40	10.95	0.224	0.462	2.176
	carico	20					
	carico	40					
	carico	80					
	carico	150					
	carico	250					
	carico	550					
	carico	1500					
	carico	2500					
	saturazione	2500					
	carico	3750					
	carico	5000					
	scarico	1150					
	scarico	250					
	scarico	80					
s12cc(Q)	saturazione	0	13.20	10.66	0.238	0.469	2.236
	carico	10					
	carico	20					
	carico	40					
	carico	80					
	carico	150					
	carico	250					
	carico	550					
	carico	1150					
	carico	2500					
	carico	3750					
	carico	5000					
	scarico	1150					
	scarico	250					
scarico	80						

Tabella VI.6-1 Sperimentazione in edometro tradizionale.

	$(p-u_w)$ [kPa]	caratteristiche fisiche iniziali					campione		
		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$w$	$S_r$	$v$	#	profondità	
s10tidcd(A)	196.2	13.22	11.30	0.170	0.372	2.109	SA 13	16.5	16.8
s10tidcd(B)	343.4	12.73	10.27	0.239	0.440	2.320	SA 14	17.4	17.7
s10tidcd(C)	490.5	15.07	11.27	0.337	0.735	2.115	SA 15	18.2	18.5

Tabella VI.6-2 Sperimentazione in cella triassiale tradizionale



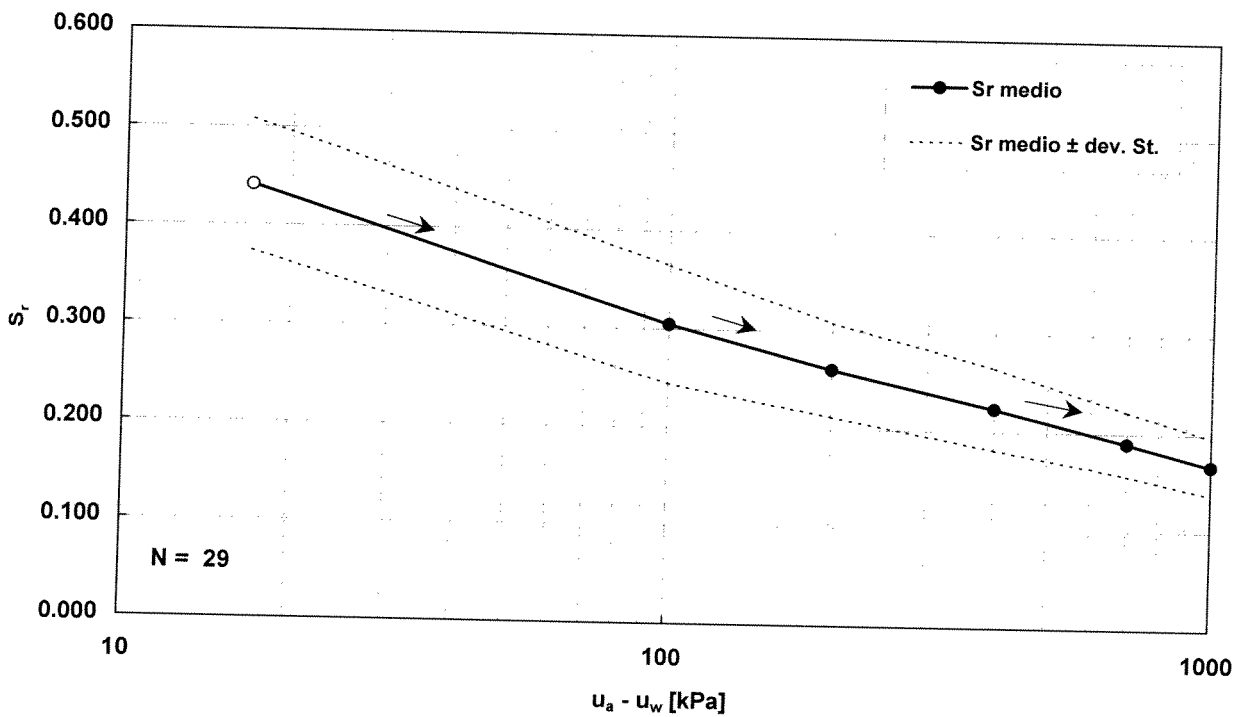
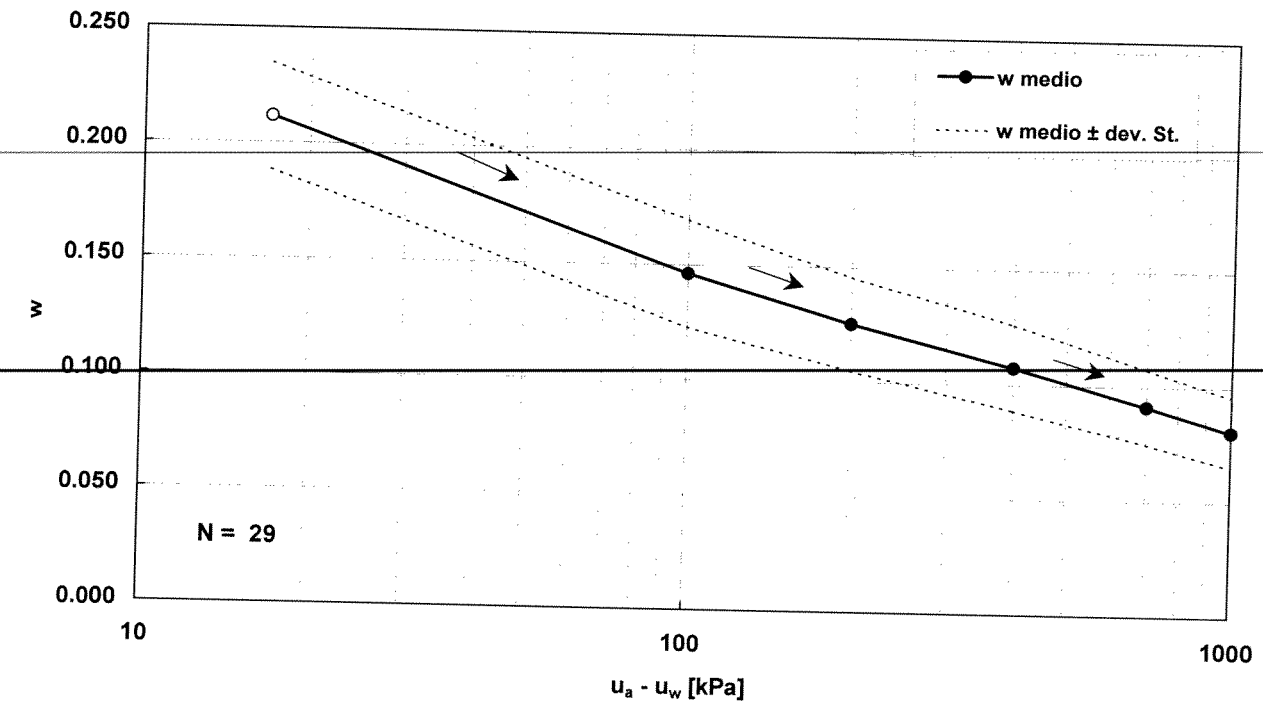


Figura VI-1 Curva caratteristica determinata con la piastra di Richards in desaturazione sul materiale inizialmente a contenuto d'acqua naturale (a tratto pieno è riportata la curva che congiunge la media delle  $N$  determinazioni sperimentali; tratteggiate le curve che congiungono i valori medi più o meno la deviazione standard).

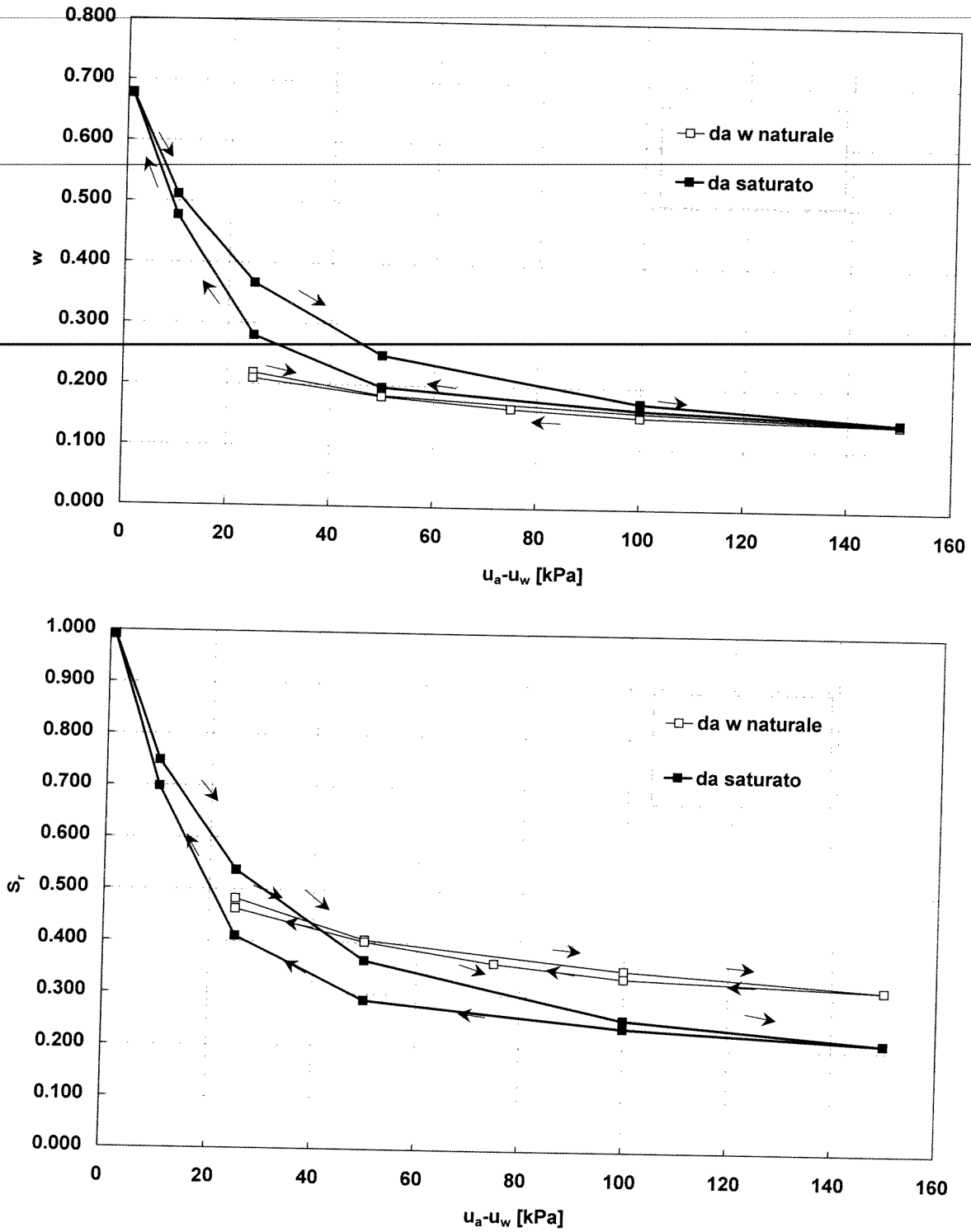


Figura VI-2 Cicli di isteresi idraulica determinati con l'estrattore di volume sul materiale inizialmente a contenuto d'acqua naturale e sul materiale saturato.

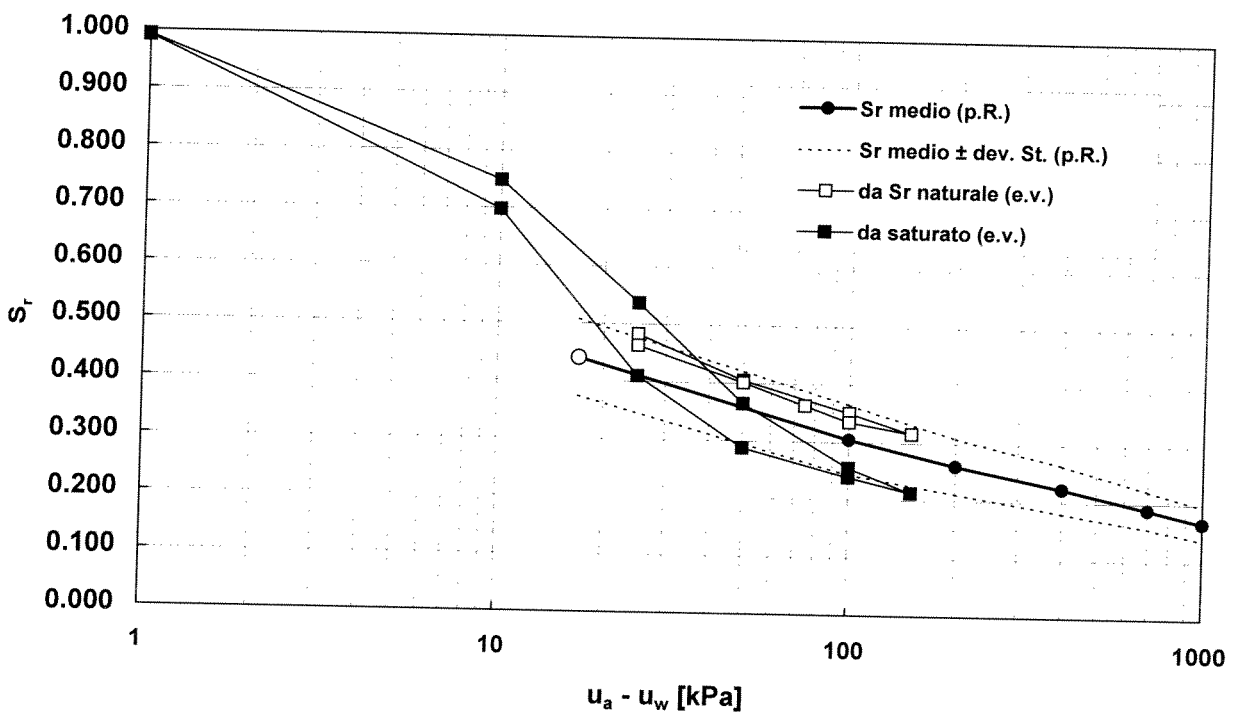
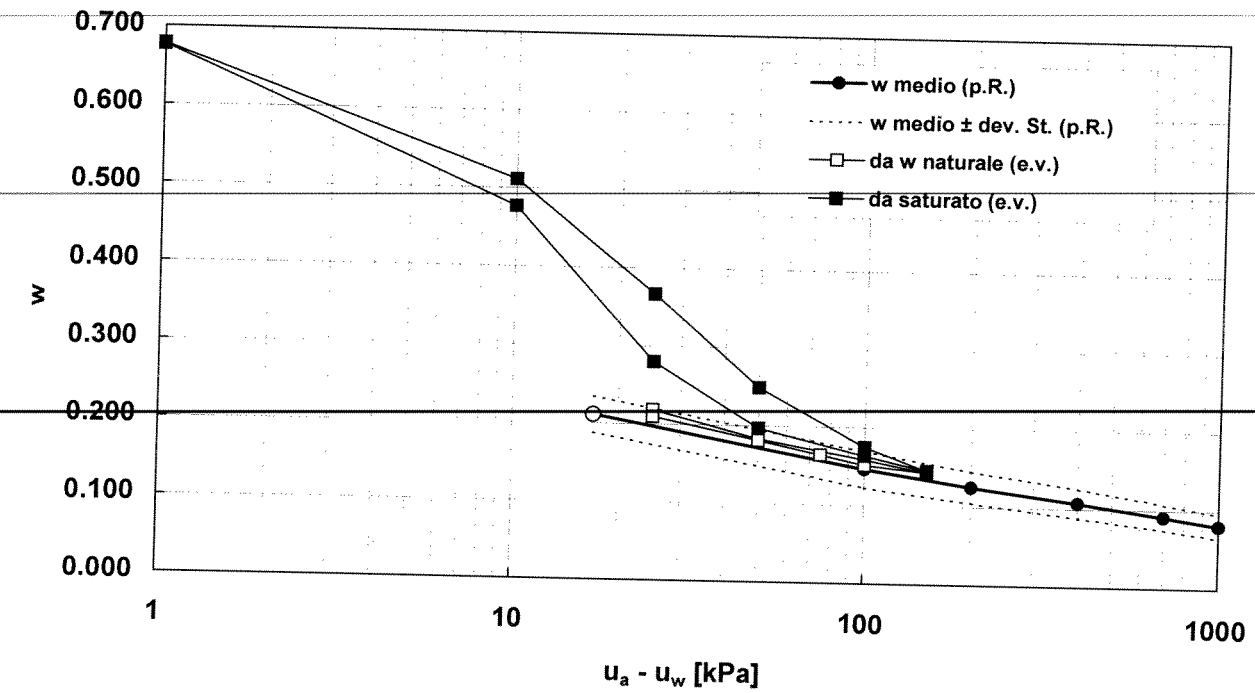


Figura VI-3 Confronto tra le curve caratteristiche determinate con la piastra di Richards ed i cicli di isteresi determinati con l'estrattore di volume.

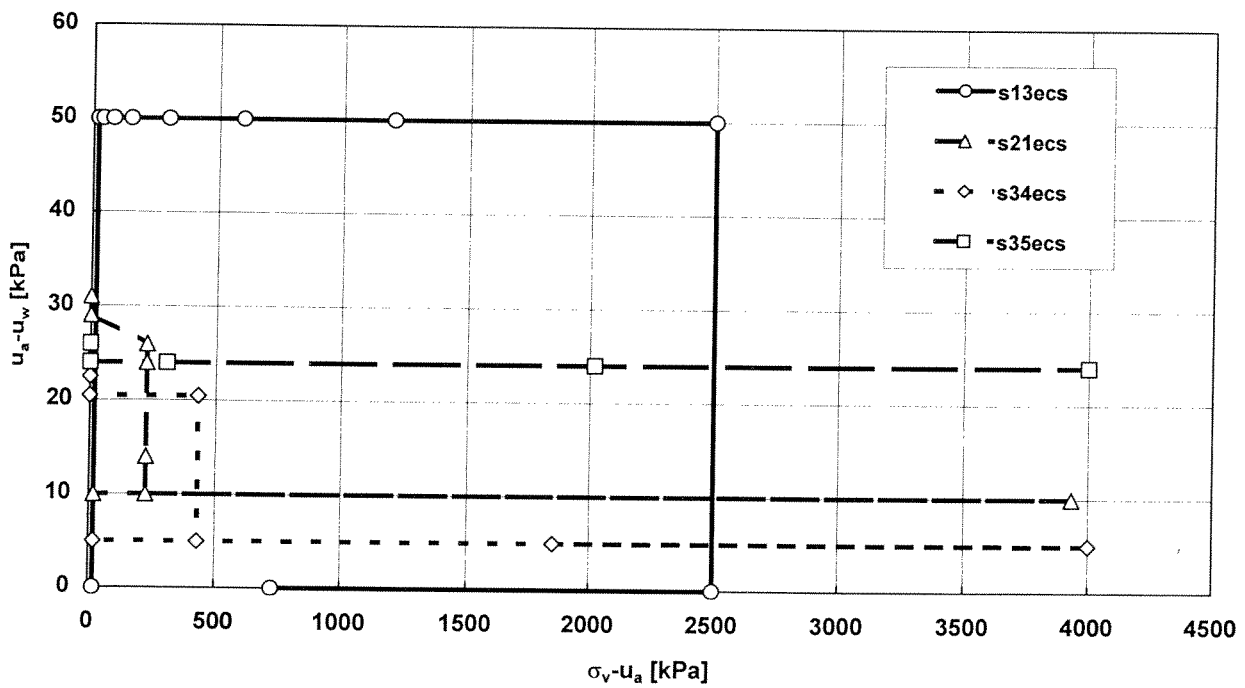
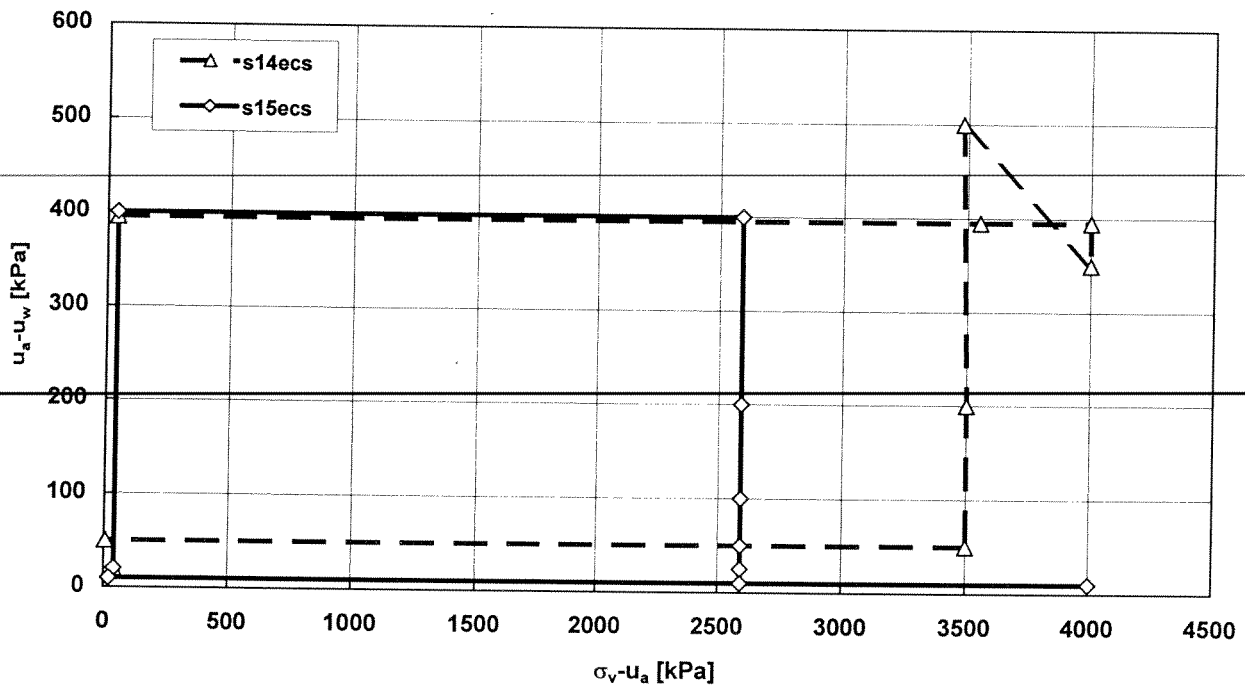


Figura VI-4 Percorsi tensionali seguiti nella sperimentazione nell'edometro a suzione controllata

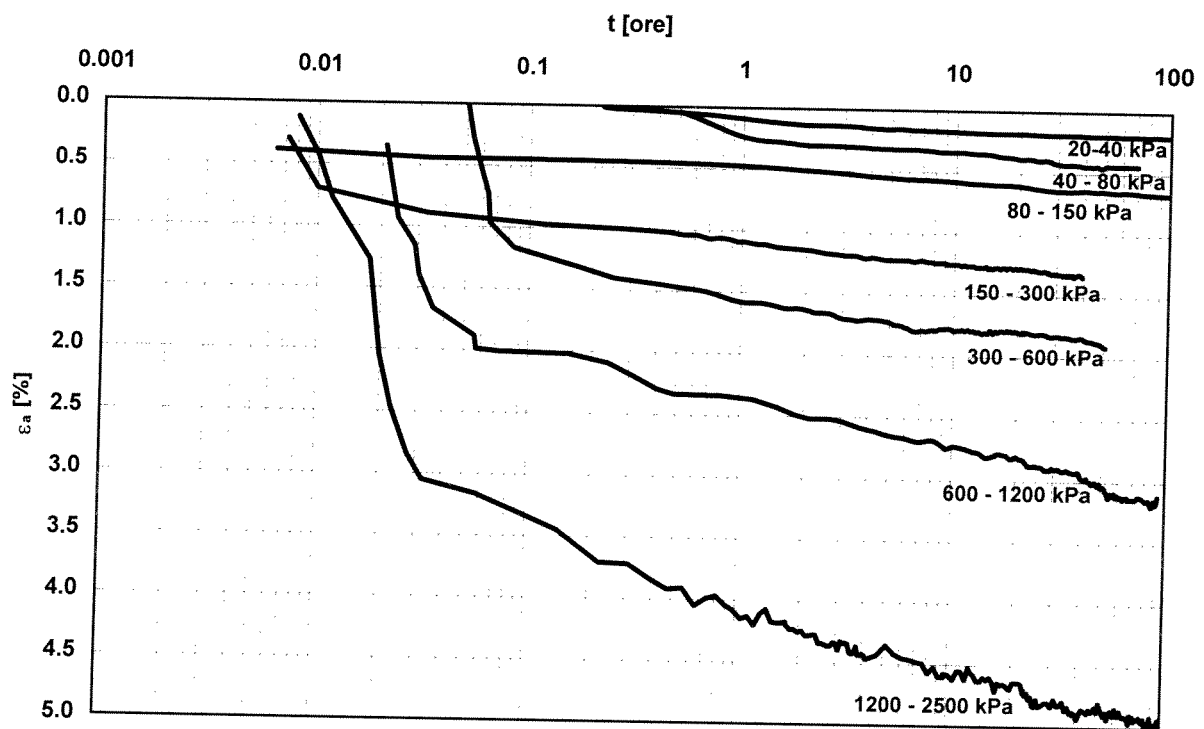


Figura VI-5 Prova in edometro a suzione controllata (s13ecs): decorso nel tempo dei cedimenti a seguito di incrementi istantanei della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$

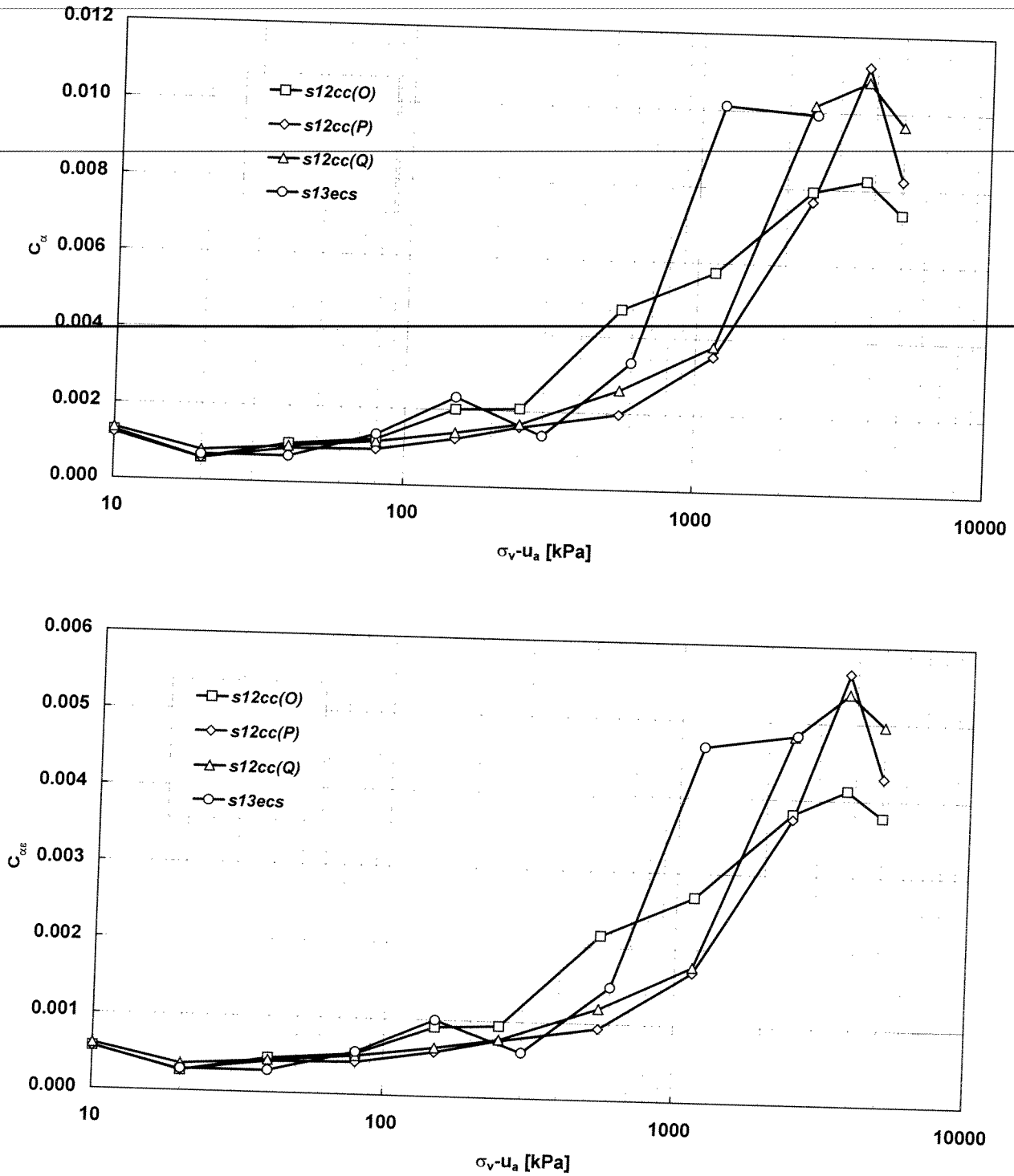


Figura VI-6 Andamenti dei coefficienti di consolidazione secondaria  $C_\alpha$  e  $C_{\alpha E}$  con la tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$  determinati con prove in edometro tradizionale (s12cc) e in edometro a suzione controllata (s13ecs)

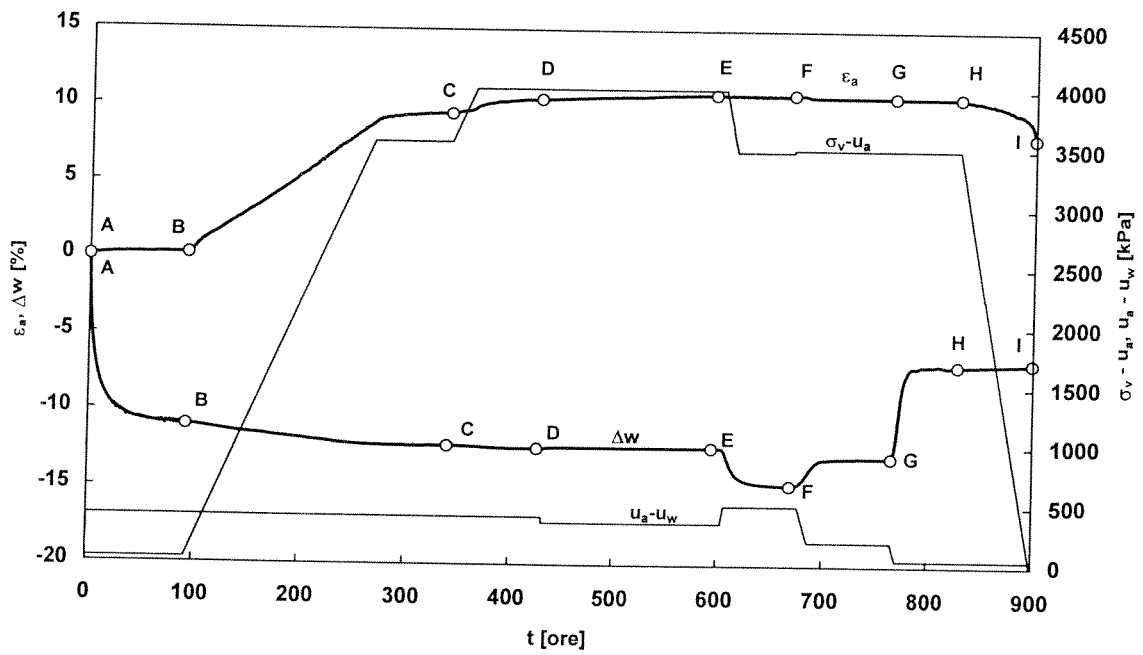
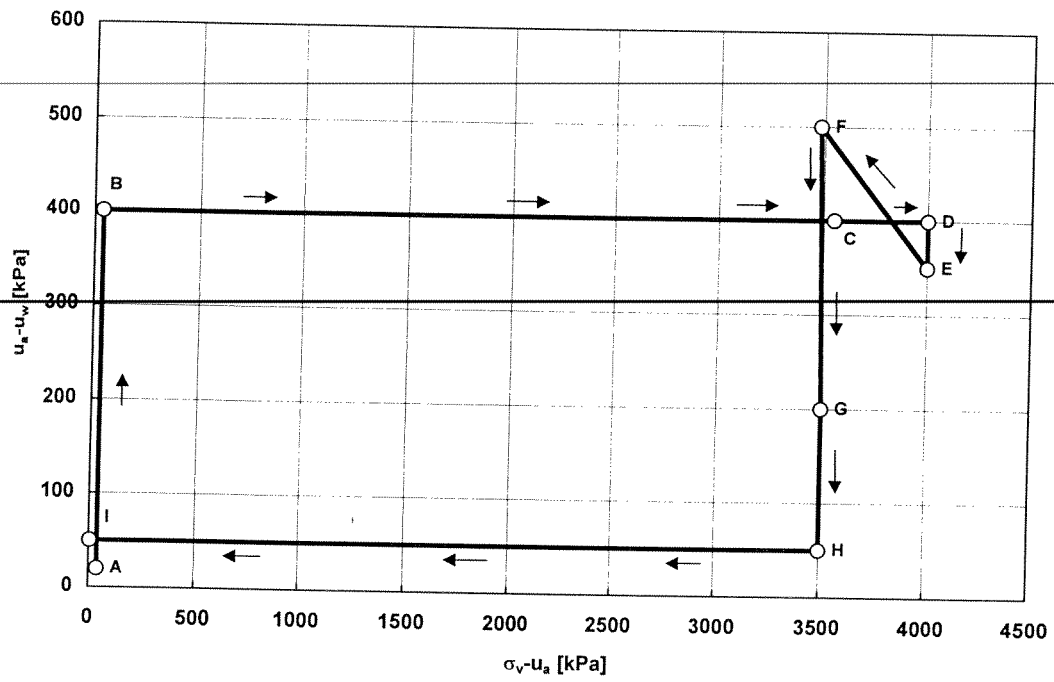


Figura VI-7 Prova in edometro a suzione controllata (s14ecs):  
 percorso tensionale seguito nel piano  $\{\sigma_v - u_a, u_a - u_w\}$  e sviluppo nel tempo:  
 della deformazione  $\epsilon_a$ ; della variazione del contenuto d'acqua  $\Delta w$ ; della tensione verticale  
 netta  $\sigma_v - u_a$ ; della suzione  $u_a - u_w$ .

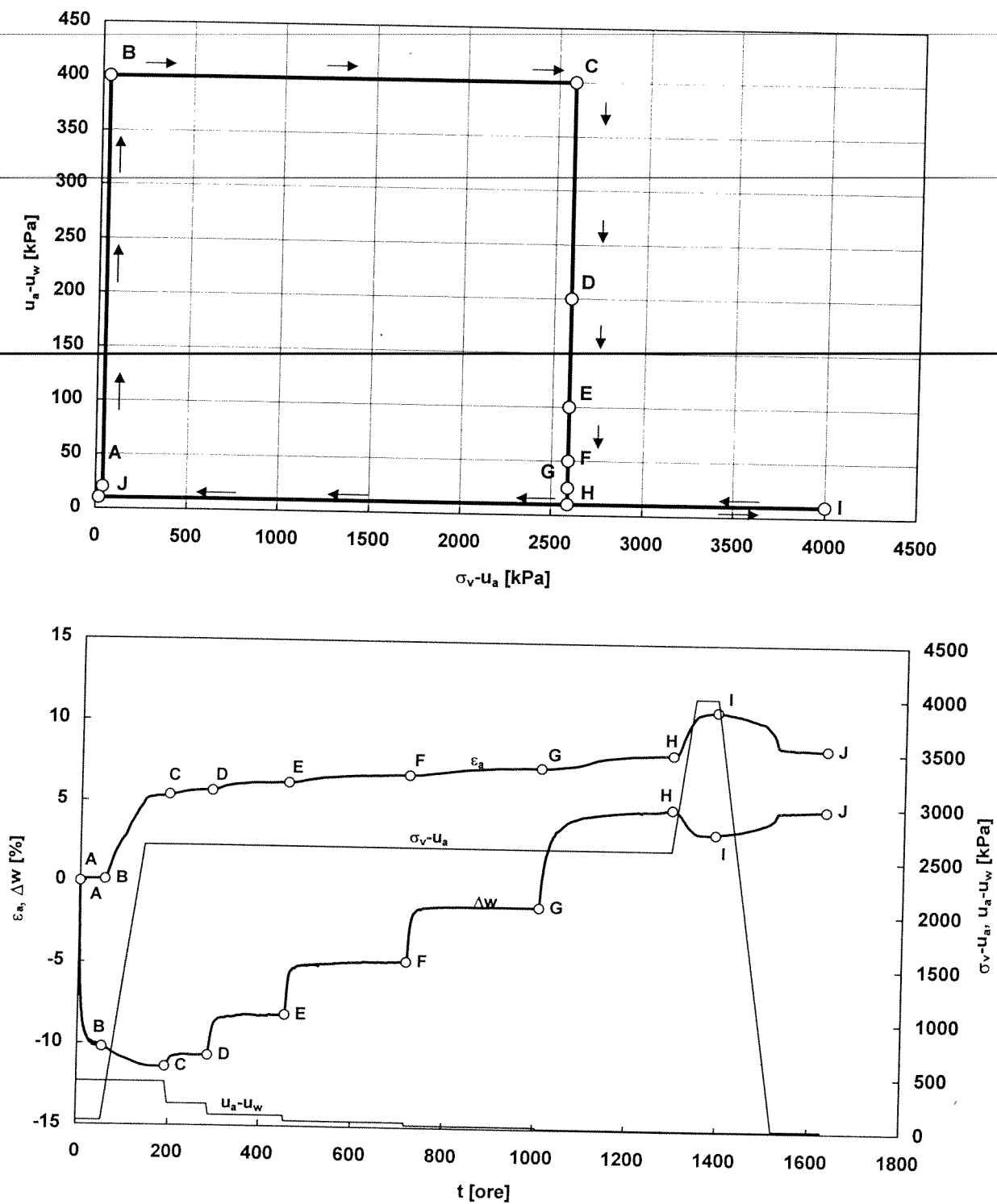


Figura VI-8 Prova in edometro a suzione controllata (s15secs):  
 percorso tensionale seguito nel piano  $\{\sigma_v - u_a, u_a - u_w\}$  e sviluppo nel tempo:  
 della deformazione  $\epsilon_a$ ; della variazione del contenuto d'acqua  $\Delta w$ ; della tensione verticale  
 netta  $\sigma_v - u_a$ ; della suzione  $u_a - u_w$ .



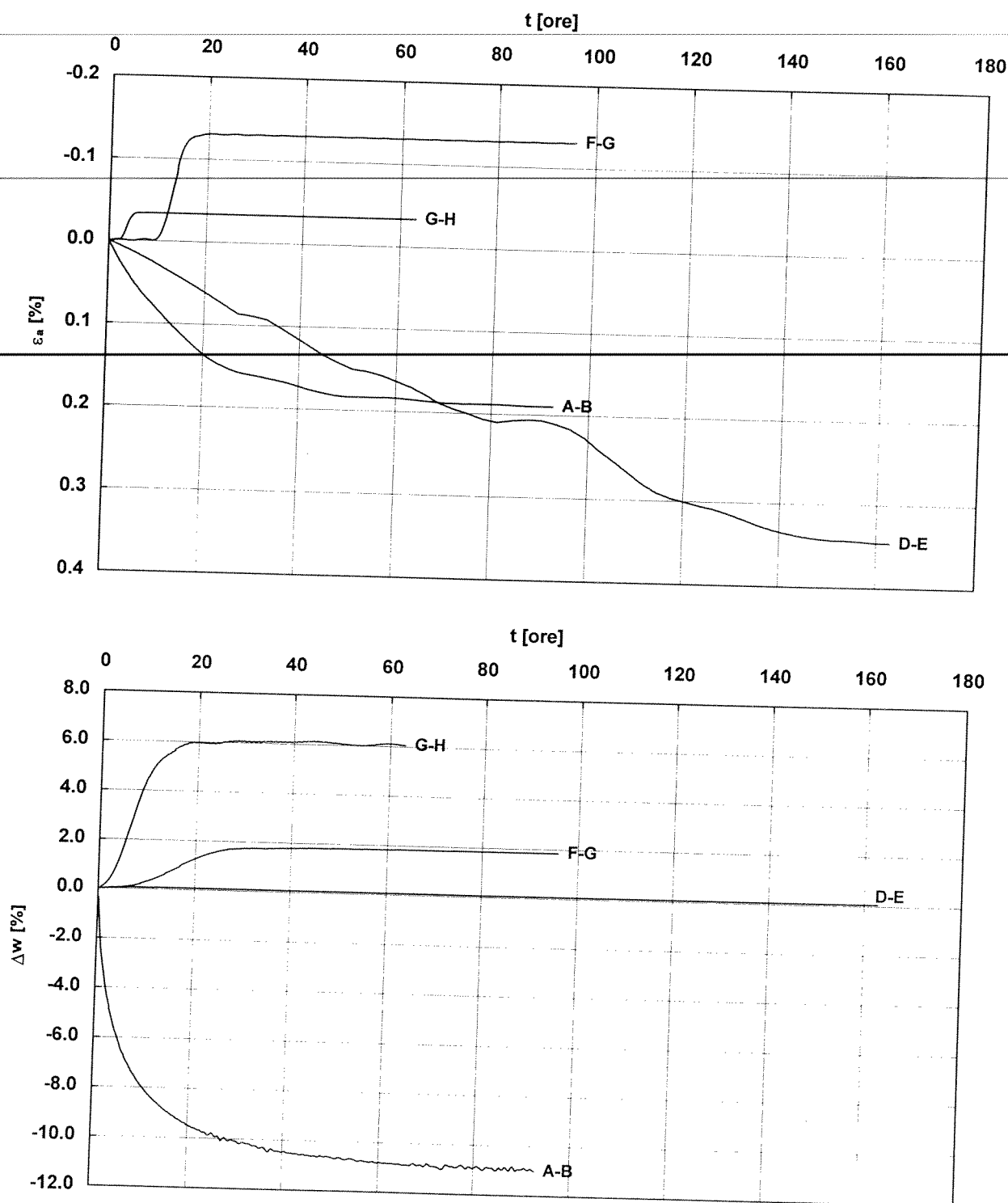


Figura VI-9 Prova in edometro a suzione controllata (s14ecs):  
sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\varepsilon_a$  e della variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$   
conseguenti ad una variazione di suzione  $u_a - u_w$  (le lettere si riferiscono al percorso tensionale)

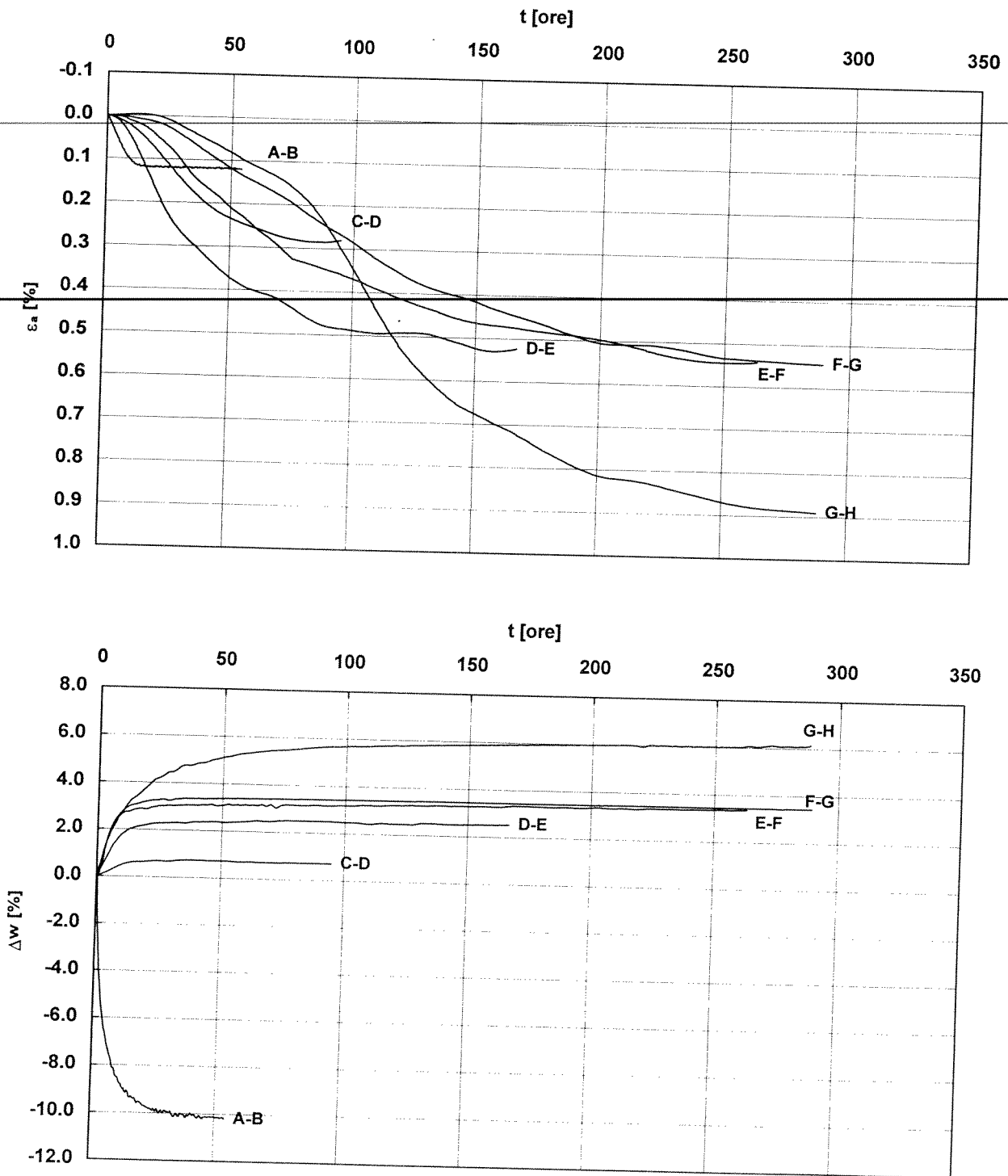


Figura VI-10 Prova in edometro a suzione controllata (s15secs):  
 sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\epsilon_a$  e della variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$   
 conseguenti ad una variazione di suzione  $u_a - u_w$  (le lettere si riferiscono al percorso tensionale)

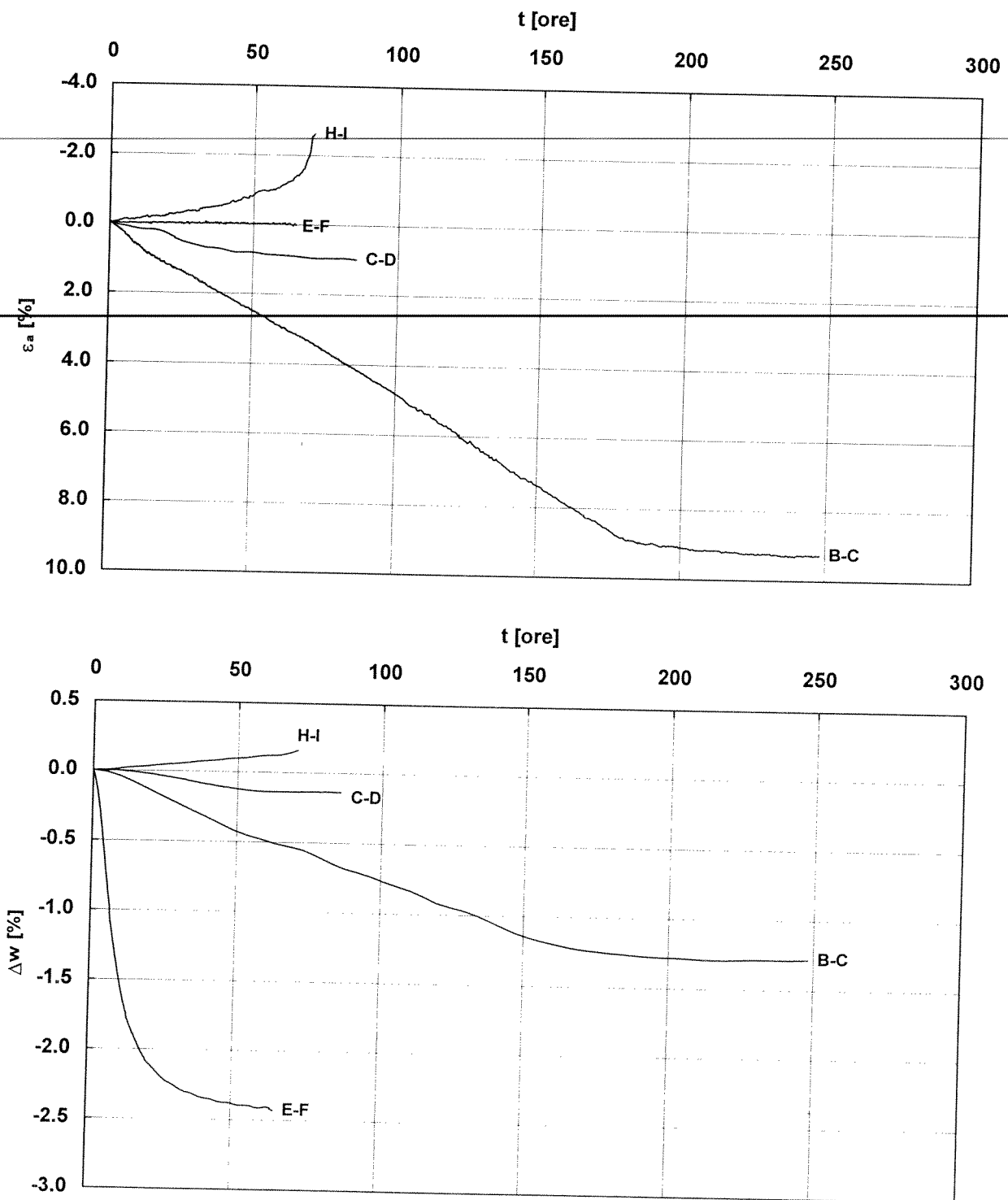


Figura VI-11 Prova in edometro a suzione controllata (s14ecs):  
sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\varepsilon_a$  e della variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$  durante  
le fasi di variazione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$  e le successive fasi a carico costante  
(le lettere si riferiscono al percorso tensionale)

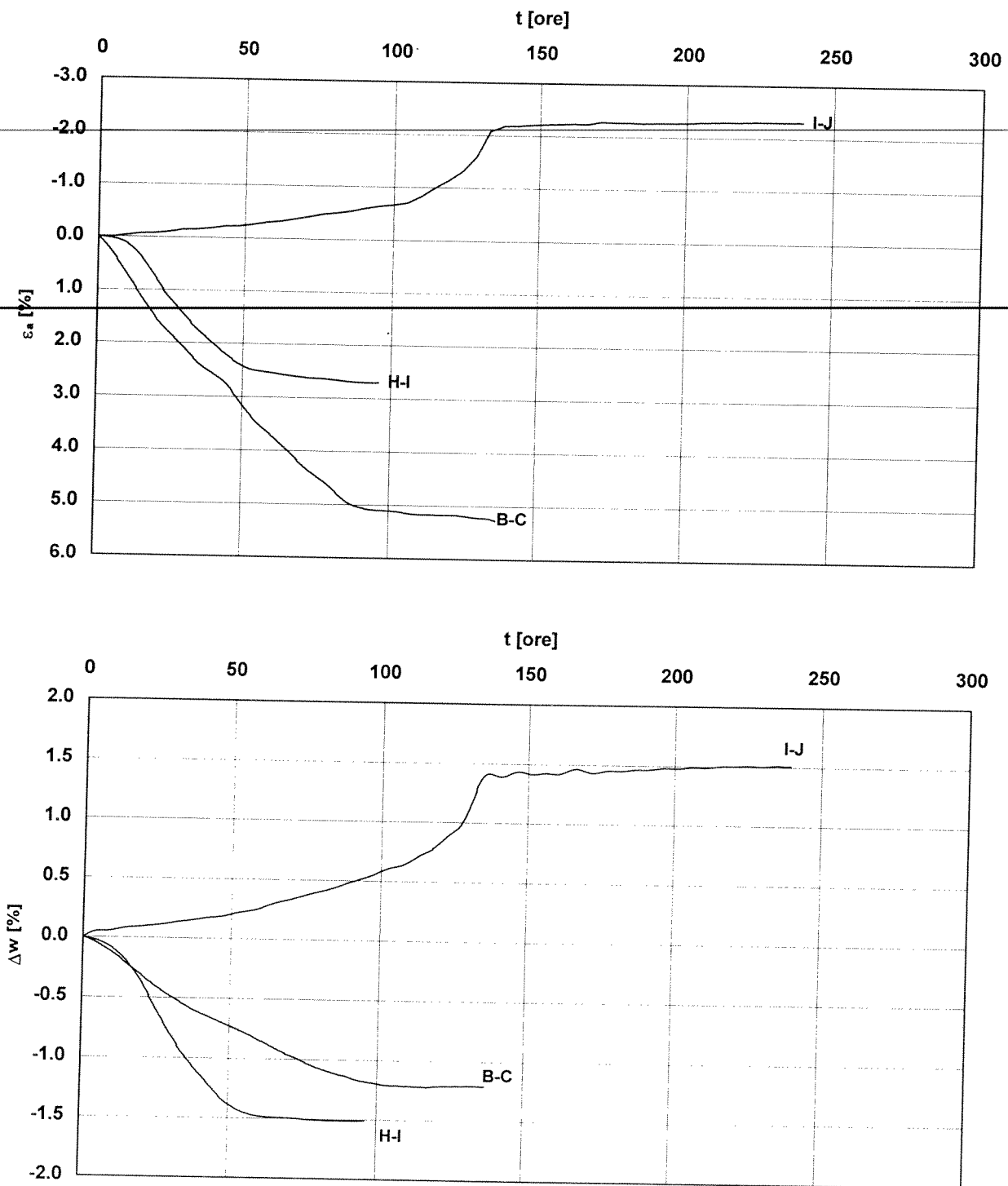


Figura VI-12 Prova in edometro a suzione controllata (s15ecs):  
 sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\varepsilon_a$  e della variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$  durante  
 le fasi di variazione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$  e le successive fasi a carico costante  
 (le lettere si riferiscono al percorso tensionale)

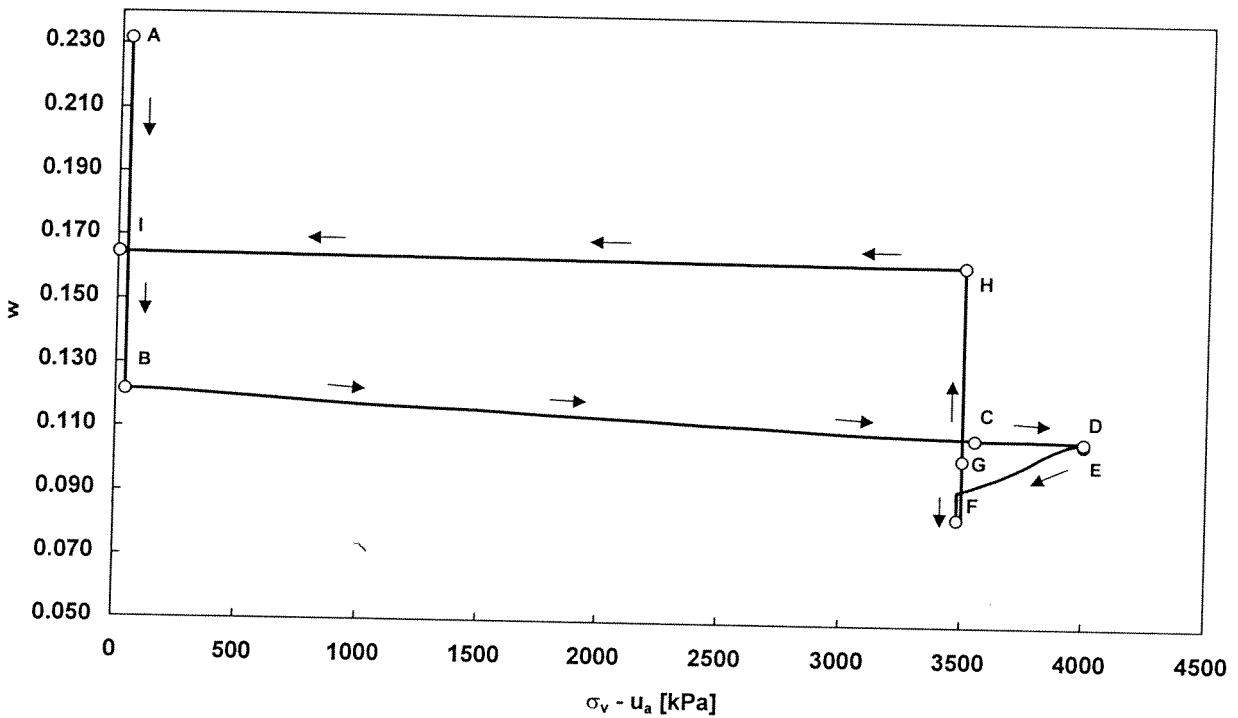
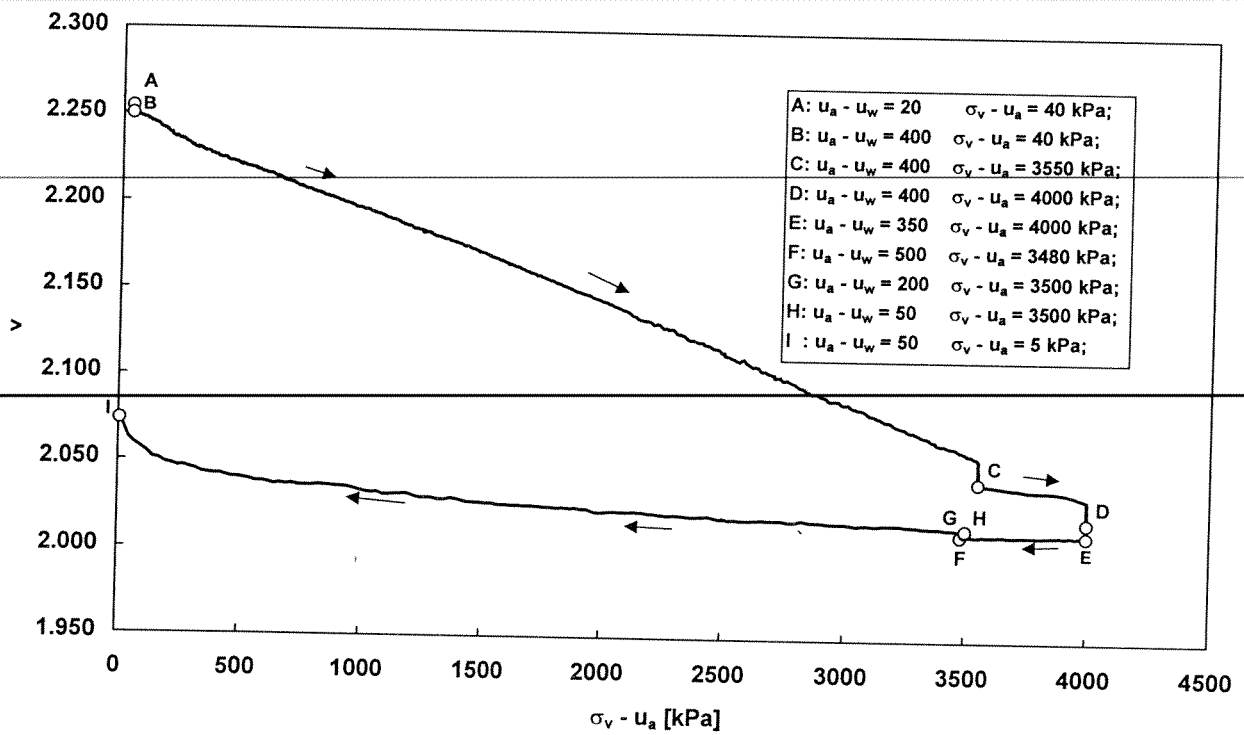


Figura VI-13 Prova in edometro a suzione controllata (s14ecs):  
 volume specifico  $v$  e contenuto d'acqua  $w$  in funzione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ .

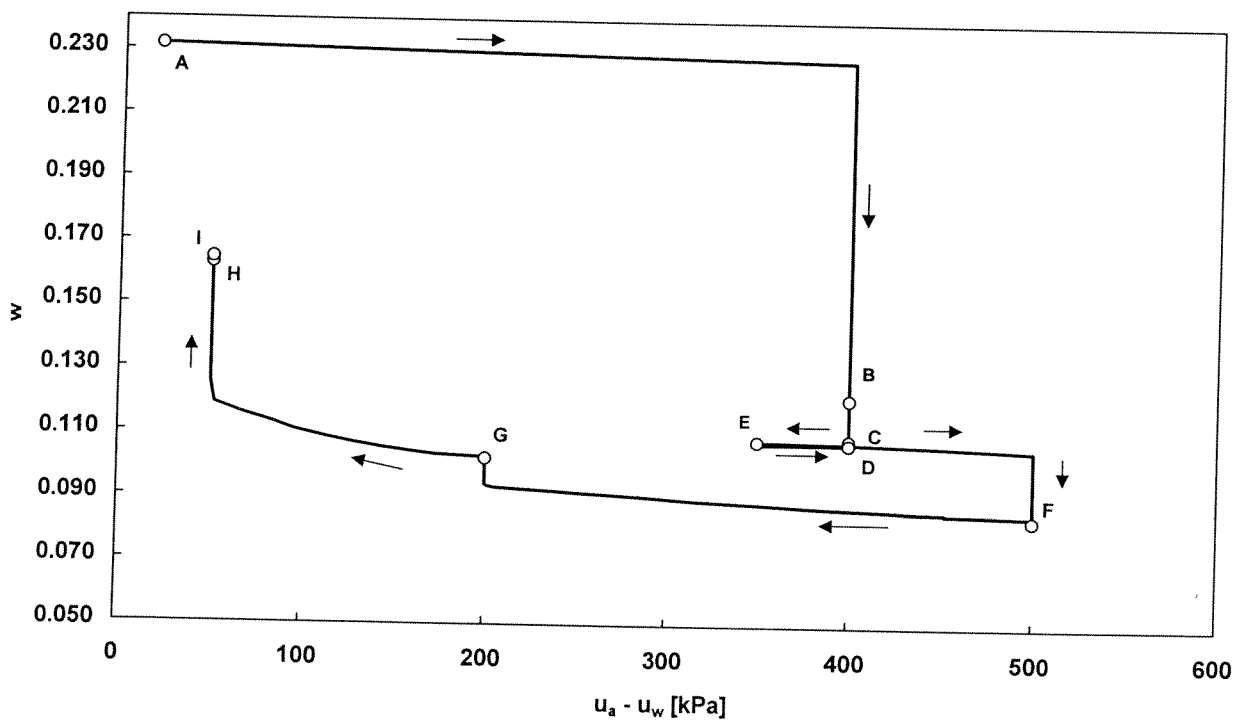
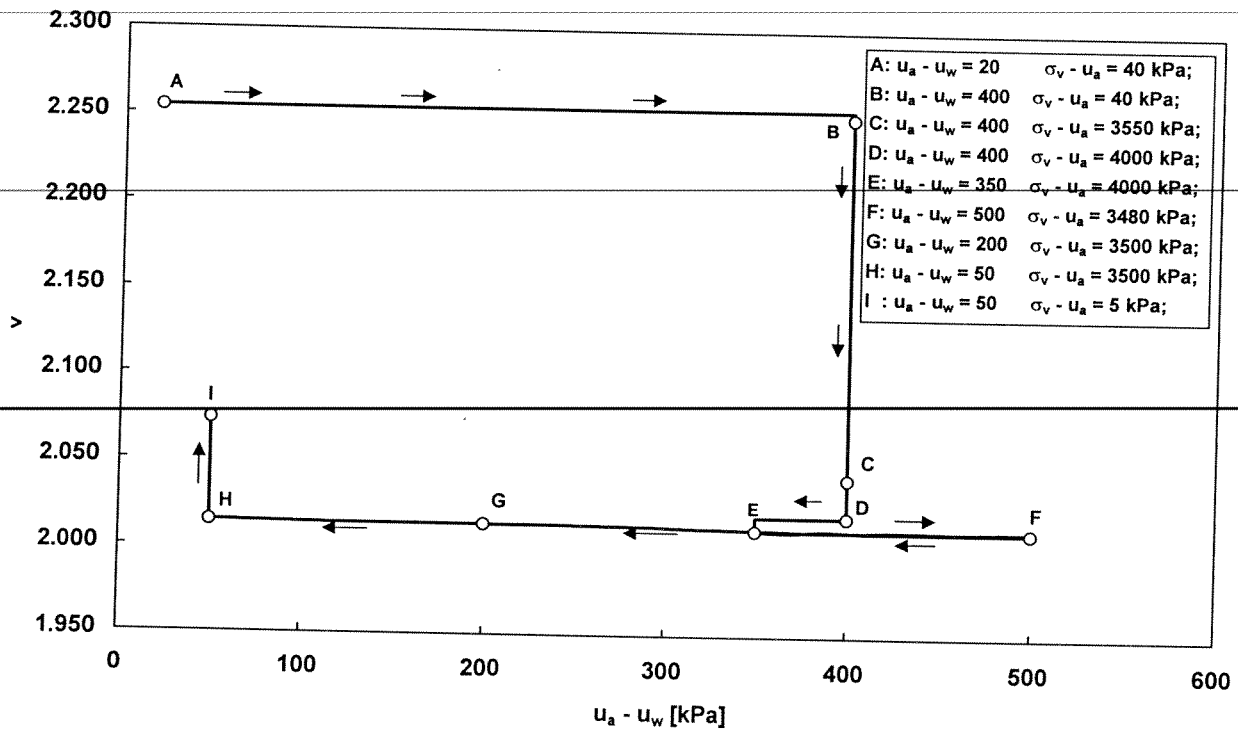


Figura VI-14 Prova in edometro a suzione controllata (s14ecs):  
 volume specifico  $v$  e contenuto d'acqua  $w$  in funzione della suzione  $u_a - u_w$  applicata al  
 contorno del provino.

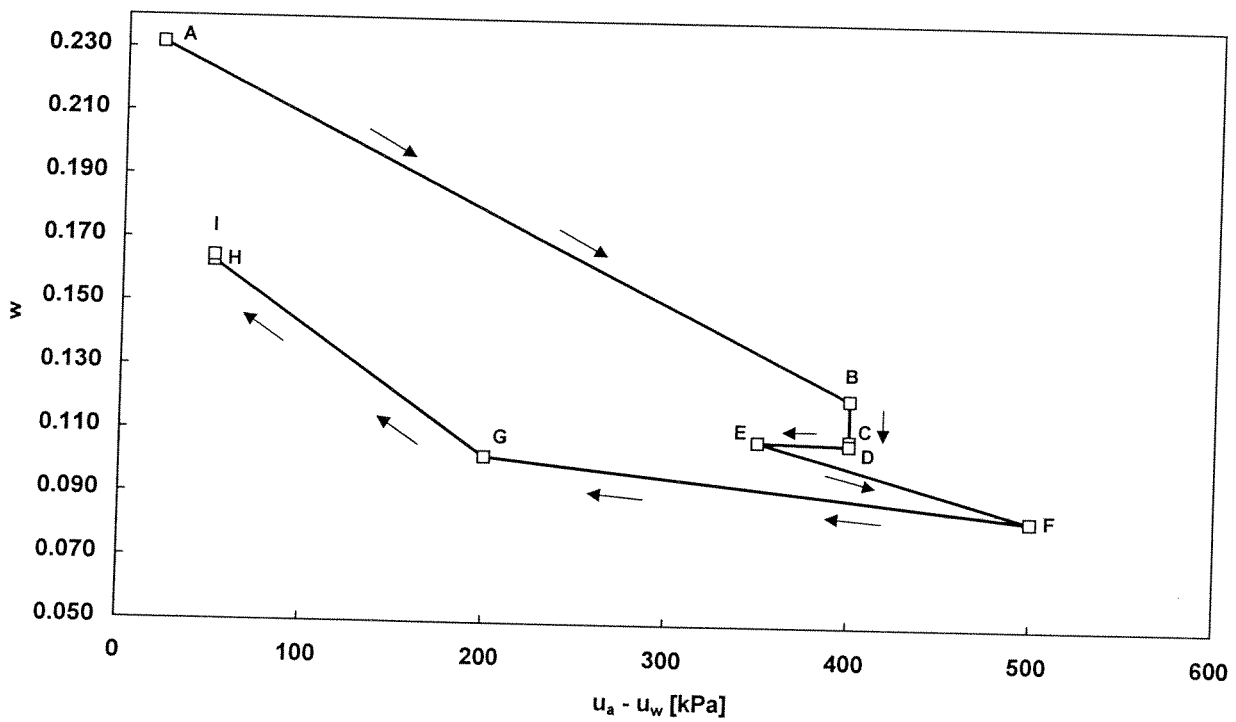
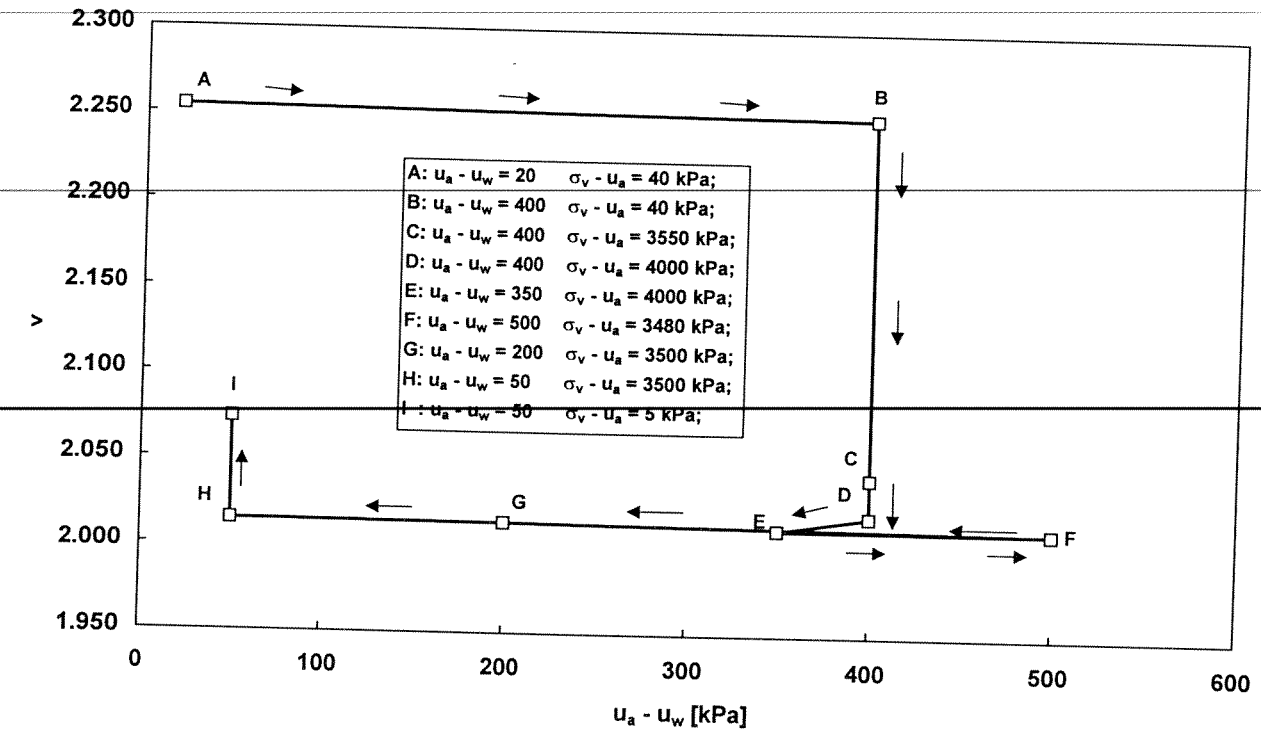


Figura VI-15 Prova in edometro a suzione controllata (s14ecs): condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{u_a - u_w, v\}$  e  $\{u_a - u_w, w\}$ .

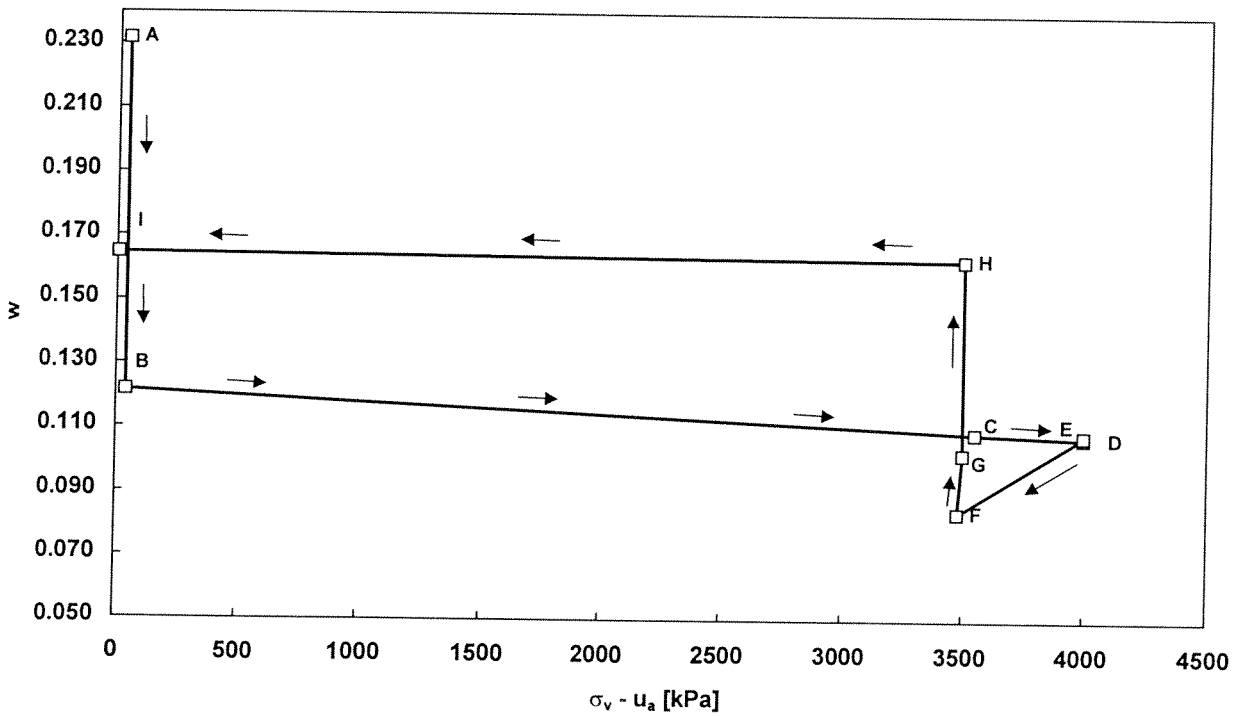
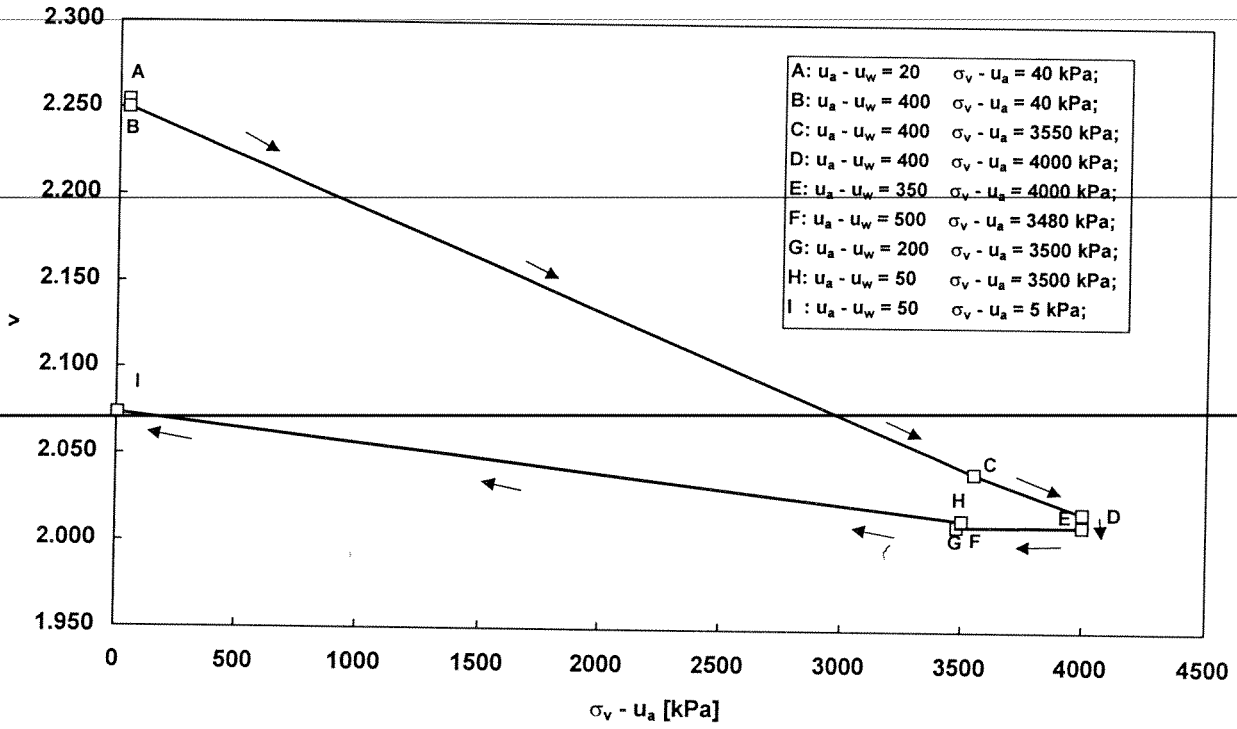


Figura VI-16 Prova in edometro a suzione controllata (s14ecs):  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{\sigma_v - u_a, v\}$  e  $\{\sigma_v - u_a, w\}$ .



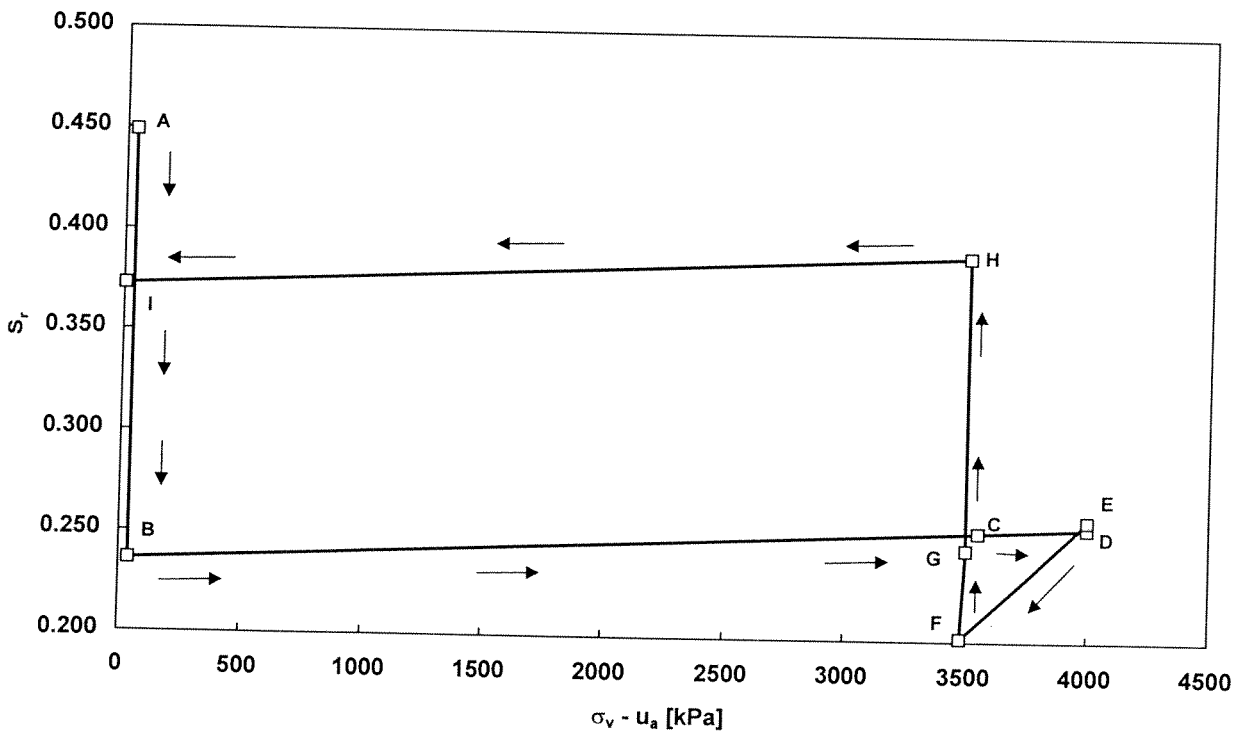
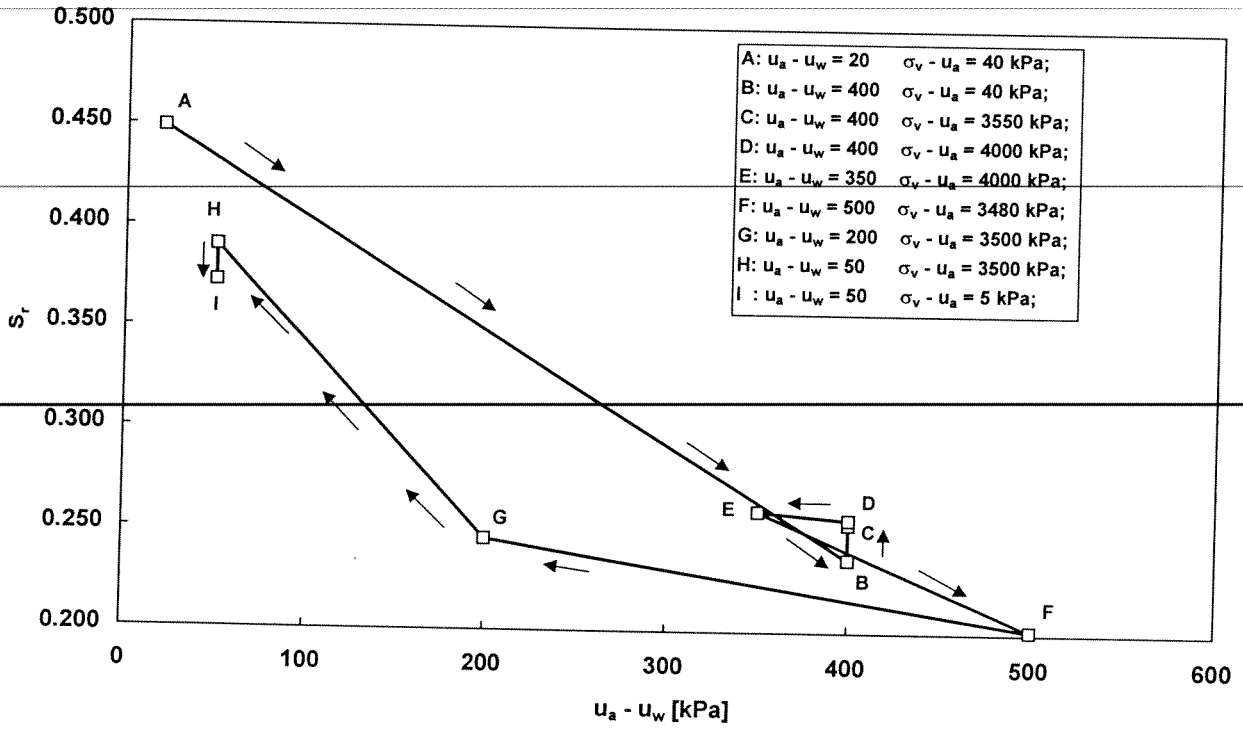


Figura VI-17 Prova in edometro a suzione controllata (s14ecs):  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{u_a - u_w, S_r\}$  e  $\{\sigma_v - u_a, S_r\}$ .

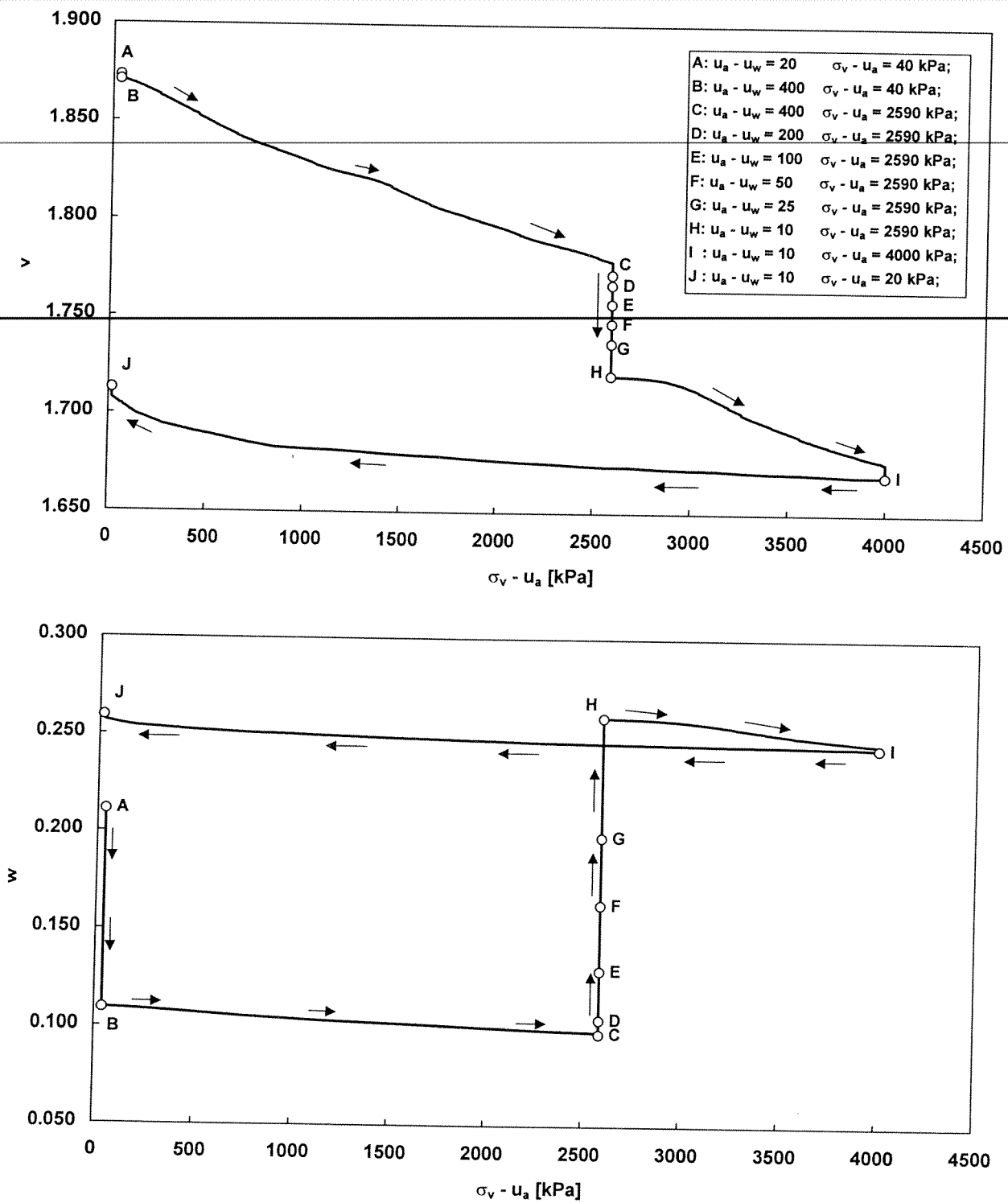


Figura VI-18 Prova in edometro a suzione controllata (s15ecs);  
 volume specifico  $v$  e contenuto d'acqua  $w$  in funzione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ .

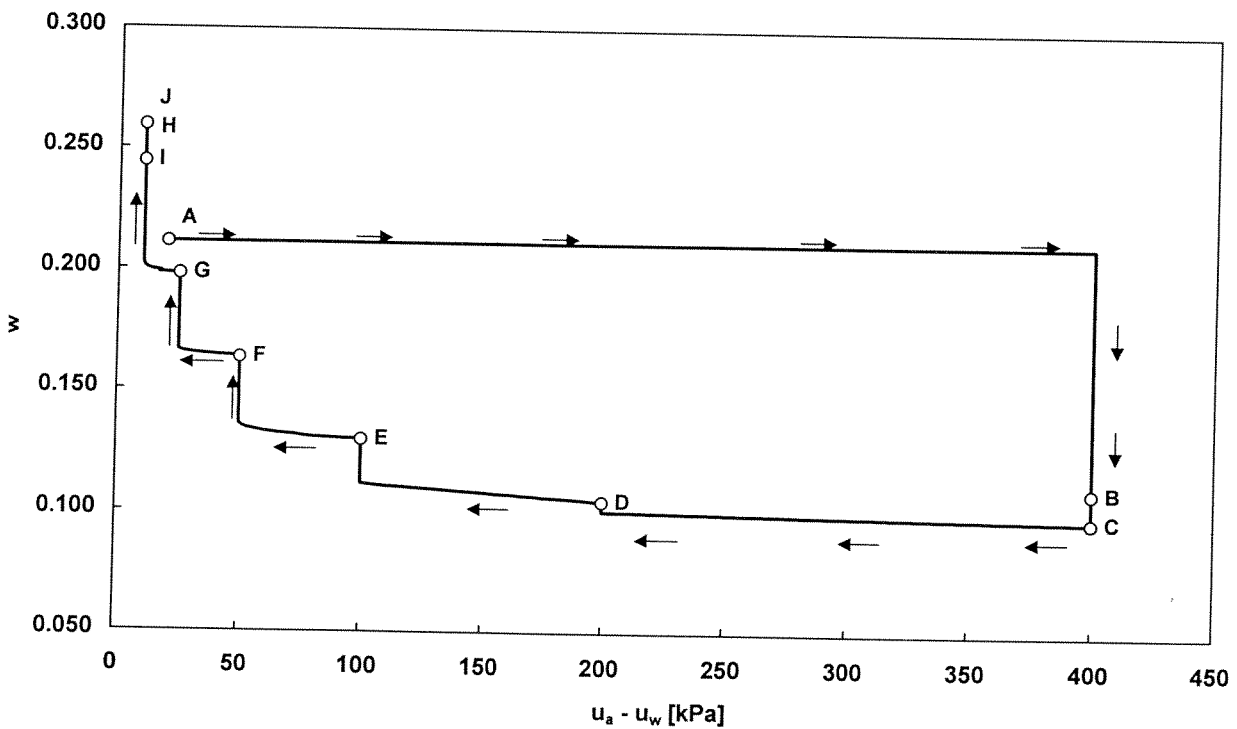
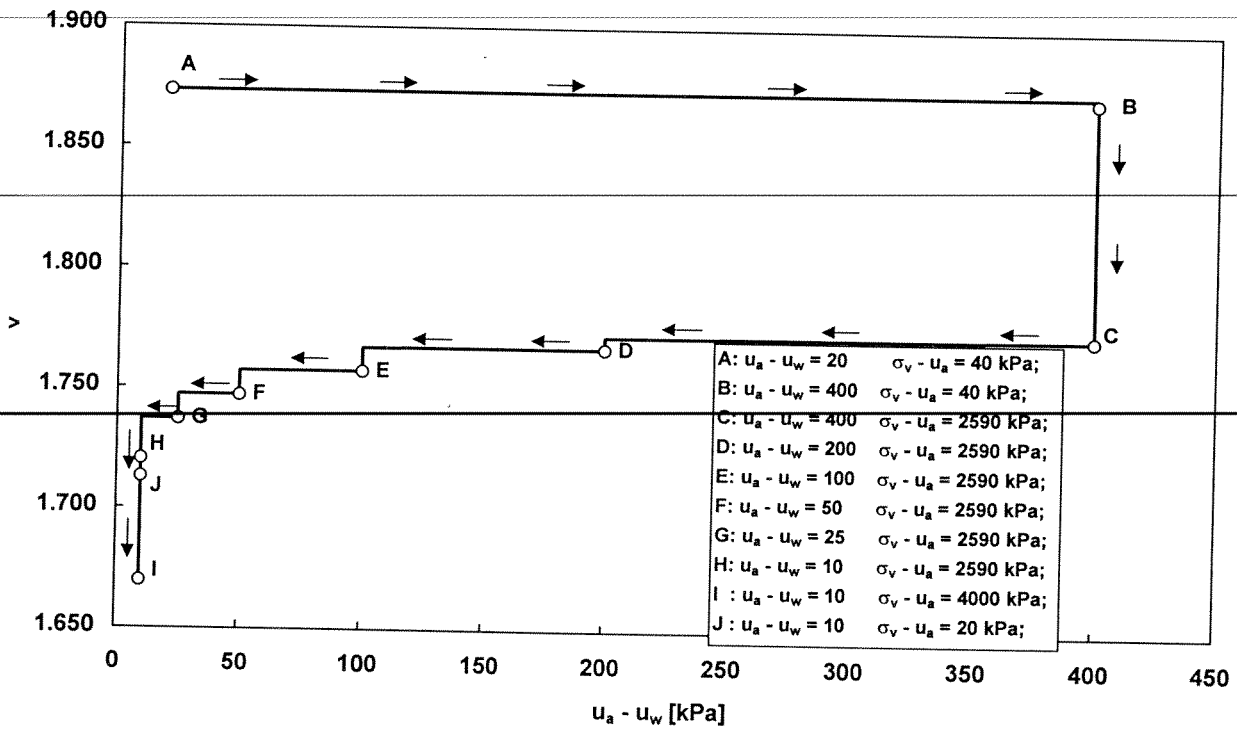


Figura VI-19 Prova in edometro a suzione controllata (s15secs):  
 volume specifico  $v$  e contenuto d'acqua  $w$  in funzione della suzione  $u_a - u_w$  applicata al  
 contorno del provino.

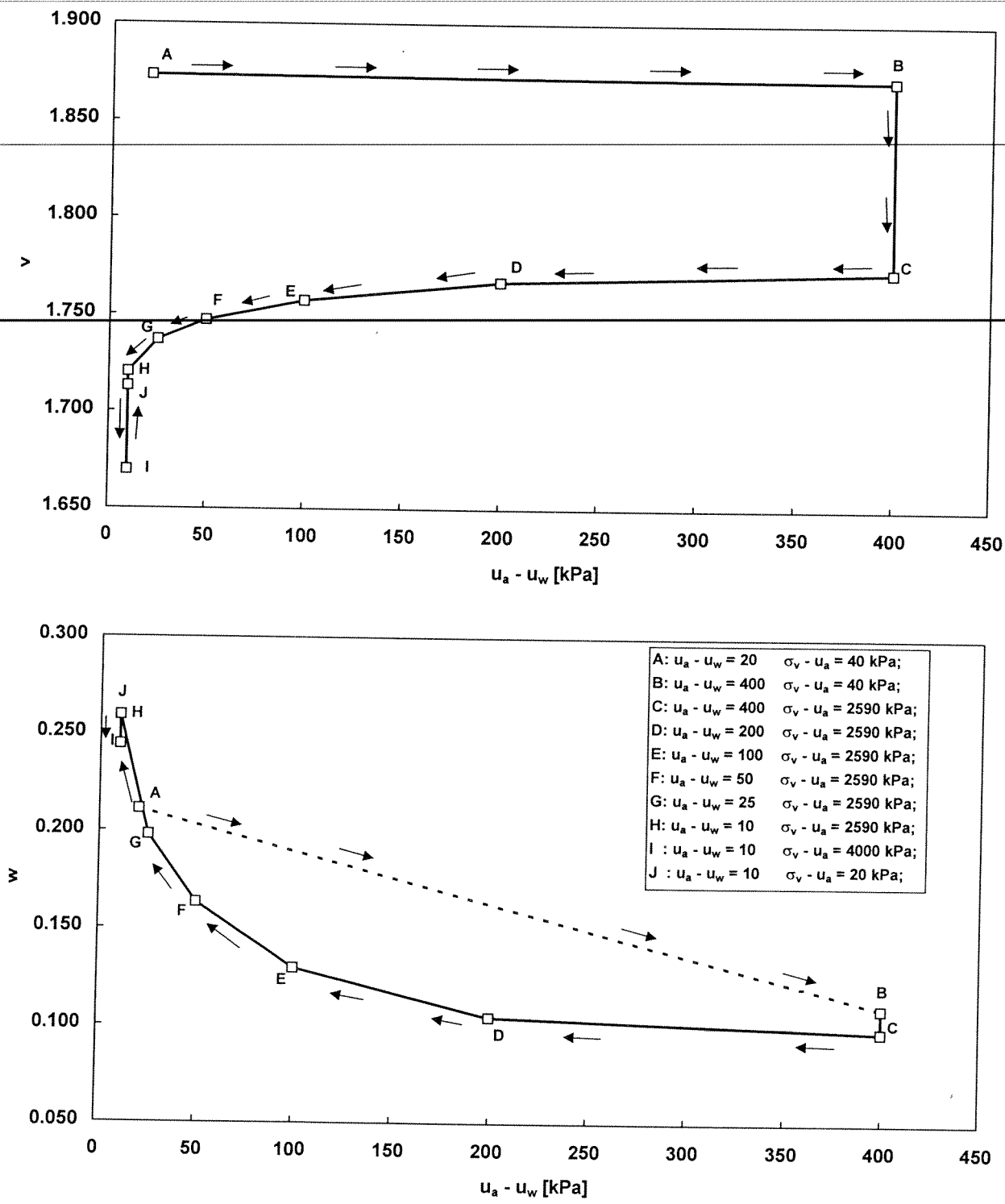


Figura VI-20 Prova in edometro a suzione controllata ( $s \leq 15$  secs):  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{u_a - u_w, v\}$  e  $\{u_a - u_w, w\}$ .

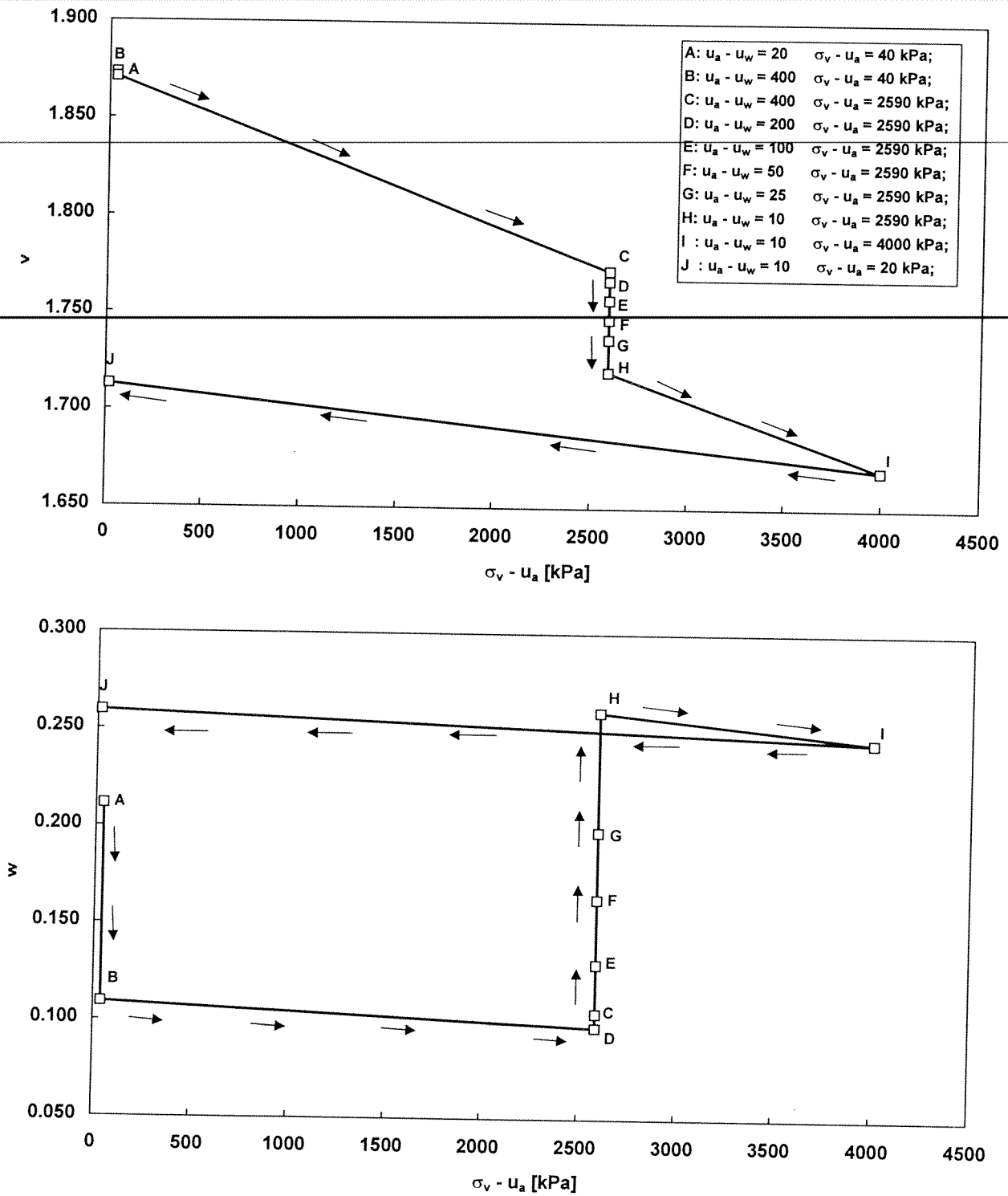


Figura VI-21 Prova in edometro a suzione controllata (s15secs):  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{\sigma_v - u_a, v\}$  e  $\{\sigma_v - u_a, w\}$ .

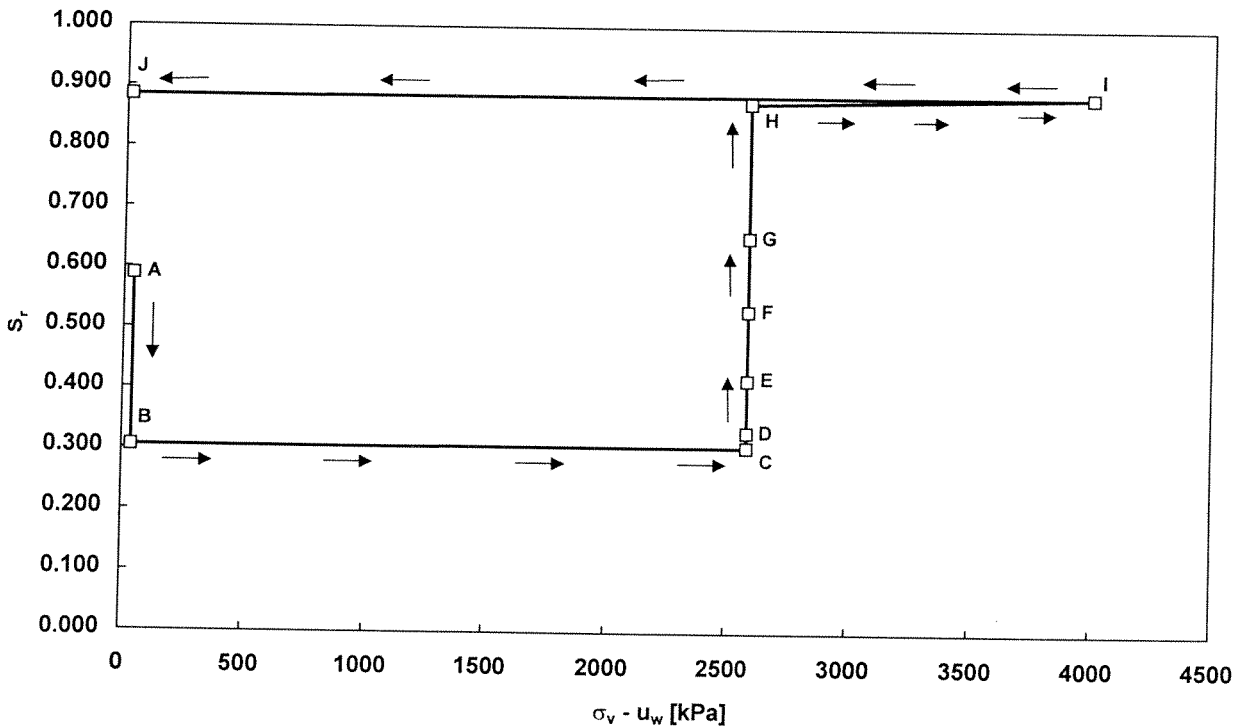
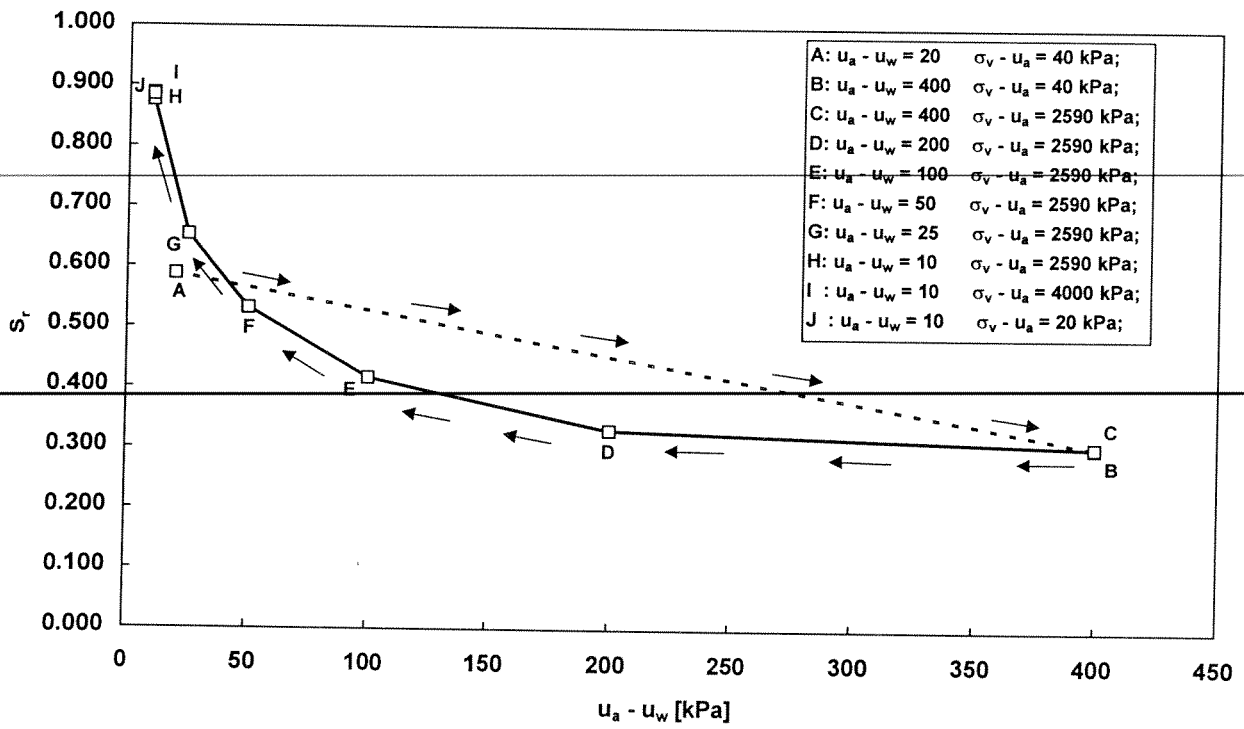


Figura VI-22 Prova in edometro a suzione controllata ( $s_{15}$ secs):  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{u_a - u_w, S_r\}$  e  $\{\sigma_v - u_w, S_r\}$ .

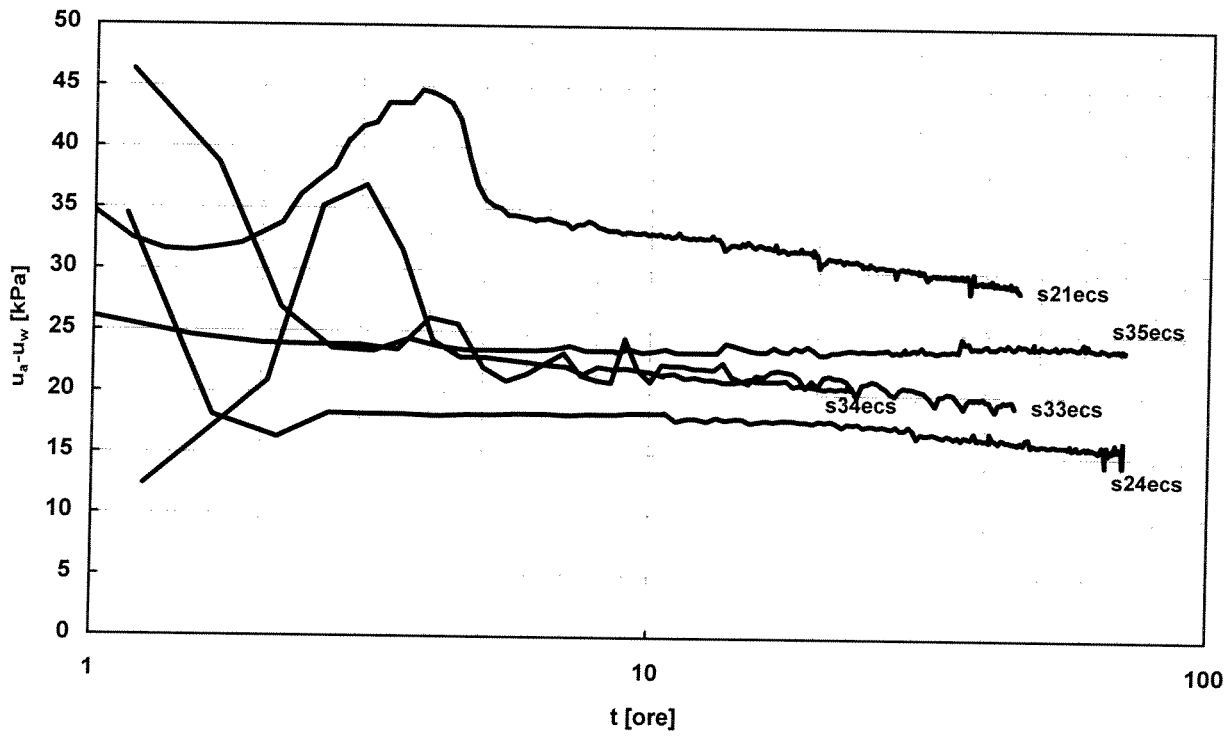


Figura VI-23 Misure di suzione iniziale con la tecnica della traslazione eseguite nell'edometro a suzione controllata.

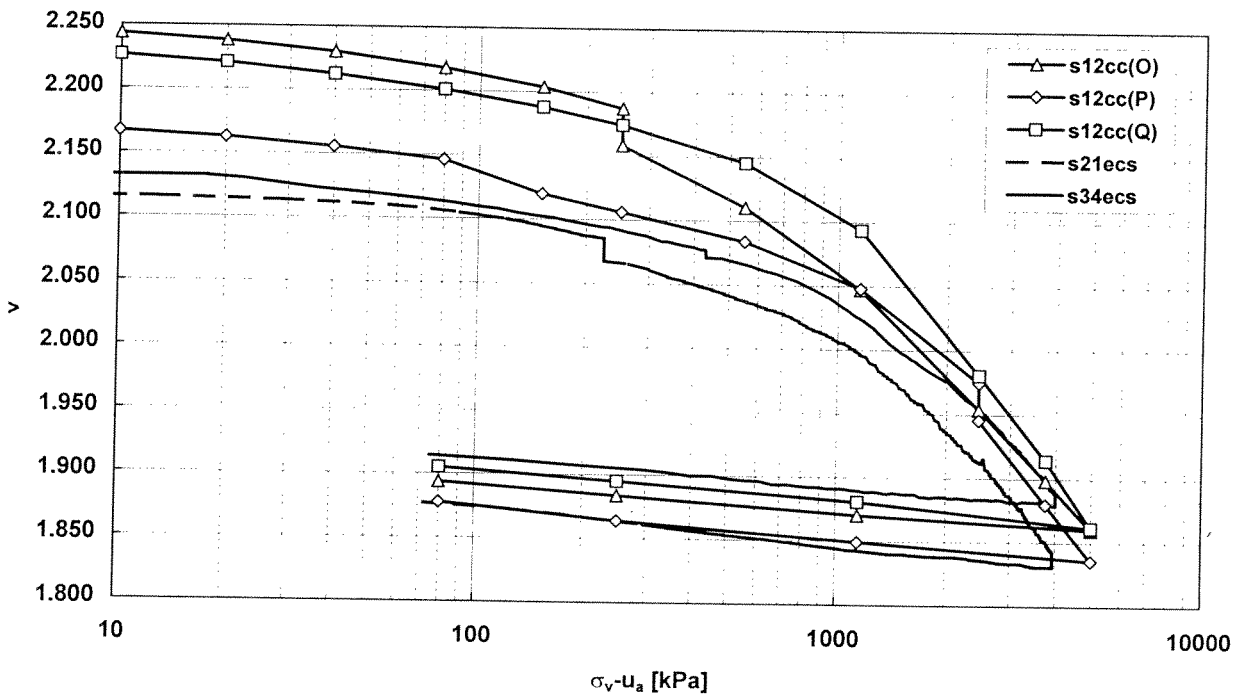
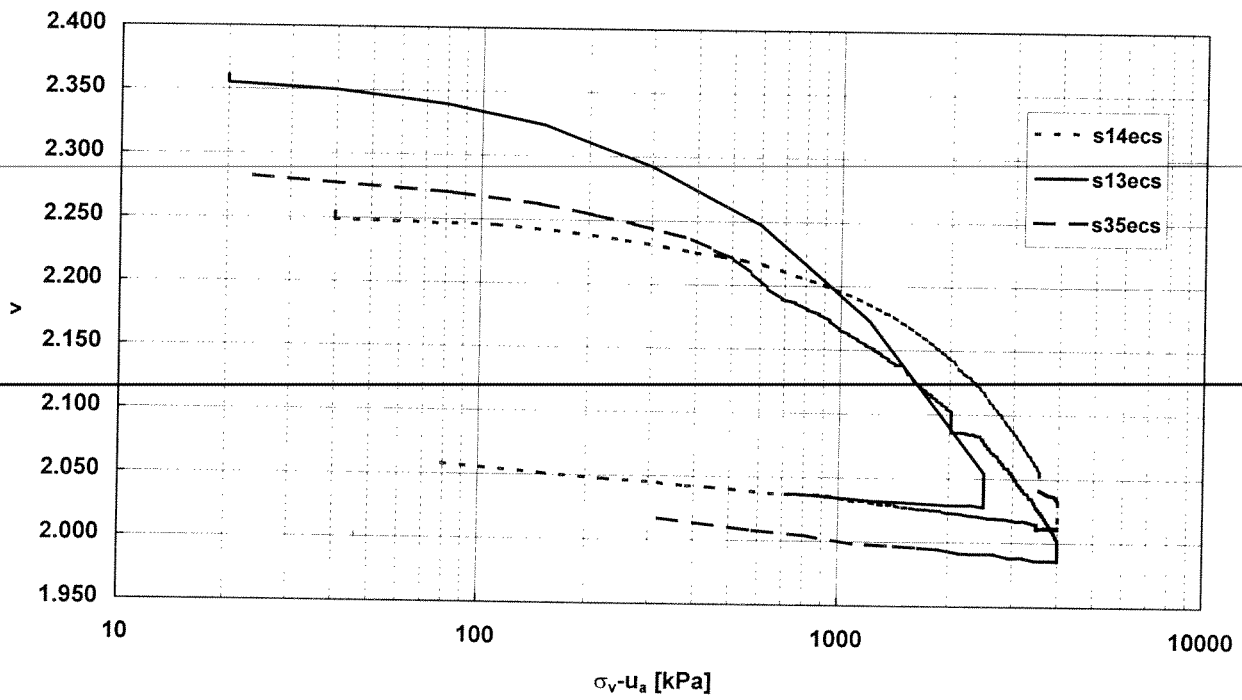


Figura VI-24 Risultati della sperimentazione nell'edometro a suzione controllata nel piano  $\{\log(\sigma_v - u_a), v\}$ .



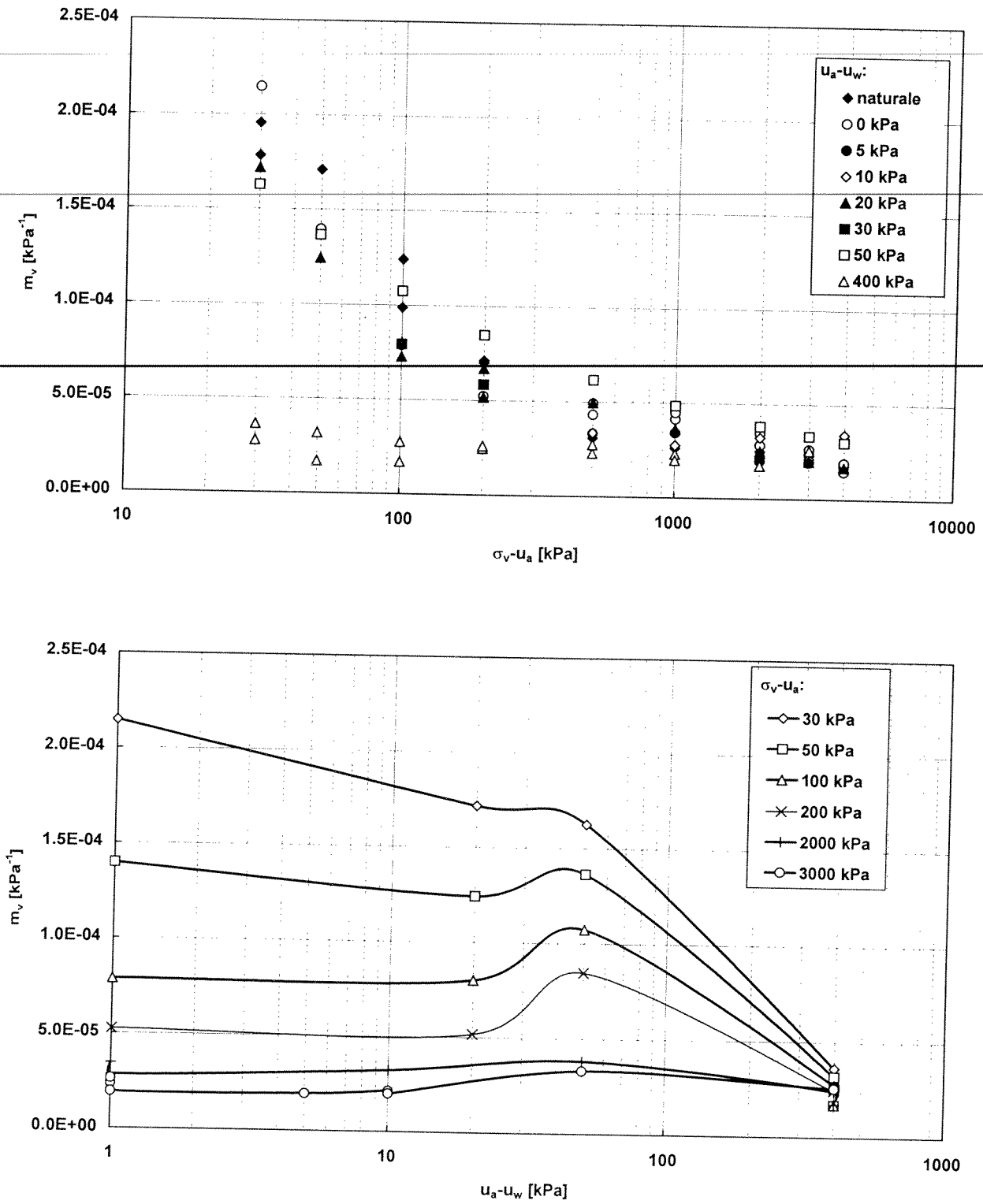


Figura VI-25 Variazioni del coefficiente di compressibilità edometrica con il logaritmo della tensione verticale netta  $\sigma_v-u_a$  e con il logaritmo della suzione  $u_a-u_w$  determinate con la sperimentazione nell'edometro a suzione controllata.

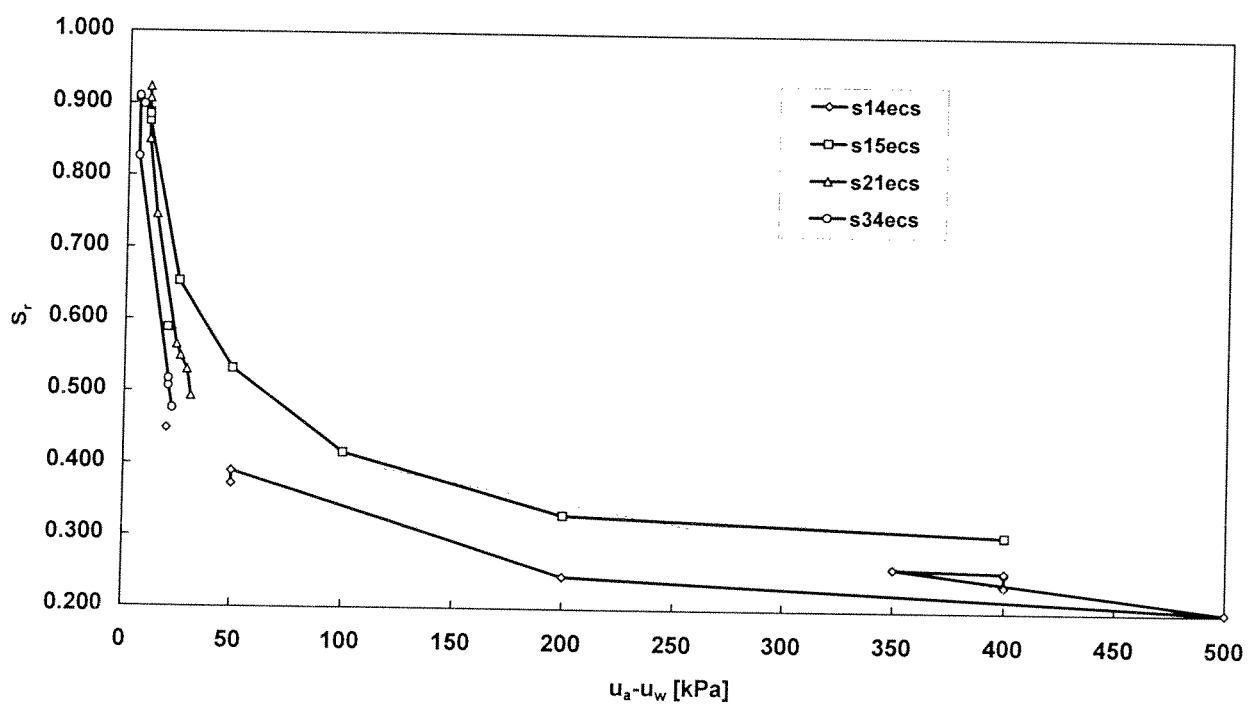
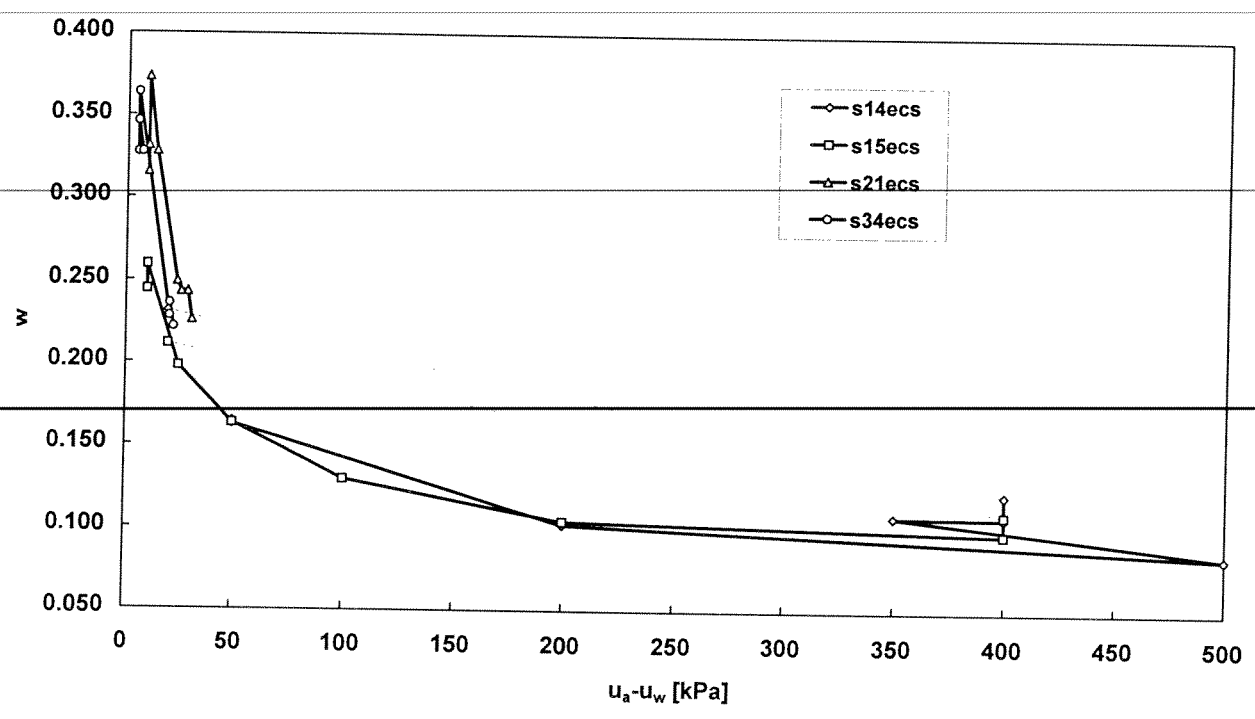


Figura VI-26 Curve caratteristiche determinate nell'edometro a suzione controllata a diversi valori della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ .

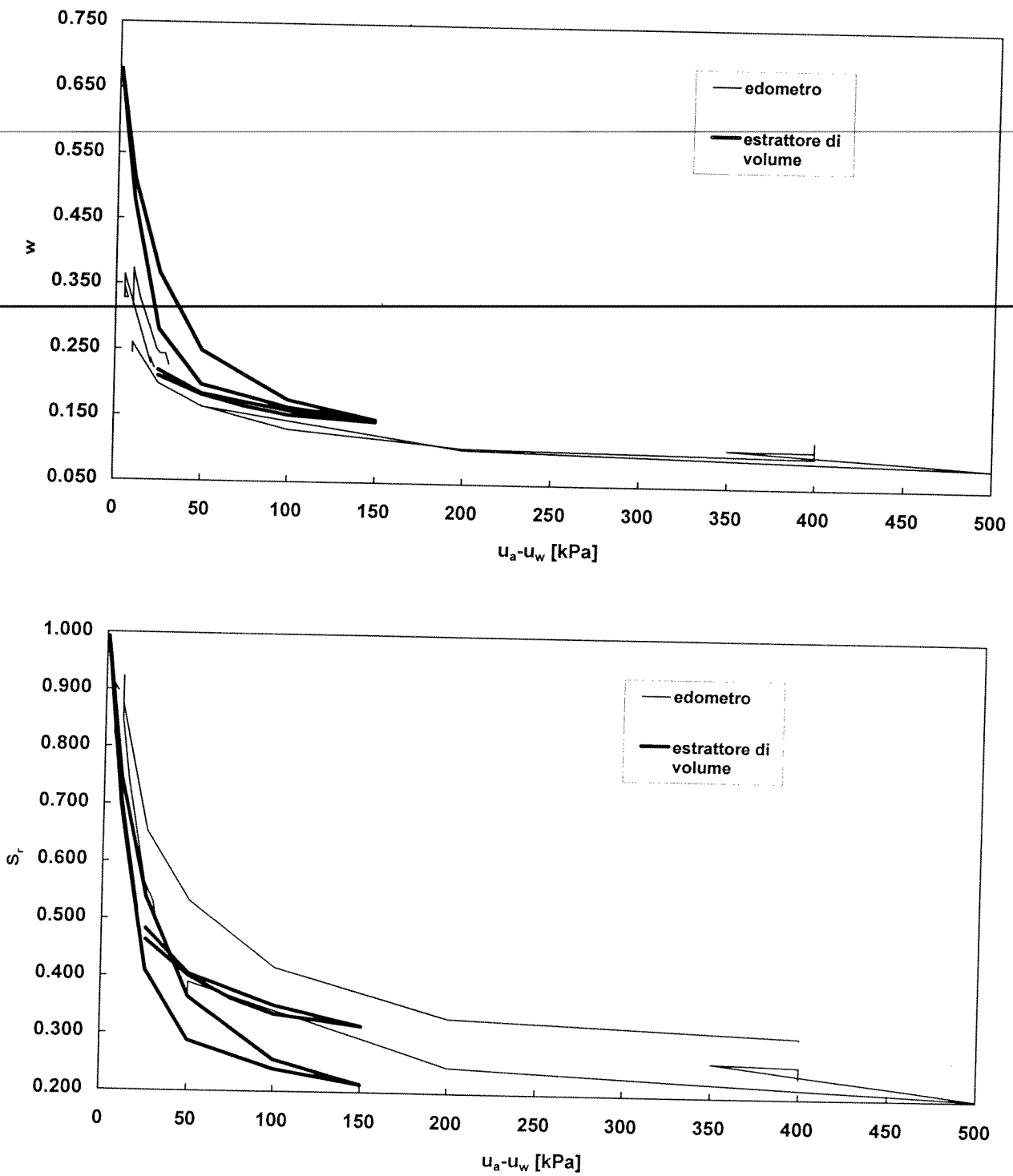


Figura VI-27 Confronto tra le curve caratteristiche determinate nell'edometro a suzione controllata e le curve caratteristiche determinate con l'estrattore di volume.

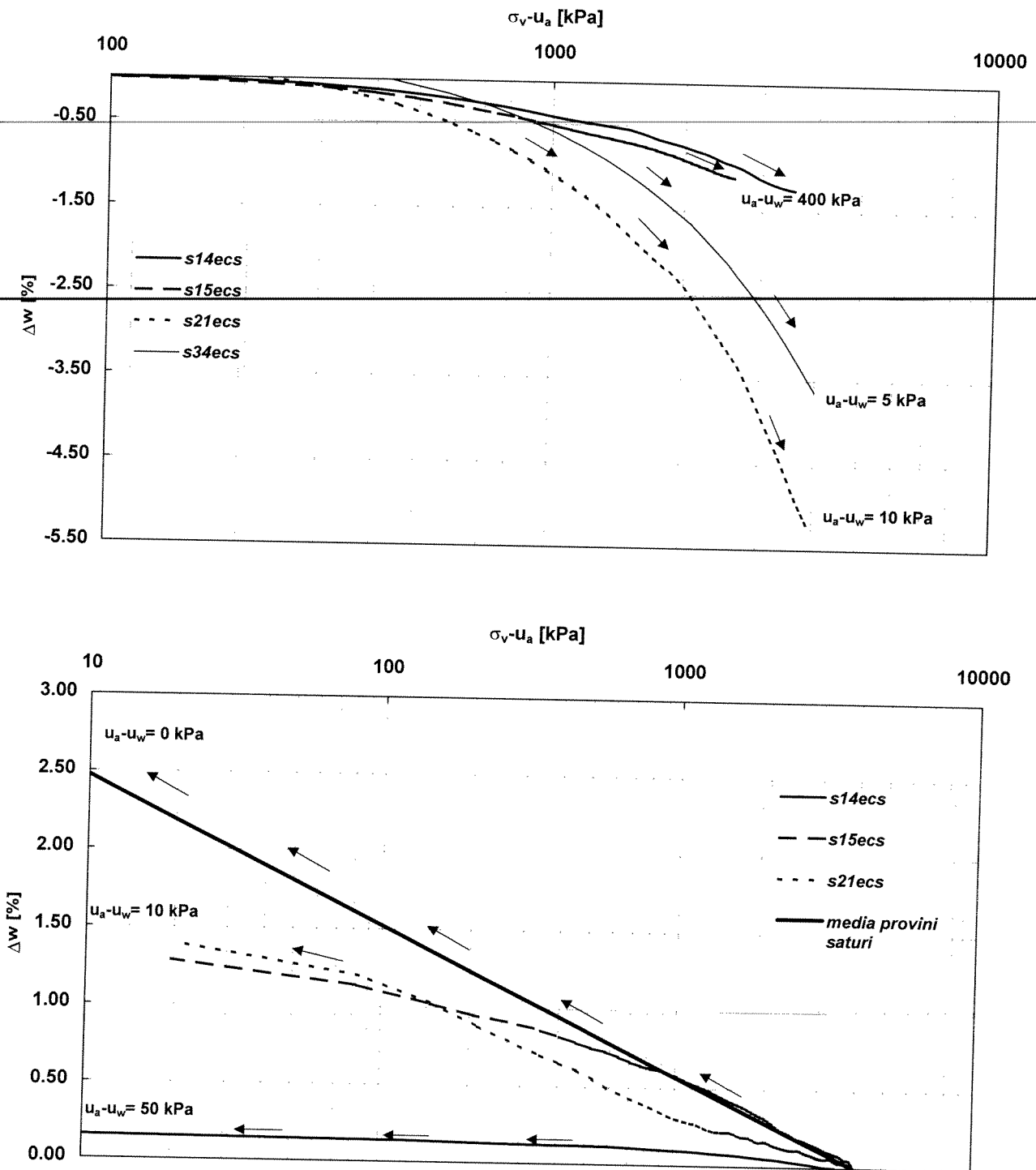


Figura VI-28 Variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$  con il logaritmo della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$  in carico ed in scarico a diversi valori della suzione.

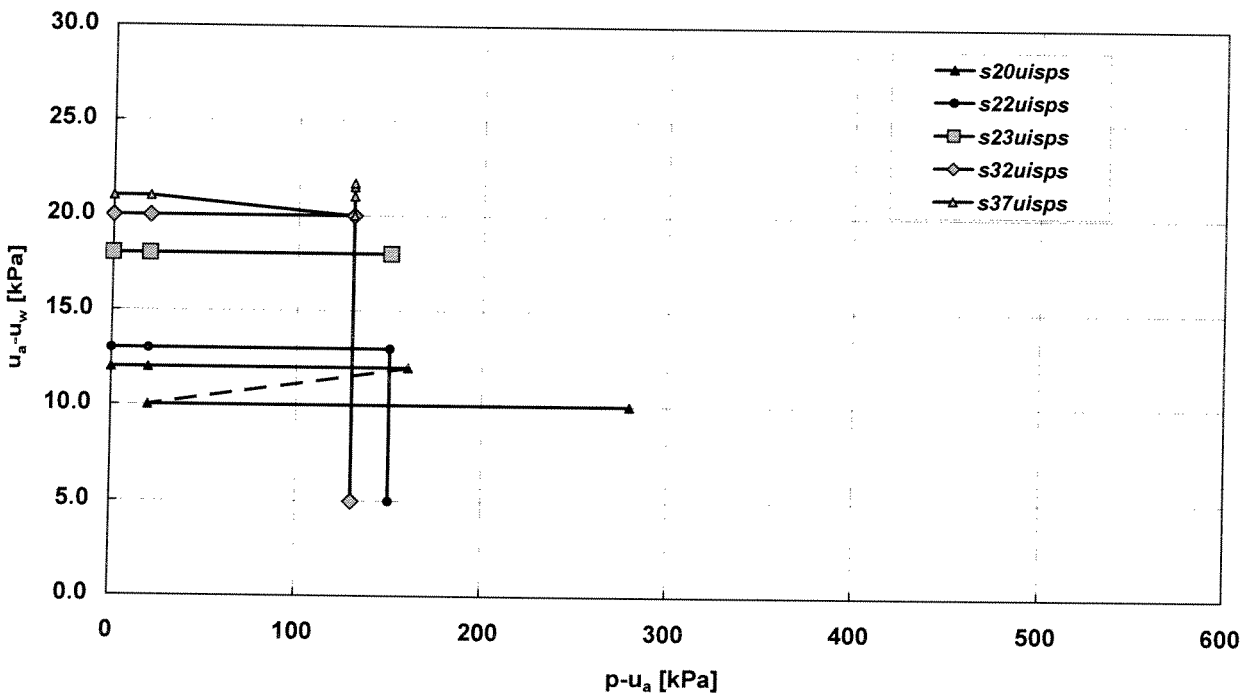
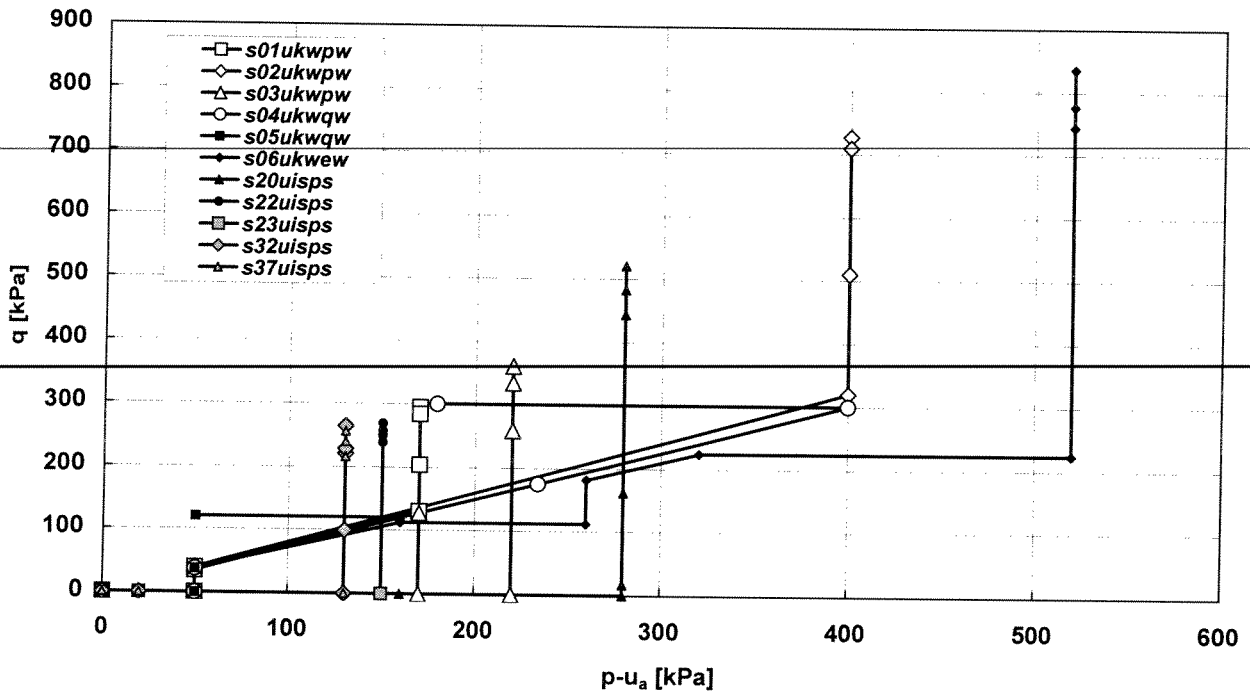


Figura VI-29 Percorsi tensionali seguiti nella sperimentazione nella cella triassiale a stress-path e suzione controllati.

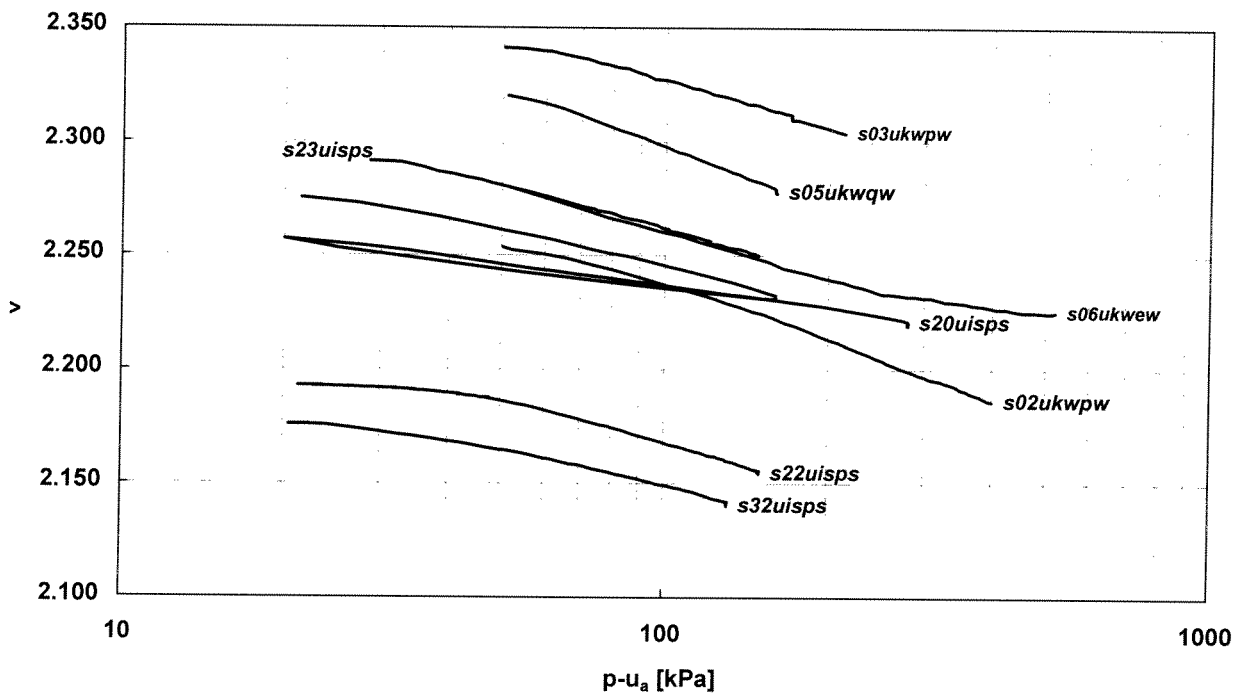
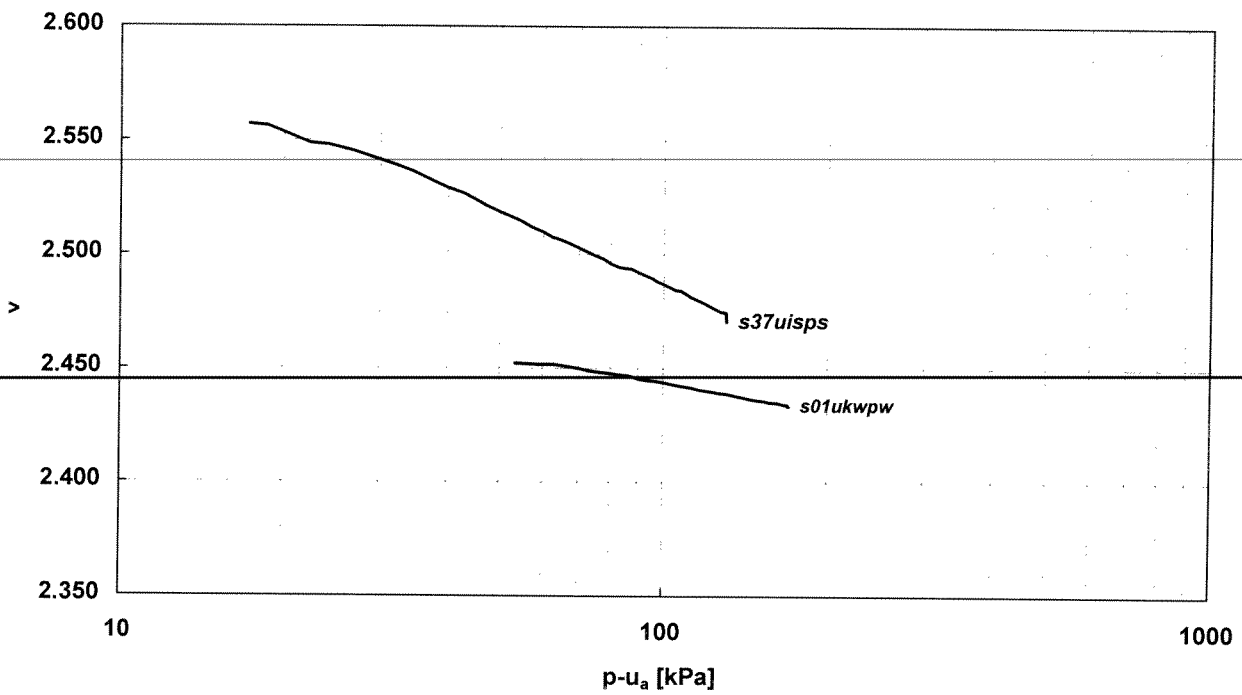


Figura VI-30 Risultati della sperimentazione nella cella triassiale a stress-path e suzione controllati nel piano  $\{\log(p-u_a), v\}$ .

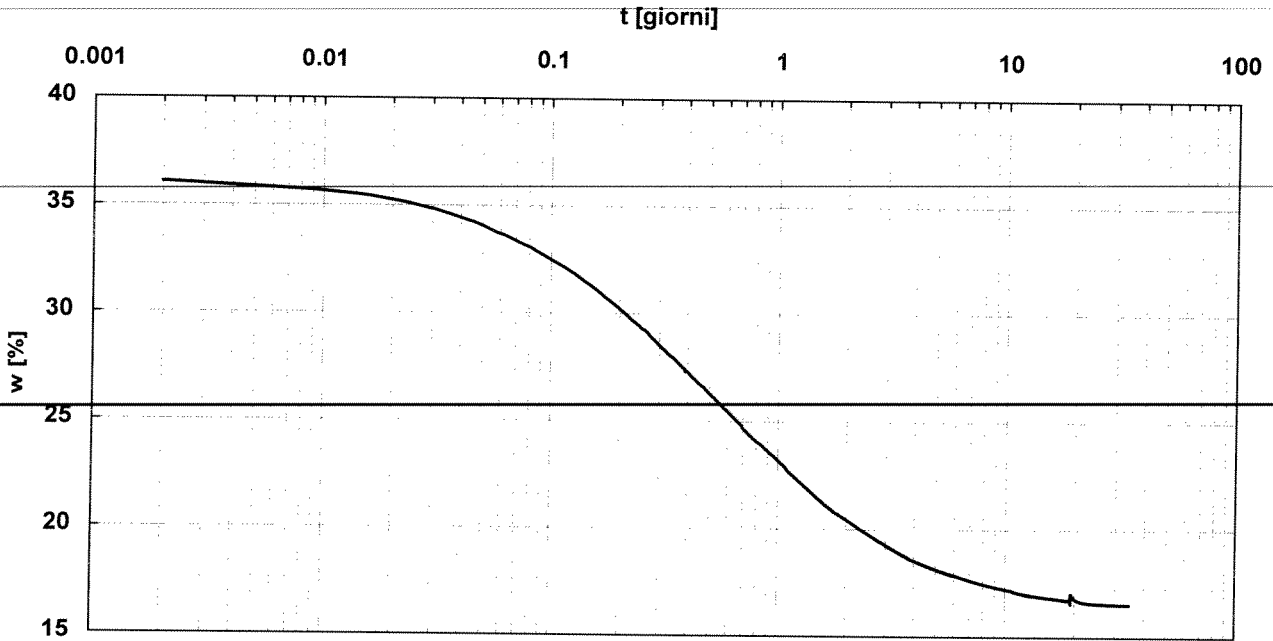


Figura VI-31 Variazione nel tempo del contenuto d'acqua  $w$  durante un processo di equalizzazione nella cella triassiale a stress-path e suzione controllati (s16uisps: la suzione passa dal valore iniziale a 200 kPa).

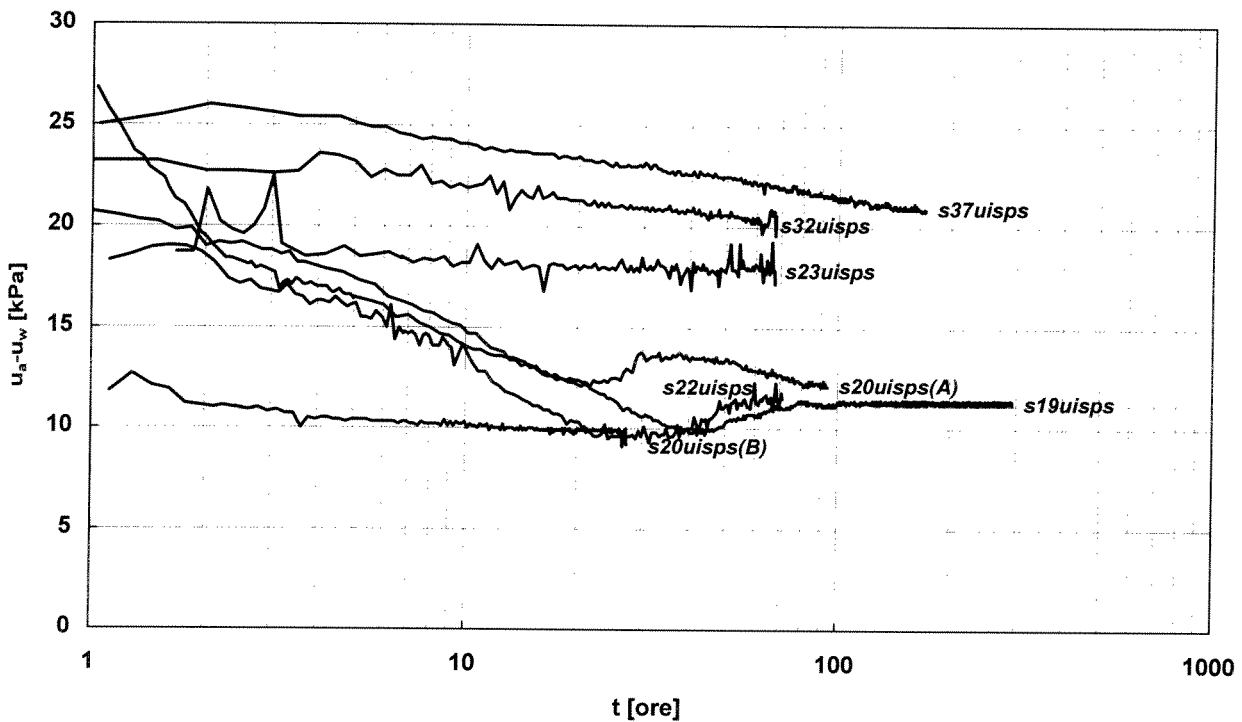


Figura VI-32 Misure di suzione iniziale con la tecnica della traslazione eseguite nella cella triassiale a stress-path e suzione controllati.

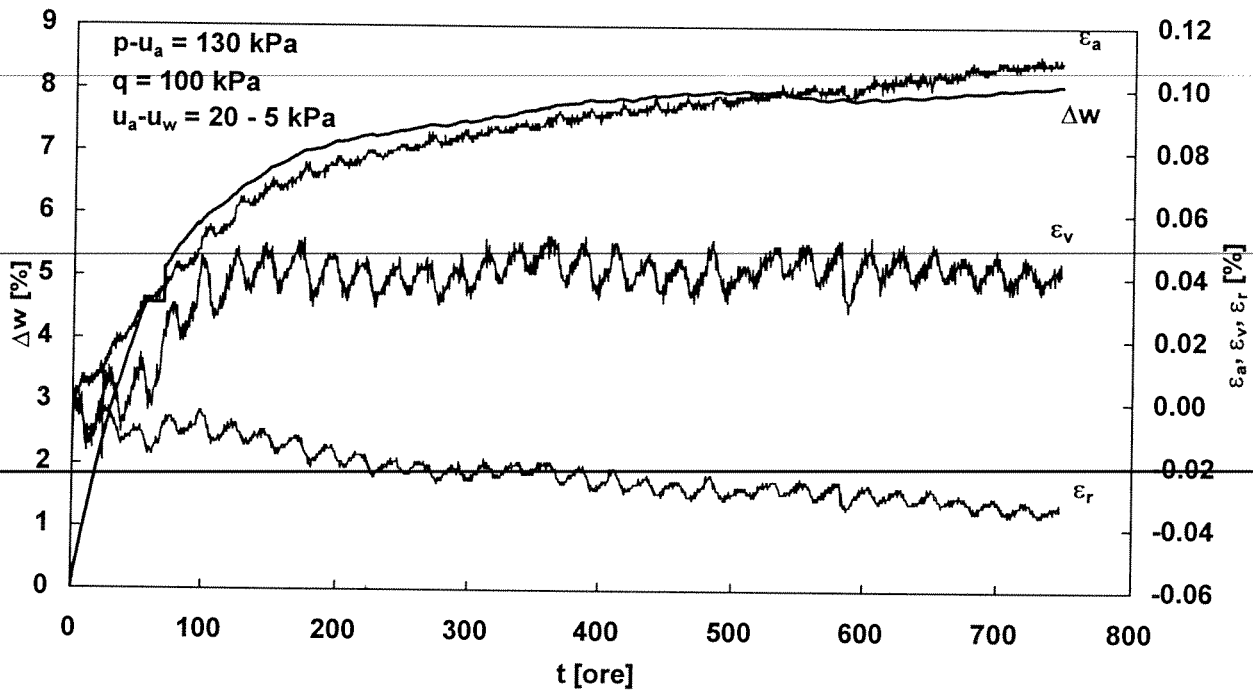


Figura VI-33 Andamento nel tempo della variazione di contenuto d'acqua volumetrico  $\Delta w$  e delle deformazioni durante un processo di equalizzazione nella cella triassiale a stress-path e suzione controllati (s32uisps).

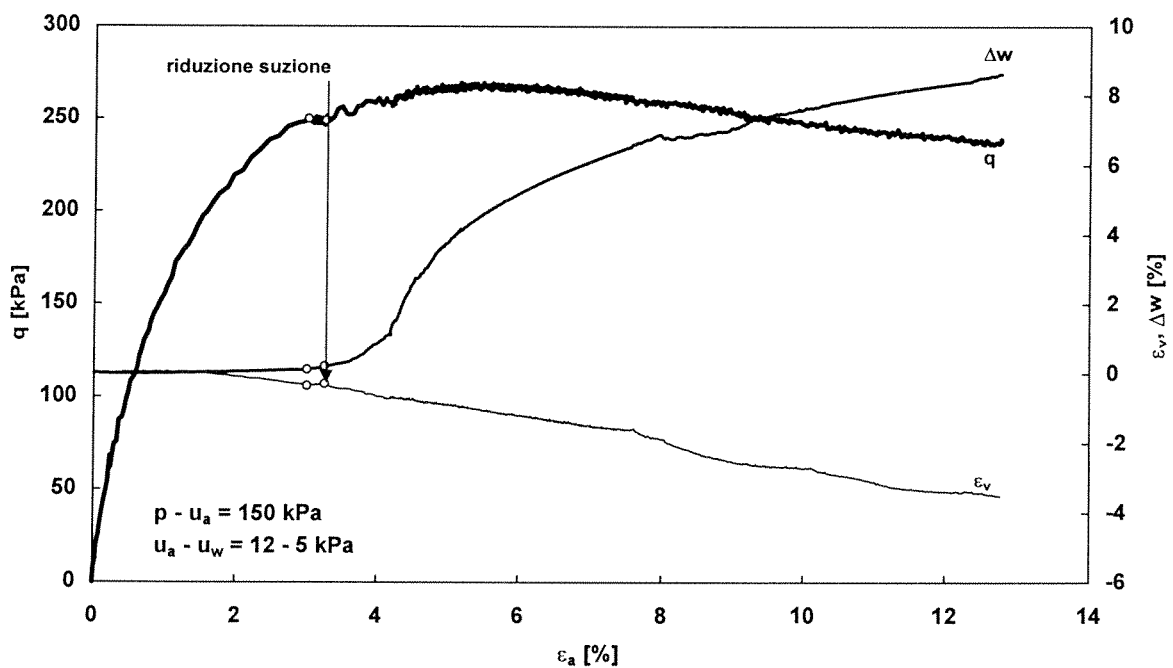


Figura VI-34 Fase di taglio nella cella triassiale a stress-path e suzione controllati con riduzione della suzione applicata in corrispondenza del picco di resistenza (s22uisps).



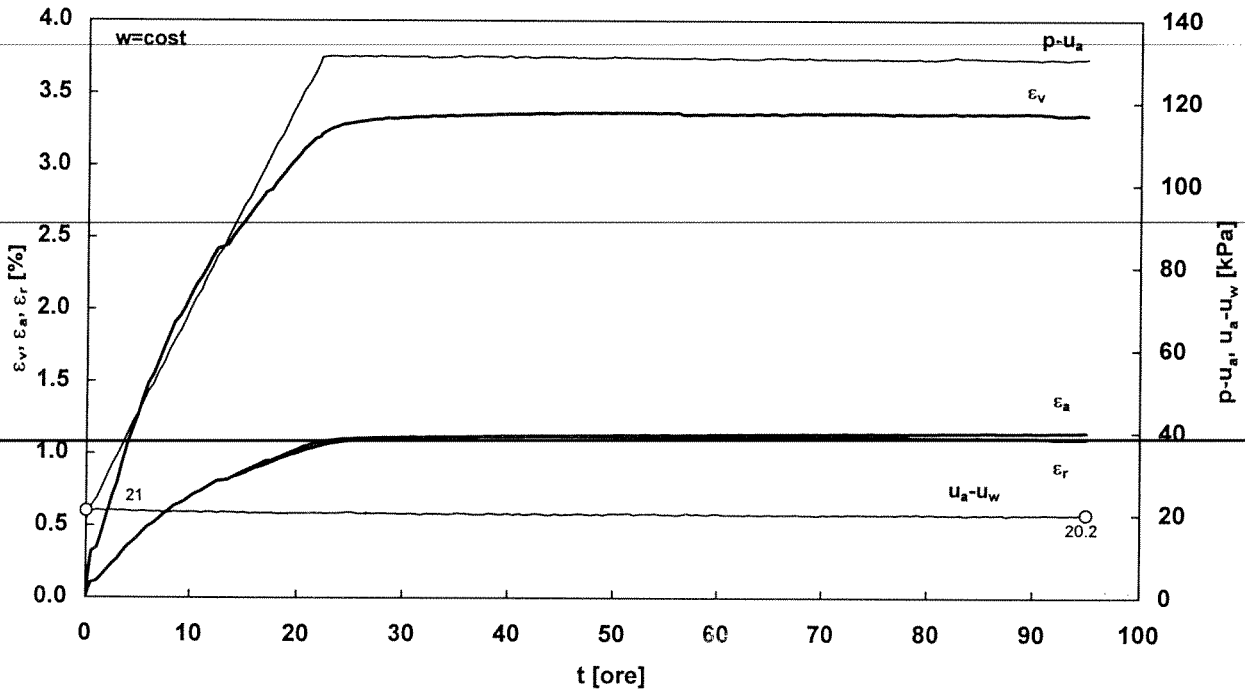


Figura VI-35 Andamento nel tempo delle deformazioni e della suzione durante una fase di compressione isotropa e la successiva fase a tensioni nette costanti in una prova condotta a contenuto d'acqua naturale nella cella triassiale a stress-path e suzione controllati (s37uiwpw).

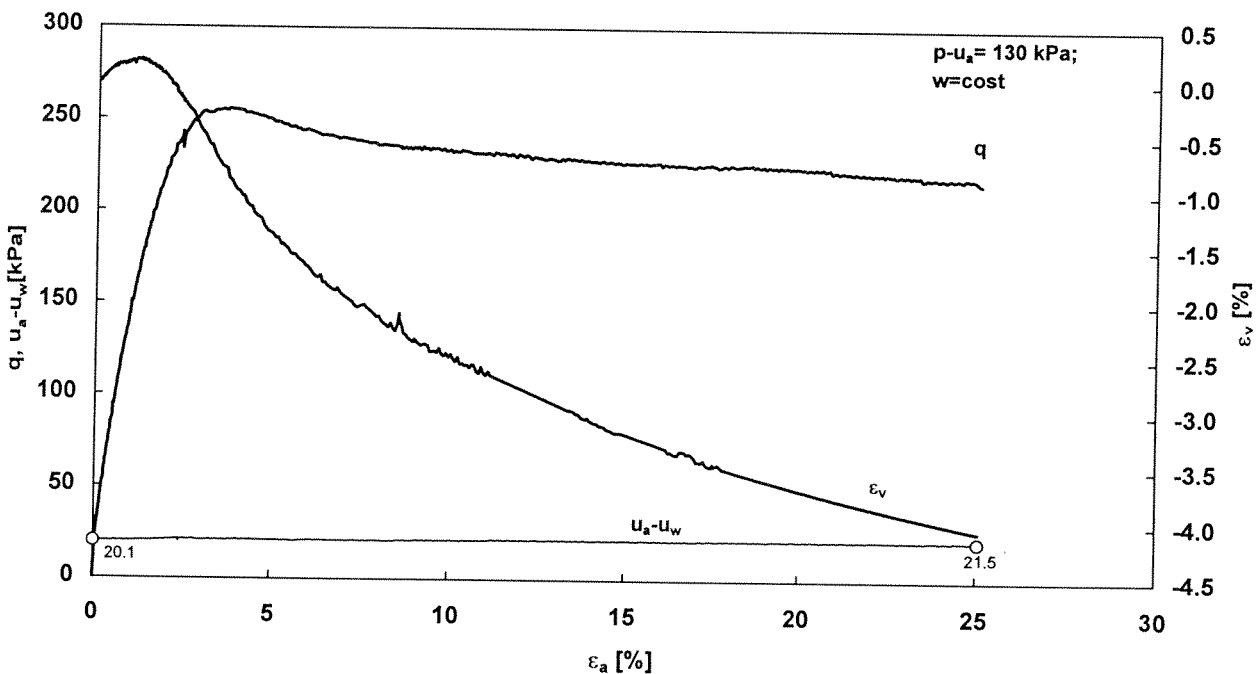


Figura VI-36 Andamento del deviatore  $q$ , della deformazione volumetrica  $\varepsilon_v$  e della suzione  $u_a-u_w$  al procedere della deformazione assiale durante una fase di taglio in una prova condotta a contenuto d'acqua naturale nella cella triassiale a stress-path e suzione controllati (s37uiwpw).

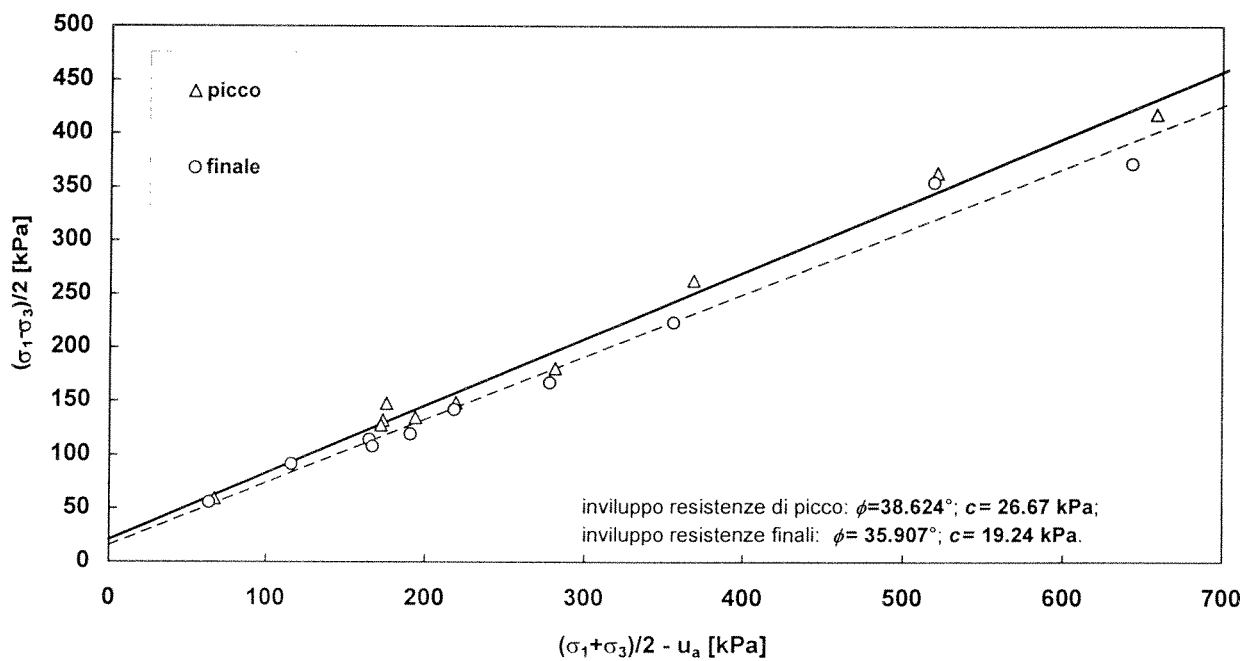
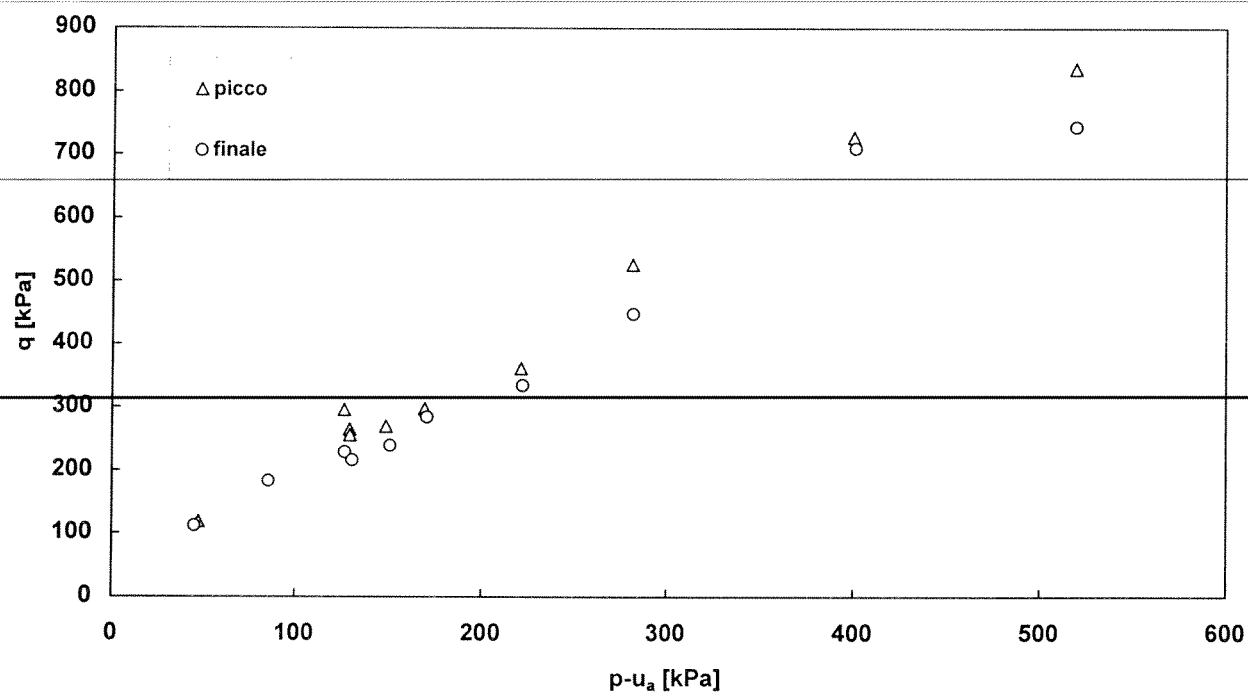


Figura VI-37 Condizioni di rottura determinate nella cella triassiale a stress-path e suzione controllati.

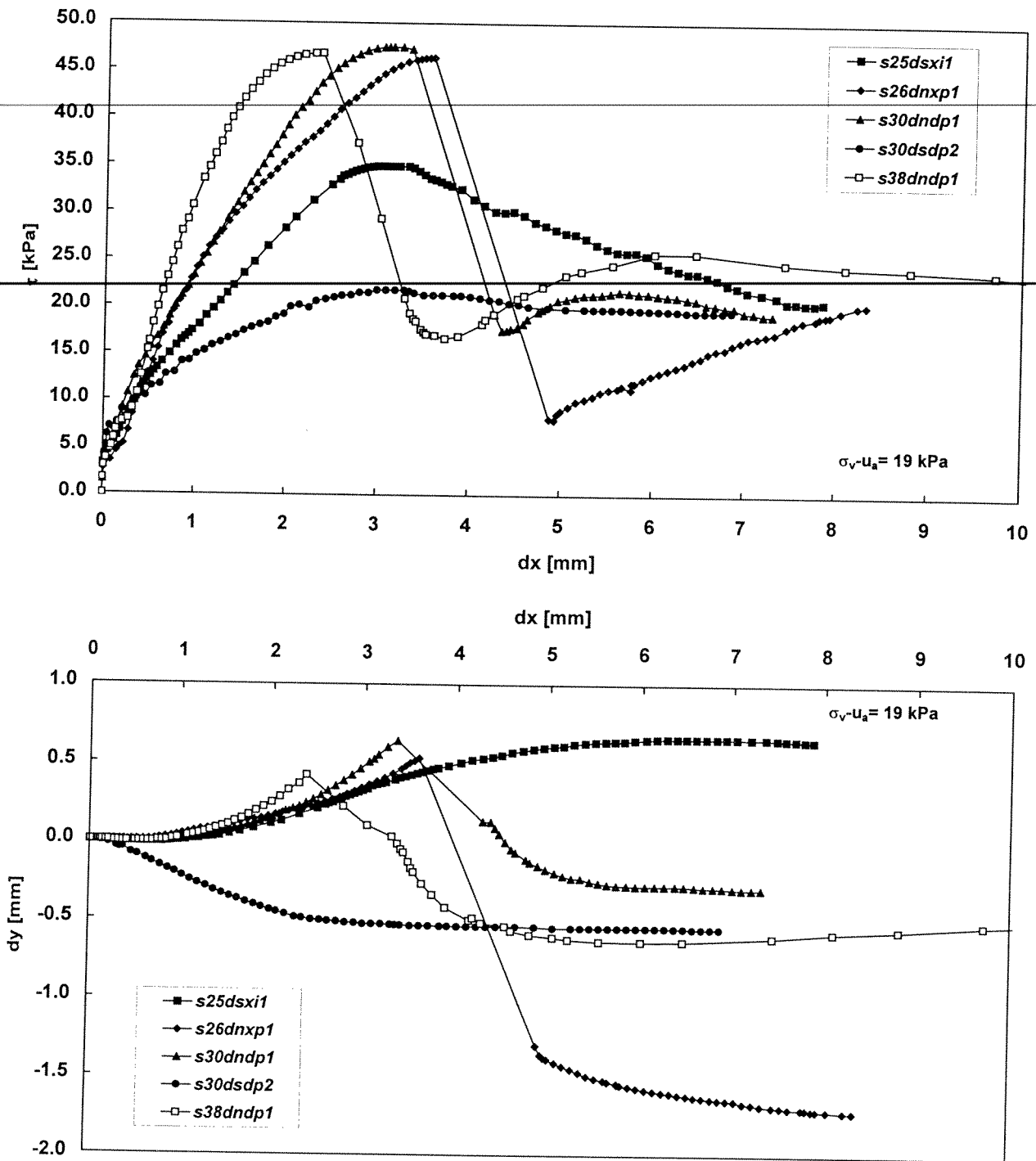


Figura VI-38 Prove di taglio diretto condotte sul materiale presaturato e sul materiale a contenuto d'acqua naturale saturato in corrispondenza del picco di resistenza ( $\sigma_v = 19$  kPa).

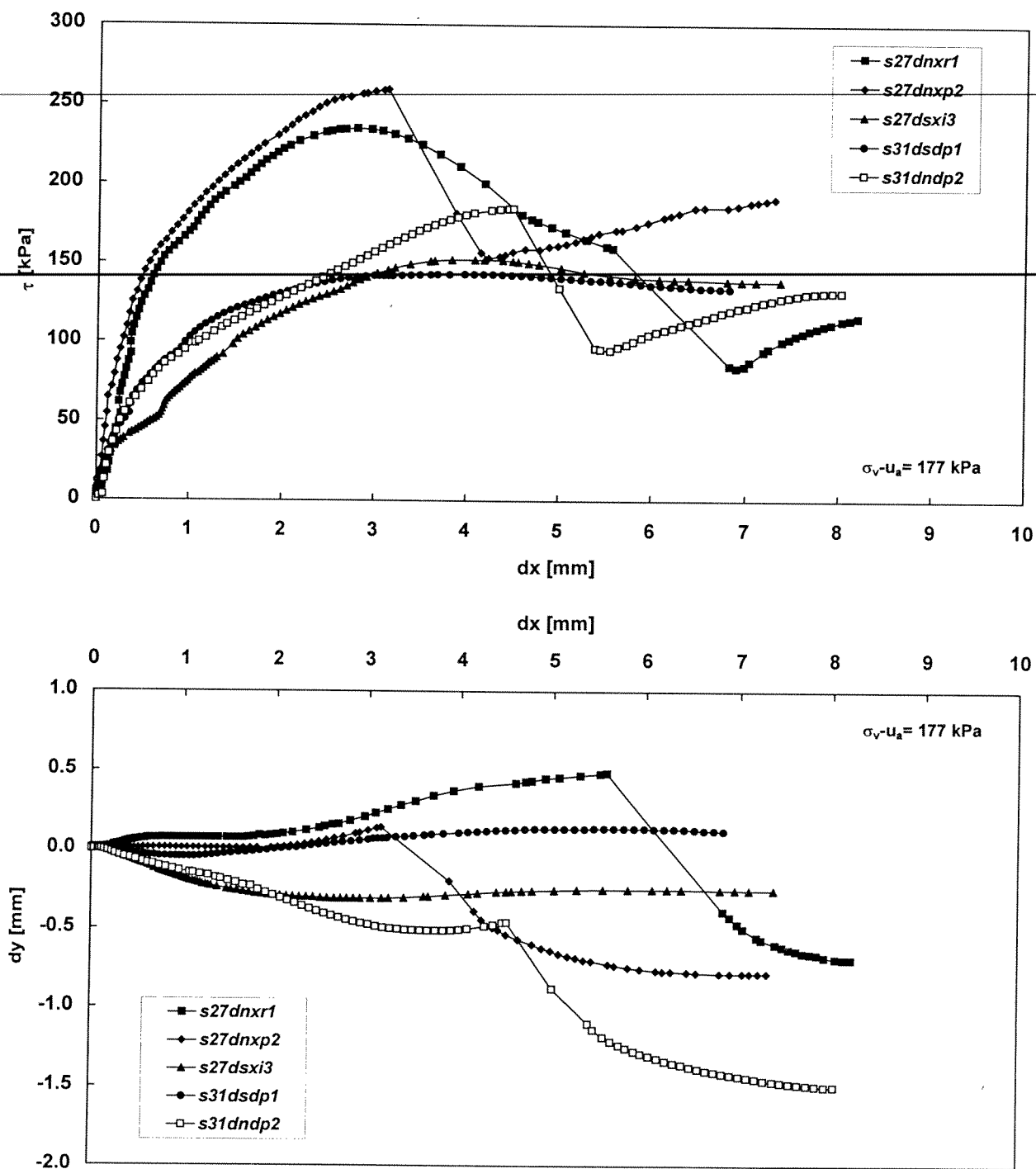


Figura VI-39 Prove di taglio diretto condotte sul materiale presaturato e sul materiale a contenuto d'acqua naturale saturato in corrispondenza del picco di resistenza ( $\sigma_v = 177$  kPa).

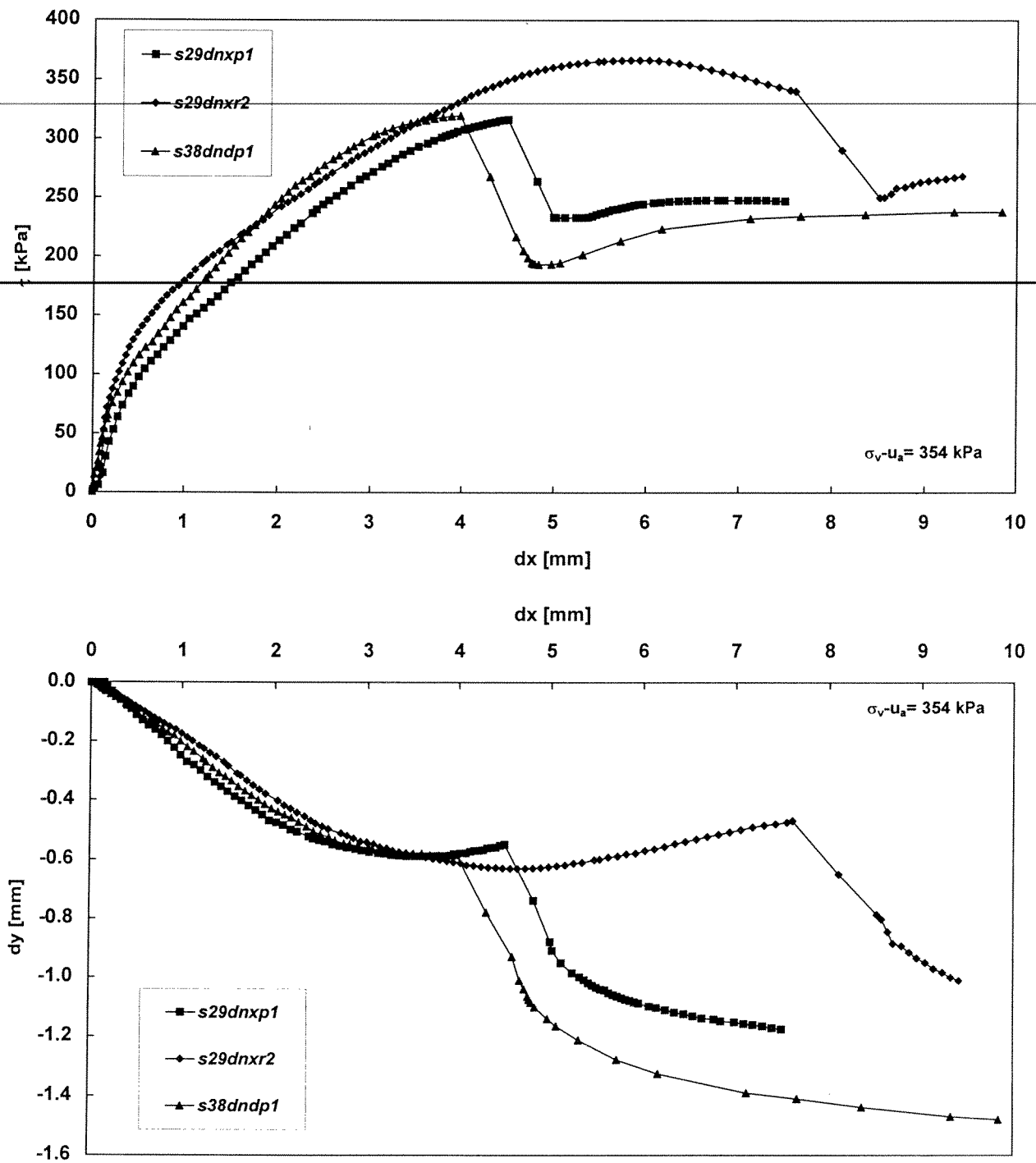


Figura VI-40 Prove di taglio diretto condotte sul materiale sul materiale a contenuto d'acqua naturale saturato in corrispondenza del picco di resistenza ( $\sigma_v = 354$  kPa).

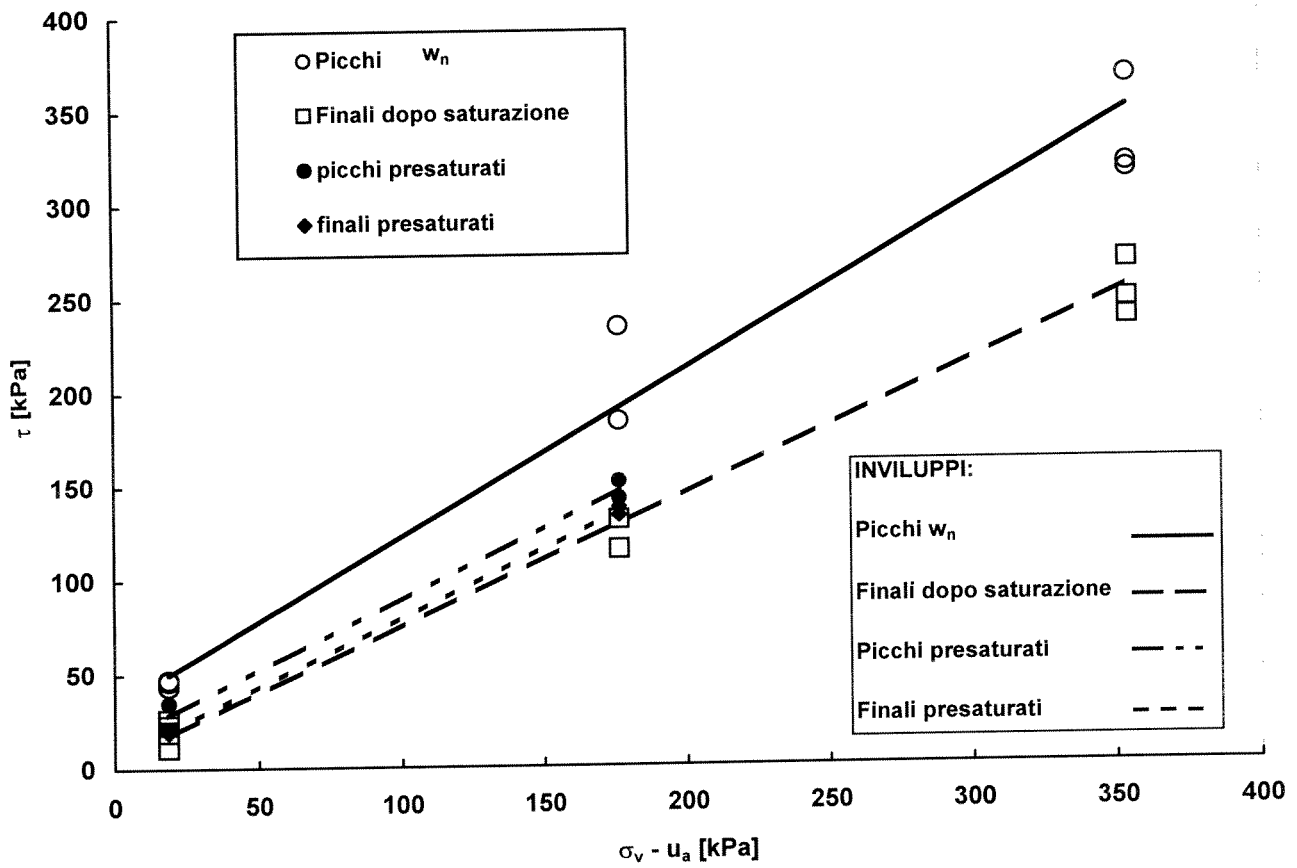


Figura VI-41 Risultati delle prove di taglio diretto e involuppi di resistenza nel piano  $\{\sigma_v - u_a, \tau\}$ .

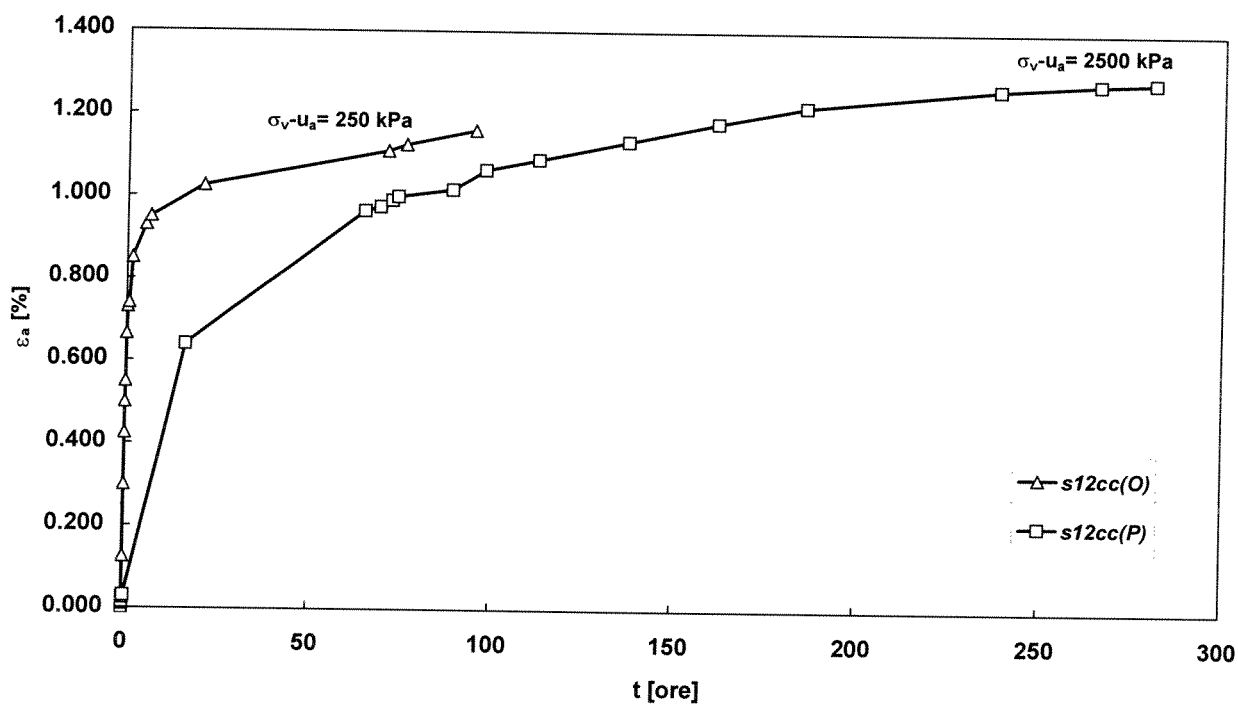
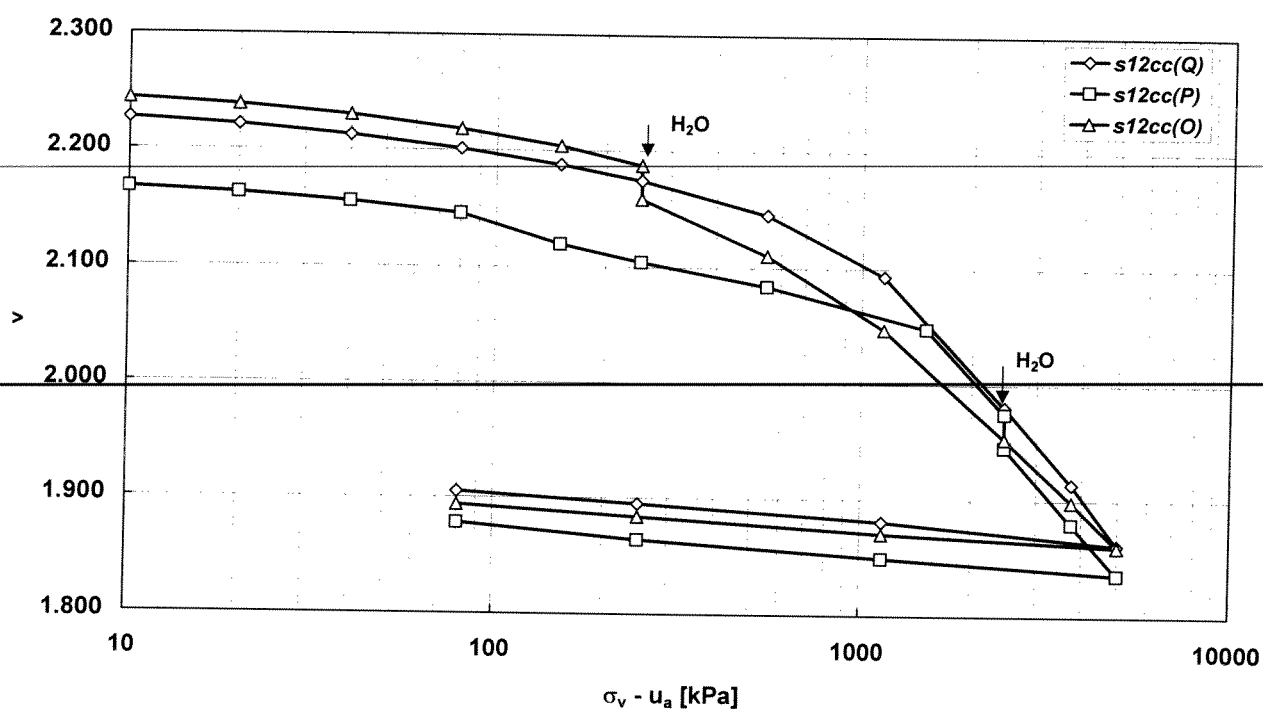


Figura VI-42 Risultati delle prove edometriche tradizionali: curve di compressione nel piano  $\{\log(\sigma_v - u_a), v\}$  e decorsi nel tempo delle deformazioni provocate dalla saturazione.

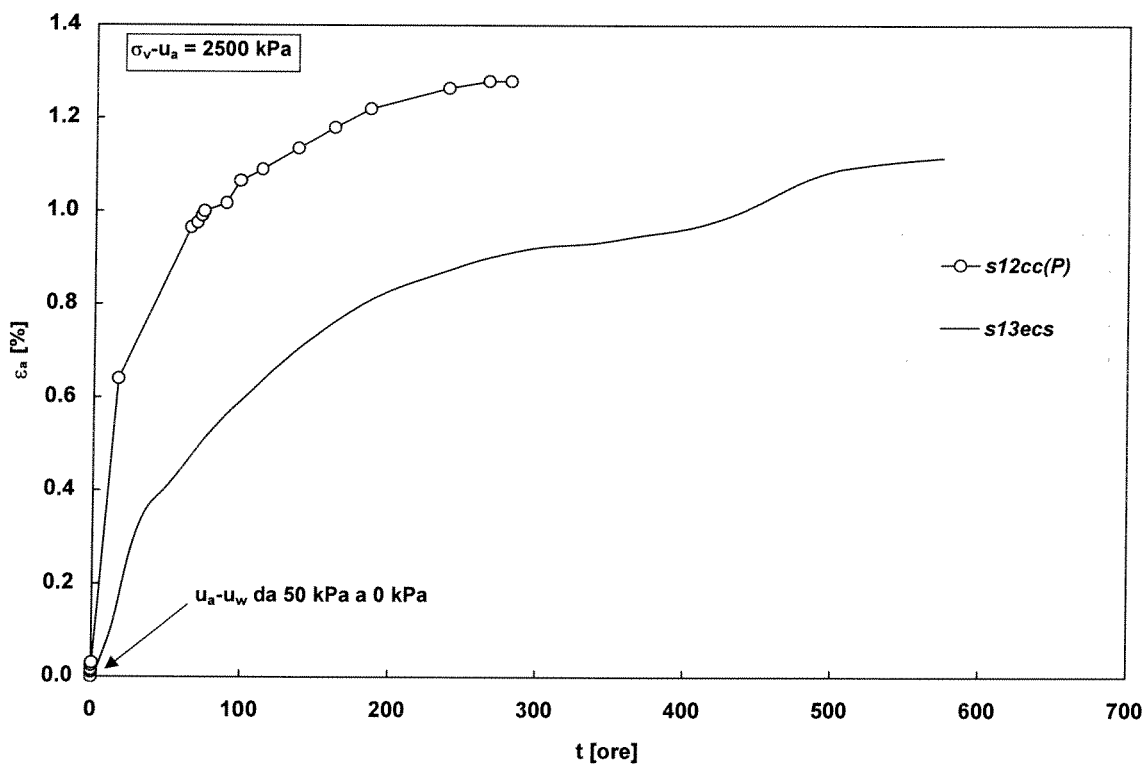
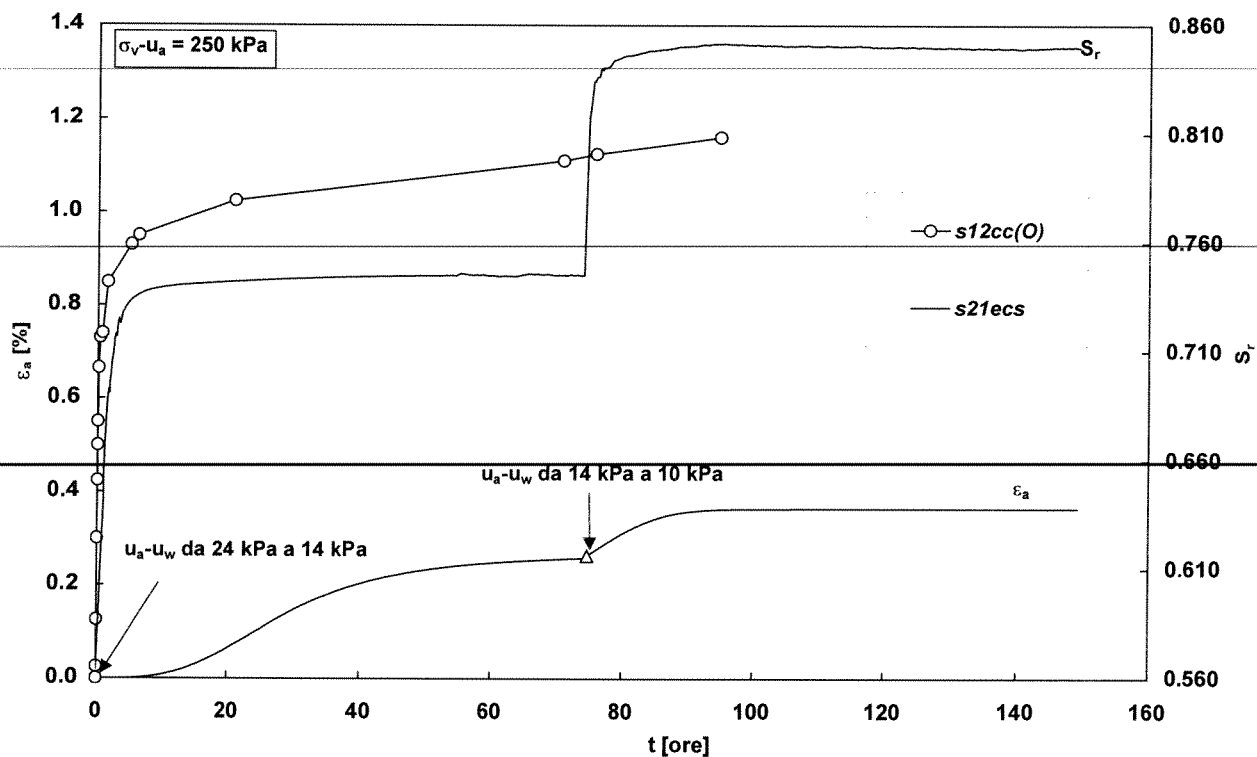


Figura VI-43 Confronto tra i decorsi nel tempo delle deformazioni provocate dalla saturazione in edometro tradizionale ed in edometro a suzione controllata.

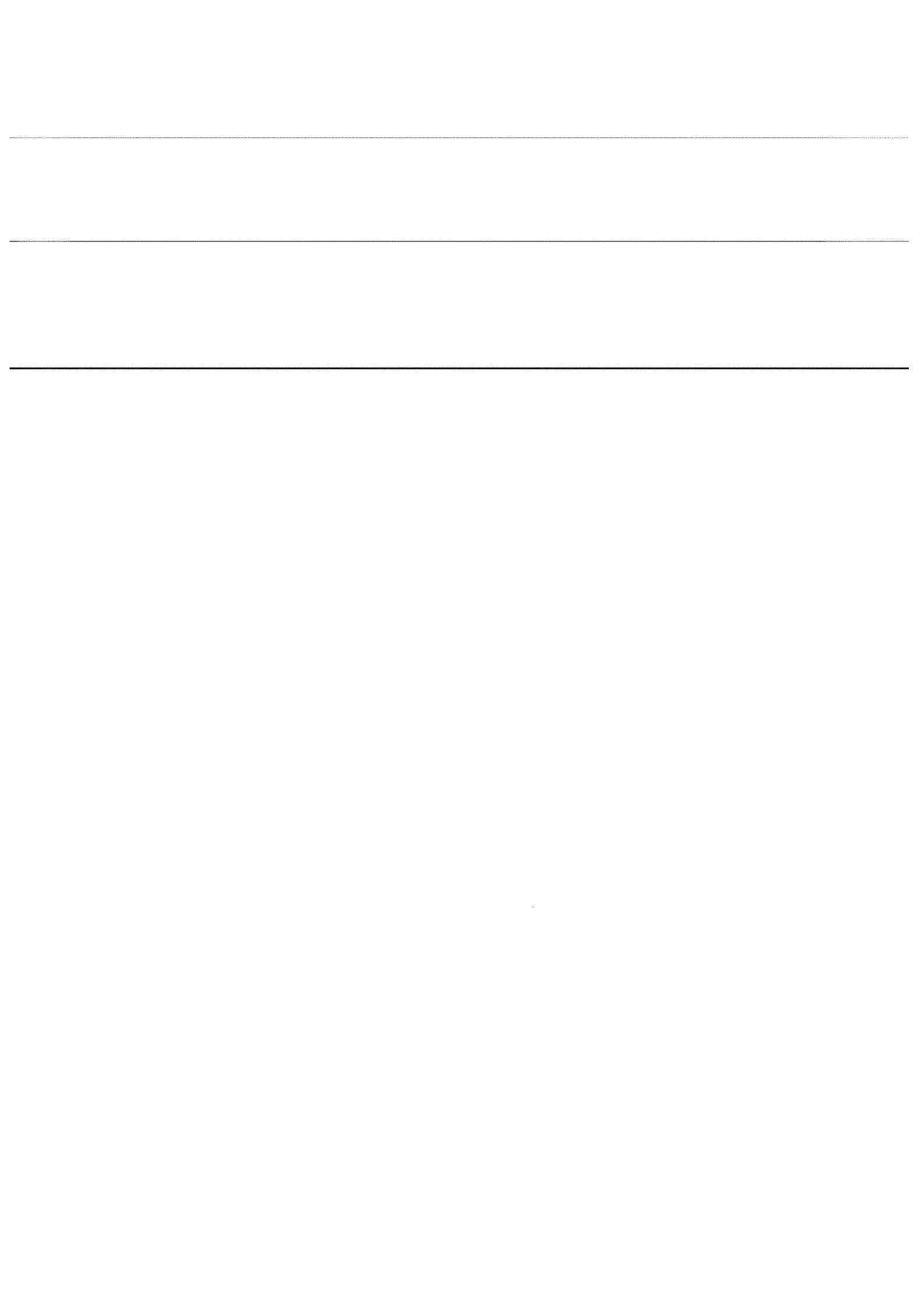


---

CAPITOLO VII  
Interpretazione dei risultati

---

---



---

## CAPITOLO VII INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

---

### VII.1 Funzioni di permeabilità e curve caratteristiche.

I risultati ottenuti dalla sperimentazione condotta nell'estrattore di volume e nell'edometro a suzione controllata sono stati utilizzati per determinare l'andamento della funzione di permeabilità della pozzolana studiata. Le prove eseguite nell'estrattore di volume e nell'edometro a suzione controllata hanno infatti comportato una serie di processi di equalizzazione (in totale 36). Ciascuno di tali processi è stato interpretato con una delle procedure descritte nel paragrafo II.5.3.2. In particolare sono stati impiegati i metodi proposti da Gardner [1956], da Rijtema [1959] e da Sorbino [1994]. Tra questi metodi quello che appare sicuramente più rigoroso dal punto di vista teorico è quello proposto da Sorbino, tuttavia l'impiego degli altri due si è reso necessario laddove incertezze sono sorte sulla perfetta saturazione della piastra porosa e quindi sulla sua impedenza (in tal caso è stato impiegato il metodo di Rijtema che prescinde dalla conoscenza di tale parametro) o allorquando, in corrispondenza di valori elevati della suzione, l'impedenza del provino è risultata enormemente superiore a quella della piastra porosa (in tal caso è stato adottato il metodo di Gardner che assume una permeabilità della piastra porosa infinitamente più grande di quella del terreno). Va precisato che tutti i metodi impiegati assumono che la permeabilità  $K_w$  e la diffusività  $D_w$  siano costanti durante il transitorio. I valori determinati sono dunque dei valori medi. Ciascuno dei valori di  $K_w$  è stato poi associato al valore medio della suzione e al valore medio del contenuto d'acqua durante il transitorio. I risultati così ottenuti sono tanto più significativi quanto più è ridotta la variazione di suzione applicata al provino, che genera il processo di equalizzazione. È importante però osservare che, a parità di incremento di  $u_a - u_w$ , la variazione subita da  $K_w$  durante il transitorio è tanto più ridotta quanto più il valore iniziale della suzione è elevato. Ciò è dovuto alla forte non linearità del legame tra suzione e grado di saturazione e conseguentemente tra suzione e permeabilità (si veda il paragrafo II.5.2). In definitiva poiché il massimo gradiente della curva caratteristica della pozzolana studiata si registra nell'intervallo compreso tra 5÷6 kPa e 40÷50 kPa (si veda il paragrafo VI.2) è in tale intervallo che la permeabilità subisce le maggiori variazioni.

L'insieme dei risultati ottenuti è rappresentato nei due diagrammi di Figura VII-1 rispettivamente nel piano  $\{u_a - u_w, K_w\}$  e nel piano  $\{w, K_w\}$ . Nel primo di tali diagrammi è riportato anche il punto rappresentativo della permeabilità del materiale saturo misurata in cella triassiale ( $s10tidcd(A)$ ). Le misure indicano che  $K_w$  varia dal valore  $1.4 \times 10^{-4}$  cm/s ( $=K_s$ ), corrispondente ad una suzione nulla, al valore di  $\sim 1.0 \times 10^{-9}$  cm/s per una suzione di 350 kPa. La permeabilità si riduce quindi di ben cinque ordini

di grandezza nell'ambito dell'intervallo di suzioni indagato. Nel paragrafo VI.2 si è visto come la curva caratteristica del materiale studiato presenti il massimo gradiente nell'intervallo di suzioni comprese tra 0 e 100 kPa. Allo stesso modo dai risultati riportati nel primo diagramma di Figura VII-1 si evince che la permeabilità subisce una riduzione di tre ordini di grandezza al variare della suzione da 0 a 50 kPa mentre un successivo incremento della suzione fino a 350 kPa produce una riduzione di due ordini di grandezza. Dal secondo diagramma di Figura VII-1 si deduce invece che ad un contenuto d'acqua di 0.246, pari cioè al contenuto d'acqua naturale medio dei campioni di pozzolana adoperati nel corso della sperimentazione, corrisponde una permeabilità dell'ordine di  $1.0 \times 10^{-7}$  cm/s.

Le determinazioni eseguite con l'estrattore di volume e con l'edometro a suzione controllata appaiono in buon accordo tra loro. Va ricordato che queste ultime sono state eseguite in corrispondenza di diversi valori della tensione verticale netta. Il numero di determinazioni sarebbe però insufficiente a studiare l'influenza dello stato tensionale sulla permeabilità e pertanto nelle successive interpretazioni si è preferito prescindere da questo aspetto. La dispersione dei risultati rappresentati nel piano  $\{u_a - u_w, K_w\}$  appare maggiore rispetto a quella dei medesimi risultati riportati nel piano  $\{w, K_w\}$ . Ciò trova giustificazione in quanto noto in letteratura sull'isteresi della funzione di permeabilità. Si è infatti visto nel paragrafo II.5.2 che in un ciclo di desaturazione/saturazione l'andamento della permeabilità con la suzione presenta una certa isteresi che è invece trascurabile nel legame tra contenuto d'acqua e permeabilità. La maggiore dispersione dei dati nel piano  $\{u_a - u_w, K_w\}$  rispetto alla rappresentazione nel piano  $\{w, K_w\}$  è dunque attribuibile agli effetti dell'isteresi idraulica. Le determinazioni sono state infatti effettuate parte durante processi di desaturazione e parte durante processi di saturazione. A conferma di ciò in Figura VII-2 sono riportati i risultati di due prove eseguite con l'estrattore di volume. Nel primo dei diagrammi di Figura VII-2 la curva a tratto continuo mostra che il materiale saturato (*s18vscl*) presenta una consistente isteresi nel legame tra suzione e permeabilità. La curva tratteggiata è invece relativa ad una prova (*s28vnc1*) eseguita sul materiale inizialmente a contenuto d'acqua naturale e presenta un'isteresi trascurabile coerentemente a quanto osservato nel paragrafo VI.2 per il legame tra suzione e contenuto d'acqua. Nel secondo diagramma di Figura VII-2 gli stessi risultati sono rappresentati nel piano  $\{w, K_w\}$ . Questa rappresentazione mostra che il legame tra contenuto d'acqua e la permeabilità è biunivoco sia per il materiale saturato sia per il materiale inizialmente a contenuto d'acqua naturale. Si osserva inoltre che le determinazioni eseguite sul materiale inizialmente a contenuto d'acqua naturale e le determinazioni eseguite sul materiale saturato si dispongono con buona approssimazione lungo un'unica curva.

Nel paragrafo II.5.1.2 sono state introdotte diverse espressioni analitiche con le quali è possibile interpolare le misure sperimentali del contenuto

d'acqua o del grado di saturazione in funzione della suzione (Tabella II.5.1-1). Nel paragrafo II.5.2 sono state introdotte delle relazioni analoghe con cui è possibile interpolare le determinazioni di permeabilità in funzione del contenuto d'acqua (Tabella II.5.2-1) o della suzione (Tabella II.5.2-2). D'altra parte nel paragrafo II.5.2 sono stati discussi dei *modelli statistici* che permettono di passare dalla curva caratteristica alla funzione di permeabilità e viceversa. In definitiva se si hanno a disposizione delle determinazioni sperimentali del contenuto d'acqua e della permeabilità in corrispondenza di alcuni valori della suzione è possibile interpretarli in uno dei seguenti modi:

1. interpolare i punti  $\{u_a - u_w, w\}$  con una funzione empirica del tipo  $w(u_a - u_w)$  e ottenere tramite un modello statistico la funzione di permeabilità  $K_w(u_a - u_w)$  o la funzione  $K_w(w)$  avendo assegnato la permeabilità satura  $K_s$ ;
2. interpolare i punti  $\{u_a - u_w, K_w\}$  con una funzione empirica del tipo  $K_w(u_a - u_w)$  e ottenere tramite un modello statistico la curva caratteristica  $w(u_a - u_w)$  avendo assegnato il contenuto d'acqua di saturazione  $w_s$  ed il contenuto d'acqua residuo  $w_r$ ;
3. interpolare i punti  $\{w, K_w\}$  con una funzione empirica del tipo  $K_w(w)$  e ottenere tramite un modello statistico la curva caratteristica  $w(u_a - u_w)$  avendo assegnato il valore d'ingresso d'aria.

Con l'ausilio del programma di calcolo RETC (*RETention Curve*) [van Genuchten, 1991] sono stati applicati tutti e tre gli approcci descritti. In particolare il programma permette di impiegare come funzioni empiriche le espressioni proposte da Burdine [1953], da Brooks e Corey [1964], da Mualem [1976] e da van Genuchten [1980] e come modelli statistici sia quello di Burdine [1953] che quello di Mualem [1976]. In Figura VII-3 è riportato nei piani  $\{u_a - u_w, w\}$ ,  $\{u_a - u_w, K_w\}$  e  $\{w, K_w\}$  il confronto tra i risultati sperimentali e i due modelli adottati che meglio interpretano i risultati stessi:

**modello A:** è il risultato di una interpolazione contemporanea dei dati nei due piani  $\{u_a - u_w, w\}$ ,  $\{u_a - u_w, K_w\}$  con l'espressione di Brooks e Corey ed il modello di Mualem: nelle due relazioni  $K_w(u_a - u_w)$  e  $w(u_a - u_w)$  compaiono i medesimi parametri, questi sono stati stimati minimizzando un'unica funzione che misura la "distanza" delle due curve teoriche dalle determinazioni sperimentali;

**modello B:** è il risultato dell'interpolazione dei dati nel piano  $\{w, K_w\}$  con l'espressione di van Genuchten; l'andamento della curva caratteristica è stato poi ricavato applicando il modello

di Mualem ed adottando per il parametro  $\alpha$  il valore ottenuto dall'interpolazione del modello A<sup>1</sup>.

I valori dei parametri delle curve relative ai due modelli ottenuti dall'analisi di regressione sono i seguenti:

**modello A:** contenuto d'acqua di saturazione  $w_s=0.515$ ; contenuto d'acqua residuo  $w_r=0.069$ ;  $\alpha=0.17139 \text{ kPa}^{-1}$  (cui corrisponde un valore d'ingresso d'aria di 5.83 kPa);  $\lambda=0.57121$ ;  $l=0.5$ ;  $K_s=6.0 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$

**modello B:** contenuto d'acqua di saturazione  $w_s=0.613$ ; contenuto d'acqua residuo  $w_r=0$ ;  $\alpha=0.17139 \text{ kPa}^{-1}$  (cui corrisponde un valore d'ingresso d'aria di 5.39 kPa);  $n=8.95113$ ;  $m=0.0545$ ;  $l=0.5$ ;  $K_s=1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ .

Nel primo caso si è ottenuto un *coefficiente di determinazione*  $R^2=0.97$  nel secondo  $R^2=0.83$ . Entrambi i modelli forniscono dei risultati accettabili; va ricordato infatti che il materiale studiato è un materiale naturale e che le determinazioni sperimentali sono state effettuate su provini che presentavano una significativa dispersione delle caratteristiche fisiche iniziali. Come è ben evidente dai diagrammi di Figura VII-3 i due modelli forniscono dei risultati assai simili. Va precisato che nell'applicare il *modello A* sono stati considerati nel piano  $\{u_a-u_w, w\}$  anche i punti sperimentali determinati con la piastra di Richards (*s09pn15* ed *s11pn14*). In questo modo è stato possibile studiare l'andamento della curva caratteristica fino a 1000 kPa di suzione; d'altra parte l'applicazione del *modello statistico* di Mualem ha permesso di ricavare da questo tratto terminale della curva caratteristica l'andamento della funzione di permeabilità per valori della suzione superiori a 350 kPa e cioè al massimo valore per il quale sono state effettuate determinazioni dirette di  $K_w$ .

Le curve caratteristiche rappresentate in Figura VII-3 permettono di valutare la suzione nel materiale una volta noto il suo contenuto d'acqua. In particolare esse indicano che il valore della suzione corrispondente al contenuto d'acqua naturale medio ( $w_0=0.246$ ) è compreso tra i 20 kPa ed i 30 kPa. Questo intervallo è perfettamente coerente con quello individuato dalle misure eseguite con la tecnica della traslazione d'assi nell'edometro a suzione controllata e nella cella triassiale a *stress-path* e suzione controllati. I risultati di queste misure sono riassunti in Figura VII-4: nel primo diagramma in corrispondenza della profondità di prelievo dei campioni da cui sono stati estratti i provini sono riportati i valori di suzione misurati; nel secondo diagramma sono riportate invece le misure di suzione in funzione del contenuto d'acqua dei provini. Nei due diagrammi sono rappresentati i punti sperimentali e per ciascuna delle grandezze misurate la media e gli intervalli individuati dalla media  $\pm$  la

<sup>1</sup> Per quanto detto nella nota 7 del capitolo II il rapporto  $1/\alpha$  nell'espressione di Brooks e Corey è pari al valore d'ingresso d'aria e nell'espressione di van Genuchten si discosta poco da esso.

deviazione standard. La dispersione dei dati è evidente, tuttavia le misure sono concordi nell'indicare che in condizioni naturali la suzione è di poche decine di kPa.

---

---

## VII.2 Superfici di stato.

Matyas e Radhakrishna [1968] hanno introdotto il concetto di *superfici di stato* per mettere in relazione l'indice dei vuoti  $e$  ed il grado di saturazione  $S_r$  con le variabili tensionali  $\sigma_v - u_a$  ed  $u_a - u_w$  in condizioni di carico edometrico, e  $p - u_a$  ed  $u_a - u_w$  in condizioni di carico isotropo. Questo approccio si basa sull'assunzione che, assegnato lo "stato iniziale" di un terreno non saturo indicandone l'indice dei vuoti  $e_0$  ed il grado di saturazione  $S_{r0}$ , esistano due legami univoci tra le variabili tensionali e l'indice dei vuoti e tra le variabili tensionali ed il grado di saturazione. La rappresentazione di tali legami rispettivamente negli spazi  $\{(\sigma_v - u_a), (u_a - u_w), e\}$  e  $\{(\sigma_v - u_a), (u_a - u_w), S_r\}$  nel caso di condizioni edometriche, e  $\{(p - u_a), (u_a - u_w), e\}$  e  $\{(p - u_a), (u_a - u_w), S_r\}$  nel caso di condizioni isotrope darebbe luogo a due superfici dette per l'appunto *superfici di stato*. Questo modello appare come un'estensione delle conoscenze sulla compressibilità dei terreni saturi al caso dei terreni non saturi. L'approccio è stato adottato in seguito da vari autori per studiare la compressibilità dei terreni non saturi [Barden et al., 1969; Fredlund e Morgestern, 1976] ed adoperato in numerose applicazioni [Fredlund, 1979; Alonso e Lloret, 1982; Alonso et al. 1988; Gens et al. 1988]. Il concetto di *superfici di stato* è stato però sin dall'inizio soggetto ad una serie di limitazioni che con il progredire delle ricerche sul comportamento meccanico dei terreni non saturi si sono estese ulteriormente limitandone il significato. Le due principali limitazioni di questo approccio sono sintetizzate da Alonso et al. [1987]:

1. percorsi tensionali diversi nei piani  $\{(\sigma_v - u_a), (u_a - u_w)\}$  o  $\{(p - u_a), (u_a - u_w)\}$  possono non appartenere alla medesima superficie; Matyas e Radhakrishna [1968] hanno ottenuto, sperimentando su provini di un'argilla limosa di bassa plasticità non espansiva, superfici univoche negli spazi  $\{(\sigma_v - u_a), (u_a - u_w), e\}$  e  $\{(\sigma_v - u_a), (u_a - u_w), S_r\}$  solo nel caso di percorsi tensionali che non comportino riduzioni del grado di saturazione o rigonfiamento; Barden et al. [1969] hanno raggiunto le stesse conclusioni sperimentando su di un'argilla di bassa plasticità non espansiva; in modo analogo Lloret ed Alonso [1985] nel caso di una sabbia argillosa ed un'argilla limosa di bassa plasticità hanno ottenuto *superfici di stato* uniche solo per percorsi tensionali che non comportino incrementi della suzione o riduzione delle tensioni nette; nel caso invece di terreni espansivi l'unicità delle *superfici di stato* non è assicurata neanche per percorsi tensionali che rispettino le limitazioni citate;
2. le *superfici di stato* forniscono unicamente la risposta del terreno in termini di deformazioni volumetriche e variazione del grado di saturazione per particolari percorsi tensionali e pertanto sono difficilmente integrabili in un modello costitutivo completo.



Per quanto queste limitazioni appaiano significative va osservato che allo stato attuale delle conoscenze nello studio di problemi al finito l'approccio basato sulle *superfici di stato* è tuttora il più adottato. Sono stati introdotti diversi modelli costitutivi che permettono di descrivere il legame tensioni deformazioni in condizioni del tutto generali [Wheeler e Karube, 1996] tuttavia non ve ne sono ancora applicazioni a problemi di interesse pratico. Va ricordato inoltre che anche negli sviluppi più innovativi della modellazione solo di recente sono stati proposti dei modelli che affrontano la descrizione della dipendenza del grado di saturazione o del contenuto d'acqua da variazioni dello stato tensionale in modo diverso da quello delle *superfici di stato* [Wheeler, 1996]. In particolare il modello proposto dal gruppo di ricerca del Politecnico di Barcellona [Alonso et al., 1987, 1990] che ha costituito il punto di partenza dei modelli elasto-plastici più recenti adotta un approccio tipo *superficie di stato* per descrivere il legame tra grado di saturazione e stato tensionale. In definitiva per descrivere la dipendenza del grado di saturazione o del contenuto d'acqua da variazioni dello stato tensionale il concetto di *superficie di stato* è ancora l'approccio da preferire.

I risultati della sperimentazione con l'estrattore di volume, la piastra di Richards e l'edometro a suzione controllata ottenuti nel corso di questa ricerca, sono stati impiegati per determinare il legame esistente in condizioni edometriche, per la pozzolana studiata, tra lo stato tensionale ed il grado di saturazione e tra lo stato tensionale ed il contenuto d'acqua. Sono state provate le espressioni analitiche che per la superficie  $S_r[(\sigma_v - u_a), (u_a - u_w)]$  sono state proposte da Lloret ed Alonso [1985]. Le espressioni che hanno condotto ai risultati più soddisfacenti sono riportate nella Tabella VII.2-1 (funzioni A e B) unitamente ai valori dei parametri risultanti dalla regressione dei punti sperimentali nello spazio  $\{(\sigma_v - u_a), (u_a - u_w), S_r\}$  con la tecnica dei minimi quadratici. I coefficienti di determinazione ottenuti per le due espressioni sono rispettivamente  $R^2=0.910$  e  $R^2=0.905$ . È d'altra parte impensabile riuscire ad ottenere dei risultati più accurati in considerazione del tipo di materiale studiato. Va inoltre precisato che i dati analizzati si riferiscono a percorsi tensionali durante cui la suzione è stata ridotta in alcuni casi incrementata in altri. In Figura VII-5 e Figura VII-6 sono riportati i confronti tra i risultati sperimentali e le due superfici individuate. Queste ultime sono poco dissimili tra loro ed indicano concordemente una ridotta influenza della tensione verticale netta sul grado di saturazione.

In modo analogo a quanto fatto nello spazio  $\{(\sigma_v - u_a), (u_a - u_w), S_r\}$  anche nello spazio  $\{(\sigma_v - u_a), (u_a - u_w), w\}$  si è cercato di individuare una superficie che fornisse l'andamento del legame tra contenuto d'acqua e stato tensionale. In questo caso si è adottata un'espressione più complicata (si veda la funzione C riportata in Tabella VII.2-1) che ha permesso di seguire l'andamento della curva di compressione edometrica nel piano a suzione

nulla, tale andamento essendo fornito da una prova edometrica sul materiale saturo. In Figura VII-7 è riportato il confronto tra la superficie ottenuta e i dati sperimentali. Il coefficiente di determinazione in questo caso è risultato essere  $R^2=0.890$ . Evidentemente la superficie ottenuta in questo caso ha solo un valore indicativo tuttavia dalla sua forma appare evidente la scarsa influenza che  $(\sigma_v - u_a)$  ha sul contenuto d'acqua per valori della suzione superiori ad una decina di kPa.

	Funzione	Parametri	$R^2$
A	$S_r = a \cdot \{1 - \exp[-b \cdot (u_a - u_w)]\} \cdot [c + d \cdot (\sigma_v - u_a)]$	$a=1.0625812$ $b=0.043440143 \text{ kPa}^{-1}$ $c=0.80954892$ $d=-1.6152451 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$	0.910
B	$S_r = a - \tanh[b \cdot (u_a - u_w)] \cdot [c + d \cdot (\sigma_v - u_a)]$	$a=1.0318029$ $b=0.032690556 \text{ kPa}^{-1}$ $c=0.76301736$ $d=-1.3169146 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$	0.905
C	$w = a + \frac{b}{\left\{1 + \left[\frac{(\sigma_v - u_a) - c}{d}\right]^2\right\} \cdot \left\{1 + \left[\frac{(u_a - u_w) - e}{f}\right]^2\right\}}$	$a=0.11758734$ $b=4.9791919$ $c=-8368.4624 \text{ kPa}$ $d=7205.88 \text{ kPa}$ $e=-23.88797 \text{ kPa}$ $f=-12.1949 \text{ kPa}$	0.890

Tabella VII.2-1 Funzioni per l'approssimazione delle superfici di stato

### VII.3 Effetti della saturazione sulla resistenza a taglio.

Per l'interpretazione qualitativa dei risultati delle prove di taglio diretto si può ricorrere al modello concettuale del comportamento meccanico dei terreni non saturi che è stato delineato da Alonso et al. [1987] e successivamente sviluppato da numerosi altri autori. In particolare in quanto segue si farà riferimento al modello proposto da Wheeler e Sivakumar [1995].

Alcuni degli aspetti della modellazione in campo elasto-plastico del comportamento meccanico dei terreni non saturi sono stati descritti nel paragrafo II.6. Tra l'altro è stata introdotta la *Loading-Collapse Curve (LC)* e sono state definite le condizioni di *stato critico*. Il generico stato tensionale in condizioni triassiali in un terreno non saturo è definito da un punto dello spazio  $\{(p-u_a), (u_a-u_w), q\}$  pertanto nel seguito per semplicità di notazione si indicheranno con  $p$  ed  $s$  rispettivamente la tensione media netta e la suzione. La *LC* di equazione  $p=p_0(s)$  individua nel piano  $\{p, s\}$  le condizioni di snervamento per condizioni di carico isotrope, mentre la superficie di *stato critico* nello spazio  $\{p, s, q\}$  definisce le condizioni ultime di ogni processo di taglio. L'equazione di tale superficie è  $q = M \cdot p + \mu(s)$  (si veda il paragrafo II.6.6) e dunque la sua intersezione con il generico piano a suzione costante è una retta che nel seguito verrà indicata come *retta di stato critico*<sup>2</sup> (*Critical-State Line CSL*). Per individuare il dominio elastico e le condizioni di plasticizzazione rappresentate dalla sua frontiera è poi necessario definire una superficie (*Yield-Surface YS*) nello spazio  $\{p, s, q\}$ . Come sezione di tale superficie con il generico piano a suzione costante viene assunta un'ellisse con assi paralleli agli assi del deviatore e della tensione media netta e centro appartenente a quest'ultimo. L'intersezione di questa ellisse con l'asse  $p$  rappresenta le condizioni di snervamento per carico isotropo e quindi appartiene alla *LC*, che quindi rappresenta l'intersezione della *YS* con il piano isotropo. A differenza di quanto accade nel modello di Alonso et al. [1990] il rapporto  $M_*$  tra gli assi dell'ellisse non coincide con l'inclinazione  $M$  della *CSL* e varia con la suzione e la tensione di snervamento in condizioni di carico isotrope a suzione nulla  $p_0(0)$ <sup>3</sup>. In definitiva le sezioni della superficie di snervamento e della superficie di stato critico con il generico piano a suzione costante hanno l'aspetto riportato in Figura VII-8 in cui sia le dimensioni che il rapporto tra gli assi dell'ellisse variano con la suzione. Ogni percorso tensionale interno al dominio elastico produce delle deformazioni reversibili. Quando invece il punto rappresentativo dello stato tensionale raggiunge la *YS* ogni suo

<sup>2</sup> Mentre nel caso di un terreno saturo le condizioni di stato critico sono rappresentate da una curva dello spazio tridimensionale  $\{p', v, q\}$  (con  $p'$  tensione media efficace) nel caso di un terreno tali condizioni sono rappresentate da una "ipercurva" dello spazio a quattro dimensioni  $\{p, s, v, q\}$  (con  $p$  tensione media netta).

<sup>3</sup> Il legame tra  $M_*$  la suzione  $s$  e  $p_0(0)$  deriva dalla definizione della *LC* della *NCL* e della *CSL* [Wheeler e Sivakumar, 1995]

ulteriore spostamento verso l'esterno del dominio elastico produce un "allargamento" del dominio stesso. Durante l'"allargamento" si sviluppa una deformazione volumetrica irreversibile di compressione. In modo analogo a quanto accade nel *Cam clay* modificato si assume che l'incrudimento sia legato alle deformazioni volumetriche plastiche tramite un unico parametro. In particolare si adotta come parametro di incrudimento la tensione media netta di snervamento a suzione nulla  $p_0(0)$ . La legge di flusso delle deformazioni plastiche è associata. Pertanto se si rappresenta il vettore degli incrementi delle deformazioni plastiche  $(\delta\varepsilon_v^p, \delta\varepsilon_s^p)$  in corrispondenza del generico punto della curva di snervamento nel piano  $\{p, q\}$ , riferendolo ad un sistema di riferimento  $\{\delta\varepsilon_v^p, \delta\varepsilon_s^p\}$  parallelo ed equiverso rispetto a quello degli invarianti tensionali, esso risulta normale alla suddetta curva. Va precisato che Wheeler e Sivakumar [1995] limitano il loro modello solo allo studio di quei percorsi tensionali che intersecano l'ellisse di snervamento in punti situati a destra dell'intersezione tra questa e la retta di stato critico. In Figura VII-8 è infatti rappresentato a tratto pieno solo la porzione di ellisse compresa tra i punti **B** ed **A** mentre la parte a sinistra di **B** è tratteggiata. Per percorsi tensionali a  $p$  ed  $s$  costanti che intersechino la *YS* in quest'ultima zona è presumibile che il terreno manifesti un comportamento dilatante ed un picco nel legame tensioni deformazioni. Si può ritenere che il punto rappresentativo delle condizioni tensionali di "picco" descriva al decrescere della tensione media netta una curva che parte dal punto **B** ed è situata al di sopra della retta di *stato critico*. Poiché non si dispone di informazioni sull'involuppo di picco lo si può assimilare proprio al tratto di ellisse tratteggiato in Figura VII-8<sup>4</sup>.

Il modello descritto è un'estensione del *Cam Clay* modificato al caso dei terreni non saturi. Lo sviluppo della modellazione costitutiva per i terreni saturi ha comportato l'ideazione di una serie di modelli più sofisticati nei quali la superficie, che rappresenta la frontiera del dominio elastico nel *Cam clay* modificato, assume il significato di *superficie di stato limite* (*State Boundary Surface SBS*) [Atkinson e Salfors, 1991; Burghignoli et al., 1991]. Essa individua la frontiera del dominio degli stati possibili nello spazio delle variabili di stato  $\{p', q, v\}$  (con  $p'$  tensione media efficace). A seconda del modello considerato la risposta del terreno a percorsi tensionali interni alla *SBS* può essere elastica lineare, elastica non lineare, o elasto-plastica. Wheeler e Sivakumar [1993, 1995] propongono di estendere il concetto di *SBS* anche al caso dei terreni non saturi. In questo modo la *YS* definita nello spazio  $\{p, s, q, v\}$  assume il significato di *SBS*.

Il modello descritto permette di simulare il comportamento meccanico di un terreno non saturo in condizioni triassiali. Pertanto per poterlo

<sup>4</sup> Delage e Graham [1996] osservano che i terreni non saturi manifestano una *coesione apparente* a causa della suzione e dunque possono presentare una certa *resistenza a trazione* (*tensile strength*) tuttavia segnalano che le evidenze sperimentali sull'argomento sono ancora insufficienti. Pertanto in ciò che segue si è considerata solo la porzione dell'ellisse situata nel semipiano  $p > 0$ .

impiegare per interpretare in modo qualitativo i risultati di prove di taglio diretto è necessario assumere che sia valida la seguente analogia:

Condizioni triassiali		Taglio diretto
Tensione media netta: $p$		Tensione verticale netta: $\sigma_v - u_a$
Deviatore: $q$		Tensione di taglio: $\tau$
Deformazioni di volume specifico: $\varepsilon_v$	$\Leftrightarrow$	Spostamenti verticale scatola: $dy$
Deformazioni di taglio: $\varepsilon_s$		Scorrimenti scatola: $dx$
Percorso tensionale: $p = \text{cost}$		Fase di taglio: $\sigma_v - u_a = \text{cost}$

Nel paragrafo VI.5 si è descritta la repentina e consistente riduzione della resistenza offerta dal provino che si verifica durante una prova di taglio diretto qualora il materiale, inizialmente a contenuto d'acqua naturale, venga saturato in corrispondenza del picco di resistenza. Tale riduzione è accompagnata da un cedimento istantaneo. Al procedere ulteriore dello scorrimento la resistenza offerta dal provino ha una ripresa fino a giungere ad un valore "stazionario", come "stazionario" diventa lo spostamento verticale. Sulla base dell'analogia introdotta, tali prove di taglio diretto possono essere assimilate a delle prove di compressione triassiale in cui durante la fase di taglio, condotta a tensione media netta costante e a deformazione controllata, si proceda a suzione costante fino al picco di resistenza per poi annullare rapidamente  $s$  senza arrestare l'avanzamento del pistone assiale. In letteratura non esistono né analisi né tantomeno simulazioni numeriche di percorsi tensionali di questo tipo eseguite con il modello di Wheeler e Sivakumar o con modelli analoghi. È stato dunque necessario ricostruire qualitativamente la risposta di modelli di questo genere. Sono stati analizzati due casi.

**CASO-1)** Per cominciare si è analizzato il caso di un percorso tensionale del tipo descritto che incontri la superficie di snervamento  $YS$  nel tratto  $BA$  di Figura VII-8. In Figura VII-9.a sono riportati, nel generico piano a suzione costante dello spazio  $\{p, s, q\}$ , le curve  $YC_0$  ed  $YC$  individuate dalla proiezione nel suddetto piano delle sezioni della  $YS$  del provino indisturbato con i piani rispettivamente di equazione  $s=0$  ed  $s=s_0$  ( $s_0$  valore "naturale" della suzione); le intersezioni della  $YC_0$  e della  $YC$  con l'asse  $p$  rappresentano rispettivamente la pressione di snervamento isotropo a suzione nulla  $p_0(0)$  ed alla suzione "naturale"  $p_0(s_0)$ ; in Figura VII-9.a è altresì riportato il punto **A** rappresentativo dello stato tensionale all'inizio della fase di taglio; nello sviluppo della prova si possono distinguere le seguenti fasi successive (Figura VII-9):

fase **A-B<sub>1</sub>**: a partire dalle condizioni di carico isotrope (punto **A**)

ha inizio l'applicazione del deviatore; lo stato tensionale ricade inizialmente all'interno della *YC* pertanto per il modello di Wheeler e Sivakumar le deformazioni sarebbero elastiche; in particolare il legame tensioni deformazioni risulterebbe lineare e poiché la tensione media netta e la suzione si mantengono costanti le deformazioni volumetriche sarebbero nulle; tuttavia è verosimile che già all'interno della *YC* la risposta sia non lineare e che per stati tensionali situati al disotto della *CSL* il comportamento del terreno sia contraente;

fase **B<sub>1</sub>-B<sub>2</sub>**: in **B<sub>1</sub>** il percorso tensionale raggiunge la *YC* nella zona della curva di snervamento in cui il terreno manifesta un comportamento contraente; al procedere della deformazione di taglio il provino subisce una riduzione di volume irreversibile fino a raggiungere condizioni molto prossime allo stato critico (punto **B<sub>2</sub>**); durante questo processo la curva di snervamento *YC* si trasforma nella *YC<sup>1</sup>* e la *YC<sub>0</sub>* nella *YC<sub>0</sub><sup>1</sup>* (non rappresentata in figura);

fase **B<sub>2</sub>-C**: durante questa fase il terreno viene saturato e la suzione si annulla rapidamente; mentre il punto rappresentativo dello stato tensionale si sposta dal piano  $s=s_0$  al piano  $s=0$  il deviatore si riduce bruscamente per raggiungere la curva di snervamento a suzione nulla *YC<sub>0</sub><sup>1</sup>*; durante la saturazione si sviluppano però delle deformazioni volumetriche plastiche positive e quindi la *YC<sub>0</sub><sup>1</sup>* si trasforma nella *YC<sub>0</sub><sup>2</sup>*; è dunque sulla *YC<sub>0</sub><sup>2</sup>* che si trova il punto **C** rappresentativo dello stato tensionale al termine della saturazione; nell'analizzare l'andamento del legame tensioni deformazioni durante questa fase si è supposta la presenza di un anello dinamometrico per la misura degli sforzi assiali; un anello dinamometrico è infatti stato impiegato nelle prove di taglio per la misura degli sforzi tangenziali; ciò comporta che durante la saturazione la prova non possa essere più considerata a deformazione controllata poiché in questa fase gli spostamenti provocati dalle deformazioni dell'anello sono molto più rapidi di quelli imposti dal dispositivo di avanzamento del pistone (Figura VII-11); in definitiva non si è tracciato il legame tensioni deformazioni nella fase in questione e si è semplicemente indicato il repentino ridursi della resistenza accompagnato da un incremento della  $\varepsilon_s$ ; per il volume specifico si è invece supposta una brusca riduzione in accordo con le condizioni

di flusso che impongono un comportamento contraente e per analogia a quanto riscontrato nelle prove di taglio; va precisato tuttavia che le misure degli spostamenti verticali della scatola di taglio durante la saturazione vanno considerate con una certa cautela per quanto già detto sugli effetti della presenza dell'anello dinamometrico;

fase **C-D**: in questa fase il comportamento del materiale è ancora contraente; tuttavia la saturazione ha provocato un allontanamento del punto rappresentativo dello stato tensionale dall'intersezione tra la curva di snervamento e la curva di stato critico, dunque la contraenza è inizialmente maggiore di quella registrata alla fine della fase **B<sub>1</sub>-B<sub>2</sub>**; al procedere della deformazione di taglio lo stato del terreno tende verso le condizioni critiche (punto **D**); durante questo processo la curva di snervamento  $YC_0^2$  si trasforma nella  $YC_0^3$  e il deviatore cresce asintoticamente verso il valore critico; va notato infine che il valore assunto dal deviatore nella condizione finale individuata dal punto **D** è comunque inferiore a quello relativo al punto **B<sub>2</sub>** rappresentativo dello stato critico per  $s=s_0$ .

La risposta del modello riportata in Figura VII-9.b.c riproduce perfettamente quella determinata durante le prove di taglio diretto eseguite ai livelli più alti della tensione verticale ( $\sigma_v-u_a=177$  kPa e  $\sigma_v-u_a=354$  kPa). Durante tali prove il materiale è contraente fino al raggiungimento del valore massimo di resistenza in corrispondenza del quale le variazioni di volume divengono trascurabili per poi tornare ad essere contraente a seguito della saturazione (si veda il paragrafo VI.5).

**CASO - 2)** Il secondo caso analizzato è quello in cui il percorso tensionale interseca la  $YS$  in punto situato a sinistra del punto **B** di Figura VII-8 e cioè interseca l'involuppo delle condizioni tensionali di "picco". In Figura VII-10.a sono riportati, nel generico piano a suzione costante dello spazio  $\{p, s, q\}$ , le curve  $YC_0$  ed  $YC$  individuate dalla proiezione nel suddetto piano delle sezioni della  $YS$  del provino indisturbato con i piani rispettivamente di equazione  $s=0$  ed  $s=s_0$  ( $s_0$  valore "naturale" della suzione); le intersezioni della  $YC_0$  e della  $YC$  con l'asse  $p$  rappresentano rispettivamente la pressione di snervamento in condizioni isotrope a suzione nulla  $p_0(0)$  ed alla suzione "naturale"  $p_0(s_0)$ ; in Figura VII-10.a è altresì riportato il punto **A** rappresentativo dello stato tensionale all'inizio della fase di taglio; si noti che per una prova a bassi livelli tensionali è lecito assumere che la tensione media netta applicata  $p_A$  sia

molto minore della tensione di snervamento in condizioni isotrope  $p_0(s_0)$  corrispondente alla suzione naturale; nello sviluppo della prova si possono distinguere le seguenti fasi successive (Figura VII-10):

fase **A-B<sub>1</sub>**: a partire dalle condizioni di carico isotrope (punto **A**) ha inizio l'applicazione del deviatore; lo stato tensionale ricade inizialmente all'interno della *YC* pertanto per il modello di Wheeler e Sivakumar le deformazioni sarebbero elastiche; in particolare il legame tensioni deformazioni risulterebbe lineare e poiché la tensione media netta e la suzione si mantengono costanti le deformazioni volumetriche sarebbero nulle; tuttavia è verosimile che già all'interno della *YC* la risposta sia non lineare e che per stati tensionali situati al disotto della *CSL* il comportamento del terreno sia contraente;

fase **B<sub>1</sub>-B<sub>2</sub>**: in **B<sub>1</sub>** il percorso tensionale attraversa la *CSL* in tali condizioni si può ritenere che il terreno si deformi istantaneamente a volume costante per poi divenire dilatante; in **B<sub>2</sub>** viene raggiunta la resistenza di picco e la massima dilatanza; poiché a partire dal punto **B<sub>1</sub>** si è supposto che si sviluppino delle deformazioni plastiche negative in questa fase la *YC* si trasforma nella  $YC^1$  ed è a quest'ultima che appartiene il punto **B<sub>2</sub>**; in modo analogo durante questa fase la  $YC_0$  si trasforma nella  $YC_0^1$  (non rappresentata in figura);

fase **B<sub>2</sub>-C**: durante questa fase il terreno viene saturato e la suzione si annulla rapidamente; mentre il punto rappresentativo dello stato tensionale si sposta dal piano  $s=s_0$  al piano  $s=0$  il deviatore si riduce bruscamente per raggiungere la curva di snervamento a suzione nulla  $YC_0^1$ ; durante la saturazione si sviluppano però delle deformazioni volumetriche plastiche positive e quindi la  $YC_0^1$  si trasforma nella  $YC_0^2$ ; è dunque sulla  $YC_0^2$  che si trova il punto **C** rappresentativo dello stato tensionale al termine della saturazione<sup>5</sup>; valgono anche in questo caso le considerazioni sull'influenza dell'anello dinamometrico sull'andamento del legame tensioni deformazioni svolte nel

<sup>5</sup> Durante la fase **B<sub>1</sub>-B<sub>2</sub>** le dilatazioni plastiche provocano una contrazione della *YS* e pertanto la  $YC_0^1$  è interna alla  $YC_0$ . All'inizio della fase di saturazione il comportamento è ancora dilatante tuttavia la transizione verso il comportamento contraente avviene rapidamente e dunque la  $YC_0^2$  è più grande della  $YC_0^1$ . D'altra parte l'entità delle deformazioni plastiche, che si verificano durante la saturazione, è tale da far ritenere che la  $YC_0^2$  sia esterna alla  $YC_0$  (si osserva infatti che il valore del volume specifico al termine della fase di saturazione è più piccolo di quello all'inizio della fase di taglio).



caso della prova ad elevato livello tensionale; in definitiva non si è tracciato tale legame nella fase in questione e si è semplicemente indicato il repentino ridursi della resistenza accompagnato da un incremento della  $\varepsilon_s$ ; per il volume specifico si è invece supposta una brusca riduzione per analogia a quanto riscontrato nelle prove di taglio<sup>6</sup>;

fase **C-D**: in questa fase il punto rappresentativo dello stato tensionale è situato a destra dell'intersezione tra la curva di snervamento e la retta di stato critico; dunque la saturazione ha provocato il passaggio da un comportamento dilatante ad uno contraente; al procedere della deformazione di taglio il terreno subisce una riduzione di volume irreversibile fino a raggiungere le condizioni di stato critico (punto **D**); durante questo processo la curva di snervamento  $YC_0^2$  si trasforma nella  $YC_0^3$  e il deviatore cresce asintoticamente verso il valore critico; va notato infine che il valore assunto dal deviatore nella condizione finale individuato dal punto **D** è stato raggiunto in precedenza durante la fase **A-B<sub>1</sub>**.

In questo caso la risposta del modello (Figura VII-10.b.c) riproduce "fedelmente" l'andamento dei risultati delle prove di taglio diretto eseguite al livello tensionale più basso ( $\sigma_v - u_a = 19$  kPa). Durante tali prove il materiale è dilatante fino al raggiungimento del valore di "picco" della resistenza in corrispondenza del quale la dilatanza è massima per poi divenire contraente a seguito della saturazione (si veda il paragrafo VI.5).

In definitiva entrambi i comportamenti sono riproducibili con il modello descritto. La differenza tra i due casi analizzati è chiarita ulteriormente in Figura VII-12 dove sono rappresentate le proiezioni nel piano isotropo dei due percorsi considerati. In tale figura sono riportate anche la *LC* e la proiezione *AC* della curva dello spazio  $\{p, s, q\}$  che passa per i vertici delle ellissi di snervamento. Quest'ultima curva nell'ipotesi di flusso associato suddivide la proiezione della *YS* nel piano isotropo in due parti: la parte a sinistra della *AC* dove si ha un comportamento dilatante e la parte a destra della *AC* in cui si ha un comportamento contraente. Evidentemente sia la *LC* che la *AC* non sono fisse nello spazio a causa delle deformazioni plastiche che provocano espansioni e contrazioni della *YS*. Pertanto in

<sup>6</sup> Al ridursi della suzione il punto rappresentativo dello stato tensionale si sposta sulla *YS* da una zona in cui le condizioni di flusso impongono la dilatanza ad una in cui impongono la contraenza. Tuttavia, per dei motivi che verranno chiariti più avanti, le deformazioni plastiche che si sviluppano quando il punto rappresentativo dello stato tensionale si trova in quest'ultima zona sono prevalenti.

figura sono rappresentate le posizioni successive delle due curve al procedere delle deformazioni<sup>7</sup>. Nel CASO-1 la proiezione nel piano isotropo del punto rappresentativo dello stato tensionale si trova sempre a destra della posizione corrente della AC e dunque il comportamento è sempre contraente. Nel CASO-2 invece tale proiezione è inizialmente a sinistra della posizione corrente della AC (punti  $B_1$ ,  $B_2$  e posizioni AC, AC<sup>1</sup>). Successivamente durante la parte iniziale della fase di saturazione il percorso tensionale passa per l'apice dell'ellisse di snervamento. È a questo punto che si ha la transizione dal comportamento dilatante a quello contraente. Le condizioni di transizione nella proiezione nel piano isotropo di Figura VII-12.b sono rappresentate da un punto caratterizzato da un valore della suzione più alto del punto  $O_1$  della AC<sup>1</sup>. Va osservato infatti che durante la parte iniziale del processo di saturazione la AC si sposta verso sinistra a causa della contraenza e quindi la transizione si verifica per un valore della suzione più alto di quello del punto  $O_1$ . In definitiva la parte del percorso tensionale in saturazione che si sviluppa nella zona a comportamento dilatante della YS è ridotto rispetto a quello che si sviluppa nella parte a comportamento contraente e ciò giustifica il fatto che sperimentalmente durante la saturazione si osservano solo deformazioni volumetriche positive. Va osservato infine che a seguito della saturazione il deviatore applicato può restare costante solo nel caso in cui la proiezione nel piano a suzione nulla del punto rappresentativo dello stato tensionale prima della saturazione ricada all'interno della  $YC_0$ . In caso contrario per un certo valore  $s_i$  della suzione ( $s_0 > s_i > 0$ ) il percorso tensionale incontra sempre la YS e dunque perché lo stato tensionale applicato sia ammissibile il deviatore deve ridursi seguendo l'andamento della YS (Figura VII-13).

Sulla base delle considerazioni svolte si possono trarre alcune conclusioni sul significato degli involuppi di resistenza determinati con le prove di taglio diretto.

***Inviluppo di resistenza del materiale a contenuto d'acqua naturale.*** I punti rappresentativi degli stati tensionali determinati in corrispondenza della massima resistenza prima di procedere alla saturazione corrispondono in parte a condizioni di "picco" ed in parte a condizioni "prossime" allo stato critico. L'intercetta coesiva  $c$  dell'inviluppo di resistenza del materiale a contenuto d'acqua naturale è stata determinata interpolando con una retta nel piano  $\{\sigma_v - u_a, \tau\}$  i punti rappresentativi delle massime resistenze. Pertanto il valore di  $c$  ottenuto potrebbe essere dovuto non solo all'effetto della suzione "naturale", ma anche all'aver approssimato

<sup>7</sup> In realtà le deformazioni volumetriche plastiche non provocano una semplice traslazione della LC e della AC ma ne modificano anche la forma; per semplificare la rappresentazione si è però scelto di trascurare questo aspetto.

l'involuppo di resistenza con una retta<sup>8</sup>. D'altra parte il valore di tale intercetta di circa 30 kPa qualora attribuito unicamente alla suzione può essere giustificato dai valori misurati sul materiale a contenuto d'acqua naturale. Il valore medio della suzione "naturale" è compreso tra 20 e 30 kPa (si veda il paragrafo VII.2). Tale valore sarebbe quindi appena sufficiente ad ottenere una coesione apparente pari a quella misurata nell'ipotesi che il materiale fosse perfettamente saturo e si potesse applicare il principio delle tensioni efficaci. Tuttavia per quanto si è visto sull'andamento della curva caratteristica della pozzolana studiata è ipotizzabile che già per valori modesti della suzione, quali sono quelli che sono stati misurati, l'acqua si disponga in prevalenza in menischi in corrispondenza dei contatti tra le particelle (*meniscus water*) mentre sia modesta la porzione che riempie i pori (*bulk water*). Pertanto in ragione di quanto si è visto nel paragrafo II.7.2 sull'effetto meccanico della suzione è ragionevole supporre che nella pozzolana studiata una suzione compresa tra i 20 ed i 30 kPa possa produrre una coesione apparente pari a quella determinata con le prove di taglio diretto.

***Involuppo di resistenza del materiale presaturato.*** Nel caso del materiale presaturato gli involuppi delle resistenze di "picco" e delle resistenze finali sono poco diversi l'uno dall'altro. Il valore dell'intercetta coesiva dell'involuppo di "picco" risultato di un'interpolazione lineare nel piano  $\{\sigma_v - u_a, \tau\}$  risente evidentemente della curvatura dell'involuppo stesso. D'altra parte l'involuppo delle resistenze finali "approssima" la retta di stato critico per suzione nulla.

***Involuppo di resistenza del materiale saturato al "picco".*** Sulla base delle analisi svolte in questo paragrafo si può concludere che la resistenza offerta dal materiale dopo un brusco crollo causato dalla saturazione cresce asintoticamente verso il valore critico. Pertanto l'involuppo di resistenza determinato interpolando i punti rappresentativi delle resistenze finali approssima la retta di stato critico. Va notato tuttavia che la resistenza arriva al valore critico dal "basso" indipendentemente dal livello tensionale poiché la saturazione porta in ogni caso il materiale a comportarsi come contraente. Ciò giustifica il fatto che l'involuppo di resistenza così determinato è situato al disotto dell'involuppo delle resistenze finali del materiale presaturato (si veda la Tabella VI.5-1).

<sup>8</sup> L'ipotizzare che l'involuppo di resistenza sia curvo non esclude che esso possa avere una intercetta coesiva e che quindi il materiale possa essere dotato di coesione.

L'evoluzione della resistenza durante le prove di taglio eseguite ed il legame tensioni deformazioni previsto dal modello analizzato suggeriscono un'ulteriore considerazione di interesse applicativo. Le analisi dei percorsi di saturazione esposti in questo paragrafo sembrerebbero indicare che la saturazione possa essere accompagnata da una riduzione del deviatore applicato e da deformazioni plastiche significative anche nel caso di stati tensionali situati al di sotto della *CSL* corrispondente ad  $s=0$  (Figura VII-13). Le analisi di stabilità che coinvolgono un volume di terreno non saturo non sarebbero dunque sempre cautelative qualora condotte facendo riferimento alle caratteristiche di resistenza del terreno in condizioni di completa saturazione.

---

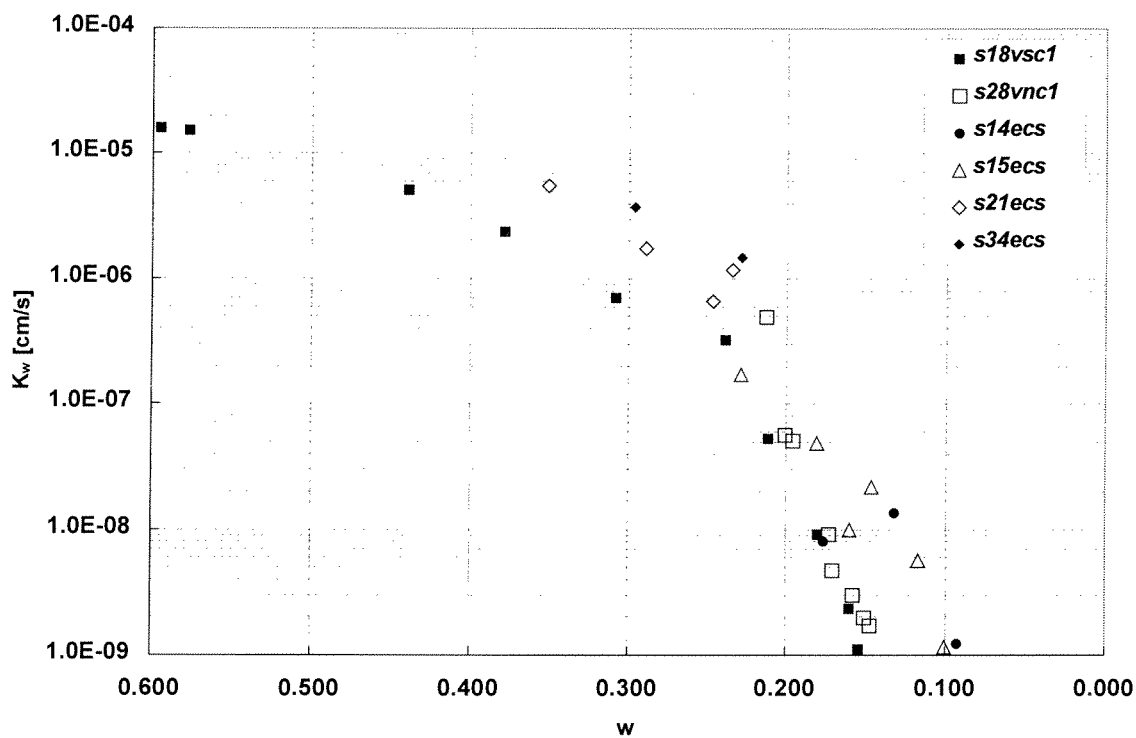
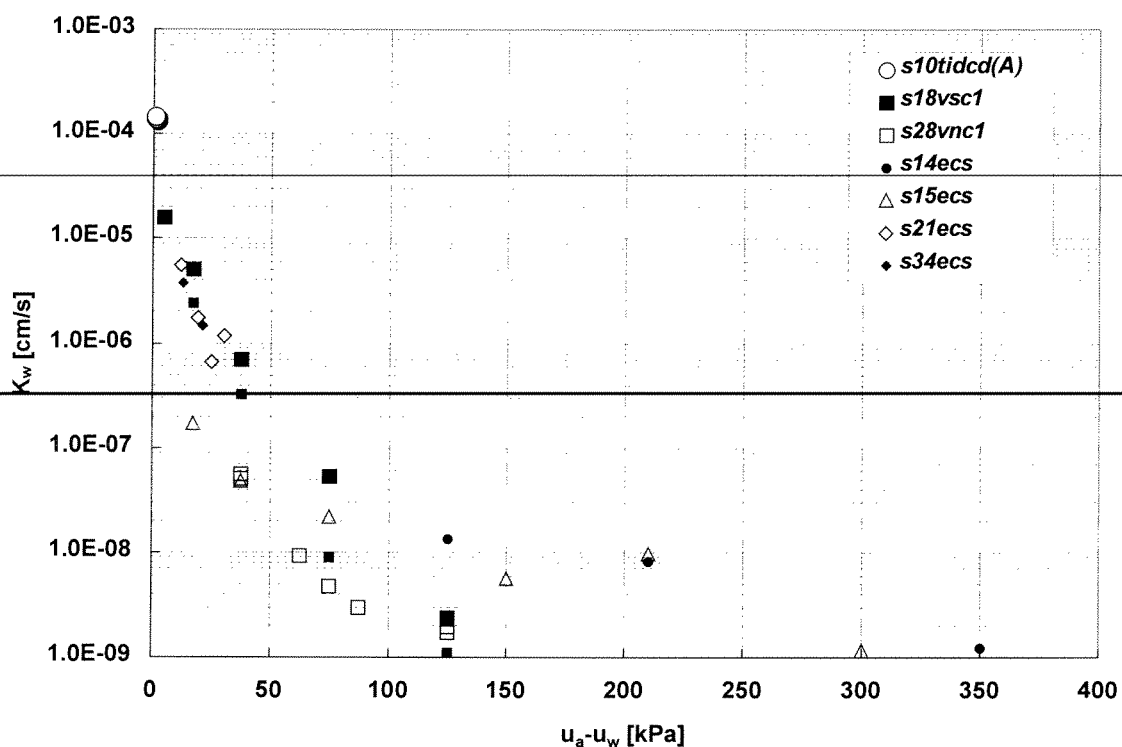


Figura VII-1 Determinazioni di permeabilità eseguite in estrattore di volume, edometro a suzione controllata e cella triassiale.

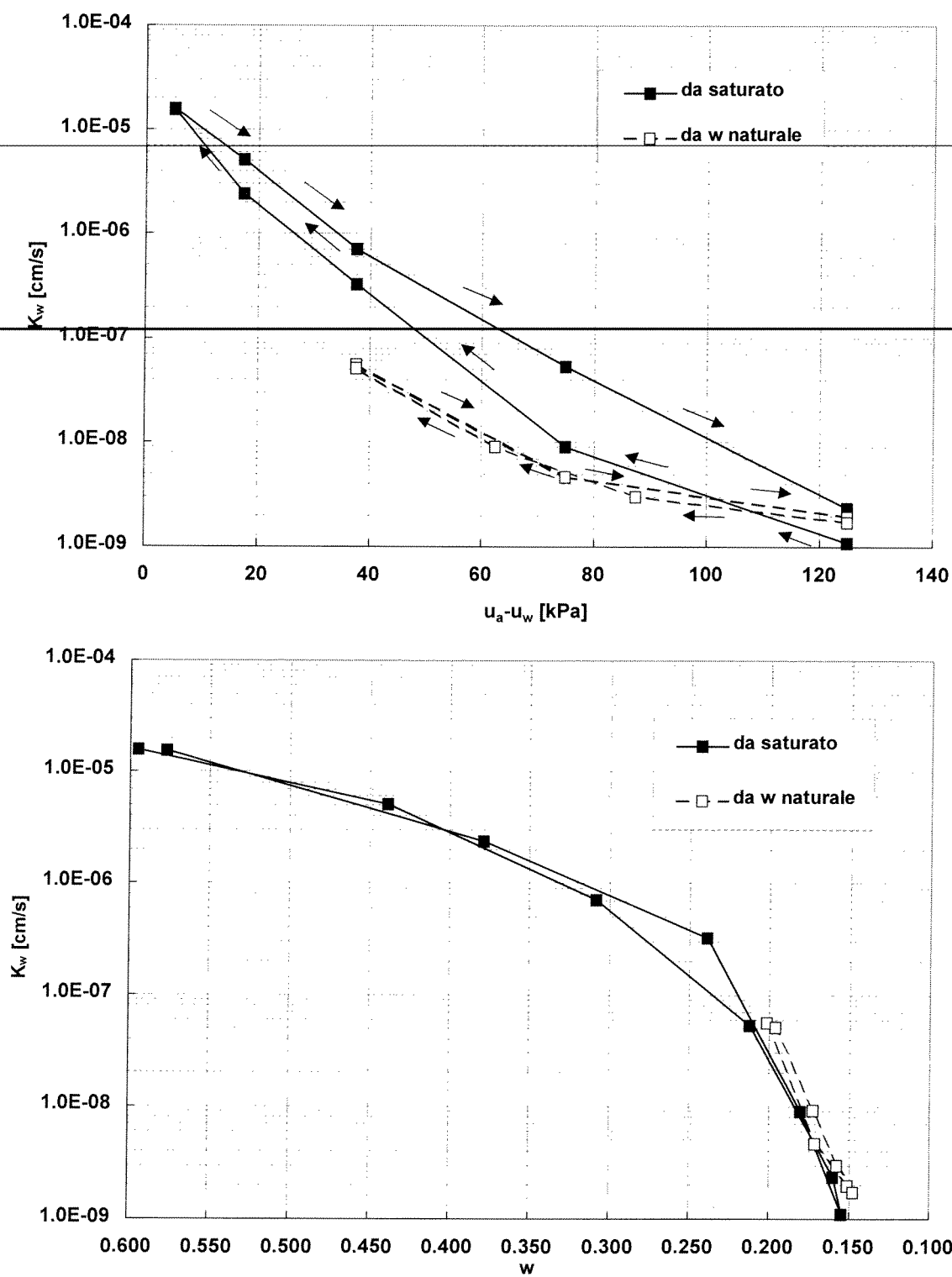


Figura VII-2 Misure di permeabilità eseguite in estrattore di volume durante cicli di essiccamento/umidificazione su materiale saturato e materiale inizialmente a contenuto d'acqua naturale.

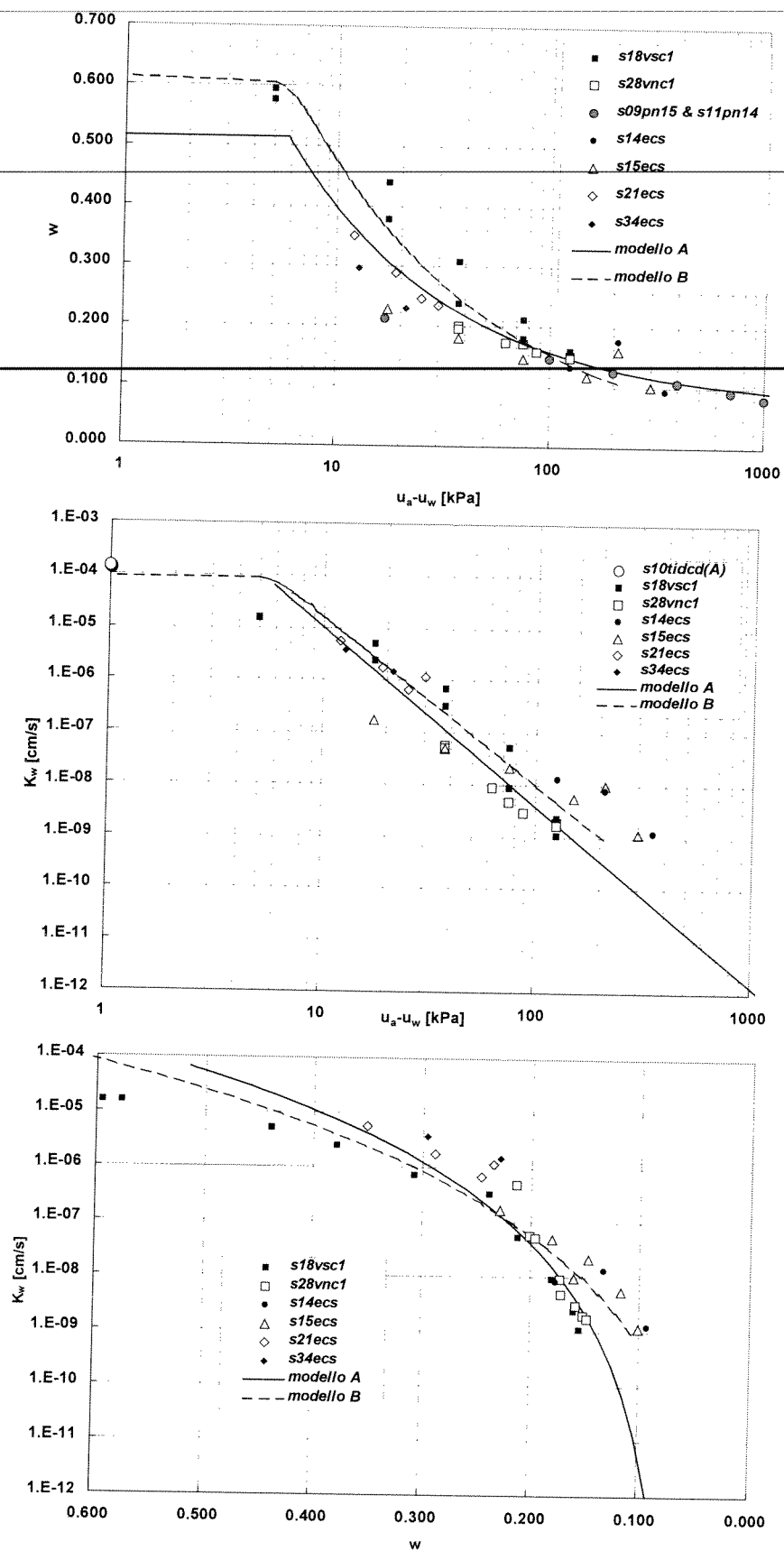


Figura VII-3 Interpretazione dei risultati.

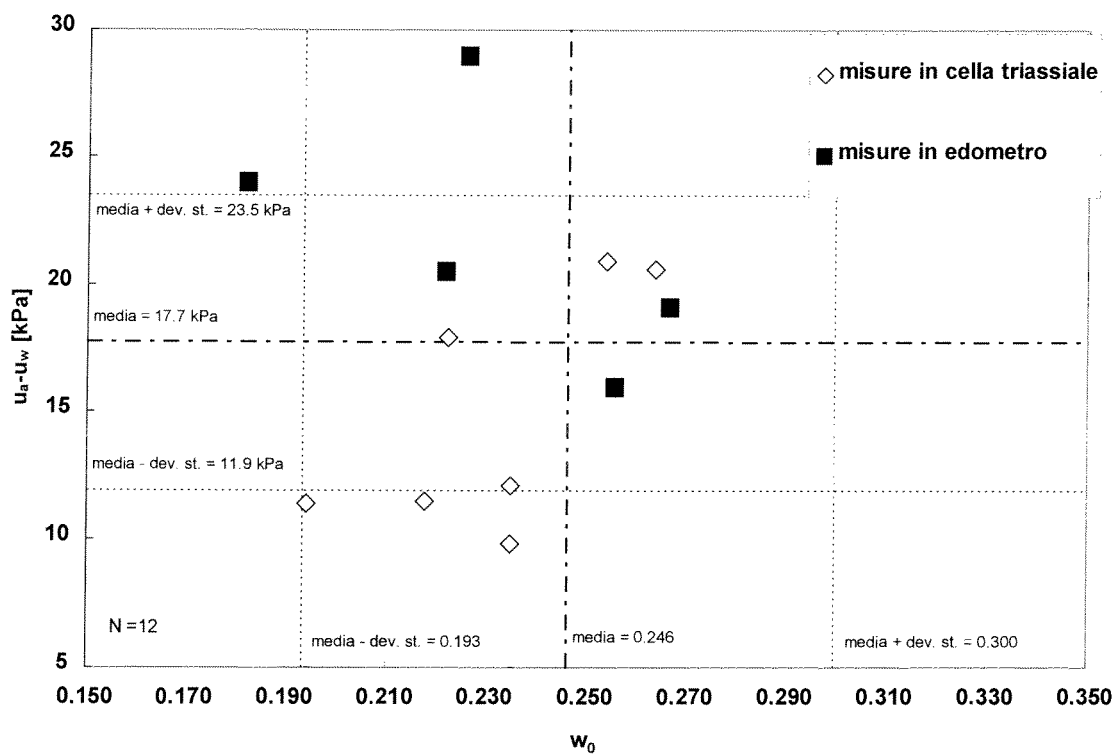
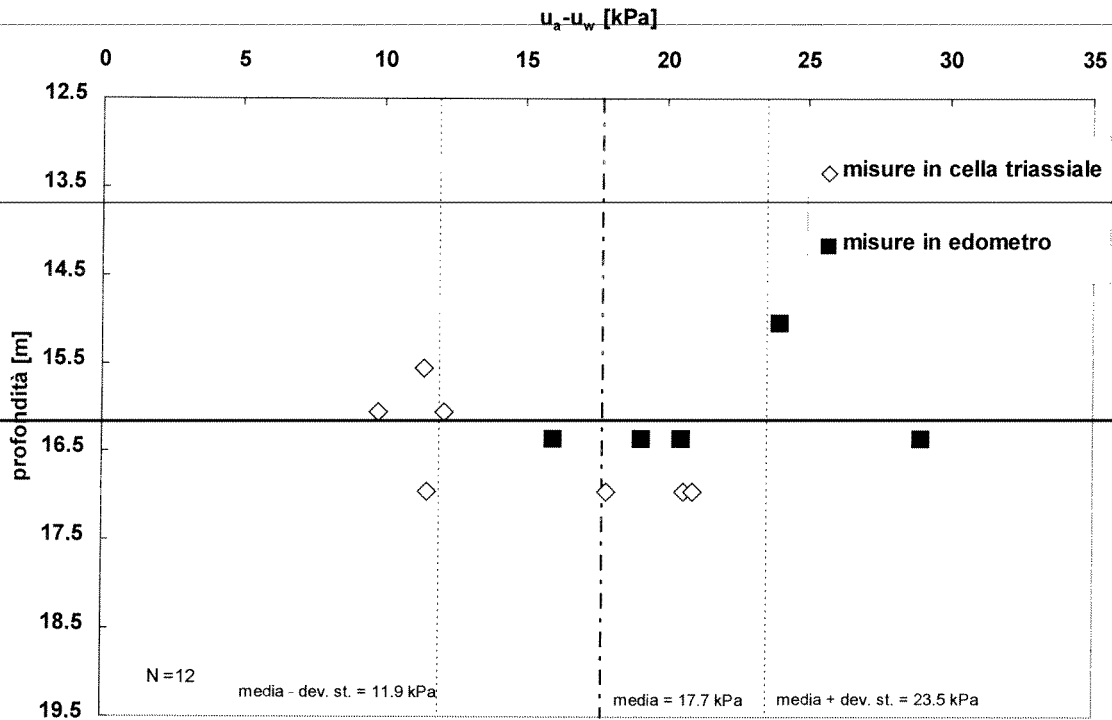


Figura VII-4 Misure di suzione iniziale eseguite con la tecnica della traslazione d'assi nel corso della sperimentazione: valori misurati in corrispondenza delle profondità di prelievo dei campioni; valori misurati in funzione del contenuto d'acqua naturale.



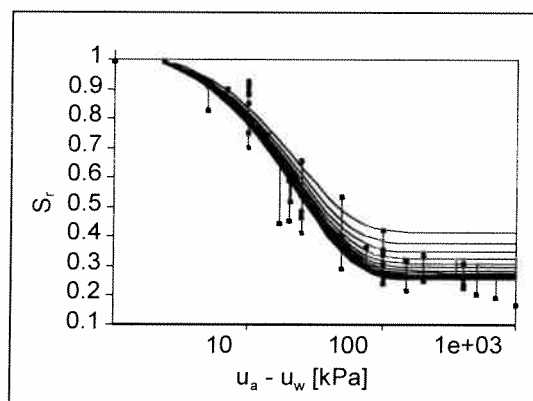
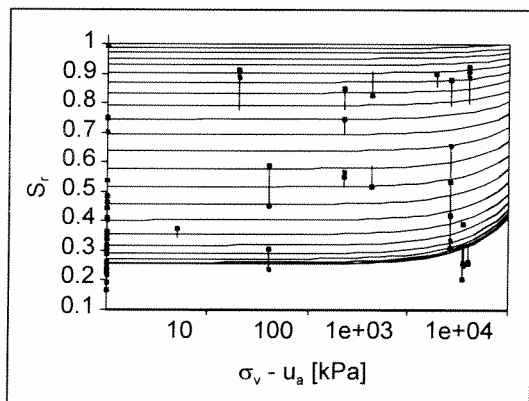
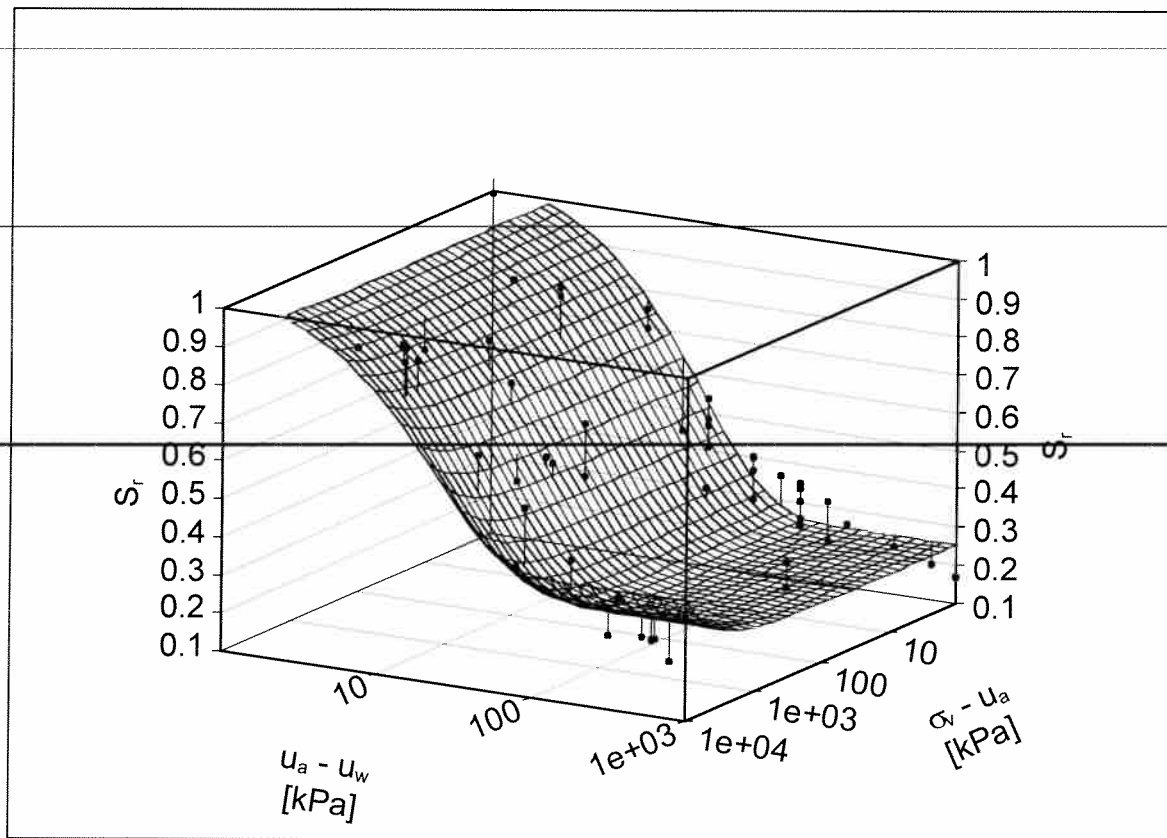


Figura VII-5 Superficie di stato per il grado di saturazione  $S_r$ , (funzione A)

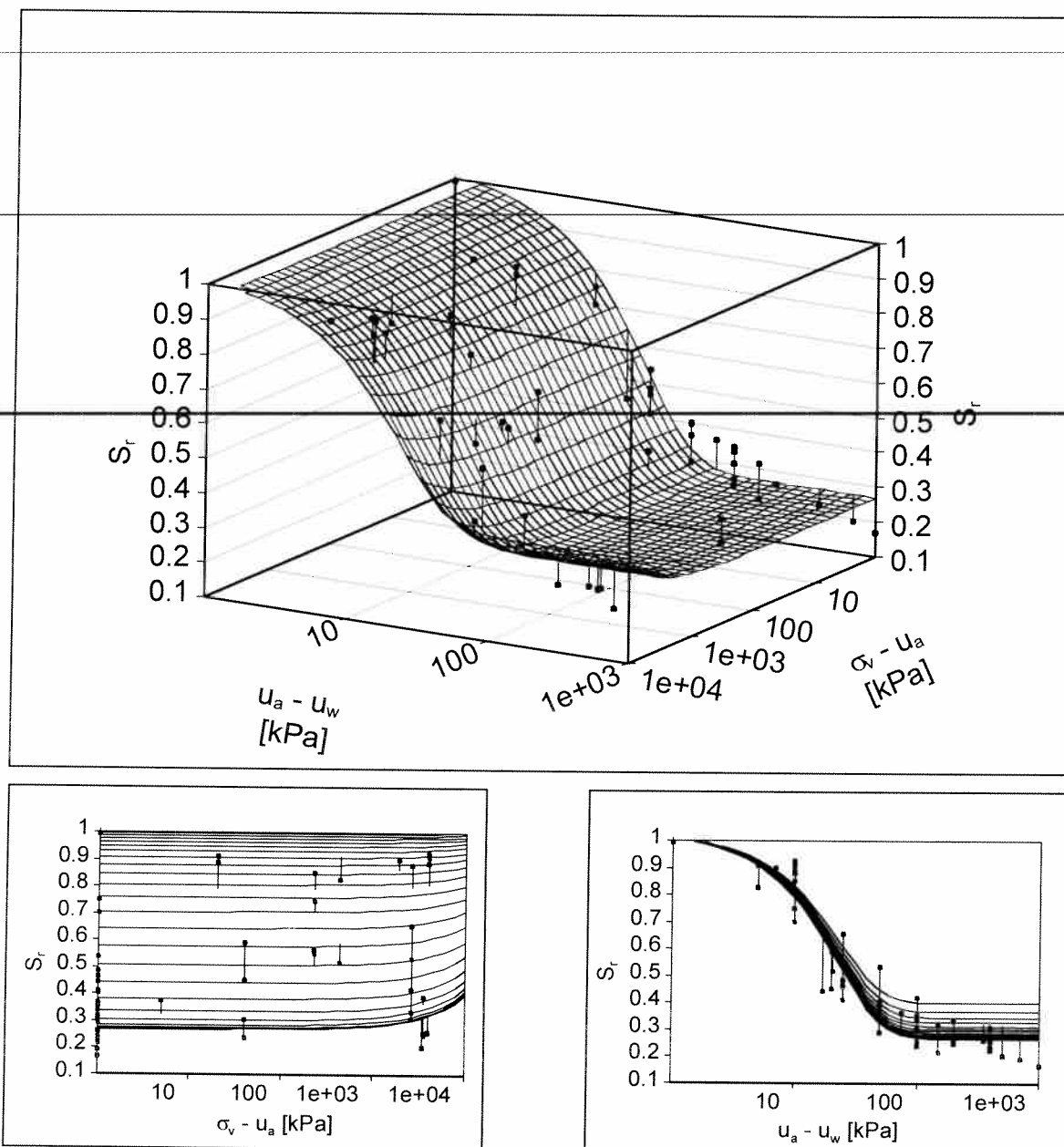


Figura VII-6 Superficie di stato per il grado di saturazione  $S_r$  (funzione B)

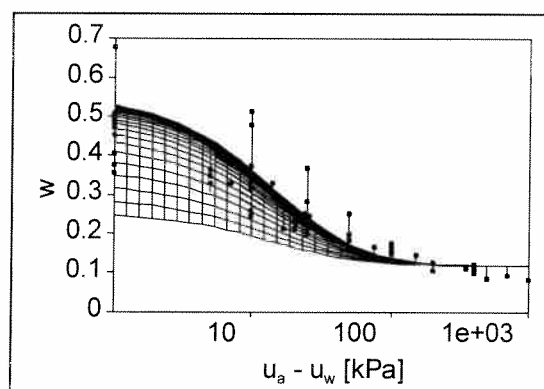
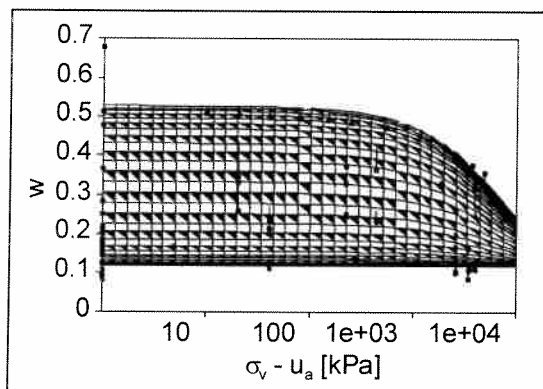
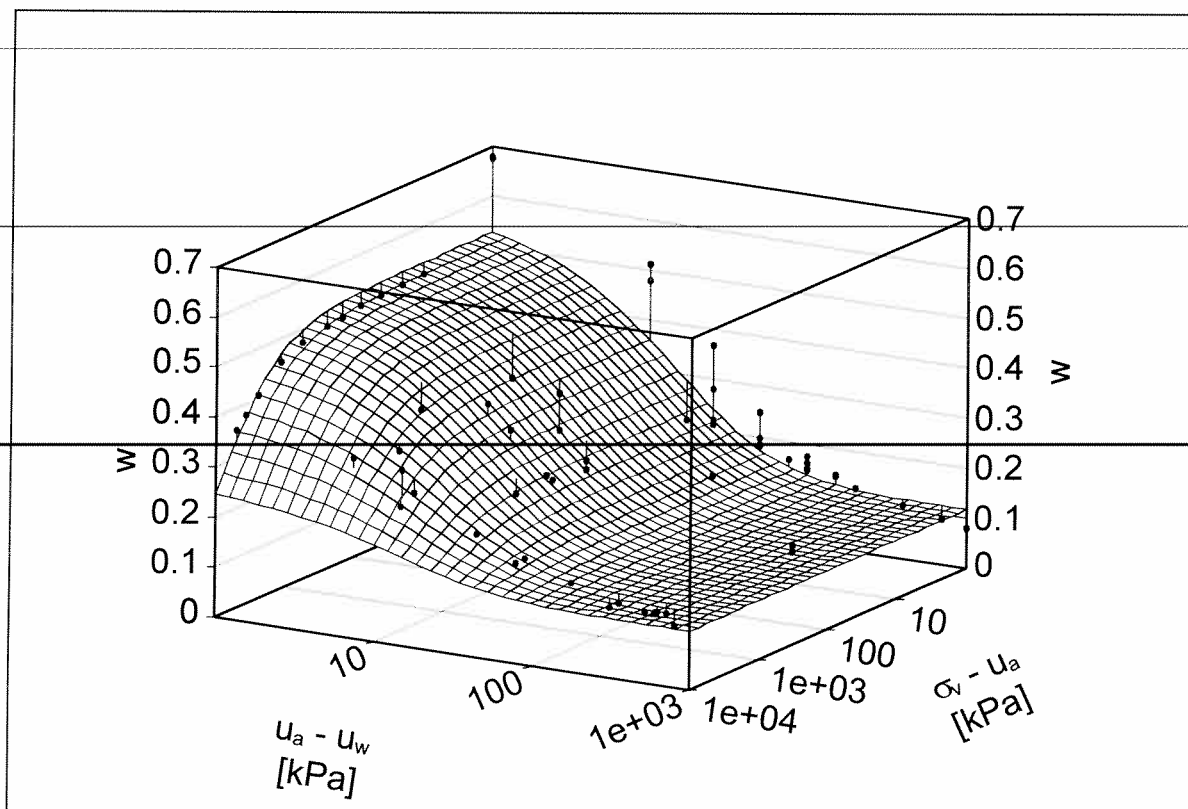


Figura VII-7 Superficie di stato per il contenuto d'acqua  $w$  (funzione C)

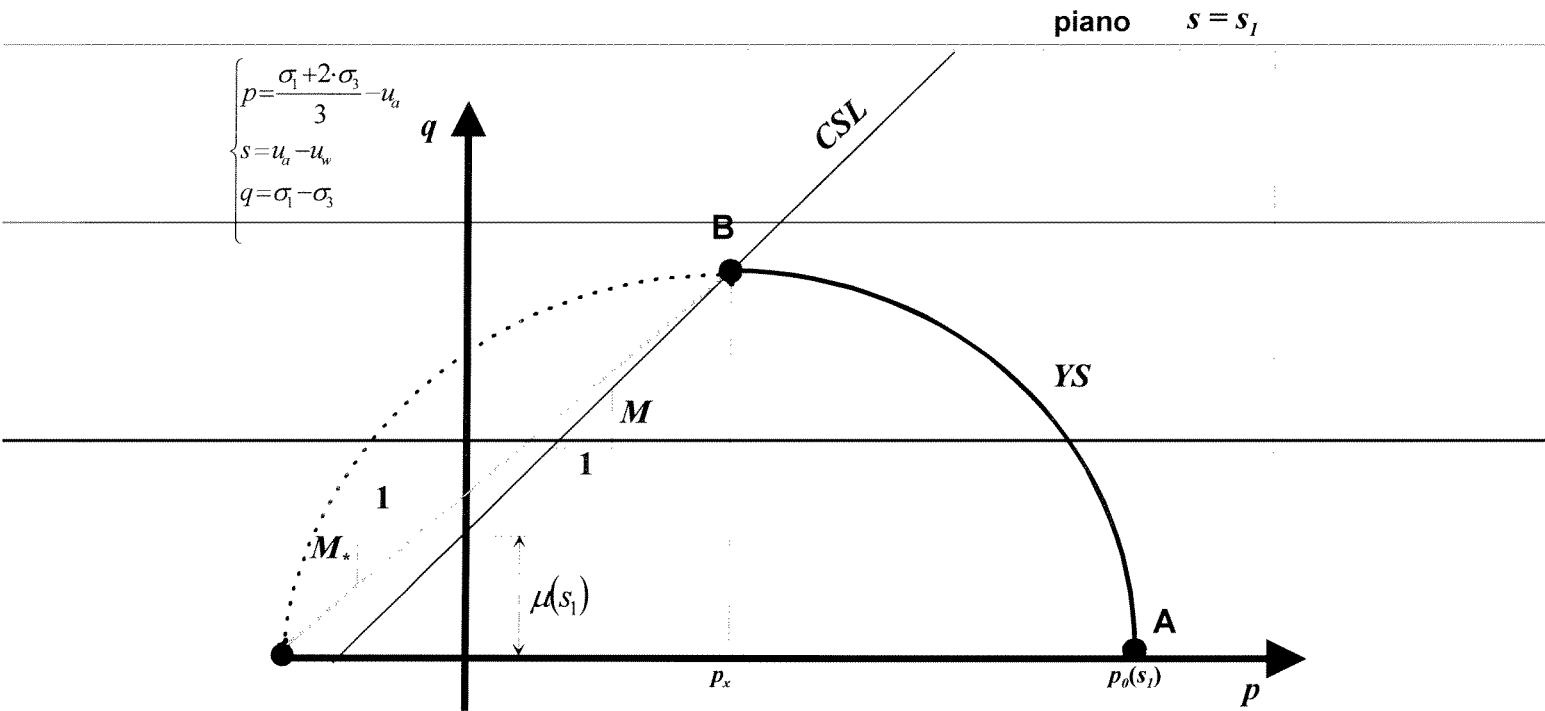


Figura VII-8 Intersezione della superficie di snervamento (YS) e della superficie di stato critico con il generico piano a suzione costante nello spazio  $\{p, s, q\}$   
 [Wheeler e Sivakumar, 1995]

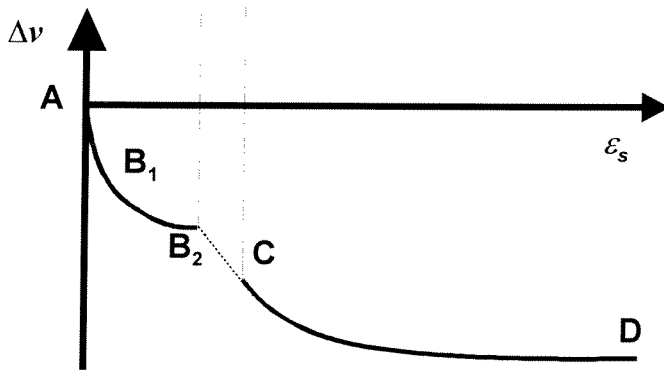
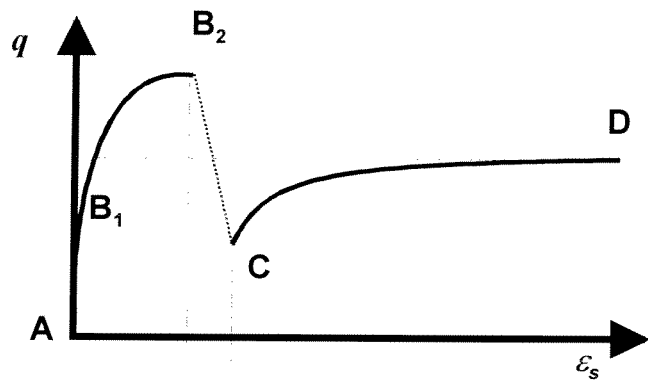
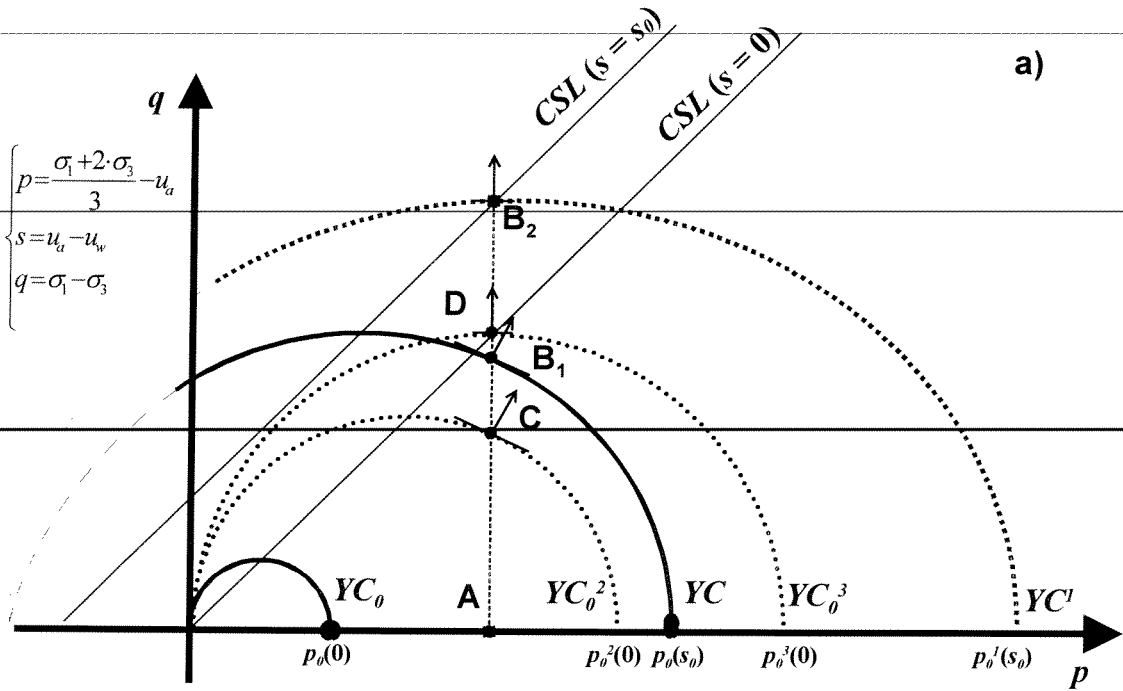


Figura VII-9 Risposta del modello nel CASO-1:  
 a) proiezione del percorso tensionale in un piano a suzione costante;  
 b) legame tensioni deformazioni  
 c) variazioni del volume specifico

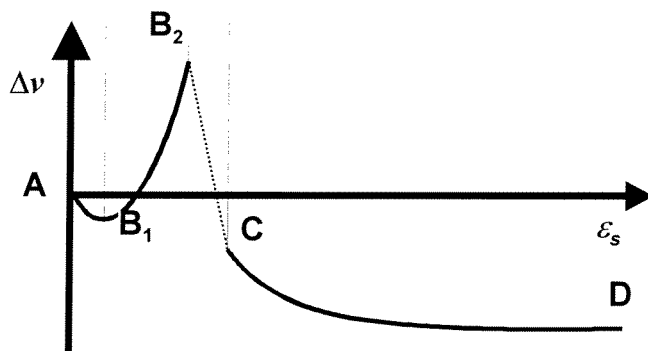
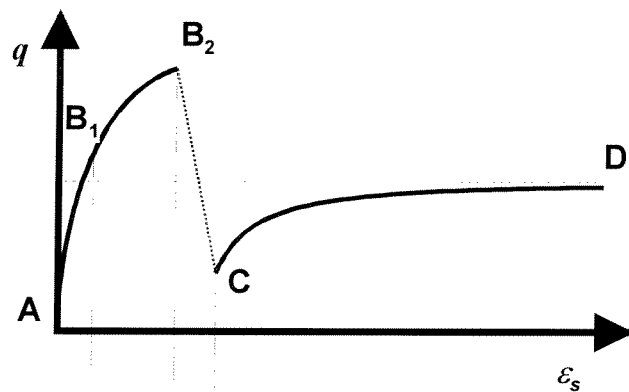
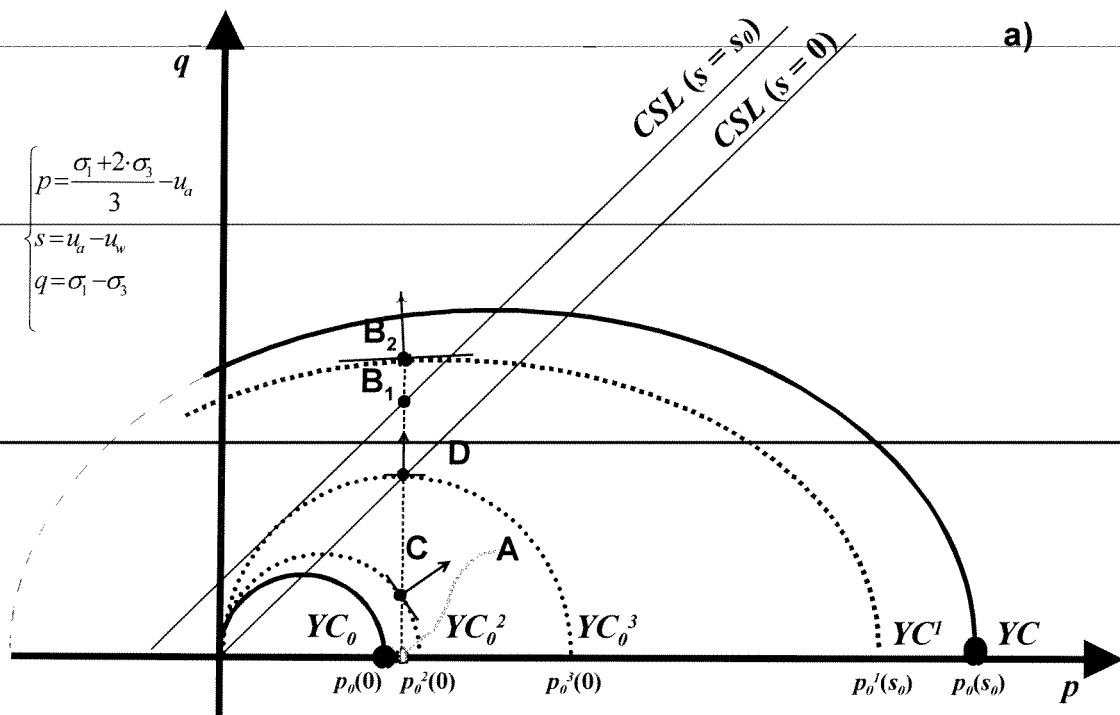
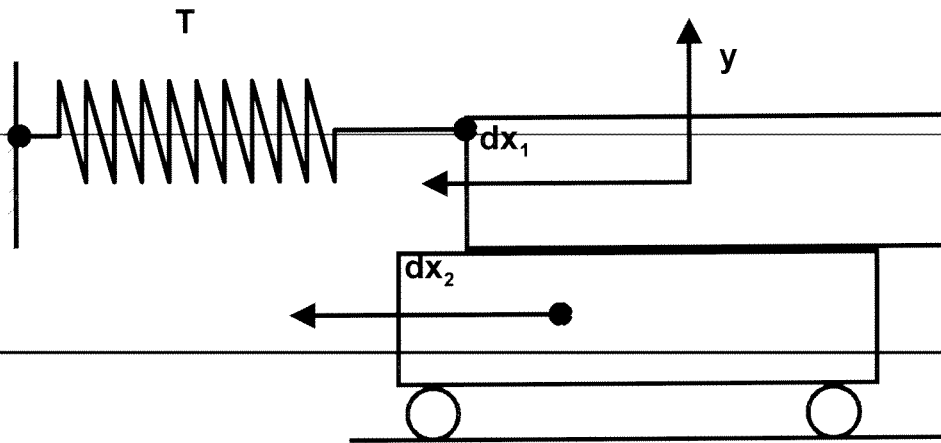


Figura VII-10 Risposta del modello nel CASO-2:  
 a) proiezione del percorso tensionale in un piano a suzione costante;  
 b) legame tensioni deformazioni  
 c) variazioni del volume specifico

a)

$$dx = dx_2 - dx_1$$



b)

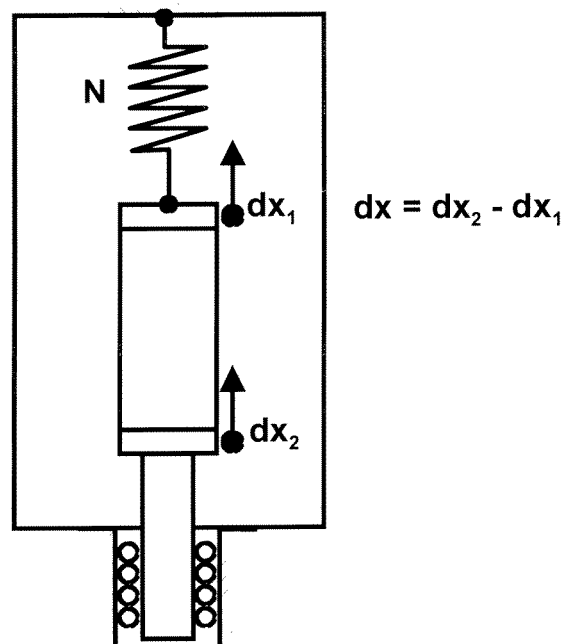


Figura VII-11 Influenza della presenza dell'anello dinamometrico:  
 a) caso di una prova di taglio diretto;  
 b) caso di una prova triassiale.

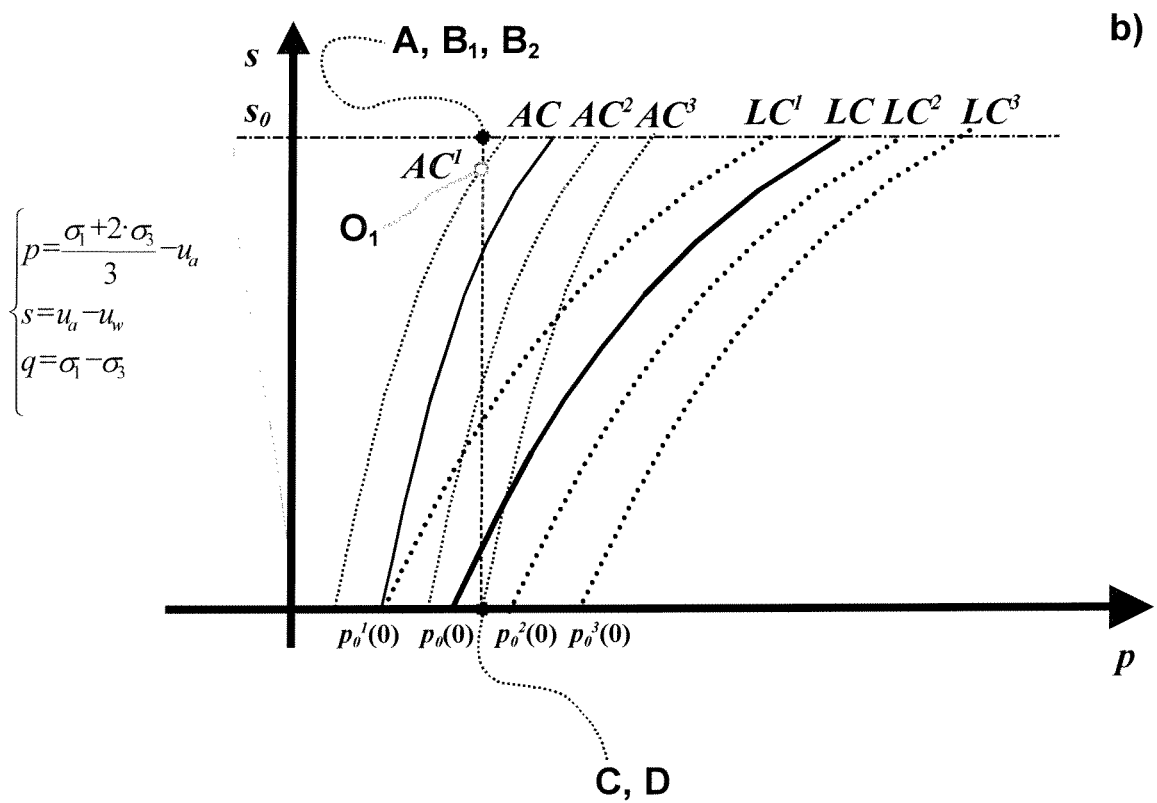
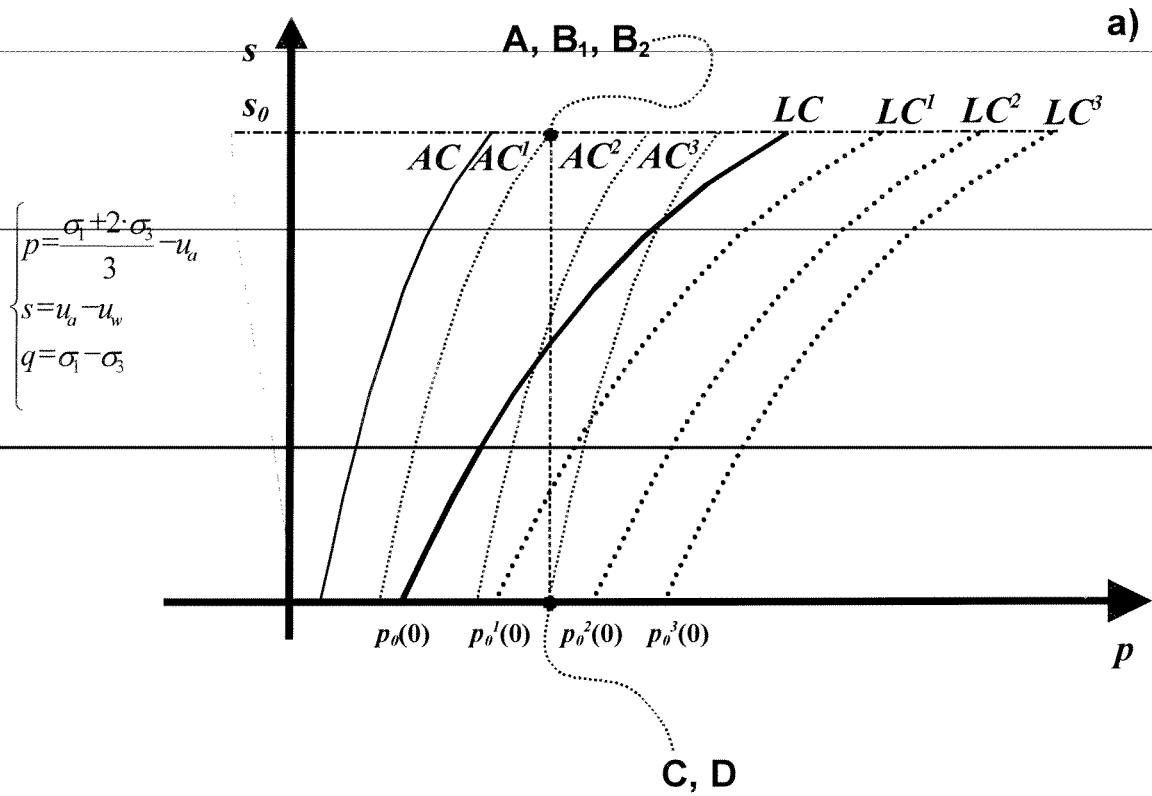
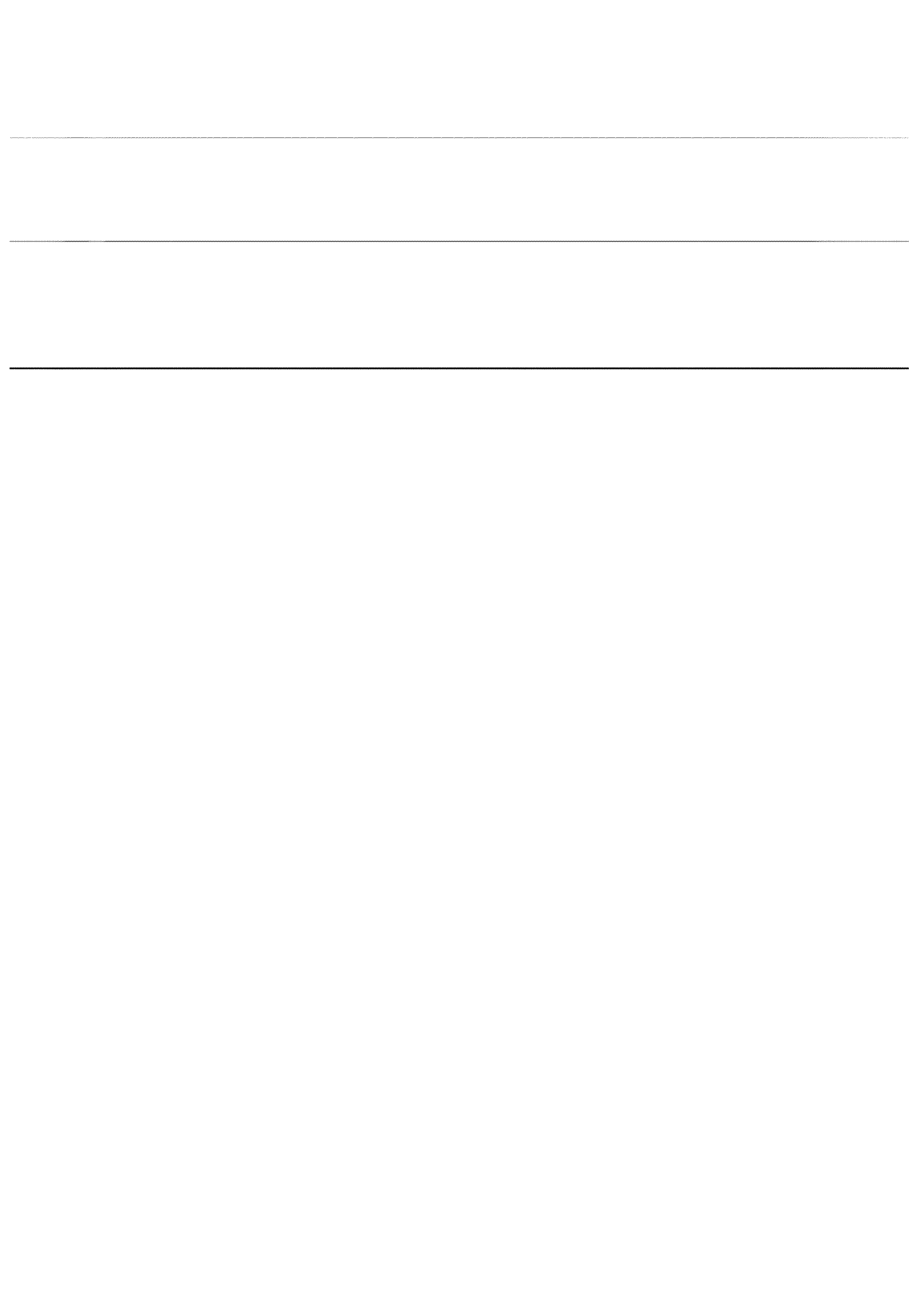


Figura VII-12 Proiezioni nel piano isotropo dei percorsi tensionali analizzati:  
a) CASO-1; b) CASO-2.





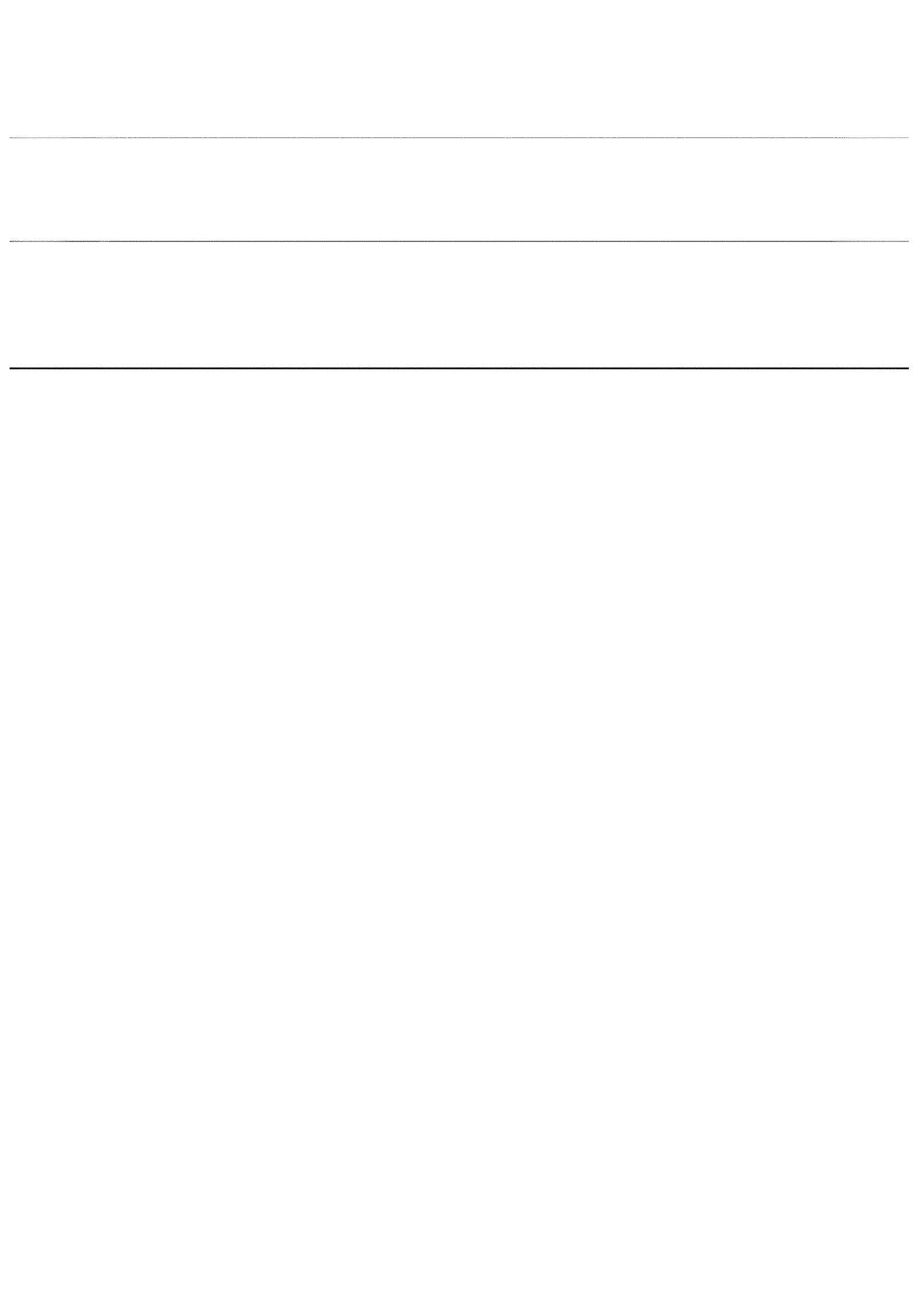


---

CAPITOLO VIII  
Conclusioni

---

---



---

## CAPITOLO VIII CONCLUSIONI

---

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

Si è detto nel capitolo I che alcuni dei fenomeni di instabilità che si verificano nelle pozzolane del napoletano conseguono dalla saturazione di questi materiali provocata da intense precipitazioni o perdite da acquedotti o fognature.

---

L'indagine condotta sul comportamento idraulico della pozzolana del tufo giallo ha fornito dei dati sperimentali utili per comprendere in che modo questi materiali possano saturarsi. In primo luogo va osservato che la pozzolana studiata è caratterizzata da un'elevata porosità e che in sito presenta un basso valore del grado di saturazione. Ciò comporta che i volumi d'acqua necessari alla sua completa saturazione siano notevoli. I risultati sperimentali hanno mostrato che durante un processo di saturazione buona parte dell'acqua necessaria a riempire i pori presenti nel materiale viene assorbita da questo in seguito alla riduzione della suzione da valori di poche decine di kPa a qualche kPa. Questo comportamento si riflette anche sulla funzione di permeabilità del materiale studiato. Questa infatti indica per valori della suzione di poche decine di kPa una brusca riduzione della permeabilità rispetto quella del materiale saturo. Ciò comporta che la saturazione in sito di questa pozzolana possa avvenire solo a seguito di precipitazioni o perdite intense e di lunga durata.

L'indagine condotta sul comportamento meccanico della pozzolana del tufo giallo ha permesso di individuare alcuni degli effetti che la saturazione può avere sul comportamento meccanico delle pozzolane del napoletano. Si è osservato che la completa saturazione del materiale studiato provoca riduzioni di volume e una significativa riduzione di resistenza a taglio. Entrambi i fenomeni sembrano conseguire solo dall'annullamento completo della suzione mentre una semplice riduzione di tale grandezza a qualche kPa non appare sufficiente a produrli. Nel materiale studiato solo la completa saturazione comporta infatti la scomparsa dei menischi capillari presenti in corrispondenza dei contatti tra le particelle e dunque l'annullamento della loro azione stabilizzante.

In definitiva si può concludere che solo precipitazioni o perdite di notevole intensità e di lunga durata possono innescare fenomeni di instabilità nelle pozzolane del napoletano. Solo in tali condizioni infatti può aver luogo la saturazione completa di questi materiali. D'altra parte è questa che a sua volta può produrre quei fenomeni meccanici (riduzioni di volume e di resistenza) che talvolta evolvono in una instabilità del volume di terreno coinvolto.

I risultati descritti in questa tesi forniscono anche una indicazione più generale riguardo ai problemi applicativi. L'interpretazione dei risultati delle prove di taglio esposta nel capitolo VII ha infatti mostrato come le analisi di stabilità, che coinvolgono un volume di terreno non saturo, condotte facendo riferimento alle caratteristiche di resistenza del terreno in condizioni di completa saturazione, non siano necessariamente cautelative.

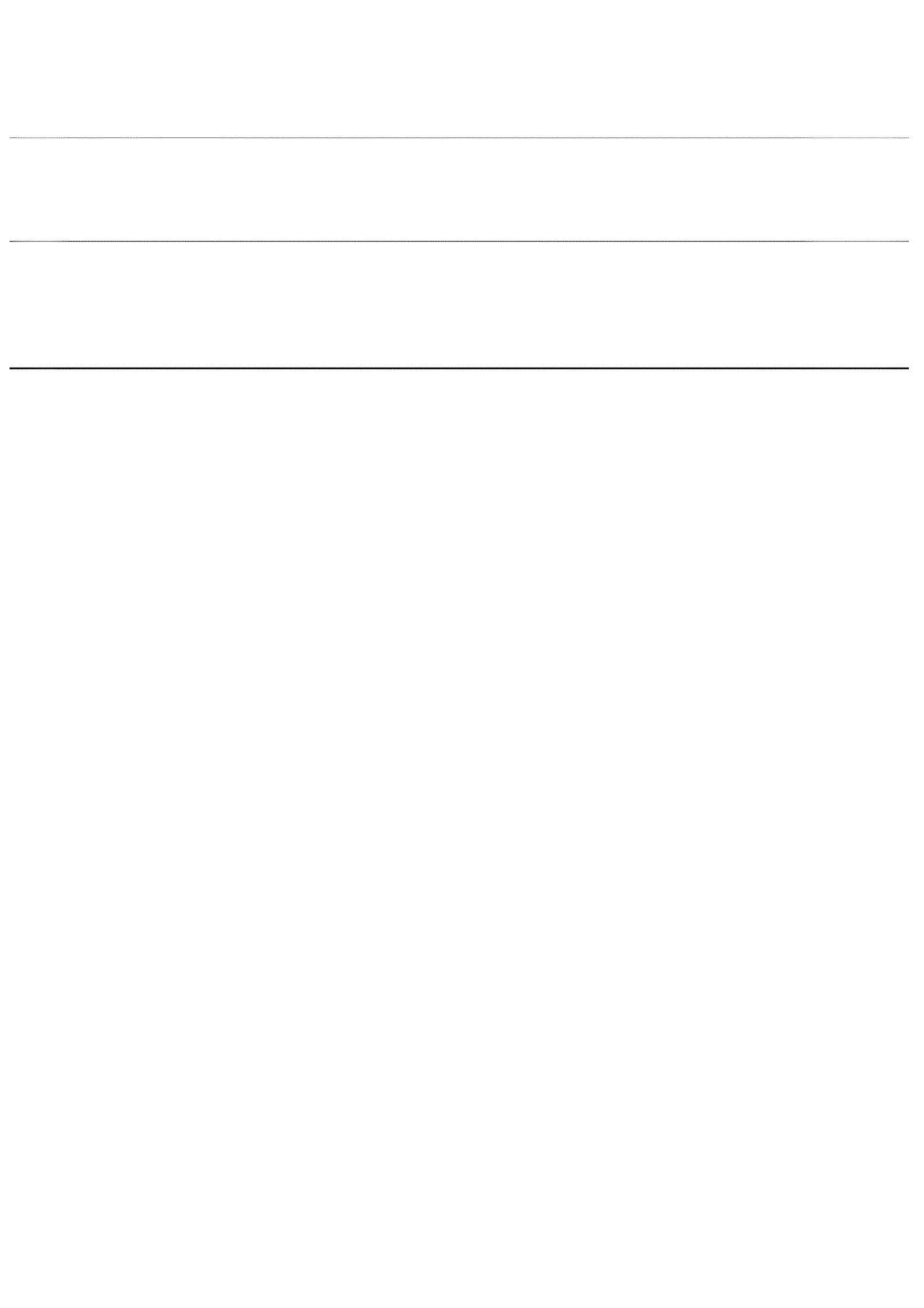
Le conclusioni esposte indicano alcune direzioni nelle quali proseguire la ricerca sulle pozzolane del napoletano. Appare di estremo interesse lo studio di questi materiali in corrispondenza di valori della suzione di pochi kPa per approfondire quanto emerso sull'effetto meccanico che la suzione ha su di essi. Un'indagine sperimentale con questa finalità potrebbe essere ~~condotta con le stesse apparecchiature messe a punto nel corso della~~ ricerca descritta in questa tesi. Alcune semplici modifiche ai sistemi di controllo della suzione potrebbero consentire di controllare con sufficiente accuratezza valori di pochi kPa. Lo studio in cella triassiale del comportamento meccanico delle pozzolane per percorsi tensionali che comportino la saturazione completa potrebbe fornire significativi riscontri alle osservazioni eseguite nel corso di questa ricerca durante le prove di taglio diretto.

---

APPENDICE A  
Risultati sperimentali

---

---





# APPENDICE A    RISULTATI SPERIMENTALI

## A.1    Prove in piastra di Richards

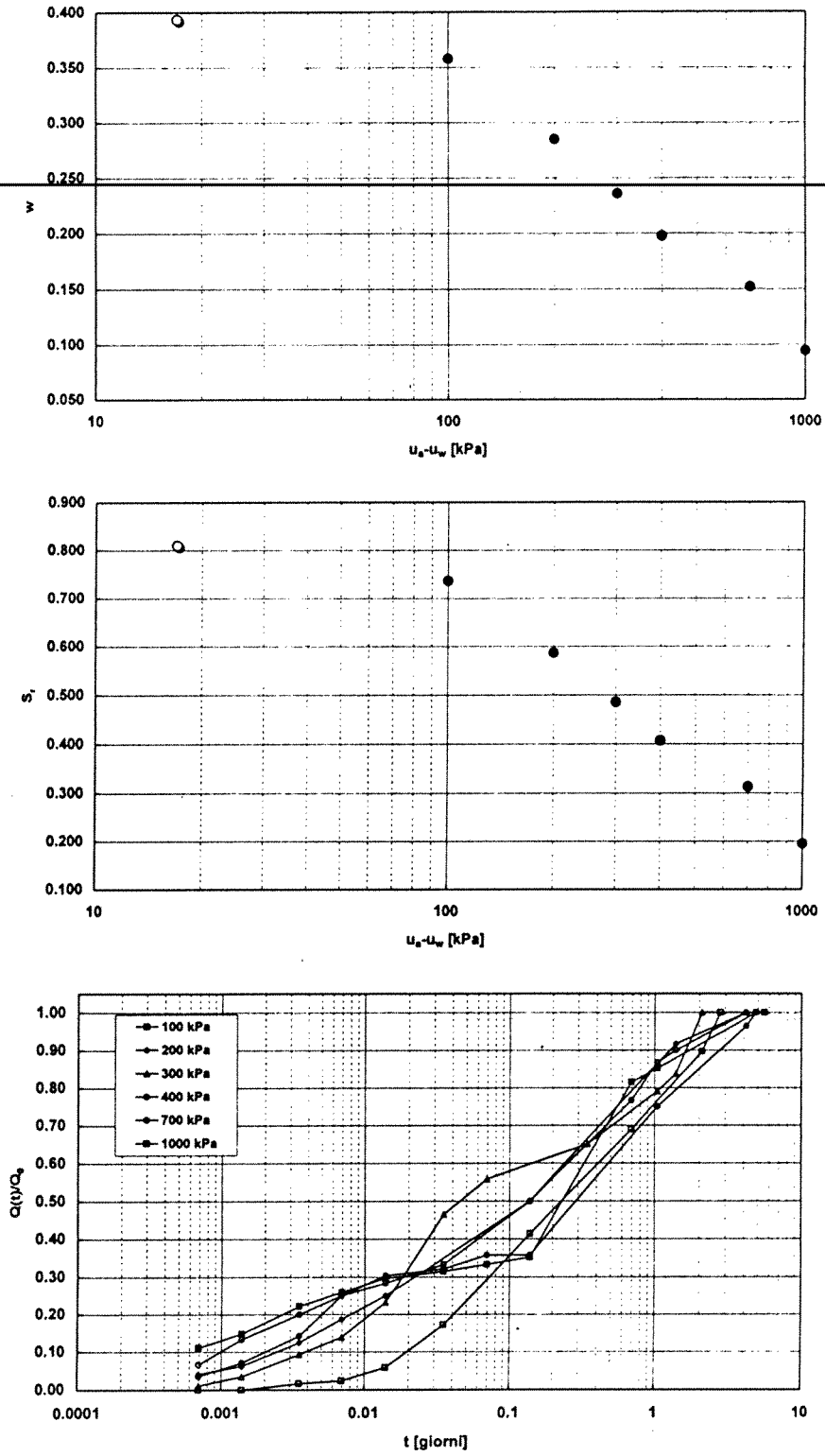


Figura A.1-1 s08pn01.

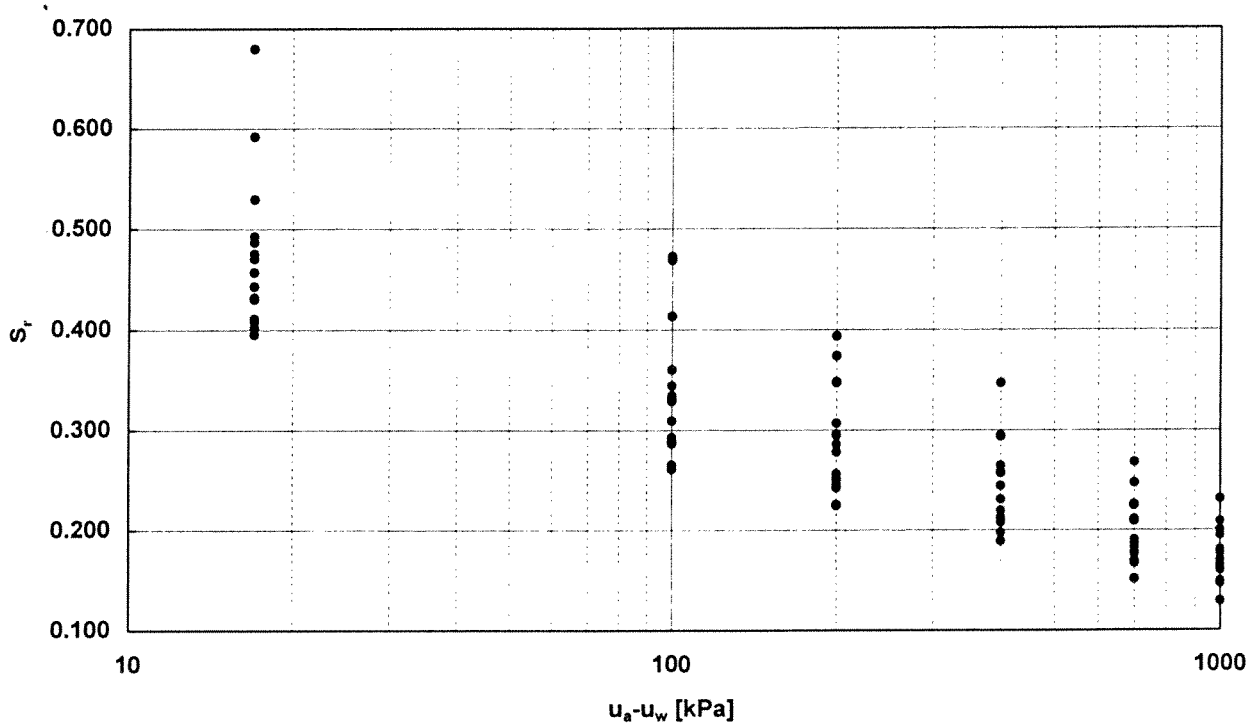
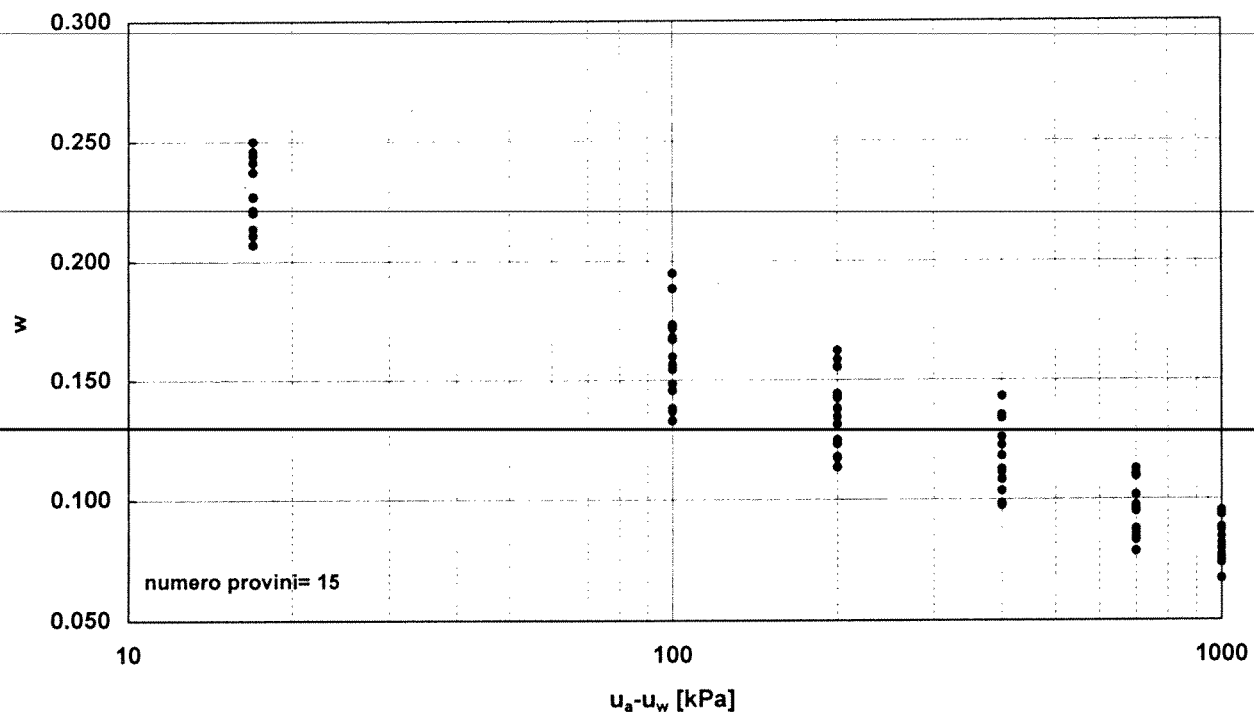


Figura A.1-2 s09pn15.

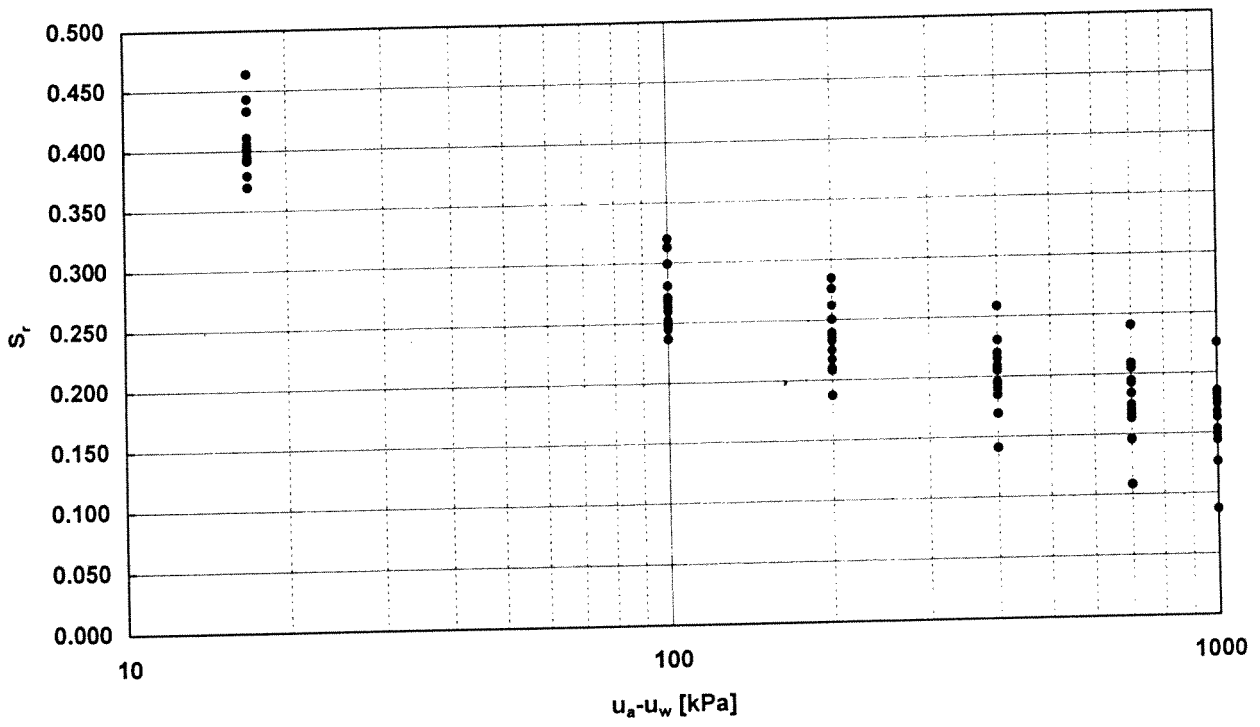
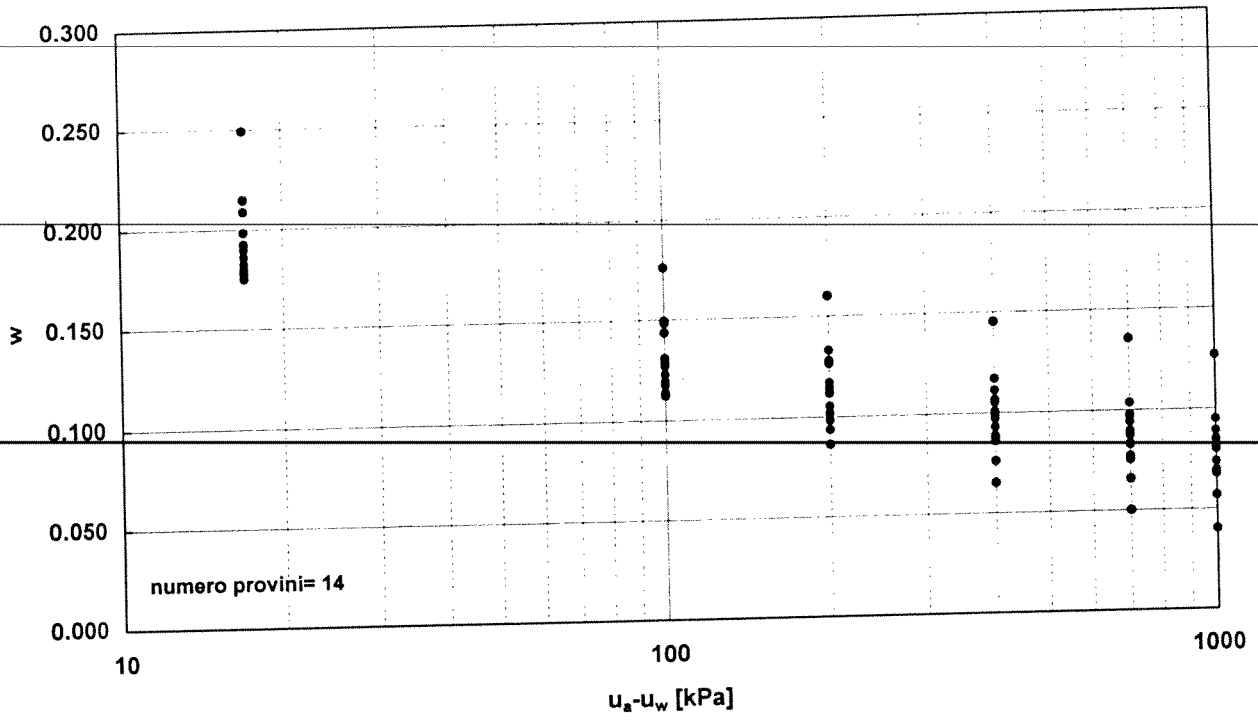


Figura A.1-3 s11pn14.

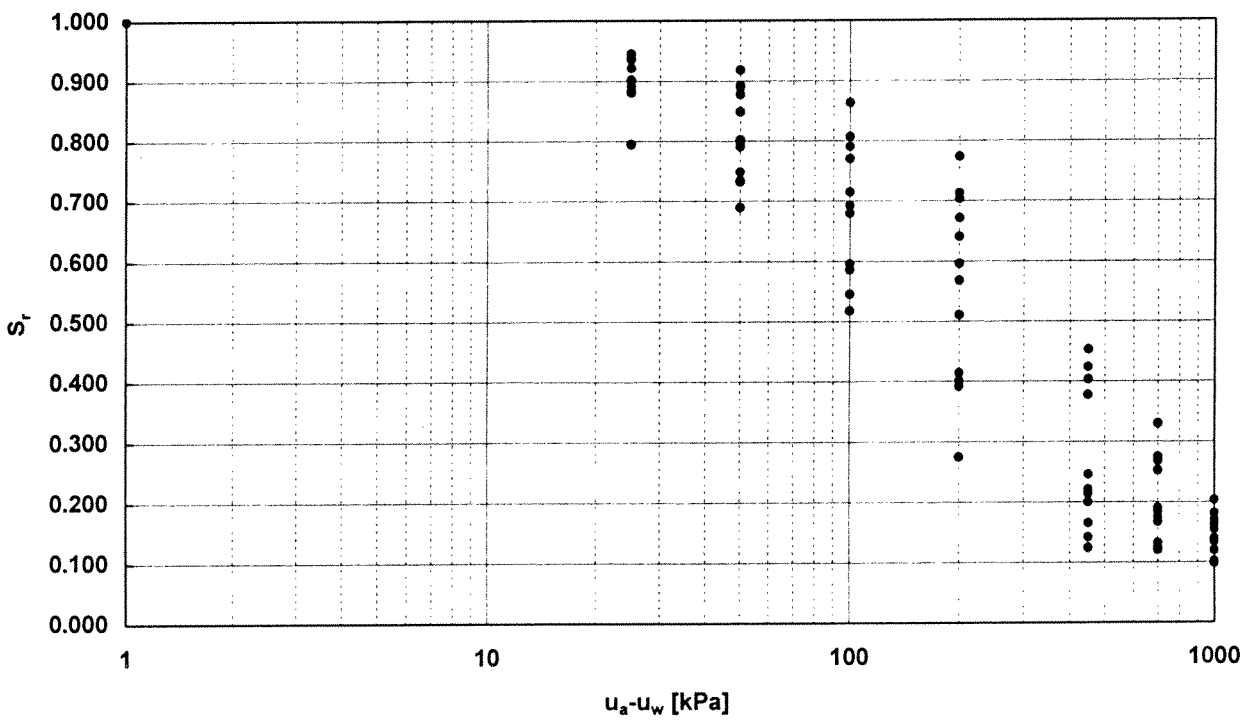
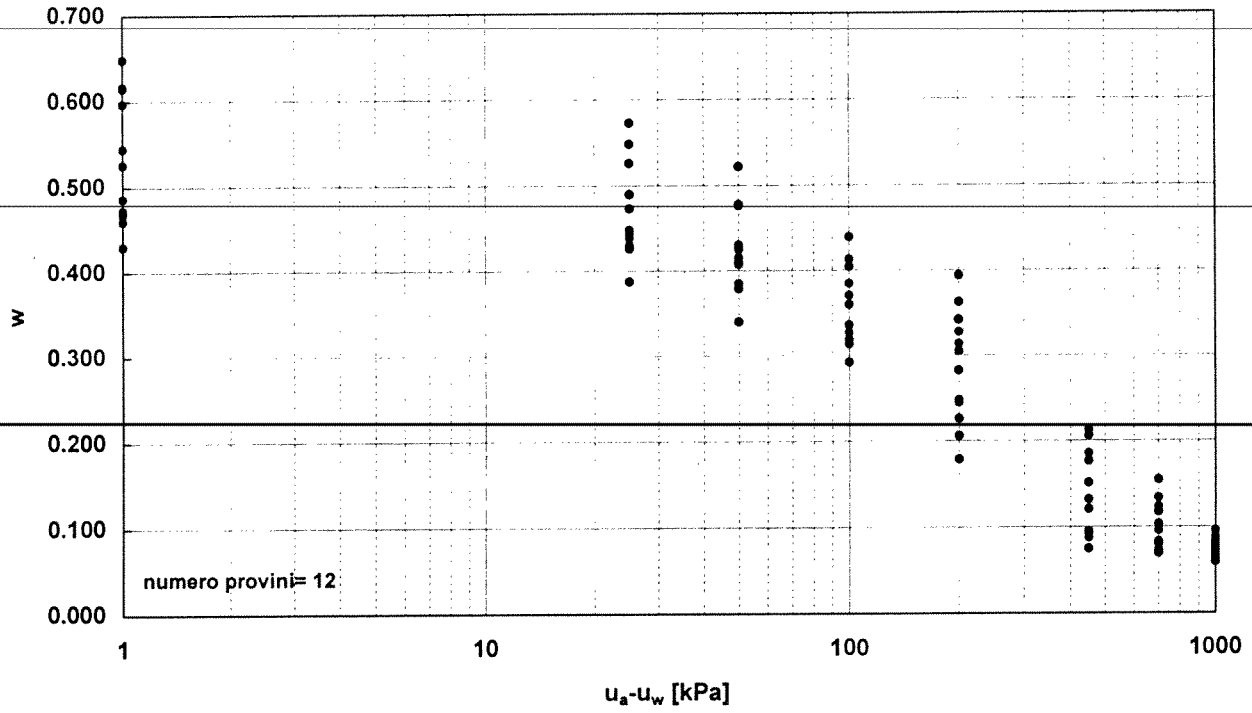


Figura A. 1-4 s17ps12.

A.2 Prove in estrattore di volume

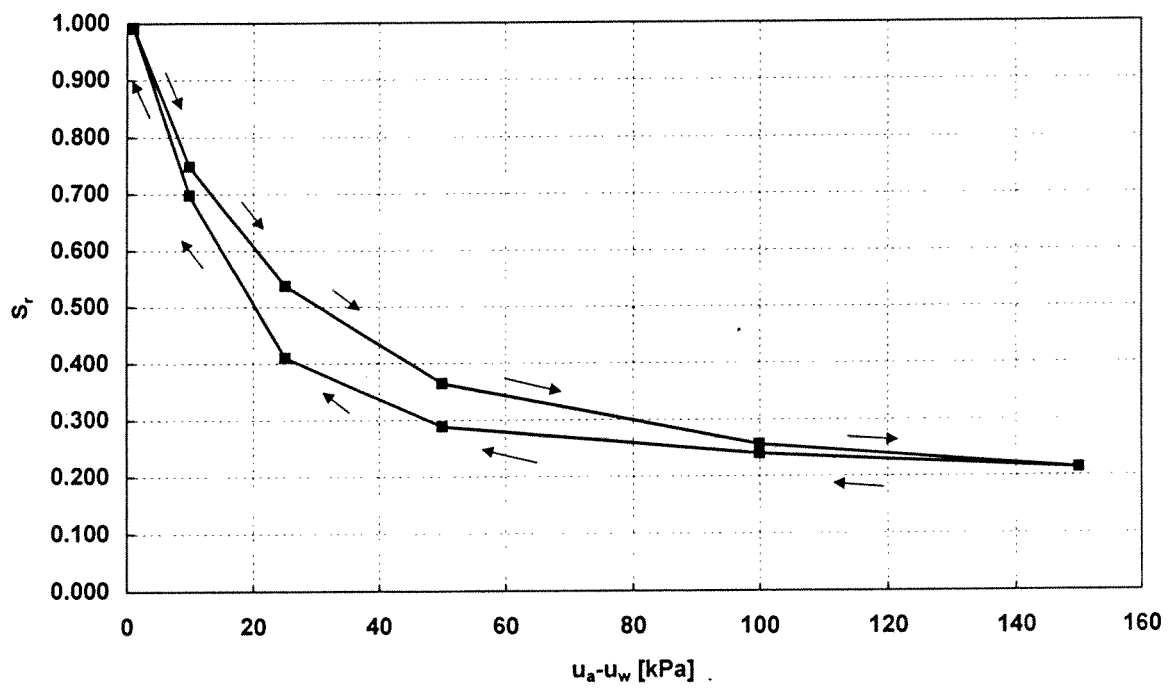
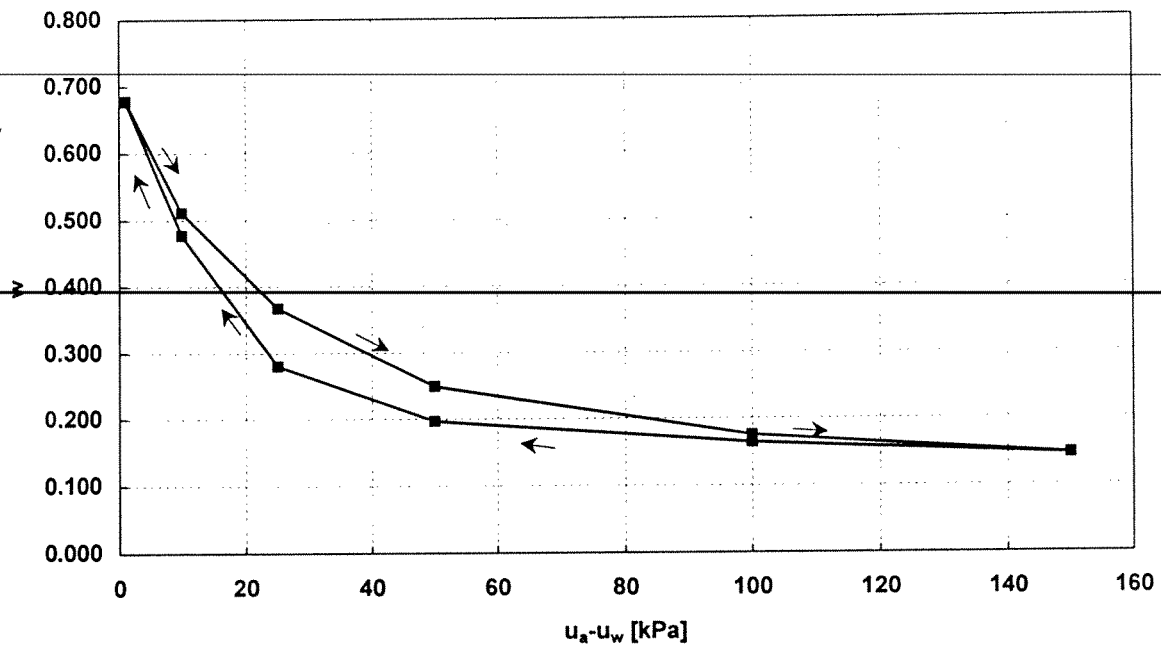


Figura A.2-1 s18vsc1.

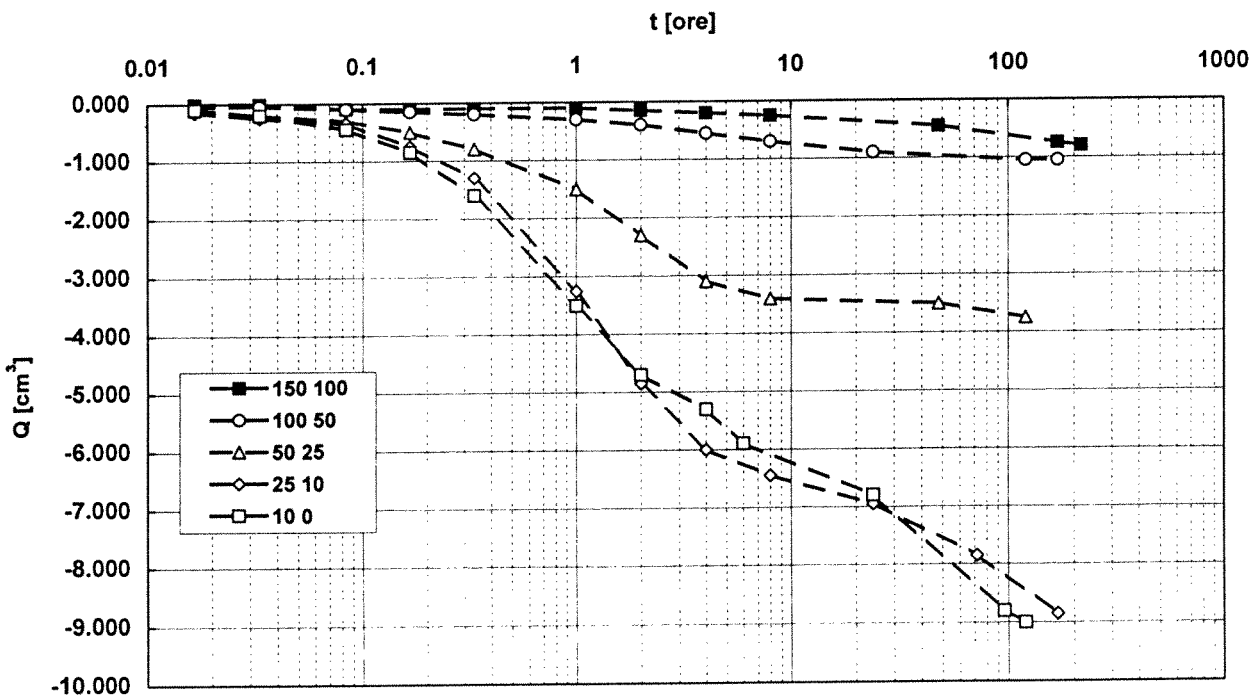
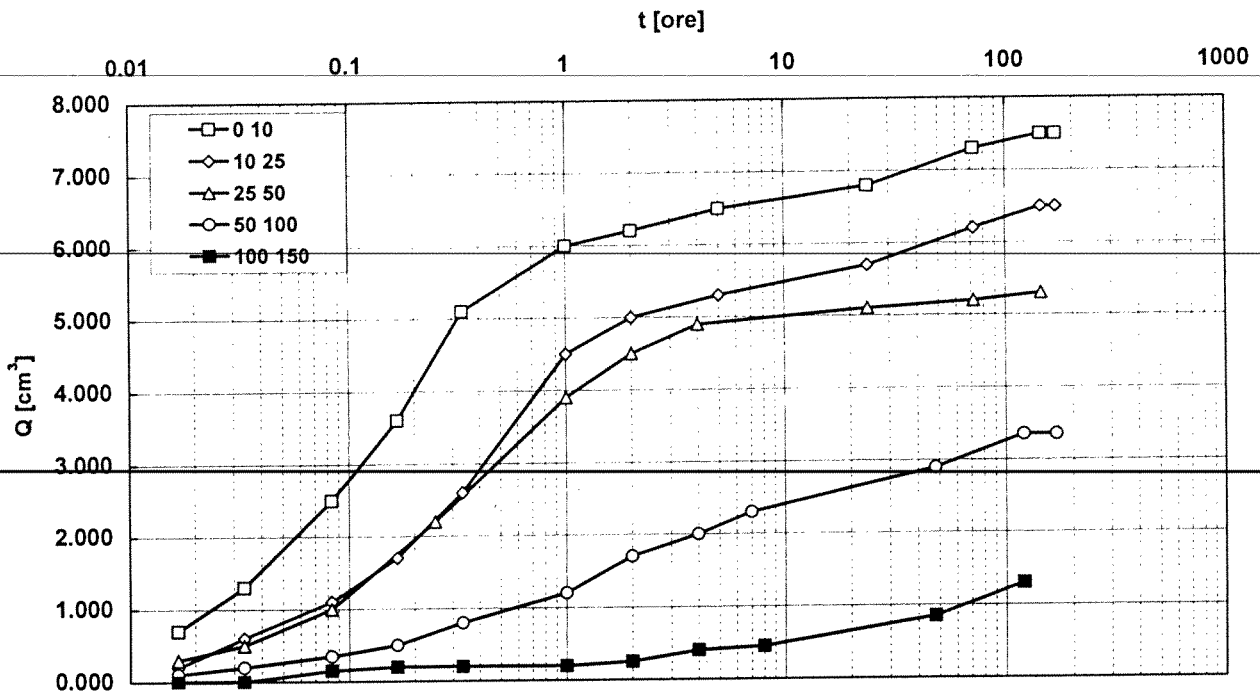


Figura A.2-2 s18vsc1: transitori ( $Q$  volume d'acqua assorbito).

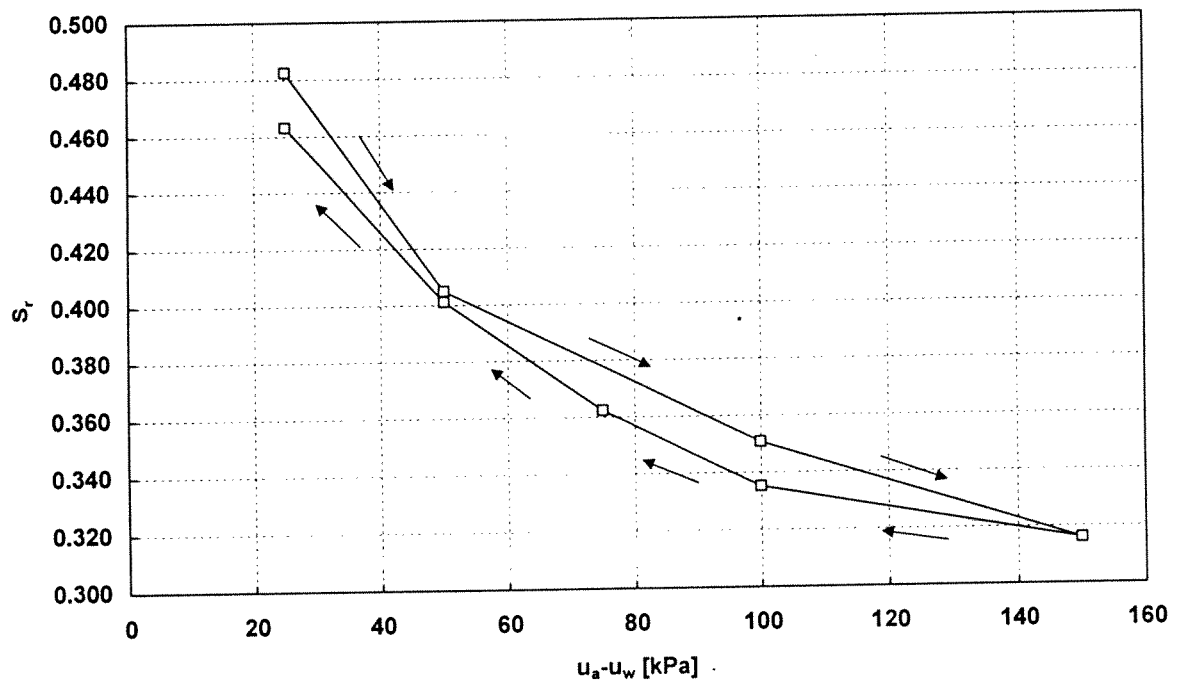
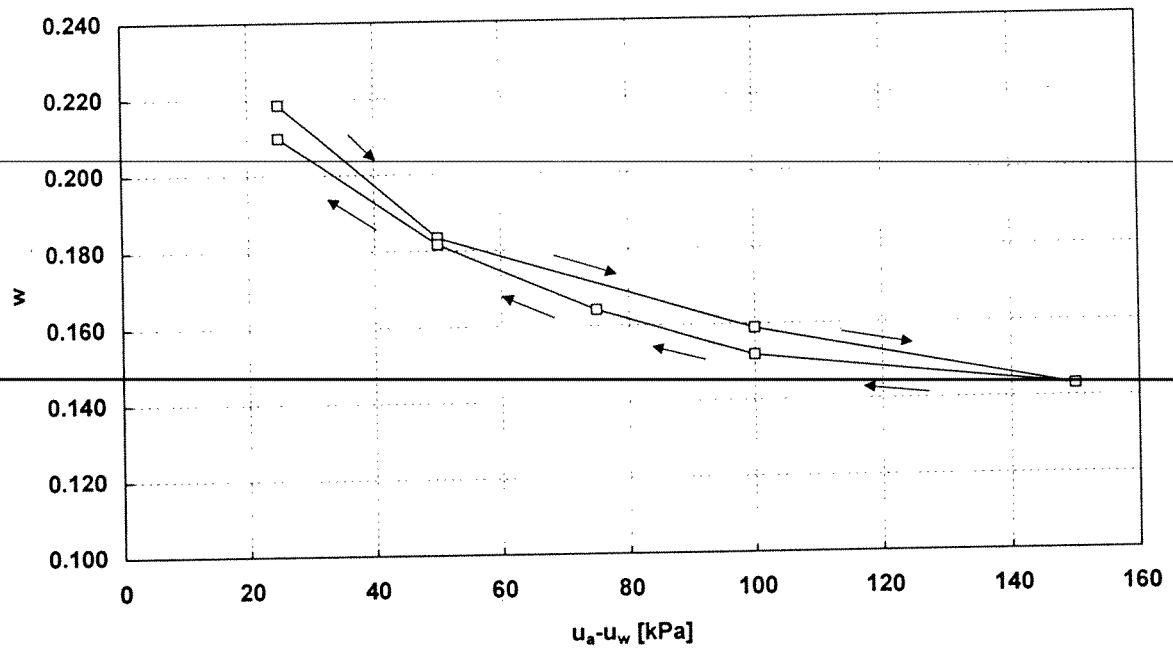


Figura A.2-3 s28vnc1.

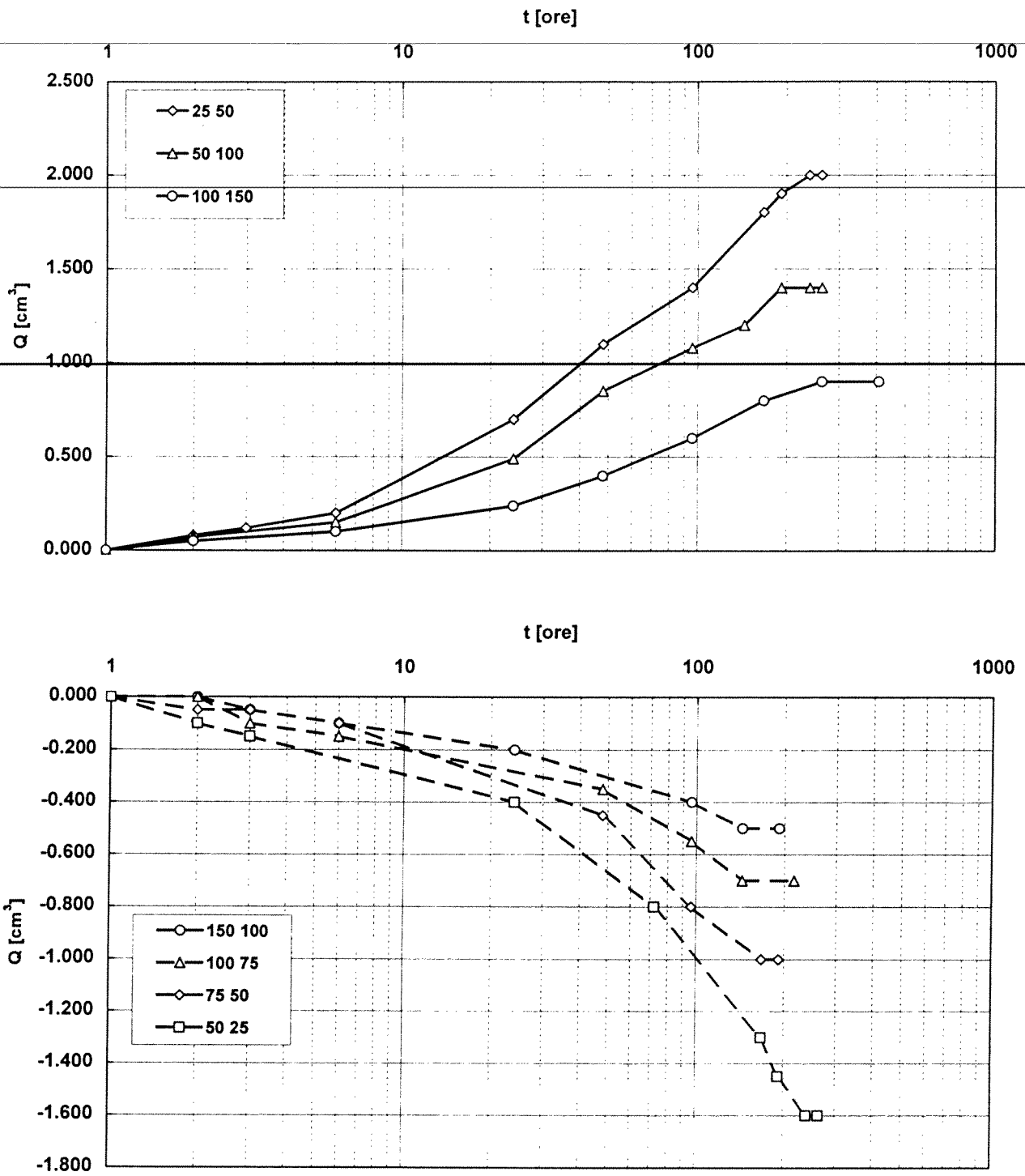


Figura A.2-4 s28vnc1: transitori ( $Q$  volume d'acqua assorbito).



A.3 Prove in edometro a suzione controllata

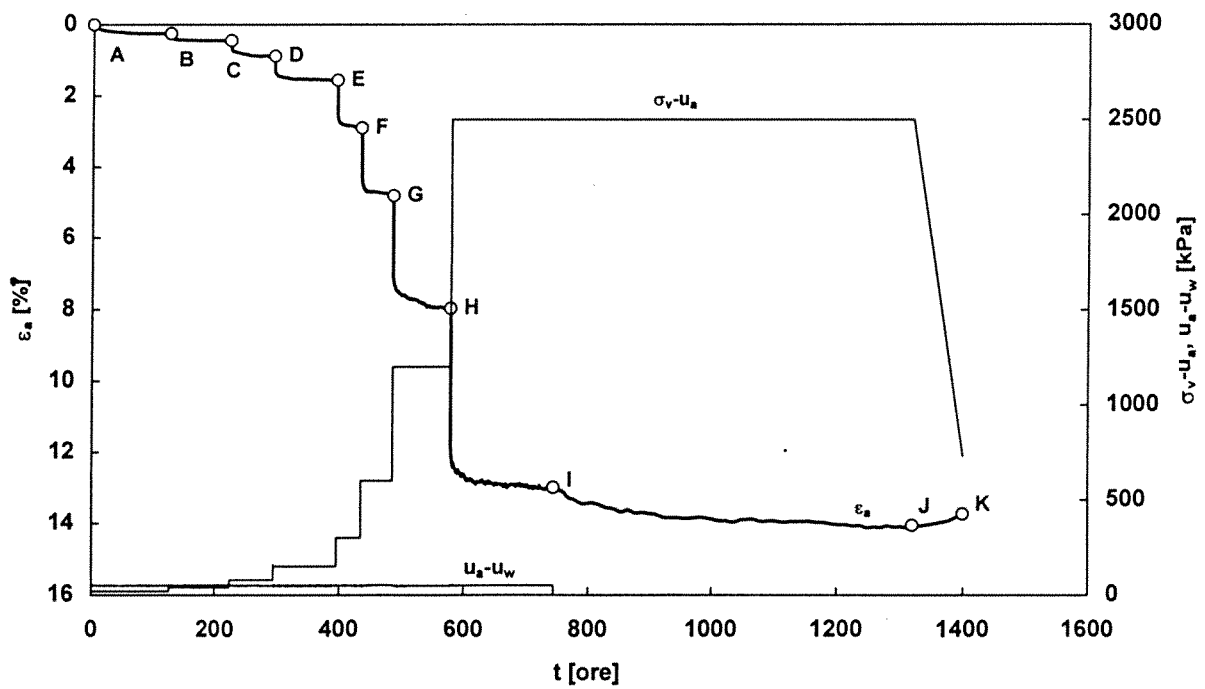
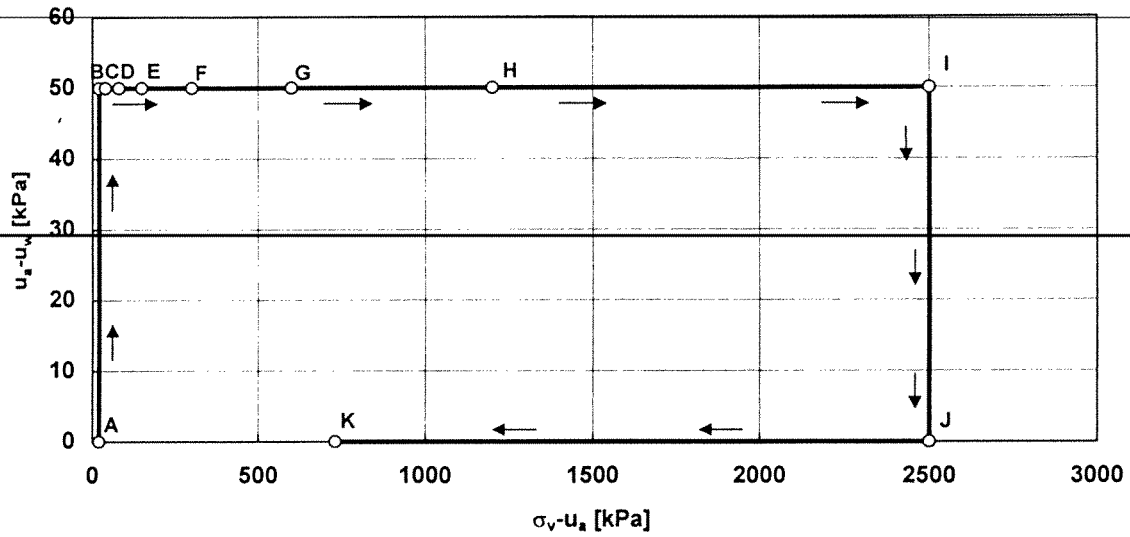


Figura A.3-1 s13ecs:  
 percorso tensionale seguito nel piano  $\{\sigma_v - u_a, u_a - u_w\}$  e sviluppo nel tempo:  
 della deformazione  $\epsilon_a$ ; della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ ; della suzione  $u_a - u_w$ .

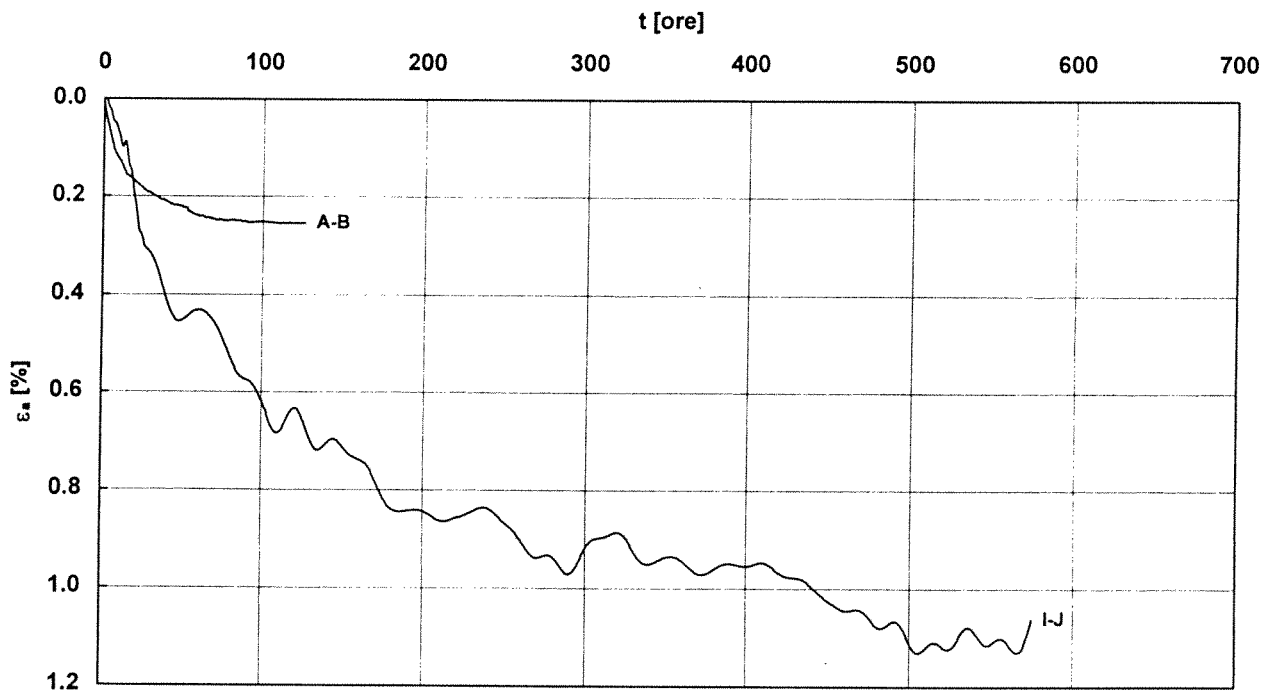
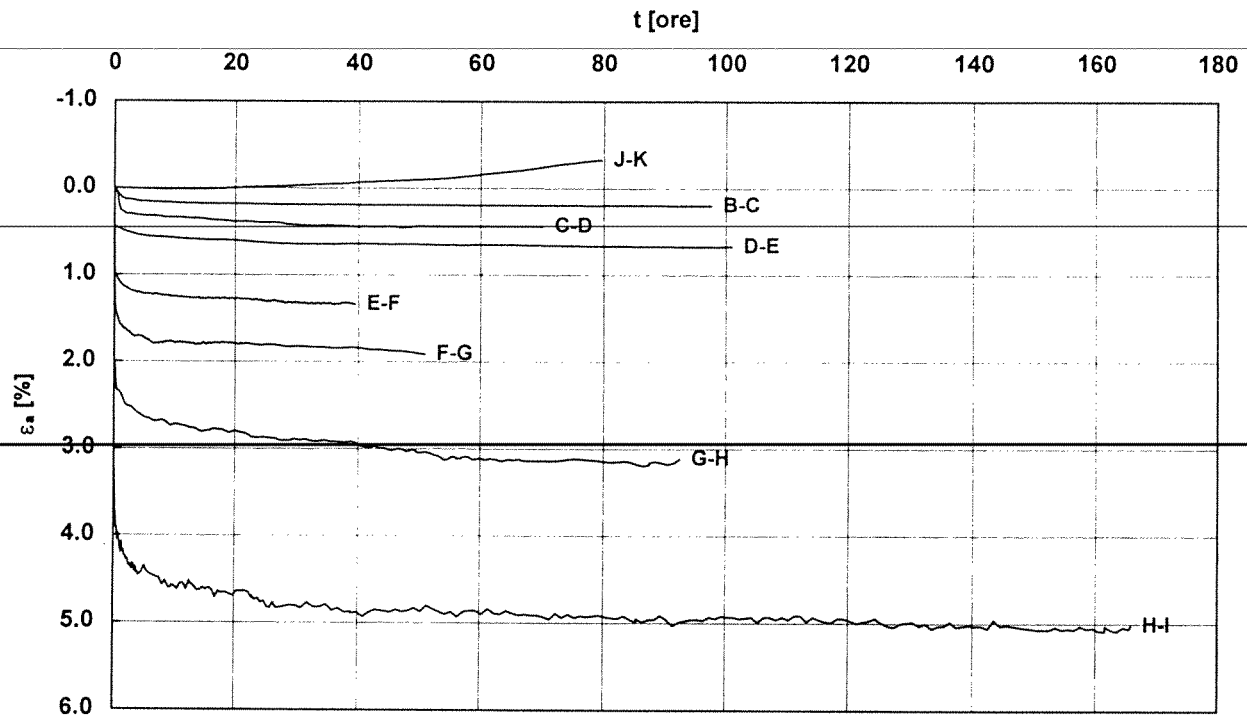


Figura A.3-2 s13ecs:  
 sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\epsilon_a$ :  
 a seguito della variazione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$   
 a seguito della variazione della suzione  $u_a - u_w$   
 (le lettere si riferiscono al percorso tensionale);

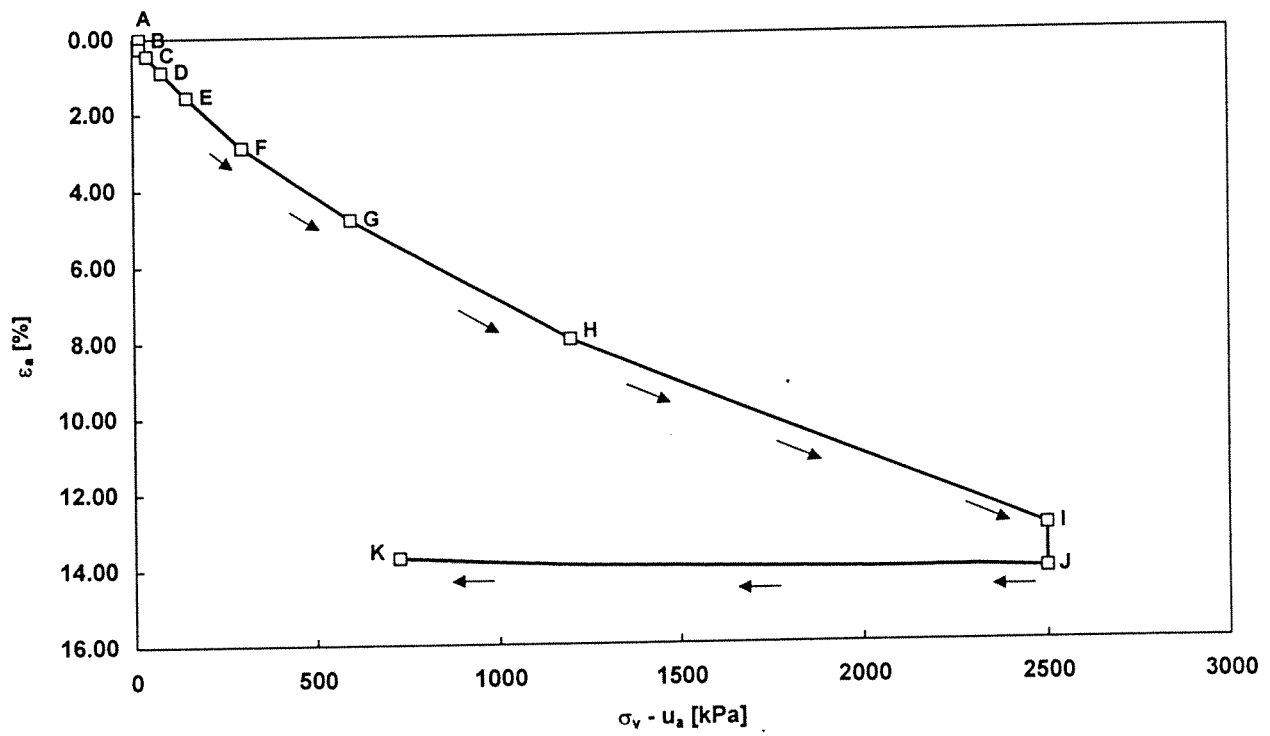
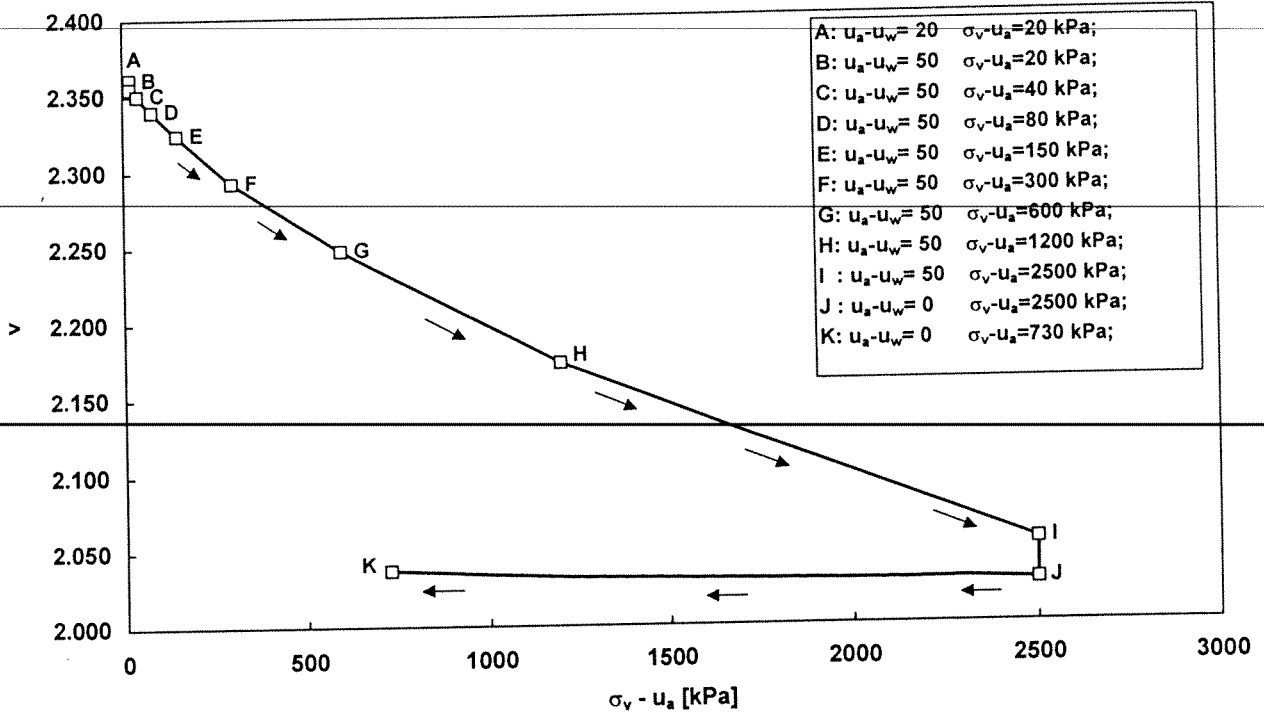


Figura A.3-3 s13ecs:  
*voluma specifico  $v$  e deformazione  $\epsilon_a$  in funzione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ .*

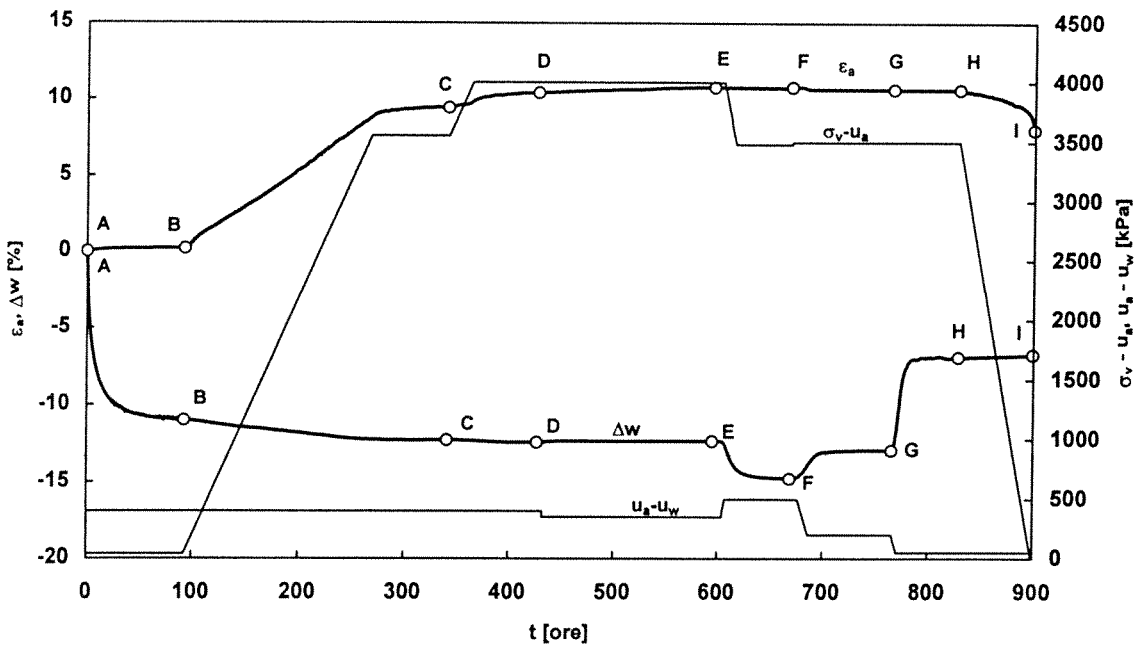
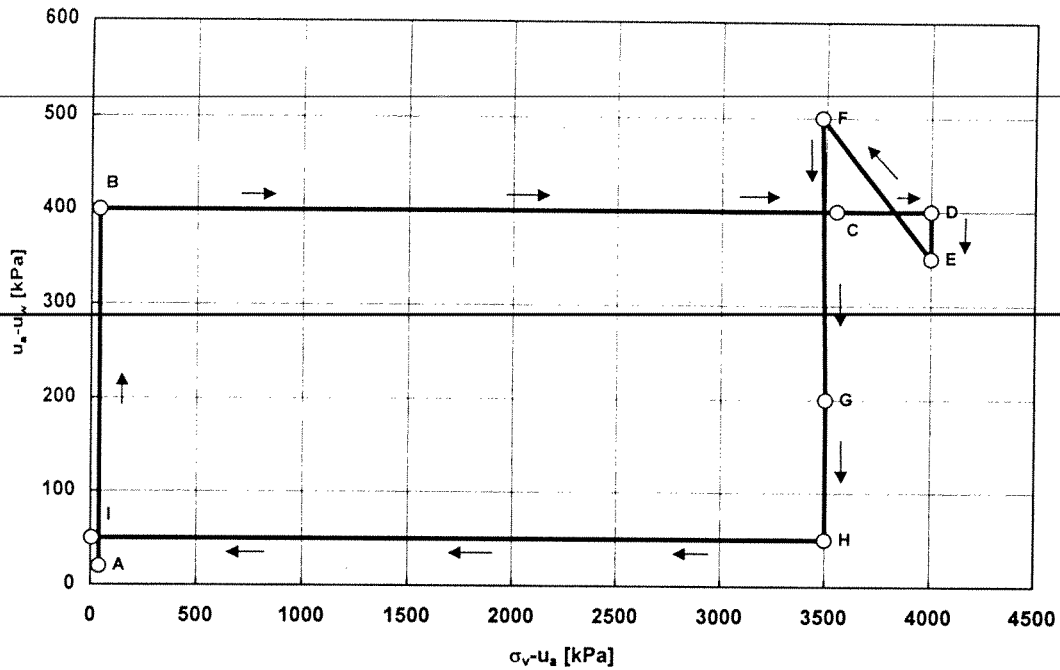


Figura A.3-4 s14ecs:  
 percorso tensionale seguito nel piano  $\{\sigma_v - u_a, u_a - u_w\}$  e sviluppo nel tempo:  
 della deformazione  $\epsilon_a$ ; della variazione del contenuto d'acqua  $\Delta w$ ; della tensione verticale  
 netta  $\sigma_v - u_a$ ; della suzione  $u_a - u_w$ .

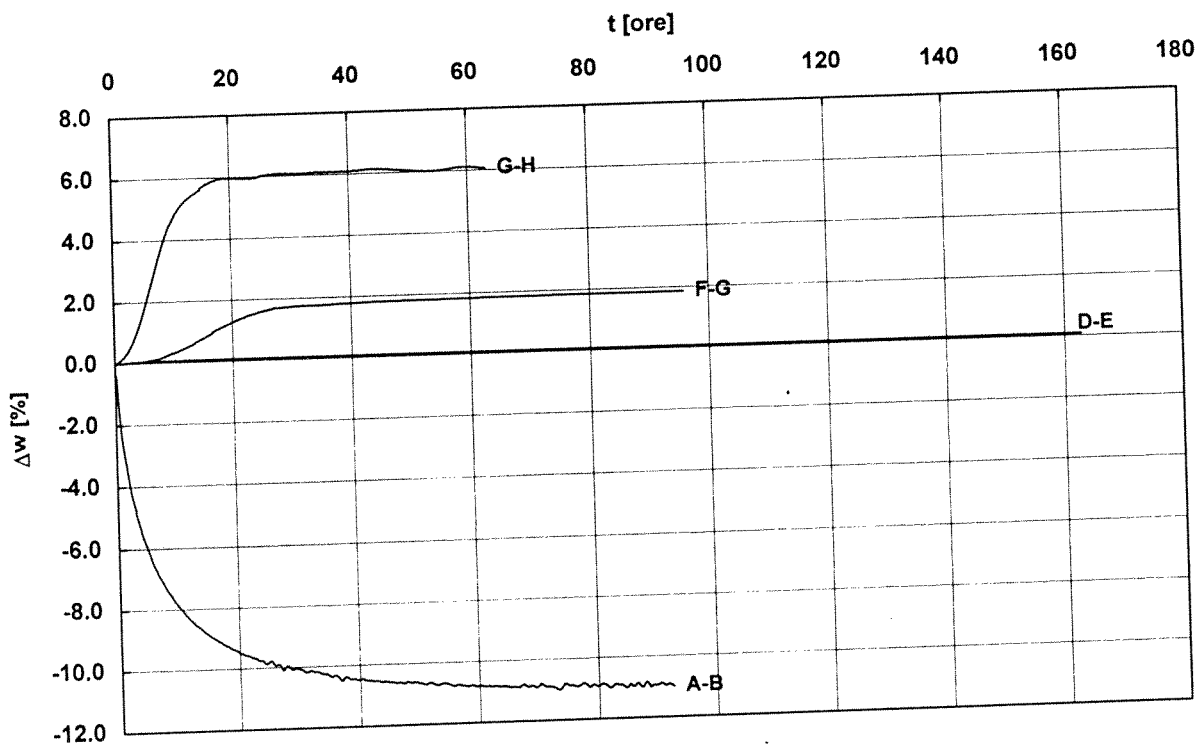
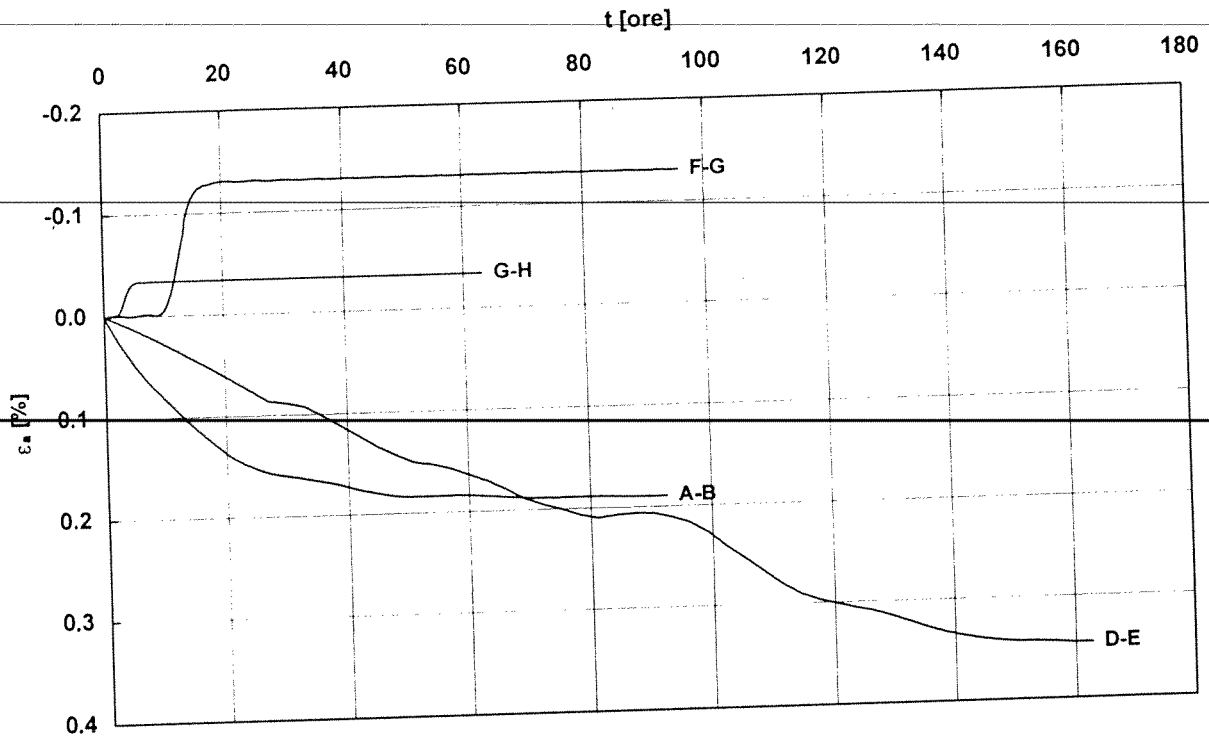


Figura A.3-5 s14ecs:  
sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\varepsilon_a$  e della variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$   
conseguenti ad una variazione di suzione  $u_a - u_w$  (le lettere si riferiscono al percorso tensionale)

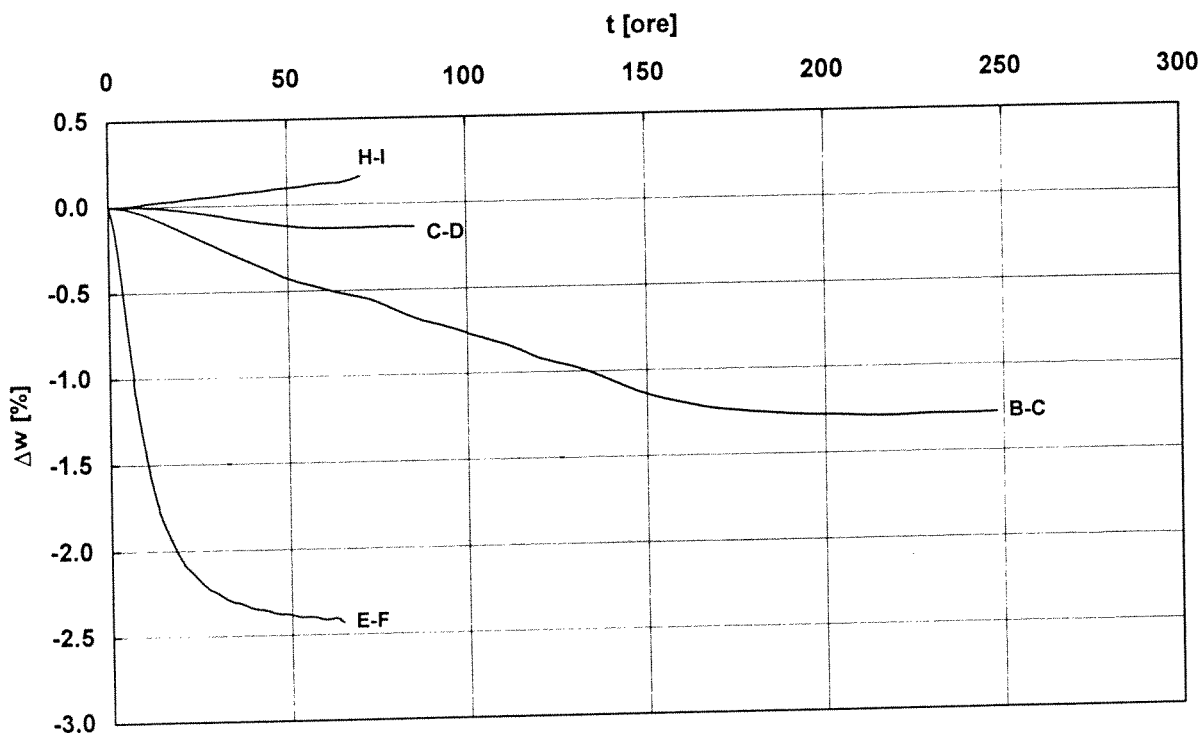
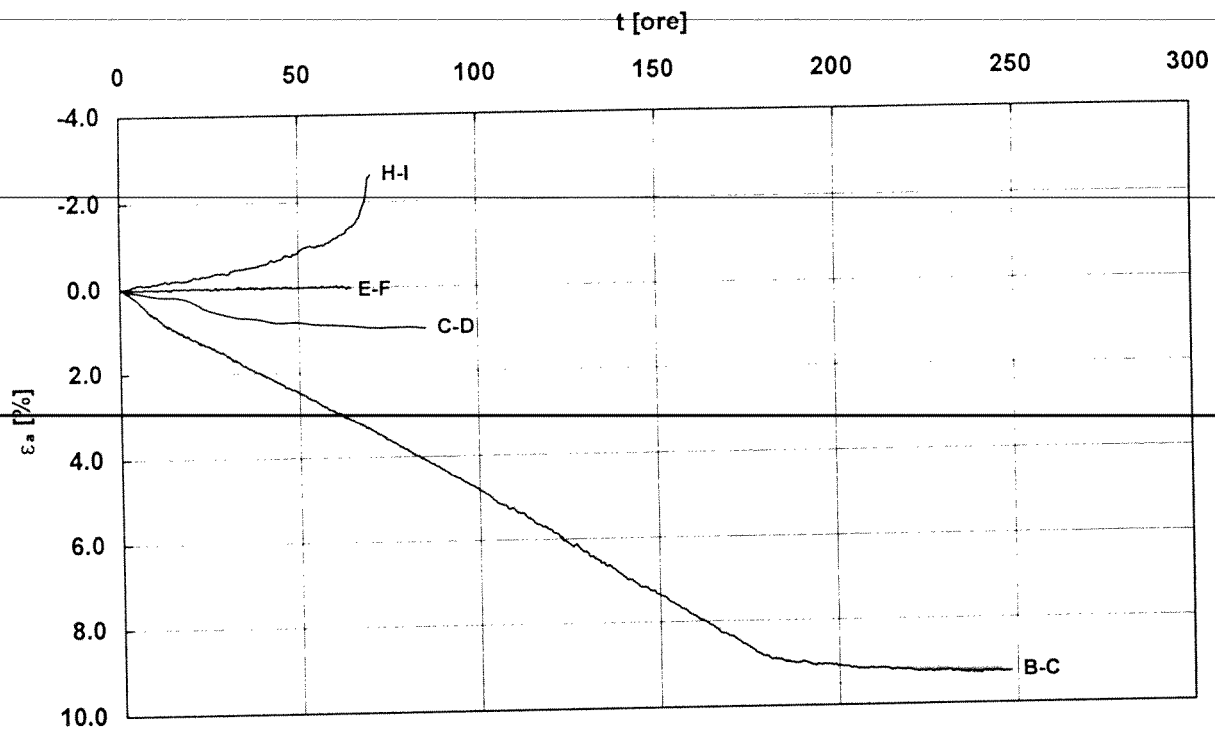


Figura A.3-6 s14ecs:  
 sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\epsilon_a$  e della variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$  durante  
 le fasi di variazione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$  e le successive fasi a carico costante  
 (le lettere si riferiscono al percorso tensionale)

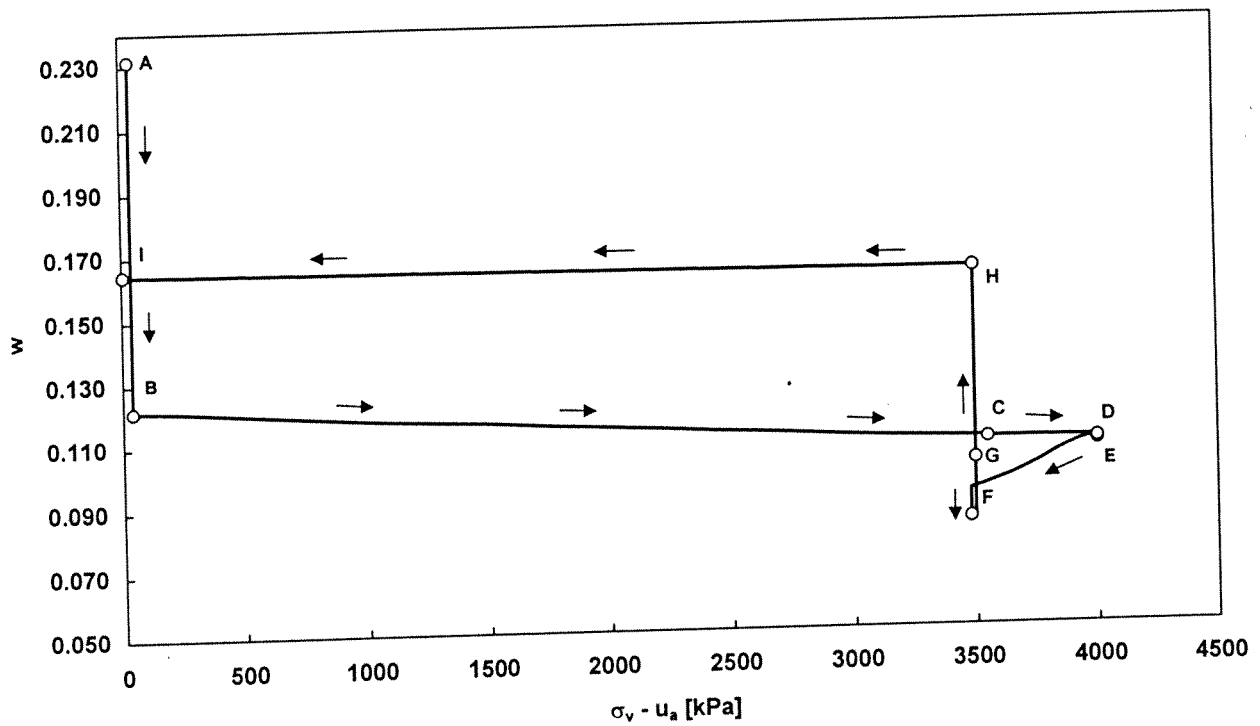
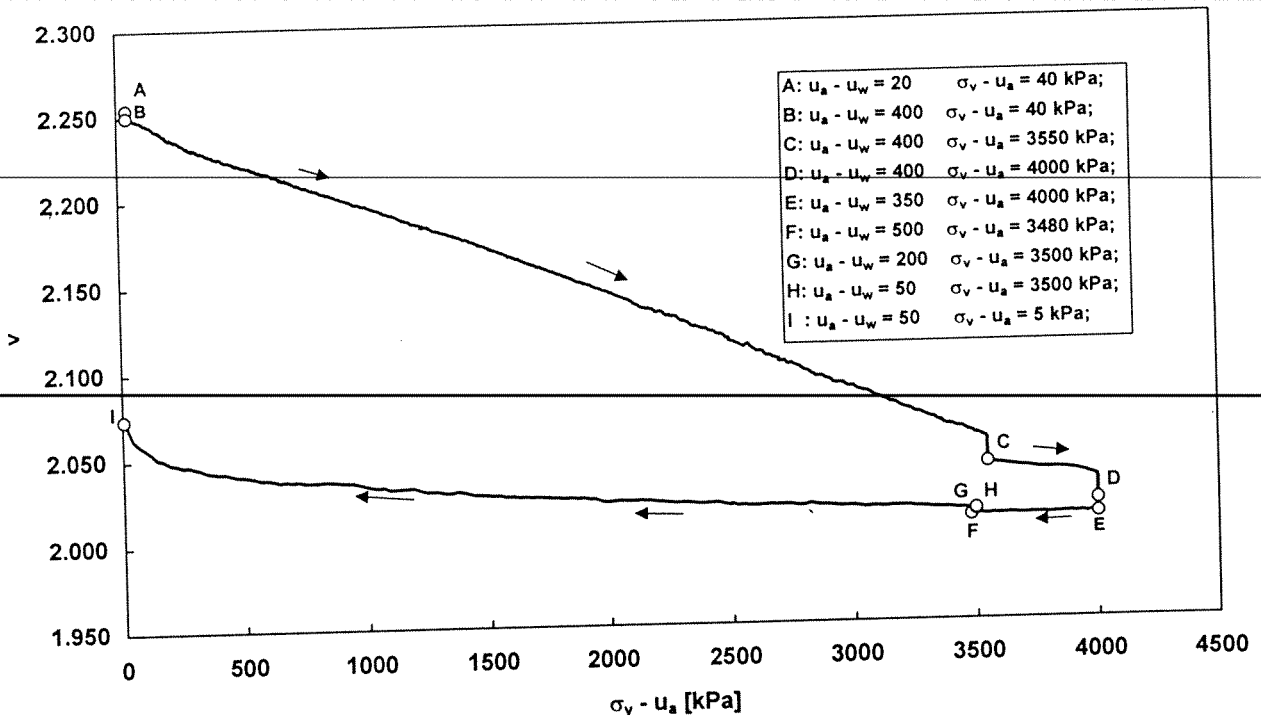


Figura A.3-7 s14ecs:  
*voluma specifico  $v$  e contenuto d'acqua  $w$  in funzione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ .*

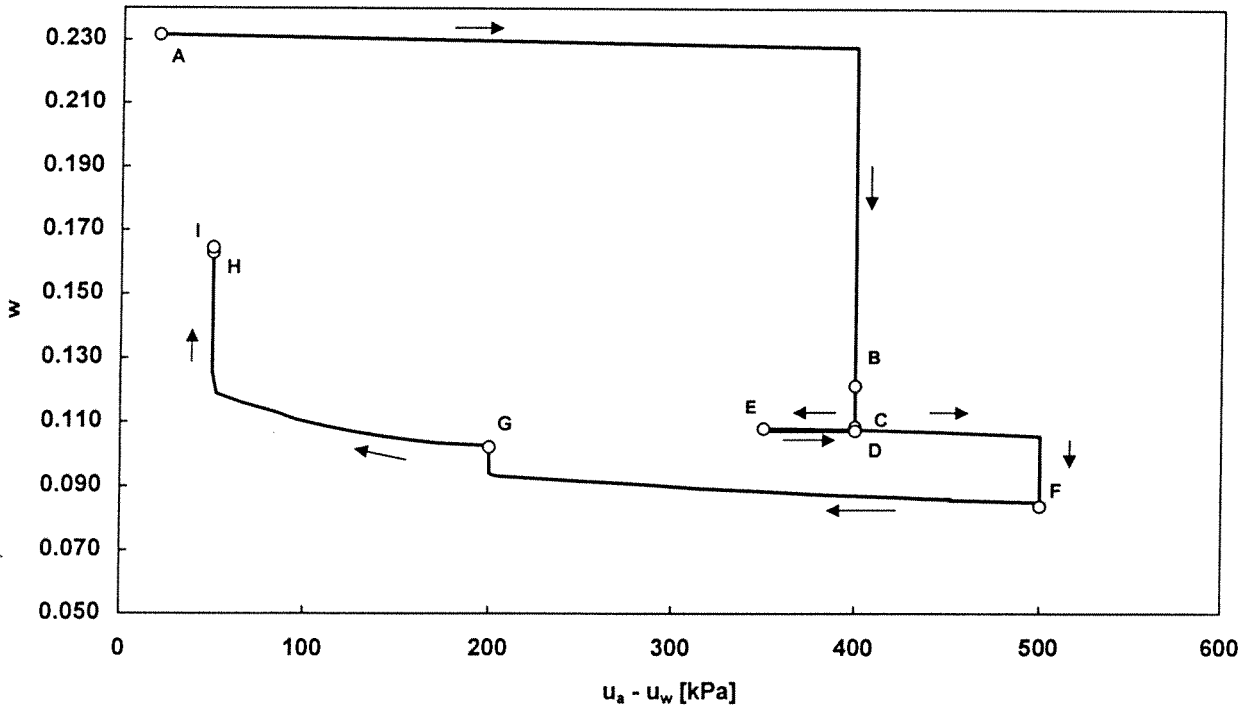
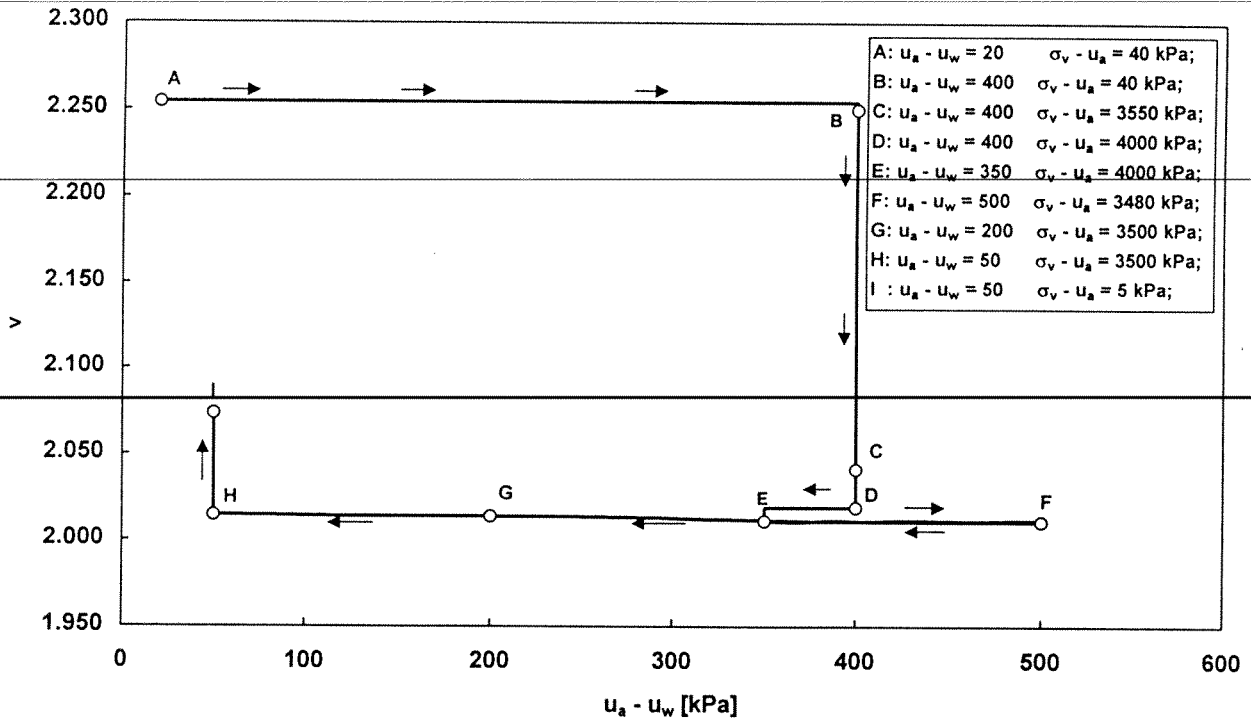


Figura A.3-8 s14ecs:  
 volume specifico  $v$  e contenuto d'acqua  $w$  in funzione della suzione  $u_a - u_w$  applicata al contorno del provino.



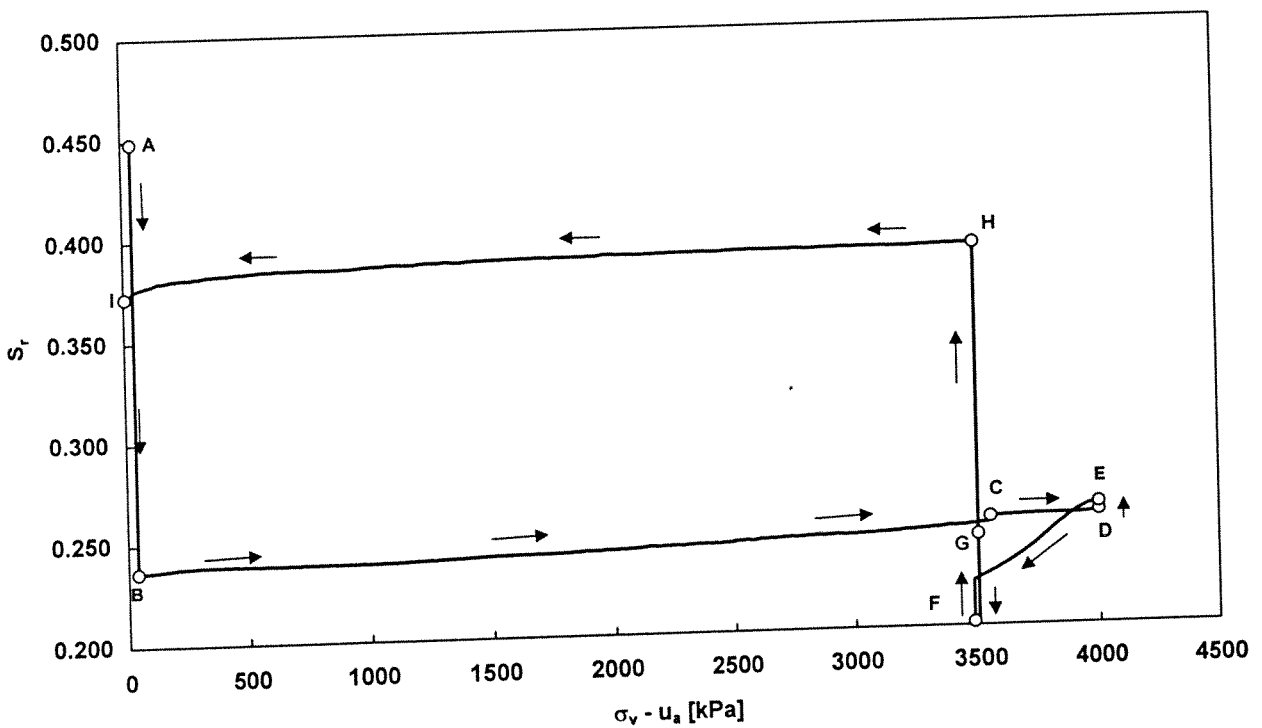
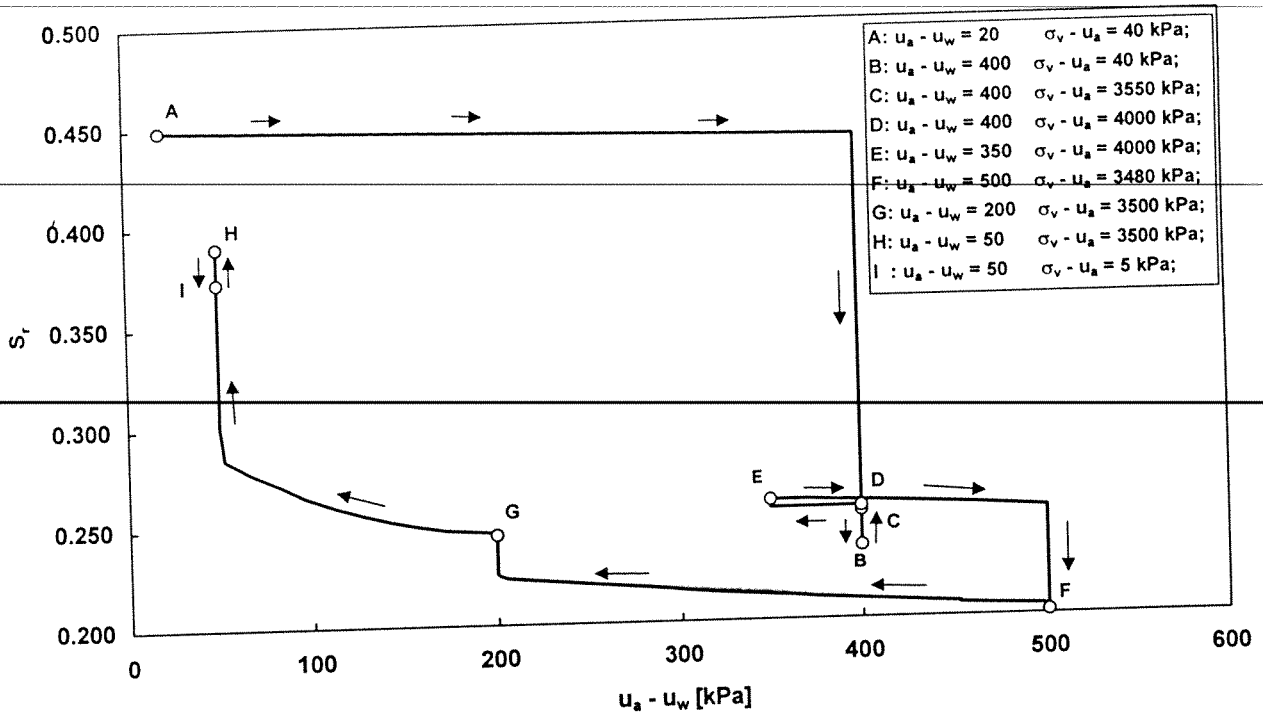


Figura A.3-9 s14ecs:  
 grado di saturazione  $S_r$  in funzione della suzione  $u_a - u_w$  applicata al contorno del provino e della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ .

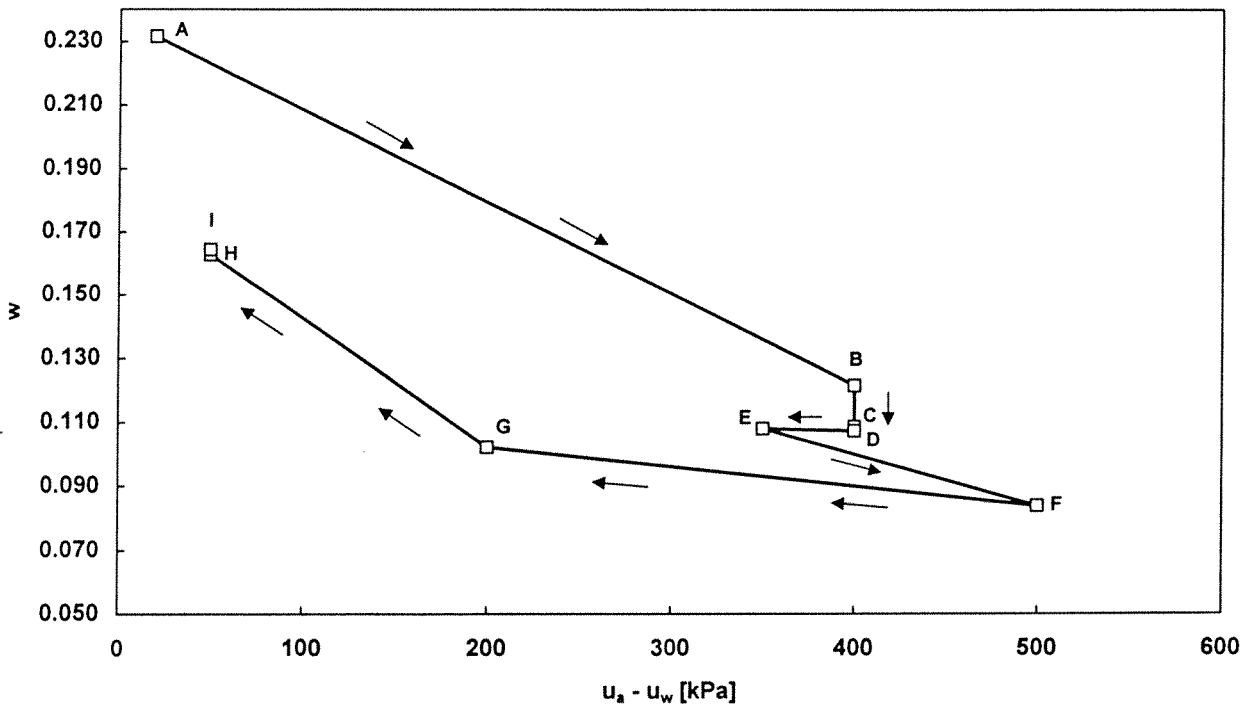
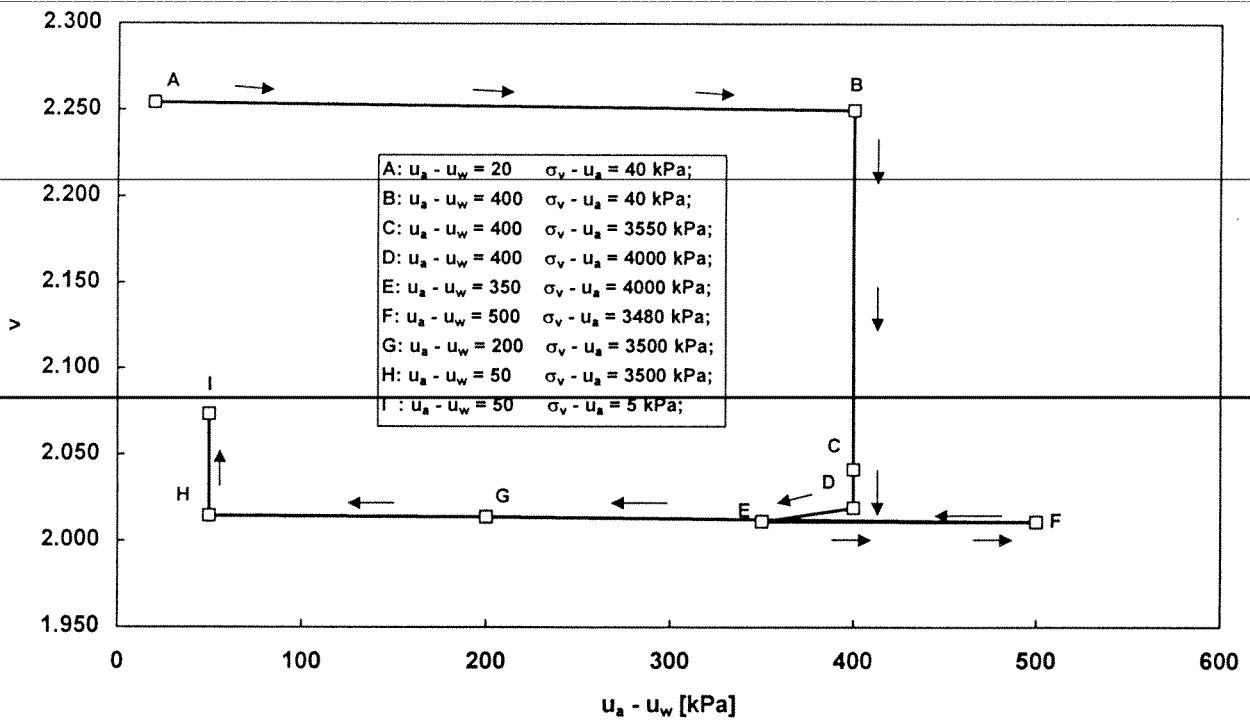


Figura A.3-10 s14ecs:  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{u_a - u_w, v\}$  e  $\{u_a - u_w, w\}$ .

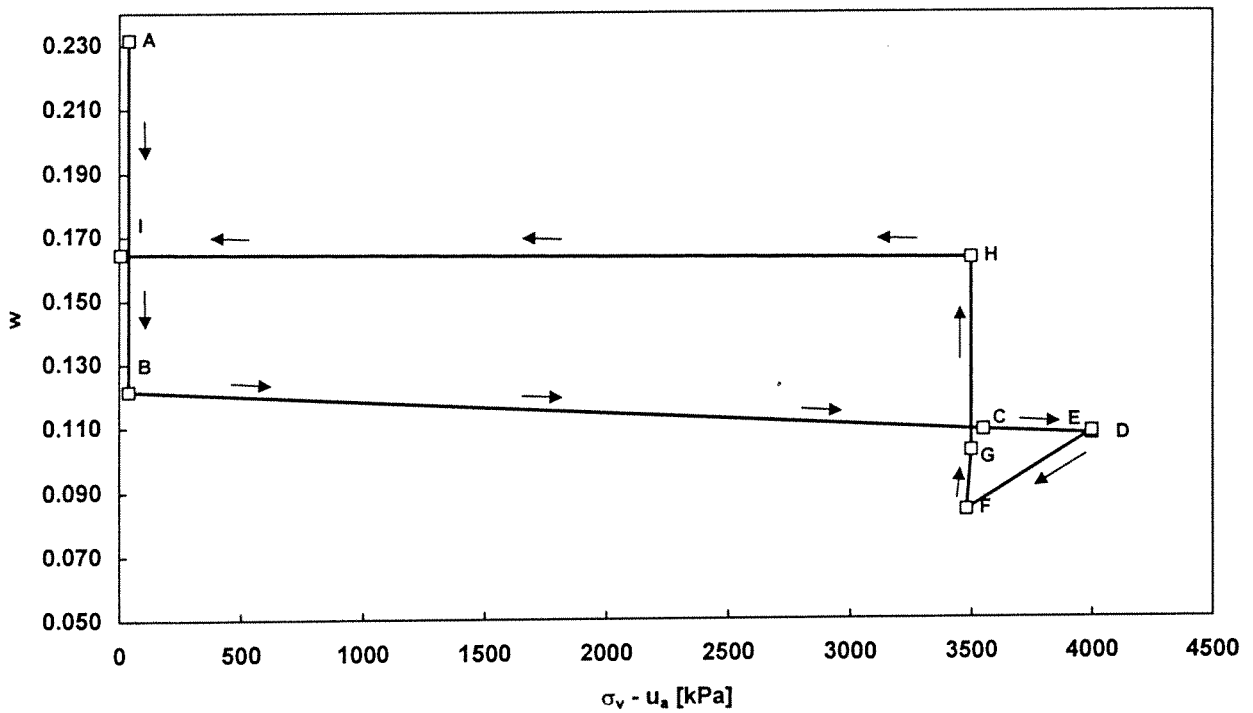
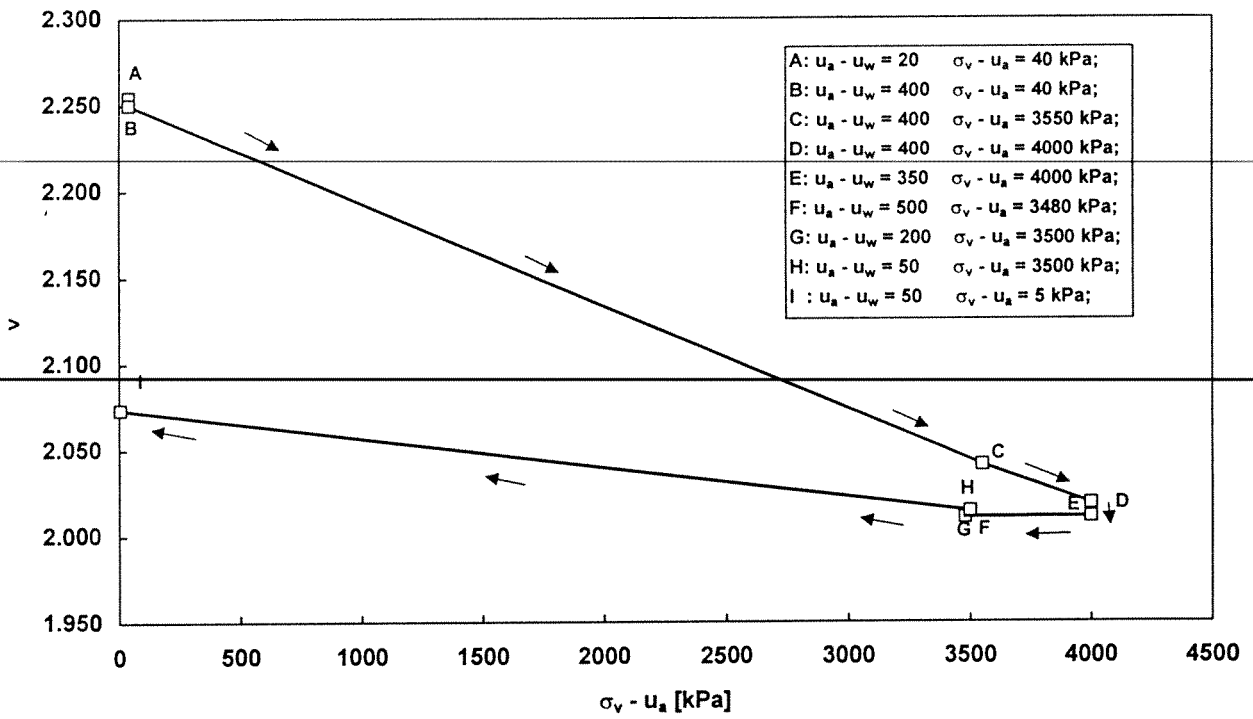


Figura A.3-11 s14ecs:  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{\sigma_v - u_a, v\}$  e  $\{\sigma_v - u_a, w\}$ .

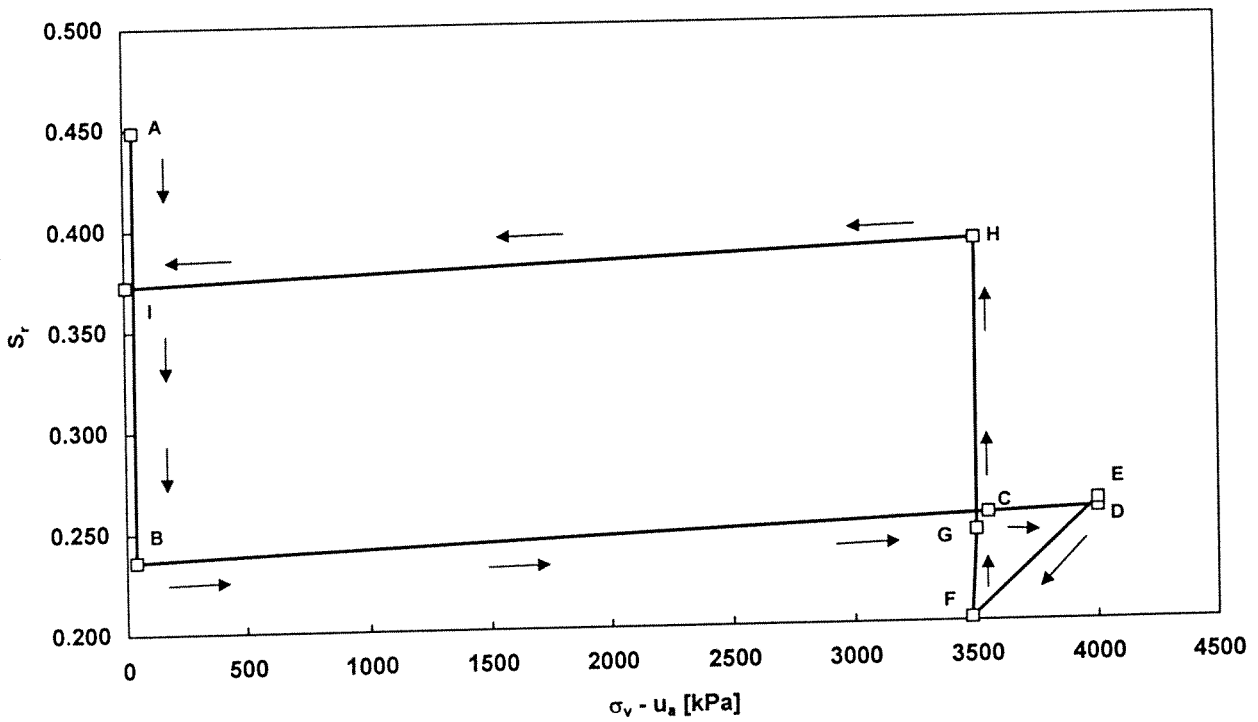
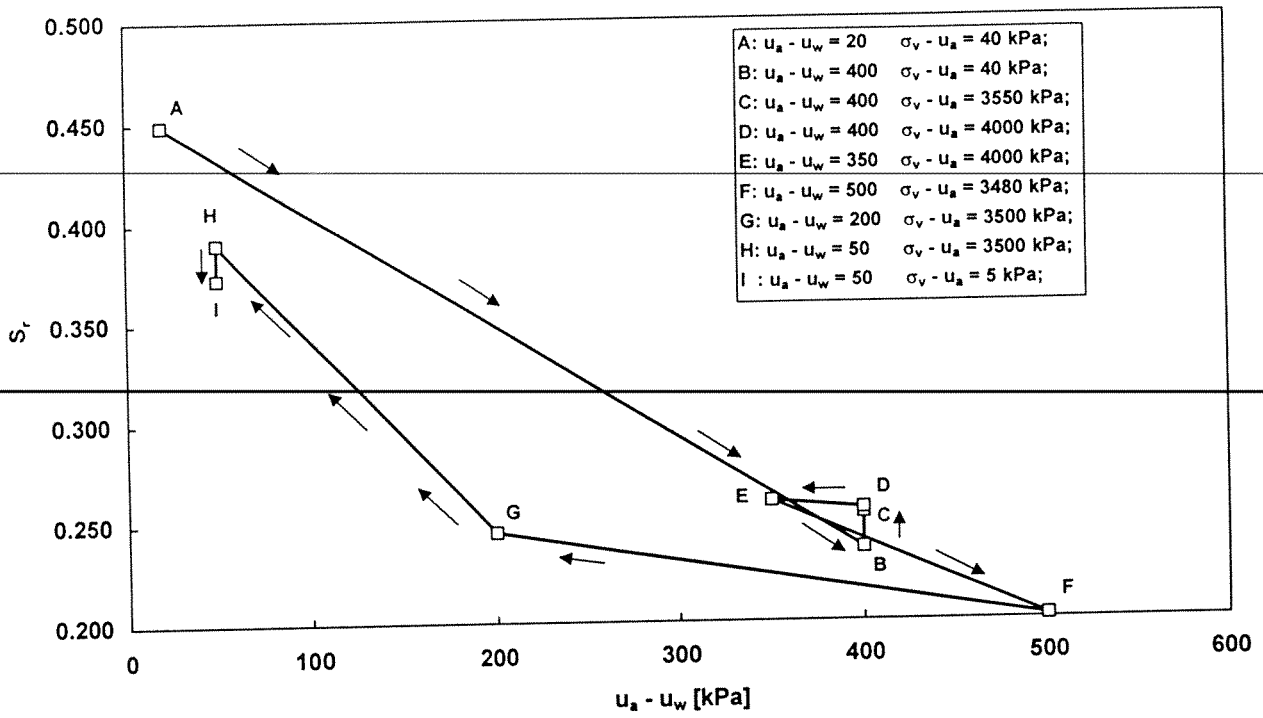


Figura A.3-12 s14ecs:  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{u_a - u_w, S_r\}$  e  $\{\sigma_v - u_a, S_r\}$ .

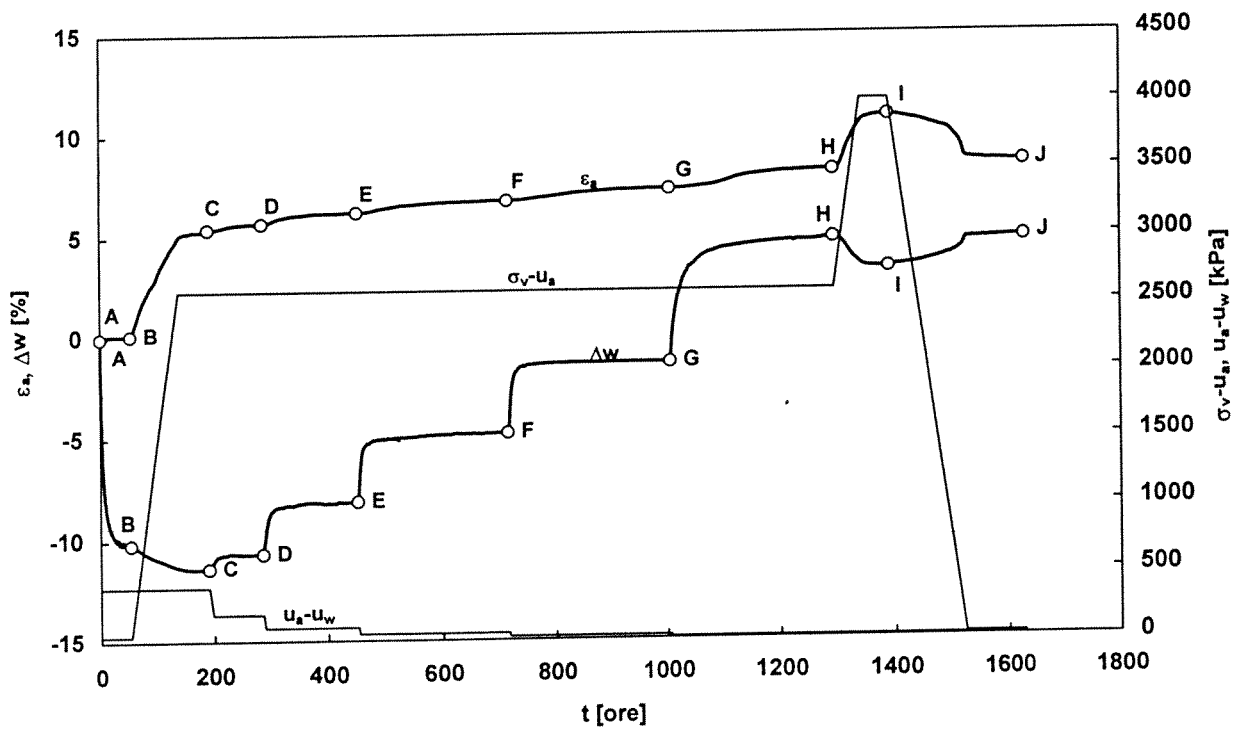
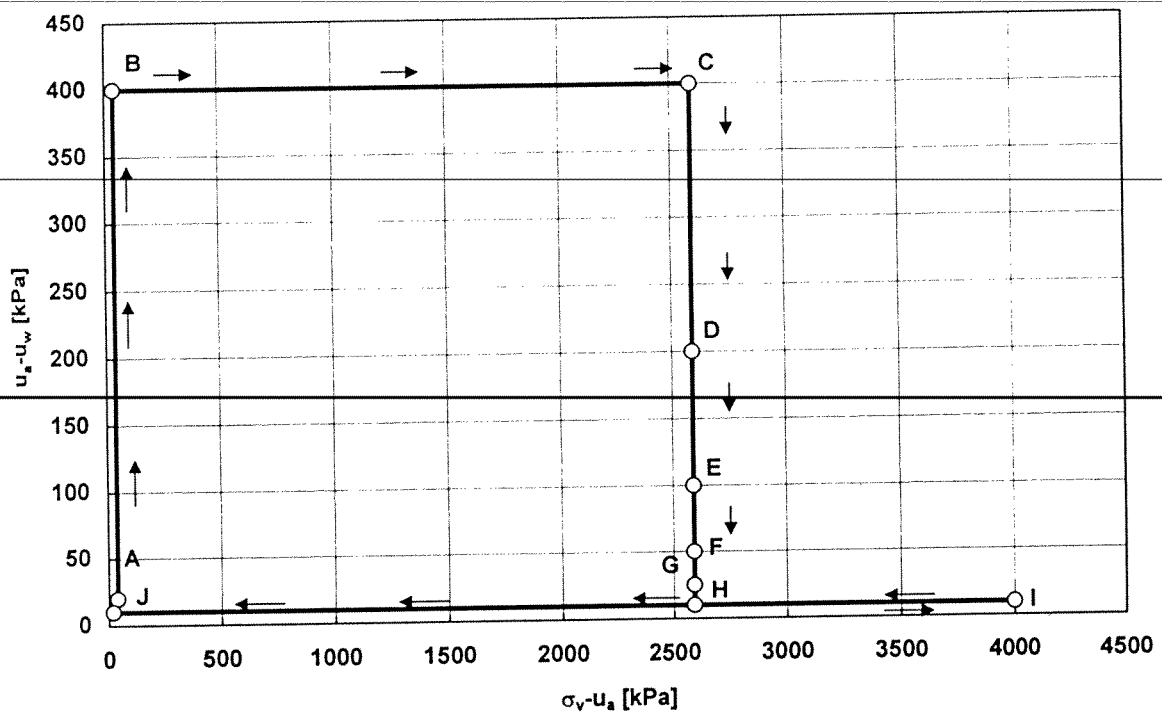


Figura A.3-13 s15ecs:  
 percorso tensionale seguito nel piano  $\{\sigma_v - u_a, u_a - u_w\}$  e sviluppo nel tempo:  
 della deformazione  $\epsilon_a$ ; della variazione del contenuto d'acqua  $\Delta w$ ; della tensione verticale  
 netta  $\sigma_v - u_a$ ; della suzione  $u_a - u_w$ .

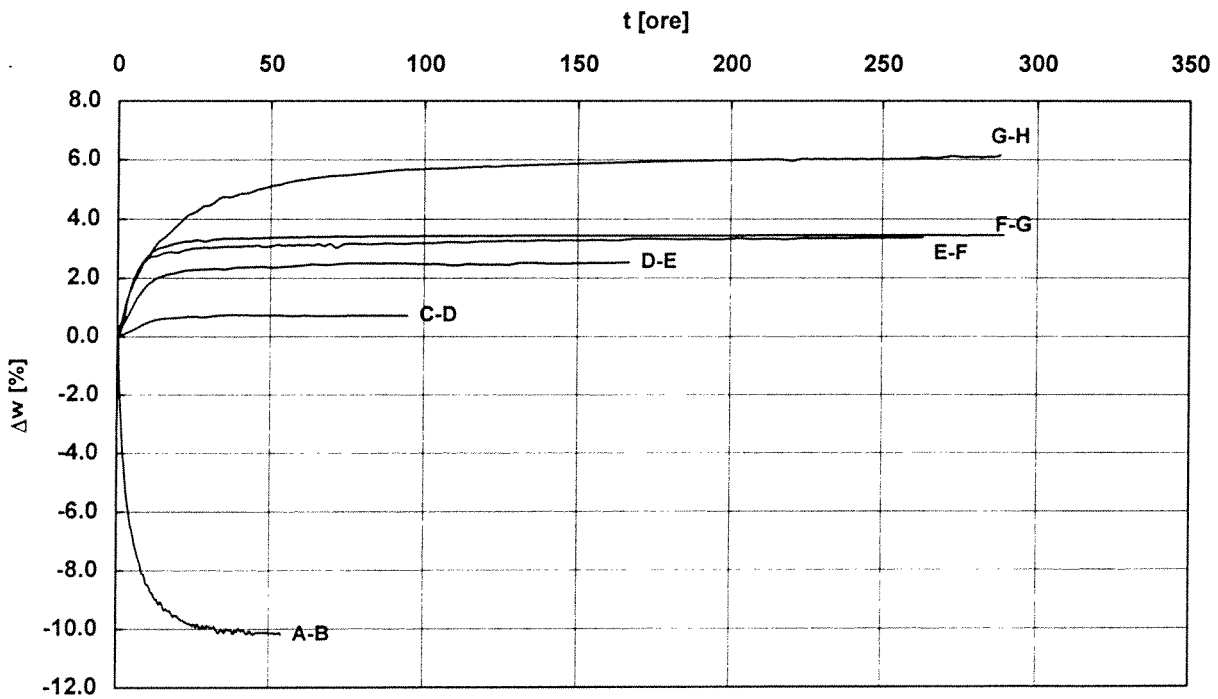
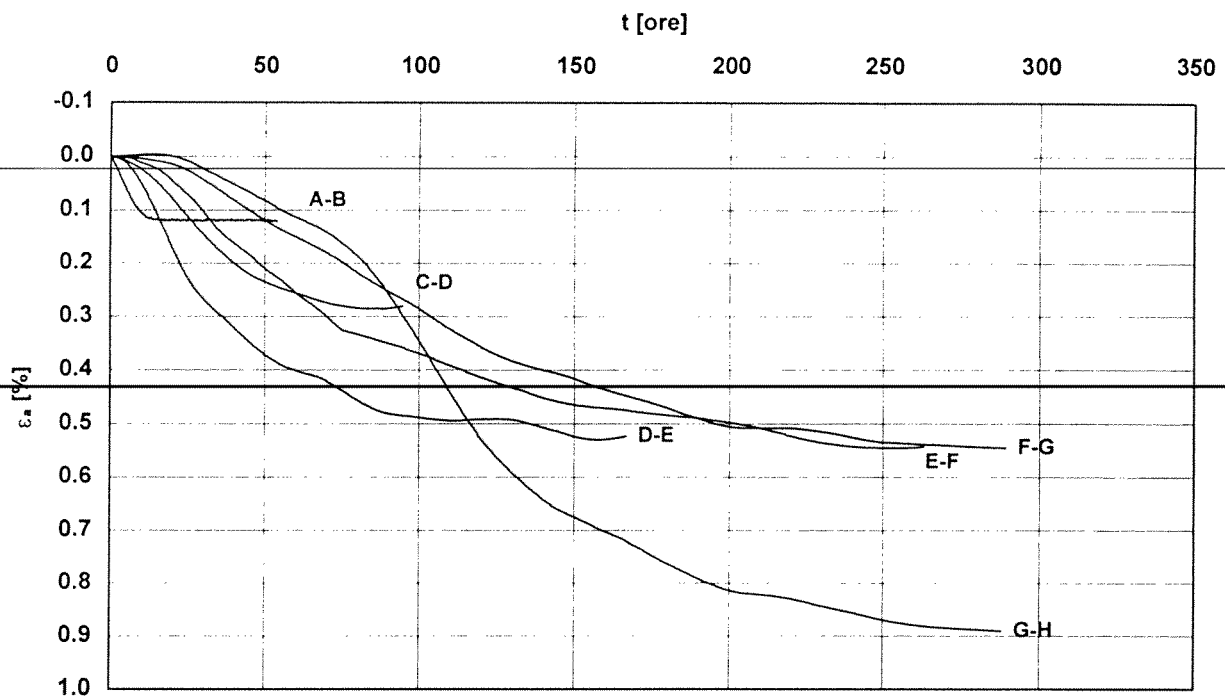


Figura A.3-14 s15secs:  
sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\epsilon_a$  e della variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$  conseguenti ad una variazione di suzione  $u_a - u_w$  (le lettere si riferiscono al percorso tensionale)

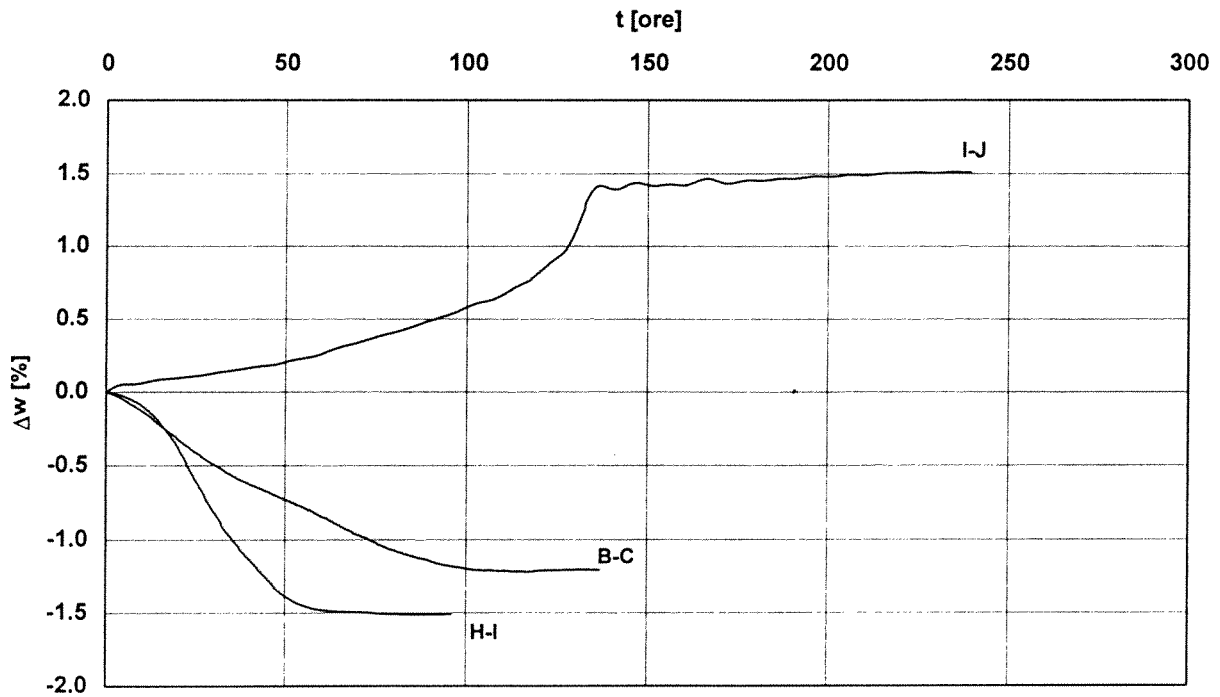
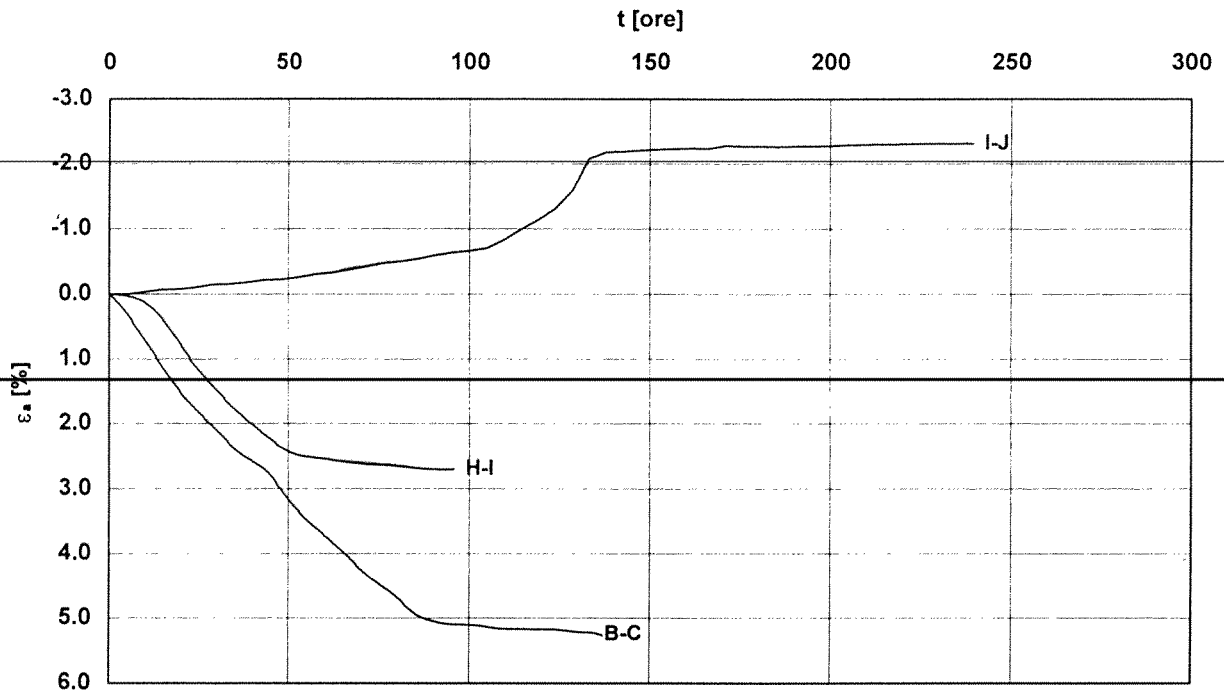


Figura A.3-15 s15ecs:  
 sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\epsilon_a$  e della variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$  durante  
 le fasi di variazione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$  e le successive fasi a carico costante  
 (le lettere si riferiscono al percorso tensionale)

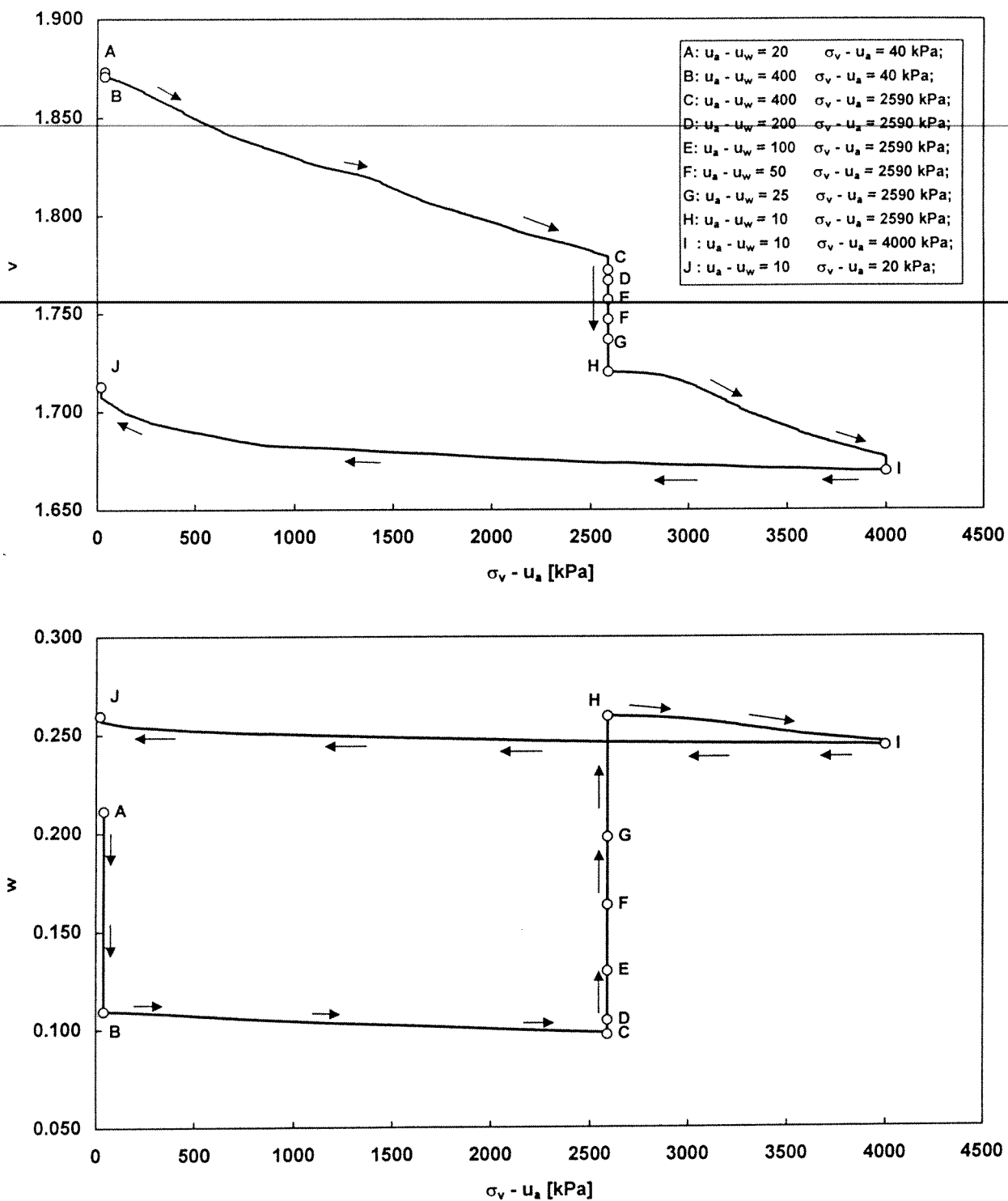


Figura A.3-16 s15ecs:  
 volume specifico  $v$  e contenuto d'acqua  $w$  in funzione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ .



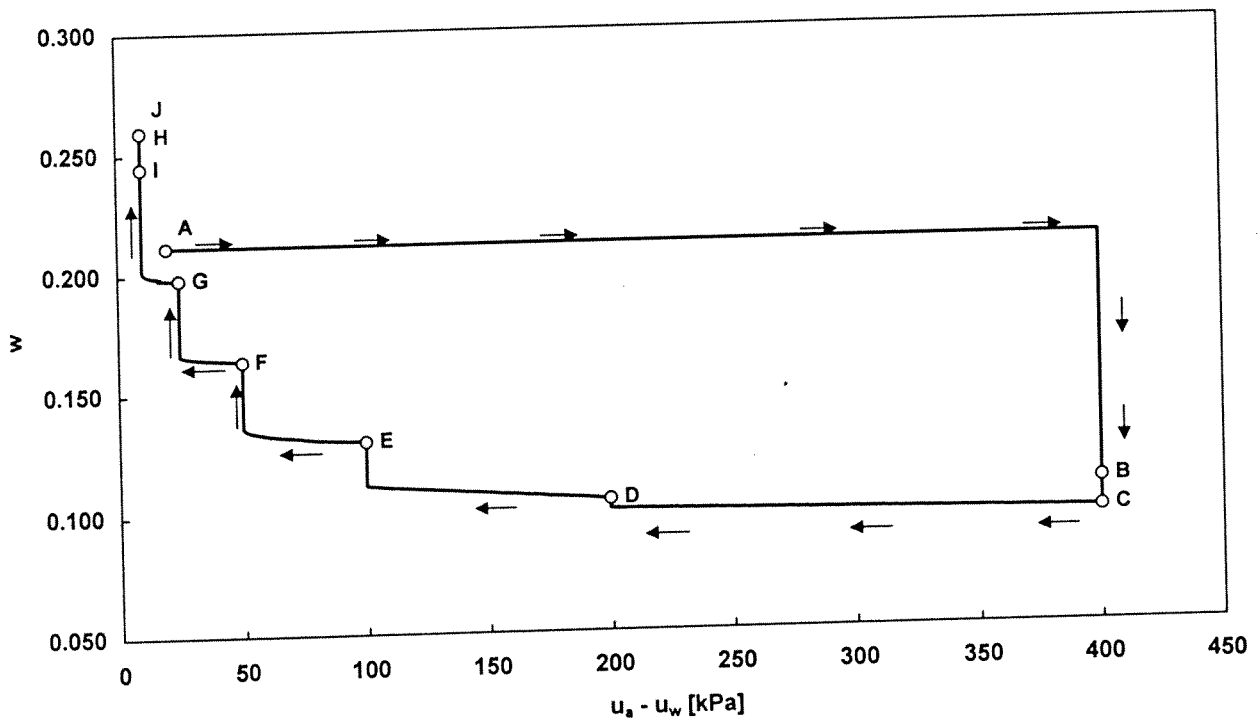
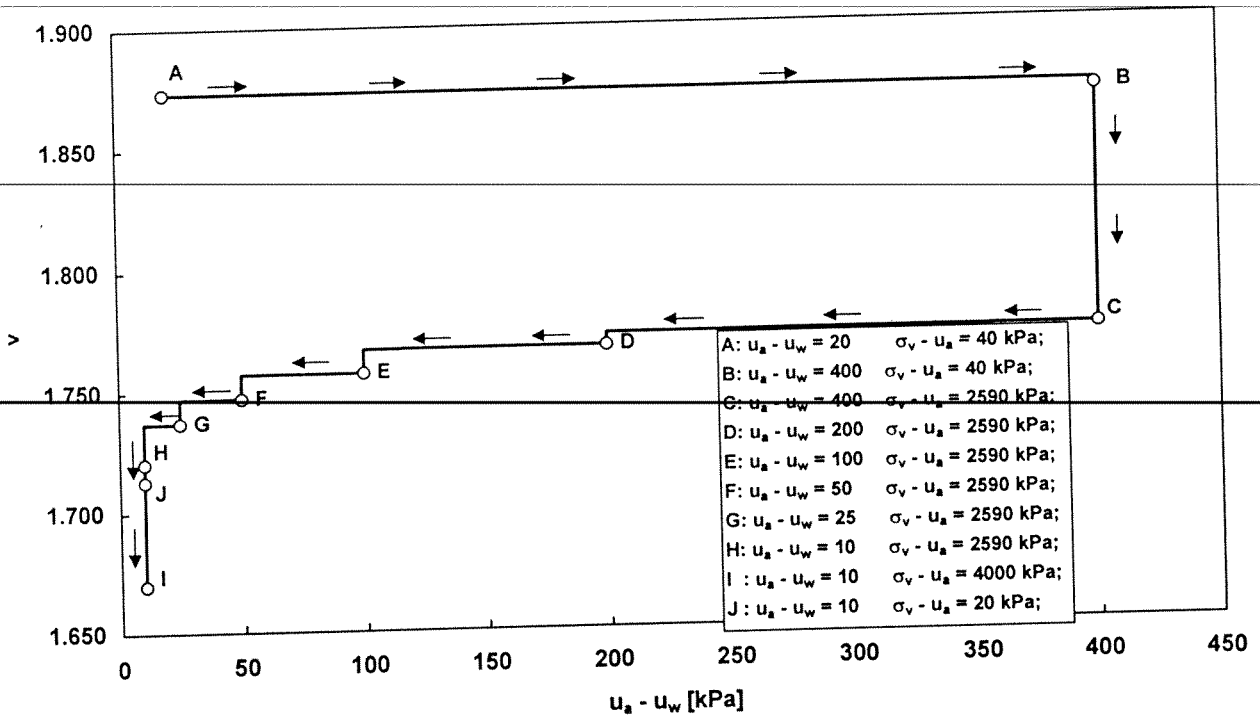


Figura A.3-17 s15ecs:  
 volume specifico  $v$  e contenuto d'acqua  $w$  in funzione della suzione  $u_a - u_w$  applicata al  
 contorno del provino.

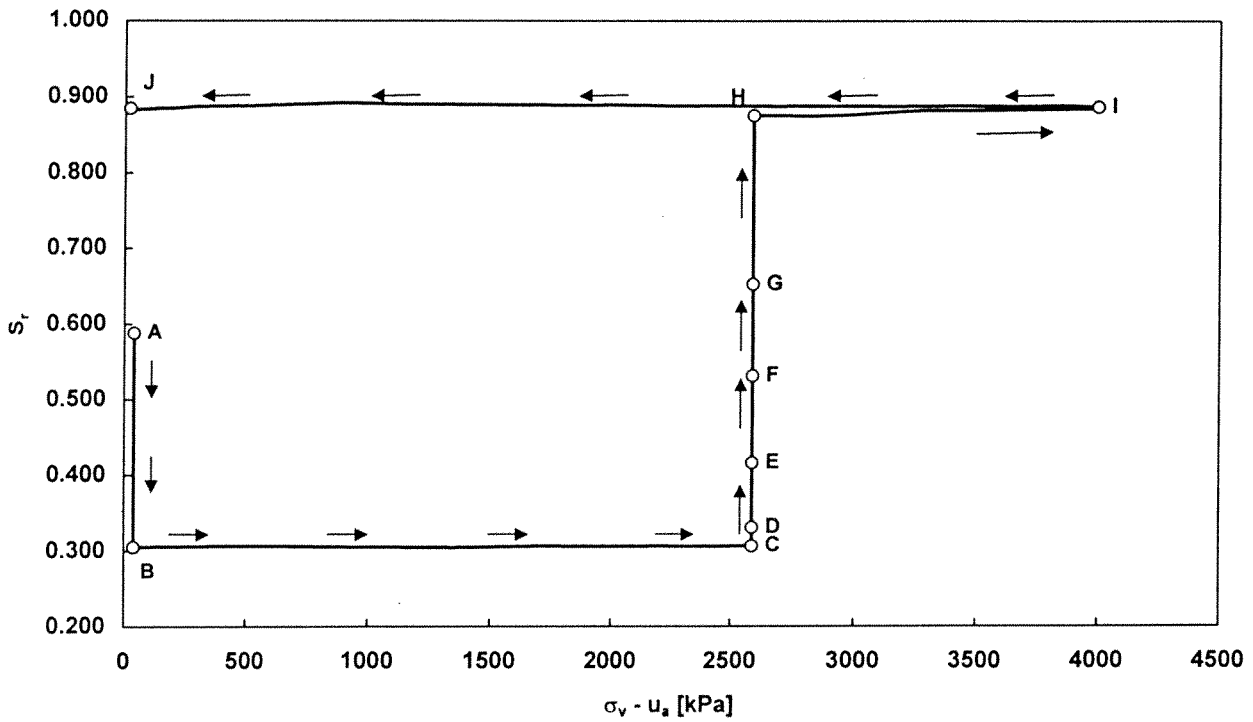
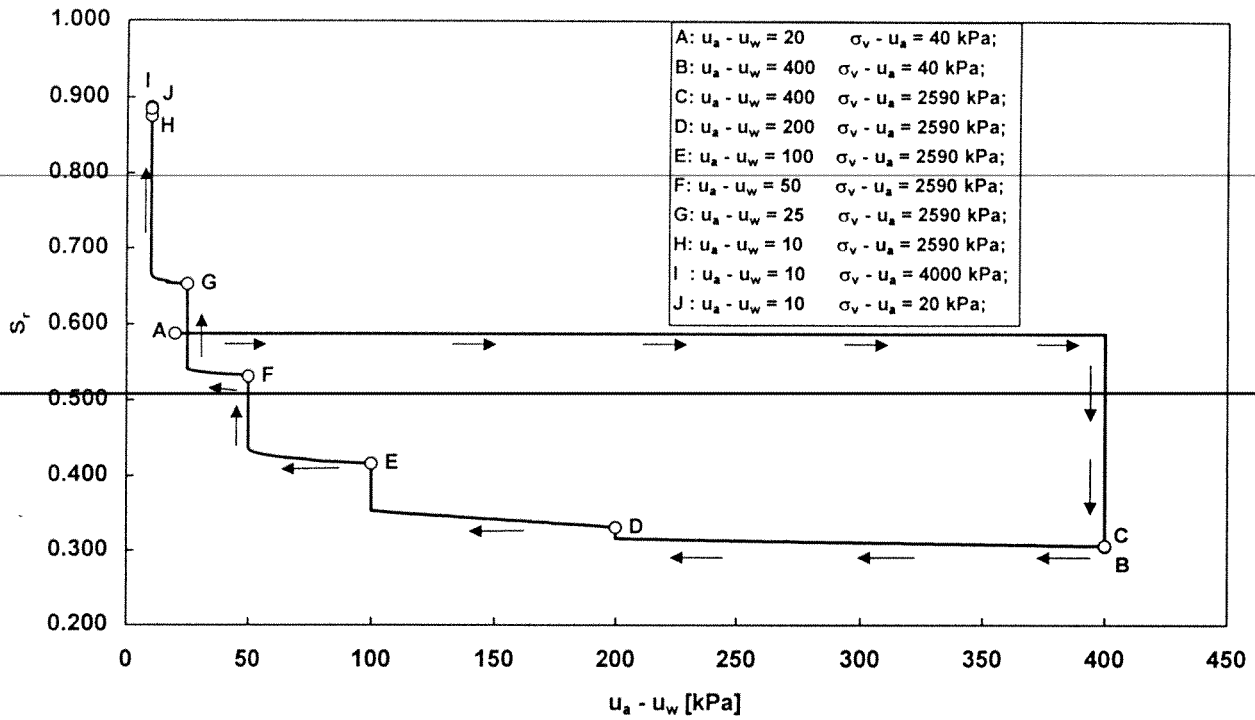


Figura A.3-18 s15ecs:  
 grado di saturazione  $S_r$  in funzione della suzione  $u_a - u_w$  applicata al contorno del provino e della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ .

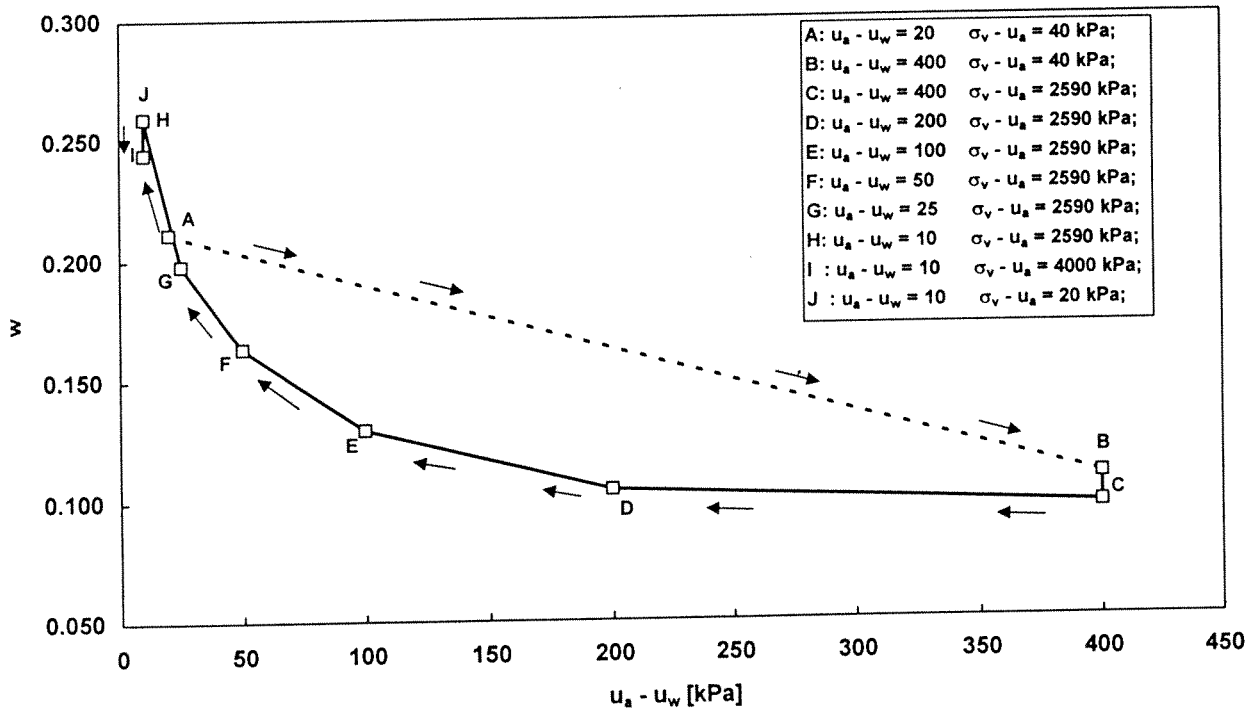
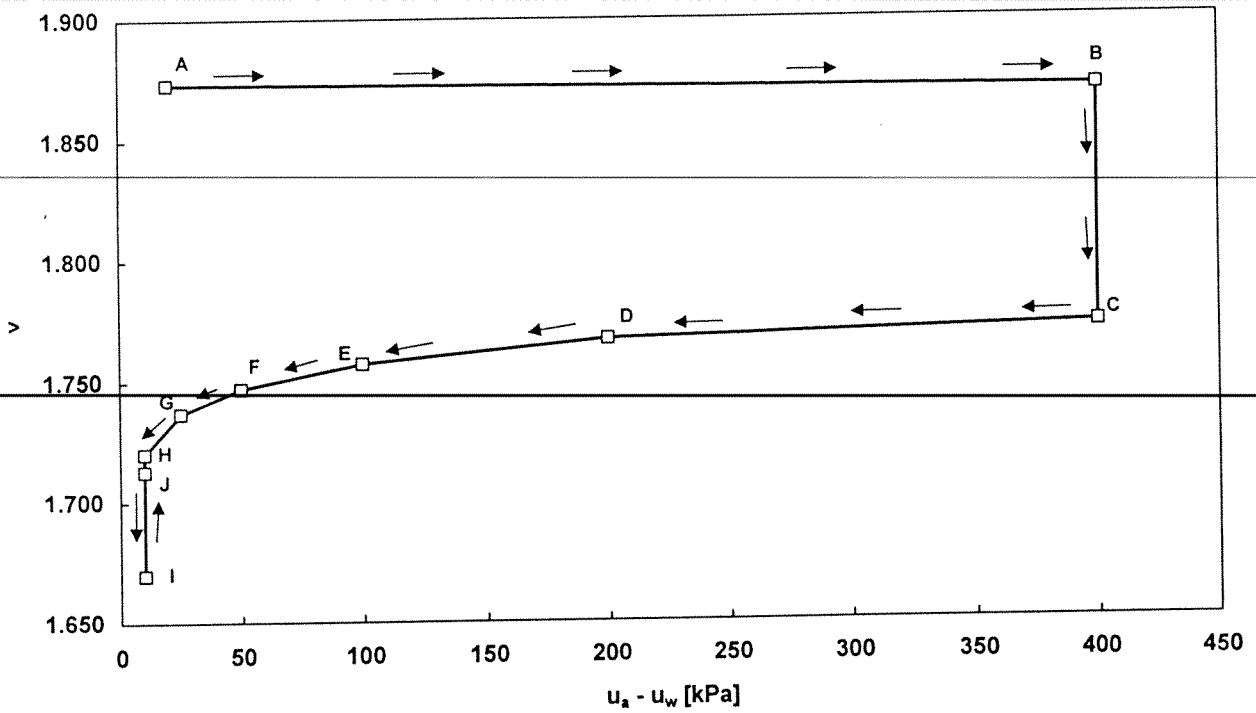


Figura A.3-19 s15ecs:  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{u_a - u_w, v\}$  e  $\{u_a - u_w, w\}$ .

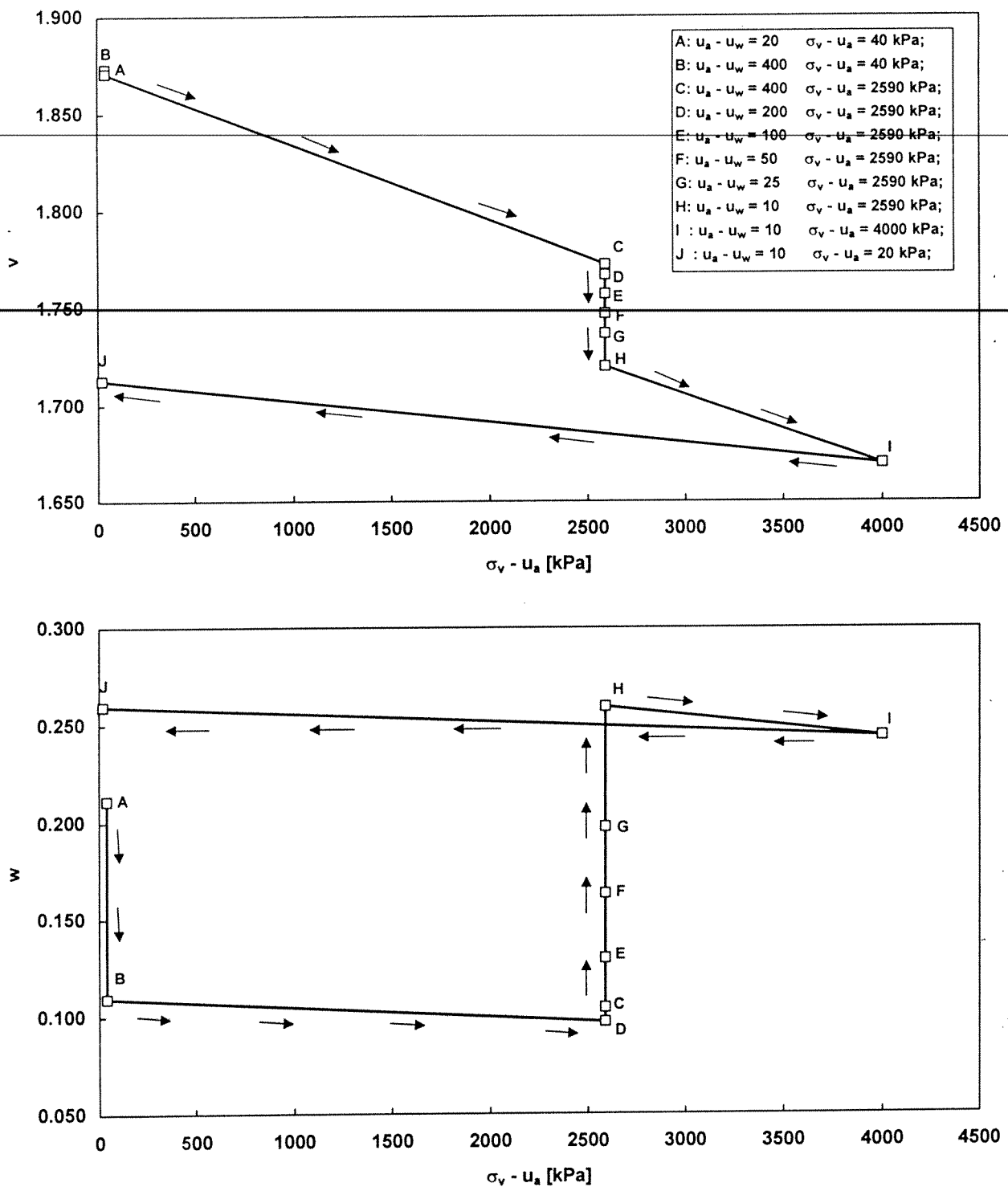


Figura A.3-20 s15ecs:  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{\sigma_v - u_a, v\}$  e  $\{\sigma_v - u_a, w\}$ .

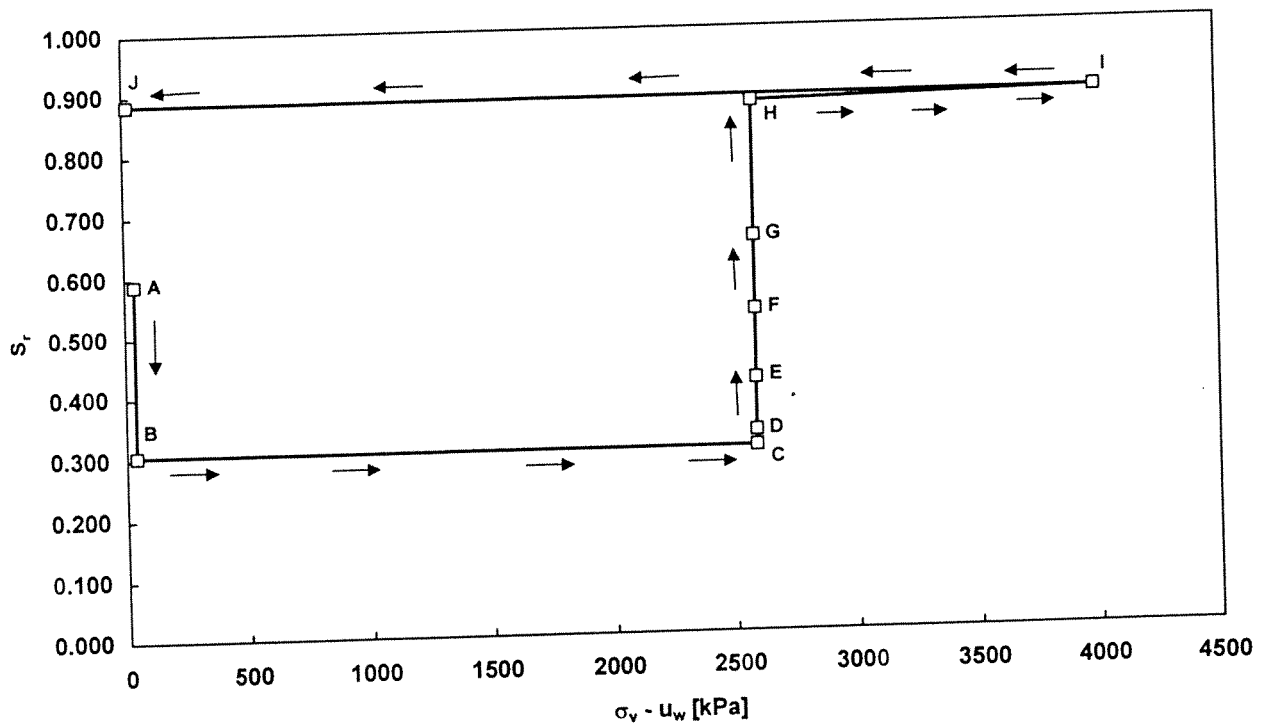
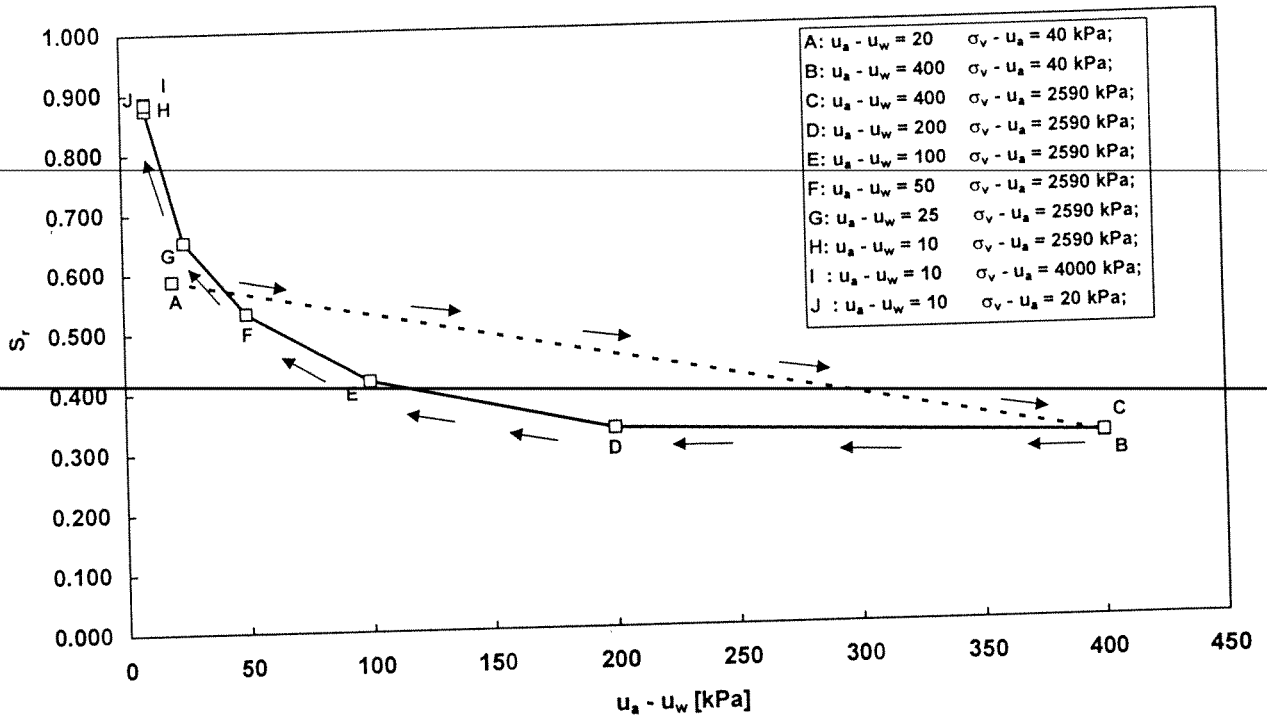


Figura A.3-21 s15ecs:  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{u_a - u_w, S_r\}$  e  $\{\sigma_v - u_w, S_r\}$ .

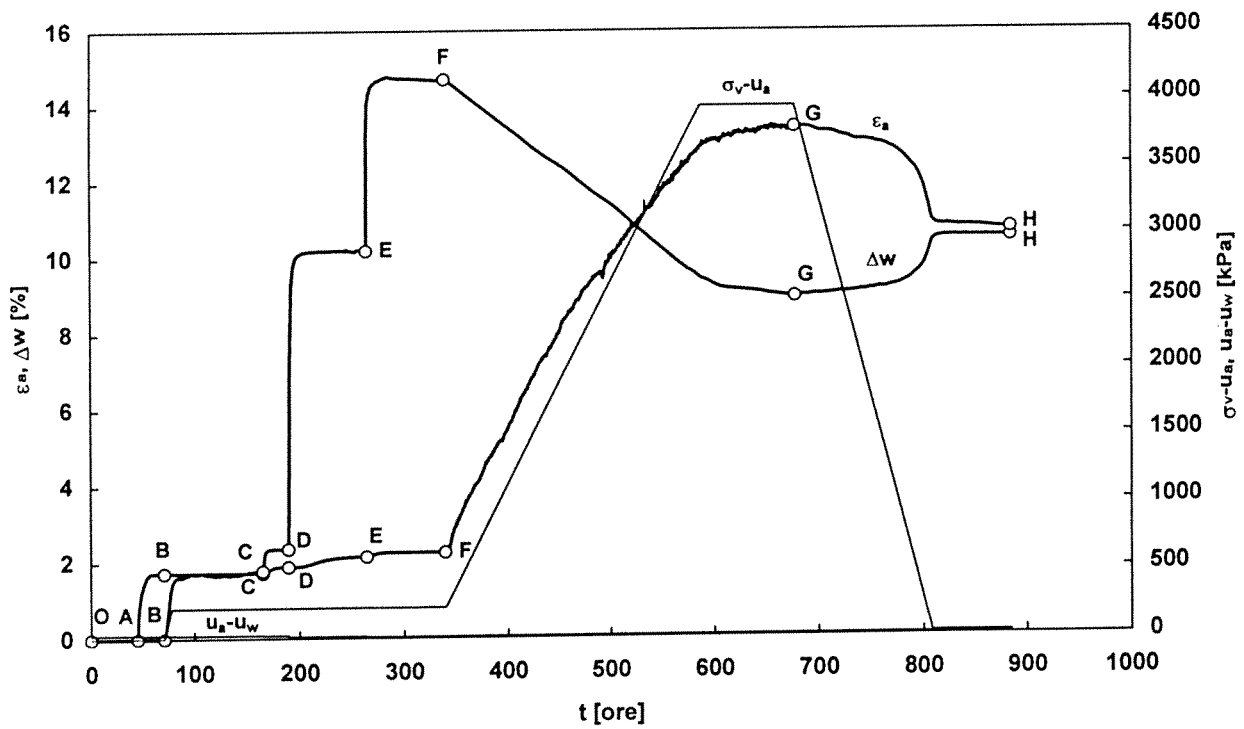
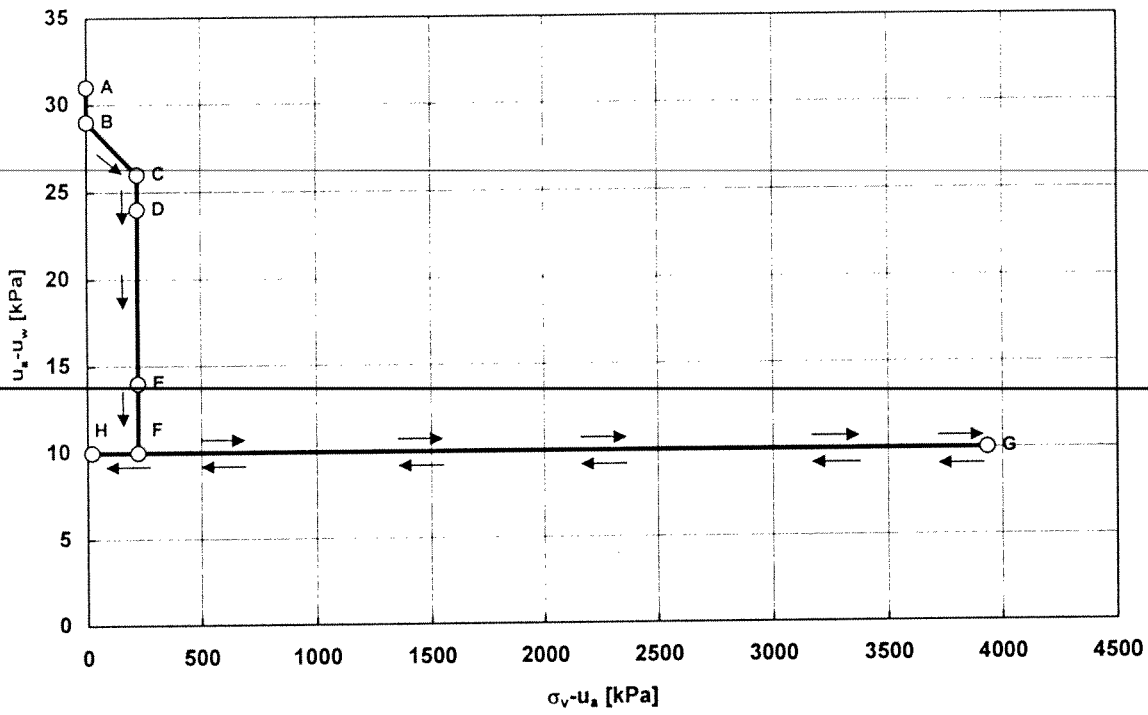


Figura A.3-22 s21ecs:  
 percorso tensionale seguito nel piano  $\{\sigma_v - u_a, u_a - u_w\}$  e sviluppo nel tempo:  
 della deformazione  $\epsilon_s$ ; della variazione del contenuto d'acqua  $\Delta w$ ; della tensione verticale  
 netta  $\sigma_v - u_a$ ; della suzione  $u_a - u_w$ .

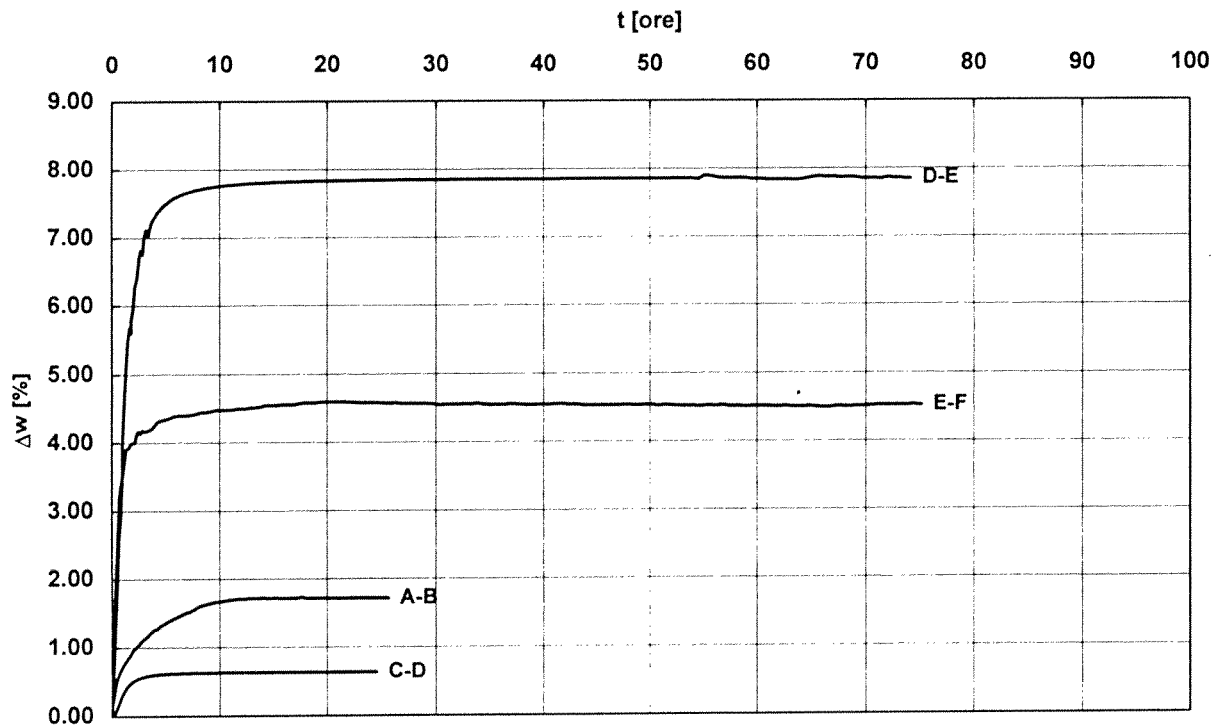
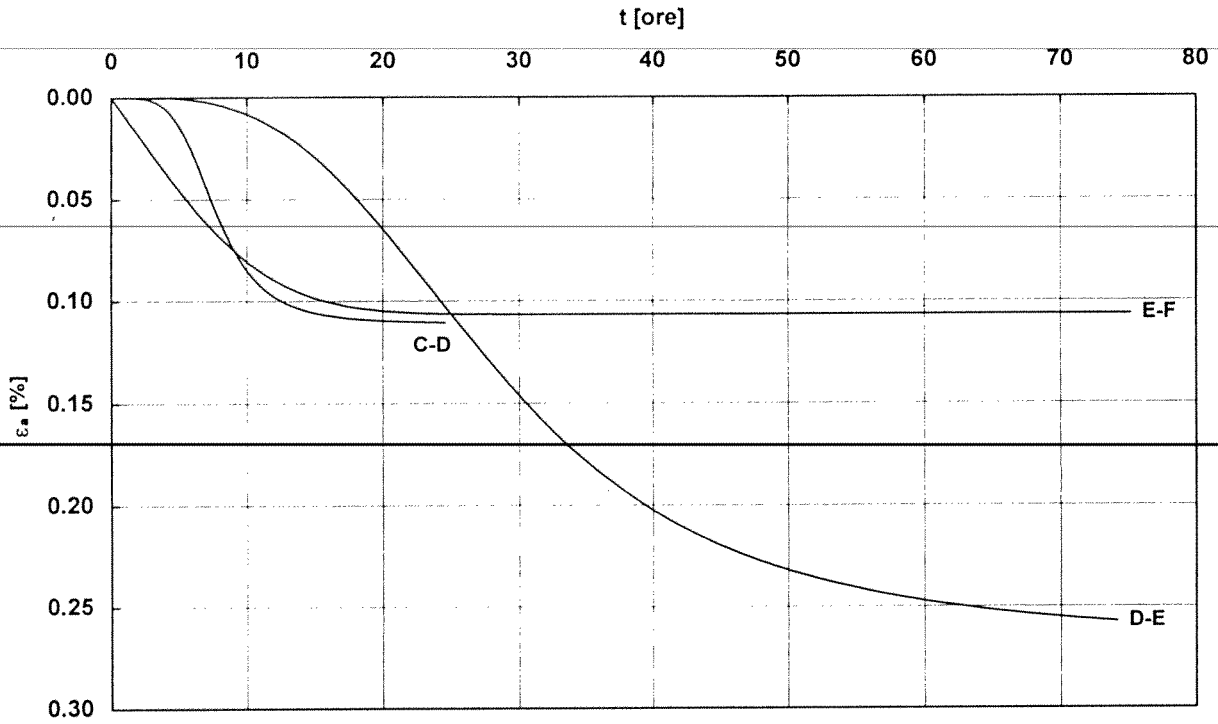


Figura A.3-23 s21ecs:  
 sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\epsilon_a$  e della variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$  conseguenti ad una variazione di suzione  $u_a - u_w$  (le lettere si riferiscono al percorso tensionale)

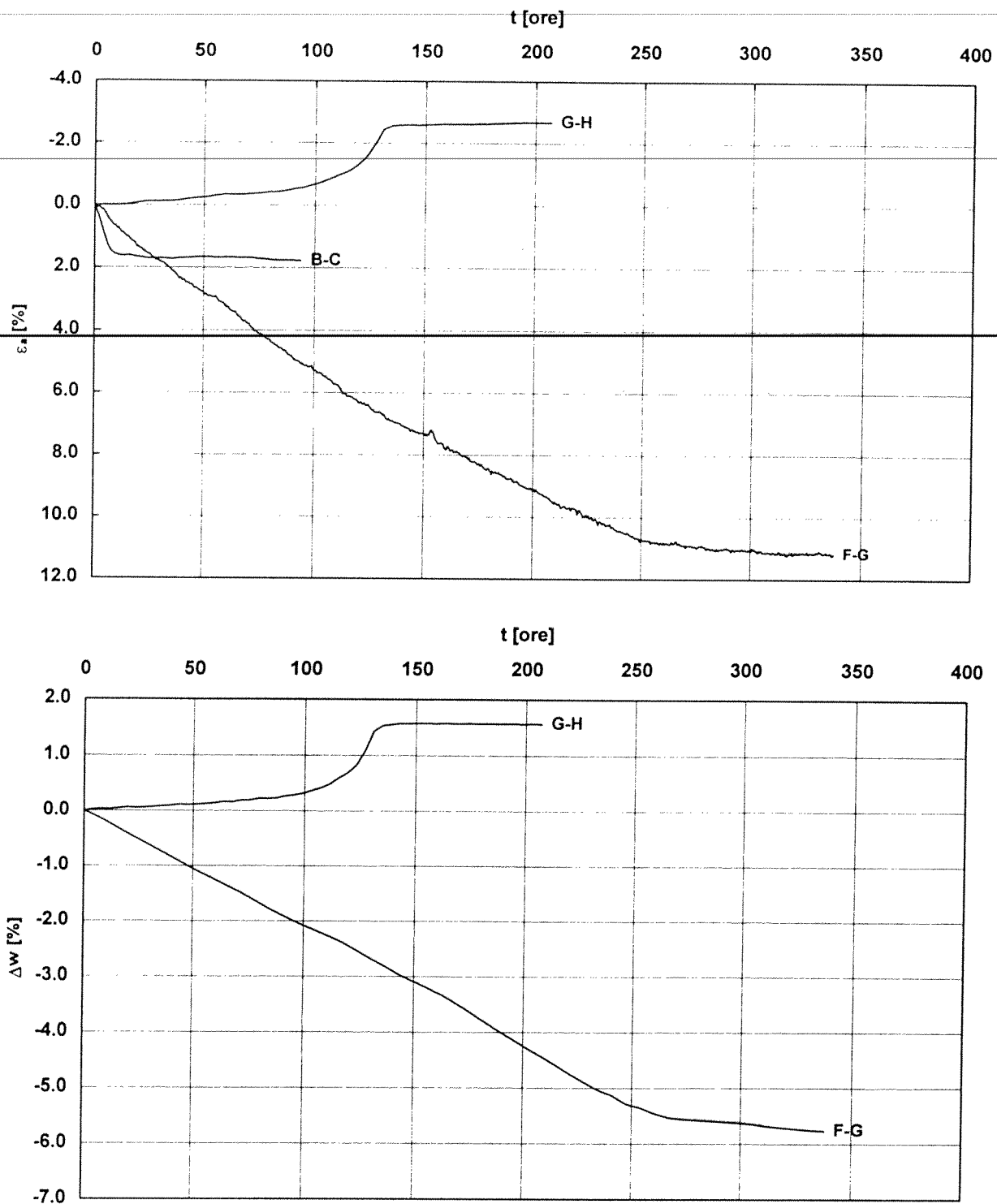


Figura A.3-24 s21ecs:  
 sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\epsilon_a$  e della variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$  durante  
 le fasi di variazione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$  e le successive fasi a carico costante  
 (le lettere si riferiscono al percorso tensionale)



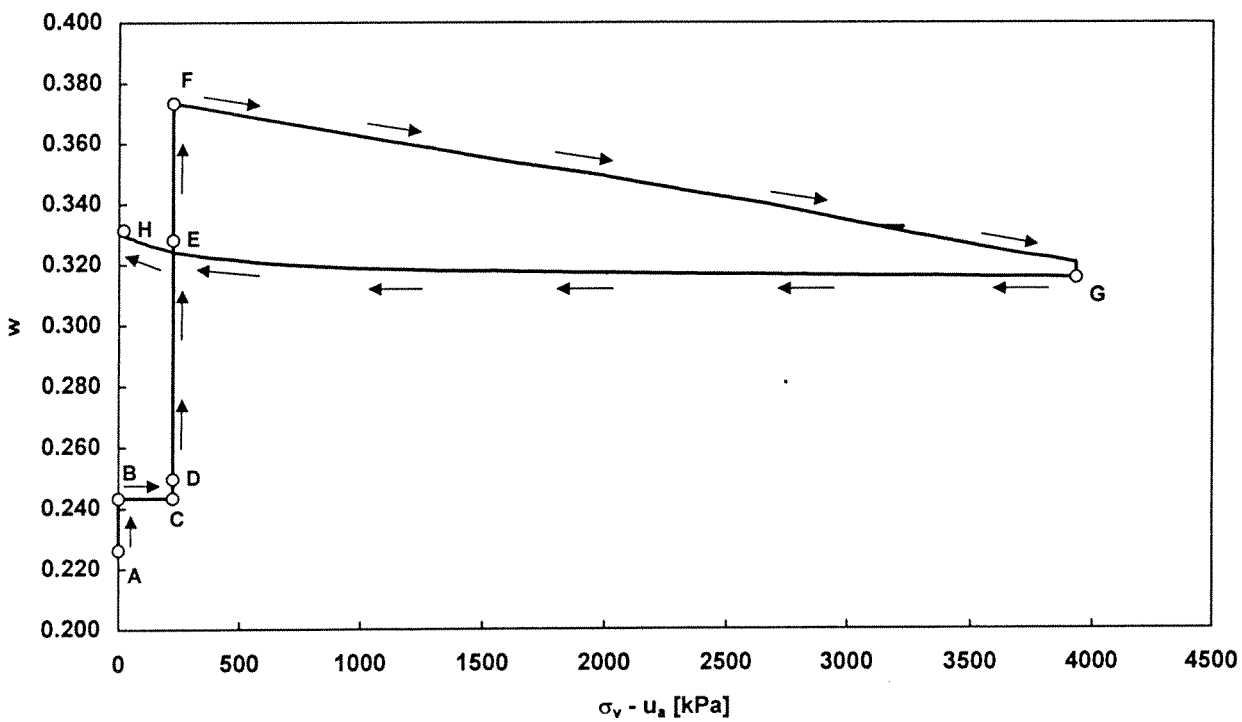
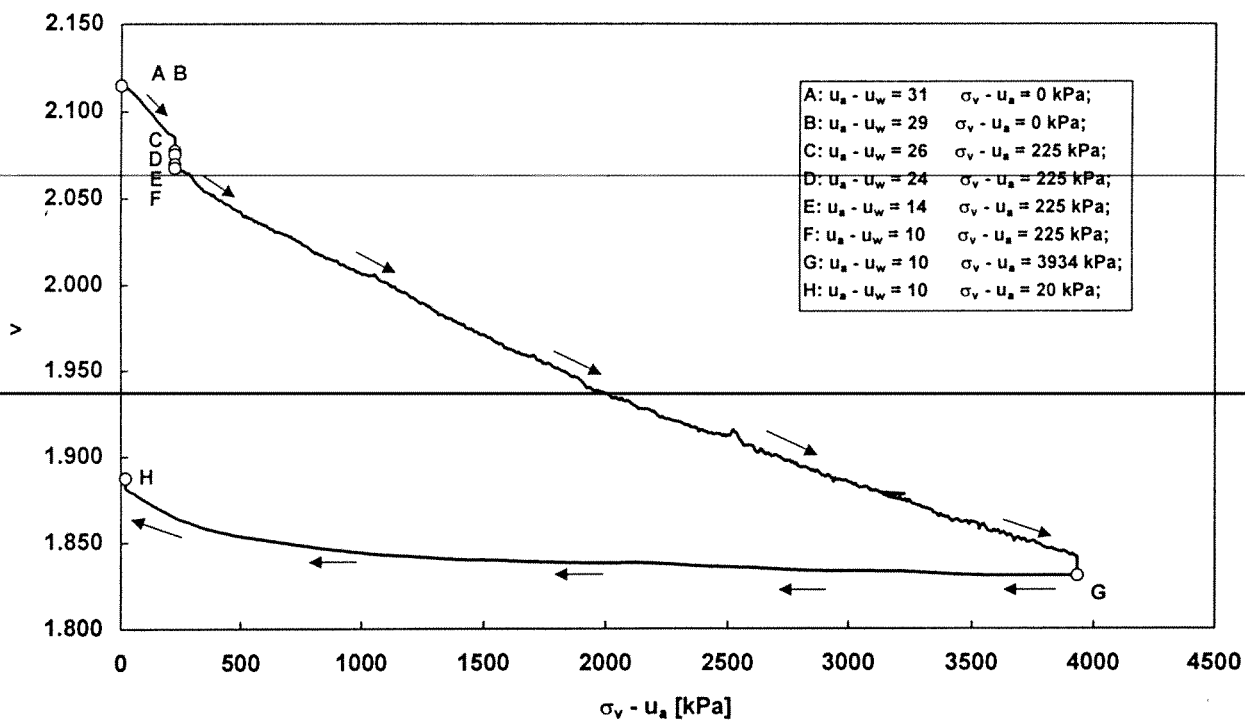


Figura A.3-25 s21ecs:  
 volume specifico  $v$  e contenuto d'acqua  $w$  in funzione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ .

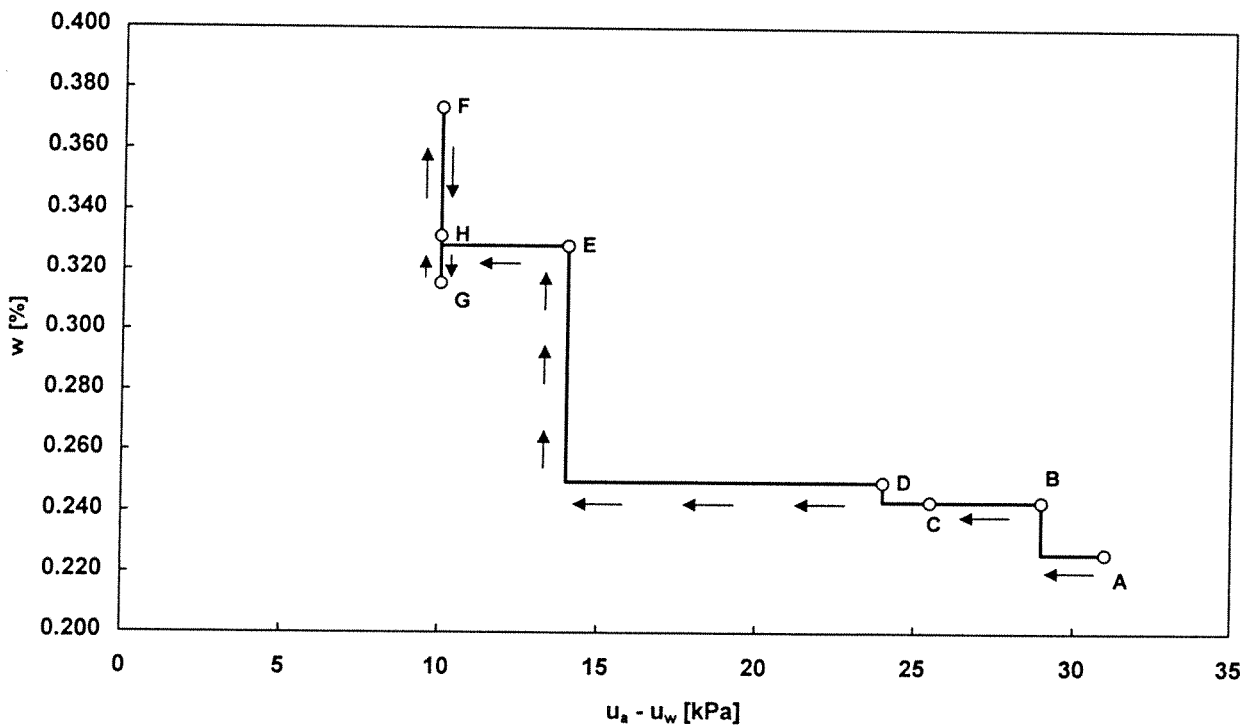
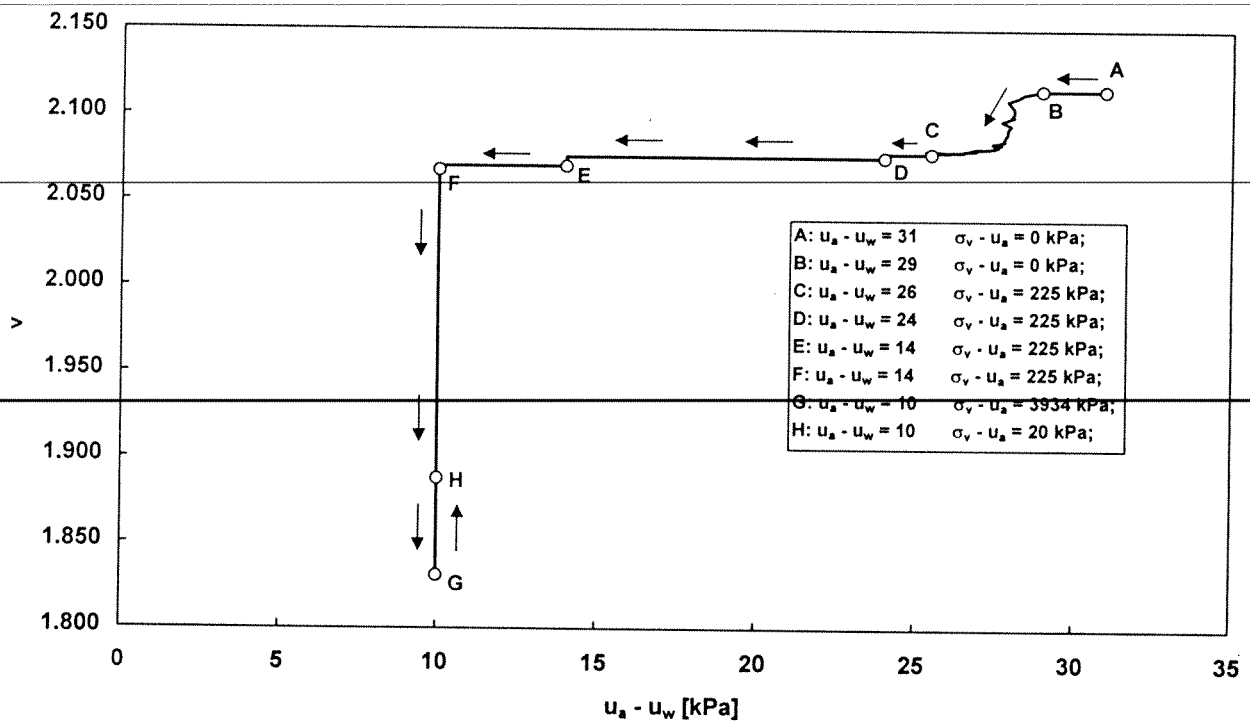


Figura A.3-26 s21ecs:  
 volume specifico  $v$  e contenuto d'acqua  $w$  in funzione della suzione  $u_a - u_w$  applicata al contorno del provino.

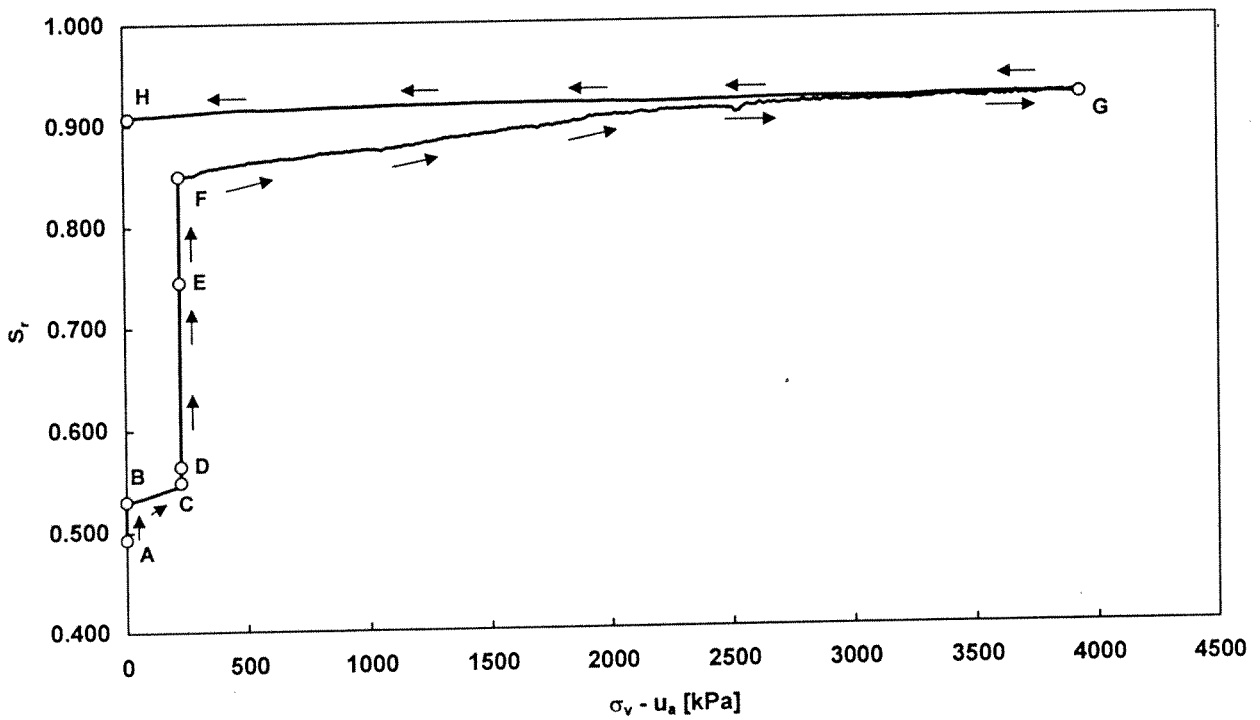
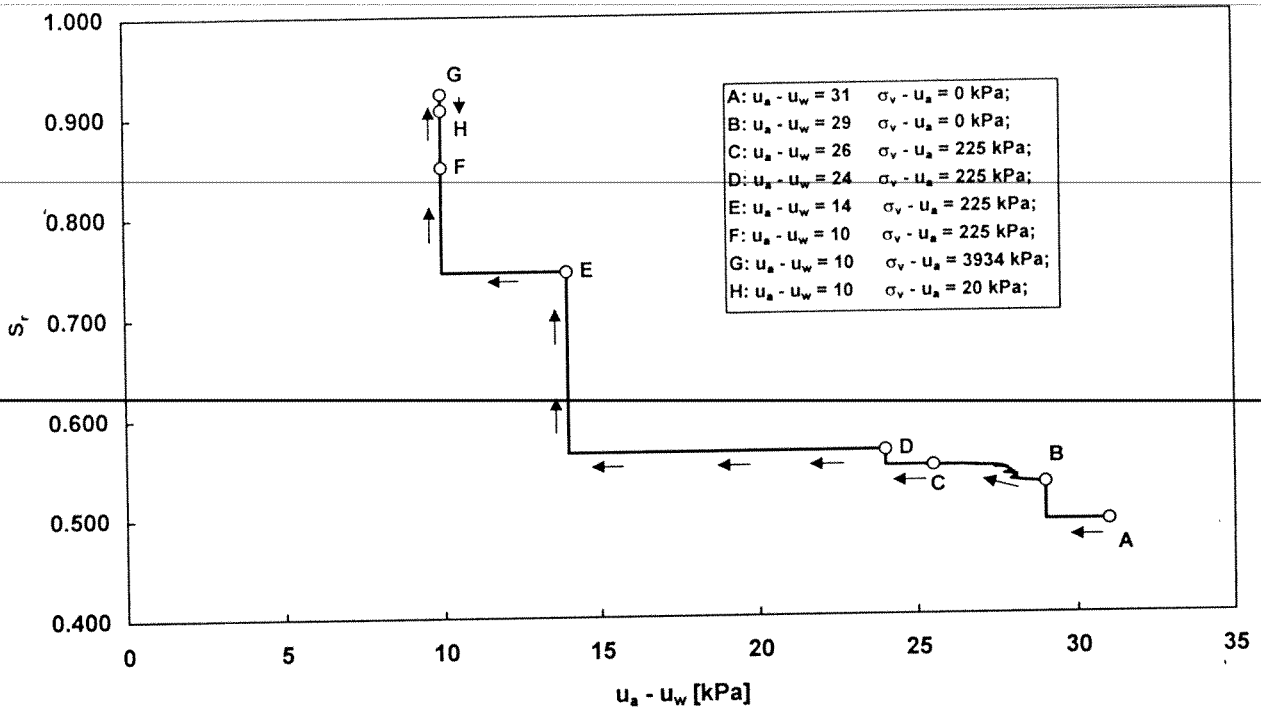


Figura A.3-27 s21ecs:  
 grado di saturazione  $S_r$  in funzione della suzione  $u_a - u_w$  applicata al contorno del provino e  
 della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ .

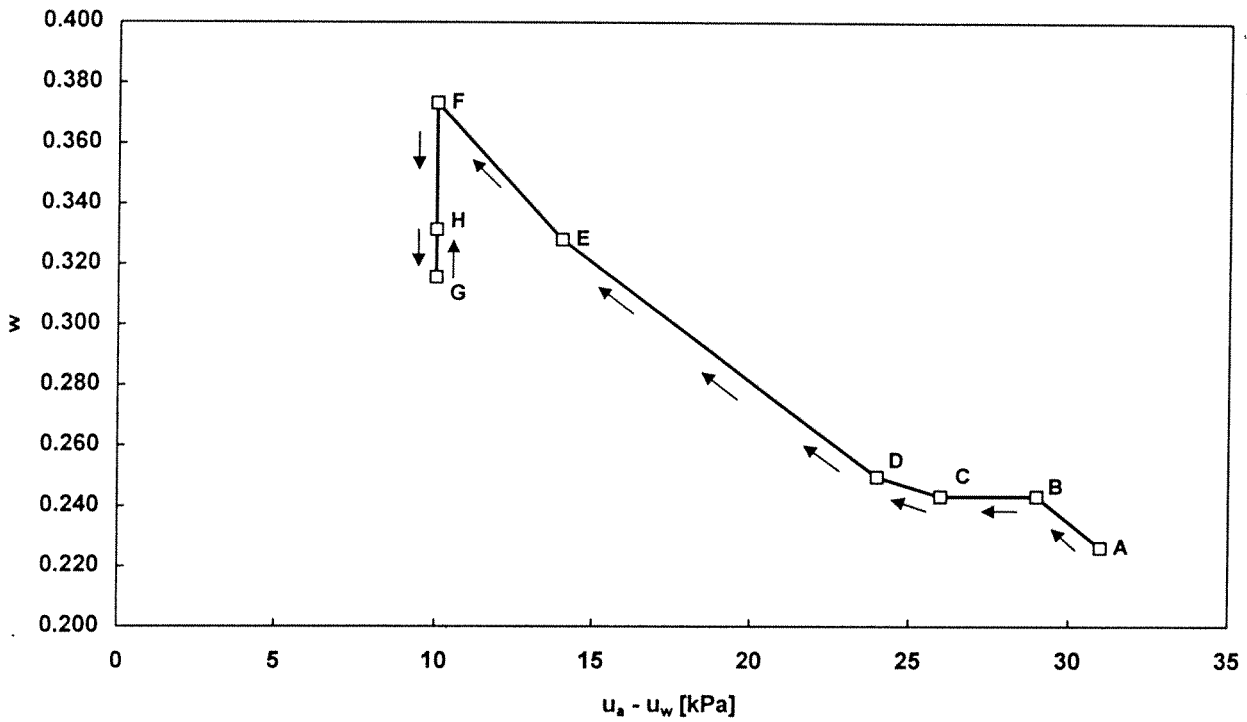
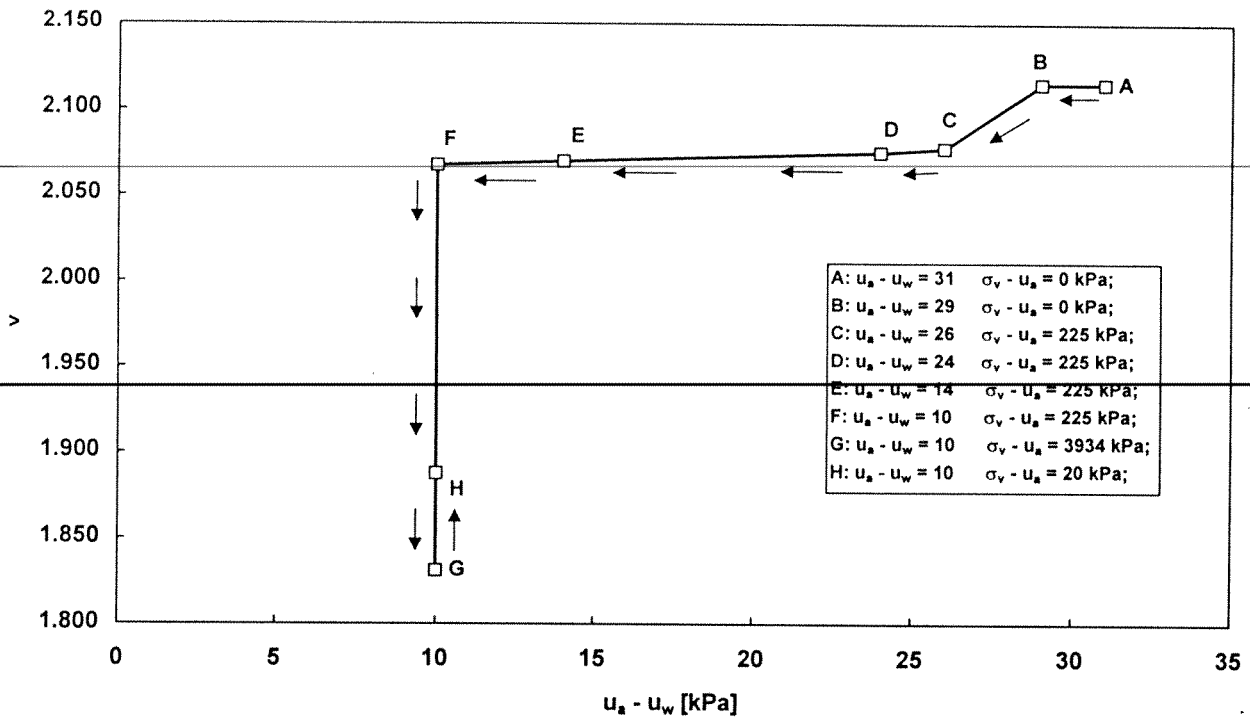


Figura A.3-28 s21ecs:  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{u_a - u_w, v\}$  e  $\{u_a - u_w, w\}$ .

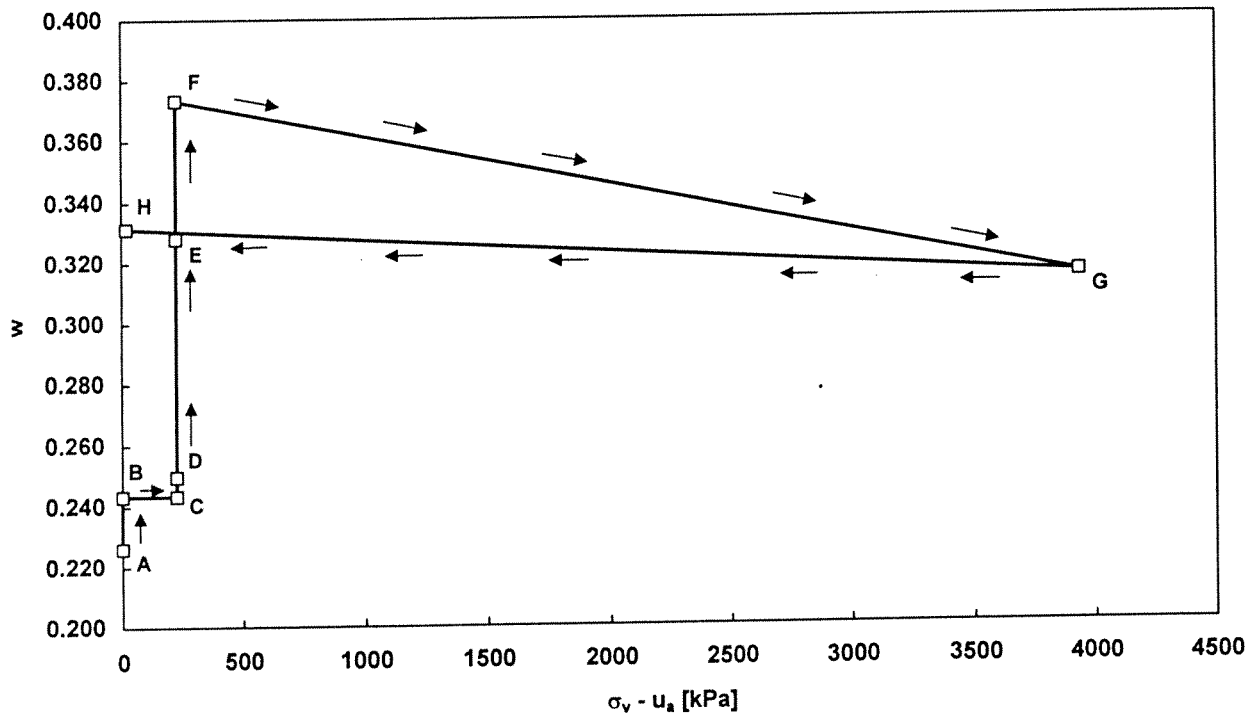
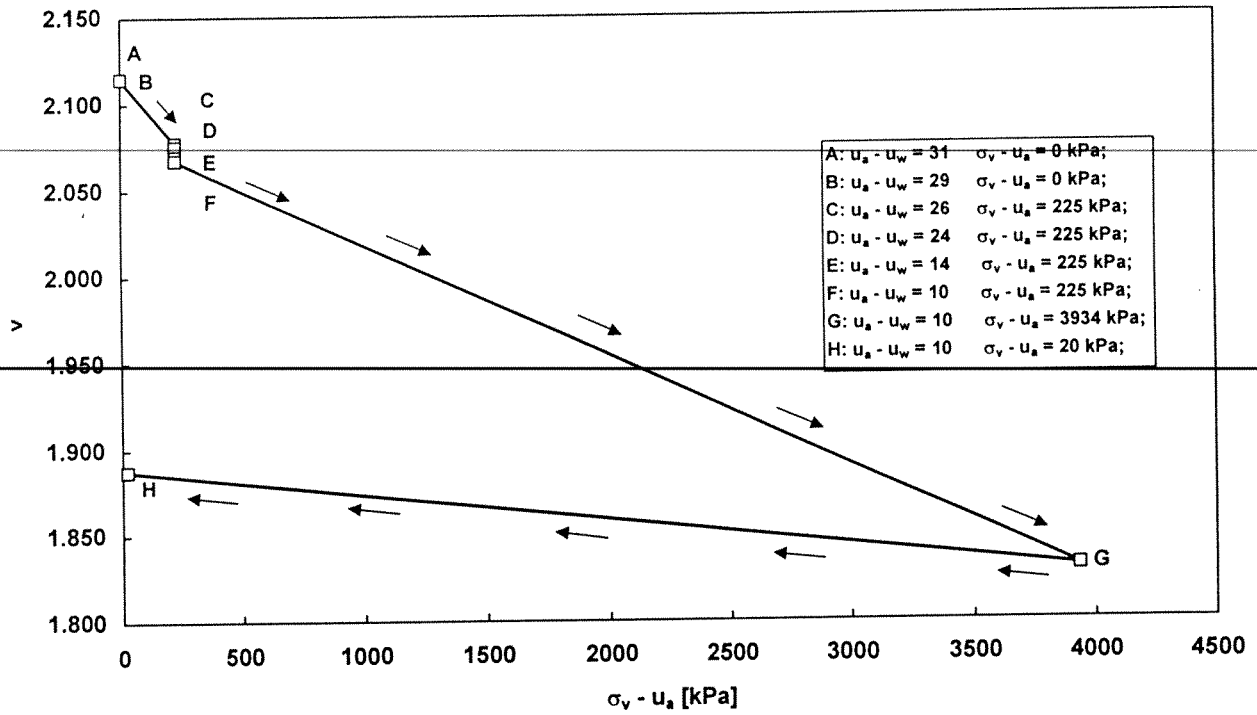


Figura A.3-29 s21ecs:  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{\sigma_v - u_a, v\}$  e  $\{\sigma_v - u_a, w\}$ .

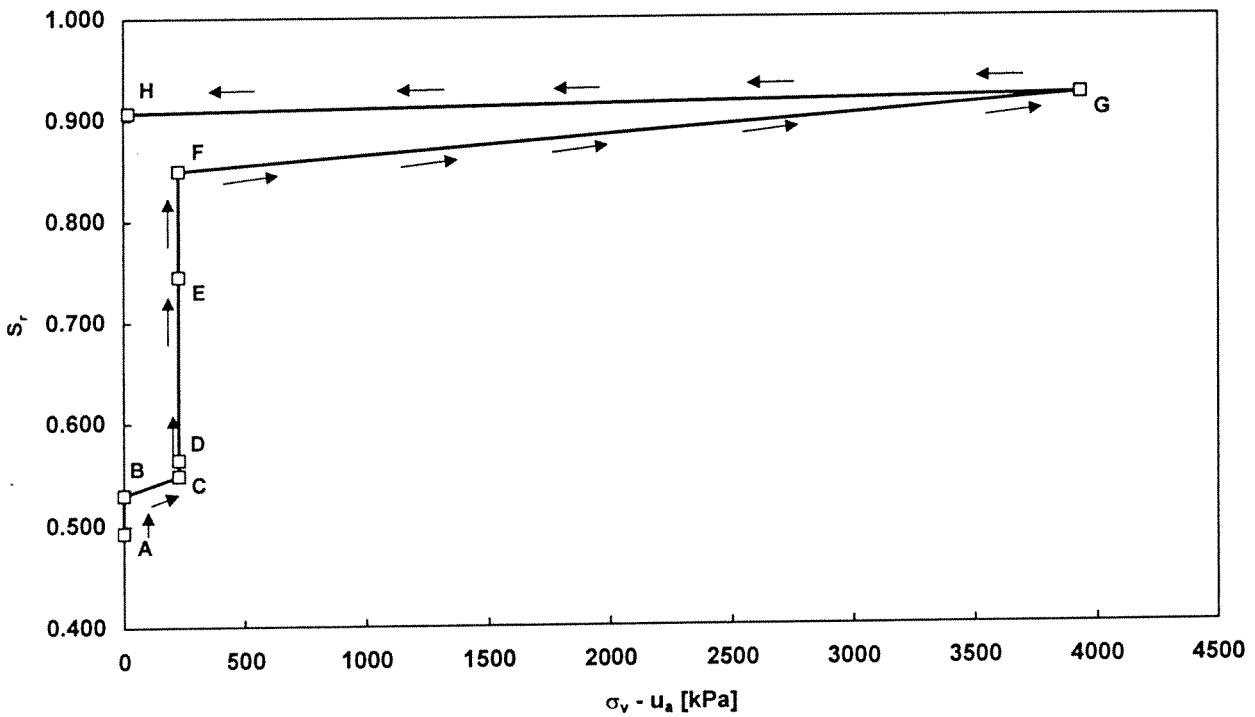
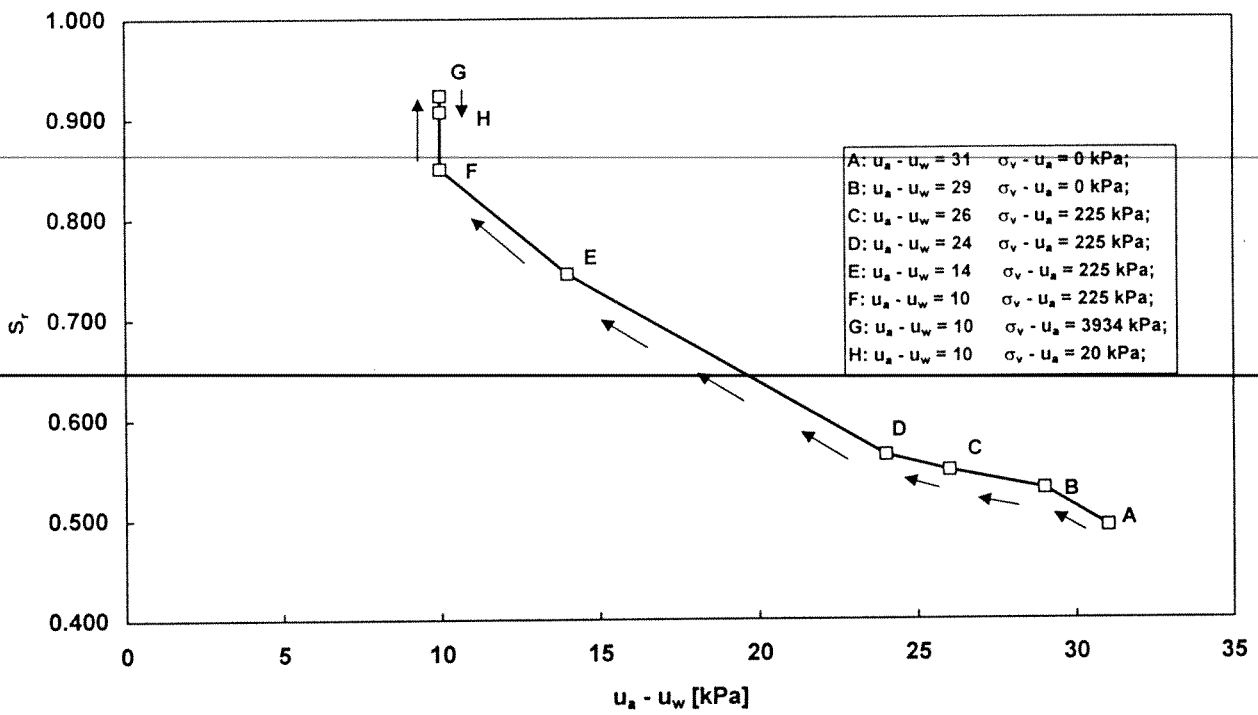


Figura A.3-30 s21ecs:  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{u_a - u_w, S_r\}$  e  $\{\sigma_v - u_a, S_r\}$ .

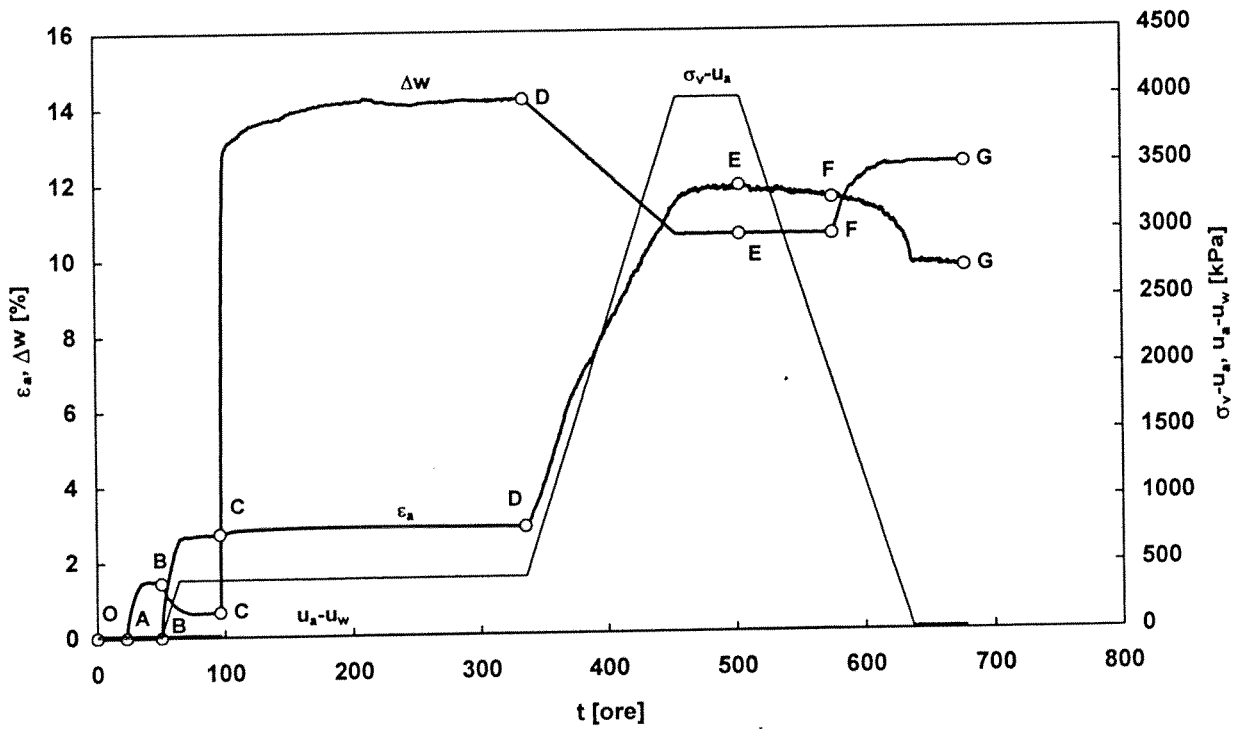
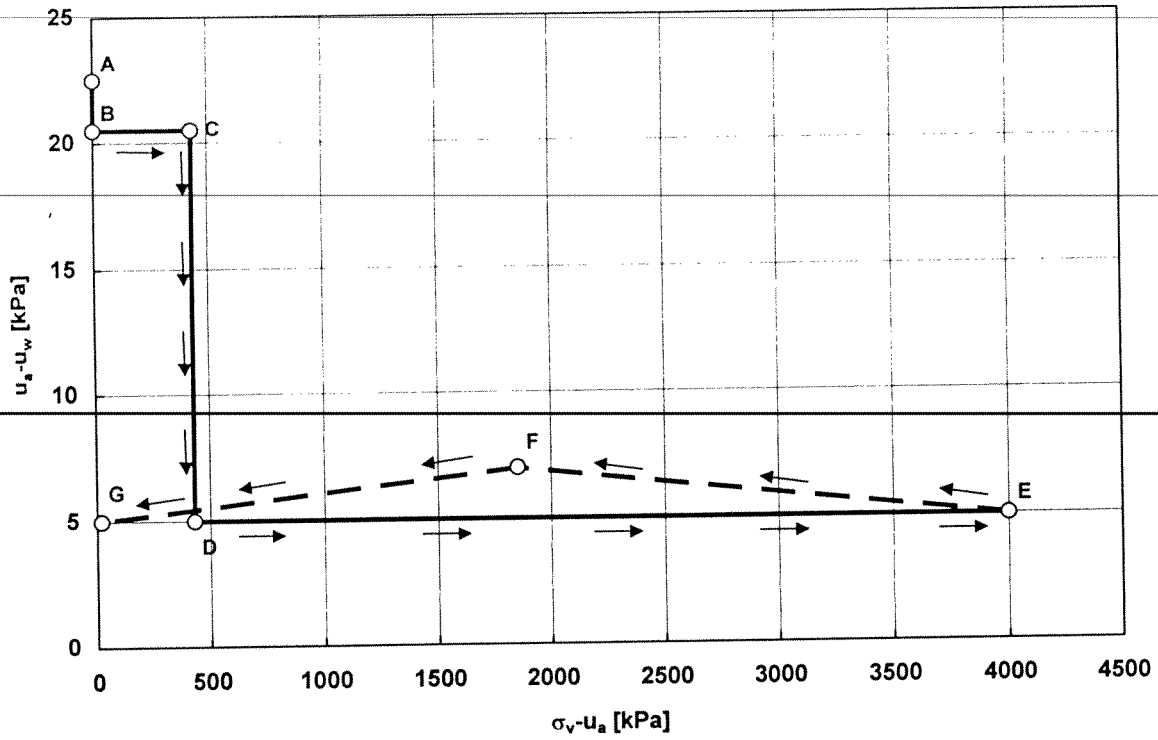


Figura A.3-31 s34ecs:  
 percorso tensionale seguito nel piano  $\{\sigma_v - u_a, u_a - u_w\}$  e sviluppo nel tempo  
 della deformazione  $\epsilon_a$ ; della variazione del contenuto d'acqua  $\Delta w$ ; della tensione verticale  
 netta  $\sigma_v - u_a$ ; della suzione  $u_a - u_w$ .

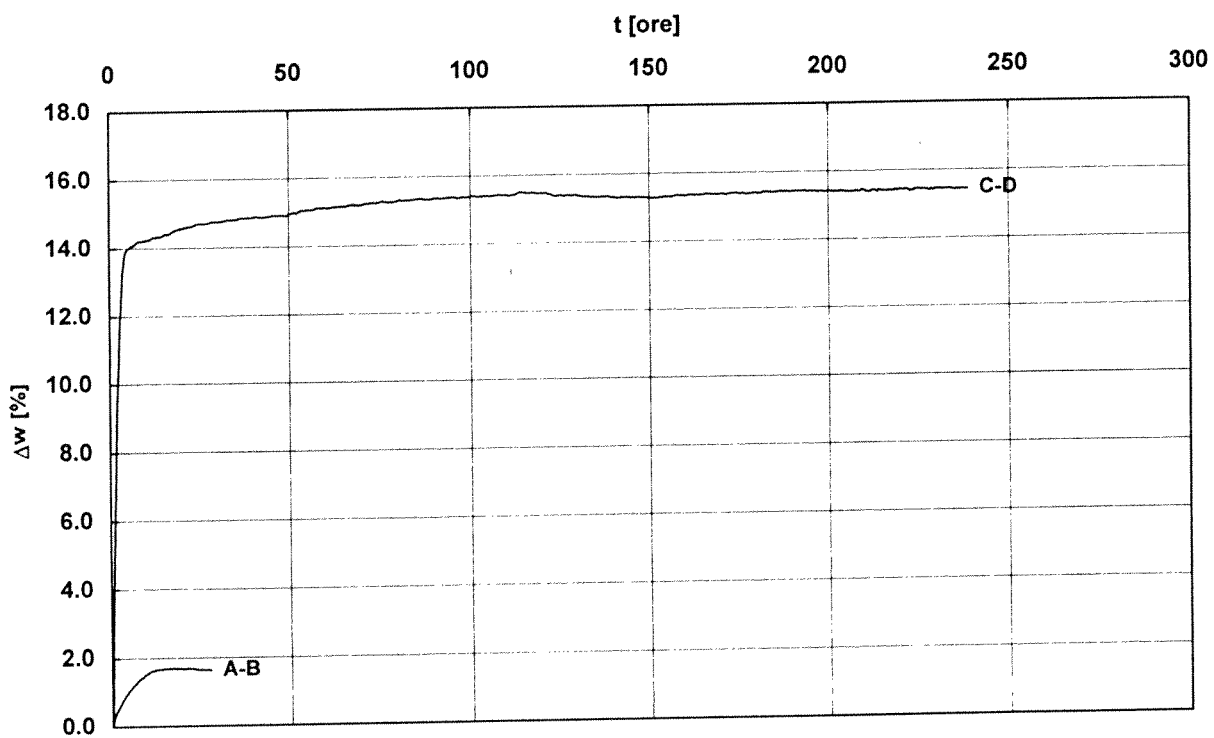
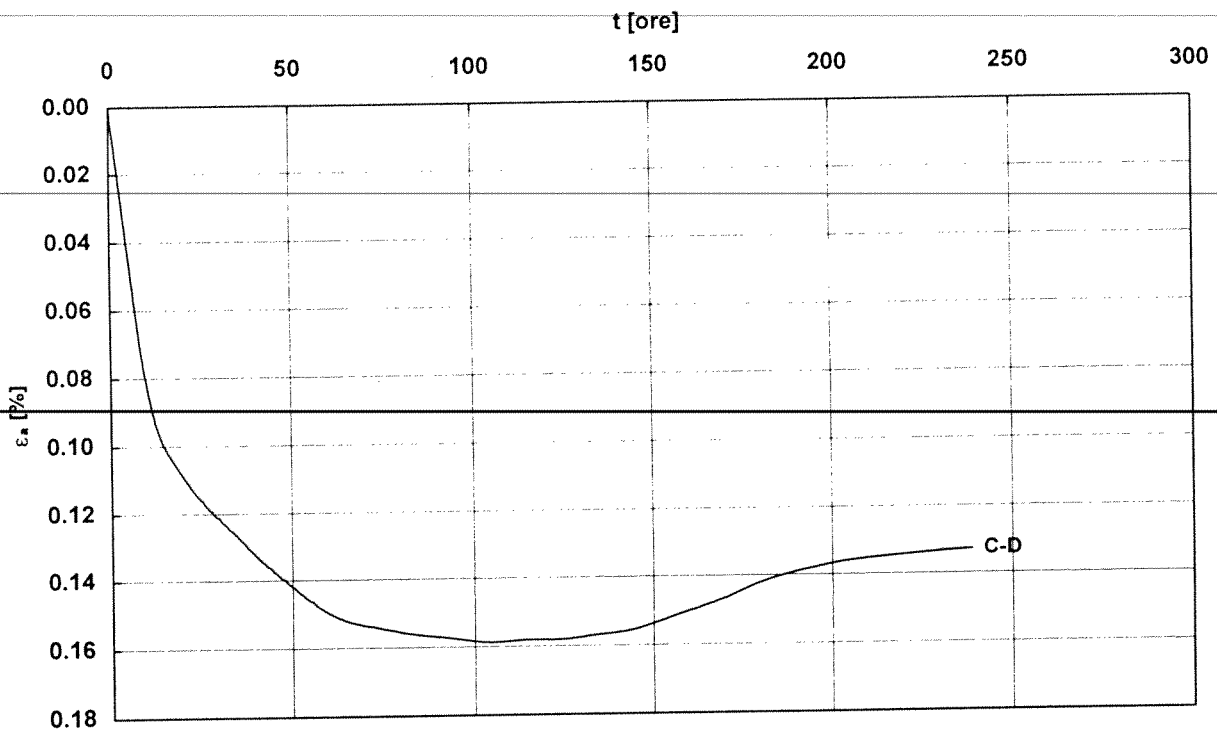


Figura A.3-32 s34ecs:  
 sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\varepsilon_a$  e della variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$  conseguenti ad una variazione di suzione  $u_a - u_w$  (le lettere si riferiscono al percorso tensionale)



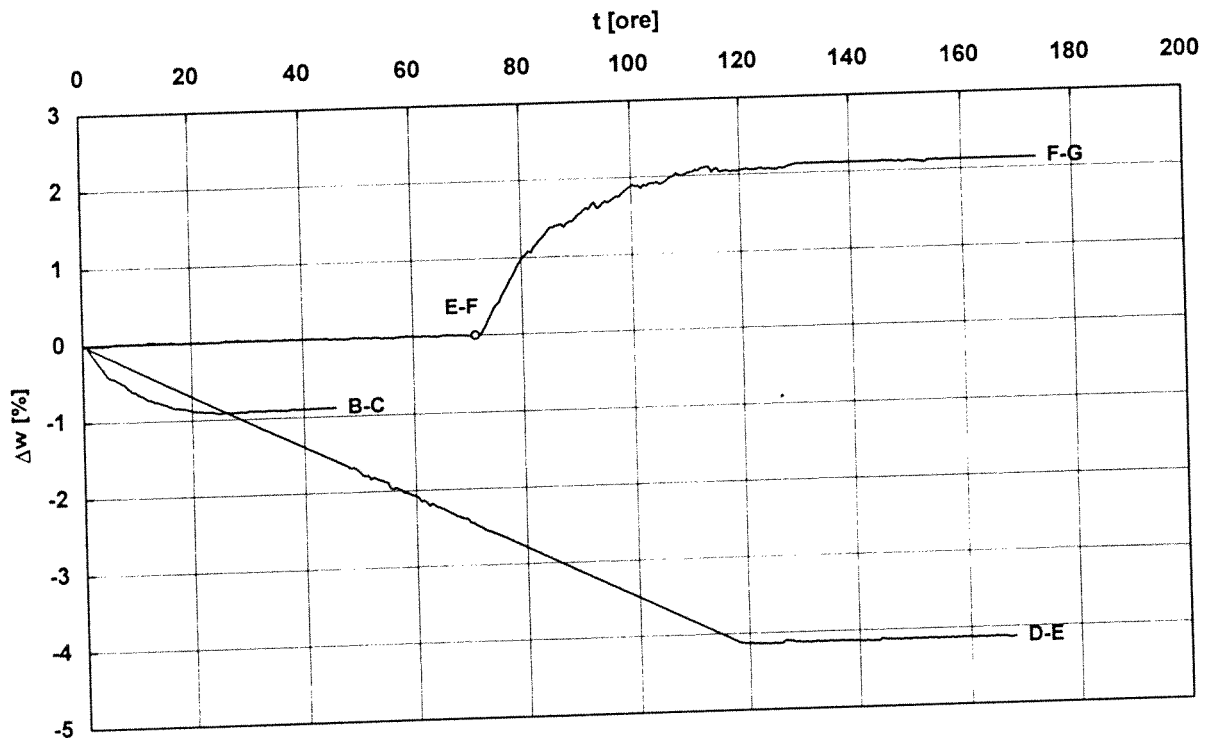
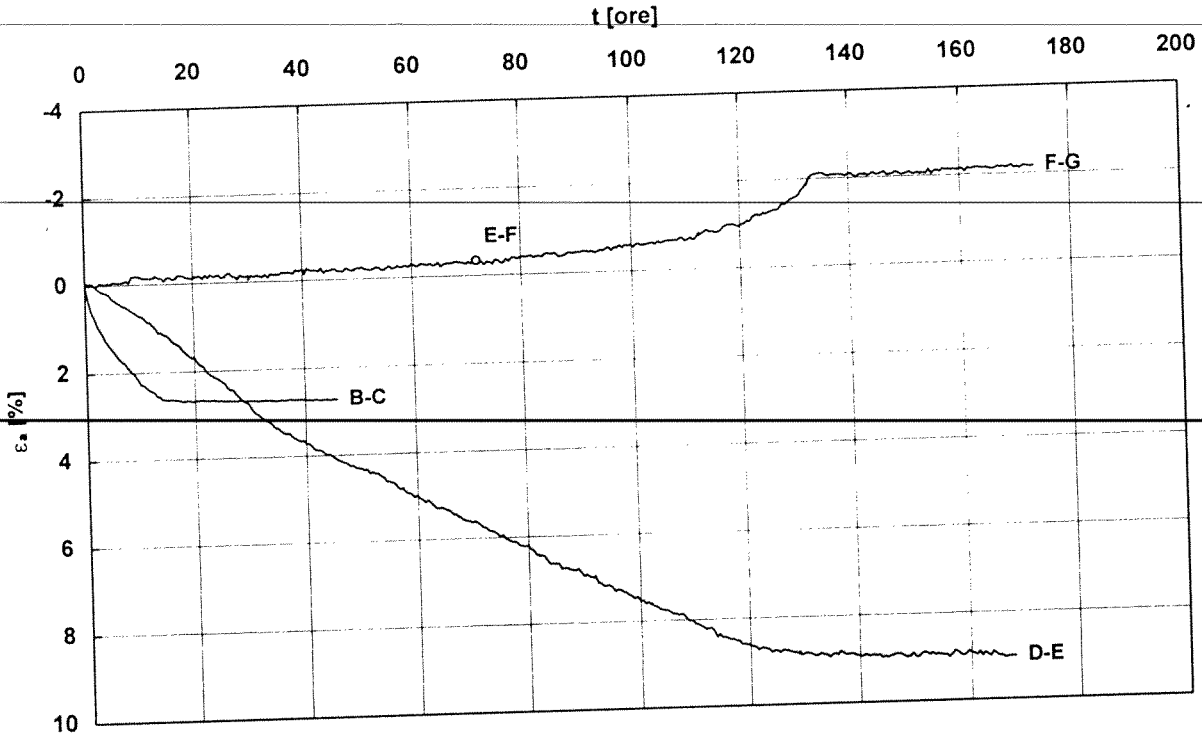


Figura A.3-33 s34ecs:  
 sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\epsilon_a$  e della variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$  durante  
 le fasi di variazione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$  e le successive fasi a carico costante  
 (le lettere si riferiscono al percorso tensionale)

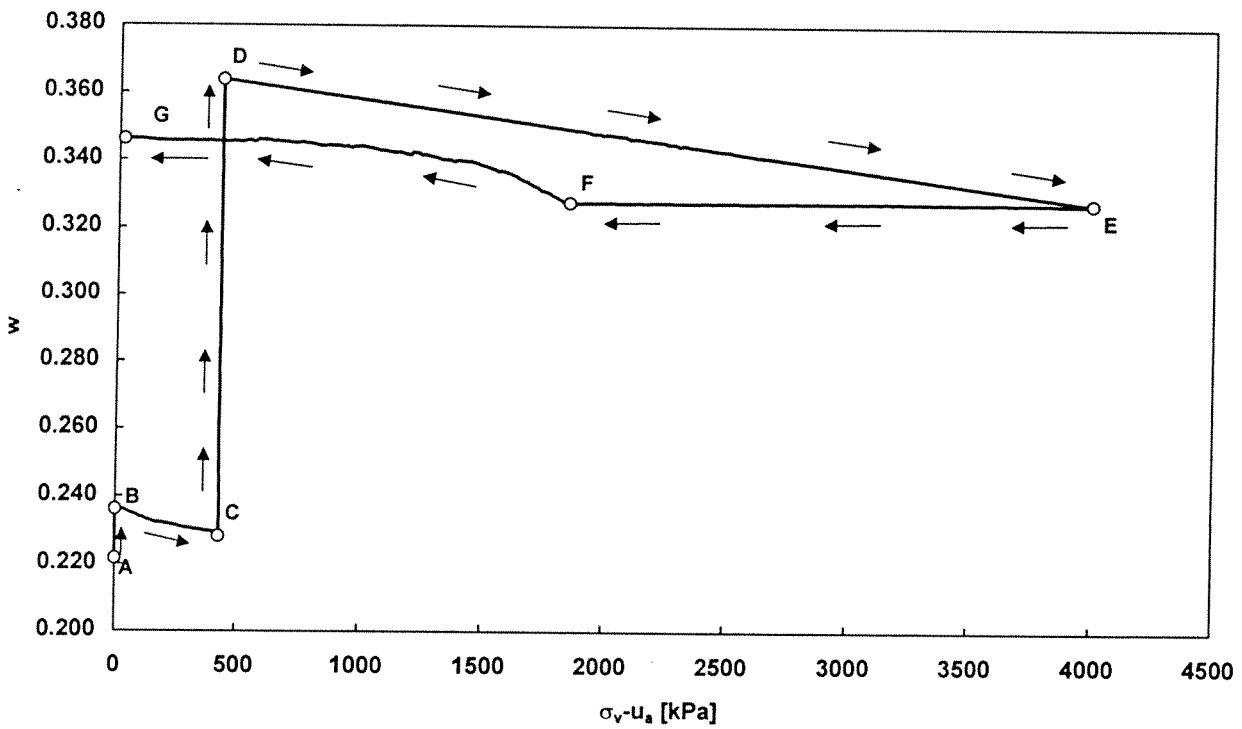
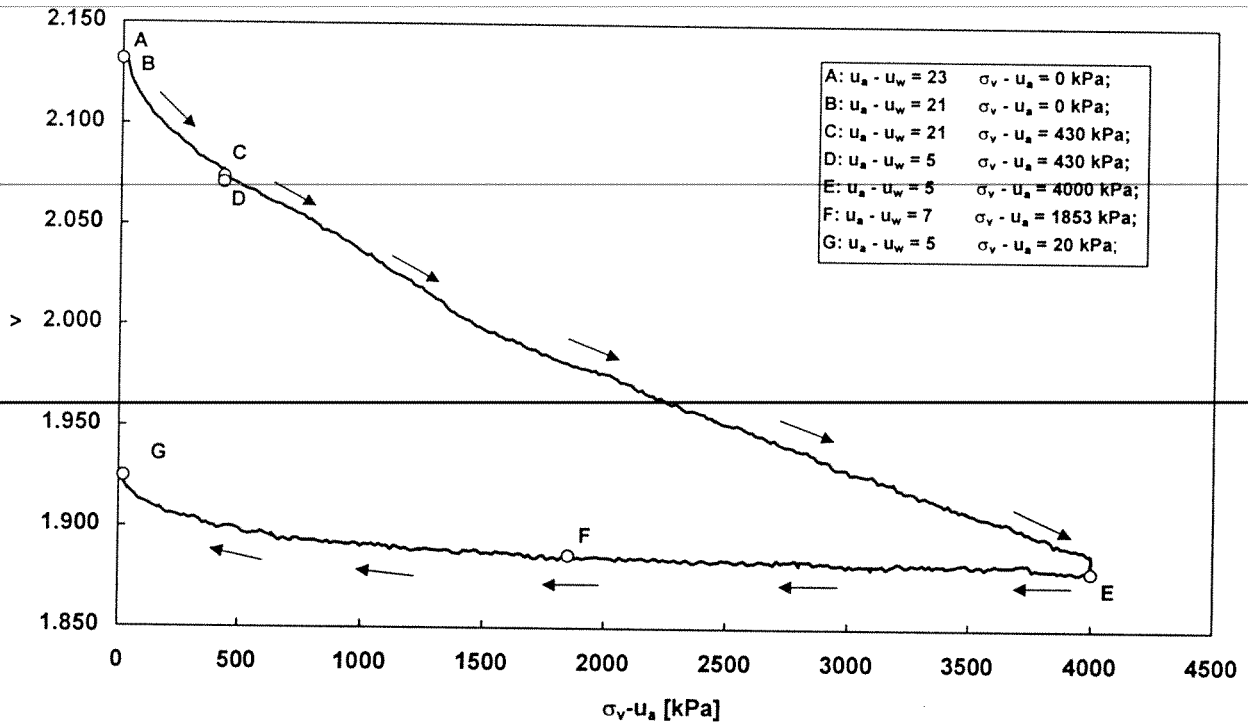


Figura A.3-34 s34ecs:  
 volume specifico  $v$  e contenuto d'acqua  $w$  in funzione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ .

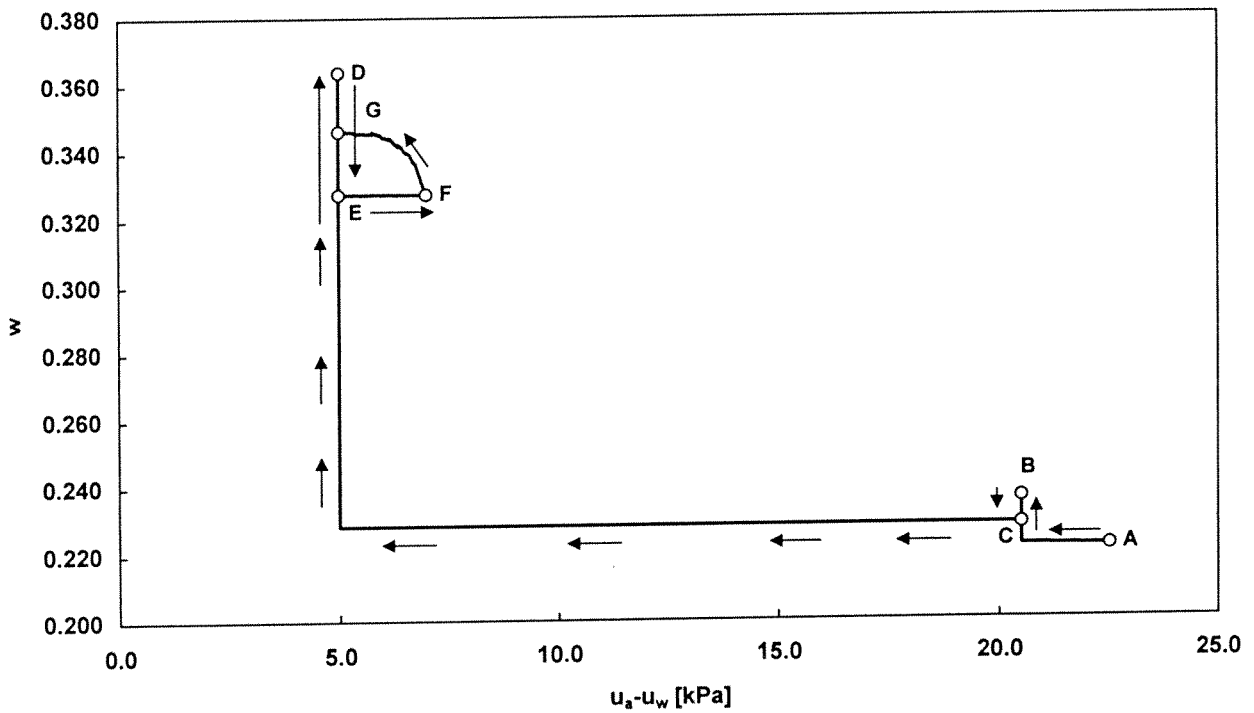
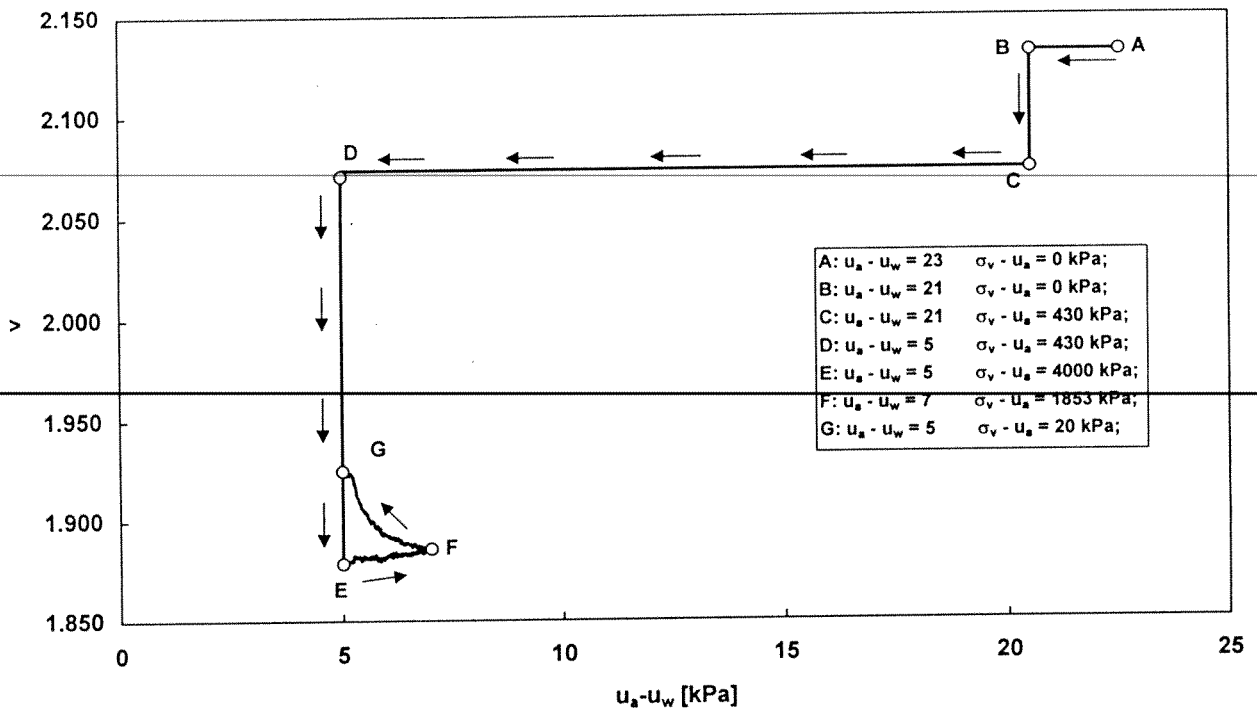


Figura A.3-35 s34ecs:  
*volume specifico  $v$  e contenuto d'acqua  $w$  in funzione della suzione  $u_a - u_w$  applicata al contorno del provino.*

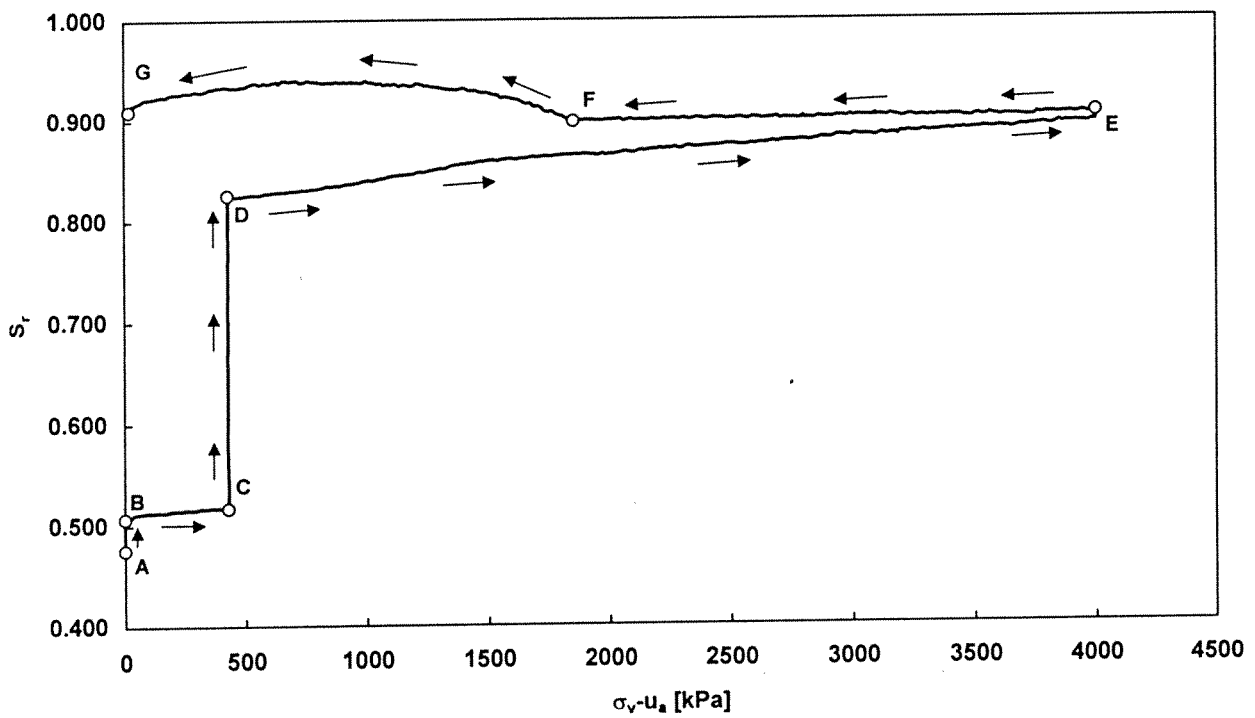
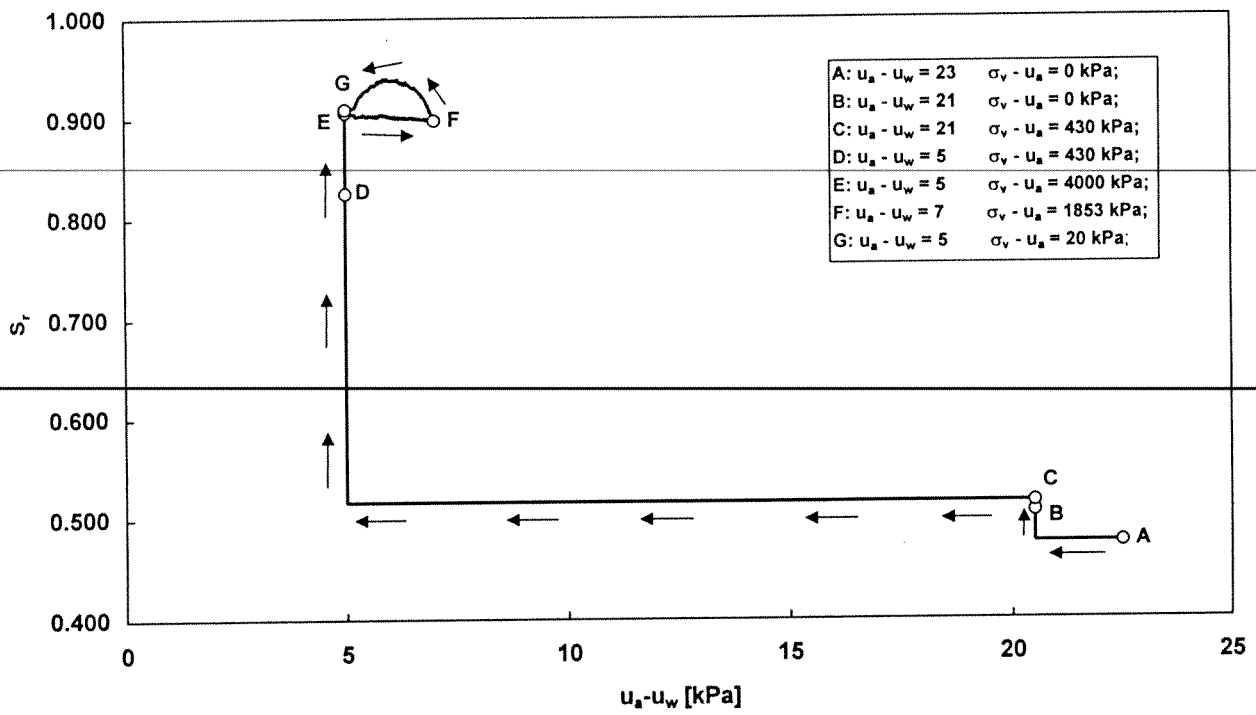


Figura A.3-36 s34ecs:  
 grado di saturazione  $S_r$  in funzione della suzione  $u_a - u_w$  applicata al contorno del provino e  
 della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ .

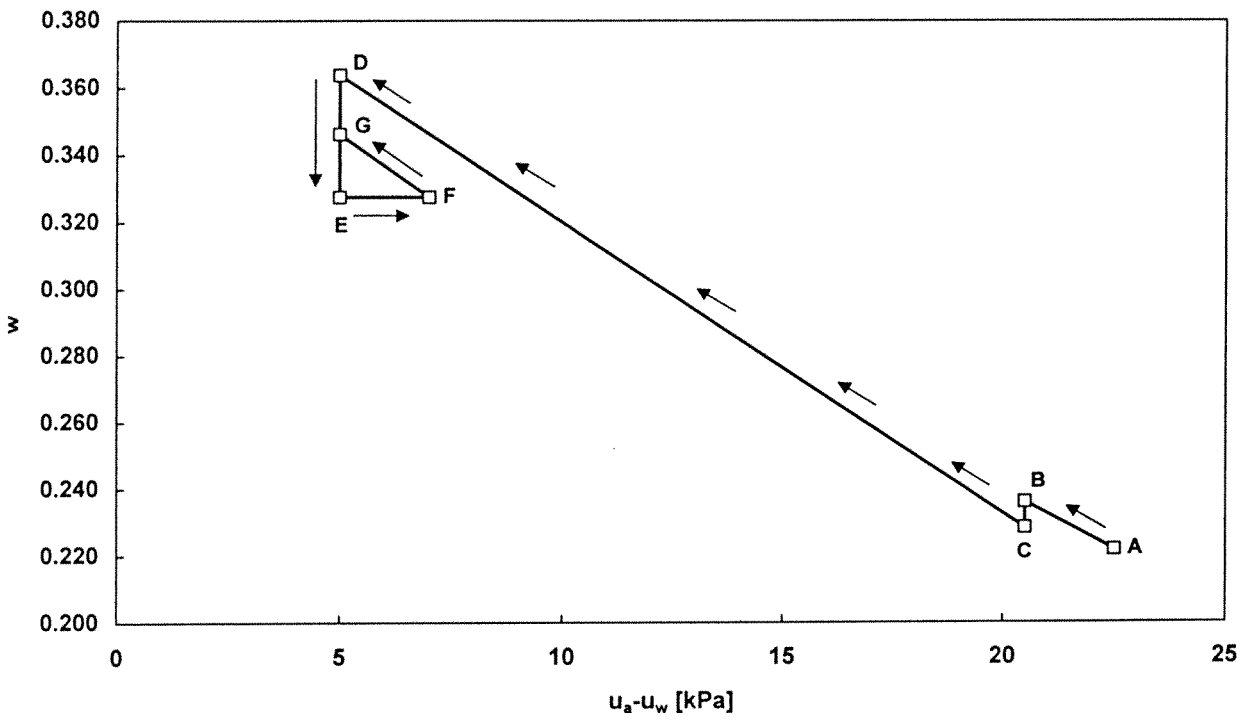
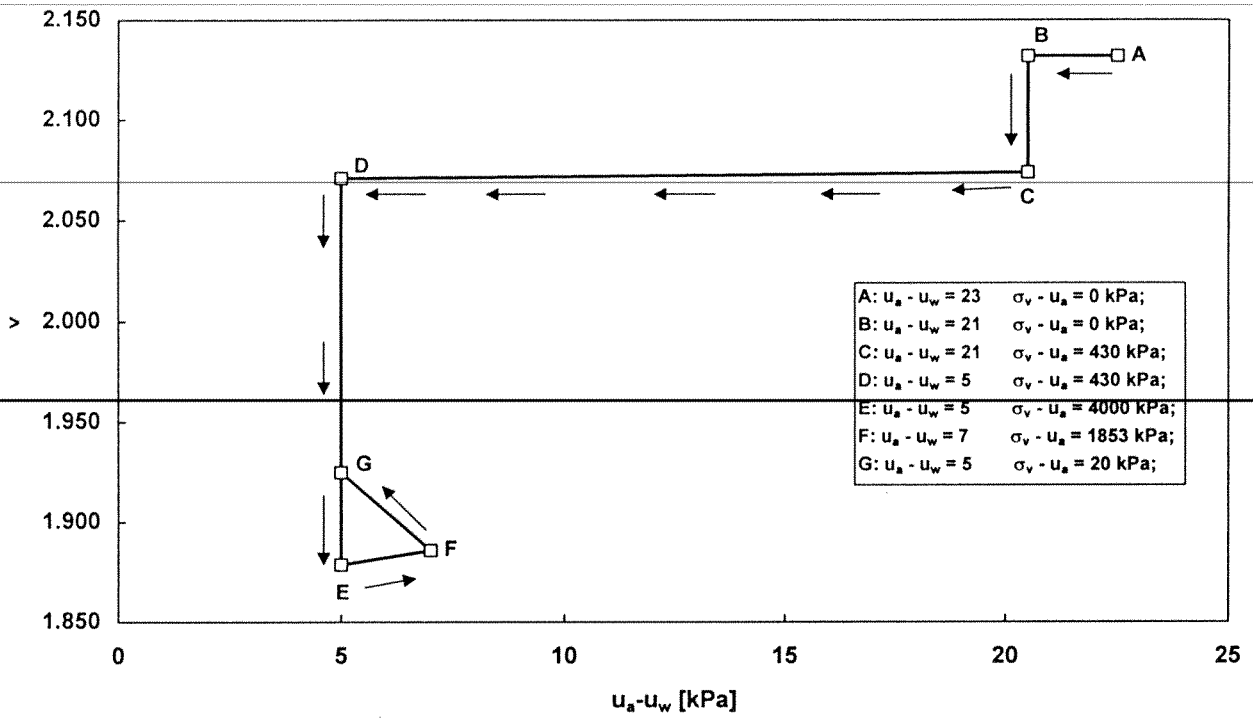


Figura A.3-37 s34ecs:  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{u_a - u_w, v\}$  e  $\{u_a - u_w, w\}$ .

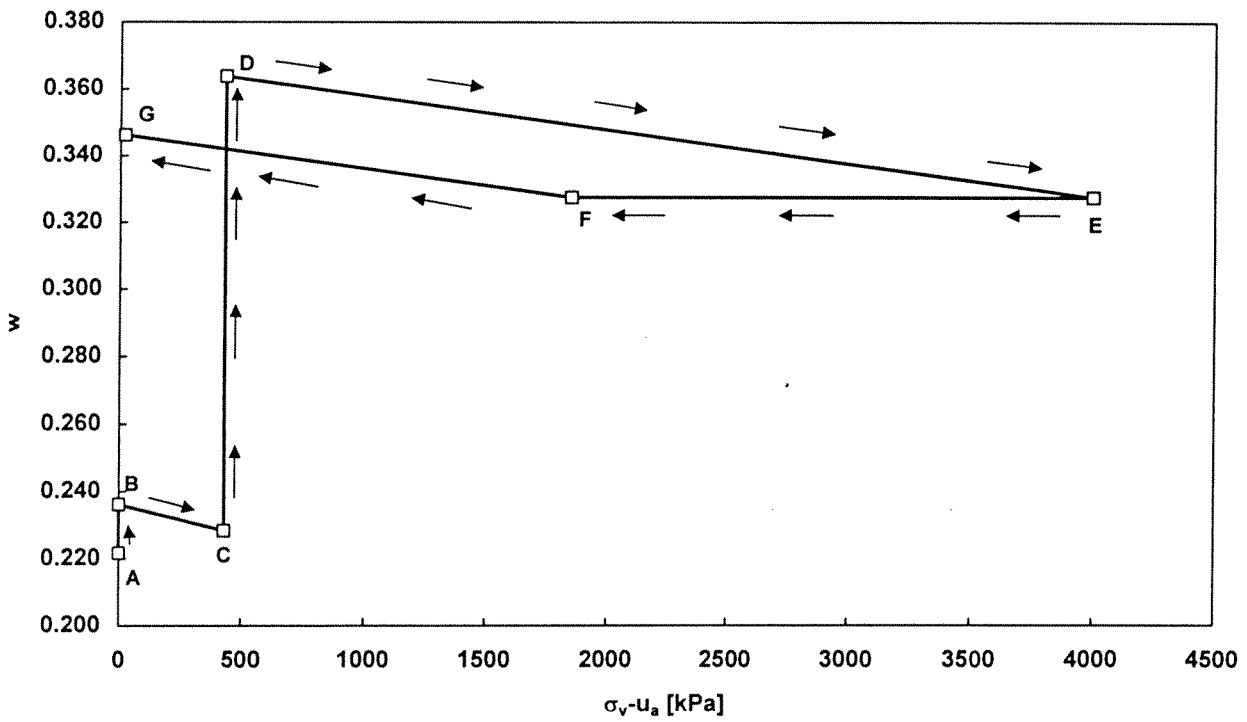
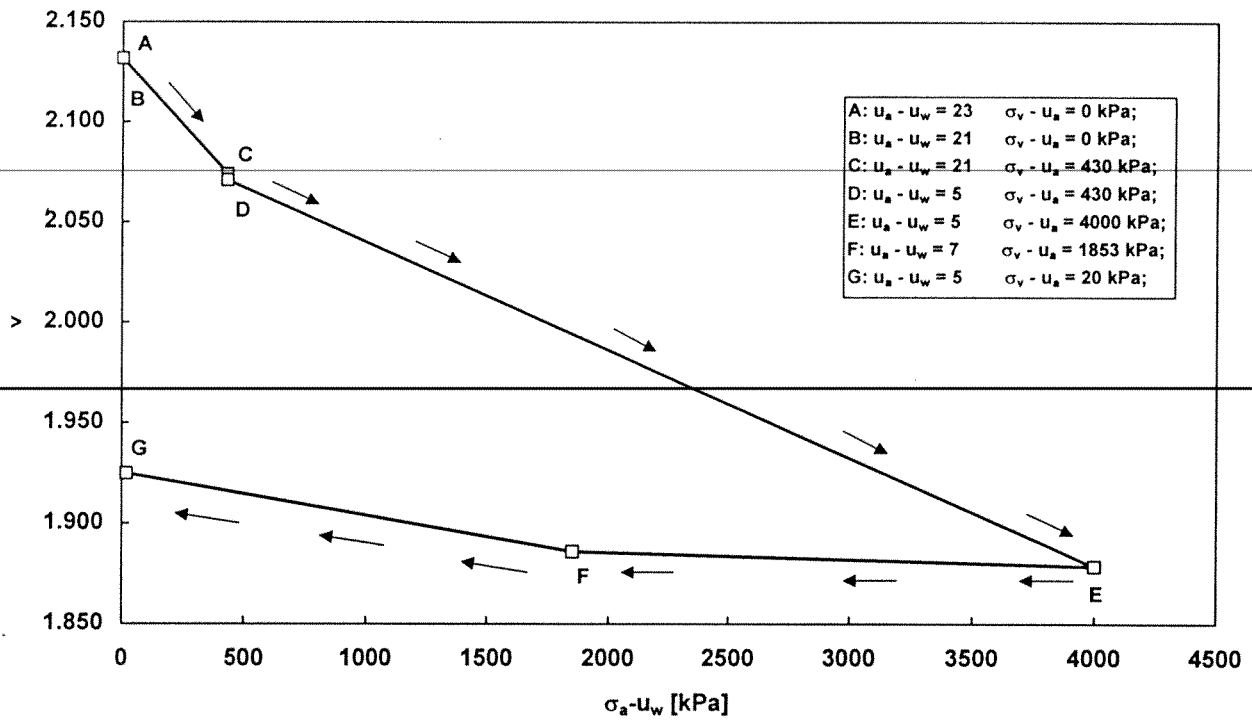


Figura A.3-38 s34ecs:  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{\sigma_v - u_a, v\}$  e  $\{\sigma_v - u_a, w\}$ .

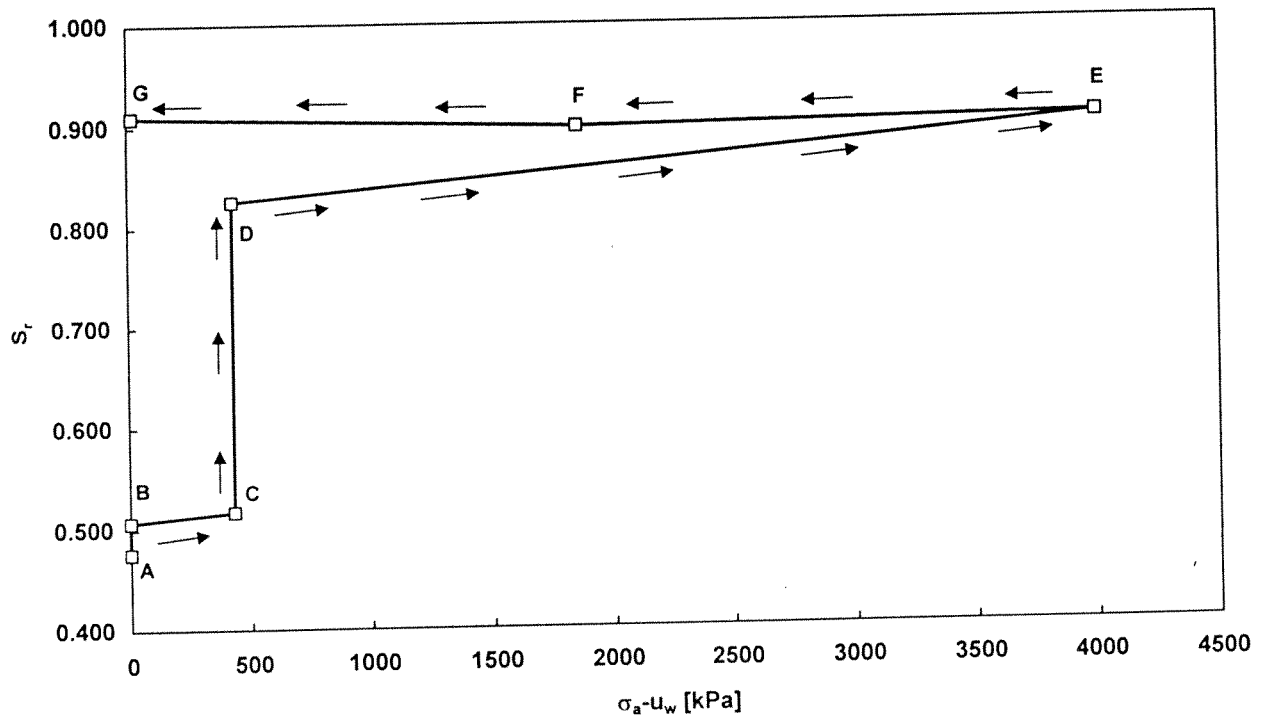
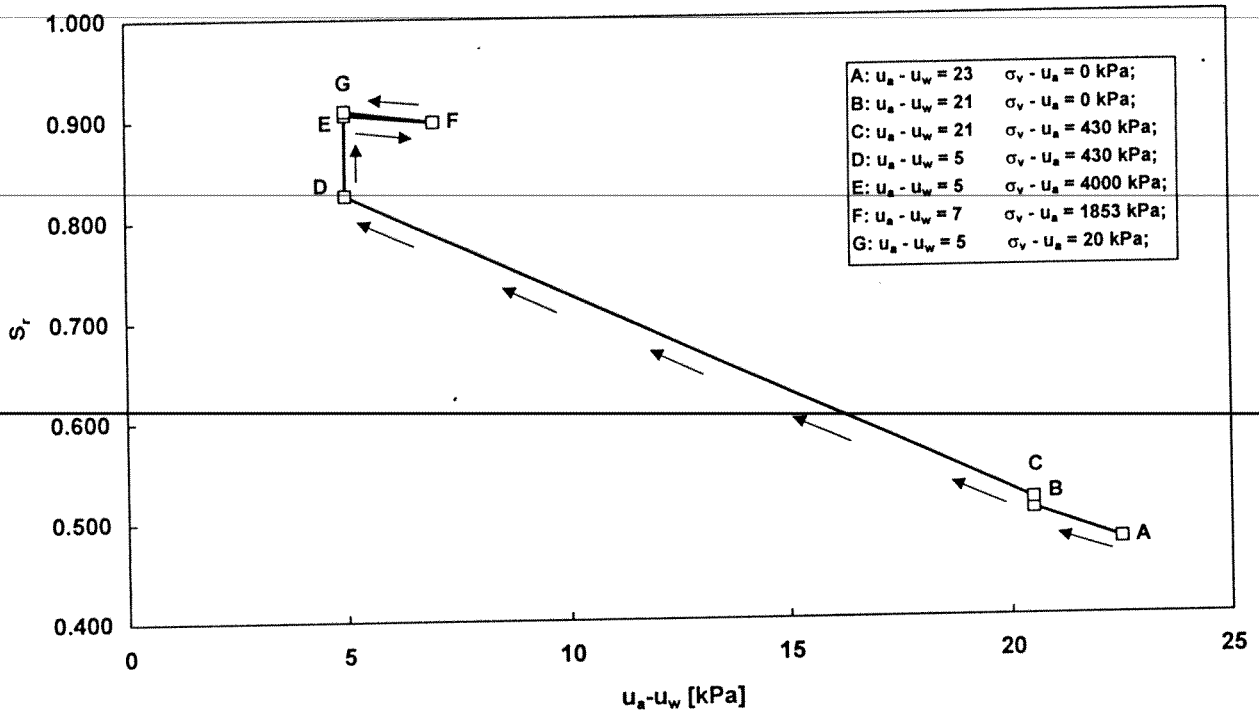


Figura A.3-39 s34ecs:  
condizioni finali di equilibrio nei piani  $\{u_a - u_w, S_r\}$  e  $\{\sigma_v - u_a, S_r\}$ .

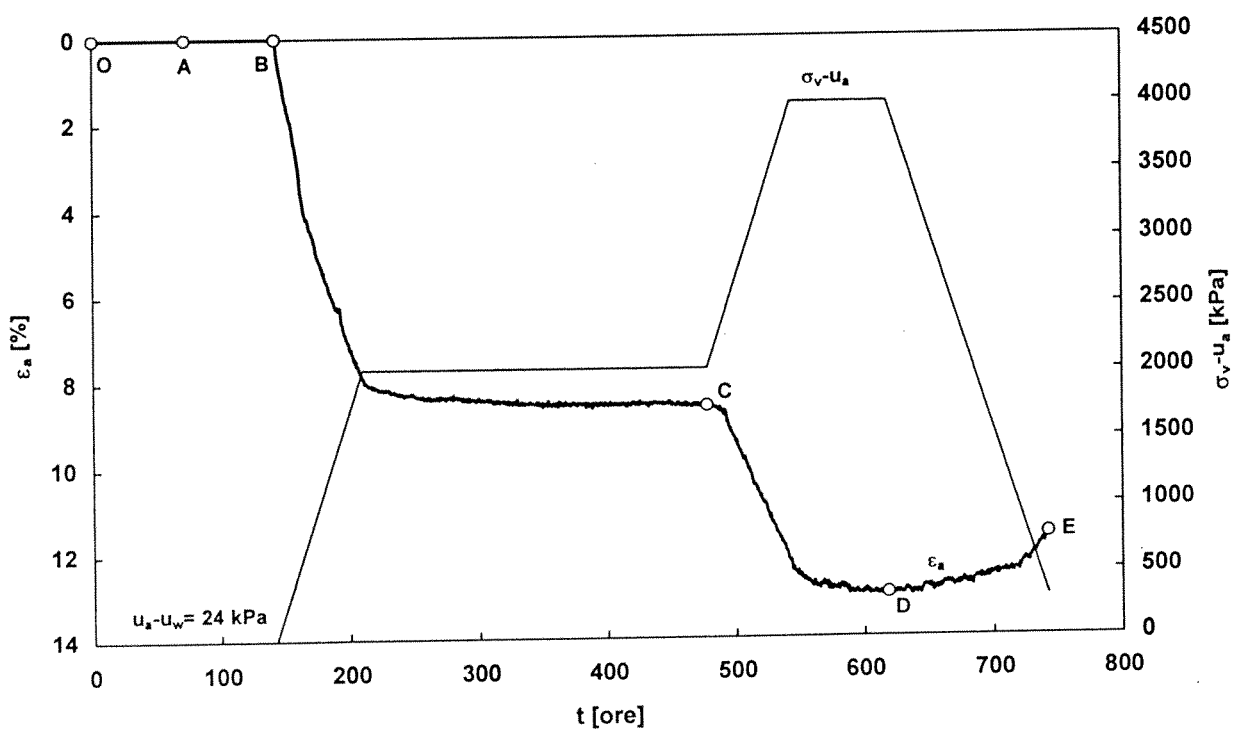
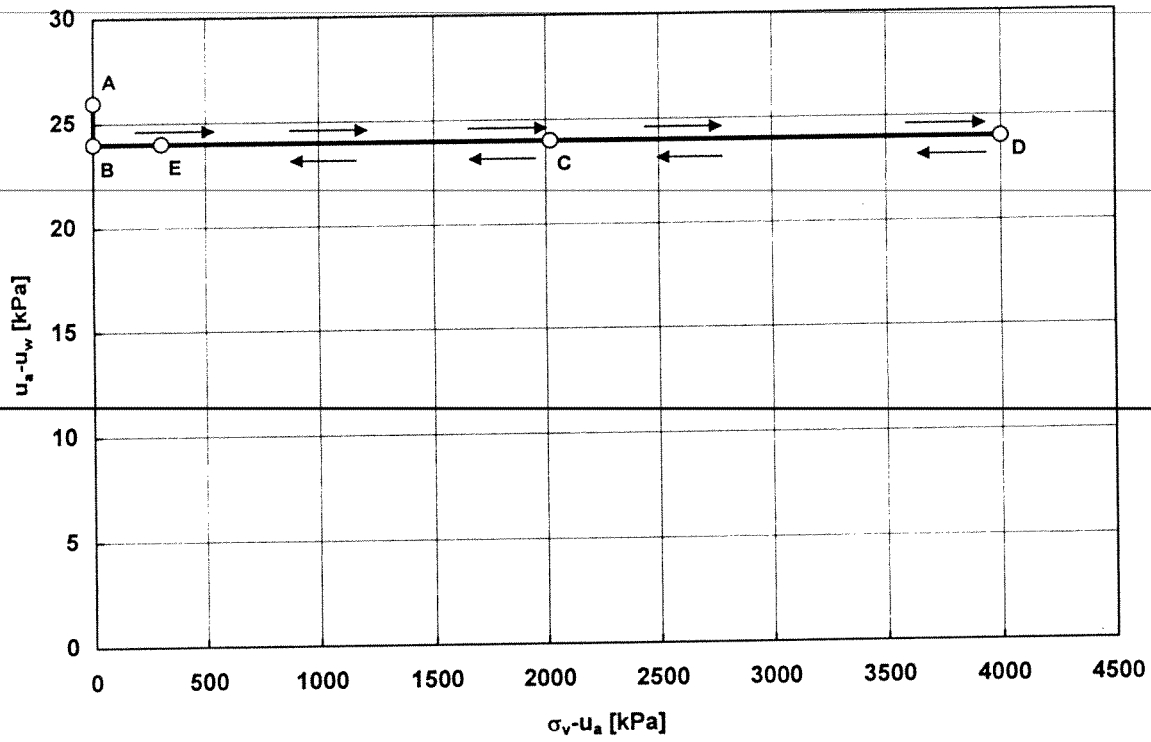


Figura A.3-40 s35ecs:  
 percorso tensionale seguito nel piano  $\{\sigma_v - u_a, u_a - u_w\}$  e sviluppo nel tempo:  
 della deformazione  $\epsilon_a$ ; della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ ; della suzione  $u_a - u_w$ .



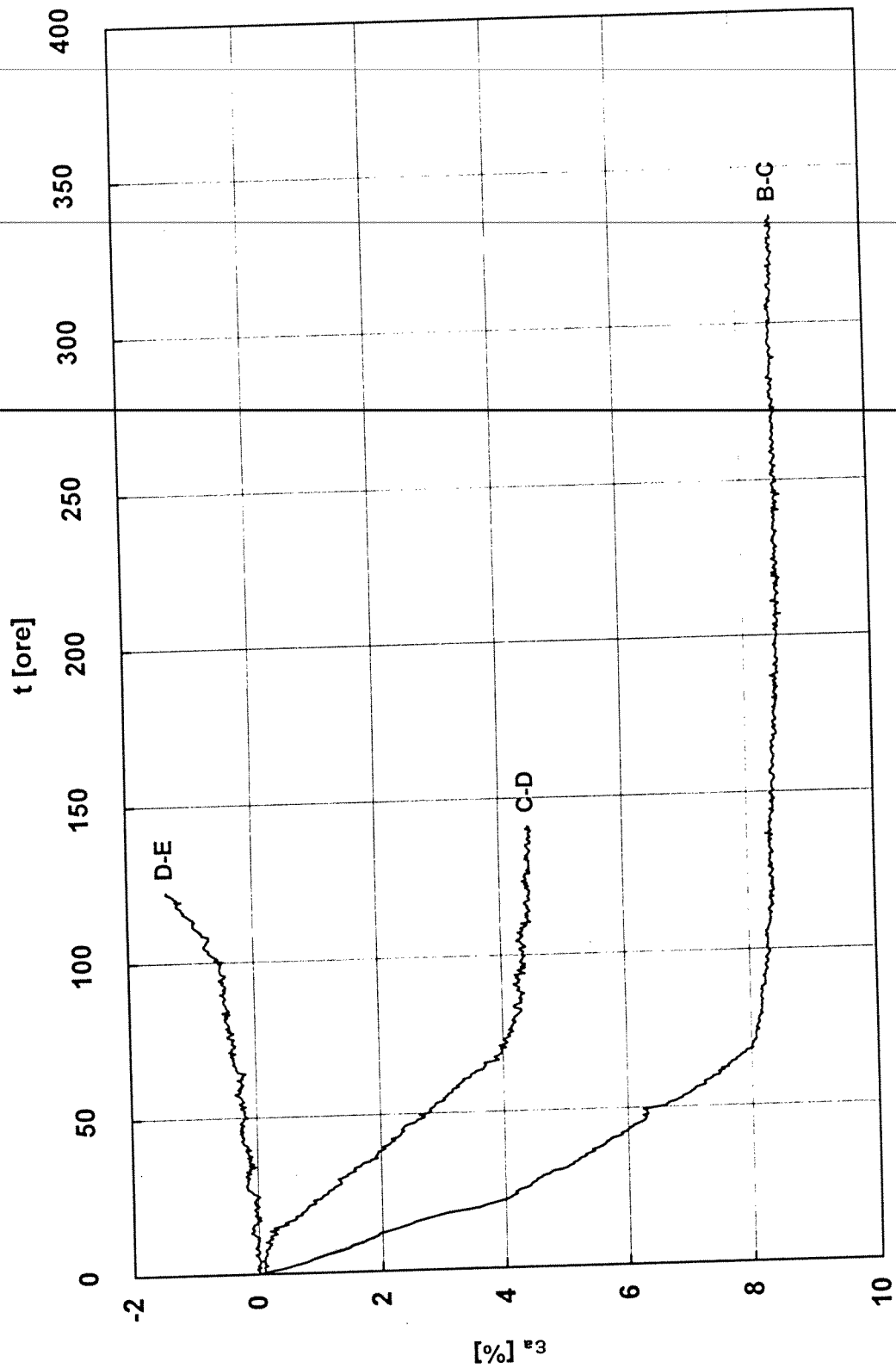


Figura A.3-41 s35ecs:  
 sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\epsilon_a$  e della variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$  durante  
 le fasi di variazione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$  e le successive fasi a carico costante  
 (le lettere si riferiscono al percorso tensionale)

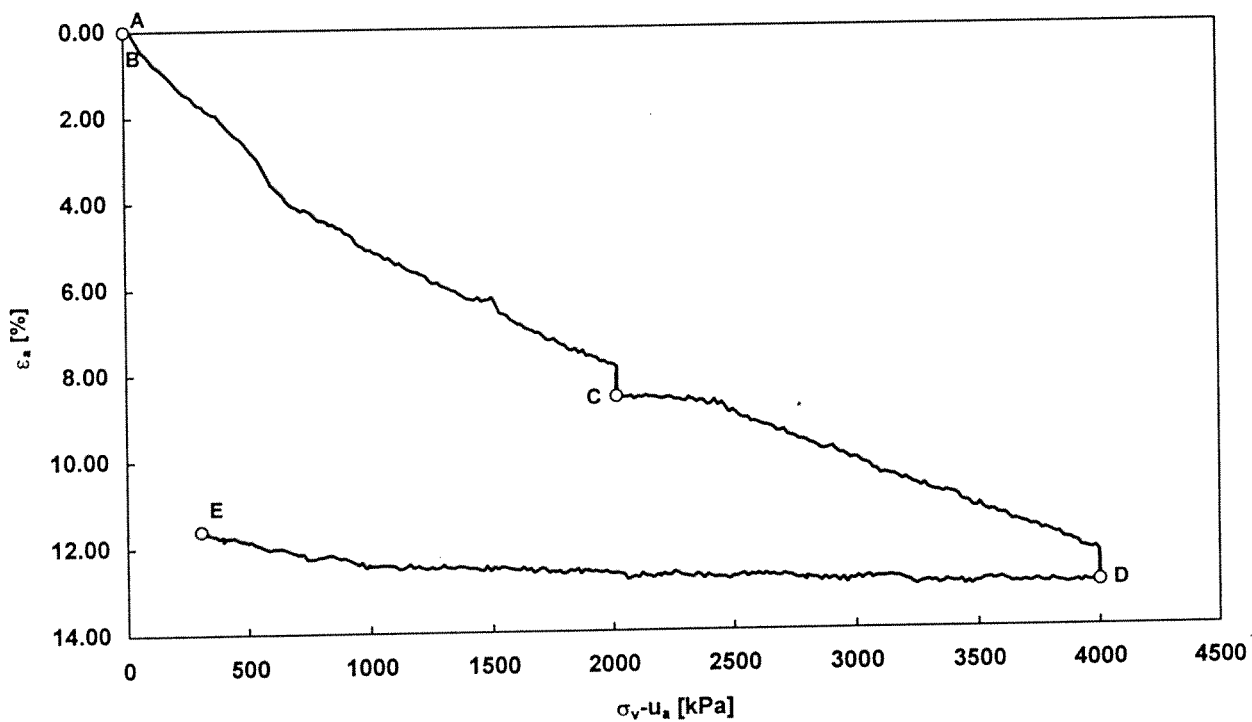
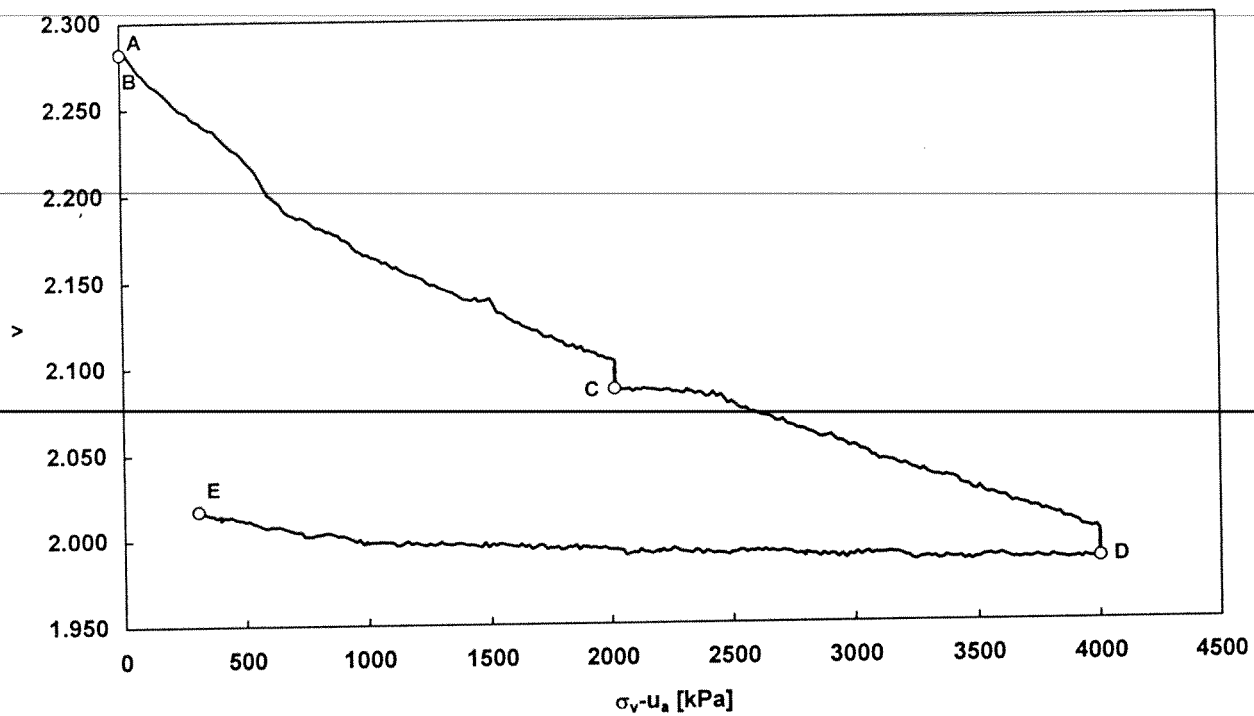


Figura A.3-42 s35ecs:  
*volume specifico  $v$  e deformazione  $\epsilon_a$  in funzione della tensione verticale netta  $\sigma_v - u_a$ .*

A.4 Prove in cella triassiale a *stress-path* e suzione controllati

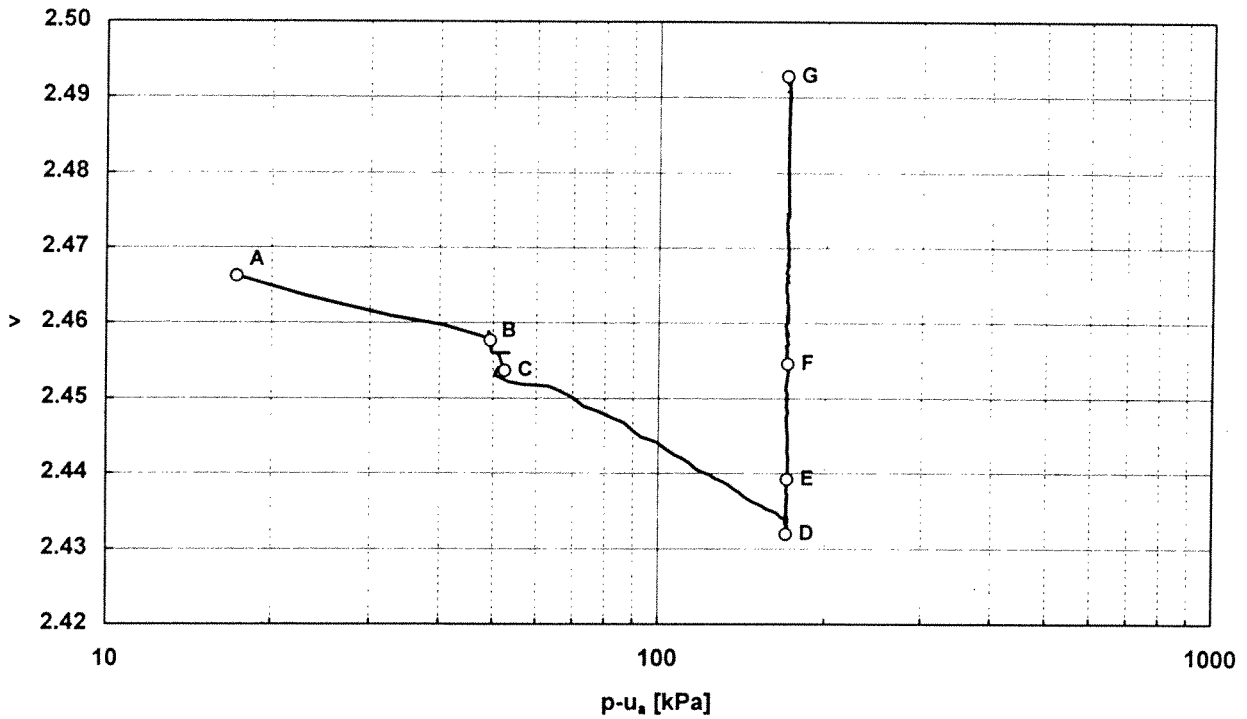
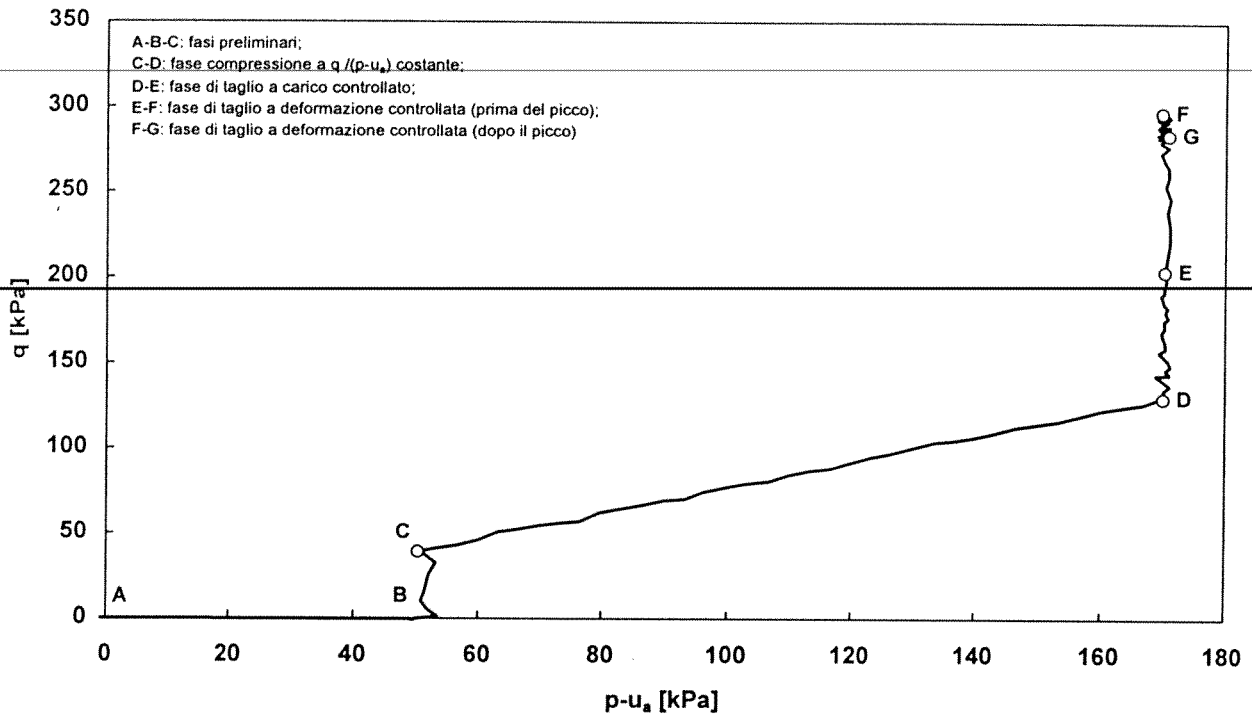


Figura A.4-1 s01ukwpw:  
 percorso tensionale seguito nel piano  $\{p-u_a, q\}$ ;  
 sviluppo della prova nel piano  $\{\log(p-u_a), v\}$ .

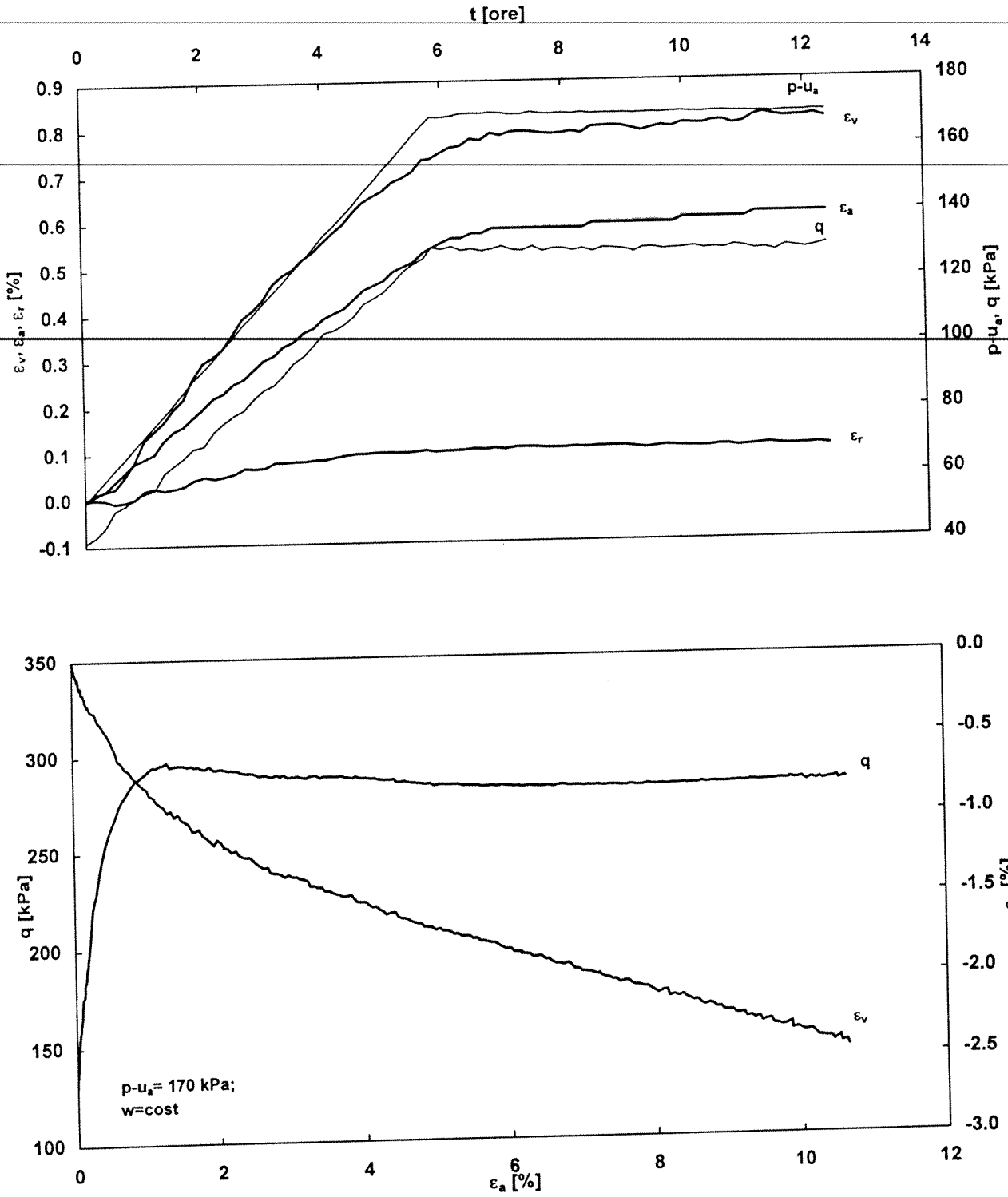


Figura A.4-2 s01ukwpw:  
 sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\epsilon_v$ ,  $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_r$  durante la fase di compressione e la  
 successiva fase a tensioni costanti;  
 fase di taglio

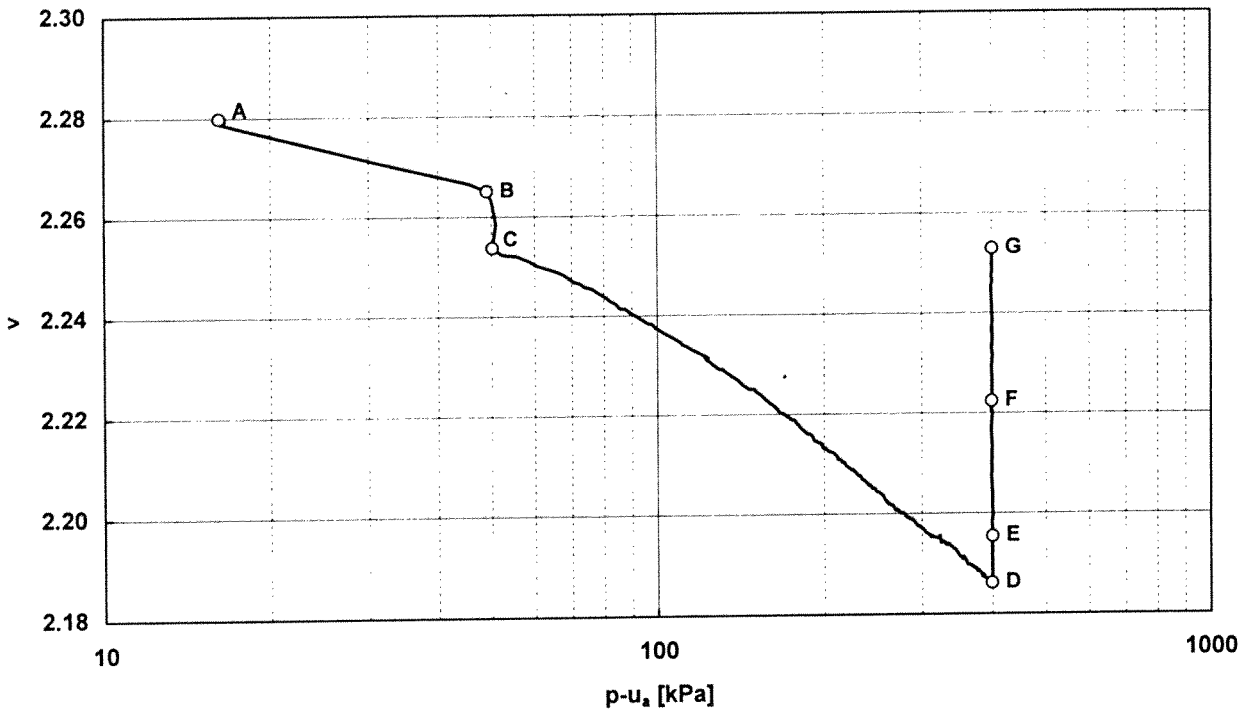
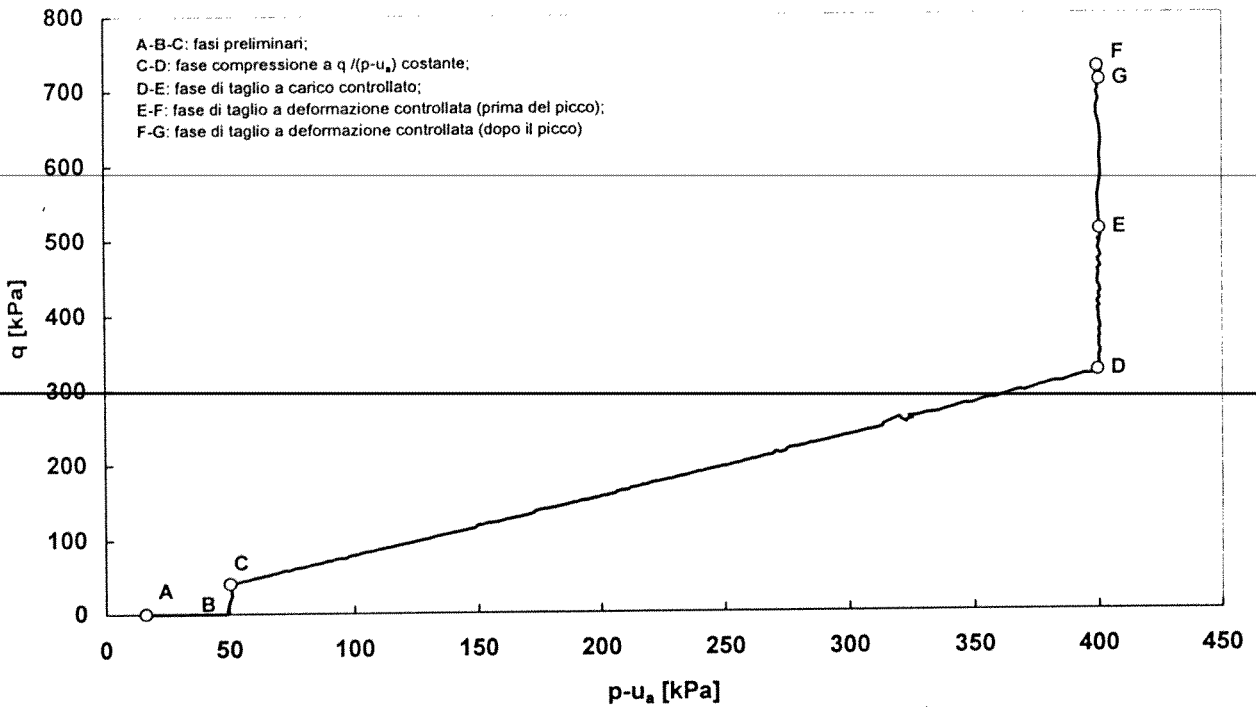


Figura A.4-3 s02ukwpw:  
 percorso tensionale seguito nel piano  $\{p-u_a, q\}$ ;  
 sviluppo della prova nel piano  $\{\log(p-u_a), v\}$ .

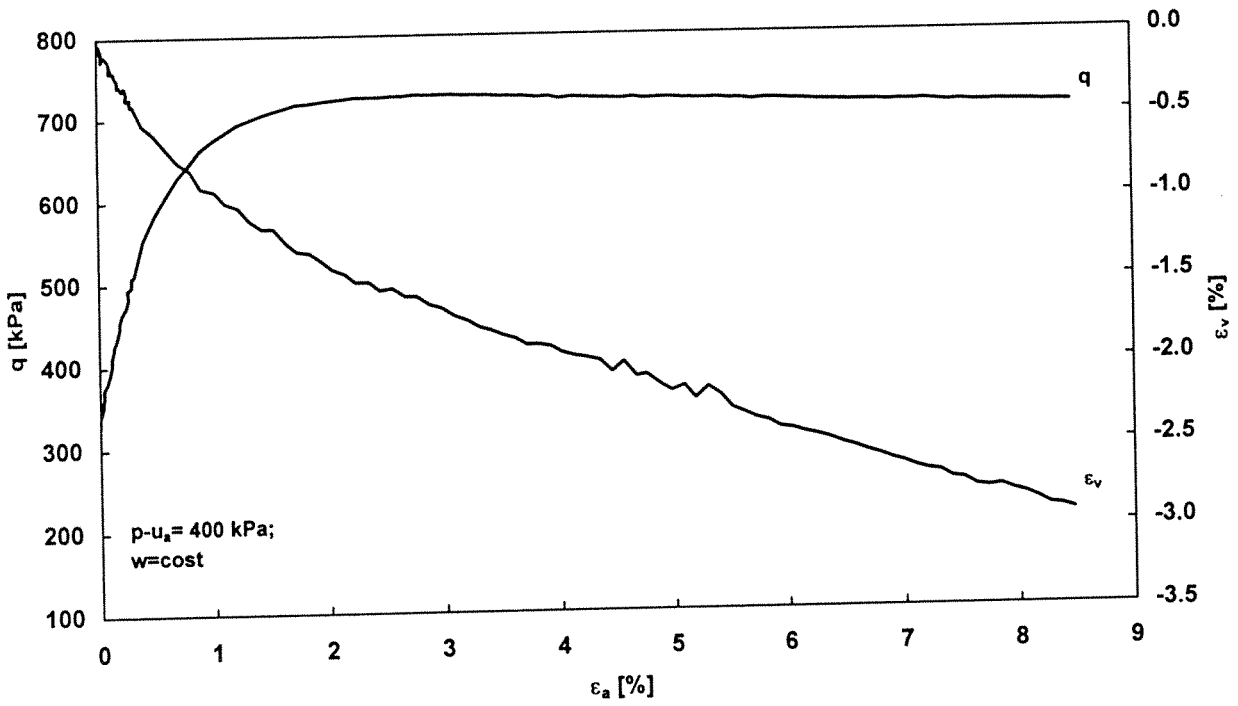
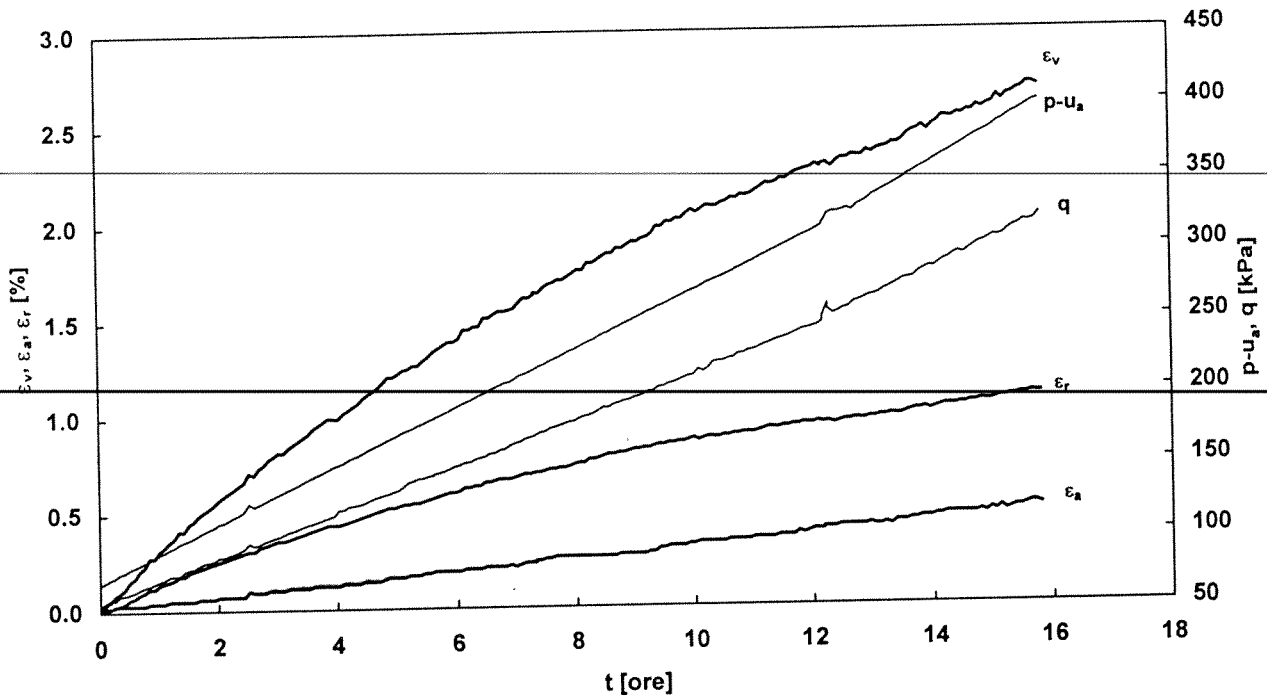


Figura A.4-4 s02ukwpw:  
sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\epsilon_v, \epsilon_a, \epsilon_r$  durante la fase di compressione; fase di taglio

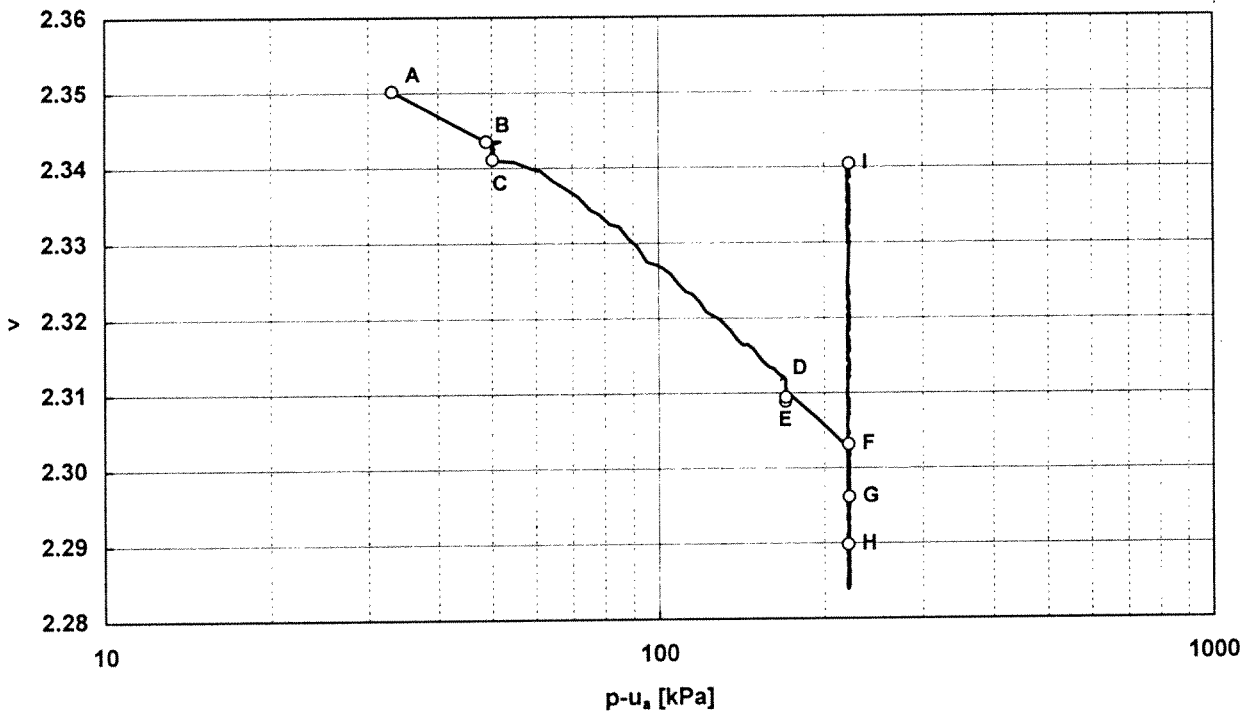
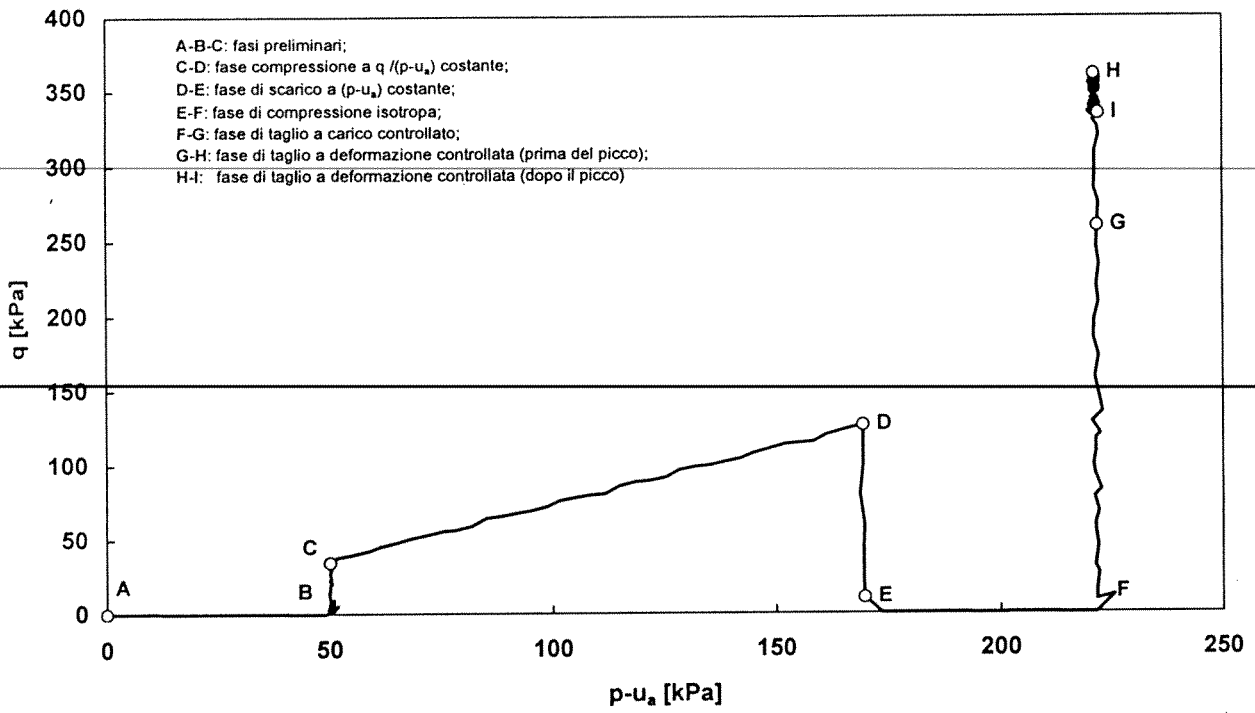


Figura A.4-5 s03ukwpw:  
 percorso tensionale seguito nel piano  $\{p-u_a, q\}$ ;  
 sviluppo della prova nel piano  $\{\log(p-u_a), v\}$ .

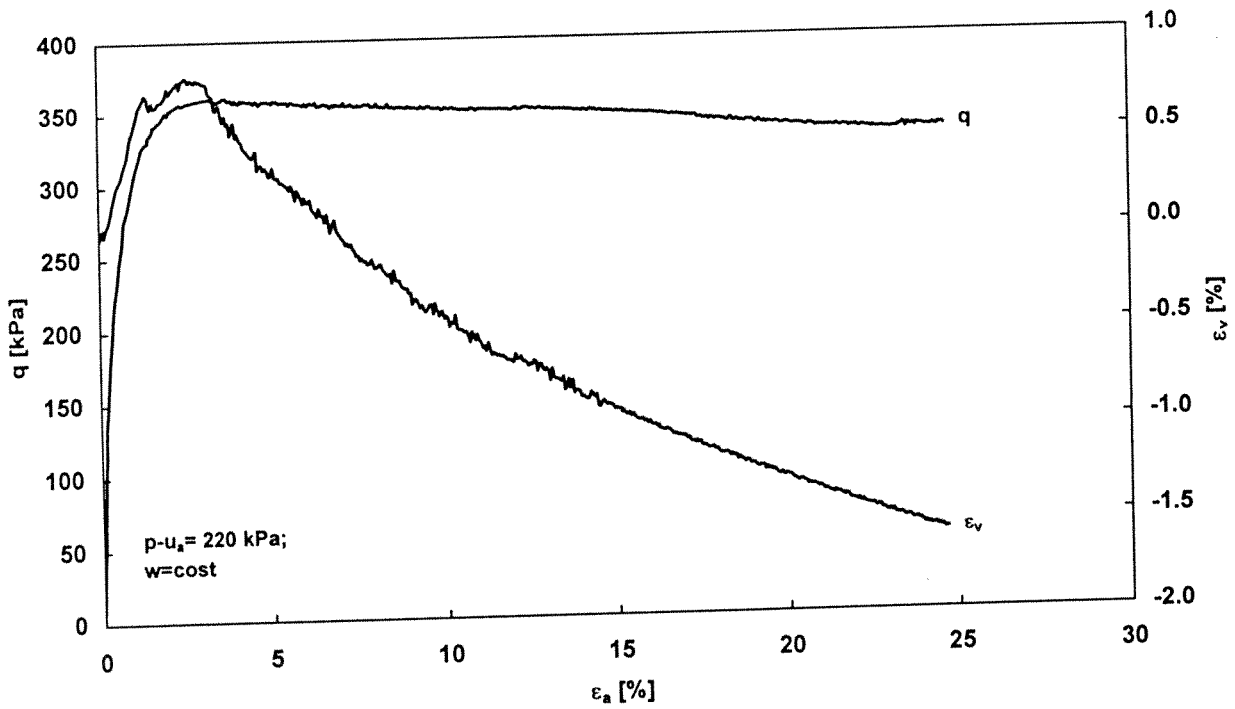
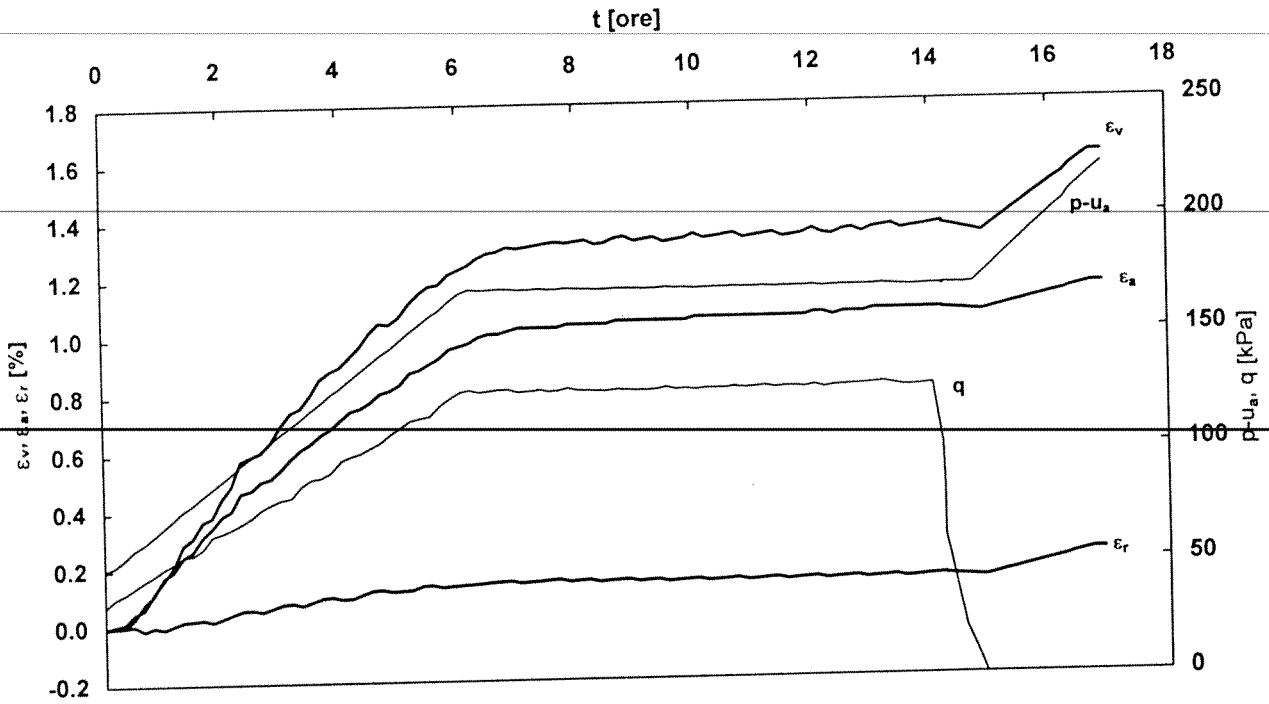


Figura A.4-6 s03ukwpw:  
 sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\epsilon_v, \epsilon_a, \epsilon_r$  durante la fase di compressione e la  
 successiva fase a tensioni costanti;  
 fase di taglio



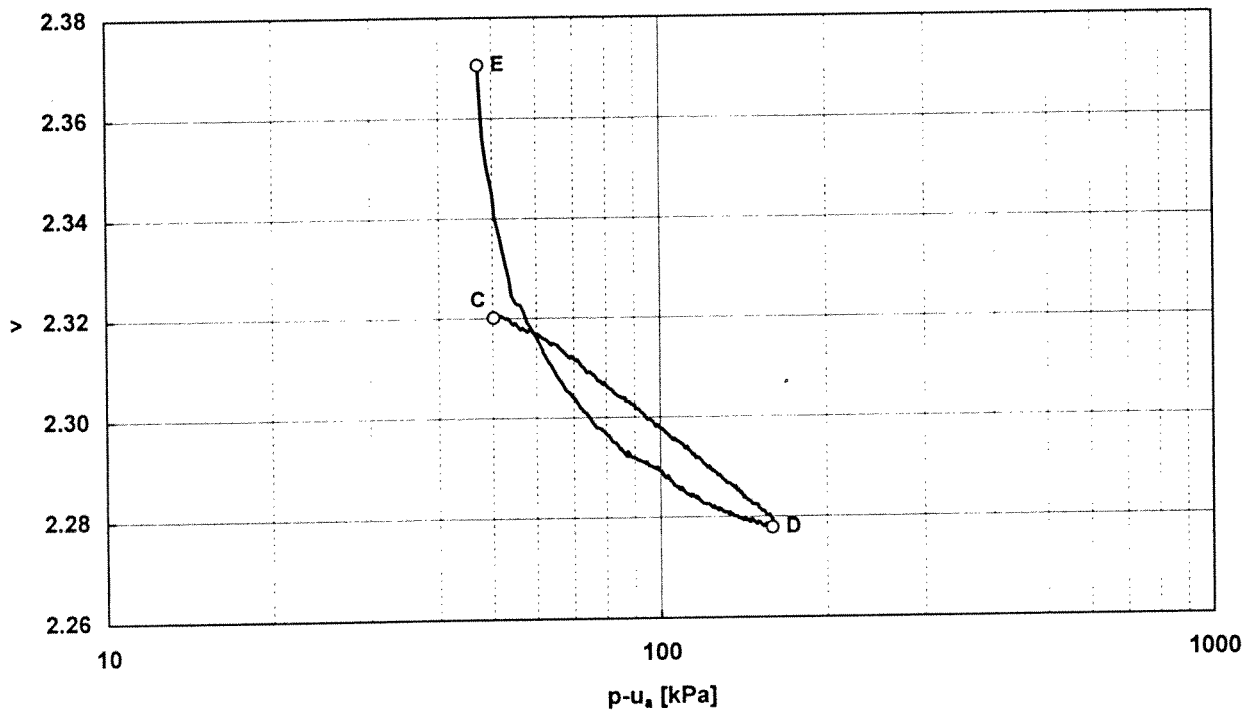
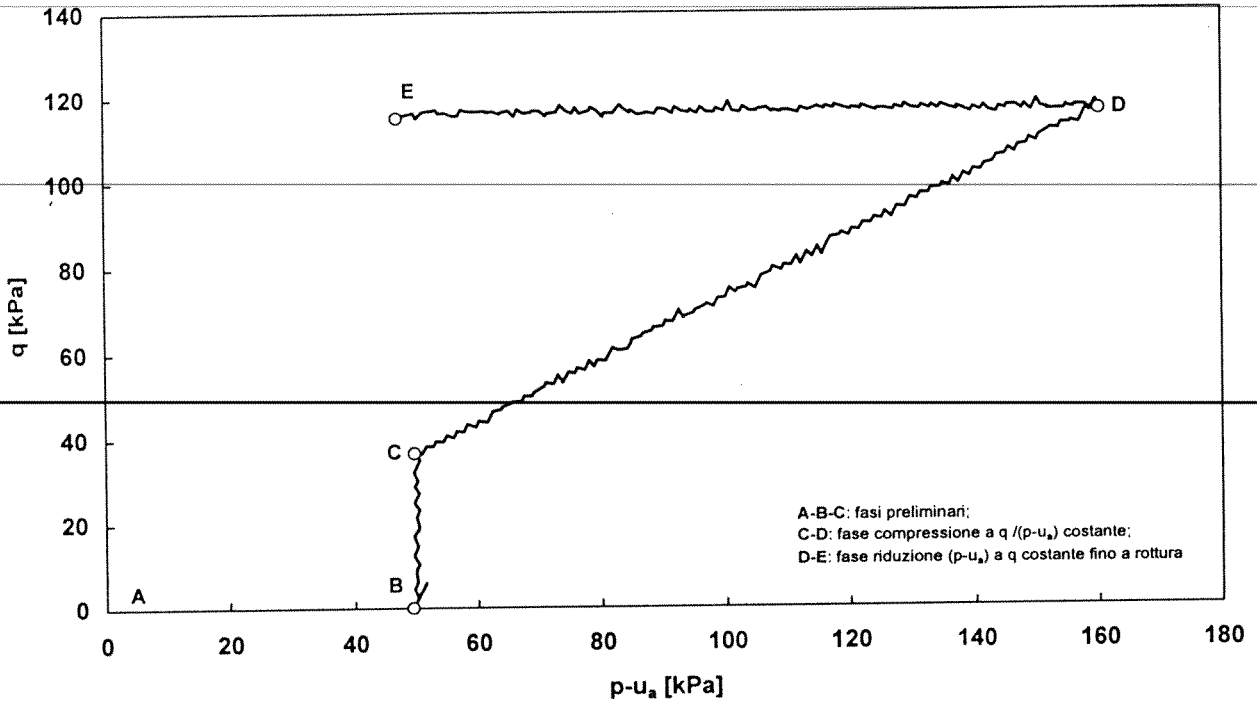


Figura A.4-7 s05ukwqw:  
 percorso tensionale seguito nel piano  $\{p-u_a, q\}$ ;  
 sviluppo della prova nel piano  $\{\log(p-u_a), v\}$ .

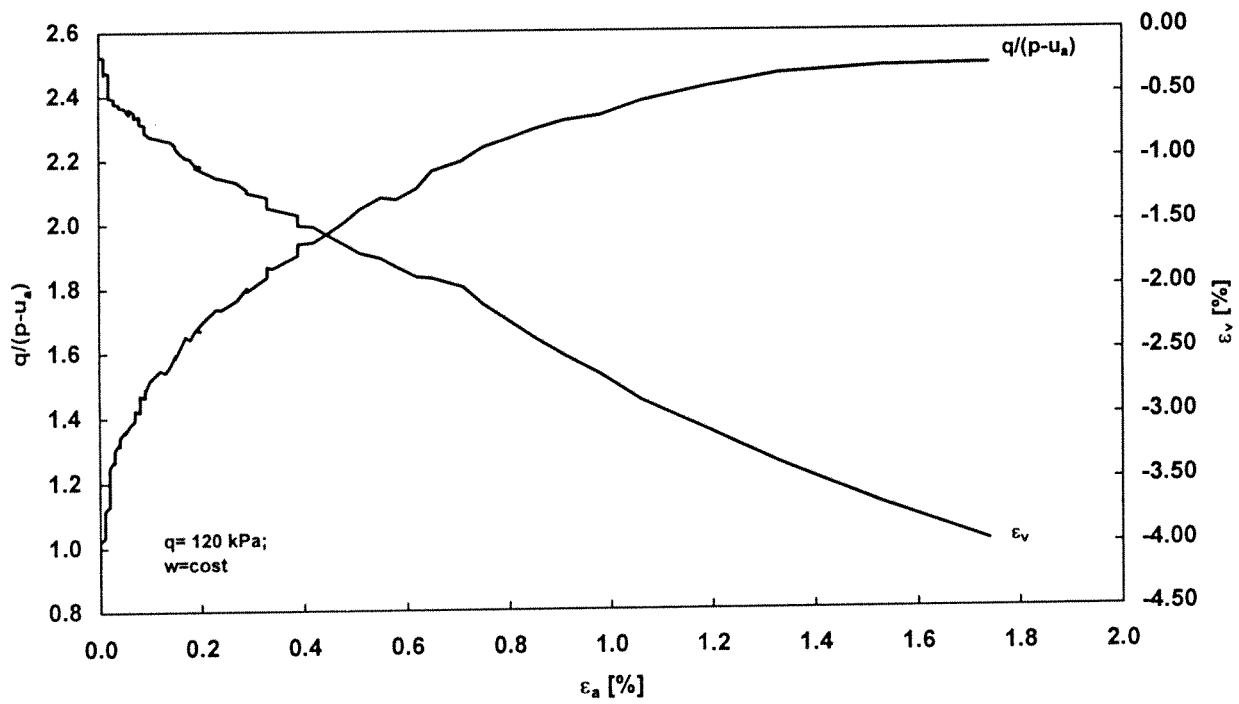
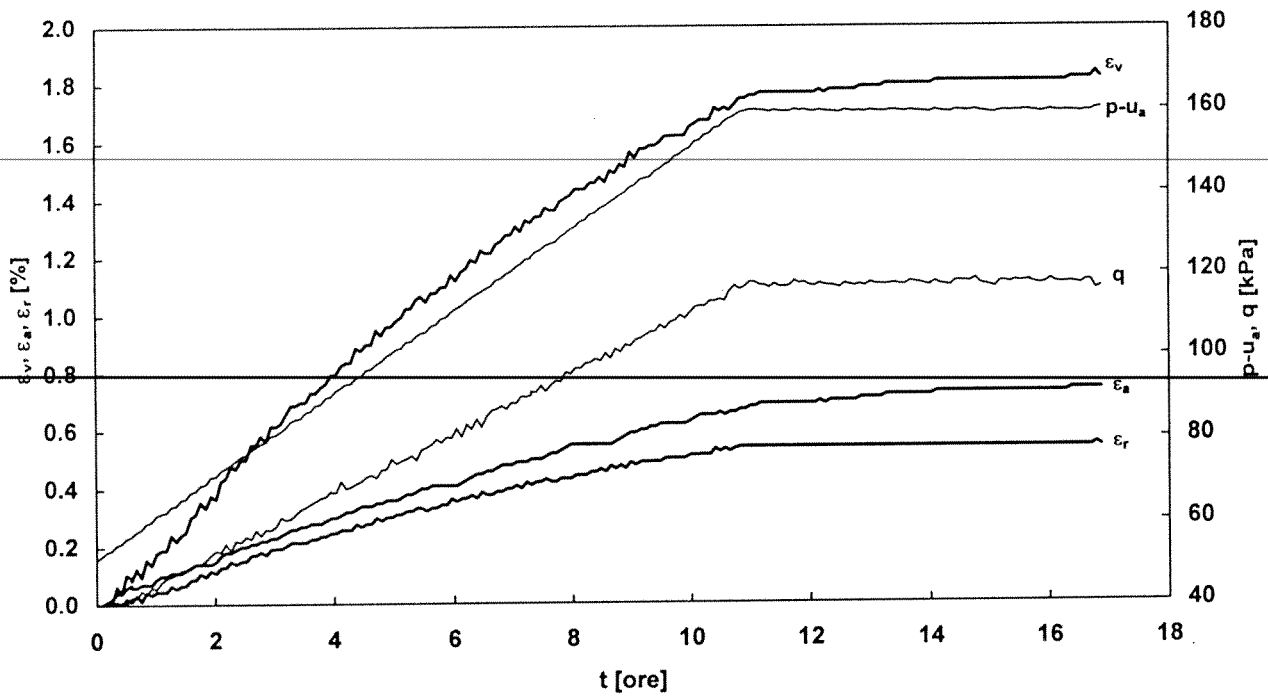


Figura A.4-8 s05ukwqw:  
sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\varepsilon_v, \varepsilon_a, \varepsilon_r$  durante la fase di compressione e la  
successiva fase a tensioni costanti;  
rottura a  $q$  costante

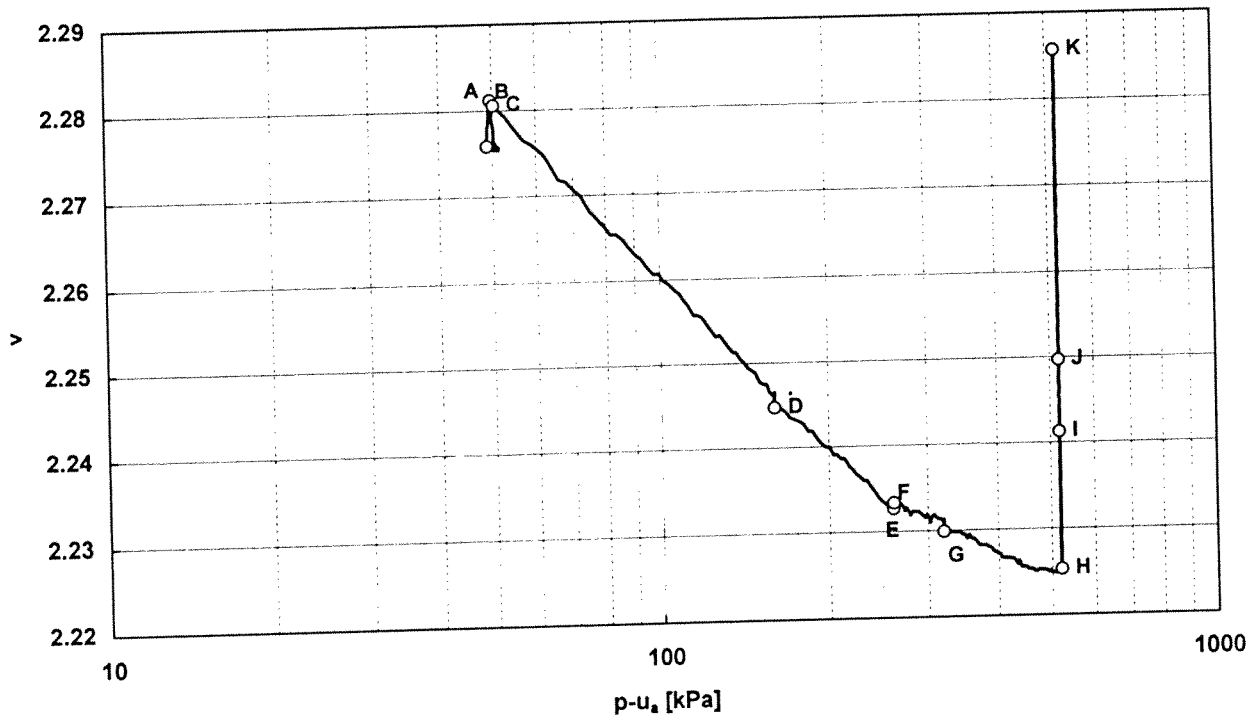
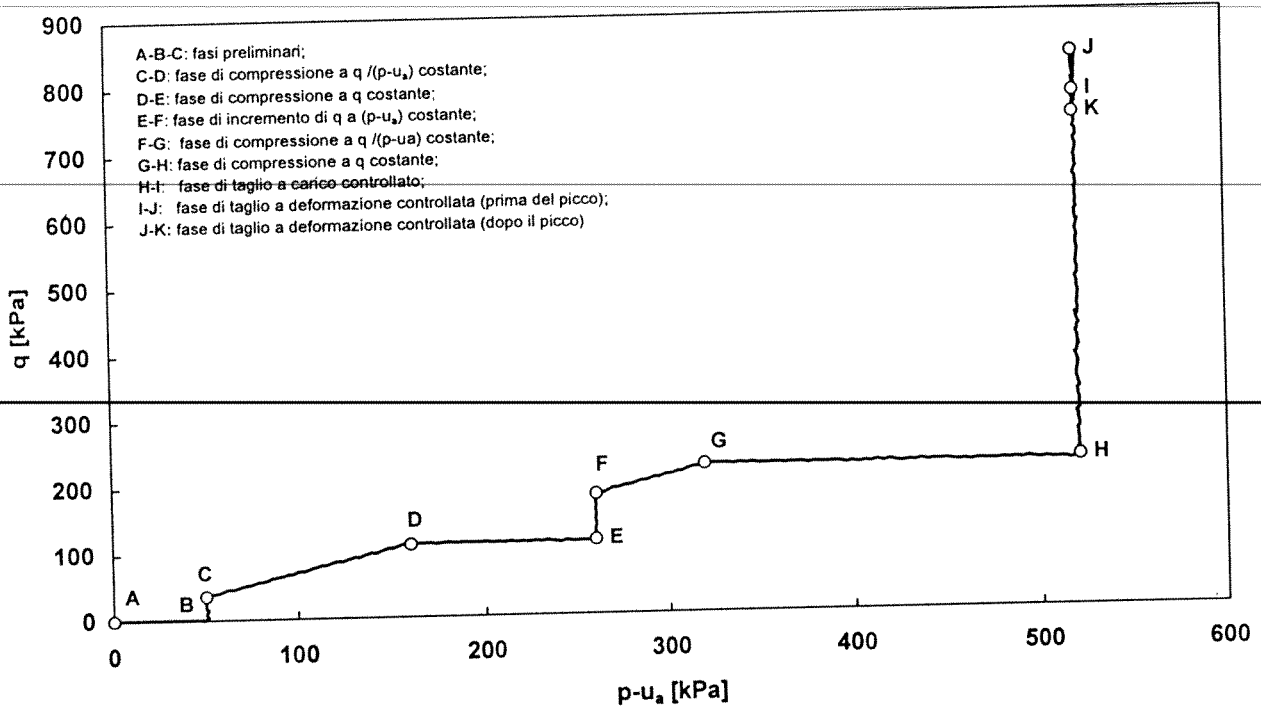


Figura A.4-9 s06ukwpw:  
 percorso tensionale seguito nel piano  $\{p-u_a, q\}$ ;  
 sviluppo della prova nel piano  $\{\log(p-u_a), v\}$ .

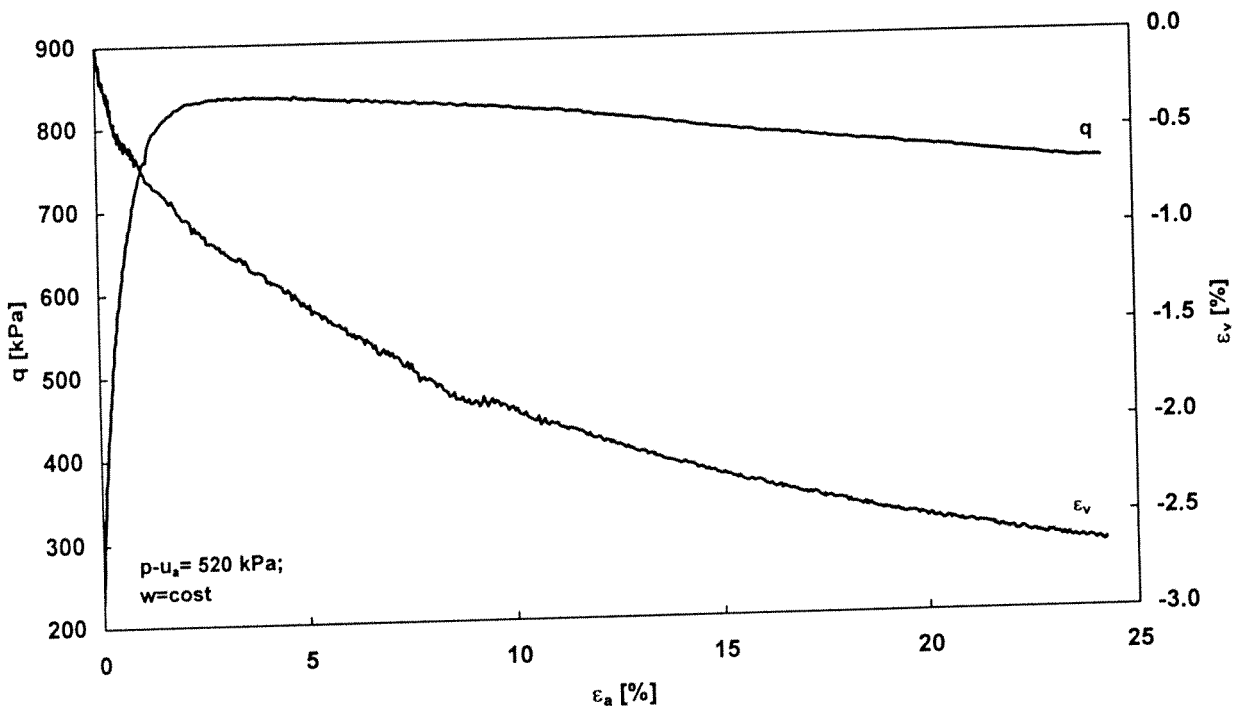
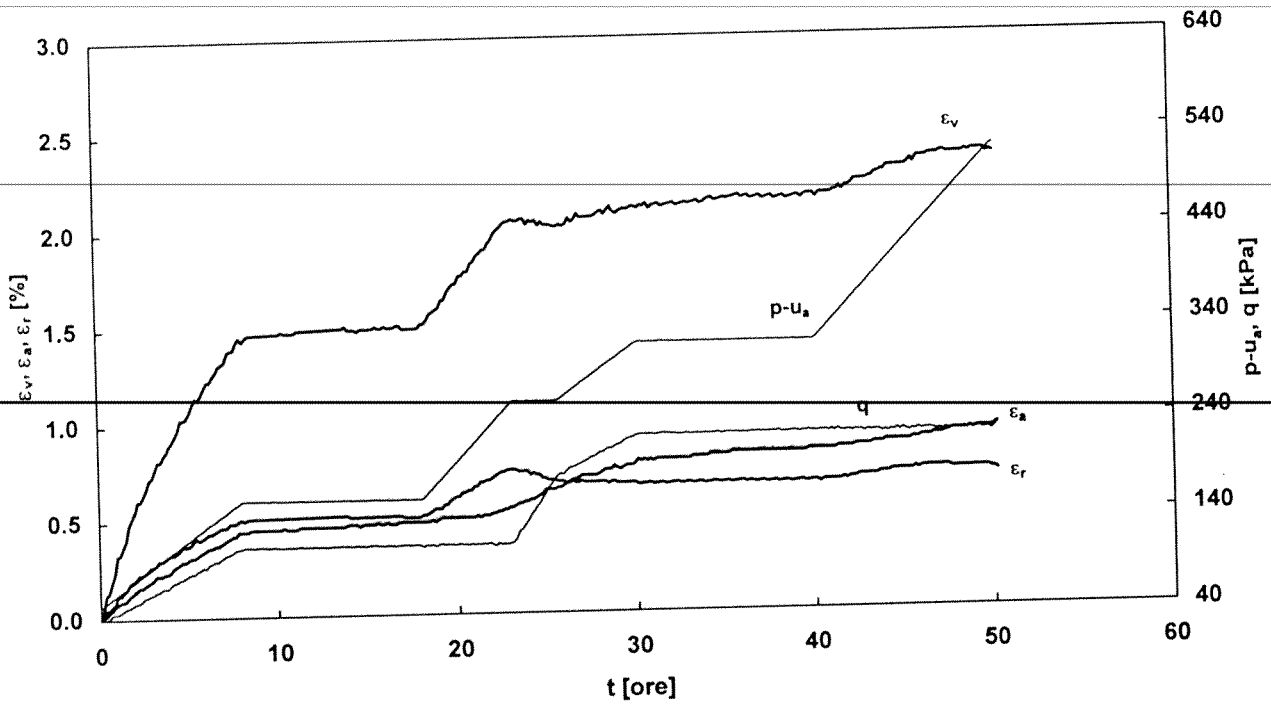


Figura A.4-10 s06ukwpw:  
sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\epsilon_v$ ,  $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_r$  durante la fase di compressione e la  
successiva fase a tensioni costanti;  
fase di taglio

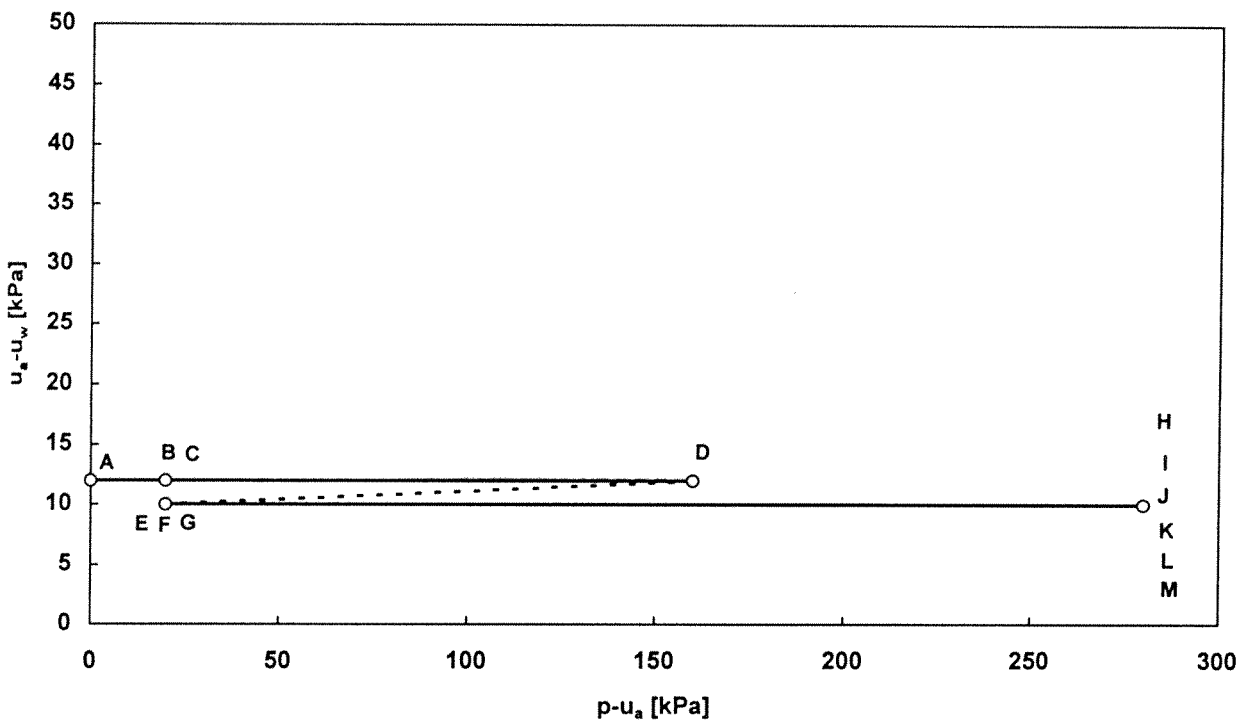
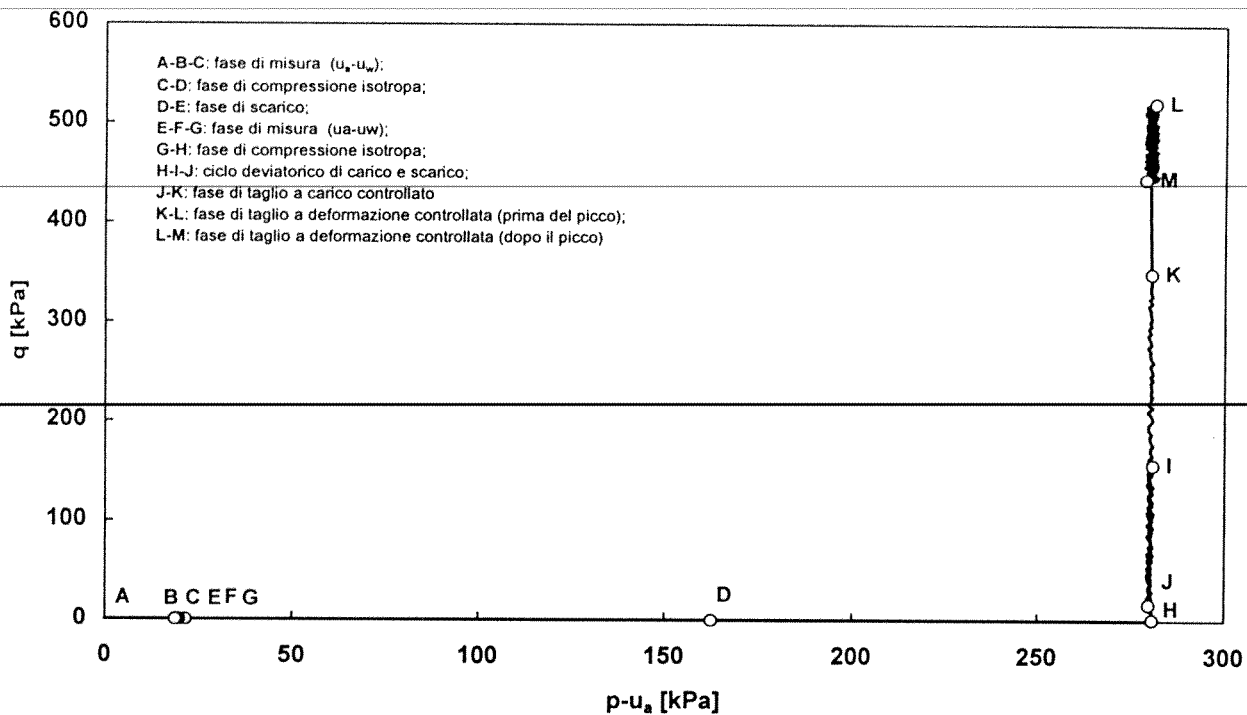


Figura A.4-11 s20uisps:  
 percorso tensionale seguito nei piani  $\{p-u_a, q\}$  e  $\{p-u_a, u_a-u_w\}$ .

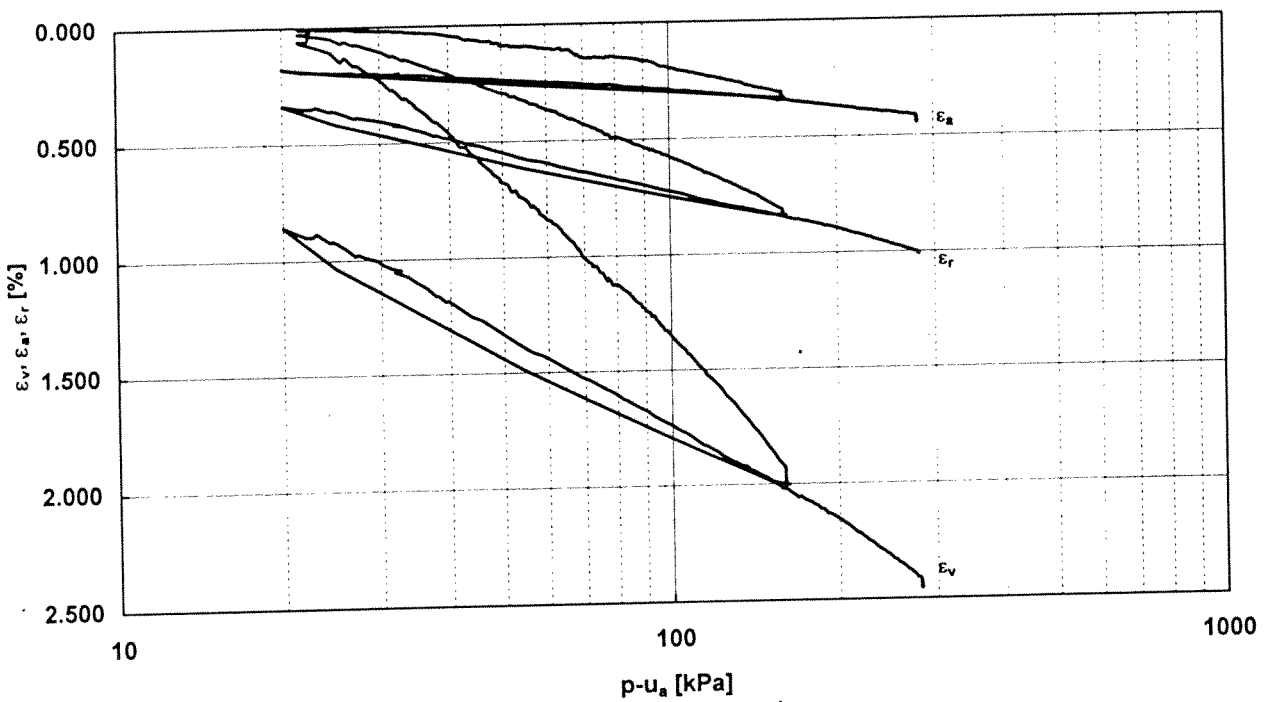
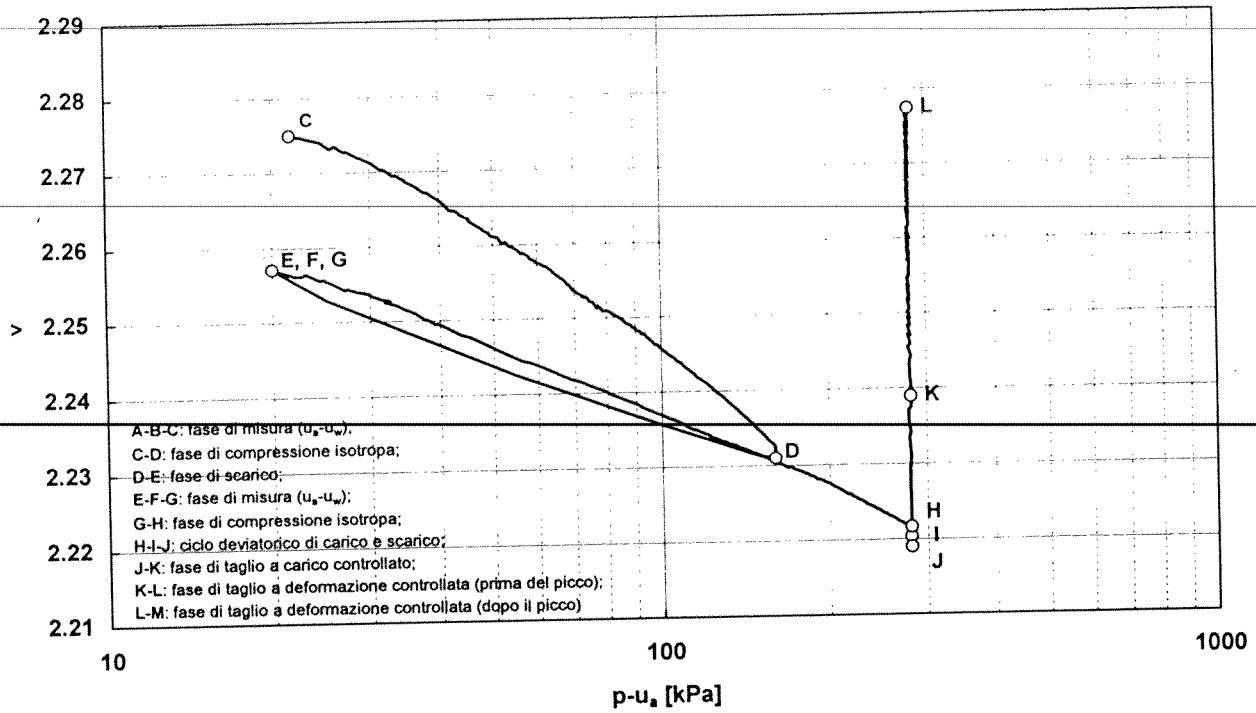


Figura A.4-12 s20uisps:  
 sviluppo della prova nel piano  $\{\log(p-u_a), v\}$ ;  
 andamento con  $\{\log(p-u_a), v\}$  delle deformazioni  $\varepsilon_v, \varepsilon_a, \varepsilon_r$  durante il ciclo di  
 compressione/scarico/ricompressione;

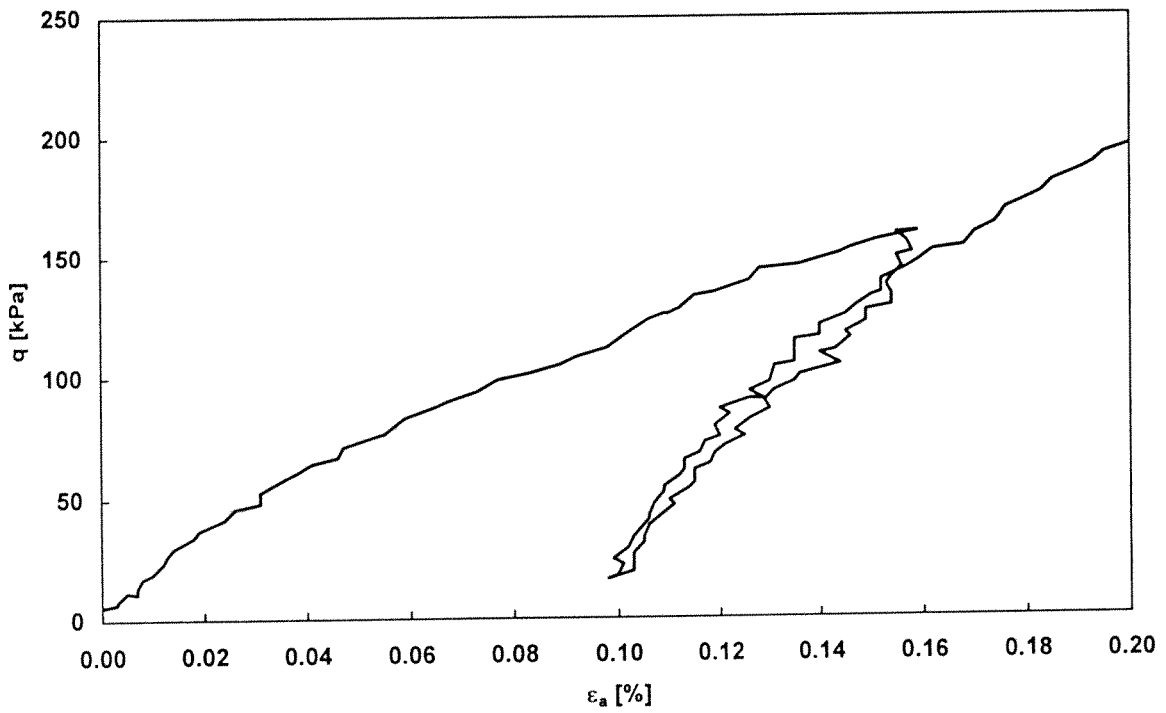
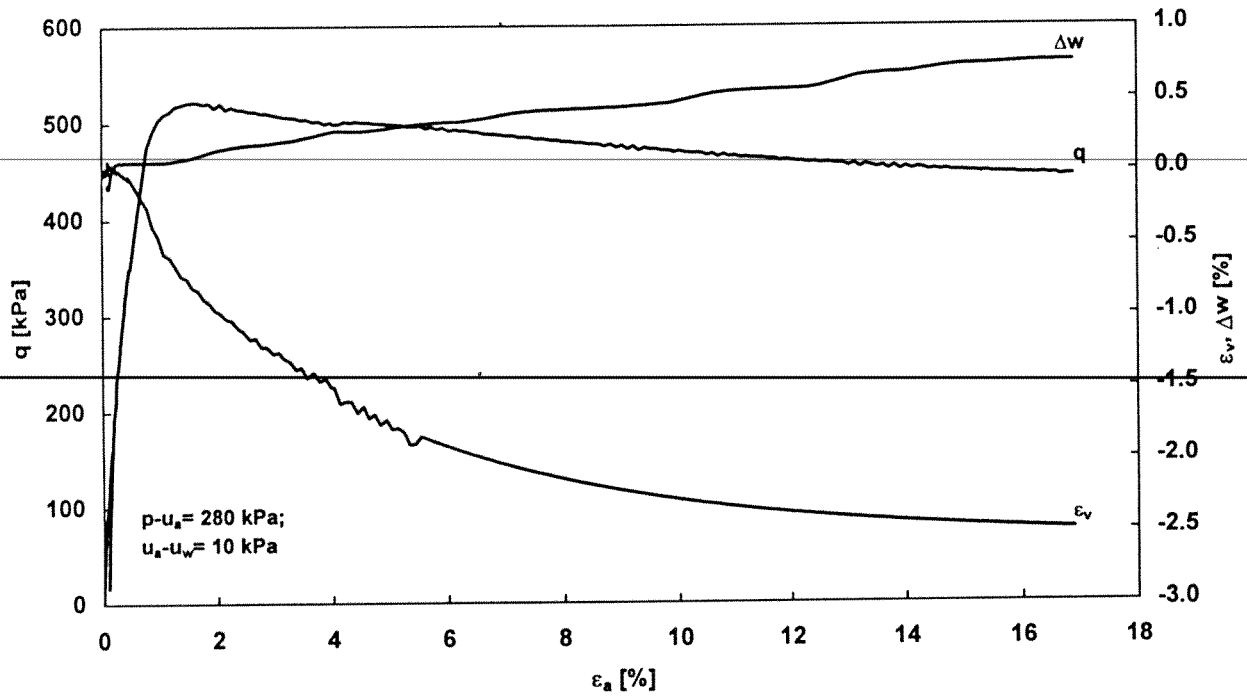


Figura A.4-13 s20uisps:  
 fase di taglio a  $p-u_a$  ed  $u_a-u_w$  costanti;  
 ciclo di carico e scarico durante la fase di taglio.

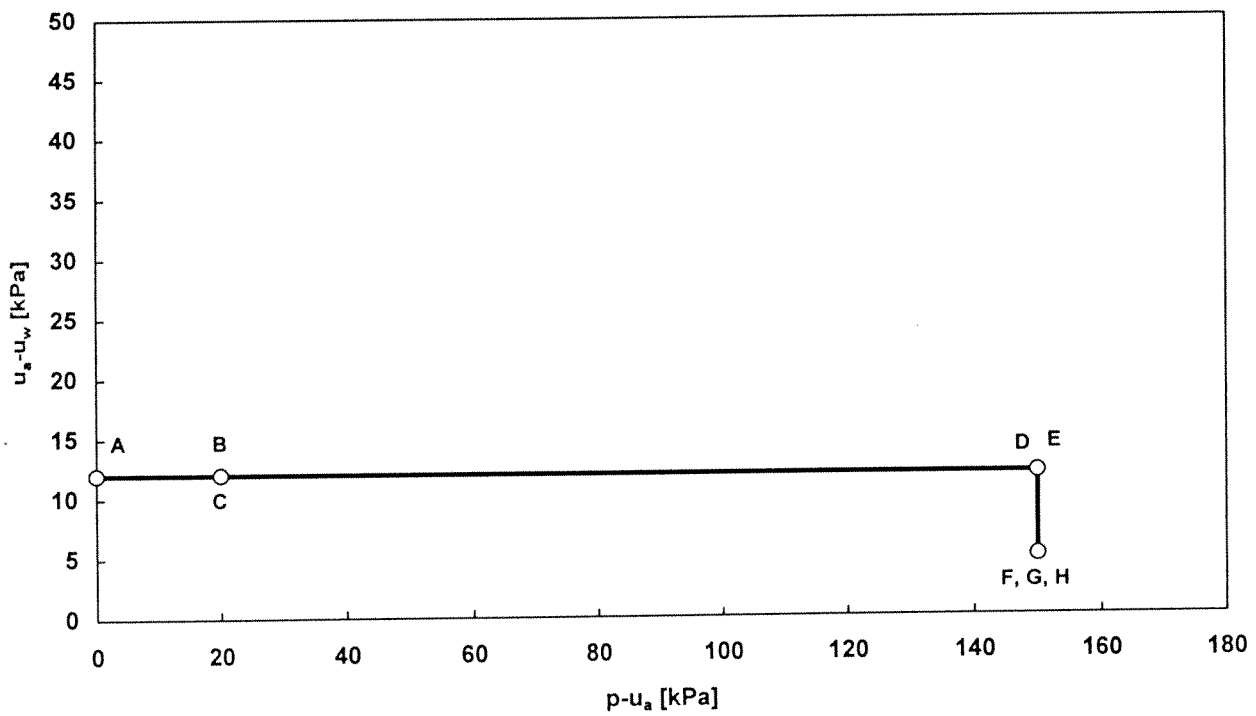
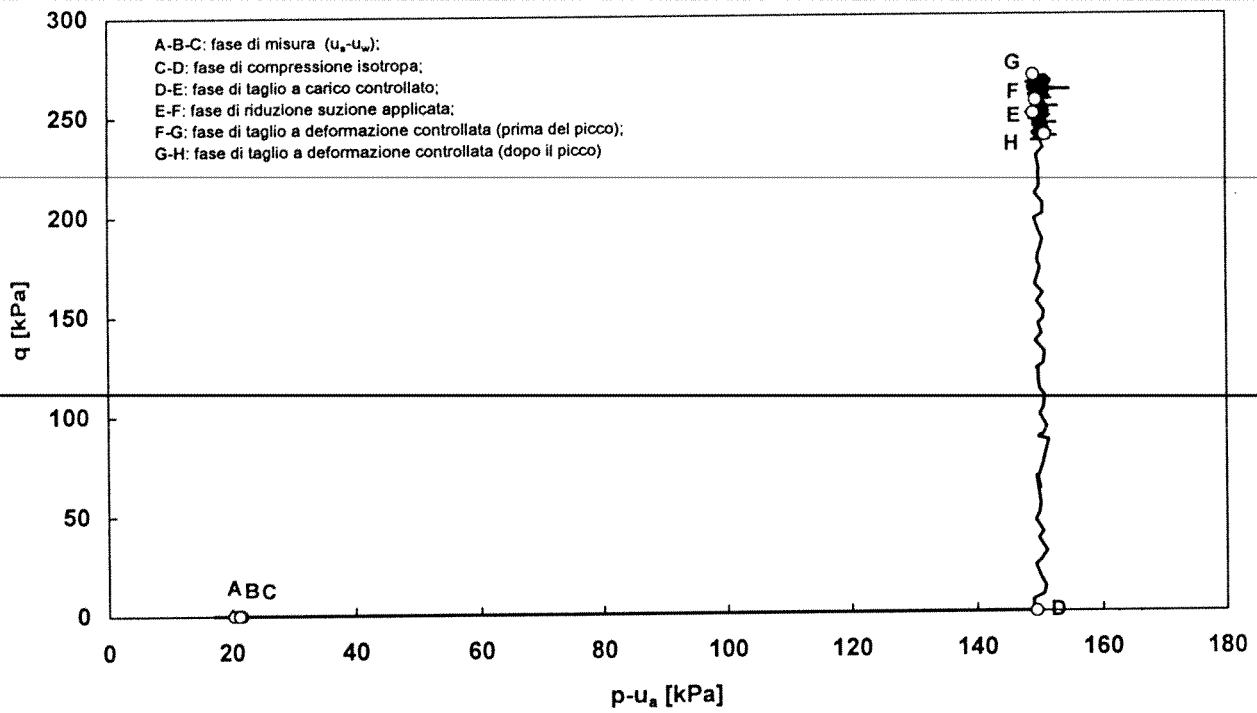


Figura A.4-14 s22uisps:  
 percorso tensionale seguito nei piani  $\{p-u_a, q\}$  e  $\{p-u_a, u_a-u_w\}$ .



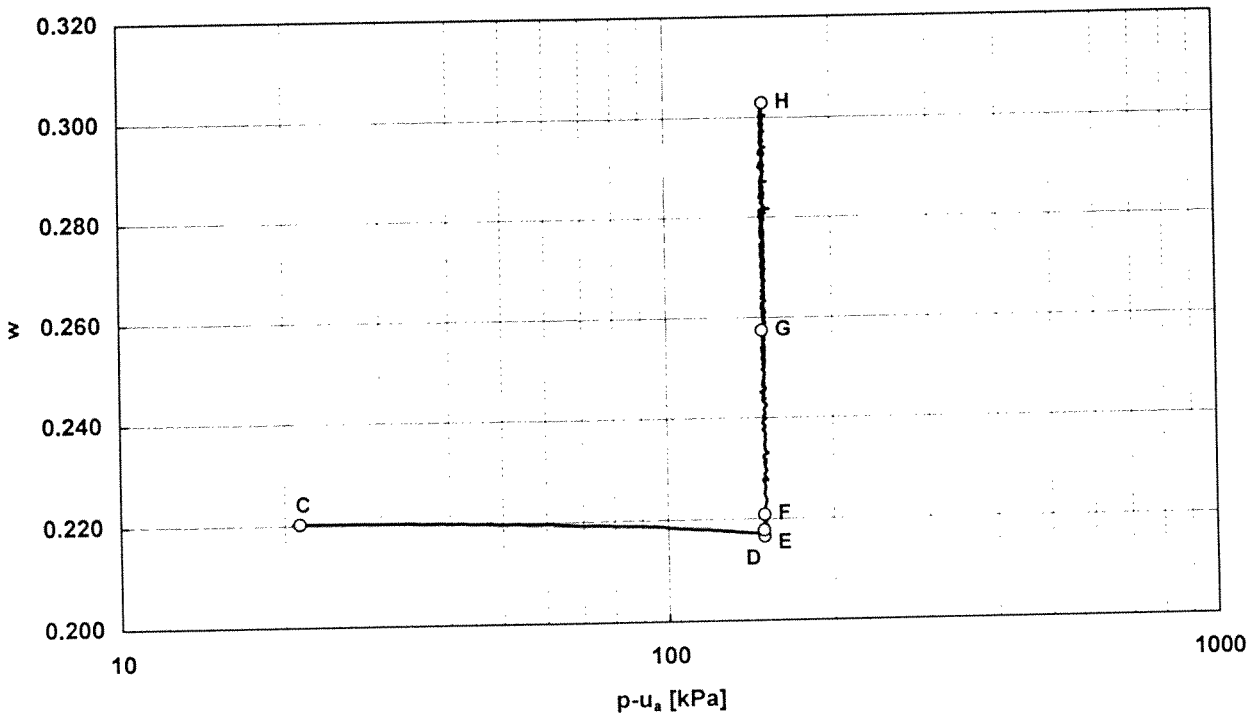
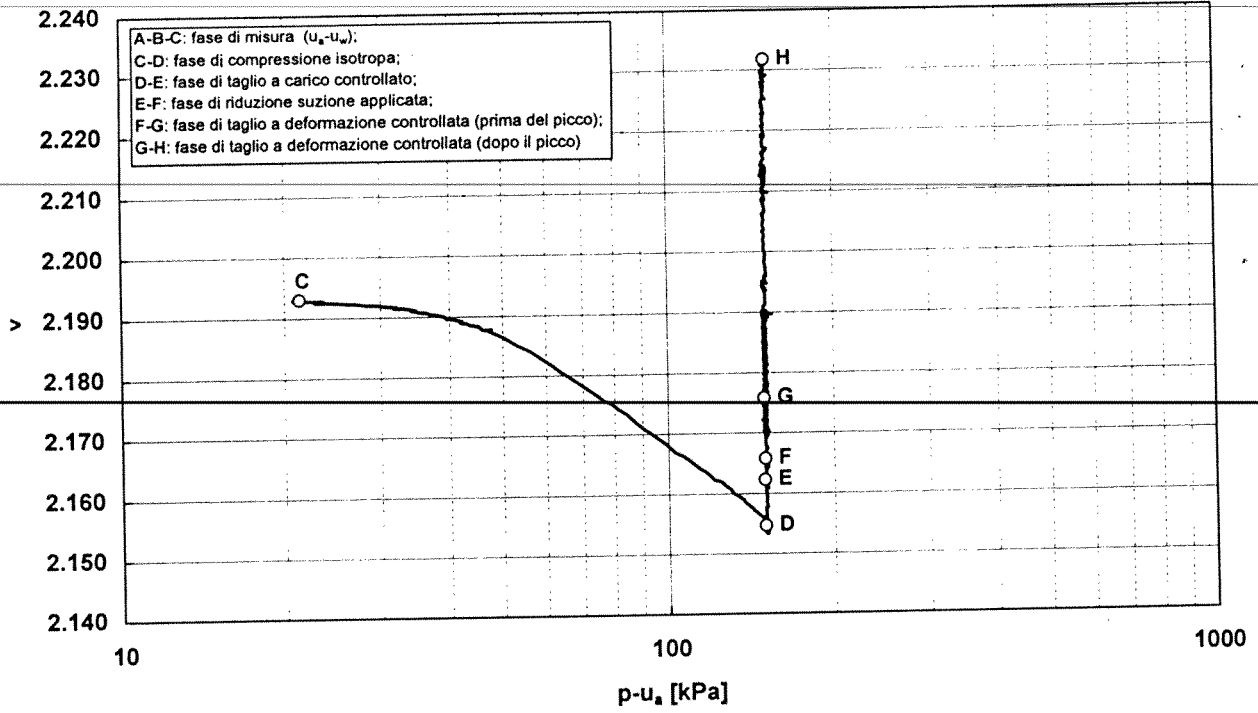


Figura A.4-15 s22uisps:  
 sviluppo della prova nei piani  $\{\log(p-u_a), v\}$  e  $\{\log(p-u_a), w\}$

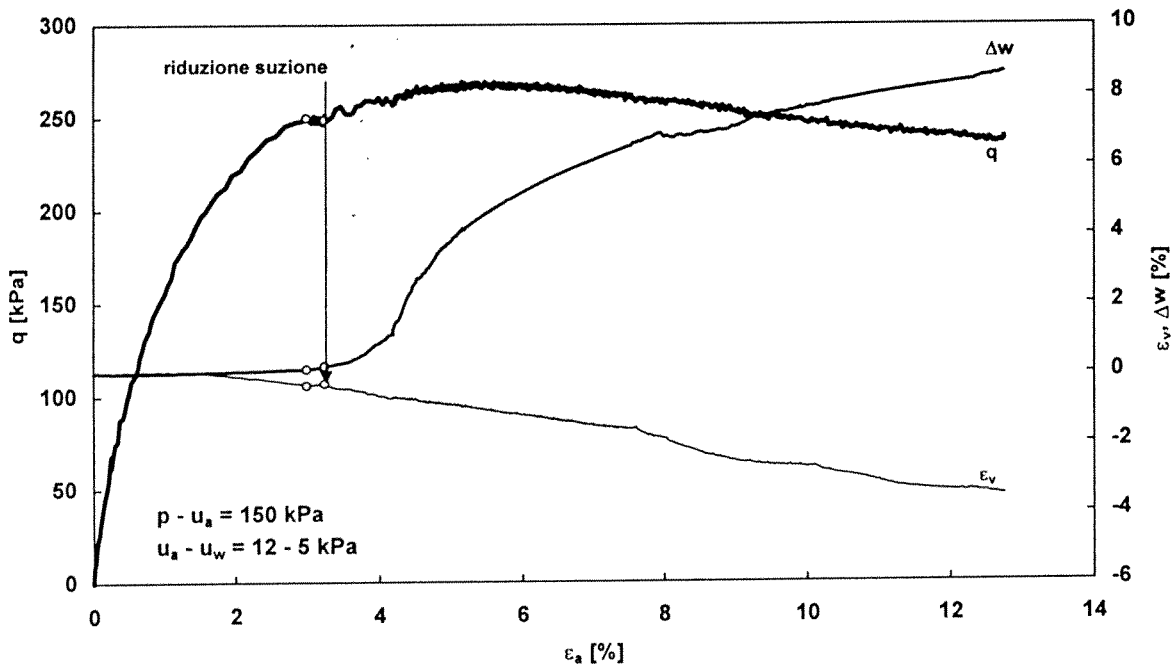
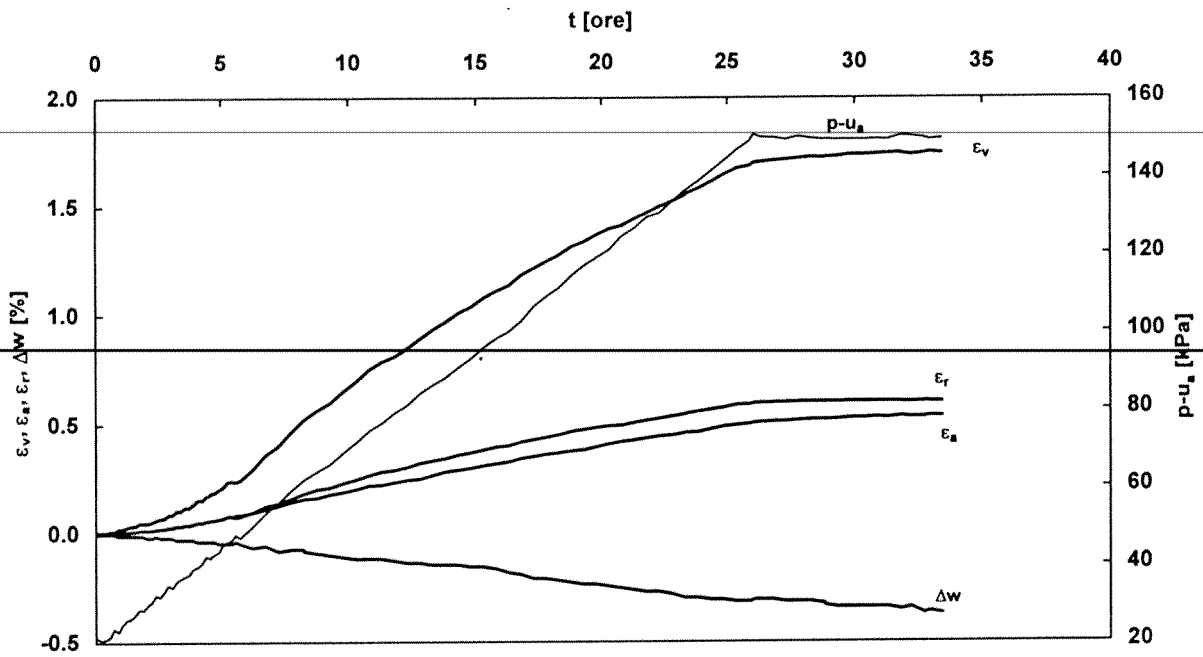


Figura A.4-16 s22uisps:  
sviluppo nel tempo delle deformazioni  $\epsilon_v, \epsilon_a, \epsilon_r$  durante la fase di compressione e la  
successiva fase a tensioni costanti;  
fase di taglio;

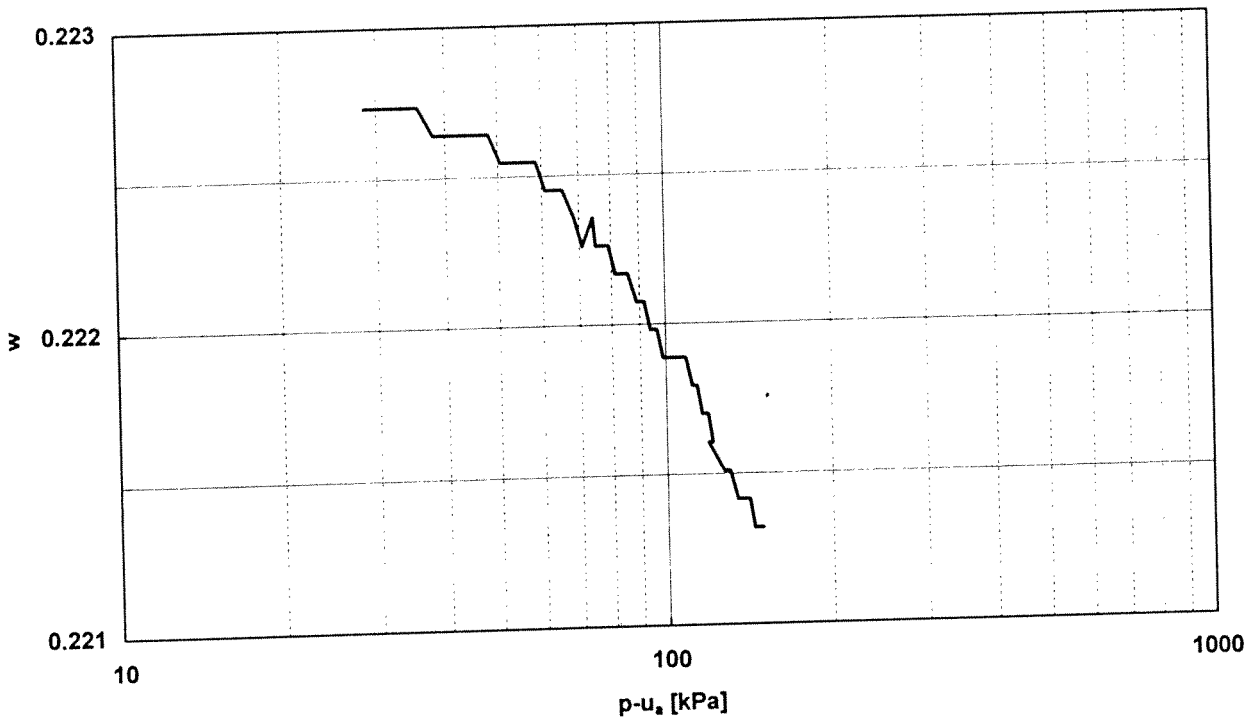
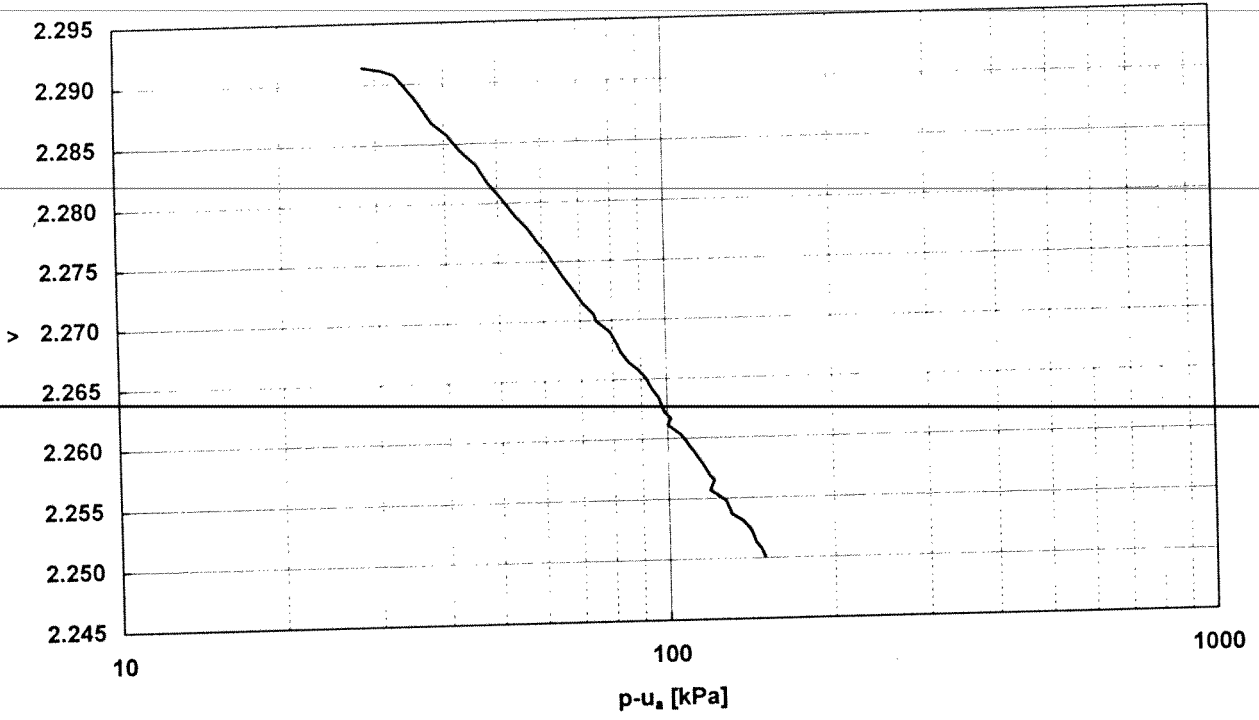


Figura A.4-17 s23uisps:  
sviluppo della prova nei piani  $\{\log(p-u_a), v\}$  e  $\{\log(p-u_a), w\}$

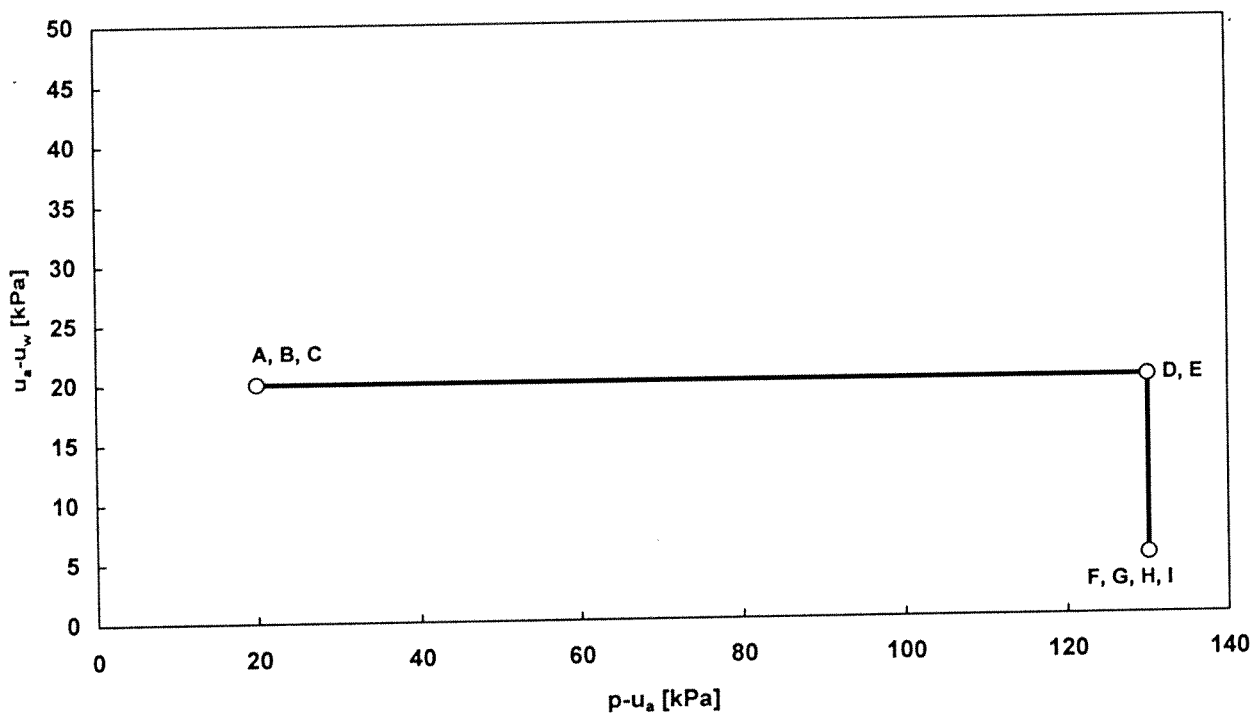
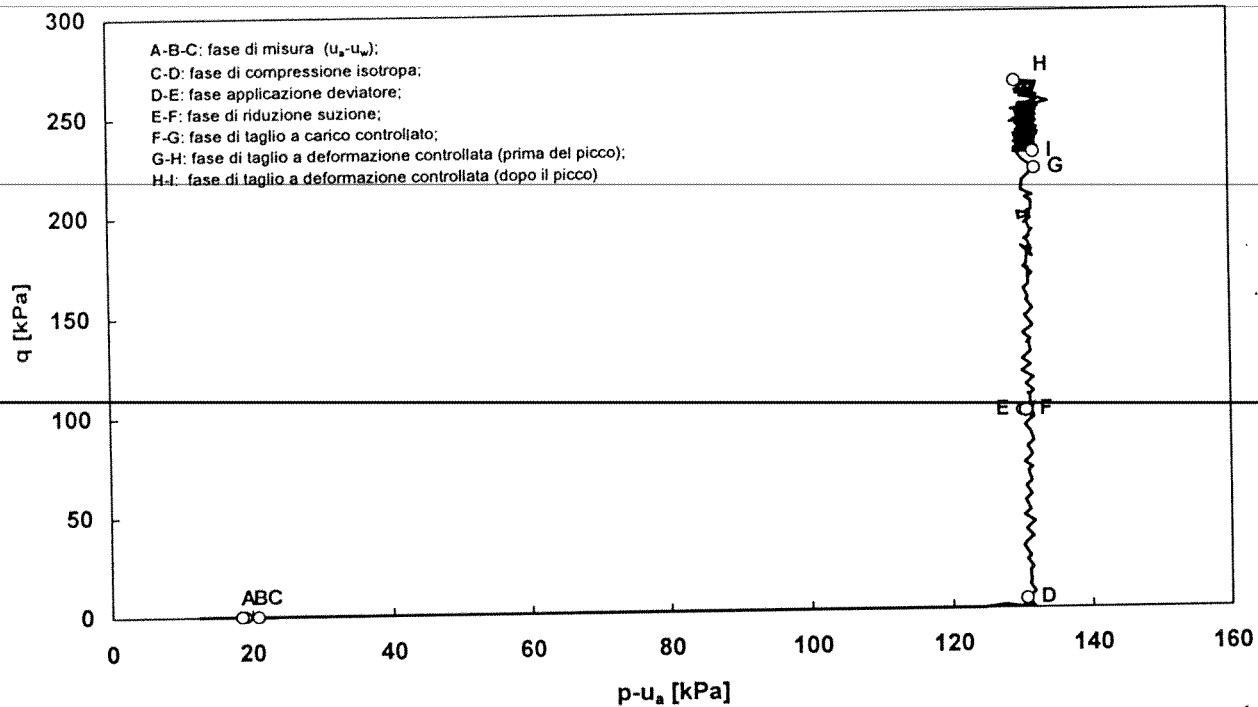


Figura A.4-18 s32uisps:  
 percorso tensionale seguito nei piani  $\{p-u_a, q\}$  e  $\{p-u_a, u_a-u_w\}$ .

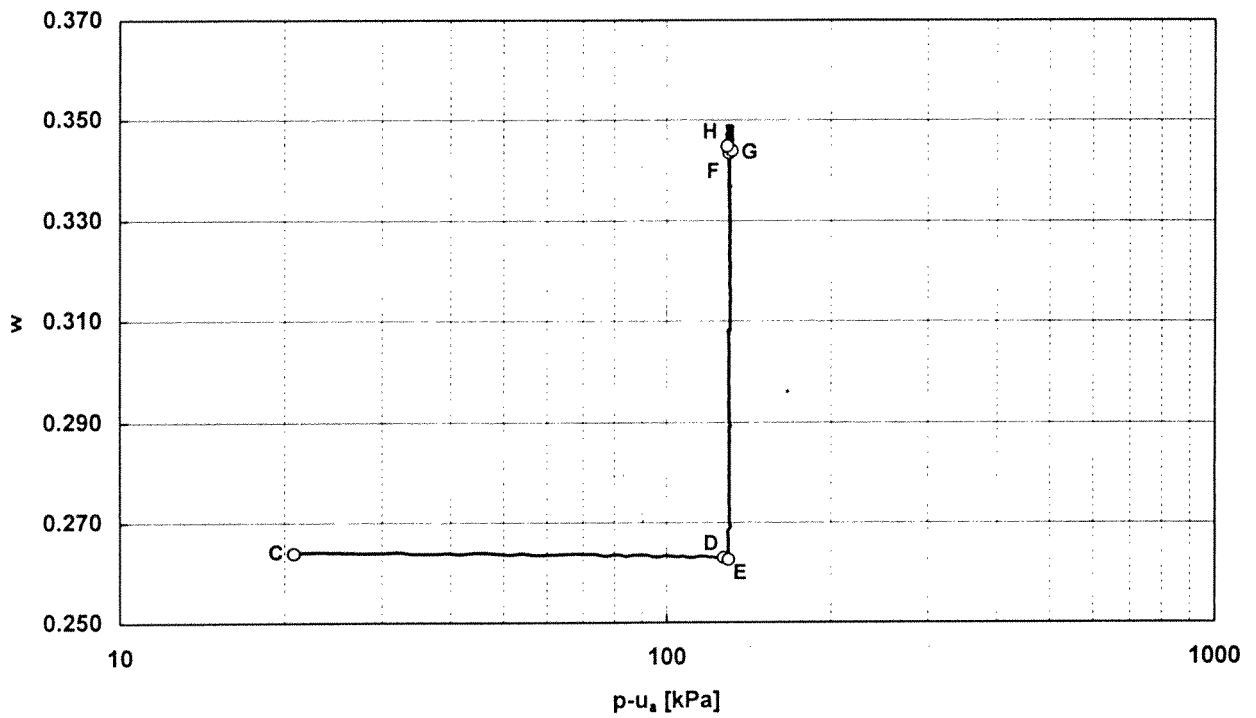
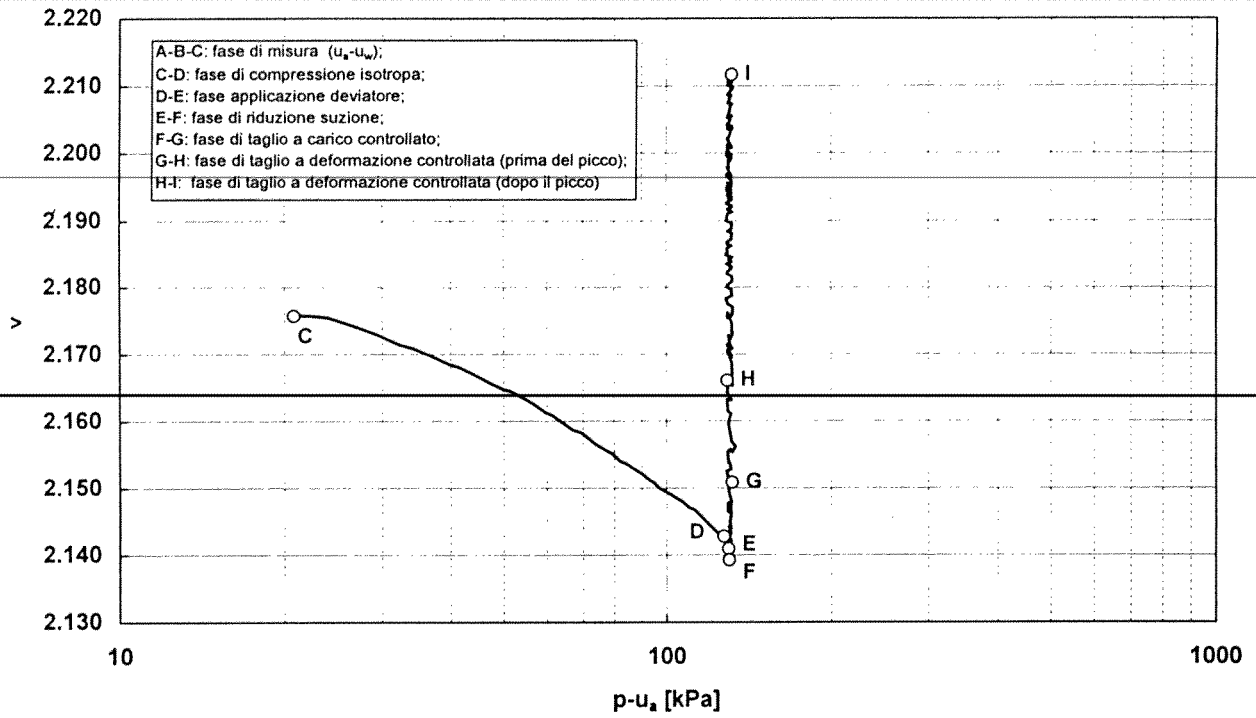


Figura A.4-19 s32uisps:  
 sviluppo della prova nei piani  $\{\log(p-u_a), v\}$  e  $\{\log(p-u_a), w\}$

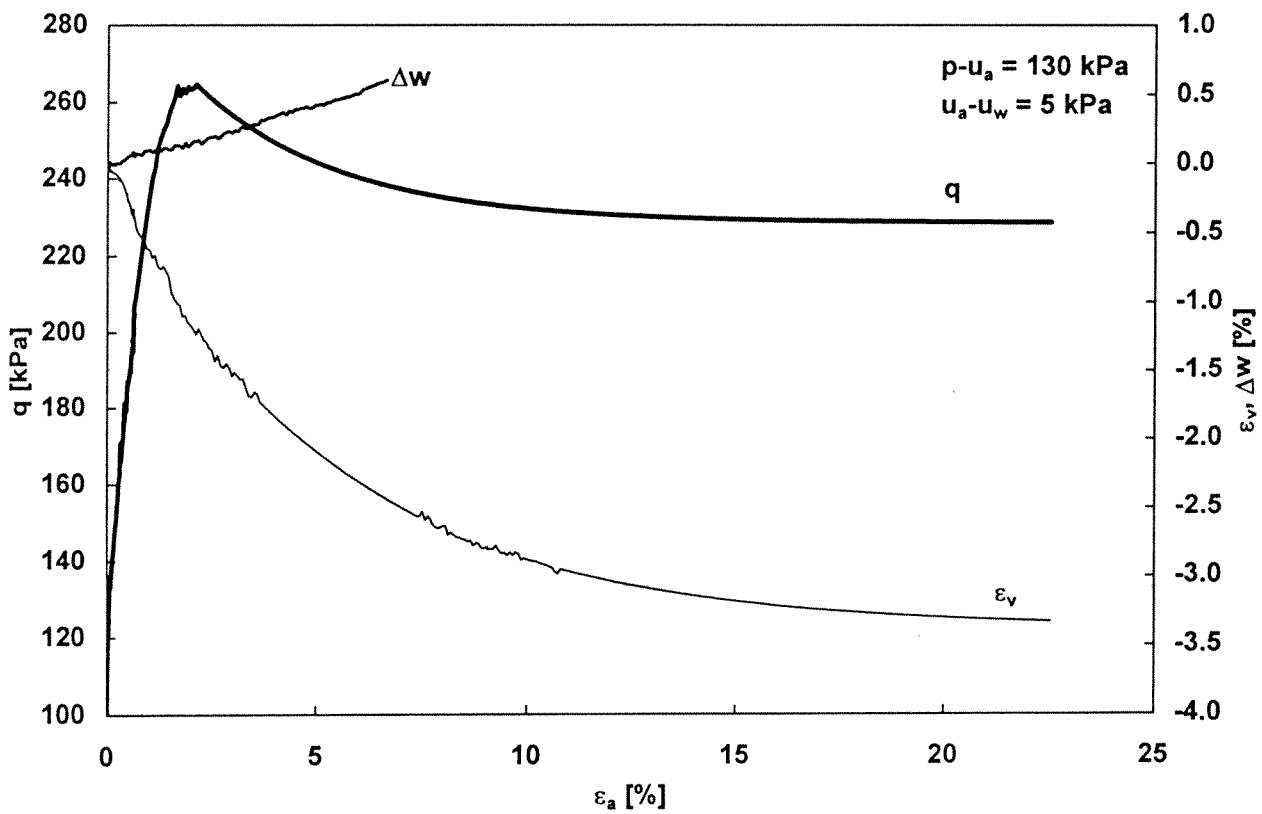
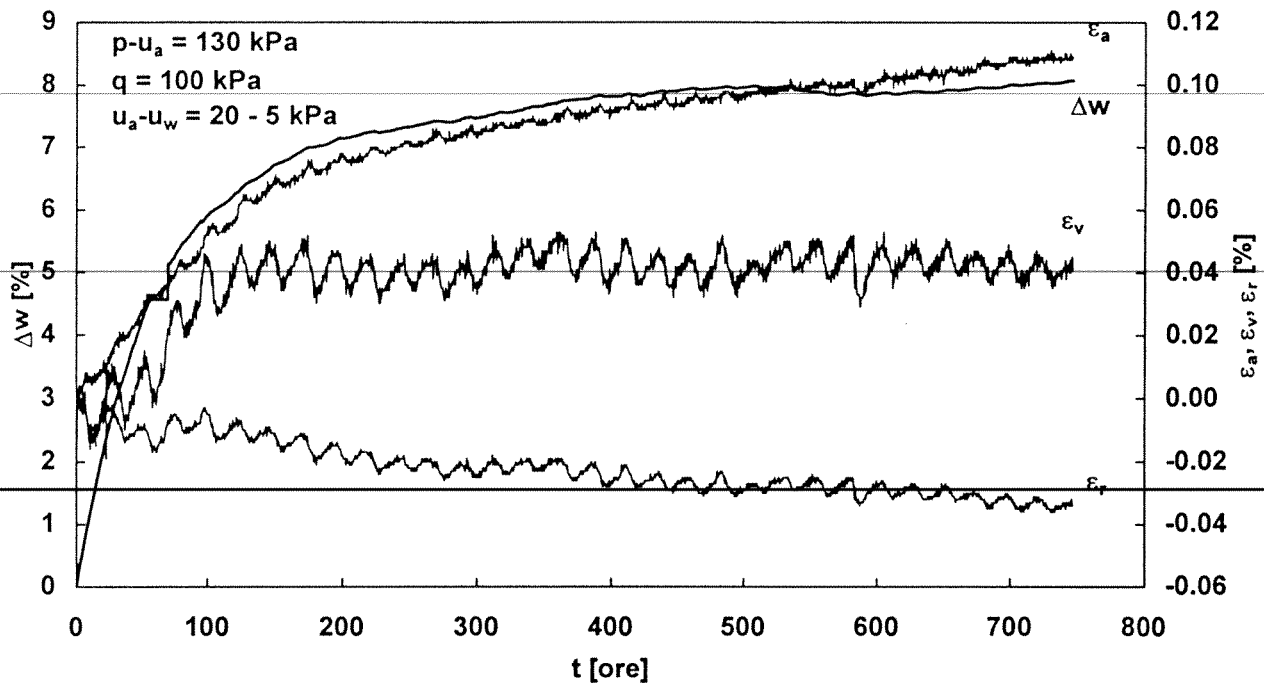


Figura A.4-20 s32uisps:  
 sviluppo nel tempo delle variazioni di contenuto d'acqua  $\Delta w$  e delle deformazioni  $\varepsilon_v, \varepsilon_a, \varepsilon_r$  a  
 seguito della riduzione della suzione;  
 fase di taglio;

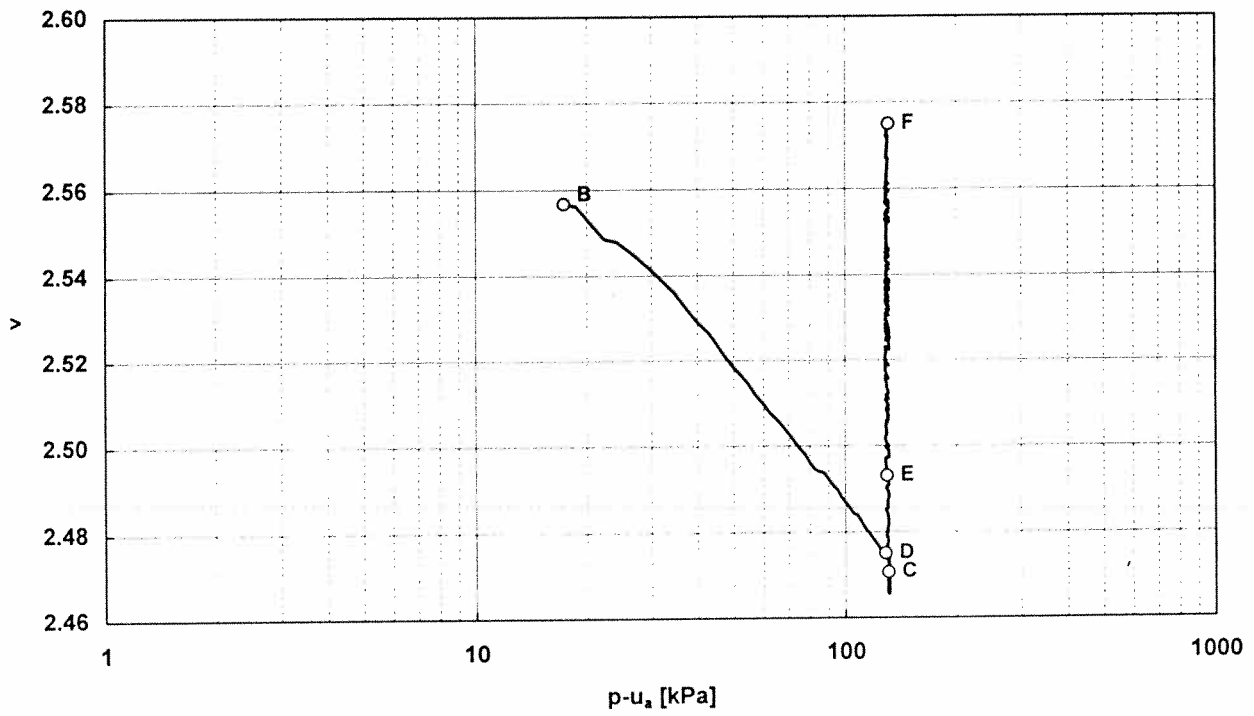
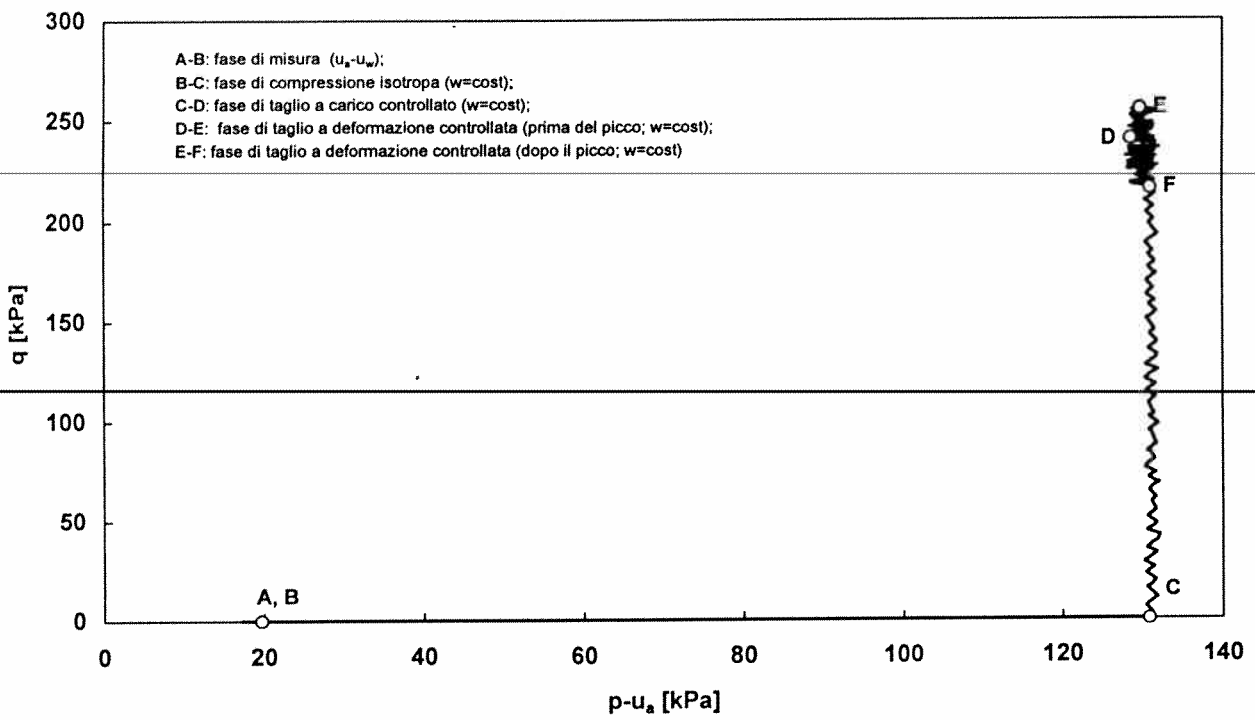


Figura A.4-21 s37uiwpw:  
 percorso tensionale seguito nel piano  $\{p-u_a, q\}$ ;  
 sviluppo della prova nel piano  $\{\log(p-u_a), v\}$ .

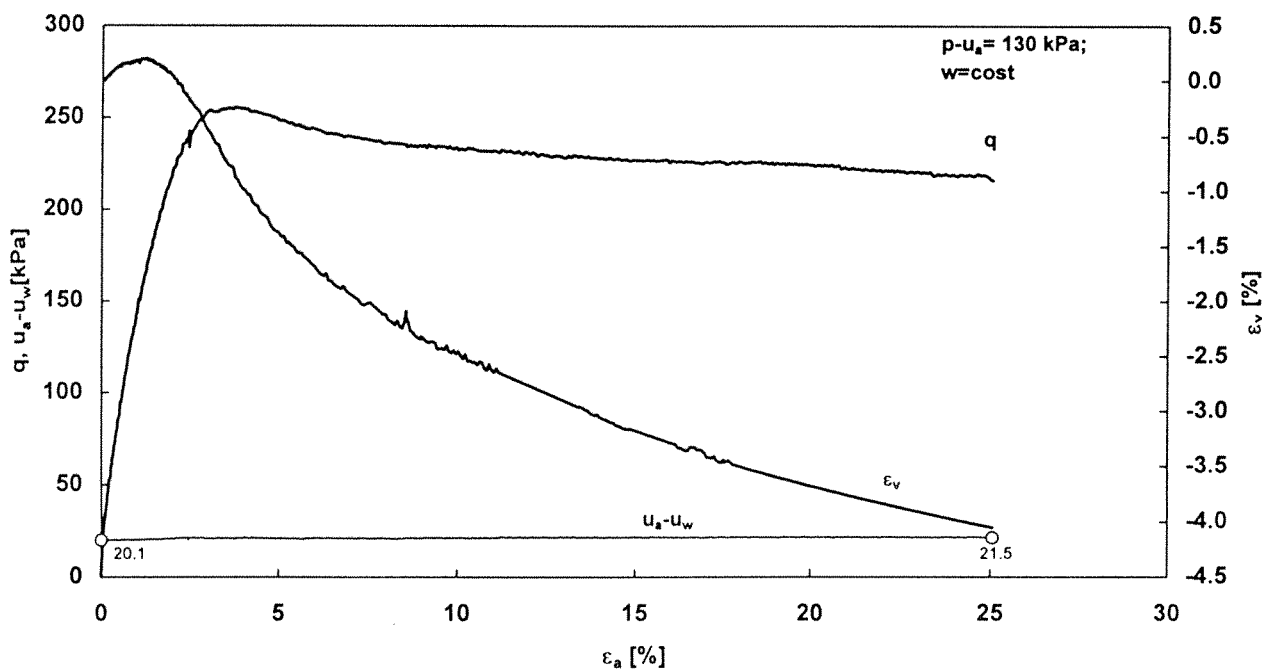
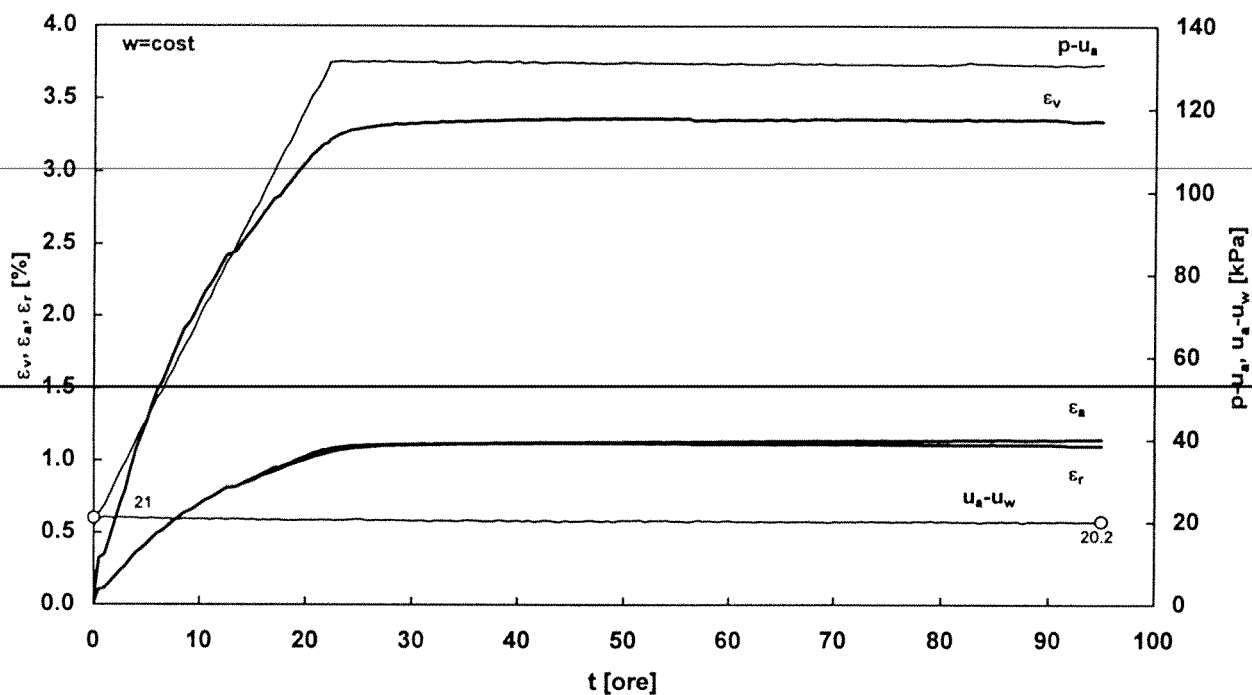


Figura A.4-22 s37uiwpw:  
 andamento nel tempo delle deformazioni  $\varepsilon_v$ ,  $\varepsilon_a$ ,  $\varepsilon_r$  e della suzione  $u_a-u_w$  durante la fase di compressione e la successiva fase a tensioni costanti;  
 fase di taglio



A.5 Prove di taglio diretto

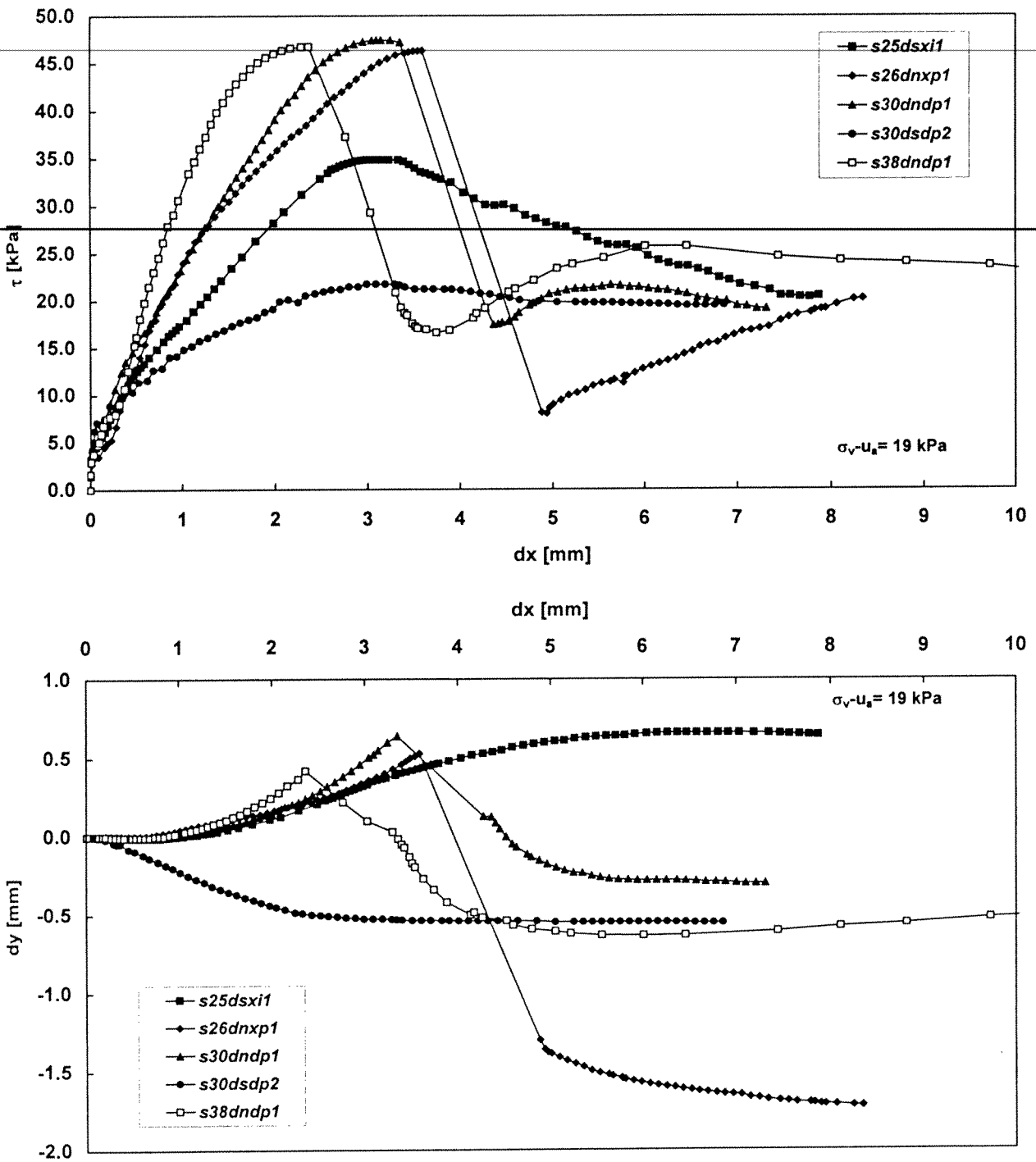


Figura A.5-1 Prove di taglio diretto ( $\sigma_v=19$  kPa).

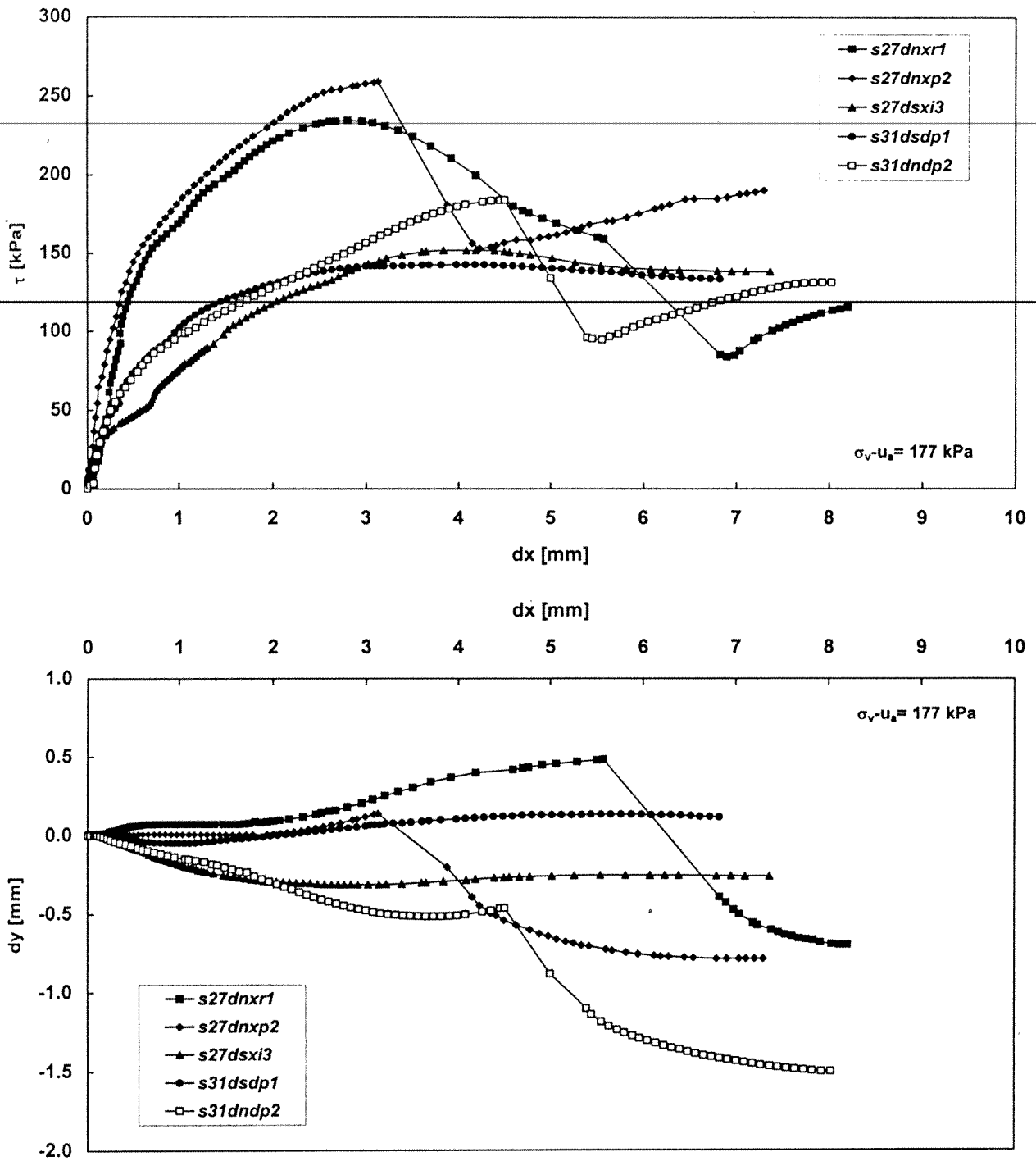


Figura A.5-2 Prove di taglio diretto ( $\sigma_v = 177$  kPa).

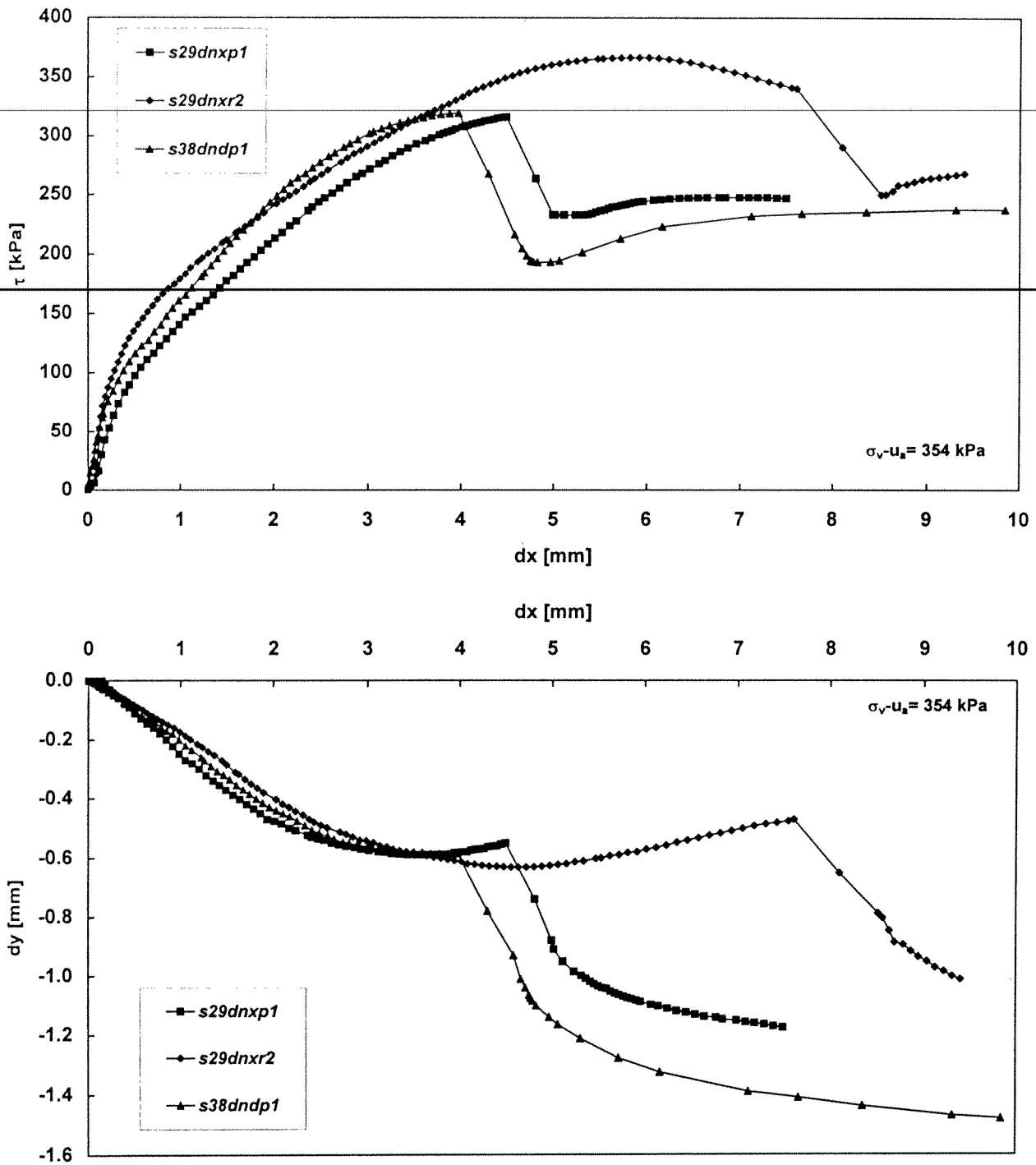


Figura A.5-3 Prove di taglio diretto ( $\sigma_v = 354$  kPa).

A.6 Prove in edometro tradizionale

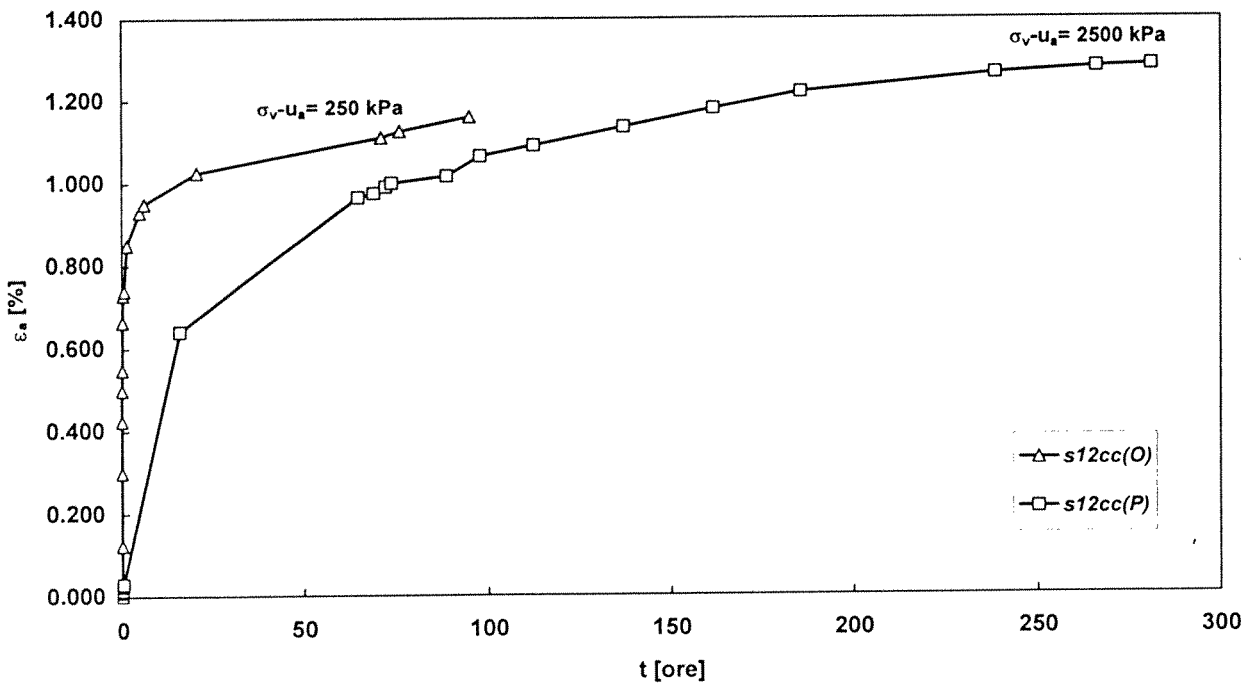
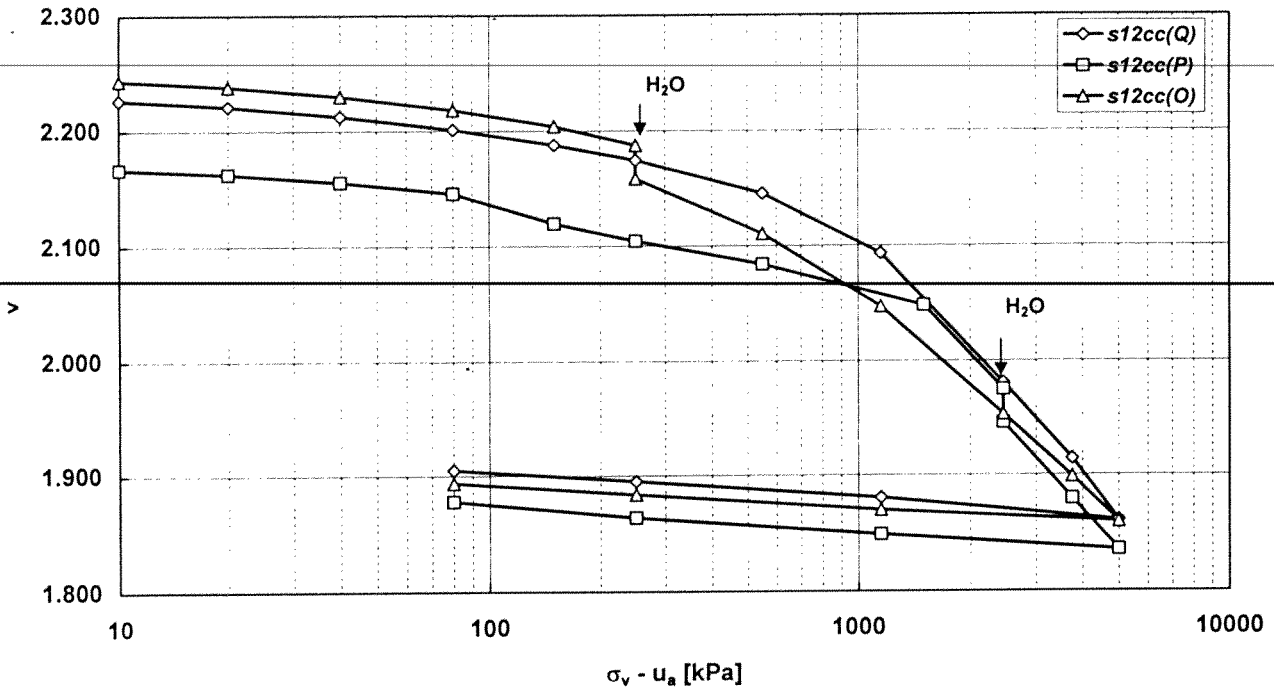


Figura A.6-1 Curve di compressione nel piano  $\{\log(\sigma_v - u_a), v\}$  e decorsi nel tempo delle deformazioni provocate dalla saturazione.

A.7 Prove in cella triassiale tradizionale

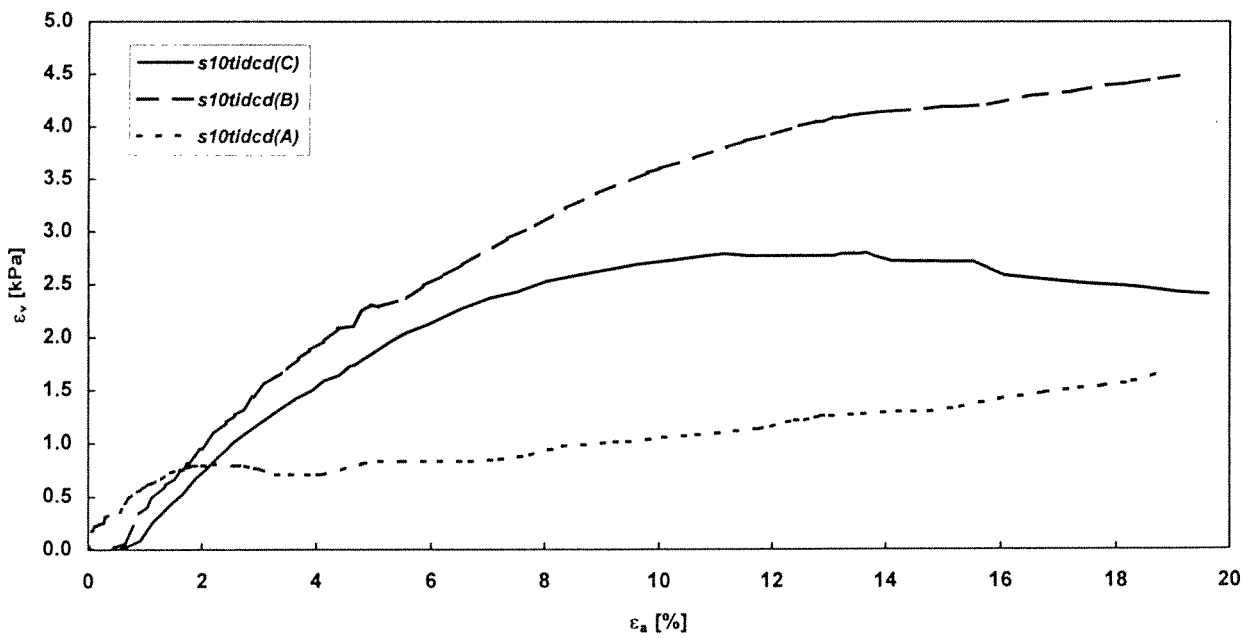
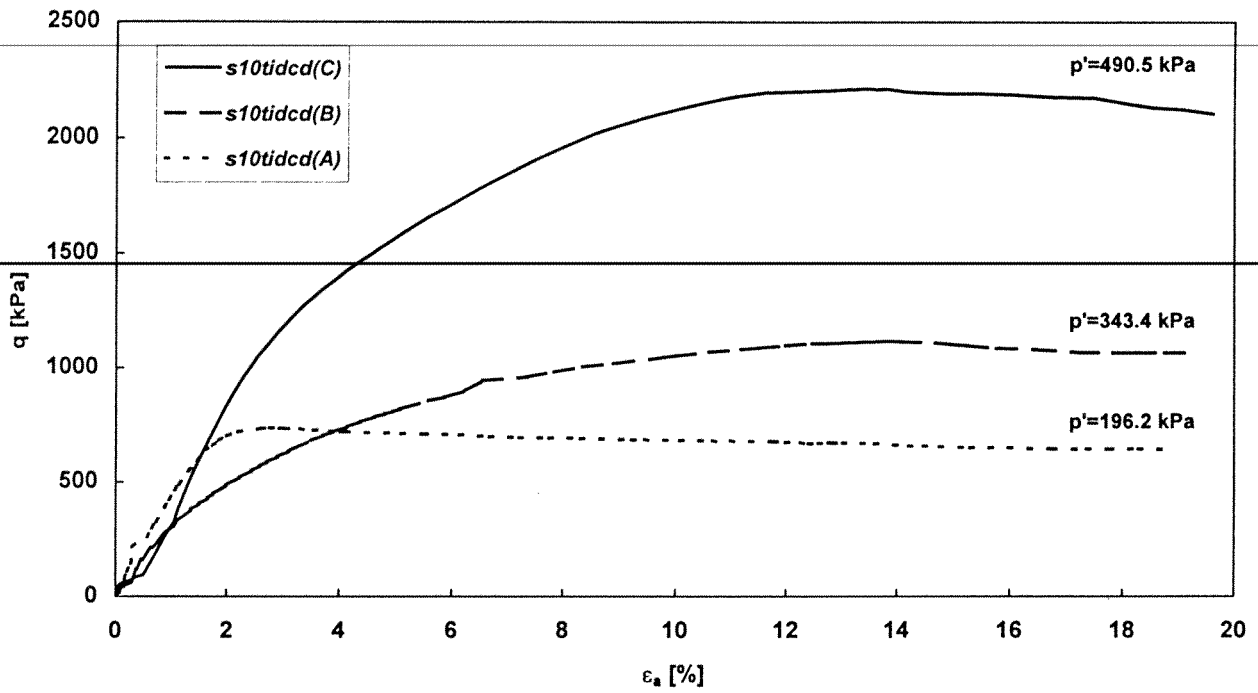


Figura A.7-1

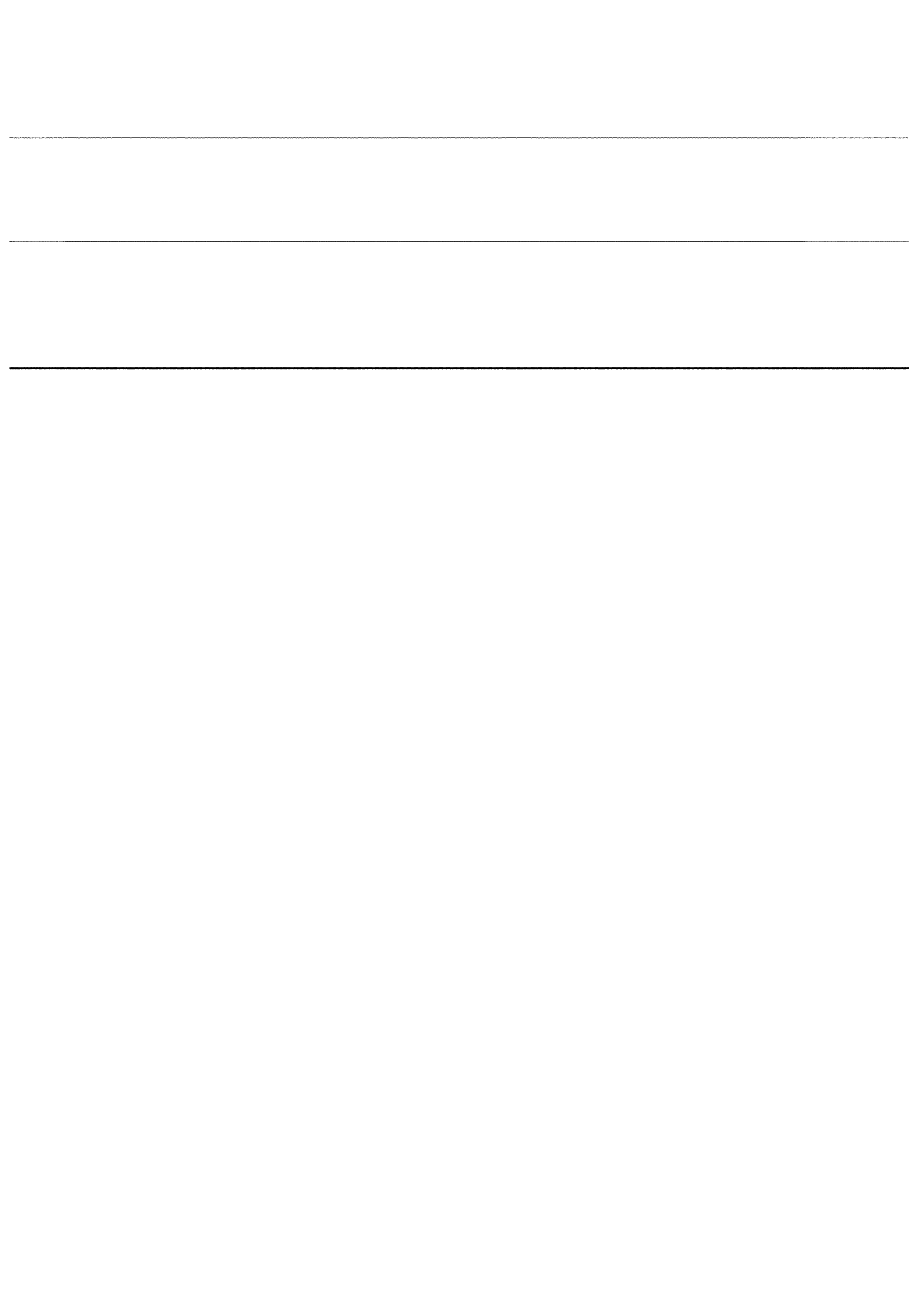
---

## APPENDICE B

Le fasi costituenti un terreno non saturo e la loro  
interazione

---

---



---

## APPENDICE B LE FASI COSTITUENTI UN TERRENO NON SATURO E LA LORO INTERAZIONE

---

### B.1 Introduzione

---

Un terreno non saturo è un sistema trifase<sup>1</sup> composto da particelle solide, acqua ed aria (Figura B-1).

L'acqua è presente sia nella fase liquida sia nella fase aeriforme in forma di vapore. La fase liquida in generale non è costituita da acqua pura ma ~~contiene in soluzione sali minerali e aria. Una miscela di vari gas tra cui il~~ vapore acqueo costituisce la fase aeriforme. Le superfici di separazione tra le fasi, dette *interfasi*, hanno caratteristiche fisiche e chimiche diverse rispetto alle fasi stesse. In realtà nelle regioni di confine esiste una gradualità nel passaggio dai valori delle proprietà fisiche di una e dell'altra fase, che si manifesta entro una breve distanza che definisce lo spessore dell'interfase. In un terreno non saturo si possono individuare tre tipi di interfasi (Figura B-2): solido/liquido, solido/gas, liquido/gas.

Le condizioni di equilibrio tra le fasi sono legate alle caratteristiche fisiche e geometriche delle interfasi. Nel caso di un terreno parzialmente saturo la conformazione geometrica dell'interfase aria/acqua è direttamente legata alla differenza di pressione tra le due fasi a contatto e alla pressione parziale del vapore acqueo nell'aria. In corrispondenza delle interfasi acqua/solido le molecole d'acqua più vicine alla superficie delle particelle solide formano una *pellicola di adsorbimento* con caratteristiche fisiche del tutto particolari rispetto quelle dell'acqua libera. In modo analogo in corrispondenza delle interfasi aria/solido le molecole dei gas presenti nell'aria ed in particolare quelle del vapore acqueo vengono adsorbite dalle superfici solide. Gli spessori degli strati di acqua adsorbita sono legati in entrambi i casi alla pressione parziale del vapore acqueo.

Il processo attraverso cui le fasi fluide all'interno di un volume elementare di terreno non saturo raggiungono uno stato di equilibrio coinvolge i seguenti fenomeni:

- la transizione di fase liquido vapore (evaporazione/condensa);
- la dissoluzione di aria nella fase liquida.

I fenomeni di flusso che possono aver luogo in un terreno non saturo possono coinvolgere sia le fasi sia le singole specie presenti. I meccanismi con cui le fasi e le specie migrano attraverso un terreno non saturo sono:

---

<sup>1</sup> Una fase rappresenta la regione omogenea di un sistema chimico, entro la quale in condizioni di equilibrio le sue proprietà si mantengono uniformi. L'interfase costituisce la regione di confine tra due fasi diverse [cfr. Carrà, S., 1991, Chimica delle Interfasi, in Enciclopedia Italiana, V App. "1979-1992", pp. 611-614].



- diffusione dell'aria attraverso la fase liquida
- diffusione dei sali disciolti attraverso la fase liquida
- diffusione del vapore attraverso l'aria
- flusso idraulico della fase liquida
- flusso idraulico della fase gassosa

Tali meccanismi sono dovuti a gradienti idraulici, termici, di concentrazione ecc.. Lo studio dei fenomeni di flusso in un terreno non saturo è dunque reso complesso non solo dalla possibilità che si verificano transizioni di fase e dissoluzioni dell'aria nella fase liquida ma anche dalle numerose interazioni possibili tra i meccanismi elencati. È tuttavia possibile, come si vedrà più avanti, introdurre delle ipotesi semplificative valide in situazioni affatto particolari ma non prive di interesse pratico. Ad esempio, in condizioni isoterme e per fase liquida continua, la migrazione per diffusione nella fase aerea di vapore acqueo è da ritenersi trascurabile rispetto al flusso idraulico [Alonso et 1987; Gili 1989]. La diffusione del vapore diviene invece prevalente in presenza di gradienti termici o anche nel caso di fase liquida discontinua. Nel seguito si farà riferimento esclusivamente a condizioni isoterme e non si considereranno gradienti di concentrazione dei sali disciolti. Una rappresentazione schematica delle fasi e dei flussi in un terreno non saturo è riportata in Figura B-3

Alcuni elementari concetti di termodinamica permettono di determinare e descrivere le condizioni nelle quali le fasi presenti in un terreno non saturo sono in equilibrio tra loro. Alla introduzione dei concetti di termodinamica necessari alla comprensione delle interazioni tra le fasi e le interfasi è dedicata questa appendice. Pertanto nel seguito:

- si descrivono le condizioni di equilibrio termodinamico delle fasi fluide presenti in un terreno non saturo (acqua, aria e la miscela aria acqua);
- si introducono i concetti di *stato* e *trasformazioni* di un sistema termodinamico e alcune fondamentali funzioni termodinamiche (*l'energia libera di Gibbs*, *l'energia libera di Helmholtz*, *il potenziale chimico*) come strumenti per la descrizione della transizione di fase liquido/vapore e delle condizioni di equilibrio tra l'acqua ed il vapore acqueo presenti nei pori di un terreno non saturo;
- si definisce la proprietà termodinamica fondamentale di un'interfase (*l'energia interfacciale*); si determinano mediante considerazioni energetiche la conformazione geometrica dell'interfase aria/acqua e la sua influenza sull'equilibrio tra le due fasi che separa; si discute poi dei fenomeni di adsorbimento che hanno luogo alle interfasi aria/solido e acqua/solido e dei modelli che li descrivono (*isoterme di adsorbimento*);

infine si esamina ciò che accade in corrispondenza del contatto tra le tre fasi ed il fenomeno della *risalita capillare*.

---

---

---

## B.2 L'acqua.

In relazione alle condizioni di pressione e temperatura l'acqua in un terreno può trovarsi allo stato solido, allo stato liquido o allo stato gassoso. Gli stati termodinamici corrispondenti alle varie fasi di una sostanza elementare e quindi in particolare dell'acqua sono rappresentabili in un piano cartesiano il cui riferimento riporti sull'asse delle ascisse la temperatura  $T$  e sull'asse delle ordinate la pressione  $P$ . In tale piano si tracciano le tre curve rappresentanti le condizioni di equilibrio tra le varie fasi (si veda la Figura B-4):

1. la curva di equilibrio tra la fase solida e la fase gassosa: rappresenta per ogni temperatura la pressione di vapore saturo in equilibrio con il solido detta anche *tensione di vapore del solido*;
2. la curva di equilibrio tra la fase liquida e la fase gassosa: rappresenta per ogni temperatura la pressione di vapore saturo in equilibrio con il liquido detta anche *tensione di vapore del liquido*;
3. la curva di equilibrio tra la fase liquida e la fase solida: è il luogo geometrico dei punti del piano  $(T, P)$  rappresentanti gli stati in cui si ha la transizione dallo fase solida allo fase liquida e pertanto esse coesistono in equilibrio.

I domini nei quali resta suddiviso il piano  $(T, P)$  sono costituiti dai punti rappresentativi degli stati corrispondenti alle varie fasi e pertanto tale rappresentazione prende il nome di *diagramma di stato* della sostanza.

Le condizioni di equilibrio tra la fase liquida e la fase gassosa rappresentate, dalla curva della tensione di vapore del liquido nel piano  $(T, P)$ , si riferiscono al caso di un'interfase liquido/vapore piana. Nel caso invece di un'interfase liquido/vapore non piana è possibile che siano raggiunti degli stati (coppie di valori temperatura pressione), nei quali normalmente la sostanza in esame si troverebbe nella fase di vapore, senza che invece quest'ultima si sviluppi [Apfel, 1970]. Si consideri il diagramma di stato di una sostanza elementare riportato nella Figura B-5. In tale diagramma il punto  $A$  rappresenta uno stato in cui la sostanza in esame può esistere solo in fase di vapore. Tuttavia è possibile in determinate circostanze, partendo dallo situazione rappresentata dal punto  $A_1$ , in cui la sostanza è in fase liquida, ridurre la pressione fino a raggiungere il punto  $A$  ad una pressione minore della tensione di vapore senza che la sostanza passi dalla fase liquida a quella gassosa. Allo stesso modo è possibile passare dallo stato rappresentato dal punto  $A_2$  a quello rappresentato dal punto  $A$  senza avere un passaggio dalla fase liquida alla fase gassosa. Quando la frontiera del dominio di una fase viene attraversata senza che la sostanza cambi di fase si dice che la frontiera è stata *violata (transgressed)* e che la sostanza si trova in uno stato di *equilibrio metastabile* [Apfel, 1970].

Diversi autori [Bishop e Blight, 1963; Fredlund e Rahardjo, 1993] ritengono che non sia possibile che in un terreno si abbiano pressioni neutre negative in senso assoluto. Essi ritengono infatti che non sia possibile applicare all'acqua un stato tensionale isotropo di trazione (pressione assoluta negativa) senza che questa *caviti*. In realtà l'acqua ed in generale i liquidi possono, in condizioni opportune, resistere ad elevate tensioni di trazione.

La capacità dei liquidi di resistere a sforzi di trazione è provata da numerose esperienze di laboratorio [Meyer, 1911; Chapman et al., 1975]. In particolare una raccolta di misure della resistenza a trazione dell'acqua, effettuate da vari sperimentatori con il *tubo di Berthelot*<sup>2</sup>, è riportata da Marinho e Chandler [1995]. Tabor [1979] fornisce invece una valutazione teorica di tale resistenza ed indica per essa un valore di 500 MPa. D'altra parte in letteratura si ritrovano anche altre valutazioni teoriche che concordano sull'ordine di grandezza di tale valore [Fisher, 1948; Plesset, 1969].

Il fenomeno di rottura che corrisponde al raggiungimento della resistenza a trazione di un liquido prende il nome *cavitazione*. Esso interviene allorché la depressione nel liquido è tale da "romperne" la continuità cosicché le cavità che si formano vengono riempite dal vapore saturo della sostanza in esame. Quando in un liquido si forma una bolla (o cavità) la crescita di quest'ultima può avvenire lentamente o bruscamente. Una lenta crescita della bolla si può verificare a seguito della diffusione verso la cavità di un gas disciolto nel liquido. Una brusca espansione può conseguire invece o da un incremento della temperatura ed in tal caso il fenomeno prende il nome di *ebollizione* o da una riduzione di pressione ed allora si parla di *cavitazione* [Knapp et al., 1970]. Evidentemente quando in un sistema di misura si verifica un fenomeno di questo tipo il valore della pressione del liquido rilevato è approssimativamente eguale alla pressione presente nella "cavità" e quindi alla tensione di vapore. L'insorgere del fenomeno della cavitazione può essere compreso analizzando lo stato di equilibrio termodinamico in cui si trova l'acqua immediatamente prima della "rottura". Un liquido in tensione si trova in quello che più sopra è stato definito come stato di *equilibrio metastabile*. Tale equilibrio può essere

<sup>2</sup> Tale apparecchio [Berthelot, 1850] consiste in un tubo di vetro o di acciaio contenente il liquido da testare. Il tubo è sigillato in modo da lasciare al suo interno una piccola bolla d'aria. Riscaldando lentamente il contenitore si provoca sia una sua espansione che un'espansione del liquido al suo interno, poiché però la variazione di volume di quest'ultimo è maggiore la sua pressione aumenta. L'incremento di pressione provoca la dissoluzione della bolla d'aria nel liquido che così viene a riempire completamente il contenitore. A questo punto, raffreddando lentamente l'apparecchio, si genera una pressione negativa nel liquido, diretta conseguenza delle forze di adesione tra esso e le pareti del contenitore. Quando lo stato tensionale di trazione raggiunge il valore di rottura il liquido si "rompe" (cavita) emettendo un rumore secco mentre all'interno del tubo riappare la bolla d'aria. La resistenza a trazione viene calcolata assumendo che il modulo di compressibilità del liquido in espansione sia lo stesso di quello in compressione e che sia possibile sigillare il contenitore mantenendo al suo interno una pressione nulla. Le misure che con tale apparecchiatura possono essere ottenute, essendo legate alle forze di adesione tra il liquido ed il tubo, sono influenzate non solo dal materiale da cui è costituito il tubo ma anche dalle procedure adottate per pulire quest'ultimo e per eliminare i gas dal sistema.

distrutto dall'insorgere del fenomeno della *nucleazione (nucleation)* che rappresenta la fase iniziale della cavitazione. La nucleazione consiste nella formazione di microscopiche bolle di vapore all'interno del liquido o alla sua frontiera [Trevena, 1987] e può aver luogo sia nella sostanza pura che essere causato dalle "impurità" in essa presenti. Nel primo caso il fenomeno prende il nome di *nucleazione omogenea* mentre nel secondo, che può verificarsi sia a causa della presenza di impurità solide che di radiazioni agenti sul liquido, viene detto *nucleazione eterogenea*. È quest'ultimo fenomeno che perlopiù si verifica nei sistemi per la misura della pressione dell'acqua nei terreni. Il processo di nucleazione omogenea appare invece più raro poiché è necessariamente accompagnato ad una considerevole concentrazione di energia in un punto del liquido.

In Tabella B.8.1-1 sono riportati i valori di resistenza a trazione dell'acqua ottenuti sperimentalmente da vari autori. Come si vede questi non solo sono notevolmente variabili ma anche molto più bassi del valore teorico.

Materiale costituente il tubo di Berthelot	Resistenza a trazione [MPa]	Riferimento
Vetro	-3.4	Meyer (1911)
	-16	Henderson a Speedy (1980)
Acciaio	-1.3	Rees e Trevena (1966)
	-1.2	Chapman et al. (1975)
	-3	Richards e Trevena (1976)
	-4.6	Jones et al. (1981)
	-17	Ohde et al. (1991)

Tabella B.8.1-1 Determinazioni della resistenza a trazione dell'acqua ottenute con l'uso del tubo di Berthelot [Marinho e Chandler, 1995].

Secondo Temperly e Chambers [1946] solo in condizioni sperimentali particolari è possibile raggiungere al più il 10% di quest'ultimo. Tutto ciò testimonia da una parte della complessità dei fenomeni coinvolti e dell'inadeguatezza dei modelli teorici adottati, e dall'altra della difficoltà di controllare in laboratorio tutti i fattori sperimentali che influenzano la resistenza a trazione di un liquido.

La notevole differenza tra i valori della resistenza a trazione dell'acqua stimati teoricamente e quelli misurati sperimentalmente ha condotto allo sviluppo di modelli teorici nei quali la riduzione della resistenza è attribuita alla presenza nel liquido di bolle di vapore o di gas macroscopiche preesistenti ai fenomeni di nucleazione. Una bolla d'aria macroscopica può infatti fungere da "innesco" per il fenomeno della

cavitazione. Una cavità piena di gas o di vapore all'interno di un liquido non è in generale né immobile né in condizioni di equilibrio. In particolare la presenza della tensione superficiale comporta che il gas all'interno della bolla sia forzato a disciogliersi per effetto della maggiore pressione esistente nella cavità. In particolari condizioni una bolla può risultare *stabilizzata* e dare luogo così ad un *nucleo di cavitazione* (*cavitation nucleus*). Esistono quattro modelli teorici che giustificano la presenza di nuclei di cavitazione in un sistema contenente dell'acqua:

1. nell'acqua possono essere presenti delle particelle solide sulle cui superfici eventuali fenditure possono intrappolare delle bolle di gas [Apfel, 1970; Crum, 1979];
2. del gas può restare intrappolato in sottili fenditure delle pareti del contenitore [Harvey et al., 1944; Winterton, 1977; Overton e Trevena, 1980];
3. le bolle di gas possono essere stabilizzate da una pellicola di ioni (*ionic skin*) esistente tra il gas ed il liquido [Akulichev, 1966];
4. le bolle possono essere ricoperte da una sostanza tensioattiva (*surface-active substance*) e quindi essere stabilizzate rispetto la dissoluzione [Sirotyuk, 1970; Yount, 1979], in tal caso le dimensioni dei nuclei sono sufficientemente piccoli perché essi restino in sospensione.

Il modello più accettato per giustificare la stabilizzazione dei nuclei di cavitazione è il *modello della fenditura* (*crevice model*) [Harvey et al., 1944]. Gli Autori hanno ipotizzato che dei nuclei di gas indissolto possano esistere sotto forma di bolle submacroscopiche intrappolate in fenditure ed interstizi idrofobi delle pareti del contenitore. La Figura B-6 mostra ciò che accade ad una bolla di gas intrappolata in una fenditura di una parete solida. Inizialmente la superficie di separazione tra il gas ed il liquido presenta la concavità rivolta verso quest'ultimo cosicché la pressione nella bolla è maggiore di quella nel liquido (Figura B-6(a)). Qualora la pressione nel liquido si riduca la curvatura del menisco di separazione decresce. La differenza di pressione tra le due fasi può essere bilanciata dall'azione della tensione superficiale (Figura B-6(b)) fino a quando la curvatura della superficie non attinge il valore minimo compatibile con la geometria della fenditura dopo di che l'aria fuoriesce da questa sotto forma di bolla (Figura B-6 (c)). Pressioni elevate riducono le dimensioni delle bolle intrappolate nelle fenditure e aumentano la solubilità del gas. Tuttavia può dimostrarsi [Knapp et al., 1970] che qualora la fessura presenti un angolo acuto è necessaria una pressione infinita per disciogliere completamente il gas contenuto nella bolla.

Infine è importante osservare che al contrario dei gas presenti in forma di bolle i gas disciolti non sembrano aver alcuna influenza sulla resistenza a trazione dell'acqua [Kuper e Trevena, 1952; Knapp et al., 1970; Lauterborn, 1970] ma possono diffondere verso gli eventuali nuclei gassosi preesistenti.

Tutto ciò porta a concludere che in linea di principio anche in un terreno l'acqua possa essere sottoposta ad elevati sforzi di trazione senza per questo cavitare. A tal proposito si può osservare che al crescere della depressione applicata all'acqua di porosità il terreno si desatura. Durante questo processo si svuotano pori di dimensioni progressivamente più piccole. Secondo Wheeler [1997.b] allorquando la depressione raggiunge i valori per i quali potrebbe verificarsi la cavitazione l'acqua riempie solo pori di dimensioni così ridotte da non poter accogliere le imperfezioni cui le varie teorie riconducono i nuclei di cavitazione. Egli conclude quindi che la massima depressione cui può essere sottoposta l'acqua in un terreno a grana fine è paragonabile con i valori teorici della resistenza a trazione dell'acqua.

### B.3 L'aria.

L'aria si comporta come una miscela di vari gas (si veda la Tabella B.8.1-2) e di vapore acqueo. In particolare in presenza di quest'ultimo si parla di *aria umida* mentre in sua assenza di *aria secca*.

	<b>Volume [%]</b>	<b>Densità [kg/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Massa molecolare [kg/kmole]</b>
Azoto (N <sub>2</sub> )	78.08	1.25055	28.016
Ossigeno (O <sub>2</sub> )	20.95	1.42904	32.000
Argo (Ar)	0.934	1.7837	39.944
Anidride carbonica (CO <sub>2</sub> )	0.031	1.9769	44.010
Neon (Ne)	1.82×10 <sup>-3</sup>	0.90035	20.183
Elio (He)	5.24×10 <sup>-4</sup>	0.17847	4.003
Krypton (Kr)	1.14×10 <sup>-4</sup>	3.708	83.800
Idrogeno (H <sub>2</sub> )	≈5.0×10 <sup>-5</sup>	0.08988	2.016
Xeno (Xe)	8.70×10 <sup>-6</sup>	5.851	131.300
Ozono (O <sub>3</sub> )	1.0×10 <sup>-6</sup> ÷1.0×10 <sup>-5</sup>	2.144	48.000
Aria	100.00	1.2929	28.966

Tabella B.8.1-2 Composizione dell'aria secca in condizioni standard (pressione 101.3 kPa, temperatura 0°C)

L'aria, secca o umida che sia, negli intervalli di pressione e temperatura tipici delle applicazioni geotecniche si comporta come un gas perfetto e pertanto per essa si può scrivere:

$$PV = nRT \quad (1)$$

dove:

$P$  [kN/m<sup>2</sup>] è la pressione dell'aria;

$V$  [m<sup>3</sup>] è il volume dell'aria;

$n = m_a/M_a$  ( $m_a$  massa dell'aria [kg],  $M_a$  massa molecolare dell'aria [kg/kmoli]) numero di kmoli d'aria;

$T$  è la temperatura dell'aria in gradi Kelvin (K);

$R$  costante universale dei gas (8,31432 J/(mole K)).

Ne consegue che la densità  $\rho_a$  dell'aria varia con la pressione e la temperatura secondo la relazione:



$$\rho_a = \frac{M_a}{RT} P \quad (2)$$

Come detto potendo variare la concentrazione di vapore d'acqua, per conoscere lo stato dell'aria umida, che viene considerata come una miscela binaria, è necessario specificare un ulteriore parametro oltre la pressione e la temperatura. Il parametro comunemente adottato è l'*umidità relativa RH*<sup>3</sup> definita come il rapporto espresso in unità per cento tra la pressione parziale del vapore acqueo presente nell'aria e la tensione di vapore dell'acqua corrispondente alla temperatura del sistema.

---

<sup>3</sup> In verità, eccezion fatta per l'espressione in percentuale, in tal modo si definisce il grado igrometrico  $\varphi_w$  mentre l'umidità relativa viene definita come rapporto tra il peso specifico del vapore e il peso specifico del vapore saturo alla stessa temperatura. Tuttavia nell'ipotesi di comportamento ideale del vapore risulta  $\varphi_w \times 100 = RH$ .

## B.4 La miscela acqua/aria.

L'aria e l'acqua interagiscono tra loro dando luogo a due possibili miscele omogenee. La prima allo stato liquido è il risultato della dissoluzione dell'aria nell'acqua, la seconda invece è la mescolanza del vapore acqueo con gli altri gas componenti l'aria e come detto in precedenza viene detta aria umida.

La solubilità di un gas  $A$  in un liquido  $B$  è espressa dalla *legge di Henry*<sup>4</sup>:

$$P_A = HX_A \quad (3)$$

che lega la pressione parziale  $P_A$  del gas alla frazione molare  $X_A$  del gas in soluzione (= numero moli di  $A$  in soluzione / numero totale moli nel liquido) tramite il *coefficiente di solubilità*  $H$ . Tale coefficiente, che ha le dimensioni di una pressione<sup>5</sup>, dipende sia dal solvente  $B$  che dal soluto  $A$  e varia in ragione inversa della temperatura mentre è indipendente dalla pressione.

Un semplice modello di ciò che accade a livello microscopico quando l'aria entra in soluzione nell'acqua è proposto da Rodebush e Busswell [1958]. Le molecole dell'acqua allo stato liquido si dispongono a formare una struttura reticolare (*lattice structure*) nella quale le aperture, dette nel loro complesso "gabbia" ("*cage*") possono essere occupate da altre sostanze allo stato gassoso (si veda la Figura B-7) L'aria disciolta va a riempire i vuoti che costituiscono circa il 2% del volume totale. Nell'ipotesi di comportamento ideale dell'aria, e quindi di validità sia della (1) che della (3), è facile dimostrare che il volume  $V_d$  di aria disciolta nell'acqua è per l'appunto una percentuale del volume  $V_w$  di quest'ultima che varia con la temperatura ma che è indipendente dalla pressione del gas. Se si indica con  $P_d$  la pressione dell'aria disciolta, che in condizioni di equilibrio coincide con la pressione dell'aria libera, si ha:

$$\left. \begin{array}{l} P_d = HX_d = H \frac{n_d}{n_w} \\ V_d = n_d \frac{RT}{P_d} \end{array} \right\} \rightarrow V_d = n_w \frac{RT}{H} \quad (4)$$

dove con  $n_d$  si è indicato il numero di moli d'aria disciolte e con  $n_w$  il numero di moli d'acqua. È quindi possibile introdurre un *coefficiente di solubilità volumetrica*  $h$  che rappresenta il massimo volume di gas disciolto per unità di volume di liquido. I valori di tale parametro variano tra 0,03 e

<sup>4</sup> Tale relazione, ricavata da W. Henry (1803) per il caso di un gas ed estesa da H. Dalton (1805) al caso di una miscela, è valida nell'ipotesi di comportamento ideale dei gas coinvolti.

<sup>5</sup> Talvolta con  $H$  viene indicato il rapporto tra la massa del gas disciolto e quella del liquido in corrispondenza della pressione atmosferica e cioè un parametro adimensionale.

0,015 al variare della temperatura tra 0 e 30° C (si veda la Tabella B.8.1-3).

Temperatura [°C]	$h$
0	0.02918
4	0.02632
10	0.02284
15	0.02055
20	0.01868
25	0.01708
30	0.01564

Tabella B.8.1-3 Coefficiente di solubilità volumetrica dell'aria in acqua (pressione 101.3 kPa)  
[Fredlund e Rahardjo, 1993]

Le considerazioni sin qui svolte sono valide nell'ipotesi di equilibrio tra l'aria disciolta e l'aria libera. Ciò significa che si è fatto riferimento ad una situazione in cui non vi è un moto macroscopico di gas attraverso l'acqua. Il moto di un gas in un liquido prende il nome di *diffusione materiale* ed è regolato dalla *prima legge di Fick* che nel caso di un moto monodimensionale in direzione  $y$  assume la forma:

$$\frac{\partial m_a}{\partial t} = -D \frac{\partial C_a}{\partial y} \quad (5)$$

dove:

$\partial m_a / \partial t$  [kg·s<sup>-1</sup>·m<sup>-2</sup>] è la massa d'aria che attraversa nell'unità di tempo l'unità di superficie perpendicolare alla direzione di trasporto;

$D$  [m<sup>2</sup>·s] *coefficiente di diffusione*;

$\partial C_a / \partial y$  [kg·m<sup>-3</sup>·m<sup>-1</sup>] *gradiente della concentrazione  $C_a$  dell'aria nella direzione  $y$ .*

A cavallo dell'interfase tra l'aria e l'acqua la differenza di concentrazione è pari alla differenza di densità tra l'aria libera e l'aria disciolta<sup>6</sup>. In condizioni isoterme la densità dell'aria è funzione della pressione (si veda la (2)). È dunque il gradiente di tale grandezza a regolare il fenomeno della diffusione. In particolare un incremento di pressione dell'aria libera non trasmettendosi istantaneamente all'aria disciolta provoca un moto del gas

<sup>6</sup> La diffusione materiale è grandemente influenzata dalla natura del mezzo in cui avviene il trasporto; nei gas le molecole rappresentano la fase discontinua inserita in una fase continua data dallo spazio vuoto in cui esse possono muoversi liberamente; questo modello non è applicabile allo stato liquido, in cui invece le molecole costituiscono la fase continua in cui risultano presenti spazi vuoti (fase discontinua) di dimensioni dell'ordine del diametro molecolare. La diffusione nei liquidi può avvenire soltanto se una molecola migra in uno spazio vuoto adiacente, rendendo così disponibile un nuovo spazio libero in corrispondenza della regione occupata originariamente dalla molecola.

che si arresta solo quando è raggiunta una nuova condizione di equilibrio. Il tempo necessario al raggiungimento di tale condizione è evidentemente legato al coefficiente di diffusione.

Barden e Sides [1967] hanno misurato i valori del coefficiente  $D$  per la miscela di gas costituenti l'aria sia per processi di diffusione attraverso l'acqua libera che attraverso provini di argilla compattati e vari tipi di pietre porose. I risultati ottenuti, riportati nella Tabella 4, indicano che i coefficienti di diffusione dell'aria attraverso l'acqua presente nei terreni sono notevolmente più piccoli del coefficiente di diffusione dell'aria attraverso l'acqua libera.

<b>Materiale</b>	<b>w [%]</b>	<b>D [m<sup>2</sup>/s]</b>
Acqua libera	-	$2.2 \times 10^{-9}$
Gomma naturale	-	$1.1 \times 10^{-10}$
Caolino consolidato a 414 kPa (in direzione parallela al flusso)	49	$4.5 \times 10^{-10}$
Caolino consolidato a 414 kPa (in direzione normale al flusso)	49	$3.2 \times 10^{-10}$
Caolino consolidato a 483 kPa	47	$3.0 \times 10^{-10}$
Caolino consolidato a 34.5 kPa	75	$6.2 \times 10^{-10}$
<i>Derwent clay</i> (illite) consolidata a 34.5 kPa	53	$4.7 \times 10^{-10}$
<i>Jackson clay</i> addizionata con 4% di bentonite e consolidata a 34.5 kPa	39	$< 1.0 \times 10^{-11}$
<i>Westwater clay</i> costipata	16	$1.0 \times 10^{-11}$
Ceramica saturata	49	$1.6 \times 10^{-10}$
Pietra porosa a grana grossa saturata	21	$2.5 \times 10^{-5}$

Tabella B.8.1-4 Coefficiente di diffusione dell'aria attraverso vari materiali  
[Barden e Sides, 1967]

La *compressibilità isoterma* può essere definita come il rapporto tra la variazione di volume  $dV$  conseguente ad una variazione di pressione  $dP$  a temperatura costante di una massa di sostanza fissata ed il suo volume  $V$ :

$$C = -\frac{1}{V} \frac{dV}{dP} \quad (6)$$

in alternativa ci si può riferire ad un volume iniziale  $V_0$  ottenendo:

$$C_0 = -\frac{1}{V_0} \frac{dV}{dP} \quad (7)$$

Nel caso di una assegnata massa d'aria, indicata con  $P_a$  la sua pressione, la (6) diviene, nell'ipotesi di comportamento ideale:

$$C_a = \frac{1}{P_a} \quad (8)$$

e la (7):

$$C_{a0} = \frac{P_{a0}}{P_a^2} \quad (9)$$

dove con  $P_{a0}$  si è indicata la pressione iniziale.

Nel caso di una massa d'acqua, invece, la compressibilità  $C_w$ , come in generale per tutti i liquidi, può essere ritenuta indipendente dalla pressione, mentre essa varia apprezzabilmente con la temperatura [Citrini e Nosedà, 1987]. L'aria disciolta nell'acqua ha poi un effetto trascurabile sulla compressibilità [Dorsey, 1940]. In Figura B-8 è riportato l'andamento di  $C_w$  con la temperatura a varie pressioni nell'ipotesi di acqua completamente satura di aria disciolta.

Notevolmente più complesso appare il caso di una miscela di aria ed acqua e ciò in ragione delle seguenti considerazioni:

1. il sistema in esame è una miscela bifase;
2. ciascuna fase è caratterizzata da una propria pressione e queste, in relazione alla configurazione geometrica dell'interfase acqua/aria, possono essere diverse tra loro;
3. la composizione della miscela intesa come rapporto tra le masse delle due fasi non è costante (la massa della fase gassosa può ridursi sia in seguito all'entrata in soluzione di parte dei gas che costituiscono l'aria secca che in seguito ad una riduzione della tensione di vapore dell'acqua);

Le pressioni agenti nelle due fasi non sono evidentemente tra loro indipendenti dovendo sussistere in ogni caso le condizioni di equilibrio. Ciò comporta che la compressibilità  $C_m$  della miscela può essere definita sia rispetto una variazione della pressione dell'aria  $P_a$ , che della pressione dell'acqua  $P_w$ :

$$\begin{aligned} (C_m)_a &= -\frac{1}{V} \frac{dV}{dP_a} \\ (C_m)_w &= -\frac{1}{V} \frac{dV}{dP_w} \end{aligned} \quad (10)$$

Alonso e Lloret [1982] si riferiscono ad una miscela di aria ed acqua di volume iniziale  $V_{v0}$  la cui composizione è descritta dal grado di saturazione

$S_r$  che rappresenta il rapporto tra il volume della fase liquida ed il volume totale della miscela. Indicati con  $V_v$  il volume totale della miscela, con  $V_w$  il volume dell'acqua, con  $V_a$  la somma del volume dell'aria libera e di quella disciolta, e con  $V_d$  il volume dell'aria disciolta si ha:

$$\begin{aligned}
 V_v &= V_w + V_a - V_d \\
 V_w &= S_{r0} [1 - C_w (P_w - P_{w0})] \cdot V_{v0} \\
 V_a &= (1 - S_{r0} + S_{r0}h) \frac{P_{a0}}{P_a^2} \cdot V_{v0} \\
 V_d &= hS_{r0} [1 - C_w (P_w - P_{w0})] \cdot V_{v0}
 \end{aligned} \tag{11}$$

Le compressibilità valgono allora:

$$\begin{aligned}
 (C_{m0})_a &= -\frac{1}{V_0} \frac{dV}{dP_a} = (1-h)S_{r0}C_{w0} \frac{dP_w}{dP_a} + \frac{P_{a0}}{P_a^2} (1 - S_{r0} + hS_{r0}) \\
 (C_{m0})_w &= -\frac{1}{V_0} \frac{dV}{dP_w} = (1-h)S_{r0}C_{w0} + \frac{P_{a0}}{P_a^2} (1 - S_{r0} + hS_{r0}) \frac{dP_a}{dP_w}
 \end{aligned} \tag{12}$$

In tali relazioni compaiono le due derivate  $dP_d/dP_w$  e  $dP_w/dP_a$  che sono evidentemente legate alla particolare configurazione geometrica delle fasi. Fredlund [1976] assume per una miscela di aria ed acqua che non interagisca con un mezzo poroso:

$$\frac{dP_a}{dP_w} = 1 = \frac{dP_w}{dP_a} \tag{13}$$

Sostituendo la (13) nelle (12) si ottiene:

$$(C_{m0})_a = (C_{m0})_w = (1-h)S_{r0}C_{w0} + \frac{P_{a0}}{P_a^2} (1 - S_{r0} + hS_{r0}) \tag{14}$$

## B.5 Stato e trasformazioni di un sistema termodinamico.

Per descrivere lo stato di un sistema termodinamico è necessario assegnare i valori di un certo numero di variabili o proprietà. A tal proposito vale il *postulato di stato* :

*“Il numero di proprietà intensive interne indipendenti (ovvero estensive più la massa)<sup>7</sup> sufficienti a descrivere lo stato di un sistema è pari al numero dei modi di scambio quasistatico di lavoro più uno”.*

Dunque per un sistema termodinamico costituito da  $N$  specie chimiche e soggetto ad un campo di forze esterne  $f_j$  ( $j = 1..L$ ), l'energia interna  $U$ , la cui esistenza è postulata dal *primo principio della termodinamica*<sup>8</sup>, può essere espressa nel modo seguente :

$$U = U(P, T, \underline{n}, \underline{x}) \quad (15)$$

dove :

$P$  è la pressione assoluta ;

$T$  è la temperatura assoluta ;

$\underline{n} = (n_1, \dots, n_N)$  indica la composizione molare del sistema ( $n_i = m_i / M_i$  con  $m_i$  ed  $M_i$  rispettivamente massa e massa molecolare della componente  $i$ -esima) ;

$\underline{x} = (x_1, \dots, x_L)$  è il vettore degli spostamenti coniugati delle forze  $f_j$ .

Per una trasformazione quasistatica di questo sistema il primo principio della termodinamica è espresso pertanto dalla relazione :

$$dU = \delta Q - \delta L = \delta Q - PdV + \sum_j f_j dx_j + \sum_i \frac{\partial U}{\partial n_i} dn_i \quad (16)$$

dove  $L$  e  $Q$  sono rispettivamente il lavoro compiuto dal sistema sull'ambiente esterno ed il calore scambiato con quest'ultimo (per  $Q$  vale il segno + se il sistema assorbe calore il segno - nel caso contrario). D'altra parte il *secondo principio della termodinamica*<sup>9</sup> impone che risulti :

<sup>7</sup> Si ricorda che una variabile termodinamica è detta *estensiva* (o additiva) qualora dipenda dalla quantità di materia che costituisce il sistema, in caso contrario è invece detta *intensiva*.

<sup>8</sup> Un enunciato del primo principio della termodinamica è il seguente : “In un sistema esiste una funzione potenziale detta *energia* del sistema la cui variazione, all'atto del passaggio del sistema da uno stato iniziale ad uno finale, eguaglia il bilancio delle energie in transito tra sistema ed ambiente”.

<sup>9</sup> Ogni sistema termodinamico ammette una proprietà di stato estensiva detta *entropia* per la quale si ha:

al termine di qualsiasi trasformazione il sistema si porta nello stato di equilibrio termodinamico compatibile con i vincoli per il quale l'entropia è massima;

considerato un sistema isolato per effetto di una qualsiasi trasformazione (dovuta alla soppressione di uno o più vincoli interni) la sua entropia non può diminuire (può restare invariata solo dopo un ciclo reversibile).

---

$$dS \geq \frac{\delta Q}{T} \xrightarrow{\text{trasf. reversibile}} \delta Q = TdS \quad (17)$$

dove con  $S$  si è indicata l'entropia. In definitiva sostituendo la (17) nella (16) si ottiene l'equazione di Gibbs che compendia i due principi per una trasformazione quasistatica reversibile :

---

$$dU = TdS - PdV + \sum_j f_j dx_j + \sum_i \frac{\partial U}{\partial n_i} dn_i \quad (18)$$

---

Un sistema termodinamico isolato (e dunque ad energia costante) evolve verso le configurazioni ad entropia crescente. Per un sistema isolato la configurazione di massima entropia rappresenta una configurazione stabile.



## B.6 L'energia libera di Gibbs

Come noto esistono varie funzioni termodinamiche che permettono di descrivere lo stato di un sistema e la sua evoluzione. Tra di esse in particolare si farà riferimento all'*energia libera di Gibbs* (o *entalpia libera*)  $G$  definita nel modo seguente :

$$G = U + PV - TS = H - TS \quad (19)$$

dove  $H = U + PV$  è detta *entalpia*.

La funzione  $G$  gode della seguente importante proprietà :

$\mathcal{G}$ : “Per un sistema termodinamico a contatto termico con un ambiente a temperatura  $T$ , che si trasformi a pressione costante, l'energia libera di Gibbs  $G$  non può aumentare. Gli stati in cui  $G$  è minima rappresentano pertanto stati di equilibrio stabile”

Per  $G$  valgono poi le relazioni :

$$\left. \begin{aligned} G = U + PV - TS \rightarrow dG = dU + PdV + VdP - TdS - SdT \\ \text{Equazione di Gibbs} \end{aligned} \right\} \rightarrow \quad (20)$$

$$\rightarrow dG = VdP - SdT + \sum_j f_j dx_j + \sum_i \frac{\partial U}{\partial n_i} dn_i$$

D'altra parte per il postulato di stato risulta :

$$G = G(P, T, \underline{n}, \underline{x}) \rightarrow dG = \left( \frac{\partial G}{\partial P} \right)_{T, \underline{n}, \underline{x}} dP + \left( \frac{\partial G}{\partial T} \right)_{P, \underline{n}, \underline{x}} dT + \sum_i \left( \frac{\partial G}{\partial n_i} \right)_{P, T, \underline{x}} dn_i + \sum_j \left( \frac{\partial G}{\partial x_j} \right)_{P, T, \underline{n}} dx_j \quad (21)$$

Dal confronto tra la (20) e la (21) si ottiene :

$$\left\{ \begin{aligned} \left( \frac{\partial G}{\partial P} \right)_{T, \underline{n}, \underline{x}} &= V \\ \left( \frac{\partial G}{\partial T} \right)_{P, \underline{n}, \underline{x}} &= -S \\ \left( \frac{\partial G}{\partial n_i} \right)_{P, T, \underline{x}} &= \left( \frac{\partial U}{\partial n_i} \right)_{P, T, \underline{x}} \quad i = 1 \dots N \\ \left( \frac{\partial G}{\partial x_j} \right)_{P, T, \underline{n}} &= f_j \quad j = 1 \dots L \end{aligned} \right. \quad (22)$$

## B.7 L'energia libera di Helmholtz

Un'altra funzione termodinamica cui si farà riferimento nel seguito è *energia libera di Helmholtz*  $F$  definita nel modo seguente :

$$F = U - TS \quad (23)$$

La funzione  $F$  gode della seguente importante proprietà :

*ℱ: “Per un sistema termodinamico a contatto termico con un ambiente a temperatura  $T$ , che si trasformi a volume costante, l'energia libera di Helmholtz  $F$  non può aumentare. Gli stati in cui  $F$  è minima rappresentano pertanto stati di equilibrio stabile”*

Per  $F$  valgono poi le relazioni :

$$\left. \begin{aligned} F = U - TS \rightarrow dF = dU - TdS - SdT \\ \text{Equazione di Gibbs} \end{aligned} \right\} \rightarrow \quad (24)$$

$$\rightarrow dF = -PdV - SdT + \sum_j f_j dx_j + \sum_i \frac{\partial U}{\partial n_i} dn_i$$

D'altra parte per il postulato di stato risulta :

$$F = F(V, T, \underline{n}, \underline{x}) \rightarrow dF = \left( \frac{\partial F}{\partial V} \right)_{T, \underline{n}, \underline{x}} dV + \left( \frac{\partial F}{\partial T} \right)_{V, \underline{n}, \underline{x}} dT + \sum_i \left( \frac{\partial F}{\partial n_i} \right)_{V, T, \underline{x}} dn_i + \sum_i \left( \frac{\partial F}{\partial x_j} \right)_{V, T, \underline{n}} dx_j \quad (25)$$

Dal confronto tra la (24) e la (25) si ottiene :

$$\left\{ \begin{aligned} \left( \frac{\partial F}{\partial V} \right)_{T, \underline{n}, \underline{x}} &= -P \\ \left( \frac{\partial F}{\partial T} \right)_{V, \underline{n}, \underline{x}} &= -S \\ \left( \frac{\partial F}{\partial n_i} \right)_{V, T, \underline{x}} &= \left( \frac{\partial U}{\partial n_i} \right)_{V, T, \underline{x}} \quad i = 1 \dots N \\ \left( \frac{\partial F}{\partial x_j} \right)_{V, T, \underline{n}} &= f_j \quad j = 1 \dots L \end{aligned} \right. \quad (26)$$

## B.8 Il potenziale chimico

L'energia libera è una grandezza *estensiva*; conviene allora riferirla all'unità di massa per ottenere una grandezza *intensiva*. A tal fine si può introdurre il *potenziale chimico*  $\mu$  definito per la componente  $k$ -esima del sistema dalla relazione:

$$\mu_k = \left( \frac{\partial G}{\partial n_k} \right)_{P,T,z} \quad (27)$$

La (20) permette di scrivere :

$$d\mu_k = d \left( \frac{\partial G}{\partial n_k} \right) = \frac{\partial}{\partial n_k} (dG) = \frac{\partial V}{\partial n_k} dP - \frac{\partial S}{\partial n_k} dT + \sum_i \frac{\partial \mu_i}{\partial n_k} dn_i + \sum_j \frac{\partial f_j}{\partial n_k} dx_j \quad (28)$$

d'altra parte :

$$\begin{aligned} \frac{\partial V}{\partial n_k} &= v_{nk} \text{ volume molare della specie } k \text{ - esima} \\ \frac{\partial S}{\partial n_k} &= s_k \text{ entropia molare della specie } k \text{ - esima} \end{aligned} \quad (29)$$

se poi si suppone che le forze esterne si riducano al solo campo gravitazionale e si assume un sistema di riferimento con l'asse  $z$  verticale si ha anche :

$$\left. \begin{aligned} f_j [j=1, \dots, L] &\rightarrow f_g = gm \\ dx_j [j=1, \dots, L] &\rightarrow dz \\ m = \sum_j m_j &\rightarrow \frac{\partial m}{\partial n_k} = M_k \end{aligned} \right\} \rightarrow \sum_j \frac{\partial f_j}{\partial n_k} dx_j = g \frac{\partial m}{\partial n_k} dz = g M_k dz \quad (30)$$

Se inoltre si assume costante la massa della specie  $k$ -esima è utile riferire al numero di moli di quest'ultima il numero di moli di ciascun componente :

$$\begin{aligned} \left. \begin{aligned} n_i &= n_k c_i \\ n_k &= \text{cost} \end{aligned} \right\} \rightarrow \left[ \frac{dn_i}{\partial c_i} = n_k \frac{\partial c_i}{\partial c_i} = \frac{\partial n_i}{\partial c_i} = \frac{\partial}{\partial c_i} (\dots) n_k \right] \rightarrow \\ \rightarrow \sum_i \frac{\partial \mu_i}{\partial n_k} dn_k &= \sum_i \frac{\partial}{\partial n_k} \left( \frac{\partial G}{\partial n_i} \right) dn_k = \sum_i \frac{\partial}{\partial c_i} \left( \frac{\partial G}{\partial n_k} \right) dn_k = \\ &= \sum_i \frac{\partial \mu_k}{\partial c_i} dn_k = \sum_i \frac{\partial \mu_k}{\partial c_i} dc_i \end{aligned} \quad (31)$$

In definitiva sostituendo le (29) la (30) e la (31) nella (28) si ottiene :

$$d\mu_k = v_{nk} dP - s_k dT + \sum_i \frac{\partial \mu_k}{\partial c_i} dc_i + g M_k dz \quad (32)$$

### B.8.1 Il potenziale chimico e la transizione di fase liquido vapore

Il potenziale chimico permette di definire in modo semplice e sintetico le condizioni di equilibrio durante una transizione di fase. In particolare per il passaggio dallo stato liquido allo stato di vapore si ha quanto segue :

$$\text{transizione di fase} \rightarrow \begin{cases} T = \text{cost} \\ P = \text{cost} \end{cases}$$

$$\text{massa totale : } n_l + n_v = n = \text{cost}$$

$$\text{frazione ponderale in fase di vapore : } \frac{n_v}{n} = f$$

$$\begin{cases} n_v = nf \\ n_l = n(1-f) \end{cases}$$

$$n_l = n(1-f)$$

$$G = n_l \mu_l + n_v \mu_v = n(1-f)\mu_l + nf\mu_v$$

$$\text{(equilibrio termodinamico)} \xrightarrow{\text{prop. } \mathcal{G}} \left( \frac{\partial G}{\partial \mathcal{F}} = 0 \right)$$

e quindi la condizione di equilibrio termodinamico impone che risulti :

$$\mu_l = \mu_v$$

(33)

### B.8.2 Il potenziale chimico di una soluzione acquosa

La (32) permette di scrivere il differenziale del potenziale chimico dell'acqua sia allo stato liquido (in presenza di sali disciolti) :

$$d\mu_w = v_{nw} dP_w - s_w dT + \sum_i \frac{\partial \mu_w}{\partial c_i} dc_i + gM_w dz \quad (34)$$

che allo stato di vapore :

$$d\mu_v = v_{nv} dP_v - s_v dT + gM_w dz \quad (35)$$

Il potenziale chimico di quest'ultimo nell'ipotesi di comportamento ideale ( $PV=nRT$ ) diviene :

$$d\mu_v = RT \frac{dP_v}{P_v} - s_v dT + gM_w dz \quad (36)$$

La (34) e la (36) unitamente alla condizione di equilibrio espressa dalla (33) permettono di esprimere in forma esplicita la variazione dell'energia libera dell'acqua conseguente ad una variazione del numero di moli  $dn_p (=n_w dc_p)$  del sale  $p$ -esimo presenti in soluzione. Si ha infatti riferendosi per semplicità al caso che il sale in questione sia l'unico presente nella soluzione :

$$\left. \begin{array}{l} \text{trasformazione : } dz = 0 \\ dT = 0 \\ dP_w = 0 \\ dc_p \neq 0, c_i = 0 \forall i \neq p \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} d\mu_w = \frac{\partial \mu_w}{\partial c_p} dc_p \\ d\mu_v = RT \frac{dP_v}{P_v} \end{array} \right. \quad (37)$$

e per l'equilibrio tra le due fasi :

$$\mu_w = \mu_v \xrightarrow{\text{trasf. quasistatica}} \frac{\partial \mu_w}{\partial c_p} dc_p = d\mu_w = d\mu_v = RT \frac{dP_v}{P_v} \quad (38)$$

D'altra parte vale la *legge di Raoult* che lega la tensione di vapore del solvente  $P_v$  (l'acqua) in presenza del soluto (il sale) a quello del solvente puro  $P_{v0}$  (l'acqua pura) :

$$P_v = X_w P_{v0} \quad (39)$$

dove :

$X_w = n_w / (n_w + n_p) = 1 / (1 + c_p)$  è la frazione molare di acqua allo stato liquido ;

$P_{v0} = P_{v0}(T)$  è la tensione di vapore dell'acqua pura che come noto è funzione univoca della temperatura assoluta ed è quindi costante durante la trasformazione in esame ( $dT=0$ ) ;

dalla (39) consegue pertanto :

$$\frac{dP_v}{P_v} = \frac{dX_w}{X_w} = -\frac{dc_p}{1+c_p} \quad (40)$$

Nel caso che la soluzione sia diluita è utile riferirsi alla concentrazione del sale  $C_p$  espressa in numero di moli per unità di volume di soluzione. Si ha allora :

$$C_p = \frac{n_p}{V_l} = \frac{n_w c_p}{V_l} \cong \frac{c_p}{v_{nw}} \leftrightarrow c_p \cong v_{nw} C_p \xrightarrow{\text{hp.: acqua incompressibile}} dc_p \cong v_{nw} dC_p$$

$$\frac{v_{nw}}{1+v_{nw}C_p} \cong v_{nw}$$

e quindi dalla (40) si ottiene :

$$\frac{dP_v}{P_v} \cong -v_{nw} dC_p \quad (41)$$

In definitiva sostituendo (41) nella (38) risulta :

$$\frac{\partial \mu_w}{\partial c_p} dc_p = d\mu_w = \frac{\partial \mu_w}{\partial C_p} dC_p = -RTv_{nw} dC_p \quad (42)$$

Tutto ciò consente di riscrivere la (34) nella forma :

$$d\mu_w = v_{nw} dP_w - s_w dT - RTv_{nw} \sum_i dC_i + gM_w dz \quad (43)$$

che esprime il differenziale del potenziale chimico dell'acqua nel caso di una soluzione diluita (nelle ipotesi semplificative di acqua incompressibile e di comportamento ideale del vapore acqueo).

### B.8.3 Il potenziale chimico dell'acqua di porosità.

La fase liquida presente in un terreno è costituita, salvo casi particolari, proprio da una soluzione acquosa diluita, la (43) permette quindi di calcolarne il potenziale. Giacché la relazione di cui si dispone è in termini differenziali, quest'ultimo può essere valutato solo relativamente ad un opportuno potenziale di riferimento. Se in particolare si assume a tale scopo il potenziale  $\mu_{w0}$ , che compete all'acqua pura nelle seguenti condizioni:

- il recipiente nel quale si trova è sufficientemente ampio da garantire che:
  - l'interfase liquido/gas sia piana sicché la sua pressione  $P_{w0}$  coincide con quella dell'atmosfera  $P_{a0}$  (a tal proposito si veda più avanti il paragrafo B.9.1.1);
  - il volume di liquido interessato dai fenomeni di interazione superficiale con le pareti del recipiente sia trascurabile rispetto al volume complessivo;
- la pressione dell'atmosfera  $P_{a0}$  all'esterno di essa coincide con la pressione dell'aria  $P_a$  nei pori del terreno ;
- la sua temperatura  $T_0$  è la stessa di quella  $T$  alla quale si trova l'acqua di porosità;
- la sua quota  $z_0$  coincide con quella  $z$  dell'acqua nel terreno ;

si ha, integrando la (43):

$$\Delta\mu_w = \mu_w - \mu_{w0} = -v_{nw}(P_{w0} - P_w) - RTv_{nw} \sum_i C_i \quad (44)$$

La differenza  $\Delta\mu_w$  tra il potenziale chimico dell'acqua di porosità e quello dell'acqua pura nello stato di riferimento è dovuta sia alle forze di interazione tra lo scheletro solido e la fase liquida che alla presenza dei sali disciolti. La condizione di equilibrio termodinamico tra una sostanza allo stato liquido ed il suo vapore espressa dalla (33) permette di introdurre una misura indiretta di tale differenza. Se infatti si integra l'espressione (36) del differenziale del potenziale chimico di un vapore dal comportamento ideale si ottiene:

$$\Delta\mu_w = \Delta\mu_v = RT \ln \frac{P_v}{P_{v0}} \quad (45)$$

dove:

$P_v$  è la pressione parziale del vapore in equilibrio con l'acqua di porosità;

$P_{v0}(T)$  è la tensione di vapore saturo dell'acqua pura corrispondente alla temperatura  $T$  alla quale si trova l'acqua di porosità;

$P_v/P_{v0}$  è l'umidità relativa nei pori del terreno.

È dunque possibile determinare la differenza  $(\Delta\mu_w)$  tramite la misura dell'umidità relativa nella fase gassosa presente nei pori. L'attendibilità di una siffatta determinazione è legata alla continuità della fase aeriforme giacché in presenza di bolle d'aria occluse la tensione di vapore in ciascuna di esse varia in ragione del diverso salto di pressione imposto dal raggio di curvatura di ognuna (si veda il paragrafo sulla conformazione delle interfas).

È importante osservare come sia possibile distinguere l'aliquota  $(\Delta\mu_w)_m$  dovuta alle azioni di interazione tra acqua e scheletro solido da quella  $(\Delta\mu_w)_s$  dovuta alla presenza di sali. Se infatti si misura la pressione del vapore acqueo  $P_v^*$  in equilibrio con una soluzione di composizione identica a quella dell'acqua di porosità ma contenuta in un recipiente in cui siano trascurabili i fenomeni di interazione solido liquido si ottiene:

$$\begin{aligned} -v_{nw}(P_{w0} - P_w) &= (\Delta\mu_w)_m = (\Delta\mu_v)_m = RT \ln \frac{P_v}{P_v^*} \\ -RTv_{nw} \sum_k C_k &= (\Delta\mu_w)_s = (\Delta\mu_v)_s = RT \ln \frac{P_v}{P_{v0}} \end{aligned} \quad (46)$$

Oltre che alla singola mole lo stato energetico dell'acqua di porosità può essere riferito (con  $\rho_w = M_w/v_{nw}$  densità dell'acqua) :

- all'unità di massa [ $L^2T^{-2}$  e.g. Joule/Kg] :

$$-\frac{(P_{w0} - P_w)}{\rho_w} - \frac{RT}{\rho_w} \sum_k C_k = \frac{\Delta\mu_w}{M_w} = \frac{\Delta\mu_v}{M_w} = \frac{RT}{M_w} \ln \frac{P_v}{P_{v0}} \quad (47)$$

- all'unità di peso [ $L$  e.g. m] ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$  accelerazione di gravità) :

$$-\frac{1}{\rho_w g} (P_{w0} - P_w) - \frac{RT}{\rho_w g} \sum_k C_k = \frac{\Delta\mu_w}{M_w g} = \frac{\Delta\mu_v}{M_w g} = \frac{RT}{M_w g} \ln \frac{P_v}{P_{v0}} \quad (48)$$

- all'unità di volume [ $ML^{-2}T^{-2}$  e.g. Pa] :

$$-(P_{w0} - P_w) - RT \sum_k C_k = \Delta\mu_w \frac{\rho_w}{M_w} = \Delta\mu_v \frac{\rho_w}{M_w} = \frac{\rho_w}{M_w} RT \ln \frac{P_v}{P_{v0}} \quad (49)$$

### B.8.3.1 Il potenziale chimico corrispondente al contenuto d'acqua residuo

Nella pratica tecnica la determinazione in laboratorio del contenuto d'acqua di un terreno viene ottenuta tramite la misura del suo peso e del suo *peso secco*. Il peso secco è convenzionalmente definito come il peso di un provino di terreno seccato in stufa ad una temperatura di 110°C. In



tale condizione non tutta l'acqua presente nel terreno viene eliminata. Parte dell'acqua presente e precisamente quella legata al terreno dalle interazioni più forti non evapora. La differenza di potenziale chimico tra l'acqua che resta nel terreno e l'acqua libera a temperatura ambiente (20°C) rappresenta una misura dell'interazione esistente tra l'acqua e lo scheletro solido. Evidentemente questa differenza di potenziale è negativa ed è la minima (la massima in valore assoluto) cui nella pratica tecnica possa corrispondere un contenuto d'acqua non nullo.

La variazione del potenziale chimico dell'acqua presente nel terreno causata dalla variazione della temperatura dai 20°C di riferimento ai 110°C della stufa può essere determinata nel modo che segue. La variazione di potenziale dell'acqua è uguale a quella del vapore (si ricordi la (33) che a sua volta può essere calcolata come somma delle variazioni connesse alle seguenti trasformazioni<sup>10</sup>:

1. incremento isoterma (alla temperatura di 20°C) della pressione parziale del vapore dal suo valore iniziale a quello della tensione di vapore saturo;
2. variazione della temperatura del vapore saturo da 20°C a 110°C;
3. riduzione isoterma (alla temperatura di 110°C) della tensione di vapore da quella di vapore saturo al suo valore finale.

Si ha dunque:

$$\Delta\mu_w = \Delta\mu_v = \Delta\mu_{v1} + \Delta\mu_{v2} + \Delta\mu_{v3} \quad (50)$$

Dove con  $\Delta\mu_{vj}$  ( $j=1,2,3$ ) si è indicata la variazione di potenziale conseguente alla trasformazione  $j$ -esima.

Indicato con  $\varphi_{wi}$  il valore dell'umidità relativa corrispondente alle condizioni iniziali di equilibrio, si può scrivere vista la (36):

$$\Delta\mu_{v1} = RT \ln \left( \frac{1}{\varphi_{wi}} \right) \quad (51)$$

In modo analogo se si indica con  $\varphi_{wf}$  il valore finale dell'umidità relativa si ottiene:

$$\Delta\mu_{v3} = RT \ln(\varphi_{wf}) \quad (52)$$

Il calcolo di  $\Delta\mu_{v2}$  è invece più complesso. Dalla definizione di potenziale chimico (27) e dalla definizione di energia libera di Gibbs si ricava:

<sup>10</sup>Anche in questo caso si fa riferimento alla condizione teorica di trasformazioni reversibili.

$$d\mu_{vs} = M_w \cdot dg_{vs} = M_w \cdot (dh_{vs} - Tds_{vs} - s_{vs}dT) \quad (53)$$

Dove:

$\mu_{vs}$  è il potenziale chimico del vapore saturo;

$M_w$  (=18.016 kg/kmole) è la massa molecolare dell'acqua;

$g_{vs}$  è l'energia libera specifica (riferita all'unità di massa) del vapore saturo;

$h_{vs}$  è l'entalpia specifica del vapore saturo;

$s_{vs}$  è l'entropia specifica del vapore saturo;

$T$  è la temperatura assoluta.

La variazione del potenziale chimico del vapore saturo conseguente ad un incremento di temperatura da 20°C a 110°C può dunque ottenersi integrando la (53):

$$\Delta\mu_{vs2} = M_w \cdot \Delta g_{vs2} = M_w \cdot \left[ \Delta h_{vs2} - \int_{s_{vs20}}^{s_{vs110}} T ds_{vs} - \int_{20+273.16}^{110+273.16} s_{vs} dT \right] \quad (54)$$

Dove:

$\Delta h_{vs2}$  è la variazione di entalpia specifica del vapore saturo conseguente alla variazione di temperatura da 20°C a 110°C;

$s_{vs20}$  ed  $s_{vs110}$  sono rispettivamente l'entropia specifica del vapore saturo a 20°C e a 110°C;

20+273.16 e 110+273.16 sono rispettivamente la temperature iniziale e la temperatura finale espresse in gradi kelvin.

Se dunque si introducono nella (54) i valori delle proprietà termodinamiche del vapore saturo riportati in un qualsiasi manuale di fisica tecnica<sup>11</sup> si ottiene:

$$\Delta\mu_{vs2} = M_w \cdot [(2691.5 - 2538.1) + 475.713 - 708.417] = M_w \cdot (-79.304 \cdot \text{kJ/kg}) \quad (55)$$

Dalla sostituzione delle (51), (52) e (55) nella (50) si ottiene:

$$\Delta\mu_w = RT \cdot \ln\left(\frac{\varphi_{wf}}{\varphi_{wi}}\right) + M_w \cdot (-79.304 \cdot \text{kJ/kg}) \quad (56)$$

Resta da stabilire la relazione esistente tra  $\varphi_{wi}$  e  $\varphi_{wf}$ . Sono possibili a tal proposito due ipotesi:

1. durante l'essiccamento la quantità di vapore presente nella stufa non varia: ciò significa che l'acqua evaporata dal terreno è trascurabile

<sup>11</sup> In particolare si sono adottati i valori tabellati in Keenan, J., H., Keyes, F., G., et al., *Steam Tables*, John Wiley & Sons, 1969.

rispetto quella già presente nell'aria contenuta nella stufa, e che dalla stufa non può fuoriuscire vapore acqueo;

2. durante l'essiccamento la pressione parziale del vapore acqueo si mantiene costante.

Nella prima ipotesi assunto un comportamento ideale del vapore si ha:

$$\varphi_{wf} = \frac{T_f}{T_i} \cdot \varphi_{wi} \cdot \frac{P_{v0i}}{P_{v0f}} \quad (57)$$

Con:

$T_i = 20 + 273.16^\circ\text{K}$  e  $T_f = 110 + 273.16^\circ\text{K}$  rispettivamente temperatura assoluta iniziale e finale;

$P_{v0i} = 2.339 \text{ kPa}$  e  $P_{v0f} = 143.27 \text{ kPa}$  rispettivamente tensione di vapore saturo alla temperatura di  $20^\circ\text{C}$  ed alla temperatura di  $110^\circ\text{C}$ .

Nella seconda ipotesi invece risulta:

$$\varphi_{wf} = \varphi_{wi} \cdot \frac{P_{v0i}}{P_{v0f}} \quad (58)$$

In definitiva se si riferisce la variazione di potenziale all'unità di volume di acqua liquida e dunque la si esprime in kPa si ottengono i valori riportati nella Tabella B.8.3-1 in relazione all'umidità relativa iniziale ed all'ipotesi adottata sulla fase di essiccamento.

$\varphi_{wi}$ [%]	Ipotesi	$\varphi_{wf}$ [%]	$\Delta\mu_w \rho_w / M_w$ [kPa]
100	1	2.13	$-7.596 \times 10^5$
	2	1.63	$-8.069 \times 10^5$
50	1	1.07	$-8.822 \times 10^5$
	2	0.82	$-9.295 \times 10^5$
1	1	0.021	$-9.509 \times 10^5$
	2	0.016	$-9.982 \times 10^5$

Tabella B.8.3-1 Relazione tra umidità relativa iniziale e variazione di potenziale chimico conseguente all'essiccamento in stufa.

Da tale tabella si evince che il valore minimo possibile per  $\Delta\mu_w \rho_w / M_w$  nella pratica tecnica è circa  $10^6 \text{ kPa}$  [Andrei, 1967; Fredlund e Xing, 1994].

## B.9 Le interfasie

Lo studio del comportamento termodinamico delle interfasie viene condotto secondo uno schema concettuale dovuto a J. W. Gibbs (1875-78) sviluppato poi da altri autori. Secondo tale impostazione l'interfase  $\sigma$  che separa due fasi omogenee adiacenti  $\alpha$  e  $\beta$  è caratterizzata da un volume e da uno spessore finiti. Si può allora trattare  $\sigma$  come una fase massiva, tenendo però presente l'esistenza di un termine che riflette la presenza di un'energia interfacciale  $\gamma_{\alpha\beta}$ , con i pedici  $\alpha$  e  $\beta$  che si riferiscono alle due fasi a contatto. *L'energia interfacciale viene definita come:*

$$\gamma_{\alpha\beta} = \left( \frac{\partial F_{\sigma}}{\partial A} \right)_{T, V_{\sigma}, n_{\alpha i}} \quad (59)$$

dove:

$F_{\sigma}$  è la funzione energia libera di Helmholtz dell'interfase;

$A$  è l'area dell'interfase;

$T$  è la temperatura assoluta;

$V_{\sigma}$  è il volume dell'interfase;

$n_{\alpha i}$  è il numero di moli delle diverse componenti presenti.

In breve il prodotto  $\gamma_{\alpha\beta} dA$  esprime la variazione di energia libera associata alla formazione di un elemento di superficie  $dA$ , tenendo costanti la temperatura  $T$ , il volume  $V_{\sigma}$  ed il numero di moli  $n_{\alpha i}$ . La  $\gamma_{\alpha\beta}$ , che è definita come una energia per unità di superficie, evidentemente ha le dimensioni di una forza per unità di lunghezza e quindi viene misurata indifferentemente in  $J/m^2$  o in  $N/m$ .

L'energia interfacciale  $\gamma_{\alpha\beta}$  è suscettibile di una efficace rappresentazione meccanica. Si consideri sulla superficie di interfase tra due fluidi una maglia rettangolare  $a, b$ , con un lato che si sposti parallelamente a se stesso di  $\Delta b$  così da aumentare la superficie del liquido di  $a\Delta b$ ; perché ciò possa avvenire occorre fornire un'energia pari a  $\gamma_{\alpha\beta} a\Delta b$ . Il lavoro compiuto per aumentare la superficie può essere inteso come il prodotto di una forza  $R$ , diretta normalmente al lato mobile e agente nel piano tangente alla superficie, per lo spostamento  $\Delta b$ ; d'altra parte  $R = T_s a$ , indicando con  $T_s$  la forza riferita all'unità di lunghezza; ne consegue  $\gamma_{\alpha\beta} a\Delta b = R\Delta b = T_s a\Delta b \rightarrow \gamma_{\alpha\beta} = T_s$ . Quest'ultima è la *tensione interfacciale* che compete alla superficie in esame. L'energia libera interfacciale  $\gamma_{\alpha\beta}$  è dunque fisicamente equivalente ad una forza  $T_s$  riferita all'unità di lunghezza, che agisce tangenzialmente alla superficie di separazione fra due fasi ed è orientata in direzione normale ad ogni elemento lineare della superficie stessa. È tuttavia la grandezza  $\gamma_{\alpha\beta}$  che deve essere considerata come la grandezza fondamentale che regola i

fenomeni interfacciali e pertanto nel seguito si adopererà il simbolo  $\gamma_{\alpha\beta}$  per indicare indifferentemente sia la tensione che l'energia libera interfacciali.

---

---

---

### B.9.1 L'interfase aria/acqua

Nel caso che l'interfase  $\sigma$  separi la fase liquida  $l$  dal suo vapore saturo l'energia libera interfacciale viene a dipendere dal solo liquido, pertanto viene indicata con il simbolo  $\gamma_l$  ed è detta *energia libera superficiale* (*tensione superficiale*) del liquido<sup>12</sup>. La tensione interfacciale  $\gamma_{\alpha\beta}$  tra due liquidi  $\alpha$  e  $\beta$  è legata alle tensioni superficiali  $\gamma_\alpha$  e  $\gamma_\beta$  di questi dalla seguente relazione dovuta ad A. Dupré (1869):

$$W_{\alpha\beta} = \gamma_\alpha + \gamma_\beta - \gamma_{\alpha\beta} \quad (60)$$

dove con  $W_{\alpha\beta}$  si è indicato il *lavoro di adesione* tra i due liquidi<sup>13</sup>, cioè il lavoro necessario a separare una superficie unitaria dell'interfase tra  $\alpha$  e  $\beta$  nelle interfaci formate da ciascuno dei liquidi con il proprio vapore.

L'energia superficiale  $\gamma$  (definibile anche per la superficie di un solido) può essere scomposta nel modo seguente [Good e Van Oss, 1991]:

$$\gamma = \gamma^{LW} + \gamma^{AB} \quad (61)$$

dove:

$\gamma^{LW}$  è l'energia superficiale dovuta alle forze di Lifshitz-van der Waals, non dovuta cioè ad interazioni polari;

$\gamma^{AB} = 2 \cdot \sqrt{\gamma^+ \cdot \gamma^-}$  è l'energia superficiale dovuta alle interazioni acido base di Lewis con  $\gamma^+$  componente dell'acido,  $\gamma^-$  componente della base;

Per l'acqua pura a contatto con aria satura di vapore acqueo ad una temperatura di 20°C risulta  $\gamma_w = 0,073$  N/m (si noti che la presenza dell'aria non modifica significativamente la tensione superficiale).

Dal punto di vista microscopico in corrispondenza dell'interfase tra un liquido ed un gas esiste uno sbilanciamento delle forze intermolecolari cui sono soggette le molecole che si trovano in prossimità dell'interfase. Infatti le molecole che si trovano nel cuore del liquido sono mediamente soggette a uguali forze di attrazione che si manifestano in tutte le direzioni. Viceversa le molecole collocate all'interfase si trovano sotto l'azione di una forza non bilanciata avente una componente non nulla diretta verso il cuore del liquido. È proprio a questa forza che si può ricondurre l'energia libera superficiale. Queste considerazioni giustificano la dipendenza della tensione superficiale dalla temperatura. Un aumento di temperatura

<sup>12</sup> La tensione superficiale può essere definita in modo analogo anche per una fase solida.

<sup>13</sup> La formula di Dupré è valida anche nel caso in cui siano a contatto una fase solida ed una fase liquida, in tale situazione  $W_{\alpha\beta}$  rappresenta il *lavoro di adesione* tra il solido ed il liquido.

accresce il contenuto energetico delle molecole disposte sulla superficie di un liquido diminuendo così la forza attrattiva diretta verso l'interno e, in conseguenza, la tensione superficiale.

La tensione superficiale di una soluzione acquosa è diversa da quella dell'acqua pura. La branca della chimica che studia le interfaci mostra che la composizione di una soluzione varia in prossimità dell'interfase con un gas. Naturalmente è proprio la composizione degli strati più superficiali ad avere un effetto significativo su  $\gamma_w$ . Le sostanze genericamente indicate come *tensioattivi* (*surfactants*) si concentrano in corrispondenza dell'interfase. Ciò comporta che sono sufficienti valori modesti della concentrazione riferiti all'intero volume per provocare variazioni significative della tensione superficiale. La concentrazione di un sale inorganico è invece maggiore all'interno della soluzione e dunque solo per valori elevati di essa si possono manifestare effetti apprezzabili su  $\gamma_w$ . Si può concludere quindi che alle usuali composizioni dell'acqua di porosità di un terreno corrisponde una tensione superficiale del tutto simile a quella dell'acqua pura [Miller e Nelson, 1993].

Dal punto di vista macroscopico l'esistenza della tensione superficiale comporta che la superficie di separazione tra le due fasi sia assimilabile ad una membrana tesa. La superficie del liquido tenderà naturalmente a contrarsi per rendere minima l'energia libera che compete alla superficie totale.

### B.9.1.1 La conformazione geometrica dell'interfase

Si consideri un sistema termodinamico chiuso costituito da una miscela bifase di aria ed acqua a contatto (Figura B-9). Si supponga che il sistema sia in una condizione di equilibrio termodinamico. Si consideri un porzione infinitesima  $V$  del volume del sistema disposta a cavallo dell'interfase tra le due fasi in modo tale che contenga una porzione  $V_w$  del volume del liquido ed una  $V_a$  del volume del gas separate dalla superficie  $\sigma$  di area  $A$ . Il sistema  $\Sigma$  costituito dal volume  $V$  è evidentemente anch'esso in equilibrio. Si supponga ora di variare di una quantità infinitesima  $dA$  l'area  $A$  della superficie  $\sigma$  mantenendo costanti il volume  $V$  e la temperatura  $T$  di  $\Sigma$ . Si avrà allora una variazione dell'energia libera  $F$  totale, somma delle variazioni dell'energia  $F_w$  del liquido,  $F_a$  del gas ed  $F_\sigma$  dell'interfase:

$$\left. \begin{aligned} dF &= dF_w + dF_a + dF_\sigma \\ dF_w &= -P_w dV_w \\ dF_a &= -P_a dV_a \\ dF_\sigma &= \gamma_w dA \end{aligned} \right\} \rightarrow dF = -P_w dV_w - P_a dV_a + \gamma_w dA \quad (62)$$

D'altra parte per l'ipotesi fatta di volume totale costante:

$$\left. \begin{array}{l} dV = 0 \\ V = V_w + V_a \end{array} \right\} \rightarrow dV_a = -dV_w \quad (63)$$

dunque:

$$dF = (P_a - P_w)dV_w + \gamma_w dA = \left[ (P_a - P_w) \frac{dV_w}{dA} + \gamma_w \right] \cdot dA \quad (64)$$

Per la proprietà  $\mathcal{F}$  dell'energia libera di Helmholtz la configurazione geometrica della superficie di separazione tra le fasi sarà stabile solo se:

$$(\forall dA \quad dF = 0) \leftrightarrow (P_w - P_a) \frac{dV_w}{dA} = \gamma_w \quad (65)$$

Per esplicitare il termine  $dV_w/dA$  senza perdere di generalità si può supporre che l'elemento infinitesimo  $\sigma$  della superficie di separazione tra le due fasi abbia la configurazione geometrica riportata in Figura B-10 [Gili, 1989]. La trasformazione imposta al sistema sarà quindi quella conseguente alla trasformazione infinitesima che porta  $dl_1$  in  $dl_1'$  e  $dl_2$  in  $dl_2'$  e a cui conseguono come mostrato in figura:

$$\left. \begin{array}{l} dA \cong dl_1 \cdot dl_2 \cdot dr \cdot \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \\ dV_w = dl_1 \cdot dl_2 \cdot dr \end{array} \right\} \rightarrow \frac{dV_w}{dA} = \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)^{-1} \quad (66)$$

dove  $r_1$  ed  $r_2$  sono i due raggi di curvatura principali dell'interfase assunti positivi quando la concavità è diretta verso l'interno del liquido. In definitiva dalla (65 tenuto conto delle (66) si ottiene:

$$P_w - P_a = \gamma_l \cdot \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (67)$$

Quest'ultima relazione ricavata da P.-S. de Laplace è nota come *equazione della pressione capillare di Laplace*. Essa da conto del fatto che in presenza di una curvatura dell'interfase esiste una differenza di pressione tra le due fasi dovuta all'energia libera superficiale del liquido. La (67) che è stata qui ottenuta con considerazioni energetiche può anche essere ricavata adoperando il concetto di tensione superficiale. In tal caso si assimila una porzione di interfase ad una membrana tesa soggetta all'interno alla pressione del liquido, all'esterno a quella del gas e lungo il bordo alla tensione superficiale. La (67) deriva allora dall'imposizione dell'equilibrio [Gili, 1989].

### B.9.1.2 Relazione tra la geometria dell'interfase ed il potenziale chimico delle fasi

La (67) permette di determinare la relazione esistente tra la geometria dell'interfase ed il potenziale chimico delle fasi. Come si è visto il potenziale chimico dell'acqua può essere determinato solo relativamente al potenziale



$\mu_{w0}$  di un opportuno stato di riferimento. Se dunque si vuole calcolare l'effetto della curvatura dell'interfase e della tensione superficiale sul potenziale chimico si può assumere come stato di riferimento quello in cui la fase liquida e la fase gassosa si trovino separati da una superficie piana e quindi alla medesima pressione ( $P_{w0}=P_{a0}$ ). Se poi si assume che la pressione comune delle due fasi nello stato di riferimento coincida con quella della fase gassosa in presenza di curvatura ( $P_{w0}=P_{a0}=P_a$ ), si ha:

$$(\Delta\mu_w)_r = -v_{nw}(P_{w0} - P_w) = -v_{nw}(P_a - P_w) = v_{nw}\gamma_w \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (68)$$

dove con  $(\Delta\mu_w)_r$  si è indicata la variazione di potenziale chimico dell'acqua dovuta alla curvatura dell'interfase. La (68) vista la (45) permette poi di ricavare la seguente relazione tra la variazione di umidità relativa e la curvatura dell'interfase:

$$\ln\left(\frac{P_v}{P_{v0}}\right) = \frac{M_w}{\rho_w RT} \cdot \gamma_w \cdot \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (69)$$

che nel caso particolare di superficie a curvatura sferica ( $r_1=r_2=r$ ) si riduce alla cosiddetta *formula di Kelvin*:

$$\ln\left(\frac{P_v}{P_{v0}}\right) = \frac{M_w}{\rho_w RT} \cdot \frac{2 \cdot \gamma_w}{r} \quad (70)$$

La (69) e la (70) indicano che nel caso di curvatura positiva (concavità rivolta verso la fase liquida) la tensione di vapore è maggiore di quella corrispondente al caso di interfase piana mentre nel caso di curvatura negativa è minore.

## B.9.2 L'interfase aria/solido

Una superficie solida ha in genere la capacità di fissare a se molecole in fase gassosa o liquida con cui viene a contatto. Il fenomeno, che prende il nome di *adsorbimento*, porta a un aumento di concentrazione delle molecole di una determinata specie sulla superficie del solido. Le forze di interazione cui è dovuto il fenomeno possono essere forze di attrazione molecolare (*forze di Van der Waals*) ed in tal caso viene detto adsorbimento *fisico* oppure forze analoghe alle ordinarie forze di valenza ed allora il fenomeno viene chiamato adsorbimento *chimico*. In ogni caso l'adsorbimento è un processo esotermico (è accompagnato cioè da una cessione verso l'esterno di energia sotto forma di calore) e la quantità di calore che si sviluppa riferita alla mole di sostanza assorbita è detta *calore d'adsorbimento*. Nell'adsorbimento di tipo fisico il calore sviluppato è dello stesso ordine di grandezza del calore di condensazione, cioè di qualche migliaio di calorie per mole ( $\sim 4$  kJ/mole); nell'adsorbimento di tipo chimico si possono sviluppare invece quantità di energia dell'ordine di  $10.000 \div 100.000$  calorie per mole ( $\sim 40 \div 400$  kJ/mole). È importante osservare poi che mentre nel caso dell'adsorbimento fisico il fenomeno si svolge velocemente ed è rapidamente reversibile, l'adsorbimento chimico si sviluppa con velocità non sempre elevate e richiede forti energie di attivazione. Siccome le forze fisiche non sono legate alla natura specifica delle sostanze a contatto, l'adsorbimento fisico si riscontra sempre, mentre quello chimico si sovrappone al precedente solo quando diviene possibile qualche interazione chimica. A causa dell'elevato potenziale presente negli strati adsorbiti il comportamento della sostanza adsorbita può differire fortemente da quello del fluido lontano dalla superficie solida. In particolare se il fluido è un vapore prossimo al suo punto di condensa, le molecole adsorbite possono formare una pellicola di liquido che ricopre la superficie solida [Scheidegger, 1974].

### B.9.2.1 Le isoterme di adsorbimento

Per ogni temperatura esiste una relazione definita fra quantità di molecole adsorbite e pressione del gas e tale relazione si traduce in un'equazione detta *isoterma di adsorbimento*. Tale equazione descrive a livello macroscopico le condizioni di equilibrio dinamico tra la sostanza in fase gassosa e la sostanza adsorbita. Evidentemente una condizione di equilibrio è raggiunta quando il numero di molecole del gas che venute a contatto con la superficie adsorbente restano ad essa legate è pari al numero di molecole che già adsorbite sfuggono alla superficie. Anche in questo caso come nel caso della transizione di fase liquido-vapore il potenziale chimico della fase gassosa all'equilibrio è pari al potenziale chimico della fase adsorbita. In generale quest'ultimo è più basso del potenziale chimico della sostanza allo stato liquido nelle medesime condizioni di pressione e temperatura ma non soggetta a forze di adsorbimento. Ne consegue che la pressione della fase gassosa in

equilibrio con la sostanza adsorbita è più bassa della tensione di vapore a quella temperatura.

Nel caso che si voglia descrivere l'adsorbimento del vapore acqueo da parte di un solido una possibile rappresentazione delle condizioni di equilibrio è costituita da un diagramma cartesiano sui cui assi siano riportati l'umidità relativa  $\varphi_w$ <sup>14</sup> ed il contenuto d'acqua in peso  $w$ . Un diagramma di questo tipo è riportato in Figura B-11 [Luikov, 1966]. In tale diagramma sono riportate tre isoterme di adsorbimento tipiche di tre possibili comportamenti diversi:

*comportamento idrofilo* (curva I): in questo caso al termine della fase iniziale di adsorbimento in cui si forma uno strato monomolecolare di acqua (punto 1) il fenomeno procede con l'adsorbimento monomolecolare e quindi con la condensa del liquido in forme di gocce;

*comportamento idrofobo* (curva III): in questo caso al termine dell'adsorbimento monomolecolare (punto 3) il fenomeno non progredisce ulteriormente o comunque al crescere dell'umidità relativa l'acqua ulteriormente adsorbita è trascurabile;

*comportamento intermedio* (curva II): anche in questo caso si distingue il punto corrispondente alla formazione di uno strato monomolecolare (punto 2) mentre nella fase successiva il comportamento è intermedio tra i due precedenti.

Si vedrà più avanti come i tre comportamenti descritti corrispondano a diversi valori relativi delle tensioni interfacciali e superficiali (si veda il paragrafo B.9.4) quello che si vuole invece notare a questo punto è la differenza tra l'andamento assunto dall'isoterma di adsorbimento nella fase *monomolecolare* da quello che si riscontra nella fase *polimolecolare*. In particolare mentre nella prima fase il contenuto d'acqua cresce al crescere dell'umidità relativa con un gradiente decrescente nella seconda il gradiente è crescente.

Varie sono le equazioni che sono state proposte come *isoterme di adsorbimento* [Scheidegger, 1974]. Alcune fanno riferimento alla formazione di strati di adsorbimento monomolecolari come ad esempio l'*equazione di Freundlich*, del tipo  $V=kP^n$  (dove  $V$  è il volume di gas adsorbito espresso in mole o in centimetri cubi,  $P$  la pressione e  $k$  ed  $n$  due opportune costanti) o l'*isoterma di Langmuir* (per uno strato monomolecolare) del tipo  $x/m=P/(aP+b)$  (dove  $x$  indica la quantità di gas adsorbita da una massa  $m$  di adsorbente,  $P$  la pressione e  $a$  e  $b$  due costanti). Tra quelle che fanno riferimento alla formazione di strati

<sup>14</sup> È importante ricordare come l'umidità relativa rappresenti una misura della differenza tra il potenziale chimico dell'acqua adsorbita e il potenziale chimico dell'acqua pura alla medesima temperatura (si veda la (45))

plurimolecolari di gas adsorbito la più nota ed applicata è l'equazione di B.E.T. (l'equazione di Brunauer-Emmett-Teller, 1938). Se si fa riferimento al caso dell'adsorbimento del vapore acqueo quest'ultima equazione può essere scritta [Andrei, 1967]:

$$\frac{\varphi_w}{w_{ad}(1-\varphi_w)} = \frac{1}{w_{ad1} \cdot B'} + \frac{B'-1}{w_{ad1} \cdot B'} \cdot \varphi_w \quad (71)$$

dove:

$\varphi_w = (P/P_{v0})$  umidità relativa;

$w_{ad}$  quantità d'acqua adsorbita;

$w_{ad1}$  quantità d'acqua adsorbita in uno strato monomolecolare;

$B'$  costante dipendente dall'energia media di adsorbimento per uno strato monomolecolare.

La (71) è valida in un intervallo  $0,05 < \varphi_w < 0,35$  nelle ipotesi [Auricchio et al., 1990]:

- la superficie solida è assunta come una matrice omogenea, bidimensionale;
- venendo a contatto con una zona di adsorbimento una molecola rimane adsorbita stabilmente;
- se una molecola di gas viene a contatto invece con una zona occupata, essa sarà ugualmente adsorbita ma formerà un secondo strato;
- per ogni zona di adsorbimento, esiste un massimo di  $n$  strati di molecole adsorbibili;
- in fase di desorbimento, le molecole si riuniranno alla fase gassosa separandosi uno strato per volta;
- tutti gli strati successivi al primo possiedono le medesime proprietà fisiche.

### B.9.2.2 L'adsorbimento del vapore acqueo in un corpo poroso

Nel caso di un mezzo poroso l'adsorbimento ha luogo non solo sulla superficie esterna ma anche su quella "interna" dei canalicoli capillari, delle fratture, ecc.. Ciò comporta che il vapore acqueo che condensa nei pori possa rimanere intrappolato per effetto di fenomeni capillari.

Le teorie esposte nel paragrafo precedente non si riferiscono ad un mezzo poroso ma più in generale ad una superficie solida piana. Nel caso di una matrice porosa, la teoria va riconsiderata in funzione delle dimensioni dei pori [Auricchio et al., 1990]. Si possono distinguere le seguenti classi di pori:

*micropori*, con un raggio equivalente inferiore ai 20 Å  
(=  $2 \times 10^{-6}$  mm);

*mesopori*, con un raggio equivalente tra i 20 Å ed i 500 Å  
(=  $2 \times 10^{-6}$  mm ÷  $5 \times 10^{-5}$  mm);

*macropori*, con un raggio equivalente maggiore di 500 Å  
(=  $5 \times 10^{-5}$  mm);

Nel caso di macropori, si può ritenere che la teoria esposta dell'adsorbimento fisico dell'acqua sia ancora applicabile in quanto si può assumere che il raggio di tali pori sia sufficientemente grande da poter essere considerato infinito rispetto allo spessore di liquido adsorbito. Nel caso di mesopori si è in presenza di fenomeni di capillarità, mentre nel caso dei micropori è necessario considerare una teoria diversa per spiegare i fenomeni di adsorbimento.

Per comprendere il fenomeno è utile esaminare l'andamento tipico di una isoterma di adsorbimento del vapore acqueo da parte di un mezzo poroso. Le condizioni di equilibrio possono essere rappresentate in un diagramma che riporta in ascissa il contenuto d'acqua in peso  $w$  ed in ordinata l'umidità relativa  $\varphi_w$ . La curva riportata in Figura B-12 rappresenta il contenuto d'acqua che compete ad un mezzo poroso, precedentemente seccato in stufa, in equilibrio con un'atmosfera di aria ad un'assegnata umidità relativa.

Il diagramma riportato in Figura B-12 può essere suddiviso in tre tratti distinti che corrispondono secondo Andrei [1967] a tre fasi successive nello sviluppo del fenomeno:

La fase di *adsorbimento monomolecolare*: in tale fase (intervallo I), che si sviluppa all'inizio del processo di umidificazione nell'intervallo  $0 < \varphi_w < 0,1$ , il contenuto d'acqua cresce con un gradiente decrescente al crescere dell'umidità relativa; il fenomeno dell'adsorbimento ha infatti inizio con la formazione di uno strato monomolecolare sulla superficie del solido e l'energia di adsorbimento va riducendosi con il progressivo ricoprimento della superficie solida;

La fase di *adsorbimento polimolecolare* segue la fase di adsorbimento monomolecolare (intervallo II;  $0,1 < \varphi_w < 0,5$ ), il contenuto d'acqua cresce in questa fase con un gradiente pressoché costante al crescere dell'umidità relativa;

La fase di *condensa capillare*: in questa fase (intervallo III;  $0,5 < \varphi_w < 1$ ) gli strati adsorbiti hanno raggiunto delle dimensioni tali che la condensa anche di piccole quantità di vapore provoca l'occlusione dei pori e la formazione di menischi capillari; in questa fase il gradiente dell'umidità relativa con il

contenuto d'acqua si riduce progressivamente fino a divenire praticamente nullo in corrispondenza di un valore massimo del contenuto d'acqua; in questa condizione finale l'umidità relativa è praticamente pari all'unità e il contenuto d'acqua prende il nome di *massimo contenuto d'acqua igroscopico*.

La suddivisione del diagramma nei due tratti finali è in qualche modo arbitraria poiché non è possibile distinguere il punto a partire dal quale i fenomeni di adsorbimento lasciano il posto a quelli di capillarità. In verità i fenomeni capillari sono sempre accompagnati dall'adsorbimento e pertanto appare più logica la suddivisione suggerita da Luikov [1966] che indica semplicemente l'intervallo  $0,9 < \varphi_w < 1$  come quello in cui i fenomeni capillari sono prevalenti. È importante osservare come per un terreno il massimo contenuto d'acqua igroscopico sia di gran lunga minore del contenuto d'acqua di saturazione [Luikov, 1966].

Per descrivere il processo di adsorbimento di un mezzo poroso si può ricorrere alle teorie della *condensazione capillare*. Il punto di partenza è l'osservazione del fatto che in un tubo capillare la superficie di separazione tra aria ed acqua è curva e pertanto in virtù della relazione (70) la pressione parziale del vapore  $P_v$  in equilibrio con la fase liquida è più bassa della tensione del vapore saturo  $P_{v0}$ . Come si vedrà nel seguito in un tubo capillare esiste una relazione tra la curvatura media dell'interfase  $r$  e il diametro del tubo  $D$ , in particolare risulta (il segno meno è dovuto alla convenzione assunta per il segno della curvatura dell'interfase):

$$D = -\frac{2r}{\cos \vartheta_c} \quad (72)$$

Dove con  $\vartheta_c$  si è indicato l'angolo di contatto tra la fase liquida e la fase solida di cui si dirà più avanti. Pertanto se si sostituisce la (72) nella (70) si ottiene la cosiddetta *formula di Thomson*, che lega l'umidità relativa  $\varphi_w$  al diametro  $D$  dei pori saturati dalla condensa:

$$D = -\frac{M_w}{\rho_w RT} \cdot \frac{4 \cdot \gamma_w \cdot \cos \vartheta_c}{\ln(\varphi_w)} \quad (73)$$

La (73) è valida per raggi dei pori compresi nell'intervallo tra  $5 \times 10^{-7}$  mm e  $10^{-4}$  mm cui corrispondono valori dell'umidità relative compresi tra 0,12 e 0,99 [Luikov, 1966]. Il limite inferiore è legato alle dimensioni delle molecole del solido, poiché se il raggio del capillare è comparabile a quello di una molecola ( $\approx 10^{-7}$  mm) la relazione (73) perde di significato fisico. Luikov [1966] riporta diverse giustificazioni per il limite superiore che possono riassumersi in quanto segue:

- la (73) indica che pori di raggio prossimo a  $10^{-4}$  mm sono saturi quando l'umidità relativa è pari a  $\sim 0,99$  mentre alcuni risultati sperimentali mostrerebbero che in pori di tali dimensioni l'umidità relativa di

equilibrio è già praticamente unitaria; in ogni caso per raggi maggiori di  $10^{-4}$  mm le variazioni di umidità relativa previste dalla formula di Thomson non sono misurabili nella pratica poiché troppo vicine all'unità;

- già per i pori di raggio maggiore di  $5 \times 10^{-6}$  mm ( $\varphi_w = 0,81$ ) il processo di condensazione seguirebbe un meccanismo diverso da quello descritto dalla formula di Thomson: sullo strato stabile di adsorbimento di spessore pari a  $2,5 \times 10^{-6}$  mm presente sulle pareti del capillare continuerebbero a depositarsi molecole di vapore formando uno strato instabile; quest'ultimo potrebbe dare luogo a gocce di condensa che riempirebbero il capillare formando una vera e propria interfase liquido vapore; il processo proseguirebbe dunque per condensa sulle pareti del capillare e non per condensa all'interfase aria/acqua.

### B.9.2.3 L'isteresi nell'adsorbimento del vapore acqueo da parte di un mezzo poroso

Le varie versioni delle teorie che descrivono la condensazione capillare si basano sull'assunto che il vapore adsorbito in un qualsiasi mezzo poroso sia in equilibrio con una certa pressione parziale del vapore stesso che a sua volta è univocamente determinata dalla curvatura dei menischi di liquido formati nei pori [Scheidegger, 1974]. Sperimentalmente si riscontra che il fenomeno dell'adsorbimento è soggetto ad isteresi. Le condizioni di equilibrio che vengono raggiunte durante un processo di desorbimento a partire dal contenuto d'acqua igroscopico non coincidono in generale con quelle determinate nel processo di adsorbimento che lo ha preceduto (Figura B-13 - Figura B-15). In particolare risulta che il contenuto d'acqua in desorbimento è sempre maggiore o uguale al contenuto d'acqua in adsorbimento. Le cause di questo fenomeno sono alquanto dibattute ma possono essere riassunte nel modo che segue:

- si possono verificare variazioni dell'angolo di contatto  $\vartheta_c$  causate dai seguenti fenomeni:
  - l'angolo di contatto che si forma quando il liquido avanza sulla superficie solida non coincide con quello che si forma quando il liquido recede (*rain drop effect*) [Scheidegger, 1974; Bear, 1972] (Figura B-16, Figura B-17.c);
  - durante il processo di condensa del vapore acqueo sulle pareti dei capillari sono presenti le molecole adsorbite degli altri gas che costituiscono l'atmosfera in cui è immerso il corpo; tali sostanze adsorbite provocano un incremento dell'angolo di contatto rispetto a quanto accade durante la fase di desorbimento in cui in generale il liquido bagna perfettamente le pareti solide; l'esistenza di questo fenomeno è stata confermata da alcuni esperimenti di adsorbimento

condotti sottovuoto; in tali condizioni l'isteresi, che pure era stata riscontrata in esperienze analoghe realizzate in presenza d'aria, scompare [Luikov, 1966];

- la presenza sulle pareti solide di strati di vapore acqueo adsorbito provoca un incremento dell'angolo di contatto; per il vetro ad esempio in presenza di uno strato di vapore adsorbito l'angolo di contatto vale  $41^\circ$  ( $\cos \vartheta_c = 0,75$ ) mentre in sua assenza è pari a  $0^\circ$  ( $\cos \vartheta_c = 1$ ) [Luikov, 1966];
- le dimensioni dei pori possono essere alterate dalla pressione del liquido adsorbito [Scheidegger, 1974];
- la presenza di capillari di diametro variabile comporta che i pori di dimensioni più grandi possano restare saturi durante il processo di desorbimento perché "bloccati" da pori più piccoli (*ink-bottle effect*; Figura B-17.a);
- l'equilibrio igrotermico non è raggiunto istantaneamente ma dopo un tempo finito [Luikov, 1966; Andrei, 1967; Scheidegger, 1974]; la condizione di equilibrio per un'assegnata umidità relativa viene raggiunta a seguito di un'evaporazione, nel caso di un processo di desorbimento, di una condensazione nel caso di un processo di adsorbimento; ne consegue che se il tempo trascorso per effettuare la determinazione del contenuto d'acqua è minore di quello necessario al raggiungimento effettivo dell'equilibrio, il contenuto d'acqua in adsorbimento sarà sistematicamente minore di quello in desorbimento (Figura B-18)



### B.9.3 L'interfase acqua/solido

All'interfase tra un solido ed un liquido possono aver luogo fenomeni di adsorbimento dello stesso tipo di quelli che si verificano quando un gas entra in contatto con una superficie solida. La natura delle forze di interazione che producono questo fenomeno è stata descritta, sebbene brevemente, nel paragrafo precedente. Quello che interessa qui far notare è che anche nel caso di contatto liquido/solido come nel caso di contatto vapore/solido si osserva che una parte della sostanza allo stato fluido è "legata" al solido. Lo stato energetico della parte di liquido a contatto con una superficie solida differisce quindi da quello del liquido ad una distanza sufficientemente grande da quest'ultima, o più semplicemente da quello che competerebbe al liquido in assenza della superficie solida. Per descrivere quantitativamente l'interazione tra un liquido adsorbito ed una superficie solida si può introdurre la *pressione di adsorbimento o tensione di adesione*  $P_\delta$  che rappresenta la forza che si esercita sull'unità di superficie di pellicola adsorbita. Tale pressione decresce rapidamente con la distanza  $\delta$  dalla superficie solida. Gili [1989] suggerisce che nel caso dell'acqua a contatto con le particelle solide costituenti un terreno la legge di variazione di  $P_\delta$  con  $\delta$  sia del tipo:

$$P_\delta = \frac{C_\delta}{\delta^a} \quad (74)$$

Con  $C_\delta$  e  $a$  costanti opportune. Egli indica per  $a$  un valore pari a 6 e ricorda come Aitchison [1961] abbia proposto in base ad alcuni dati sperimentali una relazione analoga con  $a = 2.75$ .

L'entità delle forze di interazione ed il loro effetto sul comportamento meccanico dell'acqua adsorbita sono un argomento alquanto discusso a causa delle difficoltà che presentano le determinazioni sperimentali. Gli aspetti principali sui quali le opinioni dei ricercatori sono più contrastanti sono principalmente due: lo spessore della pellicola di adsorbimento e le proprietà fisiche e meccaniche dell'acqua adsorbita.

Non esistono risultati incontrovertibili che permettano di indicare quale sia lo spessore dello strato adsorbito. Le indicazioni che si rinvengono si riferiscono spesso a condizioni tra loro non omogenee. Come osserva Gili [1989] lo spessore dello strato adsorbito deve essere tale che l'acqua che lo forma sia in equilibrio con l'ambiente circostante. Per meglio comprendere questa affermazione è necessario descrivere con qualche maggior dettaglio lo stato termodinamico della pellicola di adsorbimento.

Come si è già avuto modo di dire riguardo il processo di adsorbimento del vapore acqueo da parte di una superficie solida la condizione di equilibrio può essere espressa mediante l'uguaglianza dei potenziali chimici. In particolare il potenziale chimico delle molecole adsorbite varierà da un valore minimo per lo strato a diretto contatto con la superficie solida fino ad un valore massimo per lo strato più esterno della pellicola di

adsorbimento. Il potenziale chimico di quest'ultimo strato all'equilibrio dovrà essere uguale al potenziale chimico dell'acqua libera (o del vapore) circostante. La variazione del potenziale chimico della sostanza adsorbita con la distanza dalla superficie solida è evidentemente una diretta conseguenza della variazione della pressione di adesione secondo una legge simile alla (74). Al variare dunque del potenziale chimico della fase fluida che circonda la pellicola di adsorbimento varierà lo spessore  $\delta$  di quest'ultima. Evidentemente l'acqua adsorbita sarà a contatto con un'atmosfera di vapore acqueo o con acqua libera in relazione alle capacità igroscopiche del mezzo poroso in esame. Per quanto si è visto infatti nel paragrafo dedicato alle curve di adsorbimento per i valori più alti dell'umidità relativa l'acqua all'interno di un mezzo poroso pur avendo un potenziale chimico negativo può restare bloccata all'interno dei pori per effetto di fenomeni di capillarità. Alla luce delle considerazioni precedenti si può dunque comprendere la variabilità degli spessori delle pellicole di adsorbimento che sono riportati in letteratura. Gili [1989] nella sua raccolta dei dati esistenti riporta spessori che variano dalle decine fino alle centinaia e alle migliaia di Å ( $1\text{Å} = 10^{-10}\text{ mm}$ ). Egli conclude che lo spessore massimo della pellicola di adsorbimento deve essere dell'ordine delle centinaia piuttosto che delle migliaia Å ed attribuisce i valori più alti ad un'interpretazione erronea dei dati sperimentali da parte degli autori che li propongono. Egli ritiene infatti che tali valori derivino dal non aver tenuto conto del fatto che parte dell'acqua può restare "legata" ad un mezzo poroso anche per effetti capillari e non solo per adsorbimento. Per quanto riguarda le proprietà fisiche e meccaniche dell'acqua adsorbita pare certo che per distanze dalla superficie solida dell'ordine dei  $10000\text{ Å}$  ( $10^{-3}\text{ mm}$ ) queste siano quelle dell'acqua libera mentre per distanze minori od uguali a  $10\text{ Å}$  ( $10^{-6}\text{ mm}$ ) divengano del tutto particolari. Secondo Gili [1989] il comportamento dell'acqua adsorbita potrà assumersi coincidente con quello dell'acqua libera già per distanze superiori ai  $100\text{ Å}$  ( $10^{-5}\text{ mm}$ ).

### B.9.4 Contatto tra le tre fasi

Il contatto tra tre fasi diverse, per es. un solido ( $S$ ) un liquido ( $L$ ), un gas ( $G$ ), avviene evidentemente lungo la linea di intersezione tra le tre superfici di interfase. In Figura B-19 è per l'appunto schematizzato il contatto tra un solido un liquido ed un gas. La linea di contatto è rappresentata dai punti  $M$  ed  $N$  di intersezione tra tale linea ed il piano del disegno. In corrispondenza del contatto tra le tre fasi si devono fare equilibrio le tensioni interfacciali. Ad esempio nel punto  $M$  devono farsi equilibrio le tensioni interfacciali  $\gamma_{SG}$  (sistema solido/gas)  $\gamma_{LG}$  (sistema liquido/gas) e  $\gamma_{SL}$  (sistema solido/liquido), ciascuna orientata nella direzione della superficie di contatto fra le due fasi corrispondenti e nel verso che si oppone a un aumento dell'interfase stessa. La relazione di equilibrio delle forze agenti sullo strato più esterno è:

$$\begin{aligned}\gamma_{SG} &= \gamma_{SL} + \gamma_{LG} \cdot \cos \vartheta_c \\ \cos \vartheta_c &= \frac{\gamma_{SG} - \gamma_{SL}}{\gamma_{LG}}\end{aligned}\quad (75)$$

Dove  $\vartheta_c$  prende il nome di angolo di contatto. La (75) prende il nome di *equazione di Young* e sostituita nella (60) (in cui come fase  $\alpha$  sia assunto il liquido  $L$  e come fase  $\beta$  il solido  $S$ ) consente di esprimere in modo molto efficace il lavoro di adesione  $W_{LS}$  tra un liquido ed un solido:

$$W_{LS} = \gamma_{LG} \cdot (1 + \cos \vartheta_c) \quad (76)$$

Tale relazione nel caso particolare del contatto acqua/aria umida/solido diviene:

$$W_{ws} = \gamma_w \cdot (1 + \cos \vartheta_c) \quad (77)$$

Quest'ultima relazione mette in evidenza come il lavoro di adesione tra l'acqua ed una superficie solida possa variare tra 0 e  $2\gamma_w$ <sup>15</sup>. Si possono individuare due intervalli distinti di valori del lavoro di adesione e conseguentemente dell'angolo di contatto cui corrispondono due comportamenti possibili della superficie solida:

$0 \leq W_{ws} < \gamma_w \leftrightarrow -1 \leq \cos \vartheta_c < 0 \leftrightarrow 180^\circ \leq \vartheta_c < 90^\circ$  in tal caso le forze di coesione tra le molecole del liquido prevalgono sulle forze di adesione tra il liquido ed il solido e la superficie viene detta *idrofoba*; in particolare per  $W_{ws} = 0$  ( $\vartheta_c = 180^\circ$ ) si dice che l'acqua *non bagna* la superficie;

<sup>15</sup> Si noti come il massimo lavoro di adesione  $2\gamma_w$  coincide con il cosiddetto *lavoro di coesione* dell'acqua. Quest'ultimo può essere definito per un liquido generico come il lavoro compiuto quando un volume di liquido raccolto in un cilindro di sezione retta unitaria viene diviso in due parti secondo una sezione retta.

$\gamma_w \leq W_{ws} \leq 2 \cdot \gamma_w \leftrightarrow 0 \leq \cos \vartheta_c \leq 1 \leftrightarrow 90^\circ \leq \vartheta_c \leq 0^\circ$  in tal caso la superficie è detta *idrofila*; in particolare per  $W_{ws} = 2\gamma_w$  ( $\vartheta_c = 0^\circ$ ) si dice che l'acqua *bagna perfettamente* la superficie;

È necessario osservare come la (75 su cui si basa la definizione di  $\vartheta_c$  consegua da una semplificazione della realtà fisica in cui sono trascurate sia la presenza di eventuali imperfezioni della superficie solida sia la presenza della pellicola di adsorbimento. Queste semplificazioni sono tuttavia lecite se si fa riferimento ad una situazione in cui le dimensioni dell'interfase aria acqua sono prevalenti sia rispetto quelle della pellicola di adsorbimento presente sul solido sia rispetto quelle delle imperfezioni superficiali.

L'angolo di contatto (con i limiti sopra precisati riguardo il suo significato fisico) impone un "vincolo" alla geometria dell'interfase in corrispondenza del contatto tra fase liquida e superficie solida. Per una assegnata geometria della superficie solida è in linea di principio possibile integrare l'equazione differenziale (67 che descrive la relazione tra le pressioni delle fasi e la curvatura dell'interfase con la condizione al contorno imposta dall'angolo di contatto  $\vartheta_c$ . Sperimentalmente si osserva che in prossimità di una superficie solida verticale l'interfase acqua aria non è piana. Ciò comporta che il livello del liquido in corrispondenza del contatto tra le tre fasi sia diverso da quello lontano dalla superficie solida. Gili [1989] ricava la risalita  $z_{max}$  massima dell'acqua a contatto con una parete piana verticale indefinita in condizioni statiche (FiguraB-20):

$$z_{max} = \sqrt{\frac{2 \cdot \gamma_w}{g \rho_w} \cdot (1 - \sin \vartheta_c)} \quad (78)$$

Questa relazione evidenzia come la risalita dell'acqua sulla superficie solida cresca al ridursi dell'angolo di contatto. La geometria della sezione trasversale dell'interfase si discosta notevolmente da un arco di circonferenza (FiguraB-20.b) che non è compatibile con una distribuzione idrostatica delle pressioni. In modo analogo Gili ricava la configurazione geometrica dell'interfase nel caso che l'acqua si trovi tra due pareti piane indefinite poste ad una distanza  $2l$ . Anche in questo caso la sezione trasversale non coincide con un arco di circonferenza sebbene al ridursi di  $l$  la differenza diventi trascurabile.

Misure dell'angolo di contatto indicano che nessun liquido bagna perfettamente un solido ma che ogni liquido bagna in qualche misura qualsiasi solido [Adam, 1941; Bikerman, 1958]. In generale si assume che l'angolo di contatto tra le particelle solide costituenti lo scheletro solido di un terreno e l'acqua sia praticamente nullo.

### B.9.4.1 Risalita Capillare

Nel paragrafo precedente si è visto come sia possibile determinare la conformazione dell'interfase aria acqua in presenza di una superficie solida in base a semplici considerazioni di equilibrio. In particolare si è visto come sia possibile determinare la risalita dell'acqua in prossimità di una superficie solida piana. Nel caso che l'acqua si trovi all'interno di un tubo di dimensioni ridotte il fenomeno prende il nome di *risalita capillare*. In tali condizioni è possibile determinare la risalita sulla base di semplici considerazioni energetiche svincolandosi dalla effettiva geometria dell'interfase.

Si consideri un tubo avente la geometria di un cilindro retto a sezione costante. Si supponga quindi di immergere verticalmente un'estremità del tubo in un recipiente pieno d'acqua (Figura B-21). L'acqua risalirà all'interno del tubo fino a raggiungere una quota  $z_c$  all'interno di esso in cui sarà in equilibrio stabile. Per determinare  $z_c$  è sufficiente ricordare la proprietà  $f$  dell'energia libera  $F$  di Helmholtz che consente di determinare le configurazioni di equilibrio stabili per un sistema che si trasformi a volume e temperatura costanti. Nel caso in esame tale proprietà può essere particolarizzata nel seguente enunciato:

$$(z : \text{la configurazione è stabile}) \leftrightarrow (\forall dz \quad dF = 0) \quad (79)$$

La variazione di energia libera  $dF$  del sistema conseguente ad una variazione  $dz$  della risalita  $z$  può essere espressa come:

$$dF = dF_g + dF_{ws} \quad (80)$$

dove  $dF_g$  è la variazione di energia libera conseguente allo spostamento del liquido nel campo gravitazionale mentre  $dF_{ws}$  è la variazione di energia libera dovuta al lavoro di adesione tra liquido e solido. Si ha quindi, supponendo che una variazione  $dV_w$  del volume  $V_w$  del liquido contenuto nel tubo produca una variazione trascurabile del livello nella bacinella:

$$dF_g = dV_w \cdot \rho_w \cdot g \cdot z = dz \cdot A_{wa} \cdot \rho_w \cdot g \cdot z \quad (81)$$

dove:

$A_{wa}$  è l'area della superficie di interfase acqua/aria;

$\rho_w$  è la densità dell'acqua;

$g$  è l'accelerazione di gravità.

D'altra parte per la (77), tenuto conto del fatto che per una variazione  $dz$  la superficie di interfase acqua/aria resta costante, la variazione di energia libera  $dF_{ws}$  dovuta all'adesione tra liquido e solido può essere espressa come segue:

$$dF_{ws} = -dA_{ws} \cdot \gamma_w \cdot \cos \vartheta_c = -dz \cdot \Gamma_{was} \cdot \gamma_w \cdot \cos \vartheta_c \quad (82)$$

dove:

$A_{ws}$  è l'area della superficie di interfase acqua/solido;

$\gamma_w$  è la tensione superficiale dell'acqua;

$\vartheta_c$  è l'angolo di contatto;

$\Gamma_{was}$  è il perimetro della sezione retta del tubo.

In definitiva sostituendo la (81 e la (82 nella (80 si ottiene vista la (79 il valore della risalita capillare  $z_c$ :

$$z_c = \frac{\Gamma_{was}}{A_{wa}} \cdot \frac{\gamma_w}{\rho_w g} \cdot \cos \vartheta_c = \frac{1}{\omega} \cdot \frac{\gamma_w}{\rho_w g} \cdot \cos \vartheta_c \quad (83)$$

Dove con  $\omega$  si è indicato il cosiddetto *raggio idraulico* del tubo cioè il rapporto tra l'area ed il perimetro della sezione retta. La (83 nel caso particolare di sezione retta circolare di diametro  $D$  diviene:

$$z_c = \frac{4}{D} \cdot \frac{\gamma_w}{\rho_w g} \cdot \cos \vartheta_c \quad (84)$$

L'espressione della risalita capillare può essere ottenuta in base a considerazioni di equilibrio ma in tal caso è necessario riferirsi ad un tubo a sezione circolare. Il risultato che si ottiene è identico alla (84 ma non è possibile attraverso tale procedimento ottenere una relazione di validità generale come la (83).

Talvolta l'angolo di contatto viene determinato misurando la risalita in un tubo capillare. Se infatti si assume valida la formula (84 nota  $z_c$  è immediato ottenere  $\vartheta_c$ . Gili [1989] osserva che l'applicazione di questa procedura a casi in cui la geometria si discosta da quella di un tubo capillare a sezione circolare costante può portare a significativi errori di valutazione. In particolare si può essere indotti a pensare che l'angolo di contatto sia variabile. Un'ulteriore importante precisazione è che la definizione dell'angolo di contatto è data in condizioni di equilibrio statico ed è valida solo in tali condizioni; qualora si consideri un interfase in movimento (e.g. una goccia d'acqua che scivola su di una superficie solida) l'angolo di contatto apparente non coincide infatti con quello determinato in condizioni statiche (*rain drop effect*) [Scheidegger, 1974; Bear, 1972] (Figura B-16).

## B.10 Relazione tra il significato idraulico ed il significato termodinamico di suzione.

Nel paragrafo B.8.3 si è visto come la differenza tra il potenziale chimico dell'acqua presente in un terreno e quella dell'acqua pura in assegnate condizioni di riferimento rappresenti una misura dell'interazione tra l'acqua e lo scheletro solido. Inoltre si è dimostrato come sia possibile determinare tale differenza misurando l'umidità relativa dell'aria presente nel terreno. Se a questo punto si confronta la definizione che della suzione  $h$  si è data nel paragrafo II.4.1 con la relazione (49 e si tiene conto che per le ipotesi fatte sullo stato di riferimento (paragrafo B.8.3) risulta  $P_{w0} = P_{a0} = P_{a2}$  si ottiene:

$$\begin{aligned} h &= h_m + h_s = u_a - u_w + \pi = \\ &= (P_a - P_w) + RT \sum_k C_k = -\frac{1}{v_w M_w} [(\Delta\mu_w)_m + (\Delta\mu_w)_s] = \\ &= -\frac{\Delta\mu_w}{v_w M_w} \end{aligned} \quad (85)$$

L'uguaglianza stabilita dalla (85) permette di indicare come *suzione totale* sia la grandezza introdotta nel paragrafo precedente sia  $-\Delta\mu_w \rho_w / M_w$  ed adoperare per entrambe il simbolo  $h$ . Allo stesso modo le grandezze  $-(\Delta\mu_w)_m \rho_w / M_w$  e  $-(\Delta\mu_w)_s \rho_w / M_w$  vengono indicate come *suzione di matrice* e *suzione osmotica*. Va a questo punto ricordato che la (85) si basa sull'espressione (34) del differenziale del potenziale chimico dell'acqua di porosità. Nel ricavare quest'ultima espressione non sono state considerate le forze che agiscono sull'acqua dando luogo ai fenomeni di adsorbimento. Il trascurare tali interazioni è ragionevole solo nel caso in cui la massa di acqua adsorbita è trascurabile rispetto alla massa totale di acqua presente nel terreno. Qualora invece l'acqua sia per la maggior parte adsorbita ciò non si verifica e la variazione di potenziale chimico  $-(\Delta\mu_w)_m$  ( $= -\Delta\mu_w + (\Delta\mu_w)_s$ ) componente di matrice della suzione non è riconducibile semplicemente alla differenza  $u_a - u_w$ . A tal proposito Gili [1989] afferma che nel caso in cui l'acqua in un terreno sia presente solo in forma di pellicola adsorbita la misura di suzione ottenuta da una determinazione dell'umidità relativa va intesa come una *suzione equivalente*. In tali condizioni infatti, non essendo presente acqua libera, non avrebbe senso interpretare la misura come una differenza tra la pressione dell'aria e la pressione dell'acqua.

Si è visto nel paragrafo B.8.3 come lo stato energetico dell'acqua di porosità definito dalla grandezza  $-\Delta\mu_w$  possa essere riferito oltre che alla singola mole anche all'unità di massa, all'unità di peso e all'unità di volume. Ne consegue che per la suzione si possono adoperare come unità

di misura Joule/kg, m o Pa. Accanto a tali unità di misura Schofield [1936] ha introdotto il *potenziale F* ( $pF$ )<sup>16</sup> definito dalla relazione:

$$pF = \log h_{cm} \quad (86)$$

Dove  $h_{cm}$  rappresenta la suzione espressa in centimetri di colonna d'acqua. Per quanto è stato dimostrato a proposito del valore minimo del potenziale dell'acqua di porosità (si veda il paragrafo B.8.3.1) il valore massimo che  $pF$  può assumere è 7 ( $\rightarrow h_{cm} = 10.000.000 \text{ cm} \cong 10^6 \text{ kPa}$ ). Dalla definizione (86) segue invece che per una suzione nulla risulta  $pF = -\infty$ . Nella pratica si assume che il *potenziale F* vari tra 0 ( $\rightarrow h_{cm} = 1 \text{ cm}$ ) per un terreno saturo in contatto con acqua libera e 7 per un terreno seccato in stufa [Andrei, 1967].

<sup>16</sup> La definizione di  $pF$  è stata introdotta da Schofield per analogia con il  $pH$ .



### B.10.1 Raccolta di alcune definizioni di suzione.

A testimonianza dello sforzo che gli studiosi dei terreni non saturi hanno profuso nel tentativo di definire in modo univoco la suzione e le sue componenti, e della complessità di tale operazione si riportano qui di seguito alcune delle più significative definizioni rinvenute in letteratura:

- La *International Society of Soil Science*, che è l'associazione internazionale che raccoglie gli studiosi di agraria, accanto alla suzione introduce il *potenziale* dell'acqua di porosità [Aslyng, 1963 ; Bolt, 1976]:

---

**potenziale totale** è il lavoro che bisogna compiere, riferito alla quantità unitaria<sup>17</sup> di acqua pura, per trasferire reversibilmente e isotermicamente una quantità infinitesima di acqua da una vasca di acqua pura ad una quota assegnata e sottoposta ad una pressione atmosferica, al punto in esame nel terreno;

**potenziale osmotico** (*osmotic or solute suction*) è il lavoro che bisogna compiere, riferito alla quantità unitaria di acqua pura, per trasferire reversibilmente ed isotermicamente una quantità infinitesima di acqua da una vasca di acqua pura ad una quota assegnata e sottoposta ad una pressione atmosferica, ad un'altra vasca contenente una soluzione di composizione identica a quella dell'acqua nel terreno (nel punto in esame) ma del tutto simile alla prima per ogni altro aspetto;

**potenziale gravitazionale** è il lavoro che bisogna compiere, riferito alla quantità unitaria di acqua pura, per trasferire reversibilmente e isotermicamente una quantità infinitesima di acqua da una vasca contenente una soluzione di composizione identica a quella dell'acqua nel terreno ad una quota assegnata e sottoposta ad una pressione atmosferica, ad un'altra vasca del tutto simile alla prima ma alla medesima quota del punto in esame ;

**potenziale di matrice o capillare** (*matric or capillary potential*) è il lavoro che bisogna compiere, riferito alla quantità unitaria di acqua pura, per trasferire reversibilmente e isotermicamente nell'acqua presente nel terreno una quantità infinitesima di acqua da una vasca contenente una soluzione di composizione identica a quella dell'acqua di porosità situata alla stessa quota del punto in esame e sottoposta alla stessa pressione del gas al contorno di quest'ultimo;

---

<sup>17</sup> Si può fare riferimento indifferentemente alla mole, all'unità di massa, all'unità di peso e all'unità di volume.

**potenziale dovuto alla pressione del gas all'esterno**

(*pneumatic potential*) è una componente del potenziale che va considerata solo nel caso che la pressione del gas all'esterno differisca dalla pressione atmosferica;

**suzione di matrice** (*matrix or soil water suction  $h_m$* ) è la pressione

negativa (riferita alla pressione del gas presente all'esterno dell'acqua nel terreno) alla quale una soluzione di composizione identica all'acqua di porosità deve esser sottoposta per essere in equilibrio attraverso una parete porosa e permeabile con l'acqua presente nel terreno;

**suzione osmotica** (*osmotic or solute suction  $h_s$* ) è la pressione negativa alla quale una vasca piena di acqua pura deve essere sottoposta per esser in equilibrio attraverso una membrana semipermeabile (permeabile alle sole molecole d'acqua) con una vasca contenente una soluzione di composizione identica alla acqua presente nel terreno;

**suzione totale** ( $h$ ) è la pressione negativa (riferita alla pressione del gas presente all'esterno dell'acqua nel terreno) alla quale una vasca di acqua pura deve esser sottoposta per essere in equilibrio attraverso una membrana semipermeabile con l'acqua presente nel terreno; la suzione totale è pertanto uguale alla somma della suzione di matrice e della suzione osmotica; la suzione totale può anche essere ricavata dalla misura della pressione parziale del vapore acqueo in equilibrio con l'acqua presente nel terreno; si può notare che questa grandezza coincide con il potenziale totale sopra definito nell'ipotesi che il potenziale gravitazionale ed il potenziale dovuto alla pressione del gas esterno possono essere trascurati.

- Il *Review Panel* del *Symposium in print* su “*Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas*” [1965] ha fornito le definizioni operative della suzione e delle sue componenti basate sull'approccio termodinamico. In tale sede è stata definita la *suzione equivalente* (*equivalent suction*) derivata da una misura di umidità relativa come il valore ricavato dalla applicazione della (45 espresso in termini di suzione e cioè di un'energia per unità di volume. Tale definizione è appunto alla base di tutte le altre che seguono:

**Componente di matrice dell'energia libera** (*matrix or capillary component of free energy*) : espressa in termini di suzione (e cioè come un'energia per unità di volume) è la suzione equivalente derivata dalla misura della pressione parziale del vapore acqueo in equilibrio con l'acqua del terreno, relativa

alla pressione parziale del vapore acqueo in equilibrio con una soluzione di composizione identica all'acqua presente nel terreno (si veda la prima delle (46);

**Componente osmotica dell'energia libera** (*osmotic or solute component of free energy*) : in termini di suzione è la suzione equivalente derivata dalla misura della pressione parziale del vapore acqueo in equilibrio con una soluzione di composizione identica all'acqua presente nel terreno, relativa alla pressione parziale del vapore acqueo in equilibrio con l'acqua pura (si veda la seconda delle (46);

**Suzione totale o energia libera dell'acqua del terreno** (*total suction or free energy of the soil water*) - in termini di suzione è la suzione equivalente derivata dalla misura della pressione parziale del vapore acqueo in equilibrio con l'acqua del terreno, relativa alla pressione parziale del vapore acqueo in equilibrio con l'acqua pura.

- Hillel [1982] adotta le seguenti definizioni:

**potenziale** (*soil-water potential*):

*definizione qualitativa*: esprime l'energia potenziale specifica dell'acqua contenuta nel terreno relativamente a quella dell'acqua in uno stato di riferimento; lo stato di riferimento usualmente adoperato è quello di una vasca di acqua pura, sottoposta alla pressione atmosferica, alla stessa temperatura dell'acqua contenuta nel terreno (o a qualsiasi altra temperatura), e ad una quota costante assegnata;

*definizione termodinamica*: l'energia potenziale può essere espressa come la differenza tra l'energia libera parziale specifica (per unità di massa) dell'acqua presente nel terreno e quella dell'acqua nella condizione di riferimento;

**potenziale gravitazionale** è legato alla quantità di energia potenziale che possiede la particella d'acqua per effetto del campo gravitazionale;

**potenziale di pressione** è legato alla quantità di energia che possiede il volume elementare d'acqua per effetto della pressione (riferita alla pressione atmosferica) che in essa si esercita; si distinguono:

potenziale di pressione positivo, in particolare il potenziale dell'acqua al disotto del livello di falda è chiamato *potenziale di immersione* (*submergence potential*);

potenziale di pressione negativo o *potenziale capillare* o *di matrice*, deriva dalle forze capillari e di adsorbimento che si sviluppano nell'interazione con lo scheletro solido; queste forze attraggono e legano l'acqua presente nel terreno e ne abbassano l'energia al disotto di quella dell'acqua libera;

*potenziale pneumatico*, è legato alla pressione che regna nel gas al contorno del volume d'acqua in esame, qualora tale pressione è diversa dall'atmosferica lo stato energetico si discosta da quello di riferimento;

**potenziale osmotico** la presenza di soluti nell'acqua contenuta nel terreno modifica le sue proprietà meccaniche ed abbassa la sua energia potenziale. In particolare, i soluti riducono la tensione di vapore dell'acqua contenuta nel terreno.

- Nelle norme della ASTM che regolano la determinazione della suzione con la tecnica della carta da filtro [ASTM, 1992] sono riportate le seguenti definizioni:

**suzione di matrice** (*matric or matrix suction  $h_m$* ): la pressione negativa (espressa come un valore positivo), relativa alla pressione dell'atmosfera al contorno dell'acqua nel terreno, alla quale una soluzione identica in composizione all'acqua di porosità deve essere sottoposta per essere in equilibrio attraverso una parete porosa permeabile con l'acqua presente nel terreno; la suzione di matrice è anche la riduzione dell'umidità relativa dovuta al salto di pressione tra l'aria e l'acqua esistente in corrispondenza della superficie di quest'ultima;

**suzione osmotica** (*osmotic or solute suction  $h_s$* ): la pressione negativa alla quale un recipiente pieno di acqua pura deve essere soggetto per essere in equilibrio attraverso una membrana semipermeabile con una vasca contenente una soluzione identica in composizione all'acqua presente nel terreno; la suzione osmotica è anche la riduzione dell'umidità relativa dovuta alla presenza di sali disciolti nell'acqua;

**potenziale totale** (*total potential*): la somma dei potenziali gravitazionali, di pressione, e del gas esterno; il potenziale può identificarsi con la suzione quando si trascuri il potenziale gravitazionale ed il potenziale del gas esterno;

**suzione totale** (*total soil suction  $h$* ): la pressione negativa, relativa alla pressione del gas all'esterno dell'acqua nel terreno, alla quale deve essere sottoposta una vasca di acqua pura per essere in equilibrio con l'acqua nel terreno attraverso una membrana permeabile alle sole molecole d'acqua; la suzione

totale (espressa con un valore positivo) è la somma della  
suzione osmotica e della suzione di matrice.

---

---

---

**Particelle solide**

**adsorbita**

**fase solida**

**libera**

**fase liquida**

**Acqua**

**vapore**

**fase  
gassosa**

**Aria**

**libera**

**disciolta**

**(Sali disciolti)**

*Figura B-1 Fasi e componenti presenti in un terreno parzialmente saturo [Yoshimi e Osterberg, 1963].*

**Interfasi**

▼  
**acqua/aria**

▼  
**solido/aria**

▼  
**solido/acqua**

*Figura B-2 Interfasi presenti in un terreno non saturo.*

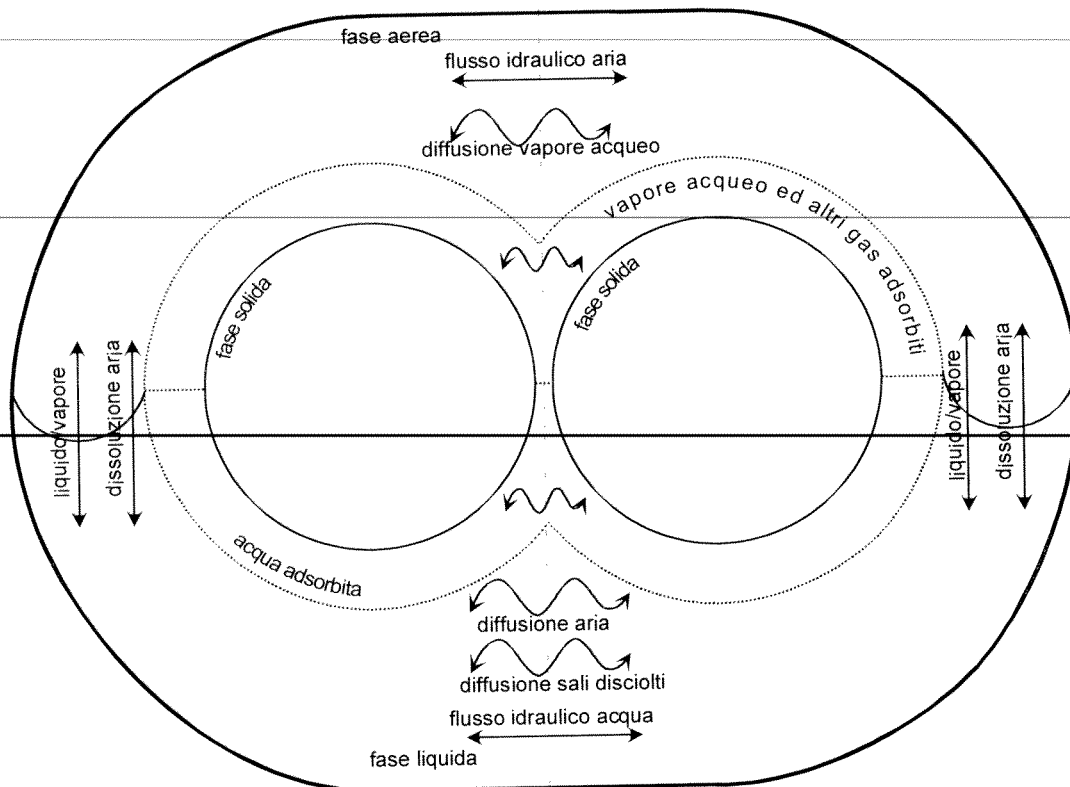


Figura B-3 Rappresentazione schematica delle fasi presenti e dei flussi in un terreno non saturo.

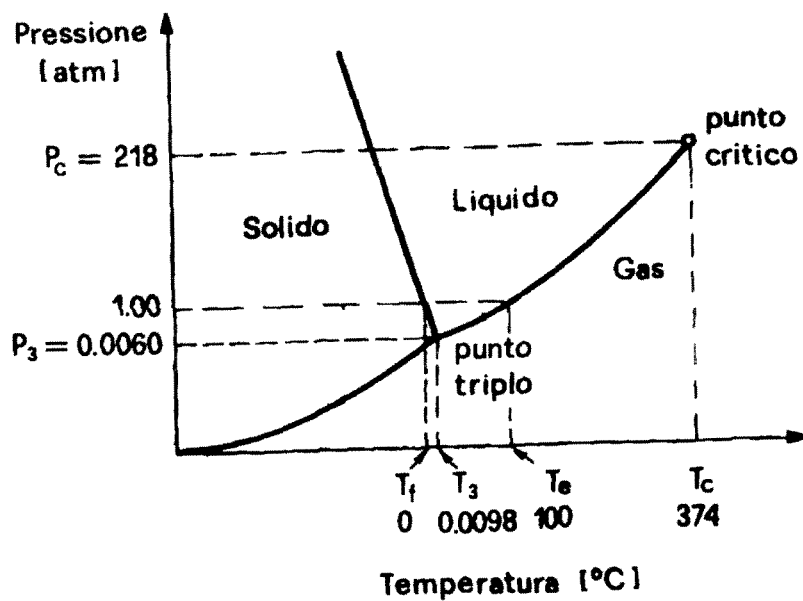


Figura B-4 Diagramma di stato dell'acqua [Buri e Marotta, 1987]

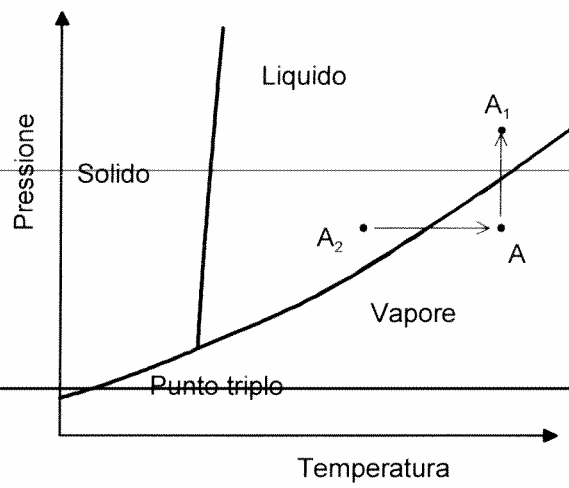


Figura B-5 Diagramma di stato di una sostanza elementare e stati di equilibrio "metastabile"  
 [Marinho e Chandler, 1995]

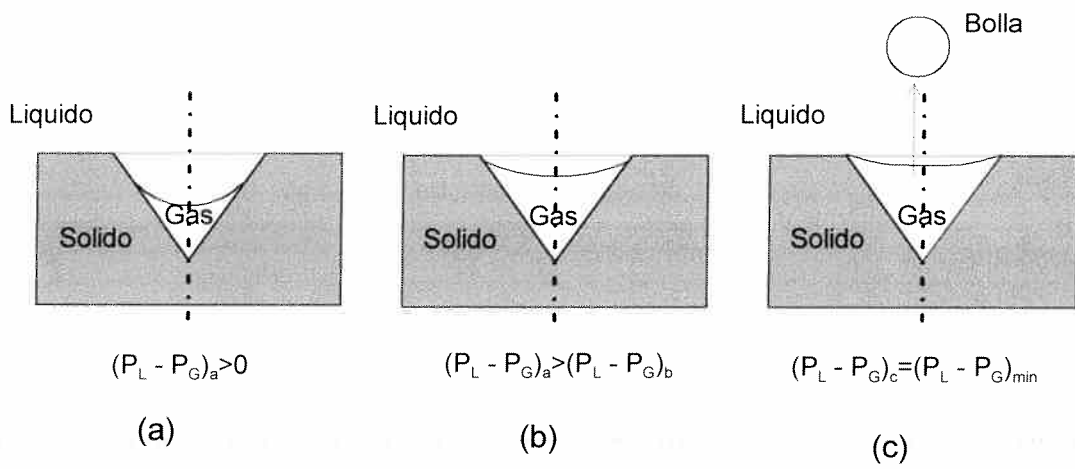


Figura B-6 Formazione di una bolla da un nucleo di cavitazione  
 [Marinho e Chandler, 1995]



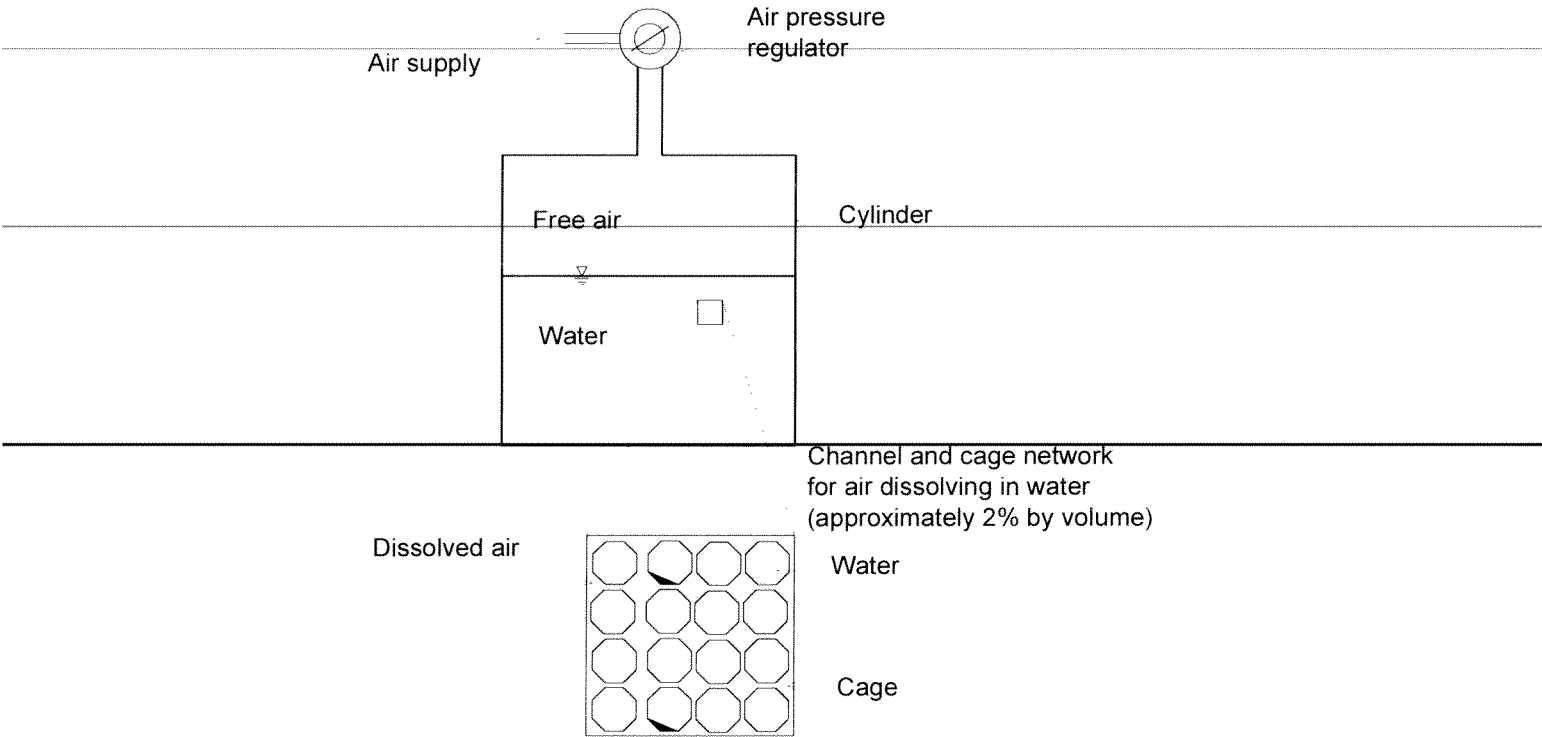


Figura B-7 Modello schematico della dissoluzione dell'aria nell'acqua [Fredlund e Rahardjo, 1993]

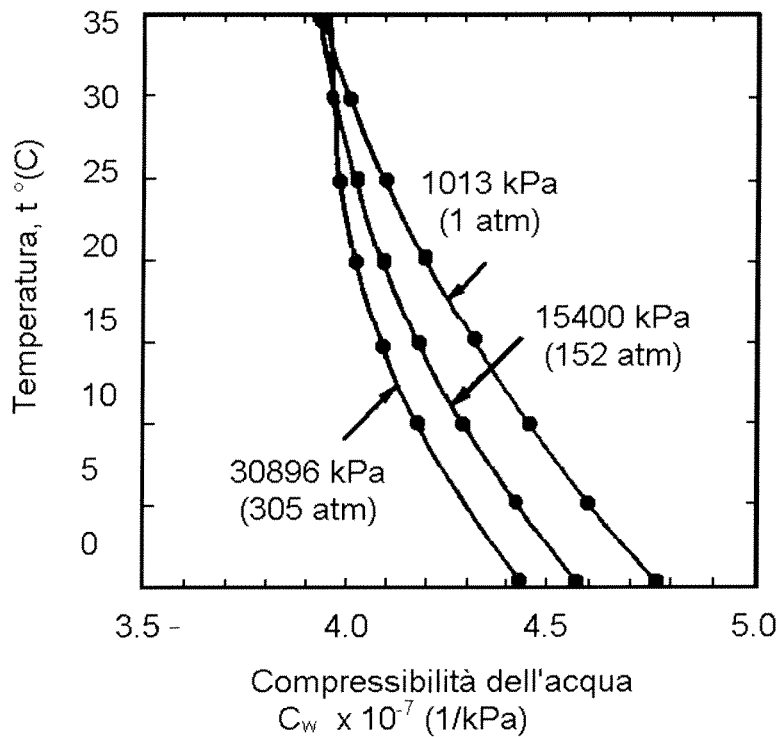


Figura B-8 Compressibilità isoterma dell'acqua satura d'aria [Fredlund e Rahardjo, 1993]

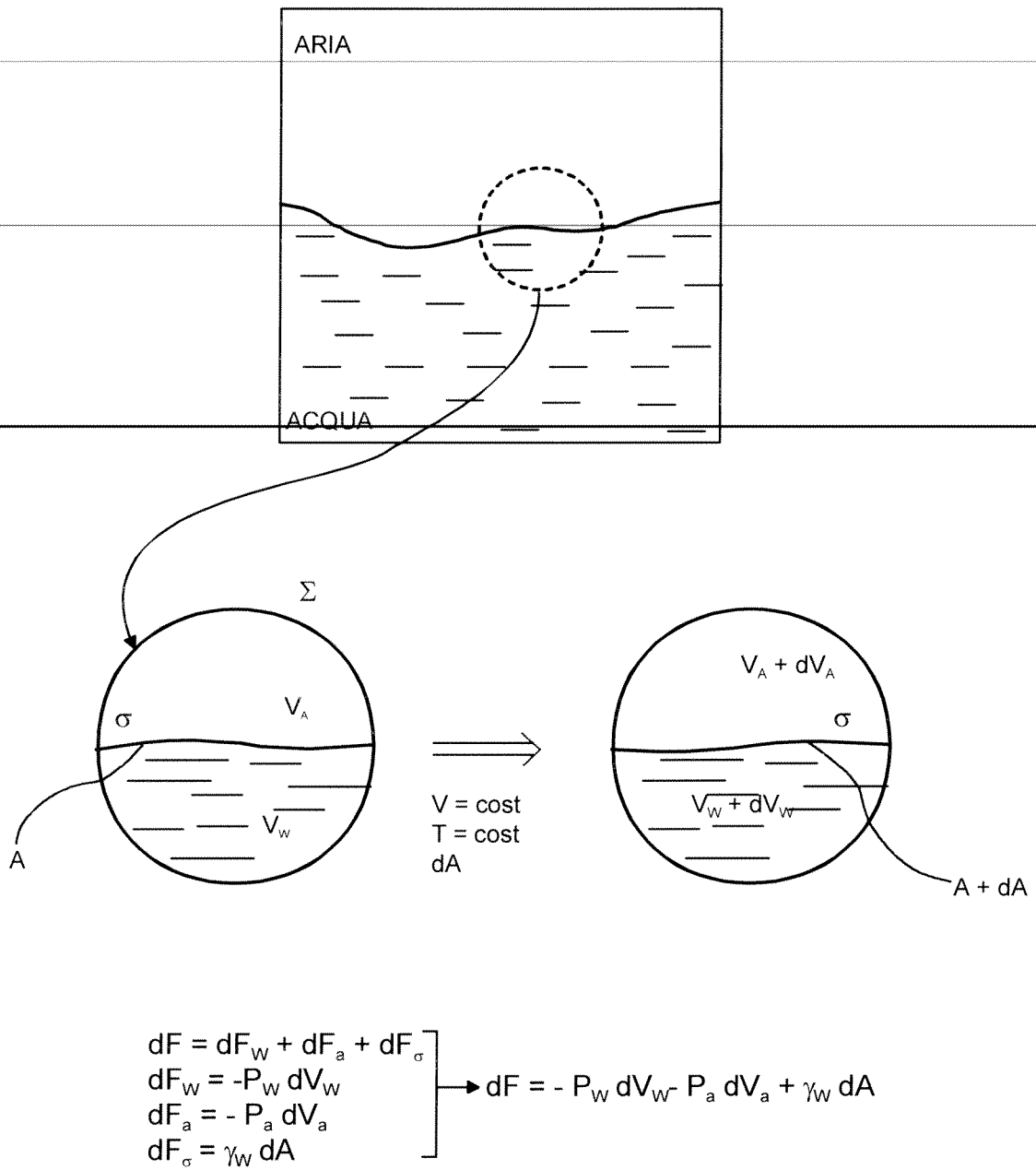
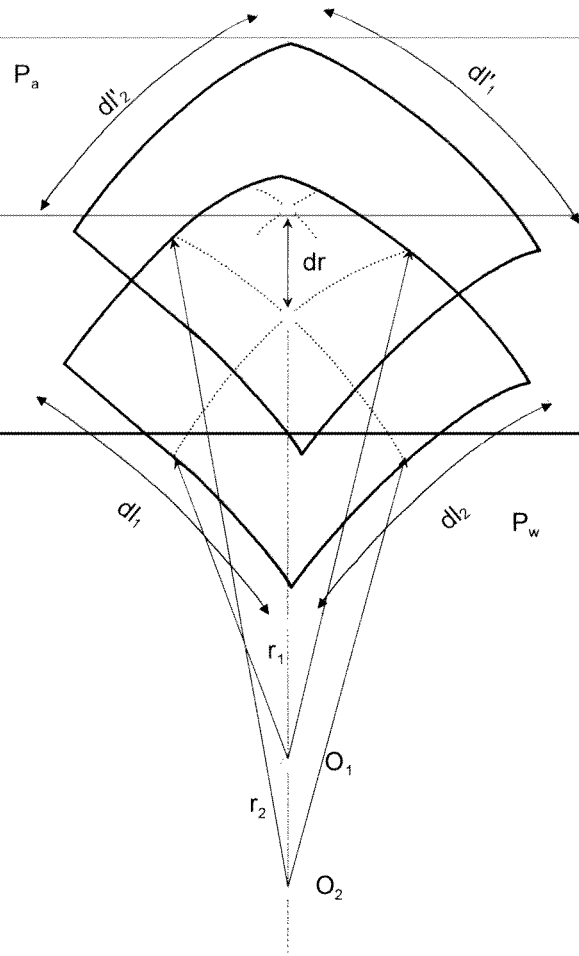


Figura B-9 Trasformazione termodinamica a volume e temperatura costanti di un sistema bifase (aria, acqua).



$$dl'_1 = \left( 1 + \frac{dr}{r_1} \right) dl_1$$

$$dl'_2 = \left( 1 + \frac{dr}{r_2} \right) dl_2$$

$$dl'_1 \times dl'_2 \approx \left( 1 + \frac{dr}{r_1} + \frac{dr}{r_2} \right) dl_1 \times dl_2$$

$$dA = dl'_1 \times dl'_2 - dl_1 \times dl_2 = dl_1 \times dl_2 = dl_1 \times dl_2 \times dr \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)$$

$$dV_w = dl_1 \times dl_2 \times dr$$

Figura B-10 Geometria di una porzione infinitesima dell'interfase aria/acqua e sua trasformazione generica [Gili, 1988]

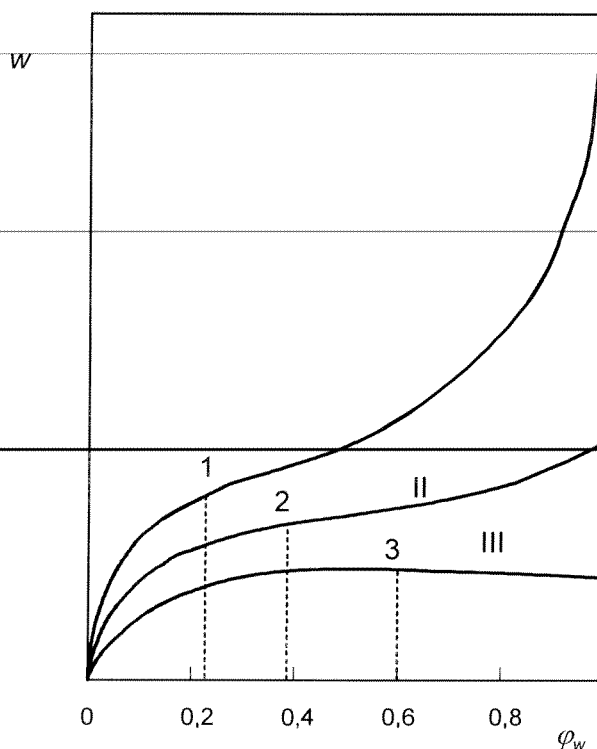


Figura B-11 Andamento qualitativo delle isoterme di adsorbimento di una superficie idrofila (I), di una superficie idrofoba (II) e di una superficie con comportamento intermedio (III); i punti 1, 2, 3 corrispondono alla formazione di uno strato adsorbito monomolecolare [Luikov, 1966]

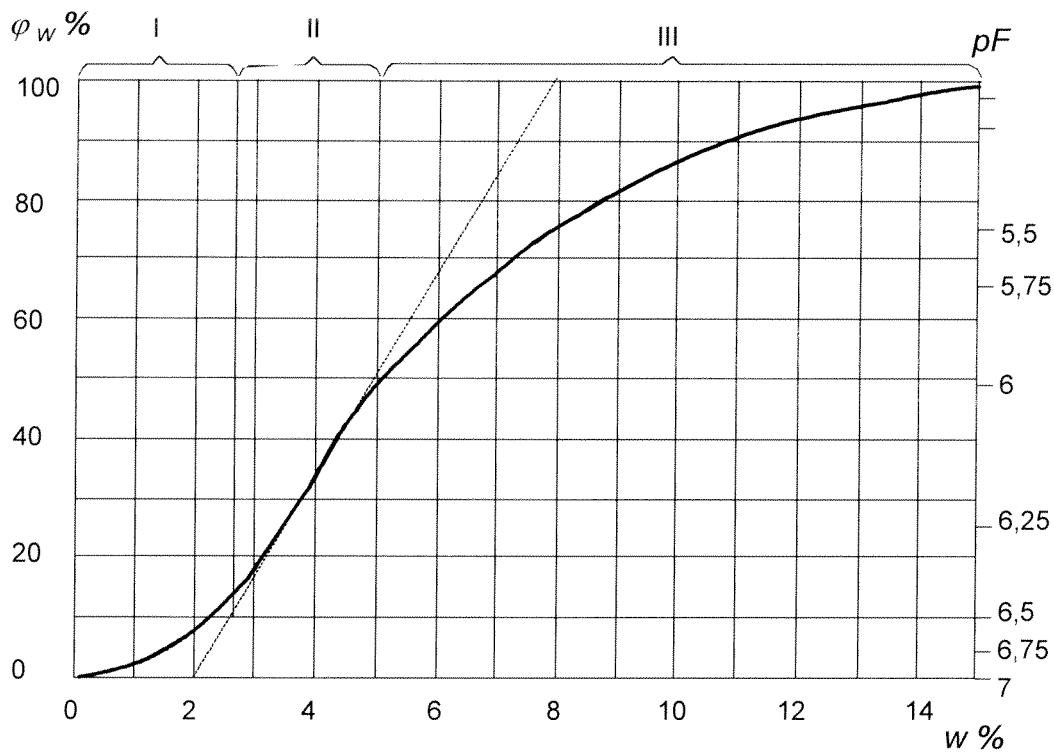


Figura B-12 Andamento tipico di un'isoterma di adsorbimento di un mezzo poroso [Andrei, 1967]

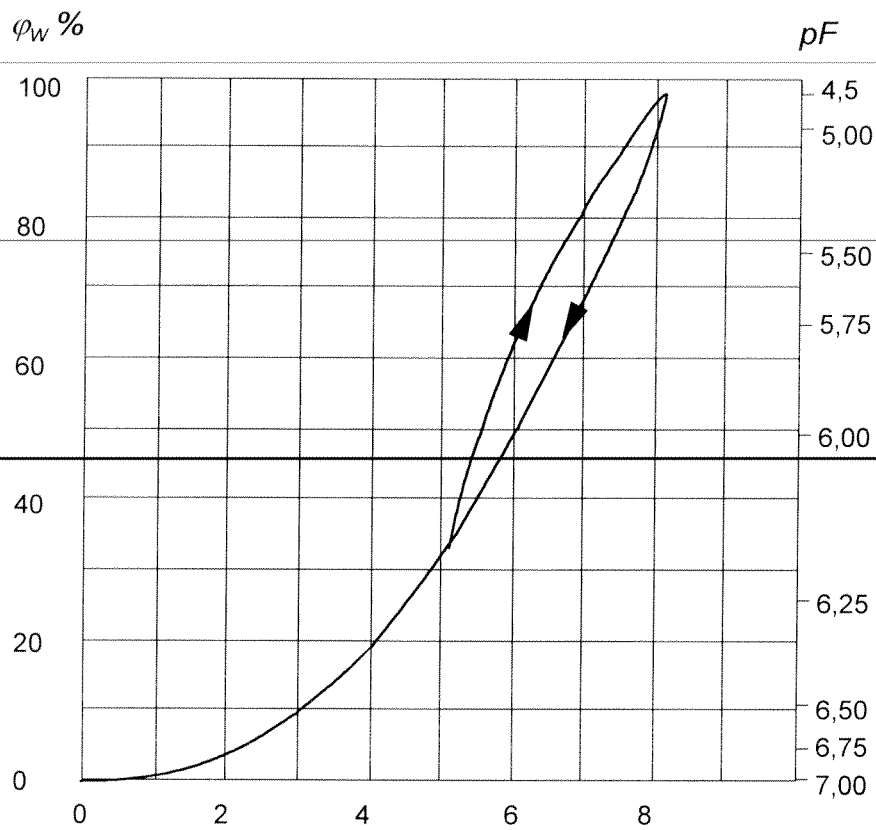


Figura B-13 Andamento tipico di un ciclo isoterma di adsorbimento-desorbimento [Andrei, 1967]

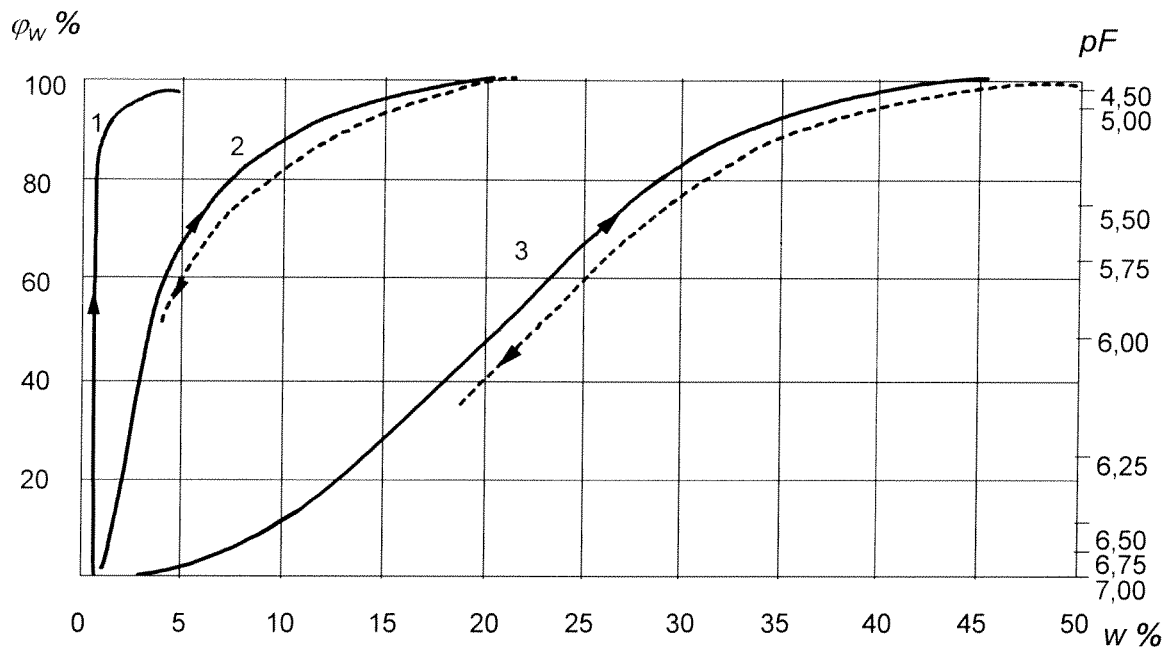


Figura B-14 Isotherme di adsorbimento e desorbimento per vari minerali argillosi:  
 1) caolinite; 2) illite; 3) montmorillonite;  
 [Andrei, 1967]

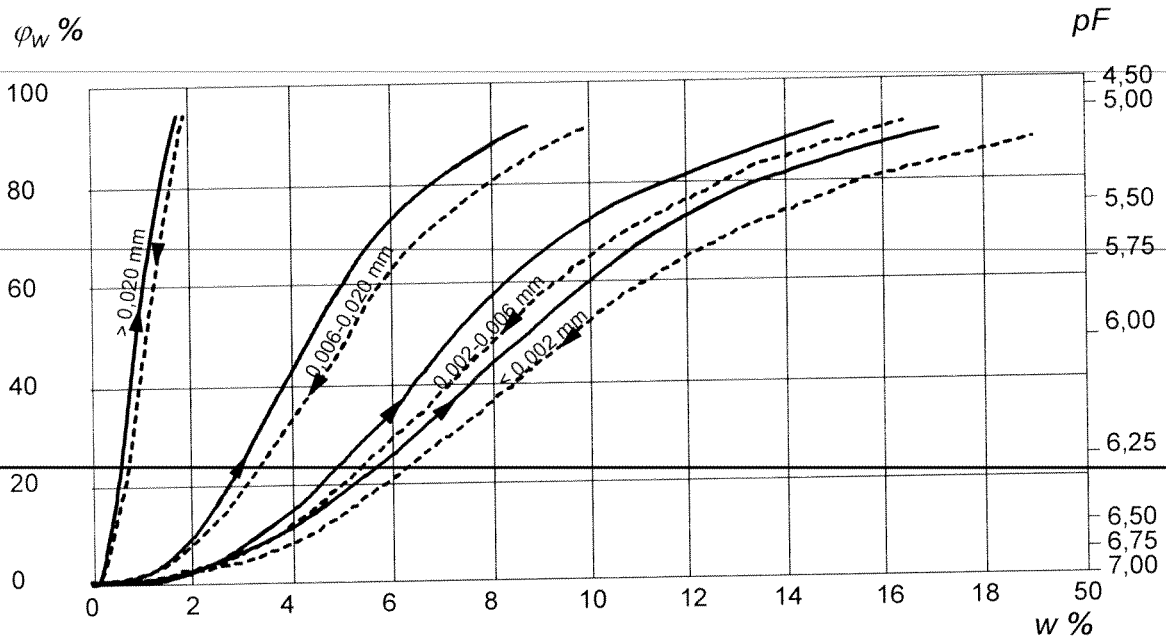


Figura B-15 Isotherme di adsorbimento e desorbimento per diverse frazioni granulometriche [Andrei, 1967]

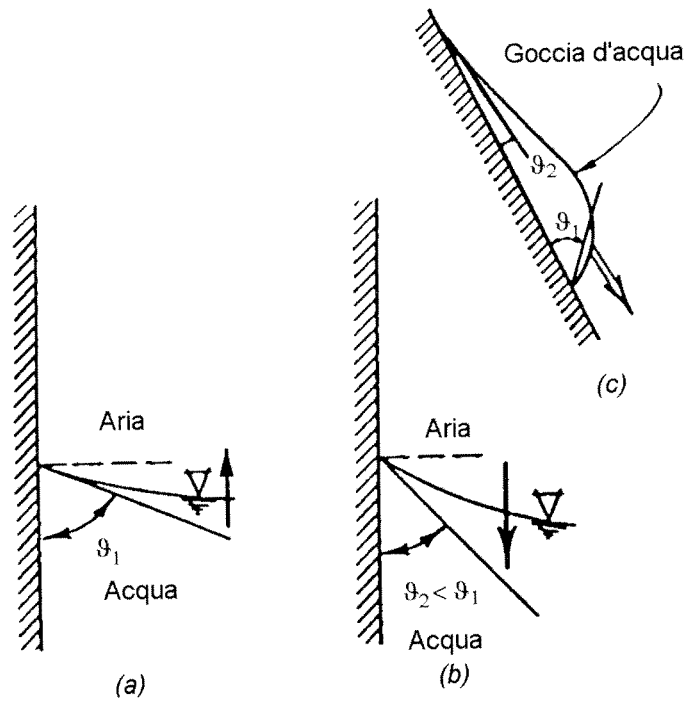


Figura B-16 Isteresi dell'angolo di contatto (rain drop effect): a) l'acqua avanza rispetto la superficie solida; b) l'acqua recede rispetto la superficie solida; c) una goccia d'acqua scivola sulla superficie solida; [Bear, 1972]

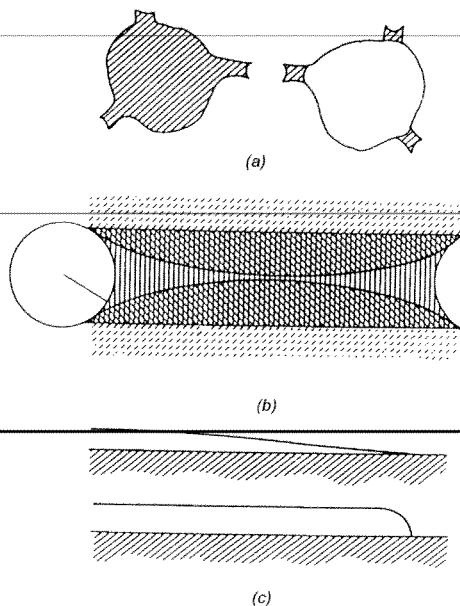


Figura B-17 Possibili cause dell'isteresi idraulica: a) i pori più grandi comunicano con l'esterno attraverso pori più piccoli (ink bottle effect); b) condensa capillare c) l'angolo di contatto che si forma quando il liquido avanza sulla superficie solida non coincide con quello che si forma quando il liquido recede (rain drop effect); [Baver et al., 1972]

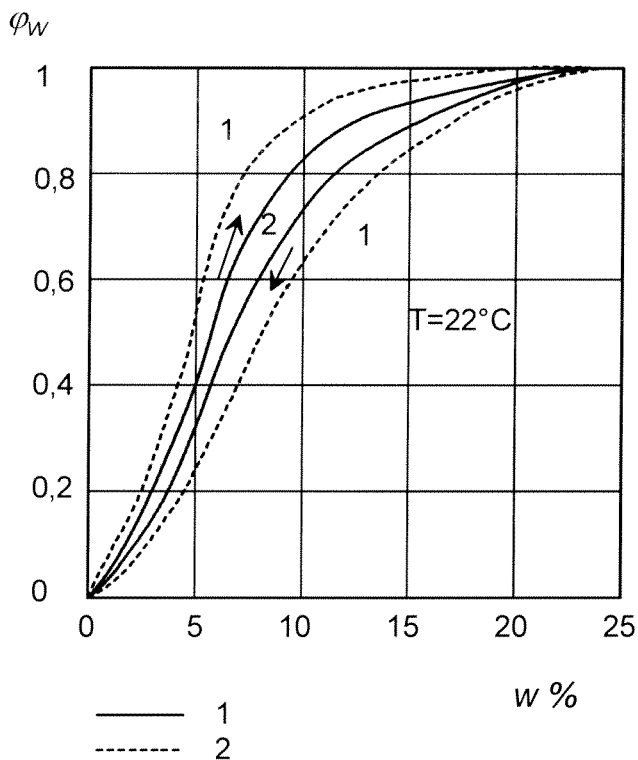


Figura B-18 Influenza del tempo trascorso sull'isteresi: 1) isoterme di adsorbimento e desorbimento misurate (ogni punto è determinato dopo una fase transitoria di durata finita al termine della quale si assume che sia stato raggiunto l'equilibrio); 2) isoterme finali (ogni punto corrisponde ad una effettiva condizione di equilibrio); [Andrei, 1967]

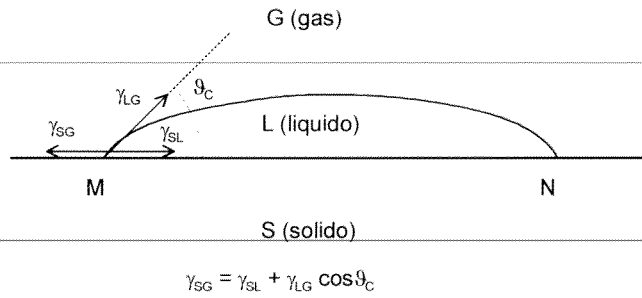


Figura B-19 Contatto tra tre fasi (liquido, solido, gas): tensioni interfacciali e angolo di contatto

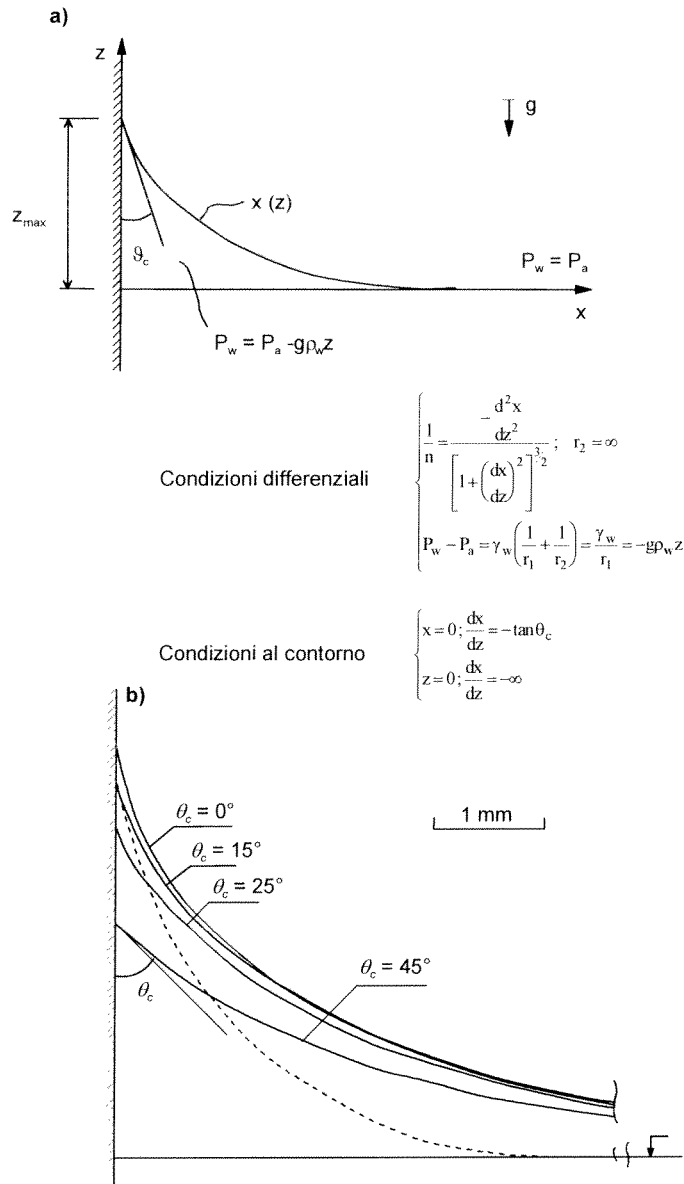


Figura B-20 Determinazione della geometria del contatto tra l'acqua ed una parete piana verticale: a) impostazione analitica del problema; b) soluzioni per diversi valori dell'angolo di contatto (la curva tratteggiata è un arco di circonferenza tangente alla parete); [Gili, 1988]



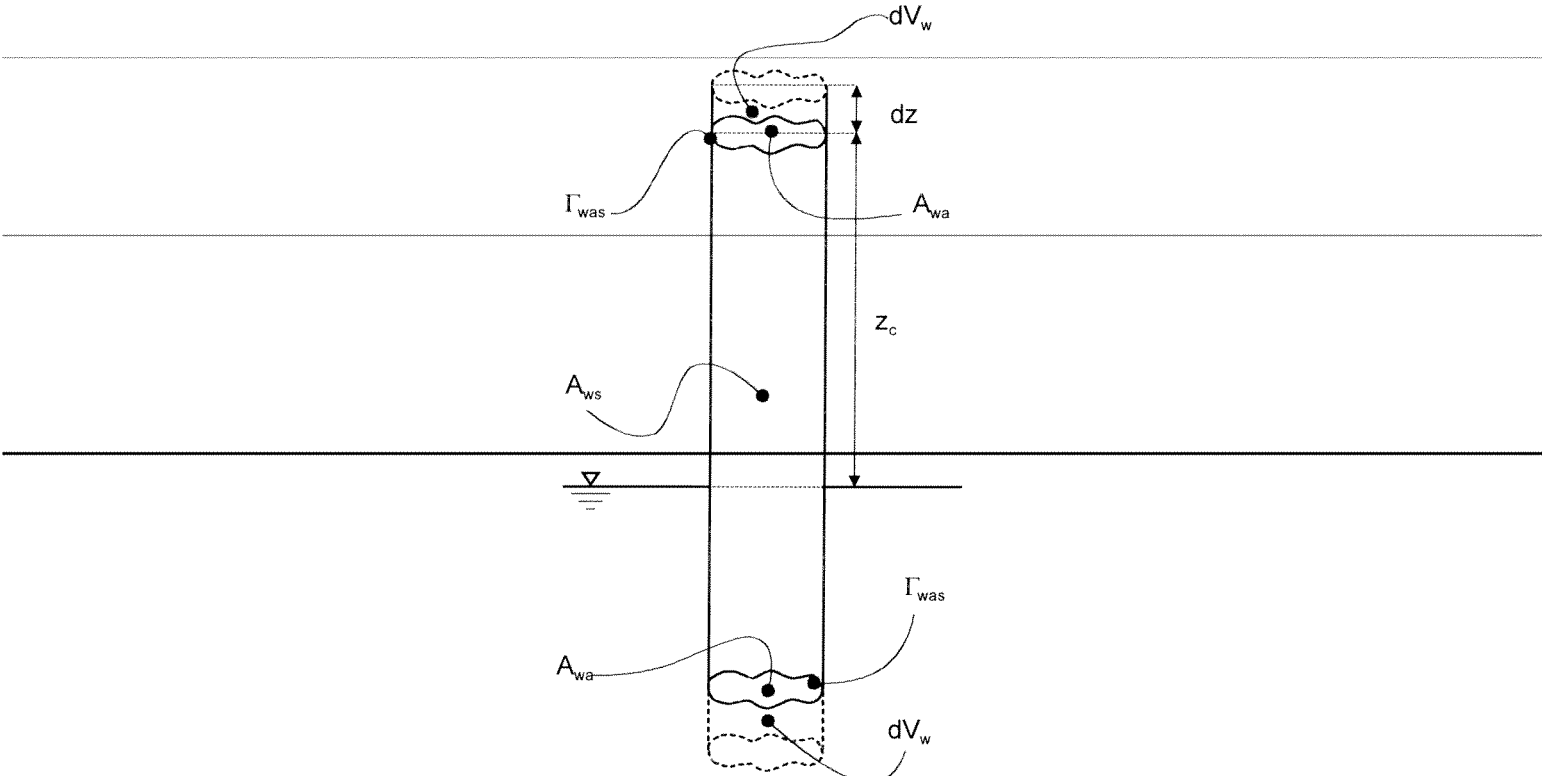


Figura B-21 Risalita dell'acqua in un tubo capillare.

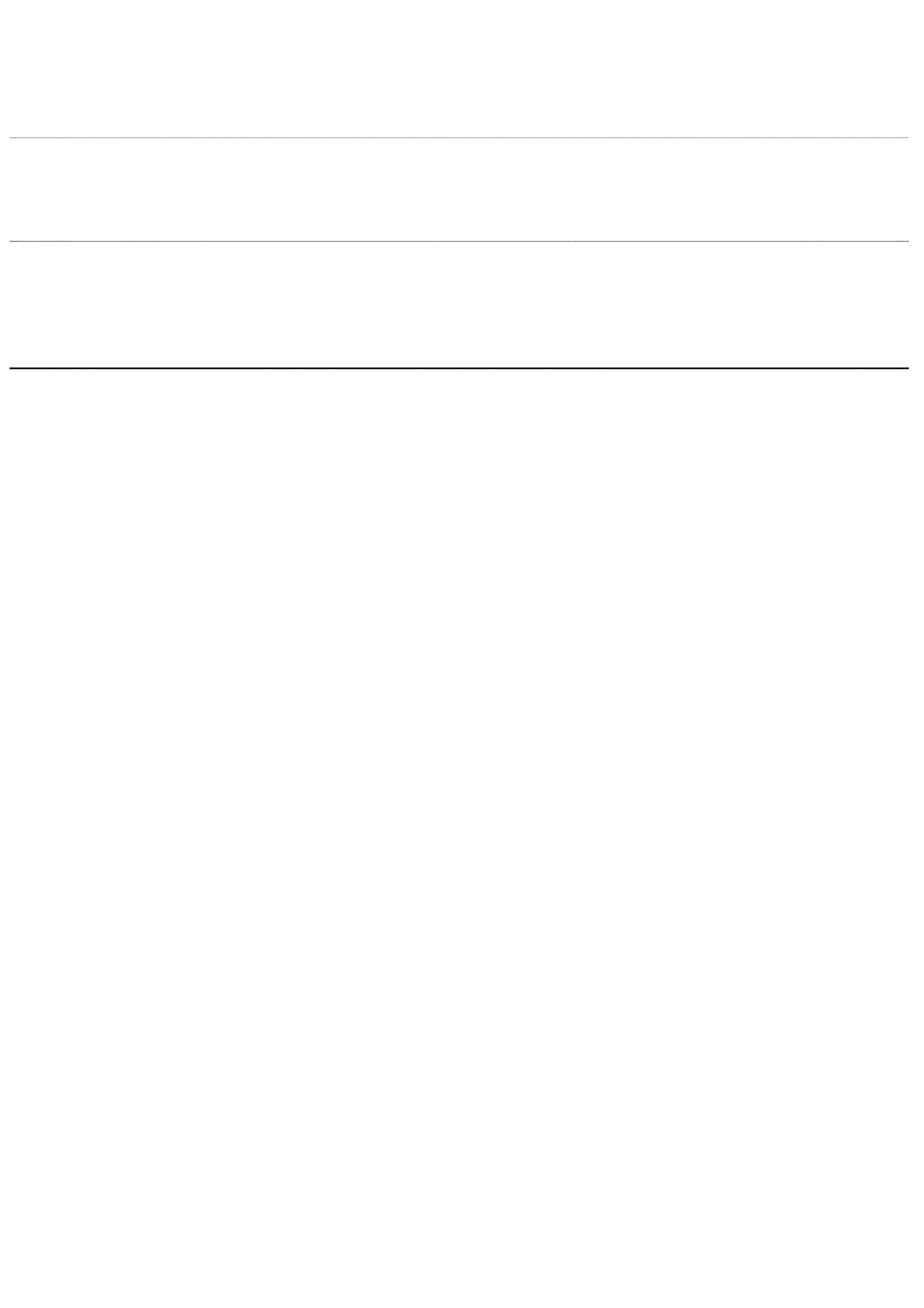
---

## BIBLIOGRAFIA

---

---

---



---

## BIBLIOGRAFIA

---

- ADAM N.K., 1941, *The physics and chemistry of surfaces*. Oxford University Press.
- 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):12-21.
- AITCHINSON G.D., 1961, *Relationships of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils*. Proc. of Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London, 47-52.
- AITCHINSON G.D., 1965, *Engineering Concepts of Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils*. Proc. Symp. in print on Moisture Equilibrium and Moisture Changes in Soils beneath covered areas, Butterworths, Sidney, Australia, 7-21.
- AITCHINSON G.D., 1967, *The separate roles of site investigation, quantification of soil properties and selection of operational environment in the determination of foundation design on expansive soils*. Proc. III Asian Reg. Conf. on SMFE, Haifa, Israele, 2:72-77.
- AITCHINSON G.D., DONALD I.B., 1956, *Effective stresses in unsaturated soils*. Proc. II Aust. N.Z. Conf. Soil Mech., 192-199.
- AITCHINSON G.D., WOODBURN J.A., 1969, *Soil suction in foundation design*. Proc. VII ICSMFE, Mexico, 2:1-8.
- AKULICHEV V., 1966, *Akust. zh. 12*; [sov. physics acoust. 12-144-149], 160-166.
- ALONSO E.E., 1993, *Effet des variations de teneur en eau dans le sols compactes*. Rev. Franc. Geotech., (62) 7-21.
- ALONSO E.E., BATLLE F., GENS A., LLORET A., 1988, *Consolidation analysis of partially saturated soils. Application to earthdam construction*. VI Int. Con. on Num. Meth. in Geomech., Innsbruck.
- ALONSO E.E., GENS A., 1992, *A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays*. Can. Geotech. J., 29:1013-1032.
- ALONSO E.E., GENS A., HIGHT D.W., 1987, *Special problem soils. General report*. IX ECSMFE, Dublino, 3:1087-1146.
- ALONSO E.E., GENS A., JOSA A., 1990, *A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique, 40(3): 405-430.
- ALONSO E.E., GENS A., LLORET A., 1991, *Double structure model for the prediction of long-term movements in expansive materials*. VII Int Conf. on Com. Meth. and Advanc. in Geomech., Cairns, 541-548.
- ALONSO E.E., LLORET A., 1982, *Behaviour of partially saturated soil in undrained loading and step by step embankment construction*. IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials, Delft, 173-180.
- ALONSO E.E., LLORET A., 1985, *Comportamiento de suelos parcialmente saturados*. Revista de Obras Publicas, Mayo-Junio, 435-461.
- AMIRSOLEYMANI T., 1989, *Mathematical approach to evaluate the behaviour of collapsible soils*, XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 1:575-582.
- AMIRSOLEYMANI T., 1995, *Influence of deposition on deformation of unsaturated soils*. Proc. I Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 2:687-694.
- ANDREI S., 1967, *Apa in paminturile nesaturate*. Editura Tehnica Bucurest, Romania, 340 pp.
- APPEL R.C., 1970, *The role of impurity in cavitation-threshold determination*. J. of Acoustical Society of America, 48:1179-1186.

- ARARUNA J.T., HARWOOD A.H., CLARKE B.G., *A practical, economical and precise volume change measurement device*. Géotechnique, 45(3):541-544.
- ASLYNG H.C., (Chairman), 1963, *Soil Physics Terminology*. Int. Society Soil Science Bull., 23:7-10.
- ASTM, 1977, *Standard test method for capillary-moisture relationship for fine-textured soils by pressure-membrane apparatus*. D 3152-72, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ASTM, 1981, *Standard test method for capillary-moisture relationship for coarse and medium textured soils by porous-plate apparatus*. D 2325-68, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ASTM, 1991, *Standard guide for measuring matric potential in the vadose zone using tensiometers*. D 3404-91, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ASTM, 1992, *Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper*. D 5298-92, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ATKINSON J.H., 1984, *Simple and inexpensive pressure control equipment for conventional stress-path testing of soil*. Géotechnique, 34(1):61-63.
- ATKINSON J. H., BRANSBY P.L., 1977, *The Mechanics of Soils – An introduction to Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill, London.
- ATKINSON J.H., SALLFORS G., 1991, *Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory*. Proc. of X ECSMFE, Firenze.
- AURISICCHIO A., CAROTENUTO A., FUCCI F., LA FIANZA G., 1990, *Fenomenologie di assorbimento in materiali porosi in presenza di aria umida: tufo giallo napoletano*. La Termotecnica, dicembre, 47-53.
- AVERJANOV S.F., 1950, *About permeability of subsurface soils in case of incomplete saturation* in English Collection, vol. 7.
- AVERSA S., VINALE F., 1995, *Improvements to a Stress-Path Triaxial Cell*. Geotechnical Testing Journal, 18(1):116-120.
- BARBERI F., INNOCENTI F., LIRER L., MUNNO R., PESCATORE T., SANTACROCE R., 1978, *The Campanian Ignimbrite: a major prehistoric eruption in the neapolitan area (Italy)*. Bull. Volcanol., 41:1-22.
- BARBOUR S.L., FREDLUND D.G., 1989, *Mechanisms of osmotic flow and volume change in clay soils*. Can. Geotech. J., 26:551-562.
- BARDEN L., MADEDOR O.A., SIDES G.R., 1969, *Volume change characteristics of unsaturated clay*, JSMFD-ASCE, SM1:33-51.
- BARDEN L., SIDES G.R., 1967, *The diffusion of air through the pore water of soils*. Proc. III Asian Reg. Conf. SMFE, Israel, 1:135-138.
- BAVER L.D., GARDNER W.H., GARDNER W.R., 1972, *Soil Physics*. Wiley & Sons, New York, 4<sup>th</sup> edition.
- BEAR J., 1972, *Dynamics of fluids in porous media*. American Elsevier publishing company, New York.
- BERTHELOT M., 1850, *Sur quelques phénomènes de dilatation forcée de liquides*. Ann. de Chimie et de Physique, 30:232-239.
- BIRKERMAN J.J., 1958, *Surface chemistry, theory and applications*. Academic Press Inc.
- BISHOP A.W., 1959, *The principle of effective stress*. Tek. Ukeblad, 39:859-863.
- BISHOP A.W., BLIGHT G.E., 1963, *Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils*. Géotechnique, 13:177-197.

- BISHOP A.W., DONALD I.B., 1961, *The experimental study of partly saturated soil in triaxial apparatus*. V ICSMFE, 1/3:13-21.
- BISHOP A.W., HENKEL D.J., 1962, *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*. 2<sup>nd</sup> ed., Edward and Arnold Publishers, London, England.
- BISHOP A.W., WEBB D.L., SKINNER A.E., 1965, *Triaxial Tests on Soil at Elevated Cell Pressures*. Proc. of VI ICSMFE, Toronto, 1:170-174.
- BISHOP A.W., WESLEY L.D., 1975, *A hydraulic apparatus for controlled stress path testing*. Géotechnique, 25(4):657-670.
- BLIGHT G.E., 1961, *Strength and consolidation characteristics of compacted soils*, Ph.D thesis University of London, 217 pp.
- BLIGHT G.E., 1965, *A study of effective stresses for volume change*. Proc. Symp. in print on *Moisture Equilibrium and Moisture Changes in Soils beneath covered areas*, Butterworths, Sidney, Australia, 259-269.
- BLIGHT G.E., 1967, *Effective stress evaluation for unsaturated soils*. JSMFD-ASCE, SM2:125-148.
- BLOCH P., 1978, *Stress state variables for unsaturated soils - Discussion*, JSMFD-ASCE, GT2:303-304.
- BOCKING K.A., FREDLUND D.G., 1979, *Use of osmotic tensiometer to measure negative pore water pressure*. Geotechnical Testing Journal, 2:3-10.
- BOLT G.H.,(Chairman), 1976, *Soil Physics Terminology*. Int. Society Soil Science Bull., 49: 16-22.
- BROOKS R.H., COREY A.T., 1964, *Hydraulic properties of porous media*. Hydrology Paper No.3, Colorado State Univ., Fort Collins, Colorado, 27 pp.
- BROOKS R.H., COREY A.T., 1966, *Properties of porous media affecting fluid flow*. J. Irrig. Div. Am. Soc. Civ. Eng. 92(IR2):61-88.
- BRUTSAERT N., 1968, *The permeability of a porous medium determined from certain probability laws for pore size distribution*. Water Resour. Res. 4:425-434.
- BURDINE N.T., 1953, *Relative permeability calculations from pore size distribution data*. Petrol. Trans., Am. Inst. Min. Eng., 198:71-77.
- BURGHIGNOLI A., PANE V., CAVALERA L., SAGASETA C., CUELLAR V., PASTOR M., 1991, *Modelling stress-strain-time behaviour of natural soils*. Proc. of X ECSMFE, Firenze.
- BURI A., MAROTTA A., 1987, *Chimica - Lezioni per gli studenti delle Facoltà di Ingegneria*. Liguori Editore, Napoli.
- BURLAND J.B., 1964, *Effective stress in partially saturated soils - Correspondence*. Géotechnique, 14:64-68.
- BURLAND J.B., 1965, *Some aspects of the mechanical behaviour of partially saturated soils*. Proc. Symp. in print on *Moisture Equilibrium and Moisture Changes in Soils beneath covered areas*, Butterworths, Sidney, Australia, pp.259-269.
- CAMPBELL J.D., 1973, *Pore pressure and volume changes in unsaturated soils*. PhD thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign.
- CAMPBELL S.G., 1974, *A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data*. Soil Science, 117:311-314.
- CAMPBELL S.G., GEE W.G., 1986, *Water Potential:Miscellaneous Methods*. in *Methods of Soil Analysis, Part 1. Physical and Mineralogical Methods-Agronomy Monograph no. 9*, ed. by A. Klute, American Society of Agronomy-Soil Science Society of America, Madison (WI USA), pp.619-633.

- CASSEL D.K., KLUTE A., 1986, *Water Potential: Tensiometry*. in *Methods of Soil Analysis, Part 1. Physical and Mineralogical Methods*-Agronomy Monograph no. 9, ed. by A. Klute, American Society of Agronomy-Soil Science Society of America, Madison (WI USA), pp.563-596.
- CHAPMAN P.J., RICHARDS B.E., TREVENA D.H., 1975, *Monitoring the growth of tension in a liquid contained in a Berthelot tube*. J. of Physics E: Scientific Instrumentation, 8:731-735.
- CHILDS E.C., 1940, *The use of soil moisture characteristics in soil studies*, Soil Science, 50: 239-252.
- CHU T.Y., MOU C.H., 1973, *Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests*. Proc III Int. Conf. Exp. Soils, Haifa, Israel, 177-185.
- CITRINI D., NOSEDA G., 1987, *Idraulica*, Casa Editrice Ambrosiana, Milano.
- COLE P.D., SCARPATI C., 1993, *A facies interpretation of the eruption and emplacement mechanism of the upper part of the Neapolitan Yellow Tuff, Campi Flegrei, Southern Italy*. Bull. Volcanology, 55:311-326.
- COLEMAN J.D., 1962, *Stress-strain relations for partly saturated soil*. Géotechnique, 12:348-350.
- COLEMAN J.D., RUSSAM K., 1961, *Some uses of stress and strain invariants in the thermodynamic study of soil moisture*. Géotechnique, 11(1)29-36.
- COLLINS K., MCGOWN A., 1974, *The form and function of microfabric features in a variety of natural soils*. Géotechnique, 24(2):223-254.
- COMUNE DI NAPOLI, 1967, *Il sottosuolo di Napoli. Relazione della commissione di studio*. A cura del Comune di Napoli.
- COMUNE DI NAPOLI, 1972, *Il sottosuolo di Napoli. Relazione della commissione di studio*. A cura del Comune di Napoli.
- COREY A.T., 1957, *Measurement of water and air permeability in unsaturated soils*. Proc. Soil Sci. Soc. Amer. 21:7-10.
- COREY A.T., 1977, *Mechanics of Heterogeneous Fluids in Porous Media*. Water Resources Publ. Fort Collins, CO, 259 pp.
- CROCE A., 1954, *Sulla compressibilità delle pozzolane quali terreni di fondazione*. Geotecnica , 1(1):6-16.
- CROCE A., 1967, *Il sottosuolo della città di Napoli nei riguardi dei problemi geotecnici*, VIII Conv. di Geot., Cagliari, 3:23-41.
- CRONEY D., COLEMAN J.D., 1961, *Pore pressure and suction in soil*. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils, London, 31-37.
- CRONEY D., COLEMAN J.D., BLACK W.P.M., 1958, *The movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance*. H.R.B. Special Report No.40, Washington D.C.
- CRUM L.A., 1979, *Tensile strength of water*, Nature, 278:148-149.
- CUI Y.J., 1993, *Etude du comportement d'un limon compacte non saturé et de sa modélisation dans un cadre elasto-plastique*. These de Doctorat, Ecole National des Ponts et Chaussées.
- DAVIDSON J.M., STONE L.R., NIELSEN D.R., LARUE M.E., 1969, *Field measurement and use of soil water properties*. Water Resour. Res. 5:1312-1321.
- DELAGE P., DE SILVA S.G.P.R., DE LAURE E., 1987, *Un nouvel appareil triaxial pour les sols non-saturés*. IX ECSMFE, Dublino, 1.6:25-28.

- DELAGE P., GRAHAM J., 1996, *Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models*, Proc. I Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 3:1223-1256.
- DELAGE P., DE SILVA S.G.P.R., 1992, *Negative pore pressure and compacted soils*. Raül Marsal Volume, Mexico, 225-232.
- DE LORENZO G., 1909, *L'attività vulcanica dei Campi Flegrei*. Rend. Acc. Sc. Fis. e Mat., Napoli, s. 3<sup>a</sup> 10: 203-221.
- DI GIROLAMO P., GHIARA M.R., LIRER L., MUNNO R., ROLANDI G., STANZIONE D., 1984, *Vulcanologia e petrologia dei Campi Flegrei*. Boll. Soc. Geol. Ital., 103:349-413.
- DINEEN K., BURLAND J.B., 1995, *A new approach to osmotically controlled oedometer testing*. Proc. I Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 2:459-465.
- DONALD I.B., 1956, *Shear strength measurements in unsaturated non-cohesive soils with negative pore pressure*. Proc. II. Aust.-N.Z. Conf. on SMFE, 200-207.
- DORSEY N.E., 1940, *Properties of ordinary water-substances*. Amer. Chemical Soc., Mono. Series, Reinhold, New York.
- DUDLEY J.H., 1970, *Review of collapsing soils*. JSMFD-ASCE, SM3:919-947.
- EDGARD T.V., 1993, *One and three dimensional, three phase deformation in soil*. Unsaturated Soils, ASCE Geotech. Special Publication n. 39, 139-150
- EL-SHOBY M.A., SHERIF M.M., ELLEBOUDY A.M., SAAD M.A., 1989, *Critical evaluation of collapsibility measurements for cemented sand*. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 1:593-596.
- ESCARIO V., JUCA J.F.T., 1989, *Strength and deformation of partly saturated soils*. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 1/12:43-46
- ESCARIO V., SAEZ J., 1973, *Measurements of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction*. Proc. III Asian Reg. Conf. on SMFE, Haifa, Israele, 1:195-200.
- ESCARIO V., SAEZ J., 1986, *The shear strenght of partly saturated soils*. Géotechnique, technical note, 36:453-456.
- EVANGELISTA A., 1991, *Cavità e dissesti nel sottosuolo dell'area metropolitana napoletana*. ACTA NEAPOLITANA: Rischi naturali ed impatto antropico nell'area metropolitana napoletana, Guida Editori, Napoli, 196-218.
- FISHER J.C., 1948, *The fracture of liquids*. J. of Appl. Physics, 19.
- FREDLUND D.G., 1973, *Volume change behaviour of unsaturated soils*. Ph.D. thesis, Univ. of Alberta, Edmonton, Alta., Canada, 490 pp.
- FREDLUND D.G., 1975, *A diffuser air volume indicator for unsaturated soils*. Can. Geot. J., 12:533-539.
- FREDLUND D.G., 1976, *Density and compressibility characteristics of air-water mixture*. Can. Geotech. J., 13:386-396.
- FREDLUND D.G., 1979, *Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils*. Can. Geo. J., 16:121-139.
- FREDLUND D.G., 1992, *Background theory and research related to use of thermal conductivity sensors for matric suction measurement*. Social Science Society of America, Special Publication n.30, 249-261
- FREDLUND D.G., HASAN J.U., 1979, *One dimensional consolidation theory: unsaturated soils*. Can. Geo. J., 16:521-531.
- FREDLUND D.G., MORGENSTERN N.R., 1976, *Constitutive relations for volume change in unsaturated soils*. Can. Geo. J., 13:261-276.
- FREDLUND D.G., MORGENSTERN N.R., 1977, *Stress state variables for unsaturated soils*. JGED-ASCE, 103(GT5):447-466.



- FREDLUND D.G., MORGENSTERN N.R., WIDGER R.A., 1978, *The shear strenght of unsaturated soils*. Can. Geo. J., 15:313-321.
- FREDLUND D.G., RAHARDJO H., 1993, *Soil mechanics for unsaturated soils*. Wiley & Sons, Toronto, 517 pp.
- FREDLUND D.G., RAHARDJO H., GAN. J., 1987, *Nonlinearity of strength envelope for unsaturated soils*. Proc. VI Int. Conf. Expansive Soils, New Delhi, India, 1:49-54.
- FREDLUND D.G., WONG D.K.H., 1989, *Calibration of thermal conductivity sensors for measuring soil suction*. Geotech. Test J., 12:188-194.
- FREDLUND D.G., XING A., 1994, *Equations for the soil-water characteristic curve*. Can. Geotech. J., 31:521-532.
- FREDLUND D.G., XING A., HUANG S., 1994, *Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve*. Can. Geotech. J., 31:533-546.
- GAN J.K.M., FREDLUND D.G., 1988, *Multistage direct shear testing of unsaturated soils*. Geotech. Testing J., 11(2):132-138.
- GAN J.K.M., FREDLUND D.G., RAHARDJO H., 1988, *Determination of the shear parameters of unsaturated soil using the direct shear test*. Can. Geo. J., 25:500-510.
- GARDNER R., 1937, *A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range*. Soil Science, 43:277-293.
- GARDNER W.R., 1956, *Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data*. Proc. Soil Sci. Amer. Soc., 20:317-320.
- GARDNER W.R., 1958, *Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from water table*. Soil Sci., 85(4):228-232.
- GENS A., ALONSO E.E., 1992, *A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays*. Can. Geo. J., 29:1013-1032.
- GENS A., ALONSO E.E., JOSA A., 1989, *Elasto-plastic modelling of partially saturated soils*. NUMOG III, Niagara Falls, Canada.
- GENS A., ALONSO E.E., LLORET A., BATLLE F., 1988, *Analysis of construction and consolidation of earthdams*. XVI Congres des Grands Barrages, San Francisco, 28:1371-1386.
- GIBSON R.E., 1963, *An analysis of system flexibility and its effects on time lag in pore water pressure measurements*. Géotechnique, vol.13.
- GILI J.A., 1989, *Modelo microestructural para medios granulares no saturados*. Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya.
- GILI J.A., ALONSO E.E., 1988, *Discontinuous numerical model for partially saturated soils at low saturation*. Num. Meth. in Geomech., Innsbruck, 365-372.
- GOOD R.J., VAN OSS C.J., 1991, *The modern Theory of Contact Angles and Hydrogen Bond Components of Surface Energies*. in Modern Approach to Wettability: Theory and Applications, M.E. Schrader and G. Loeb, Eds., Plenum Press, New York.
- GOURLY C.S., SCHREINER H.D., 1995, *Field measurement of soil suction*. Proc. I Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 2:601-607.
- GRIGORYAN A.A., 1989, *Deformation phenomena in collapsible soils*. XII ICSEMF, Rio de Janeiro, 1:607-609.
- HARVEY E.N., BARNES D.K., MCELORY A.H., WHITELEY A.H., PEASE D.C., COOPER K.W., 1944, *Bubble formation in animals, 1. Physical factors*. J. of Cellular and Comparative Physiology, 24(1).

- HENDERSON S.J., SPEEDY R.J., 1980, *A Berthelot-Bourdon tube method for studying water under tension*. J. Of Physics E: Scinetific Instrumentation, 13:778-782.
- HILF J.W., 1956, *An Investigation of Pore-Water Pressure in Compacted Cohesive Soils*. Ph.D. dissertation, Tech. Memo. No. 654, U.S. Dep. of the Interior, Bureau of Reclamation, Design and Construction Div., Denver, CO.
- HILLEL D., 1982, *Introduction to Soil Physics*, Academic Press, New York.
- HO D.Y.F., FREDLUND D.G., 1982, *A multistage triaxial test for unsaturated soils*. Geotech. Testing J., 5(1/2):18-25.
- HO D.Y.F., FREDLUND D.G., 1982, *Increase in strenght due to suction for two Hong Kong soils*. Conf. on Eng. and Constr. in Tropical and Residual Soils, Honolulu.
- HO D.Y.F., FREDLUND D.G., RAHARDJO H., 1992, *Volume change indices during loading and unloading of unsaturated soil*. Can. Geotech. J., 29:195-207.
- HOULSBY G.T., 1979, *The work input to a granular material*. Géotechnique, 29(3):354-358.
- HOULSBY G.T., 1997, *The work input to an unsaturated granular material*. Géotechnique, 47(1):193-196.
- HOUSTON W.N., MAHMOUD H.H., HOUSTON S.L., 1993, *A laboratory procedure for partial-wetting collapse determination*. in ASCE Geotechnical Special Publication, No. 39, 54-63.
- IRMAY S., 1954, *On the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Trans. Am. Geophysics Union, 35.
- JENNINGS J.E., 1961, *A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils*. Proc. of Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London, 26-30.
- JENNINGS J.E., BURLAND J.B., 1962, *Limitations to the effective stresses in partly saturated soils*. Géotechnique, 12:125-144.
- JONES W.M., OVERTON G.D.N., TREVENA D.H., 1981, *Tensile strength experiments with water using a new type of Berthelot tube*. J. of Physics D: Applied Physics, 14:1283-1291.
- JOSA A., ALONSO E.E., LLORET A., GENS A., 1987, *Stress-strain behaviour of partially saturated soils*. IX ECSMFE, Dublin, 2(5.8):561-564.
- JOSA A., BALMACEDA A., GENS A., ALONSO E. 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.
- KARUBE D., KATO S., 1989, *Yield function of unsaturated soil*. XII ICSMFE, 7/13:615-618.
- KASSIF G., BEN SHALOM A., 1971, *Experimental relationship between swell pressure and suction*. Géotechnique, 21(3):245-255.
- KLUTE A., 1952, *A numerical method for solving the flow equation for water in unsaturated materials*. Soil Sci. 67:27-40.
- KNAPP R.T., DAILY J.W., HAMMITT F.G., 1970, *Cavitation*. McGraw-Hill.
- KOHGO Y., NAKANO M., MYAZAKI T., 1993, *Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils*. Soils and Foundations, 33(4):49-63.
- KOLYMBAS D., WU W., 1989, *Device for lateral strain measurement in triaxial test with unsaturated specimens*. Gotech. Testing J., 12(3):227-229.
- KOMORNIK A., LIVNEH M., SMUCHA S., 1980, *Shear strength and swelling of clays under suction*. IV International Conference on Engineering Science, Denver (CO), 1:206-226.

- KRAHN J., FREDLUND D.G., 1972, *On total matric and osmotic suction*, J. Soil Science, 114(5):339-348.
- KUNZE R.J., KIRKHAM D., 1962, *Simplified accounting for membrane impedance in capillary conductivity determinations*. Proc. Soil Sci. Amer. Soc., 26:421-426.
- KUPER C.G., TREVENA D.H., 1952, *The effect of dissolved gases on the tensile strength of liquids*. Proc. Phys. Soc. (London) A.65:46-54
- LAGERWERFF J.V., OGATA G., EAGLE H.E., 1961, *Control of osmotic pressure of culture solutions with polyethylene glycol*, Soil Science, 106:225-231.
- LAMBE W.T., 1958, *The structure of compacted clay*. JSMFD-ASCE, 84(SM2).
- LAMBE W.T., WHITMAN R.V., 1969, *Soil Mechanics*, Wiley & Sons, New York, 553 pp.
- LAUTERBORN W., 1970, *Resonanzkurven von gasblasen in flussigkeiten [Resonance curves of gas bubbles in liquids]*, Acustica, 23:73-81.
- LEFEBVRE G., BELFADHEL M.B., 1989, *Collapse at permeation for a compacted non-plastic till*, XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 7/14:619-622.
- LIRER L., LUONGO G., SCANDONE R., 1987, *On the volcanological evolution of Campi Flegrei*. EOS 68(16):226-233.
- LLORET A., ALONSO E.E., 1980, *Consolidation of unsaturated soil including swelling and collapse behaviour*. Géotechnique, 30:449-477.
- LLORET A., ALONSO E.E., 1985, *State surfaces for partially saturated soils*. XI ICSMFE, San Francisco, 2(1/A):557-562.
- LLORET A., GENS A., BATLLE F., ALONSO E.E., 1987, *Flow and deformation analysis of partially saturated soils*. IX ECSMFE, Dublin, 5.9:565-568.
- LO PRESTI D., 1986, *Misura delle deformazioni in campioni di sabbia asciutta*, Atti del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Torino.
- LUIKOV A.V., 1966, *Heat and mass transfer in capillary porous body*. Pergamon Press
- 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.
- MARINHO F.A.M., CHANDLER R.J., 1995, *Cavitation and the direct measurement of soil suction*. Proc. I Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 2:623-630.
- MASWOSWE J., 1985, *Stress paths for compacted soil during collapse due to wetting*. PhD thesis, Department of Civil Engineering Imperial College of Science and Technology, London.
- MATYAS E.L., 1967, *Air and Water Permeability of Compacted Soils*, in *Permeability and Capillary of Soils*, ASTM STP 417, American Society for Testing and Materials, 160-175.
- MATYAS E.L., RADHAKRISHNA H.S., 1968, *Volume change characteristics of partially saturated soils*. Géotechnique, 18:432-448.
- MCGOWN A., COLLINS K., 1975, *The microfabric of some expansive and collapsing soils*. Proc. V Am. Conf. SMFE, Buenos Aires, 1:323-332.
- MEYER J., 1911, *Negative pore pressure in liquids*. Abh. dt. Buns. Ges., 6,1-53, (in tedesco).
- MILLER E.E., ELRICK D.E., 1958, *Dynamic determination of capillary conductivity extended for non-negligible membrane impedance*. Proc. Soil Sci. Amer. Soc., 26:421-426.
- MILLER D.J., NELSON J.D., 1993, *Osmotic suction as a valid stress state variable in unsaturated soil mechanics*. Unsaturated Soils, ASCE Geotech. Special Publication n. 39, 64-76.

- MITCHELL J.K., 1976, *Fundamentals of Soil Behavior*. J. Wiley & Sons Inc., New York.
- MULLINS C.E., 1989, *Matric Potential*. in *Soil Analysis-Physical Methods*, ed. by K. A. Smith and C. E. Mullins, Marcel Dekker Inc., New York, pp. 75-109.
- MUALEM Y., 1974, *A conceptual model of hysteresis*. *Water Resour. Res.* 10(3):514-520.
- MUALEM Y., 1976, *A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media*. *Water Resour. Res.*, 12:513-522.
- MUALEM Y., 1977, *Extension of the similarity hypothesis used for modelling the soil water characteristics*. *Water Resour. Res.* 13(4):773-780.
- MUALEM Y., 1984, *Prediction of the soil boundary wetting curve*. *Water Resour. Res.* 13(6):370-392.
- NICOTERA P., LUCINI P., 1967, *La costituzione geologica del sottosuolo di Napoli nei riguardi dei problemi tecnici*. VIII Conv. di Geot., Cagliari, 3:45-84.
- NIELSEN D.R., VAN GENUCHTEN M.TH., BIGGAR J.W., 1986, *Water flow and solute transport processes in the unsaturated zone*. *Water Resour. Res.* 22(9):89s-108s.
- OHDE Y., WATANABE H., HIRO K., MOTOSHITA K., TANZAWA Y., 1993, *Raising of negative pressure around -200 bar for some organic liquids in a metal Berthelot tube*. *J. of Physics D: Applied Physics*, 26:1188-1191.
- OKOCHI Y., TATSUOKA F., 1984, *Some factors affecting  $K_0$ -values of sand measured in triaxial cell*. *Soils and Foundations*, 24(3):52-68.
- OLSON R.E., LANGFELDER L.J., 1965, *Pore water pressure in unsaturated soils*. *JSMFD-ASCE*, 91(SM4):127-150.
- OVERTON G.D.N., TREVENA D.H., 1980, *Cavitation experiments with water in a steel Berthelot tube*. *J. of Physics D: Applied Physics*, 13:1309-1314.
- PECK A.J., RABBIDGE R.M., 1966, *Soil water potential. Direct measurement by a new technique*, *Science* 151:225-231.
- PELLEGRINO A., 1967, *Proprietà fisico-meccaniche dei terreni vulcanici del Napoletano*. VIII Conv. di Geot., Cagliari, 3:113-145.
- PELLEGRINO A., 1991, *I fenomeni franosi nell'area metropolitana napoletana*, ACTA NEAPOLITANA: Rischi naturali ed impatto antropico nell' area metropolitana napoletana, Guida Editori, 237-256.
- PENTA F., CROCE A., ESU F., 1961, *Caratteristiche geotecniche dei terreni vulcanici*, *RIG*, 8(2):57-64.
- PHENE C.J., HOFFMAN G.J., RAWLINS S.L., 1971, *Measuring soil matric potential in situ by sensing heat dissipation with a porous body: theory and construction*, *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, 35:27-32.
- PHILIP J.R., 1955, *Numerical solution of equations of the diffusion type with diffusivity concentration-dependant*. *Trans. Faraday Society*, 51:885-892.
- PHILIP J.R., 1957, *The theory of infiltration; The infiltration equation and its solution*. *Soil Sci.*, 83:345-357.
- PLESSET M.S., 1969, *The tensile strength of liquids - Cavitation state of Knowledge*. The ASME Fluids Engineering and Applied Mechanics Conference, Illinois, 15-25.
- PRADHAN TEJ B.S., TATSUOKA F., MOLENKAMP F., 1986, *Accuracy of automated volume change measurement by means of a differential pressure transducer*. *Soil Sci.*, Technical note, (109):5-12.
- RAWLINS S.L., CAMPBELL G.S., 1986, *Water Potential: Thermocouple Psychrometry*. in *Methods of Soil Analysis, Part 1. Physical and Mineralogical Methods-*

- Agronomy Monograph no. 9, ed. by A. Klute, American Society of Agronomy-Soil Science Society of America, Madison (WI USA), 597-617.
- REES E.P., TREVENA D.H., 1966, *A study of the Berthelot method of measuring tensions in liquids*. Br. J. Applied Physics, 17(5):671-674.
- REVIEW PANEL, 1965, *Engineering Concepts of Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils*, Symposium in print on *Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas*, ed by G. D. Aitchison, Butterworths, 7-21.
- RICHARDS B.E., TREVENA D.H., 1976, *The measurement of positive and negative pressures in a liquid contained in a Berthelot tube*. J. Of Physics D: Applied Physics, 9:L123-L126.
- RICHARDS B.G., 1966, *The significance of moisture flow and equilibria in unsaturated soils in relation to design of engineering structures built on shallow foundations in Australia*. Symposium on Permeability and Capillarity, ASTM, Atlantic City, N.J.
- RICHARDS L.A., 1941, *A pressure-membrane extraction apparatus for soil solution*. Soil Science, 51:377-386.
- RICHARDS L.A., 1948, *Porous plate apparatus for measuring moisture retention and trasmission by soil*, Soil Science, 66:105-110.
- RIDLEY A.M., BURLAND J.B., 1993, *A new instrument for measurement of soil moisture suction*, Géotechnique, Technical note, 43(2):321-324.
- RIDLEY A.M., BURLAND J.B., 1995, *A pore pressure probe for the insitu measurement of soil moisture suction*, Proc. *Advances in Site Investigation Practice*, Institution of Civil Engineers, London.
- RIJTEMA P.E., 1959, *Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data with non-negligible membrane impedence*. Netherlands Jou. of Agri. Science, 14:209-215.
- RIJTEMA P.E., 1965, *An analysis of actual evapotranspiration*. Agric. Res. Rep. (Wageingen) No. 659.
- RITTMANN A., 1951, *Sintesi geologica dei Campi Flegrei*. Boll. Soc. Geol. It., 69:117-128.
- RODEBUSH W.H., BUSWELL A.M., 1958, *Properties of water substances*. Highway Res.Board Special Report No.40.
- ROSI M., SBRANA A., (editors), 1987, *The Phlegrean Fields*. CNR Quad. Ric. Sci., 114(9):1-175.
- ROSI M., SBRANA A., PRINCIPE C., 1983, *The Phlegrean Fields: structural evolution, volcanic history and eruptive mechanisms*. J. Volcanol. Geotherm. Res., 17, 273.
- RAWLINS S.L., CAMPBELL S.G. 1986, *Water Potential: Thermocouple Psychrometry*. in *Methods of Soil Analysis, Part 1. Physical and Mineralogical Methods*-Agronomy Monograph no. 9, ed. by A. Klute, American Society of Agronomy-Soil Science Society of America, Madison (WI USA), pp.599-613.
- SCANDONE R., BELLUCCI F., LIRER L., ROLANDI G., 1991, *The structure of the Campanian Plain and the activity of the Neapolitan volcanoes (Italy)*. J. Volcanol. Geotherm. Res., 48(1/2):1-31.
- SCARPATI C., COLE P.D., PERROTTA A., 1993, *The Neapolitan Yellow Tuff – A large volume multiphase eruption from Campi Flegrei, Sothern Italy*. Bull. Volcanology, 55:343-356.
- SCHEEIDEGGER A.E., 1974, *The physics of flow through porous media*. University of Toronto Press, 3<sup>rd</sup> editon.

- SCHERILLO A., 1955, *Petrografia chimica dei tufi flegrei: II) tufo giallo, mappamonte, pozzolana*. Rend. Acc. Scienze Fis. e Mat. in Napoli, serie IV, vol. XXII.
- SCHOFIELD R.K., 1936, *The pF of water in soil*. Proc. III Int. Con. Soil Sci., Oxford, 2.
- SCHOFIELD A.N., WROTH C.P., 1968, *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, London.
- SCHREFLER B.A., 1991, *Recent advances in numerical modeling of geomaterials*, Meccanica. 26:93-99.
- SCHUURMAN I.E., 1966, *The compressibility of an air/water mixture and a theoretical relation between the air and water pressures*. Géotechnique, 16(4):269-281.
- SCOTT R.F., 1963, *Principles of Soil mechanics*. Massachusetts: Addison-Wesley.
- SEED H.B., CHAN C.K., 1959, *Structure and strength characteristics of compacted clays*. JSMFD-ASCE, 85(SM5):87-128.
- SHAMOTO Y., ZHANG J.M., KUSUKAME T., 1996, *A simple method for triaxial strain path testing*. Soils and Foundations, 36(2):129-137.
- SIGNER S., MARINHO F.A.M., SANTOS N.B., ANDRADE C.M.M., 1989, *Expansive and collapsible soils in semi-arid region*. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 1:647-650.
- SILVA F.P., 1966, *Neutral pressure in compacted cohesive soils*. JSMFD-ASCE, 92(SM1):105-119.
- SIROTYUK H.G., 1970, *Akust. zh.*, 16:237-240 [sov. physics acoust. 12:286-290].
- SIVAKUMAR V., 1993, *A critical state framework for unsaturated soil*. Phd thesis, University of Sheffield.
- SKEMPTON A.W., 1961, *Effective stress in soils, concrete and rocks*, Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London, 4-16.
- SORBINO G., 1994, *Il regime delle acque sotterranee nelle rocce metamorfiche alterate*. Tesi di dottorato Università di Napoli Federico II,
- STANNARD D.I., 1992, *Tensiometers - Theory, Construction, and Use*. Geotech. Testing J., 15(1):48-58.
- TABOR D., 1979, *Gases, liquids and solids*. Cambridge University Press, 229-233.
- TADEPALLI R., FREDLUND D.G., 1991, *The collapse behaviour of compacted soil during inundation*. Can. Geo. J., 28:477-488.
- TADEPALLI R., RAHARDJO H., FREDLUND D.G., 1992, *Measurements of matric suction and volume changes during inundation of collapsible soil*. Geotech. Testing J., 15(2):115-122.
- TATSUOKA F., 1988, *Some recent development in triaxial testing system for cohesionless soils*, ASTM STP 977, Philadelphia.
- TAYLOR D.W., 1948, *Fundamentals of Soil Mechanics*, J. Wiley & Sons Inc., New York, 700 pp.
- TEMPERLEY H.N.V., CHAMBERS G., 1946, *The behaviour of water under hydrostatic tension*. Proc. Phys. Soc. London, 53:420-436.
- TERZAGHI K., 1936, *The Shearing Resistance of Saturated Soils*. Proc. I ICSMFE, Boston, 1:54-56.
- TOLL D.G., 1990, *A framework for unsaturated soil behaviour*. Géotechnique, 40(1):31-41.
- TOLL D.G., 1995, *A conceptual model for the drying and wetting of soil*. Proc. I Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 2:805-810.
- TOPP G.C., MILLER E.E., 1966, *Hysteretic moisture characteristics and hydraulic conductivities for glass-bead media*. Proc. Soil Sci. Amer. Soc., 30:156-162.
- TREVENA D.H., 1987, *Cavitation and tension in liquids*. Adam Hilger.

- TURSKA E., SCHREFLER B.A., 1992, *On convergence conditions of partitioned solution procedures for consolidation problems*. Comp. Meth. in App. Mech. and Eng.,
- VAN GENUCHTEN M.TH., 1980, *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unstraturated soils*. Soil Science Society American Journal, 44:892-898.
- VAN GENUCHTEN M.TH., 1991, *The RETC code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated soils*. Robert S. Kerr Environmental Research Laboratory Office of Research and Development U.S. Environmental Protection Agency, EPA/600/2-91/065.
- VARNES, D.J., 1958, *Landslides types and processes*. In: Landslides in Eng. Practice, ed E.B. Eckel, U.S. National Academy of Sciences, Highway Research Board, Special Report 29, 20-47.
- VICOL T., 1990, *Comportement hydraulique et mecanique d'un sol fin non sature application a la modelisation*. These de Doctorat, Ecole National des Ponts et Chaussées.
- VIGGIANI C., 1967, *Su alcuni problemi di teoria della consolidazione*. Fondaz. Politecnica per il Mezzogiorno d'Italia, Quaderno No.29.
- VIGGIANI C., 1970, *Consolidazione delle argille sotto l'azione di carichi gradualmente crescenti*. Estratto da Ricerche in Corso: Risultati e linee di sviluppo del gruppo di Ricerche Terreni e Strutture del CNR, Napoli.
- VIGGIANI C., 1974, *La misura delle pressioni neutre in sito*. CGT, Politecnico di Torino.
- WHEELER S.J., 1986, *The stress-strain behaviour of soils containing gas bubbles*. Ph.D. thesis, University of Oxford.
- WHEELER S.J., 1988, *The undrained shear strength of soils containing large gas bubbles*, Géotechnique, 38(3):399-413.
- WHEELER S.J., 1996, *Inclusion of specific water volume within an elasto-plastic model for unsaturated soil*. Can. Geotech. J., 33:42-57.
- WHEELER S.J., 1997.a, *Modelling elastic volume changes of unsaturated soils*. Proc. XIV ICSMFE, Amburgo, 1:427-430.
- WHEELER S.J., 1997.b, *Mechanics of Unsaturated Soils*. Seminario tenuto presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell'Università degli Studi di Napoli – Federico II, ottobre, 1997.
- WHEELER S.J., KARUBE D., 1996, *State of the art report – Constitutive Modelling*. Proc. I Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 3:1323-1356
- WHEELER S.J., SIVAKUMAR V., 1993, *Development and application of a critical state model for unsaturated soil*. in Predictive soil mechanics, Thomas Telford, London, 709-728.
- WHEELER S.J., SIVAKUMAR V., 1995, *An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil*. Geotechnique, 1, 35-53
- WIND G.P., 1955, *Field experiment concerning capillary rise of moisture in heavy clay soil*. Netherlands J. Agric. Sci., 3:60-69.
- WINTERTON R.H.S., 1977, *Nucleation of boiling cavitation*. J. of Physics D: Applied Physics, 10:2041-2056.
- WOOD D.M., 1990, *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press, New York, pp. 462
- WOODBRUN J.A., HOLDEN J.C., PETER P., 1993, *The transistor psychrometer. A New instrument for measuring soil suction*. Geotechnical Special Publication n. 39, 91-102.

- 
- WROTH C.P., HOULSBY G.T., 1985, *Soil mechanics: property characterisation and analysis procedure*. Proc. XI ICSMFE, San Francisco, 1:1-55.
- 
- YONG R.N., WARKENTIN B.P., 1975, *Soil properties and behaviour*. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.
- YOSHIMI Y., OSTERBERG J.O., 1963, *Compression of partially saturated cohesive soils*. JSMFD-ASCE, 89(SM4):1-24.
- 
- YOUNT D.E., 1979, *Skins of varying permeability: A stabilization mechanism for gas cavitation nuclei*. J. of Acoustical Society of America, 65(6):1429-1439.
- YUDHBIR, 1982, *Collapsing behaviour of residual soils*. Proc. VII Southeast Asian Geot.Conf., Hong-Kong, 1:915-930.
- ZAKARIA I., 1995, *Yielding of unsaturated soil*. PhD thesis, University of Sheffield.
- 
- ZUR B., 1966, *Osmotic control the matric soil water potential*, Soil Science, 102:394-398.
-