
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA GEOTECNICA

Dottorato di Ricerca in
INGEGNERIA GEOTECNICA
XXV Ciclo

CARATTERIZZAZIONE DI DEPOSITI PIROCLASTICI SATURI E PARZIALMENTE SATURI

GOFFREDO CARRIERI

COORDINATORE:

PROF. ING. CLAUDIO MANCUSO

TUTOR:

PROF. ING. LUCIO OLIVARES

“NUNQUAM DESISTERE ADVERSIS”

INTRODUZIONE.....	1
CAPITOLO I.....	3
I MATERIALI PIROCLASTICI	3
1.1 PREMESSA	3
1.2 DEPOSIZIONE DEI MATERIALI PIROCLASTICI	4
1.3 FENOMENI FRANOSI	8
1.4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELLA REGIONE CAMPANIA	14
1.4.1 Monti di Avella settentrionali – Monti del Partenio.....	14
1.4.2 Monti di Avella meridionali – Monti di Sarno.....	15
1.4.3 Monti Lattari	16
1.4.4 Campi Flegrei.....	17
1.5 COLATE NEI DEPOSITI PIROCLASTICI CAMPANI	20
1.6 RELAZIONE TRA LA PIOGGIA E LA STABILITÀ DEI VERSANTI.....	28
CAPITOLO II	33
COMPORTAMENTO NON DRENATO DEI TERRENI GRANULARI SATURI	33
2.1 INTRODUZIONE.....	33
2.2 LA TEORIA DELLO STATO STAZIONARIO	33
2.3 LA TRASFORMAZIONE DI FASE ED IL QUASI STATO STAZIONARIO	37
2.4 L'INSTABILITÀ NON DRENATA E LA LINEA DI COLLASSO	40
2.5 FATTORI CHE INFLUENZANO LA RISPOSTA NON DRENATA	45
2.5.1 Il parametro di stato e la ssl.....	45
2.5.2 Effetti della densità relativa.....	46
2.5.3 Effetti della pressione di confinamento.....	47
2.5.4 Dipendenza dal tipo di sollecitazione.....	48
2.5.5 Effetto dello schiacciamento dei grani ad elevati stati di confinamento	49
2.5.6 Dipendenza dalle condizioni iniziali	50
2.5.7 Influenza della granulometria e del contenuto di fine	54
2.6 LA LIQUEFAZIONE NEI TERRENI GRANULARI SATURI: MOBILITÀ CICLICA E LIQUEFAZIONE CICLICA.....	66
CAPITOLO III.....	70
PROPRIETÀ IDRAULICHE E MECCANICHE DEI TERRENI PARZIALMENTE SATURI	70
3.1 INTRODUZIONE.....	70
3.2 ANALISI DELLA ZONA PARZIALMENTE SATURA	73
3.3 SISTEMA A QUATTRO FASI	76

3.4	FENOMENO DELLA CAPILLARITA'	77
3.5	CAVITAZIONE.....	83
3.6	DEFINIZIONE DI SUZIONE	84
3.7	CURVA CARATTERISTICA SWCC.....	88
3.8	ISTERESI.....	92
3.9	PARAMETRIZZAZIONE DELLA SWCC.....	95
3.9.1	Modello di Gardner	96
3.9.2	Modello di Brooks e Corey	96
3.9.3	Van Genuchten.....	97
3.9.4	Van Genuchten e Mualem.....	97
3.9.5	Van Genuchten e Burdine	98
3.9.6	Fredlund e Xing.....	98
3.10	LE TECNICHE PER LA MISURA DI SUZIONE E LA DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI RITENZIONE IDRICA	100
3.10.1	I tensiometri.....	100
3.10.2	Tecnica TDR	103
3.10.2.1	Proprietà dielettriche del suolo.....	103
3.10.2.2	Principio di funzionamento	104
3.10.2.3	Apparecchiature	106
3.10.2.4	Geometria delle sonde TDR.....	108
3.10.2.5	Procedura.....	109
3.11	RESISTENZA AL TAGLIO DEI TERRENI PARZIALMENTE SATURI	112
3.11.1	Rappresentazione dei tensori di tensione	117
3.11.2	Equilibrio del sistema Aria-Acqua-HAE	120
3.11.3	Equilibrio del sistema aria-acqua-suolo-HAE.....	121
3.11.4	Curva caratteristica per un materiale ad HAE.....	122
3.12	ESTENSIONE DEL CRITERIO DI MOHR COULOMB	123
3.13	NON LINEARITA' DELL'INVILUPPO DI RESISTENZA	127
CAPITOLO IV.....		142
SPERIMENTAZIONE DI LABORATORIO		142
4.1	INTRODUZIONE.....	142
4.2	PROGRAMMA E PROCEDURE SPERIMENTALI.....	143
4.2.1	Cella triassiale convenzionale	147
4.2.2	Cella a stress-path controllato	149
4.2.3	Cella Triassiale a suzione controllata	150
4.2.3.1	Applicazione e controllo della suzione	153

4.2.3.2	Tecnica di traslazione degli assi.....	153
4.2.3.3	Misura delle deformazioni volumetriche	154
4.2.3.4	Misura delle variazioni di contenuto d'acqua	156
4.2.3.5	Determinazione del coefficiente di permeabilità in condizioni di parziale saturazione.....	157
4.3	SITI OGGETTO DI STUDIO.....	161
4.4	VERIFICA ALLA LIQUEFACIBILITÀ SECONDO LA NORMATIVA NTC (2008).....	168
4.5	COMPRESSIBILITA'	169
4.6	DEFORMABILITÀ E RESISTENZA A ROTTURA	185
4.7	PERMEABILITA'	205
4.8	CURVE DI RITENZIONE IDRICA.....	211
4.9	RESISTENZA A ROTTURA IN CONDIZIONE DI PARZIALE SATURAZIONE	217
	CONCLUSIONI.....	225
	BIBLIOGRAFIA.....	226

INTRODUZIONE

Una parte significativa della Regione Campania è ricoperta da terreni di natura piroclastica derivanti dalle eruzioni dei centri vulcanici dei Campi Flegrei e del Somma-Vesuvio.

Le eruzioni hanno dato origine a depositi di notevole spessore di piroclastiti da caduta, da flusso e da surge; le zone attigue al vulcano generalmente sono ricoperte da depositi di piroclastiti da flusso e da surge di spessore non trascurabile caratterizzati da un certo grado di addensamento e talvolta da cementazione; le zone più distanti, invece, sono ricoperte da depositi da caduta con spessori variabili (funzione della distanza dal centro eruttivo, del volume eruttato e della direzione dei venti) caratterizzati da un basso grado di addensamento e da porosità elevate. Nonostante siano prodotti della stessa eruzione, questi depositi mostrano delle differenze dovute alle modalità di trasporto e di deposizione che ne influenzano le proprietà fisico meccaniche. Le granulometrie dei terreni sono relativamente assortite e comprendono sabbie, limi e ghiaie e con percentuali variabili di materiale fino che di norma è non plastico per la scarsa attività dei materiali che lo costituiscono. La resistenza al taglio è generalmente elevata e caratterizzata da angoli di attrito elevati (34° - 39°) e da modesta e talvolta trascurabile coesione efficace.

La genesi di queste coperture favorisce l'insorgere di fenomeni di instabilità in quanto sono stati ricoperti anche rilievi montuosi ad elevata pendenza con coltri piroclastiche di spessore trascurabile e porosità elevata. Nonostante le buone caratteristiche di resistenza a taglio, su pendenze elevate, la stabilità è legata all'effetto benefico che le condizioni di parziale saturazione conferiscono alla resistenza al taglio (coesione apparente).

Per effetto di intensi e protratti eventi meteorici, gli incrementi del grado di saturazione e le conseguenti riduzioni della suzione, portano a riduzioni della resistenza al taglio incompatibili con una condizione di stabilità. Se i terreni coinvolti sono suscettibili a liquefare, può innescarsi una frana con evoluzione in colata, per effetto di un meccanismo post-rottura non drenato di tipo instabile con sviluppo di sovrappressioni neutre positive e conseguente riduzione della resistenza. Nell'instaurarsi di tale meccanismo, gioca un ruolo non trascurabile il coefficiente di conducibilità idraulica (coefficiente di permeabilità) e le condizioni di drenaggio. Tali parametri hanno un ruolo decisivo anche sulla mobilità post-rottura della colata in quanto essa risulta legata al permanere delle sovrappressioni neutre nel corso del suo movimento.

Non tutti i terreni piroclastici però sono liquefacibili anche se mostrano proprietà simili. Mettendo assieme osservazioni di carattere geologico e considerazioni più propriamente meccaniche, viene formulata l'ipotesi che i depositi da caduta hanno un comportamento differente da quelli da flusso o da surge. Generalmente, i depositi da caduta se in posizione primaria, sono maggiormente vulnerabili rispetto al verificarsi di frane con evoluzione in colata, in quanto risultano generalmente più incoerenti e più porosi, a parità di stati tensionali, rispetto ai depositi da flusso e da surge che,

anche se in posizione primaria, sono caratterizzati da porosità decisamente più basse e tali da conferire al terreno una risposta non drenata di tipo non liquefacibile.

Queste considerazioni sono state alla base del programma sperimentale (Capitolo 4), finalizzato alla caratterizzazione meccanica ed idraulica di alcuni depositi presenti in Campania. Particolare attenzione viene data alla sperimentazione in condizioni sature e parzialmente sature dei materiali piroclastici costituenti la coltre di copertura nel sito campione dei Camaldoli, e del comportamento non drenato del sito di Bracigliano. Il comportamento dei siti viene messo a confronto con i risultati ottenuti sul sito di Cervinara (di cui si possiede un'ampia sperimentazione di laboratorio). Verranno inoltre raccolte informazioni dei siti di Agnano, di Baiano, Forchia, Lauro, Sarno e San Martino di cui però si è in possesso di una sperimentazione meno dettagliata.

Nel primo capitolo verranno presentati i principali terreni piroclastici esistenti sul territorio campano con riferimento alla loro origine ed alla modalità di deposizione e trasporto distinguendo i depositi generati dai centri vulcanici dal Somma-Vesuvio e quelli prodotti dai Campi Flegrei. Verranno inoltre descritti i fenomeni franosi nei terreni piroclastici, evidenziandone, in funzione degli ambienti di deposizione e delle condizioni stratigrafiche e morfologiche, le possibili cause. In particolare verranno evidenziati l'importanza delle condizioni ambientali e gli effetti delle piogge sulla condizione di stabilità dei pendii in terreni piroclastici non saturi.

Il secondo capitolo tratterà lo studio del comportamento non drenato dei terreni granulari e dei meccanismi della formazione delle colate rapide di fango. Viene analizzato il fenomeno della liquefazione statica a partire dalla Teoria dello Stato Stazionario. Tale teoria rappresenta il supporto teorico di base per introdurre concetti quali la liquefazione e l'instabilità non drenata con particolare riferimento alle Regioni di Instabilità. Particolare attenzione viene data all'influenza di alcuni fattori sulla risposta non drenata dei terreni granulari saturi ed alla valutazione della suscettibilità a del terreno a liquefare.

Il terzo capitolo analizzerà le proprietà idrauliche del terreno e successivamente la descrizione del comportamento meccanico. Si valuteranno i vari approcci proposti da vari autori e si presenteranno gli ultimi studi condotti per i terreni parzialmente saturi.

Il quarto capitolo illustrerà il programma sperimentale svolto, con riferimento alle apparecchiature, alle tecniche e alle procedure sperimentali utilizzate. Verranno illustrati e commentati i risultati della sperimentazione. Saranno analizzate le prove di compressione edometrica ed isotropa e le prove triassiali drenate e non drenate su provini naturali indisturbati prelevati in sito e appartenenti allo strato superficiale della coltre piroclastica e le prove non convenzionali in cella Bishop su provini in condizione di parziale saturazione. Verranno illustrati i risultati delle prove idrauliche utilizzate per determinare le curve caratteristiche di ritenzione e la funzione di permeabilità. L'effetto delle condizioni di parziale saturazione sulla resistenza al taglio verrà analizzata per i siti campione dei Camaldoli e Cervinara. Verranno raccolti i dati di laboratorio dei siti di Agnano, di Baiano, Forchia, Lauro, Sarno e San Martino. Il quinto capitolo infine sarà dedicato alle conclusioni.

CAPITOLO I

I MATERIALI PIROCLASTICI

1.1 PREMESSA

La Regione Campania è ricoperta da terreni stratificati di origine piroclastica accumulati in decine di migliaia di anni derivanti dall'attività esplosiva dei centri vulcanici dei Campi Flegrei e del Somma-Vesuvio, ancora attivi all'interno della cosiddetta "Zona Vulcanica Campana".

Questi terreni riempiono le depressioni morfologiche e ricoprono le aree pianeggianti, le zone collinari e quelle montuose la cui formazione di base è costituita da tufi e rocce carbonatiche.

L'ampia area pianeggiante compresa tra il Mar Tirreno, il Monte Massico, i Monti di Caserta ed il Vesuvio, è denominata Piana Campana. La Piana Campana rappresenta un grande graben, impostatosi probabilmente durante il Pliocene Superiore e sottoposto ad un accentuato sprofondamento durante il Quaternario (Ippolito, Ortolani e Russo, 1973) ed all'interno di esso si sono accumulati i depositi continentali, marini e vulcanici (Figura 1.1).

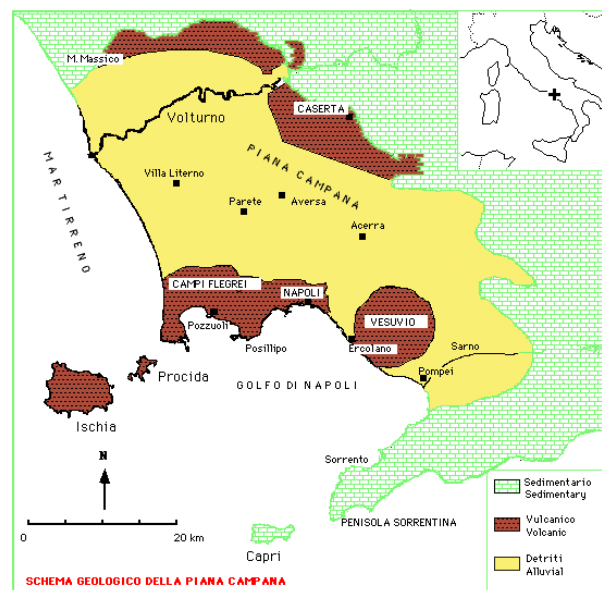


Figura 1.1 - Schema geologico della Piana Campana.

1.2 DEPOSIZIONE DEI MATERIALI PIROCLASTICI

Le eruzioni esplosive, in base al volume del materiale emesso e ai diversi gradi di esplosività sono state classificate, in crescendo di violenza, come hawaiana, stromboliana, vulcaniana, peleana, pliniana, ultrapliniana.

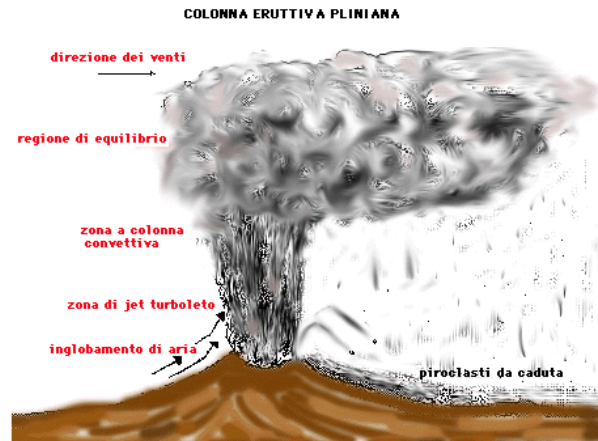


Figura 1.2 – Colonna eruttiva (vulcan.fis.uniroma3.it).

Le eruzioni esplosive più violente possono mutare completamente la morfologia di un luogo, sia per l'accumulo del materiale eruttato che per la demolizione dell'apparato vulcanico. In alcuni casi, la rapida emissione di magma e il vuoto che viene a crearsi in profondità possono provocare lo sprofondamento di vaste aree che prendono il nome di caldere.

Nelle eruzioni esplosive che danno origine ai depositi piroclastici, la miscela di gas e piroclasti può formare una colonna sostenuta fino a qualche centinaia di metri nelle eruzioni di moderata energia e di decine di chilometri in quelle più violente. Le alte colonne eruttive formate da una miscela di ceneri, pomice e gas sono dette anche colonne pliniane (Figura 1.2).

Il collasso di una colonna pliniana è probabilmente la causa della formazione di molti flussi piroclastici.

I piroclasti di natura vetrosa possono essere pomice, scorie e ceneri. Le particelle di natura vetrosa si formano per il rapido raffreddamento del magma, favorito in genere dalle piccole dimensioni dei brandelli e dall'altezza a cui vengono scagliati. In una materia fusa, il raffreddamento rapido impedisce alle molecole di organizzarsi in strutture ordinate e le congela in una disposizione caotica, tipica dei vetri.

Pomice e scorie hanno una struttura vescicolata, cioè presentano delle bolle vuote lasciate dalla fuoriuscita dei gas. La differenza tra pomice e scoria consiste in una diversa composizione chimica che si rispecchia anche nel colore, bianco-grigio per le pomice e nero-rosso scuro per le scorie. Entrambe possono avere differenti gradi di vescicolazione, ma in genere le pomice sono più vescicolate delle scorie (vulcan.fis.uniroma3.it) (Figura 1.3).

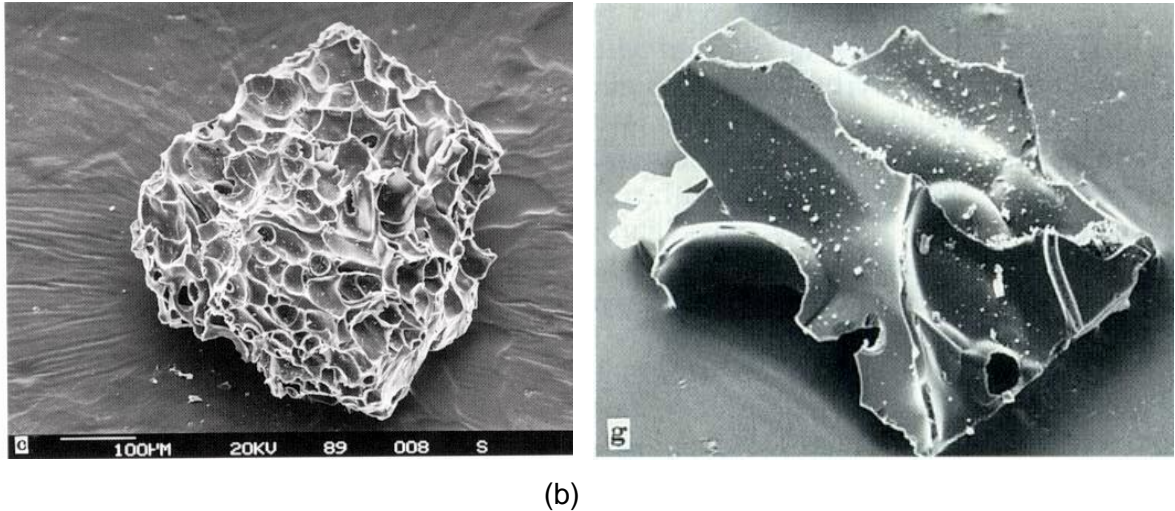


Figura 1.3 – (a) Frammento altamente vescicolato, 250 μm . Indipendentemente dalle dimensioni può essere chiamato pomice; (b) Frammento vetroso con cuspidi e superfici biconcave che rappresentano pareti di vescicole. In base alle dimensioni: cenere sottile (250 μm) (Stoppa, 2003).

I depositi piroclastici possono essere classificati, in accordo con le modalità di trasporto e di deposizione, come:

- depositi piroclastici da caduta;
- depositi piroclastici da flusso;
- depositi piroclastici da corrente (surges).

I depositi da caduta sono formati da prodotti piroclastici lanciati direttamente dal cratere (balistici) o ricaduti da una colonna eruttiva sostenuta. Questi depositi mantellano uniformemente le aree interessate all'attività eruttiva con strati di spessore decrescente con la distanza dal cratere. Le particelle presentano spigoli vivi, in quanto non sono abrase da meccanismi di trascinamento. L'area ricoperta da depositi da caduta derivanti da eruzioni pliniane ha una forma ellittica. Il vulcano è collocato in uno dei fuochi dell'ellisse e l'asse principale è allungato secondo la direzione dei venti.

I depositi da flusso derivano dalla sedimentazione di miscele eruttive composte da particelle solide e gas che scorrono lungo i fianchi del vulcano. Le particelle che compongono i depositi da flusso hanno in genere spigoli arrotondati per effetto dell'abrasione che subiscono durante lo scorrimento. Questi tendono ad avere gli spessori maggiori nel fondo delle valli e nei punti dove il flusso ha incontrato ostacoli, risultano completamente assenti nelle aree ad alta pendenza e non presentano una diminuzione regolare di spessore allontanandosi dal cratere, sono spesso stratificati, con alternanza di livelli massivi, cioè privi di strutture sedimentarie, e livelli con stratificazioni interne o gradazioni granulometriche verticali. La gradazione granulometrica consiste in una variazione verso l'alto delle dimensioni dei clasti in senso decrescente (gradazione diretta) o crescente (gradazione inversa).

Le gradazioni granulometriche sono controllate nei flussi piroclastici dal contrasto di densità dei litici

e delle pomici più grossolane con la matrice composta da cenere e gas. I litici sono più densi della matrice e tendono a cadere verso il basso, le pomici sono in genere meno dense e tendono a galleggiare. Molti depositi di flussi piroclastici presentano alla base livelli di litici a gradazione diretta (i più grossi alla base). Verso l'alto si trovano invece spesso concentrazioni di pomici a gradazione inversa (le più piccole alla base), essendo maggiore la capacità di galleggiamento delle pomici più grandi. Alcuni depositi da flusso piroclastico, generalmente di grande spessore, composti da pomici e ceneri vengono detti ignimbriti.

I depositi da surge hanno spessori più piccoli di quelli da flusso piroclastico e presentano tipiche strutture sedimentarie, come dune e sottili laminazioni all'interno dello strato. Le dimensioni dei granuli sono meno eterogenee e mediamente più piccole rispetto a quelle dei depositi da flusso piroclastico. Una miscela eruttiva molto ricca in gas, come viene definito il surge, è in grado di mantenere in sospensione e di trasportare solo particelle relativamente piccole.

Molti surge si originano da esplosioni innescate dal contatto del magma con acqua esterna, cioè eruzioni esplosive di tipo freato-magmatico (base surge).

Altri tipi di surge vengono associati alla presenza di un flusso piroclastico dove le correnti a bassa densità possono infatti formarsi nella zona più avanzata di una nube densa per ingestione di aria esterna (ground surge) o nella parte superiore del flusso, dove il movimento del gas trasporta grandi quantità di ceneri, asportandole dal corpo del flusso piroclastico (ash-cloud surge).

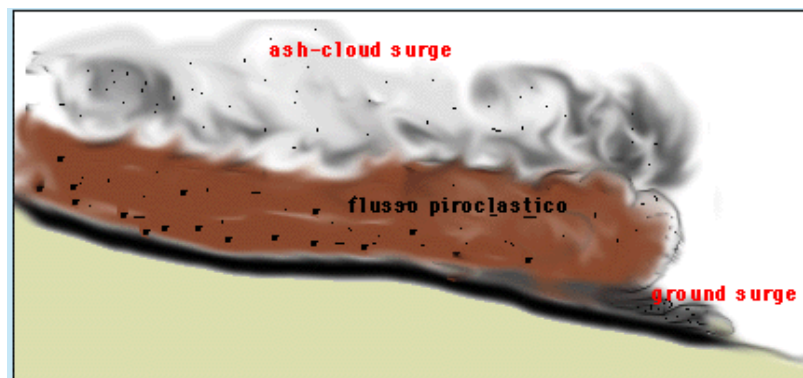


Figura 1.4 – Depositi da surge (Stoppa, 2003).

Rispetto alla topografia, i depositi da surge hanno caratteristiche intermedie tra i depositi da caduta e i depositi da flusso piroclastico, tendono ad inspessirsi nelle depressioni, ma possono rivestire anche piccoli rilievi ed essere presenti su pendii dove generalmente non si ritrovano depositi da flusso.

Spesso i depositi da surge contengono piccole strutture rotondeggianti, dette pisoliti, formate da particelle di cenere aggregate intorno ad un nucleo per la presenza di umidità.



Figura 1.5 – Depositi da flusso piroclastico(modificato da Stoppa, 2003).

In generale il tessuto e la struttura dei depositi di materiale piroclastico sono estremamente variabili da deposito a deposito e, nel deposito stesso, lungo le direzioni verticali ed orizzontali, secondo le caratteristiche e la storia delle eruzioni. Di conseguenza, la gamma delle proprietà idrauliche e meccaniche è piuttosto ampia.

I materiali piroclastici pongono diversi problemi di ingegneria tra i quali l'erosione e l'instabilità dei pendii che, in concomitanza con la incessante crescita demografica e la diffusione di aree ad alta urbanizzazione e della realizzazione di infrastrutture, hanno aumentato il danno legato al rischio di frane, come testimoniato dalle centinaia di vittime e dalla distruzione delle infrastrutture provocate dalle colate rapide negli ultimi cinquanta anni (Cascini et al., 2002).

1.3 FENOMENI FRANOSI

Le frane sono movimenti di materiale di tipo gravitativo determinati da fenomeni di instabilità dei versanti. Un movimento franoso può essere classificato in base a diversi fattori quali il tipo di cinematismo, il materiale coinvolto, le cause di innesco, l'evoluzione del fenomeno o il quantitativo di materiale mobilitato. Le classificazioni proposte in letteratura sono molteplici, ma la più nota è la classificazione sviluppata da Varnes (1978), successivamente modificata da Cruden & Varnes (1996). Varnes (Tabella 1) individua 5 categorie di frana basandosi sul cinematismo e sulle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali coinvolti:

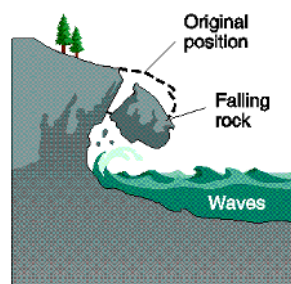
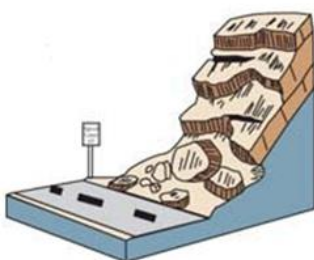
- 1) frana da crollo;
- 2) frana da ribaltamento;
- 3) frana da scorrimento rotazionale o traslativo;
- 4) frana per espansione laterale;
- 5) frana per colate.

Il tipo di materiale viene distinto in due classi: rocce e terreni. Quest'ultimi vengono ulteriormente distinti in terreni grossolani (detriti) e terreni a grana fine.

TIPO DI MOVIMENTO		TIPO DI MATERIALE		
		<i>terra (earth)</i>	<i>detrito (debris)</i>	<i>Roccia (rock)</i>
Crolli (falls)		Crollo di terra	Crollo di detrito	Crollo di roccia
Ribaltamenti (topples)		Ribaltamenti di terra	Ribaltamenti di detrito	Ribaltamenti di roccia
Scivolamenti (slides)	rotazionali	Scivolamenti rotazionali di terra	Scivolamenti rotazionali di detrito	Scivolamenti rotazionali di roccia
	traslativi	Scivolamenti traslazionali di terra	Scivolamenti traslazionali di detrito	Scivolamenti traslazionali di roccia
Espandimenti laterali (lateral spreads)		Espandimenti laterali di terra	Espandimenti laterali di detrito	Espandimenti laterali di roccia
Colamenti o flussi (flows)		Colata di terra	Colata di detrito	Flusso in roccia

Tabella 1 – Tipologia dei movimenti franosi (Varnes, 1978).

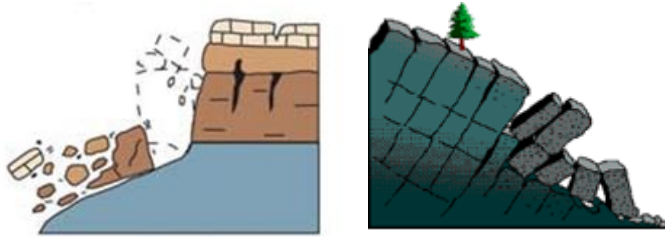
1) Crolli



I crolli consistono nel distacco e nella successiva caduta di uno o più blocchi di materiale su pendii estremamente ripidi. La separazione del blocco dall'affioramento è dovuta ad una

rottura per trazione o per taglio lungo una discontinuità. I crolli avvengono tipicamente in rocce o in argille molto consistenti giuntate o fessurate.

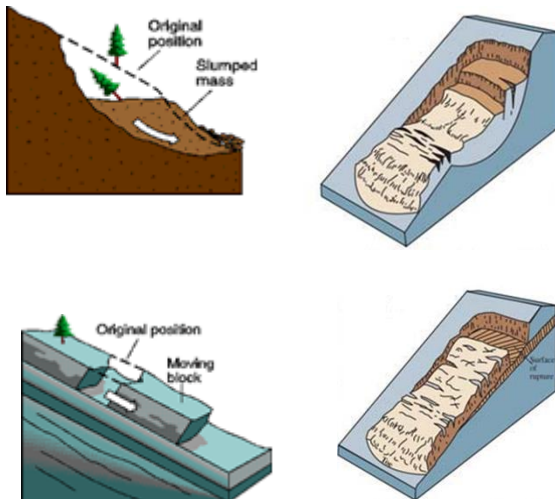
2) Ribaltamenti



I ribaltamenti si distinguono dai crolli in quanto il distacco di blocchi avviene attraverso un meccanismo di rotazione intorno alla base sotto l'azione della forza di gravità in combinazione con le

spinte, a forte componente orizzontale, esercitate da blocchi adiacenti, dall'acqua infiltrata in discontinuità preesistenti o da azioni sismiche. I ribaltamenti sono tipici delle rocce e delle argille giuntate, poiché richiedono la presenza di discontinuità verticali o sub-verticali.

3) Scorrimenti



Gli scorrimenti sono causati da una rottura per taglio seguita da spostamenti del corpo di frana lungo la zona o superficie di taglio. Negli ammassi rocciosi il movimento avviene prevalentemente come scorrimento rigido lungo discontinuità preesistenti, lo stesso fenomeno avviene nel caso di frane riattivate in argilla. La rottura del versante generalmente si propaga a partire da punti in cui si sono raggiunte

prima condizioni di rottura locale. In questo caso, la rottura generale è preceduta da piccole deformazioni interne localizzate in una sottile fascia di terreno all'interno della quale si forma e si propaga la superficie di taglio (Picarelli et al., 1997).

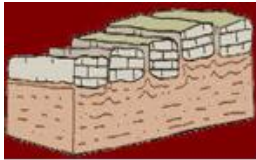
Varnes (1978) individua due tipologie principali di scorrimento in base alla forma della superficie di rottura, gli scorrimenti rotazionali e gli scorrimenti traslativi. Negli scorrimenti rotazionali la superficie di rottura è concava verso l'alto e può avere la forma di un segmento sferico ed in seguito a piccoli spostamenti, il movimento tende ad arrestarsi a causa della modifica allo stato di sollecitazione. Gli scorrimenti rotazionali possono essere ulteriormente suddivisi a seconda che si abbiano:

- movimenti singoli, caratterizzati da un'unica superficie di scorrimento con l'intera massa coinvolta che scorre lungo di essa come un unico blocco rigido;
- movimenti multipli, in cui, a partire da una singola frana si può innescare un processo retrogressivo che porta alla formazione di più blocchi che scorrono lungo una superficie comune;

- movimenti successivi, consistenti in una successione di modesti scorrimenti rotazionali superficiali indipendenti.

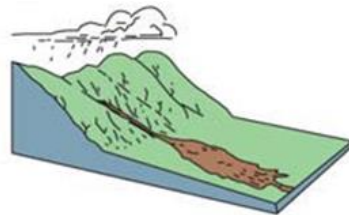
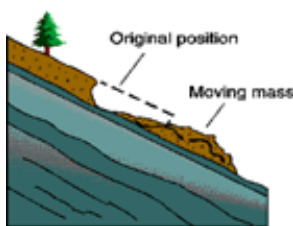
Negli scorrimenti traslativi il volume in frana scivola lungo una superficie pressoché piana come può esserlo ad esempio un piano di stratificazione o la superficie di contatto tra una coltre di terreno alterato e la formazione sottostante ed in seguito a piccoli spostamenti, i movimenti possono svilupparsi indefinitamente per tempi molto lunghi.

4) Espansioni laterali



Le espansioni laterali sono il risultato di complessi processi geologici che di solito coinvolgono blocchi di materiale molto rigido sovrastanti uno strato di materiale più deformabile. A causa delle deformazioni dello strato di base, che possono essere causate da differenti processi meccanici, la placca di materiale rigido sovrastante si frattura e si separa in più blocchi che tendono ad allontanarsi in direzione normale al contorno del rilievo con velocità variabili, controllate dal tipo di processo meccanico che è responsabile di tali movimenti.

5) Colate



Le colate sono movimenti di versante che esibiscono durante il moto un comportamento simile a quello dei fluidi viscosi a causa di deformazioni interne alla massa in movimento che risultano predominanti rispetto ad eventuali scorrimenti lungo le superfici di taglio.

Nelle frane per colamento i singoli granuli si muovono in modo relativo gli uni rispetto agli altri, più o meno velocemente in relazione al contenuto d'acqua e alla granulometria del deposito. Le superfici di taglio all'interno del corpo di frana sono multiple, temporanee e generalmente non vengono conservate. La distribuzione delle velocità nella massa spostata è analoga a quella di un fluido viscoso. Le colate differiscono per caratteristiche e velocità in relazione ai terreni coinvolti e al contenuto d'acqua della massa in frana. Le colate possono essere associate a contenuti d'acqua diversi e, di conseguenza, caratterizzate da velocità diverse che variano da alcuni millimetri l'anno per le colate cosiddette "lente" a qualche metro al secondo per quelle "rapide". A contenuti d'acqua maggiori corrispondono velocità del moto maggiori e densità del materiale in frana inferiori. La pericolosità del fenomeno franoso è legata essenzialmente al tipo di cinematismo poiché è da esso che dipendono le distanze che la massa in frana è in grado di raggiungere e i tempi necessari per percorrerle. Esistono, pertanto, eventi molto simili dal punto di vista cinematico che possono innescarsi in materiali di

diversa natura creando non pochi problemi nell'individuazione di una completa e corretta nomenclatura. In genere si fa riferimento alla classificazione dei movimenti di versante di Hutchinson (1988).

Tracciare una linea di separazione tra i domini di appartenenza dei movimenti di versante e dei fenomeni alluvionali è molto difficile dal momento che l'uno sfocia con gradualità nell'altro al crescere del contenuto d'acqua.

In Figura 1.6 è riportato uno schema dei diversi tipi di movimenti funzione della concentrazione volumetrica, del tipo di particelle e del contenuto d'acqua proposto da Meunier (1993).

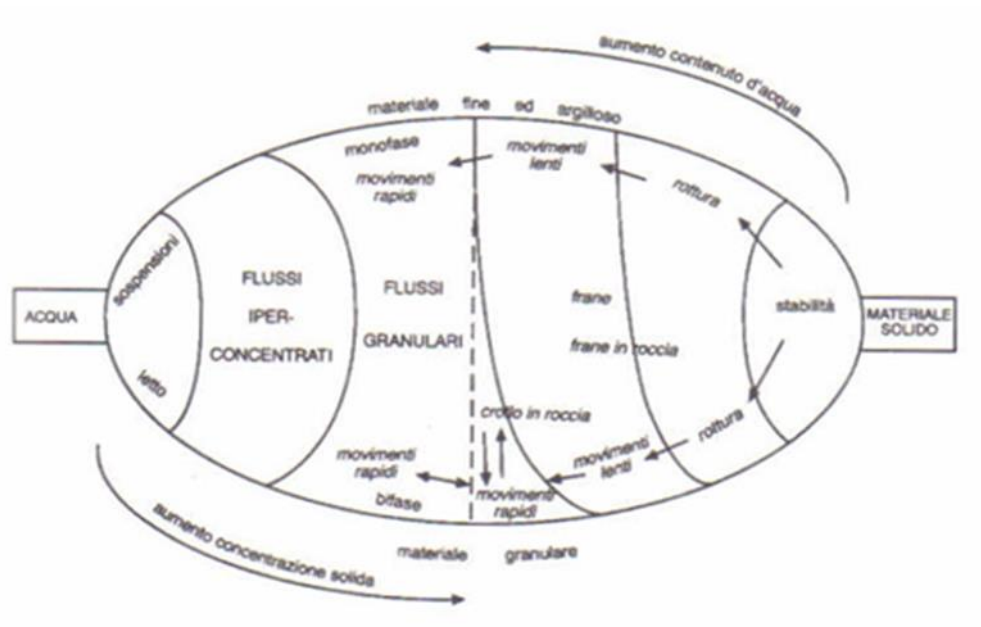


Figura 1.6 - Schema relativo alle diverse tipologie di movimento in funzione della concentrazione volumetrica, del tipo di particelle e del contenuto d'acqua (modificata da Meunier, 1993)

Le colate, intese come movimenti rapidi di versanti assimilabili a flussi di fluido viscoso, sono descritte essenzialmente nella categoria dei movimenti di detrito sotto forma di flusso (debris movement of flow-like form), ed in parte nella categoria degli scivolamenti traslativi (rapid landslide, flowslide). La tipologia di movimento comprende sia gli scivolamenti (slide) che i flussi (flow).

Nel primo caso la massa in frana conserva la propria struttura anche in fase di post rottura ed è possibile individuare una superficie di scorrimento; nel secondo caso il terreno si trasforma in una massa semifluida, ed il movimento è regolato in parte da forze di tipo attritivo in parte dalla collisione tra i granuli.

Per quanto attiene la granulometria le colate rapide possono interessare materiali che vanno dai blocchi fino all'argilla, tuttavia il fenomeno è più frequente nei materiali sabbio-limosi. Sono definite debris flow quelle colate che interessano terreni caratterizzati da una percentuale di particelle con diametro maggiore di 2 mm compresa tra il 20% e l'80%; si definiscono, invece, mud flow o earth flow, le colate che interessano terreni con una percentuale di particelle con diametro inferiore di 2 mm, maggiore dell' 80%.

Vi sono poi altri particolari tipi di colata: i Lahars o Giava, flussi di detrito associati a fenomeni di eruzione vulcanica in cui le ceneri depositate lungo i fianchi dello stesso vulcano vengono mobilizzate da acque e/o vapori, e gli Sturzstrom, flussi rapidissimi di grandi volumi di detrito asciutto.

Analizzando la morfologia delle colate è possibile distinguere tre parti differenti: una zona di alimentazione, un canale in cui convoglia il flusso e una zona di accumulo ai piedi del versante (Figura 1.7).

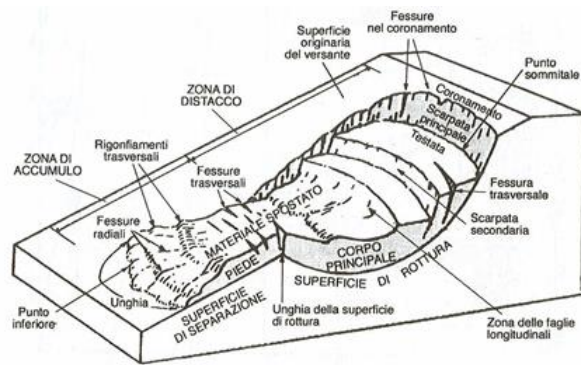


Figura 1.7 - Morfologia di una colata da Cruden & Varnes (1996).

Nella zona di alimentazione il terreno arriva a rottura e subisce scorrimenti di tipo rotazionali e/o traslativi, fino a convogliare naturalmente nei canali per lo più naturali dello stesso versante. La zona di alimentazione a monte del canale dell'impluvio non è unica, possono formarsi anche nicchie di alimentazione laterali. Il cinematismo della colata si sviluppa in seguito lungo il canale ed è regolato dalla pendenza, dalla superficie e dalla sezione trasversale dell'impluvio. La massa semifluida acquisisce maggior velocità in questo tratto a causa delle pendenze naturali dei canali più acclivi rispetto a quelle delle zone di alimentazione. La velocità può variare ulteriormente a seconda della forma della superficie (piana o concava) dell'impluvio e della sua sezione trasversale. Questa, infatti, conferisce un grado di confinamento alla massa in movimento, influenzando inoltre anche la forza di erosione esercitata dal fluido sulla superficie di scorrimento. Il materiale raggiunge infine la zona di accumulo caratterizzata da pendenze più dolci. Qui la massa in frana perde progressivamente velocità fino ad arrestarsi occupando un'area tanto più estesa quanto maggiore è l'energia posseduta. La superficie di deposizione occupata ha la tipica forma a ventaglio costituita da uno o più lobi dovuti a successive ondate di materiale. La forma delle colate è comunque influenzata dalle caratteristiche del flusso, principalmente dal tipo di terreno e dal contenuto d'acqua, nonché dalle caratteristiche geomorfologiche dei versanti.

La classificazione di Varnes (1978) è stata rivista da Cruden e Varnes (1994) con l'aggiunta di due parametri, la velocità e i potenziali effetti distruttivi. Si classifica l'intensità del fenomeno sulla base dei danni attesi per le classi di velocità individuate. I movimenti franosi variano da estremamente lento (Classe I), a molto lento (16 mm/anno) (classe II), a lento (16 m/anno)

(Classe III), a moderato (13 m/mese) (classe IV), a rapido (1.8 m/h) (classe V), a molto rapido (3 m/min.) (classe VI), ad estremamente rapido (5 m/s) (classe VII) (Tabella 2). Si tenga conto che le colate che coinvolgono le piroclastiti sciolte poggianti su rocce calcaree dell'Appennino campano possono raggiungere velocità dell'ordine dei 50-70 Km/h. L'elemento velocità appare determinante per ipotizzare l'estrema catastoficità delle colate in Campania.

CLASSE	VELOCITA'	DESCRIZIONE
VII	5 m/s	EDIFICI DISTRUTTI PER IMPATTO DEL MATERIALE; QUALSIASI TENTATIVO DI PORSI IN SALVO E' IMPOSSIBILE; CATASTROFE DI ECCEZIONALE VIOLENZA
VI	3 m/min	PERDITA DI ALCUNE VITE UMANE, L'EVACUAZIONE COMPLETA DELLA POPOLAZIONE E' IMPOSSIBILE
V	1.8 m/h	L'EVACUAZIONE DELLA POPOLAZIONE E' POSSIBILE, DISTRUZIONE DI IMMOBILI ED INSTALLAZIONI PERMANENTI
IV	13 m/mese	POSSIBILE MANTENIMENTO DI STRUTTURE TEMPORANEE O POCO DANNEGGIABILI
III	16 m/anno	POSSIBILITA' DI INTRAPRENDERE LAVORI DI RINFORZO E RESTAURO DURANTE IL MOVIMENTO; STRUTTURE MENO DANNEGGIABILI E MANTENIBILI CON FREQUENTI LAVORI DI RINFORZO, SALVO ACCELERAZIONI DEL MOVIMENTO
II	16 mm/anno	ALCUNE STRUTTURE PERMANENTI POSSONO ESSERE DANNEGGIATE DAL MOVIMENTO
I		MOVIMENTO IMPERCETTIBILE SENZA MONITORAGGIO; COSTRUZIONE EDIFICI POSSIBILE CON PRECAUZIONI

Tabella 2 - Classificazione di Cruden e Varnes, 1994

1.4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELLA REGIONE CAMPANIA

Il territorio campano presenta un apparato geologico molto complesso e può essere suddiviso in quattro grandi macro-aree che si distinguono per la natura litologica, per il diverso stile tettonico e, di conseguenza, per marcate differenze di evoluzione geomorfologica (Cinque e Romano, 2001).

I fenomeni di colata rapida interessano principalmente i terreni piroclastici depositati sui massicci carbonatici, costituiti dai Monti di Avella e del Partenio, dai Monti di Sarno e dai monti Lattari nella Penisola Sorrentina (Figura 1.8).

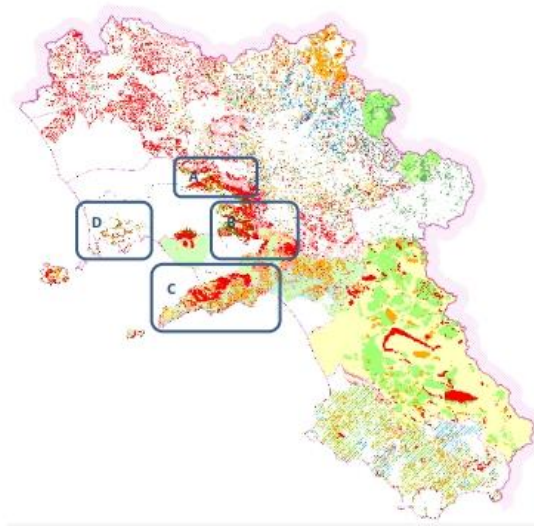


Figura 1.8 – Carta pericolosità da frana (Piano Territoriale Regionale)

1.4.1 Monti di Avella settentrionali – Monti del Partenio

I rilievi dei Monti di Avella e del Partenio fanno parte di un alto strutturale della catena sud-appenninica che ha subito complesse vicende tettoniche prima di tipo compressivo e poi un graduale sollevamento secondo una gradinata di faglie la cui massima elevazione è rappresentata proprio dai Monti di Avella (1600 m s.l.m.).

L'assetto geomorfologico è caratterizzato da versanti di faglia in genere ad elevata acclività (35°-40°) spesso incisi da corsi d'acqua che, nelle zone di raccordo con le piane, hanno costruito più generazioni di conoidi. Le più antiche risultano sospese di pochi metri sugli attuali fondovalle, mentre quelle recenti ed ancora attive interessano spesso centri abitati (Santa Maria a Vico, Arpaia, Forchia).

I versanti si presentano particolarmente acclivi e risultano incisi da impluvi di primo o secondo ordine a regime torrentizio. I depositi di raccordo tra i versanti e la pianura vera e propria sono costituiti da detriti di versante di natura calcarea e materiale piroclastico rimaneggiato proveniente da processi di erosione delle coperture in quota.

Nella zona più settentrionale della dorsale manca una coltre piroclastica continua al contrario dei

versanti meridionali dove la copertura piroclastica è molto più continua con estese aree caratterizzate da spessori che rientrano soprattutto nella classi 0,5-2m e 2-5m sia su versante aperto che all'interno delle aree di bacino idrografico.

I depositi piroclastici, possono trovarsi in posizione primaria, cioè nella stessa posizione in cui sono stati depositati nel corso degli anni, ovvero essere stati trasportati verso valle dalla gravità e poi ridepositati, a seguito di fenomeni di frana o dell'azione dell'acqua. Questi materiali rimaneggiati vengono anche detti di deposizione secondaria.

I terreni in posizione primaria hanno una struttura stratigrafica semplice e regolare strettamente legata alla successione degli eventi vulcanici che nell'area in esame si riferiscono prevalentemente alle eruzioni del Somma-Vesuvio e dei Campi Flegrei ed in particolare, alla eruzione di "Avellino", avvenuta circa 3.700 anni fa e a quella di Agnano-Monte Spina avvenuta 4.100 anni fa. Nelle zone di rideposizione, invece, la struttura dei depositi sciolti è più complessa e dipendente dalla successione degli eventi avvenuti nel passato e pertanto nello stesso punto possono alternarsi terreni stratificati in posizione primaria e terreni rimaneggiati in posizione secondaria. Laddove si siano avute lunghe interruzioni dei fenomeni di accumulo e deposizione, intercalati fra gli strati primari o secondari, possono trovarsi paleosuoli riconoscibili per il colore più scuro e per la presenza diffusa di sostanza organica dovuta all'alterazione della vegetazione e delle relative radici. Infine, per effetto dell'alterazione fisico-chimica, i terreni piroclastici possono risultare leggermente argillificati.

L'assetto stratigrafico della copertura sciolta dipende anche dalla morfologia preesistente in quanto la pendenza del substrato roccioso influenza lo spessore dei depositi sciolti che lo ricoprono. Inoltre, al diminuire della quota cresce la probabilità che i terreni sciolti siano in posizione secondaria per effetto dei fenomeni di erosione-trasporto-deposizione e di quelli di frana-trasporto-deposizione.

1.4.2 Monti di Avella meridionali – Monti di Sarno

La macroarea individuata dai M.ti di Avella meridionali, dal Pizzo D'Alvano e dai M.ti di Lauro, così come i Monti di Avella Settentrionali e i Monti del Partenio, comprende importanti monoclinali calcarei, originatesi a seguito dei sollevamenti che nel corso del Plio-Quaternario hanno interessato il bordo orientale della Piana Campana (Brancaccio et al., 1979).

L'assetto geomorfologico dell'area è caratterizzato da versanti di faglia in genere ad elevata acclività (30°-35°) talora incisi da corsi d'acqua mentre le zone di raccordo pedemontane sono caratterizzate dalla presenza di una fascia di accumulo di origine alluvio-colluviale prodotta da processi denudazionali che hanno coinvolto i depositi della coltre piroclastica.

Sui versanti calcarei si rinvencono depositi piroclastici da caduta riferibili a cineriti e livelli di pomici di provenienza prevalentemente vesuviana, con spessori dipendenti dalle condizioni morfologiche locali. Essendo la macroarea in oggetto più prossima al complesso vulcanico del Somma-Vesuvio rispetto alla macroarea dei Monti di Avella settentrionali – Monti del Partenio, ed

essendo stata investita da prodotti piroclastici di più eruzioni, lungo i versanti si ritrovano stratigrafie più complesse e caratterizzate da spessori più elevati in particolar modo lungo i versanti della dorsale di P.zzo D'Alvano e dei M.ti di Lauro.

Il confronto tra le analisi stratigrafiche reperite in letteratura mostra una certa dispersione di dati che non consente di caratterizzare in maniera semplificata i depositi presenti in tale area. In particolare, nelle aree più vicine al complesso del Somma-Vesuvio i depositi in quota risultano spesso costituiti da livelli di materiali rimaneggiati e solo in alcuni casi sono presenti i livelli piroclastici appartenenti all'eruzione di "Ottaviano".

1.4.3 Monti Lattari

La Penisola Sorrentina corrisponde ad un alto strutturale allungato trasversalmente alla Catena Appenninica, delimitato dalle profonde depressioni della Piana Campana a nord e del Fiume Sele a sud. L'ossatura della dorsale è costituita da una successione calcareo - dolomitica mesozoica, alta più di mille metri, che risulta mediamente inclinata verso N-NW. Questa è caratterizzata dall'affioramento di calcari dolomitici triassici e giurassici, sul versante meridionale, e da calcari cretacici, localmente ricoperti da flysch, sul versante settentrionale. I flysch sono largamente affioranti nei comuni di Massa Lubrense, Nerano, e sono caratterizzati da calcareniti e calcari marnosi alla base, che evolvono a successioni arenaceo-argillose verso l'alto stratigrafico (Civita et al., 1975).

I terreni più recenti sono rappresentati da depositi alluvionali con intercalazioni di cineriti, materiali piroclastici ("tufo grigio campano" e prodotti sciolti o scarsamente coerenti) e quindi, detriti di frana e di falda, alluvioni recenti e depositi di spiaggia attuali (Civita et al., 1975). In particolare, i materiali piroclastici sciolti, spesso rimaneggiati ed humificati, sono collegati a prodotti da caduta provenienti dagli apparati vulcanici dei Campi Flegrei e del Somma-Vesuvio. Le cineriti ricoprono ampie porzioni dei versanti calcarei ed affiorano maggiormente sul versante napoletano che in generale, è meno acclive del versante salernitano-amalfitano. Riferendoci soprattutto ai prodotti da caduta del Vesuvio gli studi sulle direzioni degli assi di dispersioni delle cineriti, hanno evidenziato che, nella zona della Penisola Sorrentina, i livelli pomicei di maggiore spessore sono da attribuire all'eruzione del 79 d.C (Lirer et al., 1993).

L'assetto geomorfologico generale della Penisola è caratterizzato quindi da versanti spesso caratterizzati da forte acclività (maggiore di 30°) alla cui base si riscontrano falde di detrito derivanti dalla degradazione dei calcari stessi e della coltre piroclastica che è quasi sempre presente con spessori più o meno sensibili. Tali depositi solo raramente risultano estesi (Civita et al., 1975).

Si può evincere la notevole omogeneità delle sequenze stratigrafiche che risultano essenzialmente caratterizzate da un livello di pomici dello spessore di 40-80 cm interposto tra un livello superiore di ceneri rimaneggiate (il cui spessore varia tra 1.5 m e 2 m) ed un livello inferiore di ceneri più sottili talora argillificate dello spessore di 10-30 cm.

Le analisi stratigrafiche hanno anche evidenziato che in tale contesto le superfici di rottura si localizzano per lo più alla base o all'interno delle pomici immediatamente sopra lo strato di cinerite pedogenizzata posto a contatto con il substrato carbonatico (Di Crescenzo e Santo, 1999; 2005).

1.4.4 Campi Flegrei

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

Alcune aree dei rilievi carbonatici sono state raggiunte anche dai prodotti piroclastici associati all'attività del distretto vulcanico dei Campi-Flegrei. In particolare, i versanti dei monti del Partenio e di Avella hanno visto depositarsi anche 40cm di prodotti piroclastici ascrivibili all'eruzione denominata di Agnano Monte Spina avvenuta circa 4.1ka fa (Figura 1.9).

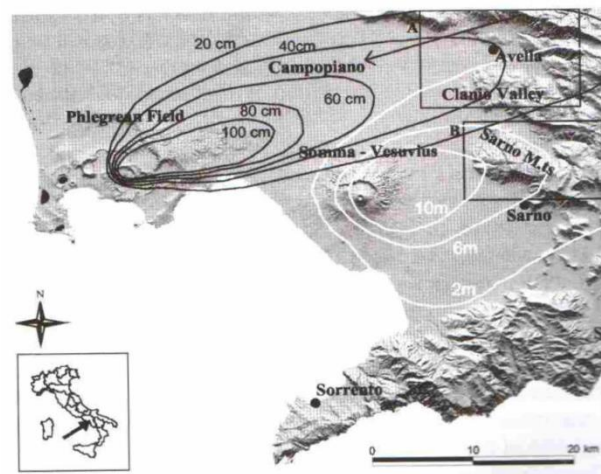


Figura 1.9 - Distribuzione dei depositi da caduta del complesso del Somma – Vesuvio (isopache in bianco) e dei Campi Flegrei (in nero) (da Zanchetta et al., 2003).

Una differente situazione si ritrova nell'area del distretto vulcanico dei Campi-Flegrei. La storia geologica dei Campi Flegrei è stata dominata da due grandi eruzioni: l'eruzione dell'Ignimbrite Campana (avvenuta 39.000 anni fa) e l'eruzione del Tufo Giallo Napoletano (avvenuta 15.000 anni fa). Tali eruzioni sono connesse a due episodi di sprofondamento (Orsi et al., 1996; De Vivo et al., 2001) che, sovrapponendosi, hanno generato una caldera complessa che rappresenta la struttura più evidente del Distretto Vulcanico Flegreo. Quest'ultimo comprende i Campi Flegrei, la città di Napoli, le isole vulcaniche di Procida ed Ischia, e la parte nord-occidentale del Golfo di Napoli (Figura 1.10).

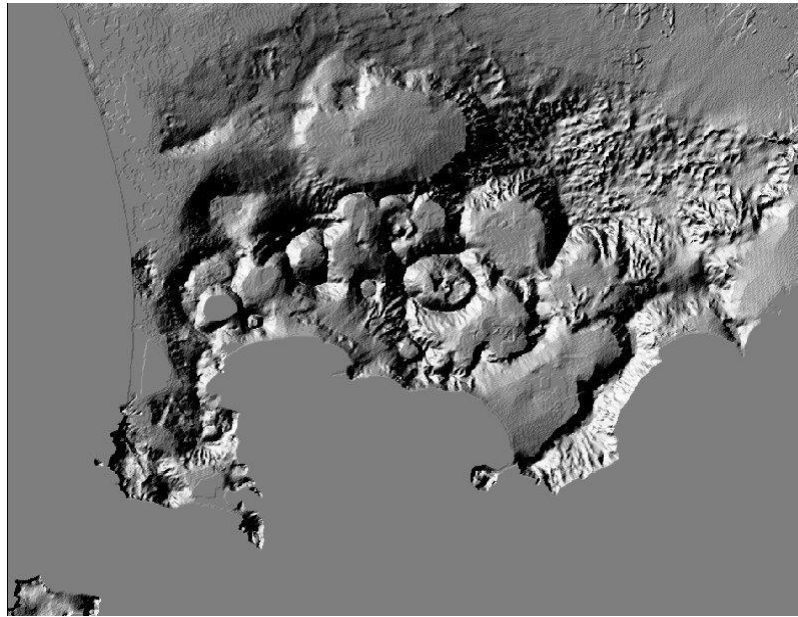


Figura 1.10 - Il distretto vulcanico dei Campi Flegrei (da Picarelli et al., 2006).

I depositi vulcanici sono nella quasi totalità prodotti dall'attività del sistema magmatico flegreo e, subordinatamente, da quello vesuviano.

All'interno di tale depressione si sono sviluppati più di 25 edifici vulcanici che hanno caratterizzato l'attività vulcanica di tal distretto negli ultimi 15000 anni in cui si sono alternati periodi di quiescenza a periodi di intensa attività (Di Girolamo et al., 1984). L'aspetto di rilevante interesse morfologico è dato dalla presenza di versanti da moderatamente a fortemente acclivi di origine strutturale, connessi appunto al verificarsi di fenomeni di collasso vulcano-tettonico.

L'area napoletana è composta da una grande varietà di depositi piroclastici originati dall'attività degli edifici vulcanici ivi presenti. Questi depositi presentano notevoli differenze in termini di grado e tipologia di alterazione. In particolare, facendo riferimento ai depositi relativi alla formazione del Tufo Giallo si possono distinguere due facies:

- a) depositi alterati e litificati denominati Tufo Giallo Napoletano (TGN);
- b) prodotti piroclastici non alterati e non cementati denominati Pozzolana (P).

Il passaggio da un Tufo Giallo ad una Pozzolana corrisponde al mancato processo di alterazione dei prodotti piroclastici originari che si sono depositati lontano dall'area eruttiva e che quindi si sono raffreddati durante il trasporto (de Gennaro et al., 1999).

In seguito alla formazione del Tufo Giallo nuovi episodi eruttivi (attività esplosiva intracalderica degli ultimi 15000 anni) si sono susseguiti dando origine a più recenti depositi che si ritrovano al di sopra della formazione di base costituita dal Tufo Giallo (terreni piroclastici recenti).

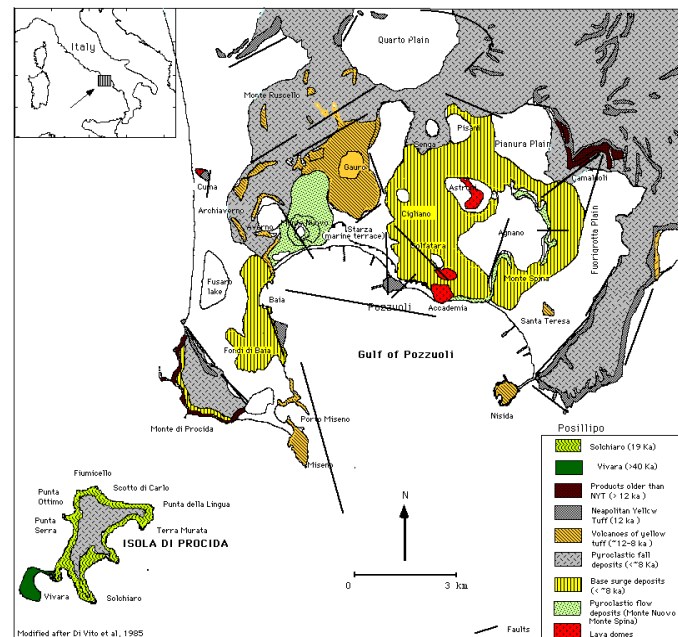


Figura 1.11 – Carta geologica dei Campi Flegrei (da Orsi et al., 1996).

In un tale contesto è lecito aspettarsi una maggiore complessità delle sequenze stratigrafiche (originatesi dalla sovrapposizione dei diversi episodi eruttivi di ciascuno degli edifici vulcanici presenti) rispetto alle aree del contesto carbonatico ed anche una certa variabilità delle caratteristiche dei materiali presenti.

La complessità delle sequenze di origine vulcanica risulta ben evidente dalla Figura 1.11 dove sono schematicamente illustrate le sequenze dei depositi piroclastici recenti, sovrastanti la formazione del Tufo Giallo Napoletano, riscontrate nella zona di monte della collina di Camaldoli. I depositi sono irregolarmente stratificati e sono costituiti da alternanze di paleosuoli, cineriti sciolte (ceneri, pomici e scorie), e talora depositi alluvionali. Lo spessore complessivo di tali depositi può raggiungere valori di 20-30m. Tuttavia, solitamente i movimenti di versante interessano porzioni molto sottili di tali depositi coincidenti con lo strato più superficiale (Calcaterra et al., 2003).

Data l'estrema variabilità delle sequenze stratigrafiche già all'interno di un'area di modeste estensioni quale quella della collina di Camaldoli, appare poco significativo tentare di approntare un'unica sequenza stratigrafica rappresentativa della macroarea in oggetto.

1.5 COLATE NEI DEPOSITI PIROCLASTICI CAMPANI

Il territorio campano presenta particolari caratteristiche litologiche, geologico-strutturali, geomorfologiche ed idrogeologiche che lo rendono suscettibile a differenti tipologie d'instabilità di versante (Civita e Lucini, 1968; De Riso e Nota d'Elogio, 1973; Guida et al., 1974; Civita et al., 1988; Guadagno et al. 1988; Guadagno, 1991, D'Agostino et al., 2001).

Tali fenomeni vengono descritti come movimenti complessi di scorrimento traslativo (o rotazionale) - colate di detrito (Varnes, 1978; Johnson e Rodine, 1984; Hutchinson, 1986; Pearson e Costa, 1987; Ellen e Fleming, 1987; Cruden e Varnes, 1996; Picarelli L., 1999).

A rigore il comportamento dei pendii, inteso come il complesso dei fenomeni meccanici che ne determinano le deformazioni ed il collasso e che controllano il comportamento post-rottura del volume in frana, dovrebbe essere affrontato, come per un qualsiasi altro sistema meccanico, tenendo conto del ruolo delle condizioni iniziali, delle condizioni al contorno e delle leggi costitutive dei terreni seguendone lo stato deformativo fino alla rottura. Nella pratica corrente il problema della stabilità dei versanti, viene semplificato e ricondotto a quello della sola rottura.

Per quanto riguarda l'innescò delle frane da scivolamento, Terzaghi (1950) ha stabilito una distinzione tra cause esterne ed interne. Le prime producono l'incremento delle azioni instabilizzanti che producono un incremento degli sforzi di taglio dovute ad azioni naturali quali fenomeni di erosione, azioni sismiche o artificiali quali scavi, sovraccarichi); le seconde producono una riduzione della resistenza a taglio del terreno a causa di:

- un aumento delle pressioni neutre dovuto a precipitazioni meteoriche, azioni sismiche, ecc.;
- una riduzione della suzione a causa di apporti meteorici (terreni non saturi);
- una riduzione della resistenza al taglio per effetto di processi fisico-chimici (alterazione) o meccanici (rottura progressiva, ecc).

La principale causa di frane nelle coltri piroclastiche campane è la variazione del regime delle pressioni neutre (suzione) in seguito alle precipitazioni meteoriche.

La valutazione della stabilità di tali coltri può essere svolta utilizzando il metodo dell'equilibrio limite. In alcuni casi è possibile utilizzare lo schema di pendio indefinito, in altri casi, si impongono schemi di rottura più complessi.

L'evoluzione del coefficiente di sicurezza durante il processo d'infiltrazione è essenzialmente legato alla riduzione dell'intercetta di coesione apparente. Infatti, durante l'infiltrazione si verifica un graduale incremento del grado di saturazione che determina, da un lato l'incremento del peso dell'unità di volume del terreno e, quindi delle azioni instabilizzanti, dall'altro, una riduzione della suzione e, quindi, della resistenza a taglio dei terreni a causa del decadimento dell'intercetta di coesione.

I numerosi fenomeni, ben documentati in letteratura o osservati direttamente, hanno mostrato che, anche per le piroclastiti Campane, l'innescò delle colate è generalmente caratterizzato da due fasi:

- a) Nella prima fase si verifica la rottura superficiale per taglio o trazione (scorrimento traslativo, rotazionale o crollo), che coinvolge spessori al massimo di un metro;
- b) La seconda fase è caratterizzata dalla fluidificazione della massa staccatasi.

La tipologia di tali eventi appare intermedia tra un flusso iperconcentrato ed un movimento di massa.

Nel primo caso la corrente, pur trascinando sul fondo ed in sospensione materiali di diversa natura, per lo più incoerenti, mantiene il carattere di corrente nell'accezione classica del termine, vale a dire, è l'acqua a trasportare il materiale solido.

Nel secondo caso si ha un impasto fluido di materiali, nel quale l'acqua ha un ruolo di fluidificante; si genera, dunque, una massa detritica notevolmente deformabile, che, associata alle pendenze dei versanti, raggiunge elevate velocità con effetti altamente distruttivi.

I fenomeni risultano particolarmente complessi per quel che concerne le fasi transitorie che segnano il passaggio dal collasso vero e proprio del materiale al successivo mutamento di fase.

Questo è anche dovuto alla contemporaneità di entrambe le tipologie di movimento sopra descritte, durante l'evoluzione del fenomeno.

Johnson e Rodine (1984) individuano due tipologie di colata rapida:

- a) La prima in cui tutto il materiale della colata è originato in una singola area;
- b) La seconda in cui si possono riconoscere più fonti di alimentazione.

L'evoluzione post-rottura delle colate è fortemente influenzata dalle modalità secondo le quali avviene la rottura. Leroueil et al. (1996) e Hungr (2003) sottolineano che, a rottura avvenuta, quanto maggiore è la differenza tra forze resistenti e forze instabilizzanti, tanto maggiore è l'energia cinetica posseduta dalla frana, che può quindi percorrere grandi distanze ad elevate velocità. Poiché le azioni esterne sono essenzialmente di natura gravitazionale e, nei primi istanti seguenti la rottura, variano in maniera poco consistente, ciò che conduce ad una repentina accelerazione è da imputarsi alla riduzione della resistenza a taglio del terreno.

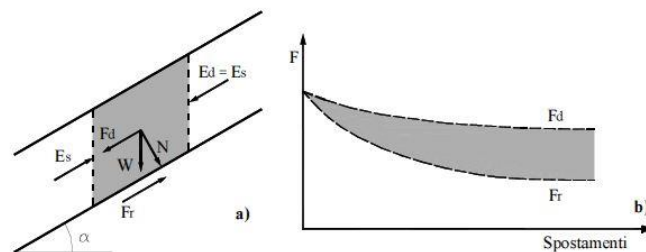


Figura 1.12 – Forze agenti a rottura.

La riduzione di resistenza potrebbe essere imputata al decadimento dell'angolo d'attrito al crescere della velocità di deformazione. Tuttavia, Hungr e Morgenstern (1984) in base ai risultati ottenuti da

una sperimentazione eseguita sia su sabbie asciutte che sature in un apparecchio di taglio anulare ed in canaletta, osservano che le velocità di prova pari a circa 5m/s in canaletta ed a circa 1m/s nell'apparecchio di taglio anulare, non influenzano significativamente la resistenza al taglio.

È possibile comunque individuare alcuni processi meccanici capaci di produrre una riduzione di resistenza a taglio in depositi di materiale granulare; in particolare, la generazione di sovrappressioni neutre in terreni saturi e la riduzione o l'annullamento della coesione apparente in materiali parzialmente saturi.

La distanza d'arresto varia in relazione a diversi fattori:

- caratteristiche geometriche e morfologiche dell'alveo o del versante;
- caratteristiche e volume del materiale coinvolto;
- caratteristiche vulcanologiche dei depositi piroclastici (la presenza di pomici, ad esempio, condiziona sicuramente l'idraulica del problema e le caratteristiche di resistenza).

In primo luogo si osserva che le instabilità si localizzano dove le condizioni morfologiche inducono la presenza di masse in *libertà cinematica* (presenza di cornici morfologiche, di tagli stradali). La maggior parte delle frane, si verificano nelle porzioni medio - alte del versante, laddove le pendenze sono maggiori e le coltri più sottili (da pochi centimetri a qualche metro) coinvolgendo inizialmente piccoli volumi di terreno.

Altra caratteristica è l'assetto stratigrafico, la coltre piroclastica presenta orizzonti di varia granulometria (livelli di pomici, cineriti) e poggia, a seconda dei luoghi, o sul substrato carbonatico o su quello tufaceo.

Questa stratificazione, generalmente parallela al versante, condiziona la circolazione idrica. E' possibile che si creino livelli relativamente impermeabili che facilitano, in concomitanza con le piogge, *l'instaurarsi di falde sospese a carattere effimero che generano flussi sostanzialmente subparalleli al versante.*

Altri fattori predisponenti, e non secondari, sono quelli di natura antropica: strade, ostruzioni di impluvi naturali, vasche di raccolta, impermeabilizzazioni, modi d'uso del suolo, mancanza di un'adeguata sistemazione e di manutenzione dei corsi d'acqua e dei versanti.

Considerati tutti questi fattori predisponenti, il principale fattore scatenante resta l'azione delle acque meteoriche, che sono in grado di modificare il regime delle pressioni neutre e indurre una fluidificazione delle masse.

Ad ogni modo la mobilitazione delle coltri piroclastiche è sempre conseguenza di una combinazione occasionale e particolarmente sfavorevole di cause scatenanti che, agendo su di un contesto strutturalmente predisposto all'instabilità, determinano l'alterazione dei delicati equilibri naturali.

Le colate rapide, infatti, si distribuiscono sui versanti in maniera del tutto casuale, e molto spesso aree con caratteri morfologici simili non presentano un'analoga distribuzione dei dissesti.

La localizzazione degli eventi di frana che dal 1580 si sono susseguiti fino ai nostri giorni, illustrata in

Figura 1.13, testimonia che ne sono interessati soprattutto i rilievi posti a minore distanza dal complesso vulcanico del Somma-Vesuvio e dei Campi Flegrei. Essenzialmente le zone coinvolte sono costituite dai Monti di Avella e del Partenio, dai Monti di Sarno, e dai Monti Lattari nella Penisola Sorrentina.

Tali rilievi sono costituiti da successioni di piattaforma carbonatica di età compresa tra il Trias ed il Cretacico. Essi presentano versanti aventi valori di acclività medie di 30°-35° e sono stati ricoperti, durante le diverse eruzioni vulcaniche che si sono succedute nel Pleistocene superiore ed Olocene, da depositi piroclastici da caduta costituiti prevalentemente da ceneri, pomici e sabbie vulcaniche aventi spessori variabili da 0.5 a 6m (de Riso et al., 1999). In particolare, le eruzioni Pliniane (di tipo esplosivo) del Somma-Vesuvio, caratterizzate da colonne di prodotti piroclastici che si elevano anche 30-35 km dal suolo, hanno dato origine a depositi di notevole spessore di piroclastiti da caduta, da flusso e da surge nelle zone più prossime al vulcano. Le zone più distanti, i massicci carbonatici appunto, sono invece state investite esclusivamente dai prodotti piroclastici da caduta che si sono depositati con spessori differenti nelle diverse zone raggiunte. Le modalità di trasporto e deposizione di tali depositi ne hanno ovviamente influenzato le caratteristiche (assortimento granulometrico, struttura, etc...). Come risultato, i depositi formati per caduta nelle aree distali sono caratterizzati da una elevata uniformità (Picarelli et al., 2006).

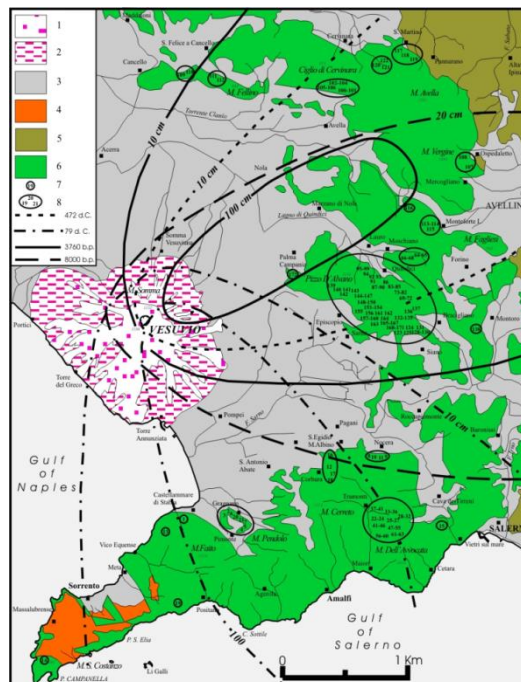


Figura 1.13– Distribuzione delle frane di colata rapida e dei depositi piroclastici da caduta: 1) lave; 2) flussi piroclastici; 3) depositi detritico-alluvionali e piroclastiti da caduta; 4) flysch miocenici della Penisola Sorrentina; 5) depositi terrigeni mio-pliocenici; 6) rocce carbonatiche mesozoiche; 7) frane singole; 8) gruppi di frane (Di Crescenzo e Santo, 2005).

La direzione prevalente dei venti durante i diversi episodi eruttivi ha determinato stratigrafie più o meno complesse nelle diverse aree investite dai depositi da caduta.

Essenzialmente le eruzioni più antiche, ed in particolare quelle di “Sarno”, “Ottaviano-Mercato”, “Avellino” e “Pollena” (Rolandi, 1997; Di Vito et al., 1999), hanno avuto tutte un asse di dispersione in direzione dei rilievi posti a N-E rispetto al Vesuvio, interessando i Monti di Avella ed i Monti di Sarno, mentre la sola eruzione del 79 A.D. ha avuto un asse di dispersione in direzione S-E ed ha ricoperto di prodotti piroclastici i rilievi della Penisola Sorrentina (Lirer et al., 1993). In Figura 1.14 sono mostrate le direzioni di dispersione dei depositi da caduta che si sono formati in seguito a ciascun evento Pliniano del complesso vulcanico del Somma-Vesuvio attraverso la rappresentazione delle isopache di 10 cm: i depositi più antichi, dopo le fasi di quiescenza dell’attività vulcanica, sono stati ricoperti dai prodotti piroclastici delle successive eruzioni andando a formare le stratificazioni oggi presenti.

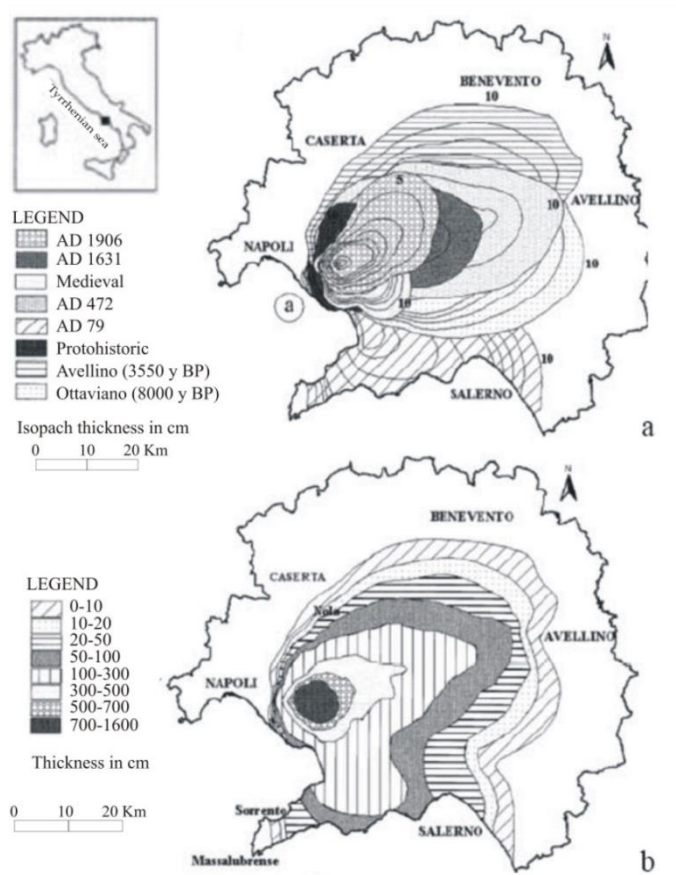


Figura 1.14- a) Distribuzione dei depositi da caduta del complesso del Somma–Vesuvio; b) spessori complessivi dei depositi (da Lirer et al., 2001).

Dunque, le coperture così formatesi, a seconda della loro localizzazione, sono caratterizzate da stratigrafie più o meno complesse di differente spessore che, a partire dal metro (estremo nord dei Monti del Partenio), possono raggiungere i 5-7m nella parte meridionale dei Monti di Sarno (Figura 1.14b).

I fenomeni franosi disastrosi del tipo colate rapide di fango e scorrimenti traslativi coinvolgono i versanti carbonatici ricoperti da depositi piroclastici sciolti derivanti dall’attività dei complessi

vulcanici dei Campi Flegrei e del Somma-Vesuvio. Tali movimenti franosi sono innescati da eventi meteorici estremi e sono caratterizzati da una elevata pericolosità dovuta all'attivazione improvvisa ed alle elevate velocità che riescono a raggiungere durante il loro moto.

I dissesti della zona sono distinguibili in scorrimenti superficiali della coltre piroclastica e del flysch arenaceo, colate rapide di fango interessanti le coperture piroclastiche dei massicci calcarei e crolli in roccia. Sono altresì presenti movimenti profondi e colate nei terreni del flysch arenaceo inglobanti lingue di argille varicolori a scaglie (de Riso et al., 2004). Tra tali tipologie di frane le più diffuse in periodi recenti sono quelle da colata rapida su versanti aperti (Mitigliano 1973; San Pantaleone 1960, 1972, 1997; Pimonte 1997; Gragnano Hotel La Selva 1972 e Nocera 2005) e incanalate (Pozzano 1997; Scraio 1966) nonché frane da crollo.

Anche nell'area flegrea sono numerosissimi i fenomeni di instabilità delle coltri piroclastiche a tetto del Tufo Giallo Napoletano sebbene fenomeni di colata confrontabili con quelli delle dorsali carbonatiche sono numericamente molto limitate (de Riso et al., 2004).

I fenomeni franosi riconosciuti nel territorio dei Campi Flegrei sono ascrivibili prevalentemente a scorrimenti traslativi, colate e crolli. Gli scorrimenti e le colate sono in larghissima parte di modesto volume, e si sono attivati lungo versanti ad inclinazione variabile, per lo più compresa tra 40° e 50° circa (de Riso et al., 1999). Nel complesso, gli eventi di frana sono distribuiti in maniera abbastanza omogenea lungo tutte le aree di versante e sono spesso concentrati in corrispondenza degli orli di scarpata a controllo strutturale. In corrispondenza delle pareti sub-verticali impostate in materiali litoidi di natura tufacea e lavica, sono frequenti fenomeni di crollo.

Al riguardo dei fenomeni di scorrimento e colata rapida è importante sottolineare che i volumi singoli mobilizzati sono quasi sempre dell'ordine delle decine o di alcune centinaia di m³ e che tali fenomeni sono dotati di una ridotta mobilità in quanto di solito si arrestano al piede del versante (de Riso et al., 2001). Ciò consente di ribadire la sostanziale differenza esistente fra le fenomenologie in atto in tale macro-area rispetto a quelle delle dorsali carbonatiche.

I depositi da caduta di tipo primario (cioè, nelle stesse condizioni di deposizione) sono stratificati e sono costituiti da alternanze di materiali molto differenti (ceneri e pomici); quelli da flusso e da *surge* presentano un minore grado di selezione granulometrica. Nelle ceneri prevalgono le frazioni sabbia e limo, nelle pomici, quelle ghiaia e sabbia. Di regola, la componente a grana fina è non plastica per la scarsa attività dei minerali che la costituiscono. Nei depositi da flusso e *surge* una significativa componente pumicea è miscelata con le ceneri. Nei depositi secondari (che hanno subito trasporto di tipo gravitativo per effetto di fenomeni di erosione e/o frana) la composizione granulometrica è molto eterogenea. Lo stato di addensamento è funzione delle condizioni di deposizione. È stato notato che i depositi da caduta presenti nelle aree a Nord-Est del Vesuvio sono caratterizzati da basso grado di addensamento (la porosità, può raggiungere il 75-80%), mentre quelli da flusso più prossimi alle aree di eruzione sembrano presentare un maggiore grado di addensamento (Picarelli et al., 2006). Analoghe differenze potrebbero caratterizzare depositi primari e secondari presenti sul medesimo versante.

Nei numerosi casi studiati si è potuto verificare che la zona di distacco è di limitate dimensioni (alcuni m^3) e spesso localizzata in corrispondenza di tagli antropici, alla sommità di scarpate di morfoselezione, in corrispondenza di concavità morfologiche. A valle si sviluppa una zona di transito che coinvolge superfici molto più ampie con mobilitazione di volumi di materiale di molte decine di migliaia di metri cubici. Alla zona di transito segue l'area di recapito (o di accumulo) del materiale franato (Celico et al., 1998; 2000; Del Prete et al., 1998; Di Crescenzo & Santo 1999, 2004; Cascini et al., 2000; Calcaterra et al., 2003; de Riso et al., 2004).

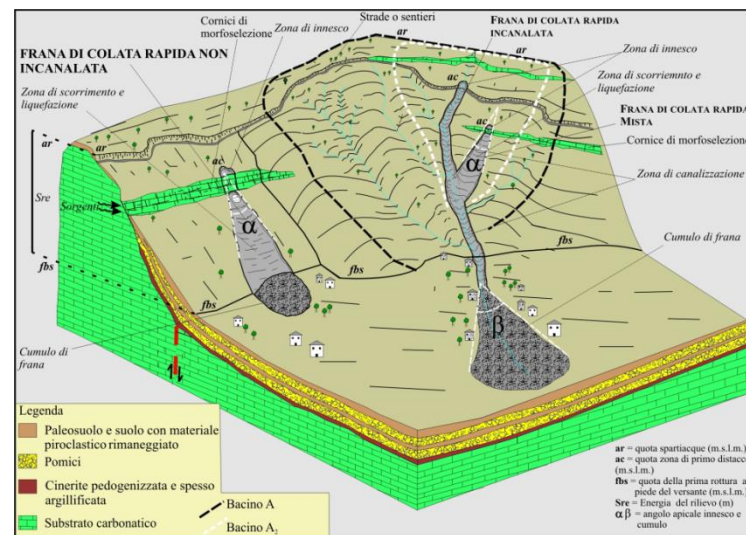


Figura 1.15 - Principali caratteristiche geomorfologiche delle frane da scorrimento-colata rapida (Di Crescenzo & Santo, 2004).

È stato osservato che le colate rapide coinvolgono sia versanti regolari, cioè privi di incisioni, che versanti incisi da uno o più impluvi (Di Crescenzo & Santo 1999, 2004). Alla prima tipologia fa capo un numero più ridotto di frane (frane non incanalate) che presentano morfologie sub-triangolari, con angoli apicali dell'ordine di 20° e cumuli distribuiti poco oltre il piede del versante (de Riso et al., 2005). Nella seconda tipologia di versante ricadono le cosiddette frane incanalate, caratterizzate da percorsi fortemente condizionati da impluvi più o meno approfonditi lungo i quali si possono verificare forti incrementi di volume (per erosione di sponda, rimozione di cumuli detritici o a causa di frane laterali), fino allo sbocco nelle aree di recapito pedemontane ove i cumuli si espandono su superfici anche molto estese (Figura 1.15). La colata generalmente s'incanala in impluvi preesistenti, ma può anche scorrere lungo un versante aperto, raggiungendo velocità anche di 10 m/sec. Il materiale di frana esercita un'intensa azione erosiva e di trasporto durante il moto, inglobando materiale di diversa natura e blocchi di grande dimensione. Gli eventi franosi sono superficiali, interessano spessori intorno al metro e coinvolgono volumi di terreno di alcune centinaia o al più di qualche migliaia di m^3 . Su una casistica di circa 170 fenomeni si è potuto anche osservare che generalmente le zone di innesco presentano valori di acclività compresi tra i 35° ed i 45° , mentre valori compresi tra i 26° e i 30° caratterizzano le zone di transito (Figura 1.16).

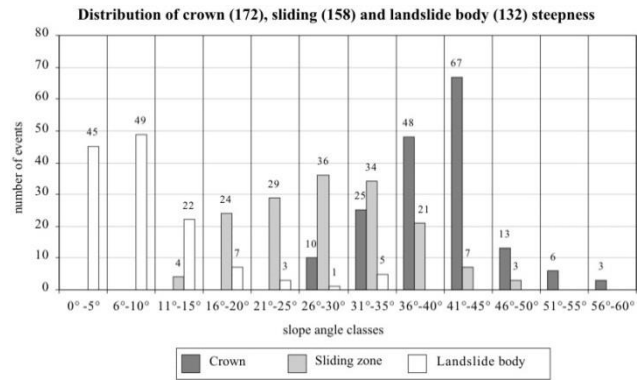


Figura 1.16 - Valori di acclività relativi alle zone di distacco, scorrimento e accumulo di 172 frane da scorrimento-colata rapida (da Di Crescenzo & Santo 2004).

1.6 RELAZIONE TRA LA PIOGGIA E LA STABILITÀ DEI VERSANTI

I depositi piroclastici sono in genere in condizioni di parziale saturazione. Il contenuto d'acqua e di conseguenza il grado di saturazione, sono soggetti a sensibili variazioni in dipendenza di fattori climatici quali le precipitazioni atmosferiche, la temperatura dell'aria e l'irraggiamento solare. Questi fattori hanno infatti un ruolo importante e contribuiscono ad assegnare al contenuto d'acqua degli strati più superficiali una variazione continua a carattere essenzialmente stagionale. La velocità di propagazione nel sottosuolo delle perturbazioni prodotte dai fattori climatici è regolata dalle proprietà idrauliche dei terreni, descritte nel Capitolo 3. In punti tipici del pendio possono verificarsi risposte rapide anche a precipitazioni brevi ed intense, a causa di condizioni al contorno particolari. I meccanismi di infiltrazione dipendono quindi dalla struttura del sottosuolo, dalle condizioni al contorno e dalle caratteristiche di permeabilità dei terreni che lo costituiscono: questi fattori influenzano sia la profondità degli strati in cui si verifica la rottura che l'entità della pioggia cumulata necessaria perché questa possa verificarsi.

Le variazioni di suzione (e quindi le variazioni della coesione apparente) sono pertanto una conseguenza dei processi d'infiltrazione che producono un progressivo incremento, dall'alto verso il basso, del contenuto d'acqua e riduzione del grado di saturazione. La rottura si verifica per assegnati valori critici della suzione dipendenti dalla morfologia del versante e dalle proprietà dei terreni, o addirittura solo a seguito della completa saturazione dei terreni e della eventuale formazione di un battente idrico nel sottosuolo.

Le precipitazioni giocano un ruolo di primaria importanza nell'innesco di tali fenomeni franosi.

Tale relazione è da tempo discussa in letteratura (Caine, 1980). Ciò nonostante i modelli matematici delle relazioni tra i due fenomeni, non permettono ancora oggi un'attendibile previsione del verificarsi di un evento franoso. Come evidenziato da alcuni autori (Campbell, 1975, Fourie e Blight, 1996) risultano particolarmente significative sia le piogge immediatamente precedenti all'innesco della frana sia le piogge antecedenti cumulate. Il periodo significativo di piogge antecedenti può variare da alcuni giorni ad alcuni mesi, e dipende dalle condizioni locali del suolo, con particolare riguardo alla sua permeabilità e allo spessore.

Da ciò si evince, tra l'altro, l'importanza dell'analisi delle piogge critiche al fine di determinare *modelli idrologici* che tentano di individuare *relazioni di tipo empirico tra le piogge e le frane*.

L'analisi delle piogge, in termini di durata e intensità, conduce alla possibilità di cercare soglie critiche per l'innesco di eventi franosi

I modelli per descrivere la relazione tra eventi meteorici e movimenti franosi possono essere ricondotti in due categorie principali:

1. *Modelli idrologici* in cui non vengono analizzati gli aspetti più strettamente idrogeologici e geotecnici (regime delle pressioni interstiziali, caratteristiche di resistenza, età.), ma ci si limita a cercare correlazioni empiriche tra eventi meteorici e movimenti franosi sulla scorta di un'ampia

disponibilità di dati storici.

2. *Modelli completi di versante* che tendono a riprodurre matematicamente i fenomeni fisici che avvengono nel pendio in relazione agli eventi di pioggia. La definizione di un modello di questo genere richiede:

- Ricostruzione stratigrafica del sottosuolo e la definizione delle condizioni iniziali del terreno (porosità, contenuto d'acqua, ecc.);
- Conoscenza degli apporti meteorici;
- Definizione della curva di ritenzione idrica;
- Determinazione della funzione di permeabilità;
- Variazione della resistenza del terreno in funzione dei diversi valori.

Durante la pioggia, nella zona di terreno sotto falda si produce un graduale incremento di pressione neutra che può condurre alla rottura per taglio del deposito.

Sebbene il processo che porta a rottura il versante avvenga in condizioni drenate, molti Autori assumono che nella successiva fase post-rottura possa instaurarsi una condizione non drenata, caratterizzata dall'insorgere di sovrappressioni neutre tali da comportare una perdita di resistenza del materiale (la liquefazione statica, definita nel Capitolo 2).

Tale ipotesi implica, però, che siano rispettate tre condizioni: che i terreni siano saturi, che si verifichi il passaggio da una condizione drenata ad una non drenata e che essi siano suscettibili a liquefare. In tal caso, la rottura è brusca e caratterizzata dalla generazione di sovrappressioni neutre positive. La formazione di una colata di fango è possibile se la permeabilità del terreno è sufficientemente bassa da consentire il permanere delle sovrappressioni neutre per un periodo sufficientemente lungo nel quale si sviluppa la frana. La perdita di resistenza del terreno causa una repentina accelerazione del corpo di frana.

Per terreni dotati di permeabilità elevata, invece, non è detto che sia possibile la formazione di una colata, in ogni caso, una volta innescata, questa potrebbe raggiungere rapidamente una condizione di equilibrio a causa della rapida dissipazione delle pressioni neutre indotte (Hutchinson, 1986).

Nel caso in cui il comportamento non drenato del terreno risulti stabile, la formazione di una colata di fango non appare possibile: è questo il caso di terreni relativamente addensati. Varie ricerche sono state finalizzate allo studio delle condizioni che portano alla formazione di colate di fango in determinati terreni ed in assegnate condizioni geomorfologiche. Il loro scopo è anche quello di verificare se il fenomeno possa effettivamente svilupparsi a partire da condizioni di rottura essenzialmente drenate, e se l'insorgere delle sovrappressioni neutre avvenga simultaneamente alla rottura o nella fase post-rottura.

Va osservato che la tipologia delle frane provocate dalle precipitazioni può presentare caratteri assai vari. L'esperienza mostra che esse possono assumere le caratteristiche tipiche degli scivolamenti, delle valanghe di detrito o quelle delle colate rapide di fango (Hung et al., 2001), tipologie caratterizzate da una diversa magnitudo legata alla dimensione, alla velocità ed alla distanza percorsa dalla frana. Le

frane più catastrofiche sono le colate di fango.

L' innesco o la mobilitazione di una colata è definito come il processo in cui una massa di terreno inizialmente statica e apparentemente rigida si trasforma in colata. L' innesco richiede:

- la rottura della massa;
- quantità d'acqua sufficiente a saturare il terreno;
- sufficiente energia potenziale che convertita in energia cinetica cambi lo stile di moto da scivolamento su una superficie localizzata a una più diffusa deformazione della massa che può essere riconosciuta propria di un fluido.

L'innesco può essere provocato da una o più cause esterne naturali, come i terremoti, considerevoli eventi piovosi, o antropiche, come la variazione della geometria del pendio, che comportino una riduzione della resistenza del terreno o ad un aumento dei carichi agenti e di conseguenza aumento delle tensioni tangenziali.

La progressiva riduzione della suzione durante il processo di infiltrazione meteorica, porta al degrado delle caratteristiche di resistenza di taglio del terreno fino al raggiungimento di una condizione di rottura. Il processo meccanico che conduce alla rottura è lento e quindi le condizioni sotto le quali il materiale si deforma sono generalmente drenate. A rottura avvenuta, la velocità che la massa in frana acquista nei primi istanti del moto, è fortemente influenzata dalla pendenza del versante e dalle caratteristiche di resistenza del materiale. Se i terreni coinvolti sono suscettibili a liquefare, sotto particolari condizioni, potrebbe verificarsi un'evoluzione della frana in colata.

Un'analisi dell'innesco della rottura e delle sue conseguenze sull'evoluzione del movimento per depositi granulari parzialmente saturi viene proposta da Olivares (2001). L'Autore analizza il caso di coltri superficiali di terreno per le quali sia plausibile una rottura in condizioni di pendio indefinito quali quelle presenti sulla maggior parte dei rilievi della regione Campania, evidenziando i possibili meccanismi di evoluzione nella fase post-rottura a partire dalle differenti condizioni in cui vengono a trovarsi i terreni a rottura. L'Autore distingue il caso in cui la rottura intervenga su versanti la cui pendenza è confrontabile con l'angolo d'attrito del terreno ($\beta \cong \phi'$), da quello in cui la rottura avvenga su pendii di inclinazione maggiore ($\beta \gg \phi'$).

Le due situazioni ipotizzate sono mostrate nella Figura 1.17. In particolare, nel piano delle tensioni τ - σ' , $t-(\sigma-u_a)$, con le linee continue sono indicati i possibili involuppi di resistenza relativi a differenti valori della suzione, mentre con la linea tratteggiata viene indicato l'involuppo di resistenza del terreno saturo. La rottura e la successiva evoluzione della frana possono avvenire in condizioni differenti a seconda che si sia nel primo (pendii ripidi (Figura 1.17a)) o nel secondo caso (pendii molto ripidi (Figura 1.17b)).

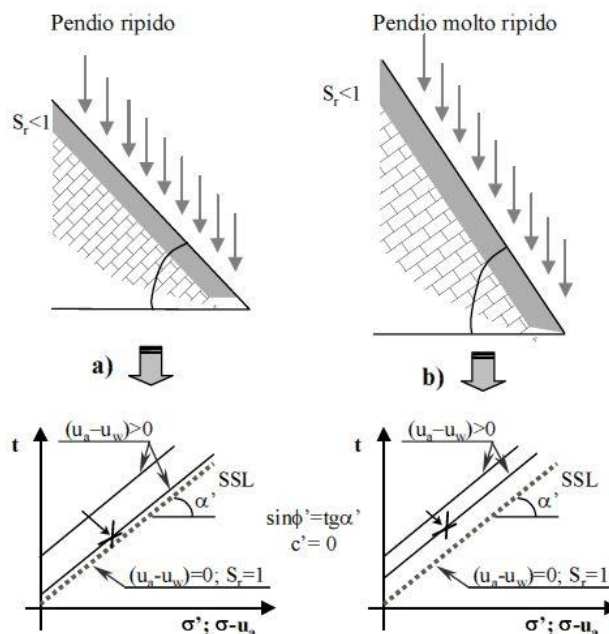


Figura 1.17 - Possibile stato tensionale a rottura in: a) pendii ripidi; b) pendii molto ripidi (da Olivares, 2001).

Nel primo caso l'eventuale evoluzione in colata è il risultato di un complesso processo meccanico a catena, caratterizzato da una successione di fasi che portano alla liquefazione. Durante l'infiltrazione meteorica si ha un incremento del grado di saturazione che da un lato produce un incremento del peso dell'unità di volume, e quindi delle azioni instabilizzanti e dall'altro la riduzione della resistenza del materiale. Durante la fase di saturazione potrebbe verificarsi il collasso volumetrico del terreno, in relazione anche alla sua porosità, al grado di saturazione iniziale ed alla tensione netta cui è sottoposto. Se la pendenza del versante è prossima o poco maggiore dell'angolo di attrito del terreno, la rottura avviene quando l'intercetta di coesione è nulla e, quindi, quando il terreno è completamente saturo, o in presenza di un valore modesto di coesione, per una condizione prossima alla saturazione (Figura 1.17a).

Nel primo caso, il fenomeno di liquefazione è possibile se, nella fase evolutiva, si instaurano condizioni di deformazioni non drenate. Nel secondo caso, la liquefazione è ancora possibile se la rottura avviene per un grado di saturazione poco discosto dal valore unitario; infatti, le deformazioni dovute al collasso volumetrico possono produrre un ulteriore addensamento del materiale e quindi portarlo a saturazione. In tal caso, il processo evolve con le stesse modalità del caso precedente.

Se il pendio è molto acclive, la rottura sopraggiunge quando il terreno è ancora lontano dalla condizione di totale saturazione e con un valore non nullo della coesione apparente; il fenomeno della liquefazione non appare possibile e la frana indotta non può assumere le caratteristiche di una colata di fango.

Non tutti i terreni sono suscettibili di liquefazione ed anche terreni teoricamente liquefacibili non

necessariamente e non sempre presentano questo comportamento. L'esperienza raccolta dimostra che la suscettibilità alla liquefazione dipende dalla granulometria, dalla plasticità, dallo stato di addensamento e dallo stato tensionale iniziale ed indotto; inoltre, perché il fenomeno possa verificarsi, è necessario che il terreno sia saturo o quasi saturo (Olivares e Picarelli, 2001). Ciò implica che le colate di fango possono verificarsi solo in alcuni tipi di depositi e che i processi idraulici che comportano la rottura devono comunque determinare la saturazione del terreno. Queste considerazioni possono spiegare la diversa tipologia di eventi franosi che si verificano per effetto della pioggia in depositi anche molto simili (Picarelli et al., 2007). Tra l'altro, alcune considerazioni teoriche unite ad osservazioni sulle caratteristiche dei flussi e sui campi di moto delle colate, suggeriscono che in alcuni casi la liquefazione viene seguita dalla cosiddetta fluidificazione (Iverson, 1997), cioè dal passaggio da un regime attritivo ad uno collisionale connesso ad annullamento totale della resistenza al taglio che la liquefazione in genere non è in grado di determinare. E' questo il caso di numerose colate di fango, ed in particolare di quelle di Pozzano (1997), di S. Pantaleone (1997), di Sarno (1998), di Cervinara (1999), dove il materiale si è sostanzialmente trasformato in un fluido lungo il percorso. Questo meccanismo è stato approfondito teoricamente e giustificato anche sperimentalmente in laboratorio (Musso e Olivares, 2004; Olivares e Damiano, 2007).

CAPITOLO II

COMPORTAMENTO NON DRENATO DEI TERRENI GRANULARI SATURI

2.1 INTRODUZIONE

Il processo che porta a rottura un versante di solito avviene in condizioni drenate. Solo successivamente, nella fase post-rottura, le pressioni neutre possono subire notevoli variazioni a seconda della permeabilità del terreno, instaurandosi delle condizioni non drenate che, in alcune situazioni, portano ad una evoluzione in colata del terreno coinvolto.

Lo studio del comportamento non drenato dei terreni granulari saturi ha assunto notevole rilievo in quanto consente una interpretazione convincente dei meccanismi della formazione delle colate rapide di fango. In questo capitolo verrà presentata una sintesi delle conoscenze attuali su tale argomento a partire dalla Teoria dello Stato Stazionario, che rappresenta il supporto teorico di base. Saranno introdotti i concetti di liquefazione e di instabilità non drenata con particolare riferimento alle Regioni di Instabilità, ponendo inoltre l'attenzione sull'influenza di alcuni fattori sulla risposta non drenata dei terreni granulari saturi, come per esempio la granulometria e la compressibilità.

2.2 LA TEORIA DELLO STATO STAZIONARIO

Il comportamento non drenato di terreni granulari saturi “puliti”, caratterizzati da una distribuzione granulometrica priva di particelle di fine ($d_{\text{fino}} < 0.075$ mm), è definito dalla Teoria dello Stato Stazionario (Castro, 1969; Poulos, 1981; Castro e Poulos, 1977). Il concetto di “Stato Stazionario di Deformazione” (Poulos, 1981), è il punto nodale della Teoria dello Stato Stazionario, definito come la condizione fisica corrispondente a sforzo deviatorico, pressione neutra, tensione efficace media, di taglio e velocità di deformazione costanti. Lo stato stazionario viene raggiunto solo dopo la rottura degli eventuali legami interparticellari ed una profonda modifica della tessitura del terreno. Poulos (1981) sottolinea che lo stato stazionario della deformazione non è una condizione statica. Infatti, una volta raggiunto lo stato stazionario, nel terreno si forma una *flow structure* che permane finché il materiale continua a deformarsi sotto stati tensionali e velocità costanti. Essa si modifica nel momento in cui questo processo viene fermato, o ancora, quando cambia la velocità di deformazione. Tale tessitura può essere riacquistata a grandi deformazioni, solo se si ripristinano le condizioni esistenti prima dell'arresto.

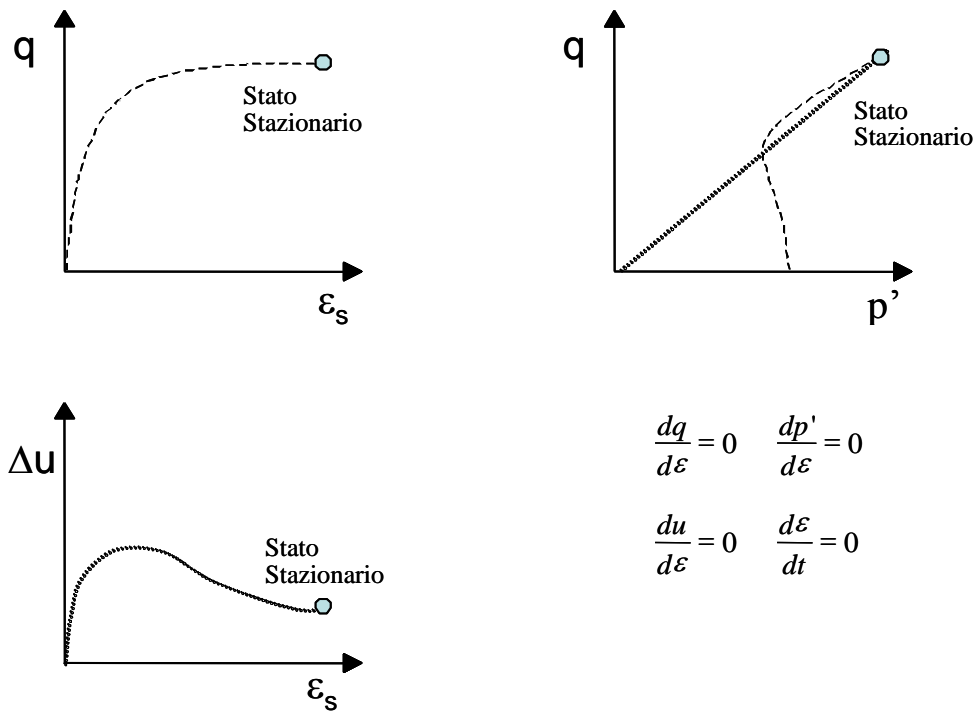


Figura 2.1 - Condizioni di stato stazionario.

Lo stato stazionario della deformazione è raggiunto unicamente per deformazioni deviatoriche elevate, dopo che è stata cancellata la tessitura iniziale del terreno. Lo stato tensionale efficace agente su di un campione di terreno che ha raggiunto lo stato stazionario della deformazione, rappresentato comunemente dagli invarianti q e p' , dipende esclusivamente dall'indice dei pori iniziale. La relazione esistente a stato stazionario tra q , p' ed e è rappresentata dalla Linea di Stato Stazionario (SSL). Dai risultati di prove sperimentali condotte in laboratorio, a seconda delle condizioni iniziali che il terreno assume a fine consolidazione, in termini di tensione media efficace e di indice dei pori, nella fase deviatorica, esso può mostrare uno dei seguenti comportamenti:

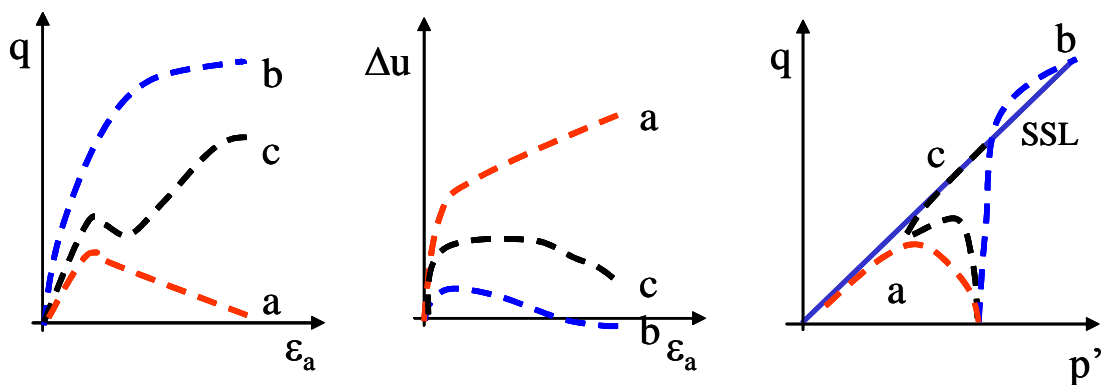


Figura 2.2 - Comportamenti tipici di terreni granulari in prove CIU: a) comportamento instabile, b) comportamento stabile, c) comportamento intermedio.

Condizione a:

(porosità elevata con tensione di confinamento modesta oppure tensione di confinamento elevata):
comportamento instabile.

Il terreno presenta una crescita monotona dello sforzo di taglio con la deformazione deviatorica fino al raggiungimento di un valore di picco; successivamente manifesta una drastica riduzione di resistenza che si stabilizza, a grandi deformazioni, ad un valore costante minore di quello di picco. Tale comportamento si giustifica con la tendenza del terreno a diminuire di volume; ciò comporta lo sviluppo di sovrappressioni neutre positive che causano una progressiva riduzione della tensione efficace media rispetto a quella di fine consolidazione e, quindi, della resistenza al taglio.

Condizione b:

(porosità ridotta con tensione di confinamento modesta oppure tensione di confinamento ridotta):
comportamento stabile.

Il terreno è caratterizzato da una crescita monotona della resistenza con la deformazione deviatorica. La resistenza di picco coincide con quella finale. Dopo un aumento iniziale, per la tendenza del provino a dilatare, le pressioni neutre tendono a ridursi fino a diventare anche negative.

Condizione c:

(porosità e stati tensionali di confinamento intermedi): *comportamento intermedio.*

Lo sforzo di taglio aumenta fino al raggiungimento di un valore di picco. Successivamente si può verificare una riduzione di resistenza seguita da un ulteriore aumento (punto di trasformazione di fase) fino al raggiungimento, a grandi deformazioni, del valore ultimo. La resistenza di picco può coincidere con il valore finale. Le pressioni neutre si mantengono positive, pur riflettendo il cambiamento di comportamento.

La proiezione della SSL sul piano di compressione $e-p'$ può essere considerata come la linea di frontiera che separa i terreni a comportamento instabile da quelli a comportamento stabile. Un provino può mostrare un comportamento instabile, stabile o intermedio a seconda che il punto rappresentativo delle condizioni di fine consolidazione (in termini di indice dei pori e di tensione di confinamento) si trovi sufficientemente al di sopra o al di sotto della SSL ovvero in sua prossimità.

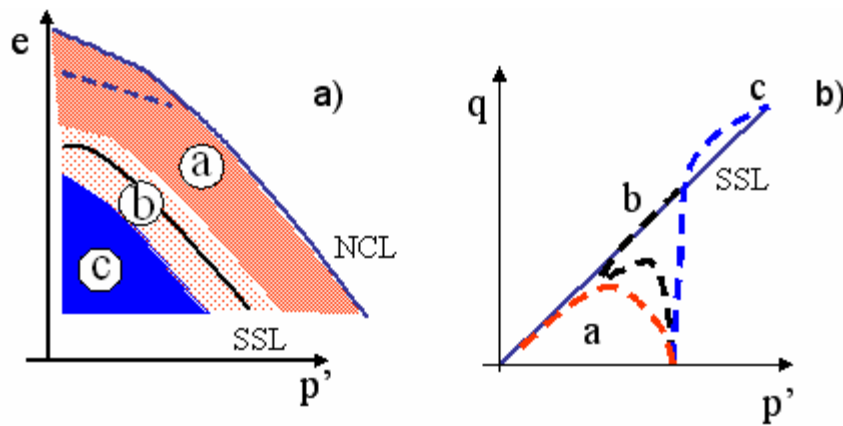


Figura 2.3 - Comportamento del terreno in funzione delle condizioni iniziali: a) piano di compressione; b) piano delle tensioni (Olivares, 2003).

La posizione della SSL per un dato terreno può essere determinata interpolando i risultati di prove triassiali non drenate effettuate su campioni a diverso indice dei pori iniziale. Nel piano delle tensioni $q-p'$ è possibile determinare il rapporto $M_{SS} = (q/p')$ allo stato stazionario e correlarlo all'angolo di attrito ϕ_{SS} attraverso la nota relazione:

$$M_{SS} = \left(\frac{q}{p'} \right)_{SS} = \frac{6 \sin \phi_{SS}}{3 - \sin \phi_{SS}} \quad (2.1)$$

Come si è detto precedentemente, la condizione di stato stazionario, e quindi il valore della resistenza ultima del materiale, dipende esclusivamente dall'indice dei pori a fine consolidazione. In letteratura non mancano, però, sperimentazioni di laboratorio che hanno dimostrato la dipendenza della SSL da altri fattori quali la tessitura del materiale, la tensione di confinamento, la direzione principale di tensione massima rispetto al piano di deposizione, ecc.

La Teoria dello Stato Stazionario, sviluppatasi indipendentemente dalla Teoria dello Stato Critico partendo da una diversa base sperimentale, presenta numerose analogie con essa. Sladen et al. (1985), sottolineano che per i materiali granulari, le condizioni di stato stazionario e di stato critico possono essere considerati corrispondenti. Le differenze, invece, sono più significative per i terreni argillosi per i quali, a causa del contributo di resistenza dovuto al riorientamento delle particelle o ad una modifica della tessitura (Sladen et al. 1985), le condizioni di stato stazionario sono prossime a quelle residue e quindi differenti dalle condizioni critiche (Poulos et al., 1988; Been et al., 1991; Chu, 1995; Leong et al., 2000).

2.3 LA TRASFORMAZIONE DI FASE ED IL QUASI STATO STAZIONARIO

La *trasformazione di fase* (TF), introdotta da Ishihara et al., (1975), è indicativa di un cambiamento del comportamento del terreno, da tendenzialmente contraente a tendenzialmente dilatante. Essa è rappresentata da un punto di flesso del percorso di sollecitazione nel piano delle tensioni.

Il *quasi stato stazionario* (QSS), introdotto da Alarcon – Guzman et al.. (1988), indica una condizione caratterizzata da un temporaneo minimo della resistenza seguito da un successivo recupero di resistenza. In pratica, anche il QSS è un passaggio di “fase”.

La differenza tra i due concetti sta nel fatto che la trasformazione di fase non induce una riduzione temporanea di resistenza.

Lo stato stazionario raggiunto a causa di un comportamento instabile viene definito “critico” (SSC), mentre quello che segna gli altri comportamenti viene definito “ultimo” (SSU). Il manifestarsi o meno del QSS (temporanea caduta di resistenza) dipende dalle condizioni di stato del terreno a fine consolidazione.

Nella Figura 2.4 vengono rappresentati gli stati fisici inquadrati dalla Teoria dello Stato Stazionario. Anche gli stati iniziali che portano alla Trasformazione di Fase e al Quasi Stato Stazionario sono individuati nel piano di compressione tramite linee PTL e QSSL. Yoshimine e Ishihara (1998) osservano che per sabbie molto sciolte la QSSL coincide con la SSL, mentre la PTL non è facilmente identificabile per il modo stesso in cui essa viene definita.

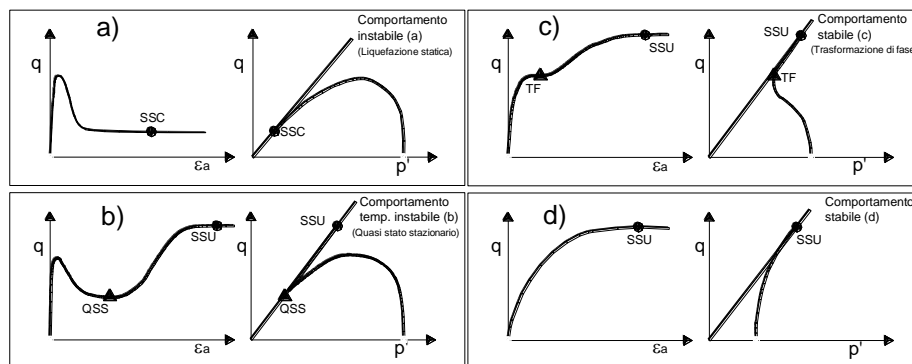


Figura 2.4 - Stati caratteristici della Teoria dello Stato Stazionario: a) comportamento instabile, b) comportamento temporaneamente instabile, c) comportamento stabile con trasformazione di fase, d) comportamento stabile.

Note la PTL e la SSL, in Figura 2.5 si indicano i possibili comportamenti di una data sabbia a parità di stato tensionale efficace iniziale. Per terreni molto sciolti il fenomeno di trasformazione di fase non si verifica (comportamento a e b), e si ha completa liquefazione solo se il campione è particolarmente sciolto (comportamento a). Per materiali più densi si ha un picco di resistenza seguito da una sua caduta fino alla condizione di QSS, e poi da un recupero (comportamento c). All’aumentare della densità, il punto rappresentativo dello stato del materiale viene a trovarsi a sinistra della SSL

(comportamento *d*) e si verifica una trasformazione di fase in cui non si osserva una caduta del deviatore. Infine, l'ultimo percorso (comportamento *e*) si riferisce ad un provino le cui condizioni iniziali ricadono al di là della PTL, in cui il materiale è molto denso ed il comportamento è di tipo dilatante fin dal principio. Al contrario della SSL, che dipende dalle sole proprietà indici del terreno, la posizione della PTL e della QSSL varia con lo stato tensionale efficace sferico di fine consolidazione (Yoshimine e Ishihara, 1998).

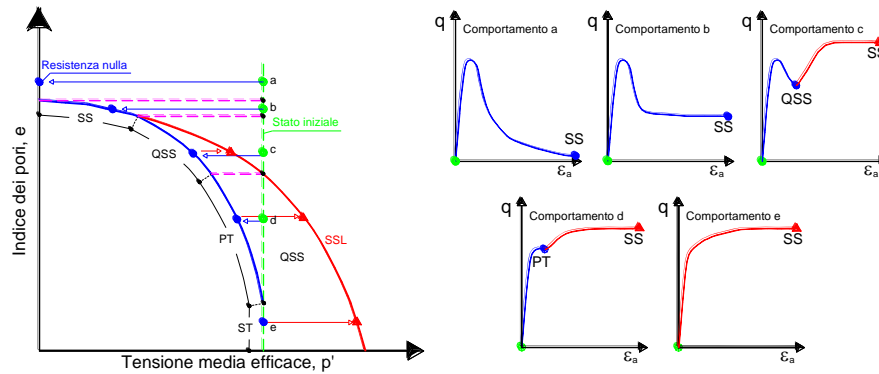


Figura 2.5 - Comportamento non drenato di sabbie pulite al variare della porosità ed a parità di tensione media efficace iniziale (da Yoshimine e Ishihara, 1998).

Nella Figura 2.6 sono riportati i risultati di prove CIU eseguite da Verdugo (1992) sulla sabbia di Toyoura. In Figura 2.7 vengono riportate sia la SSL che le PTL relative alle differenti tensioni efficaci di confinamento.

Operando sulla medesima sabbia di Toyoura, Verdugo e Ishihara (1996) hanno verificato sperimentalmente che, nel piano delle tensioni, tutti i punti rappresentativi delle condizioni di QSS e di SS vengono involuppati da un'unica retta passante per l'origine, la cui pendenza corrisponde ad un angolo di attrito $\phi_{QSS} = \phi_{SS}$ pari a 31° . Risultati analoghi sono stati pubblicati anche da Vaid e Thomas (1995) per la sabbia di Fraser River.

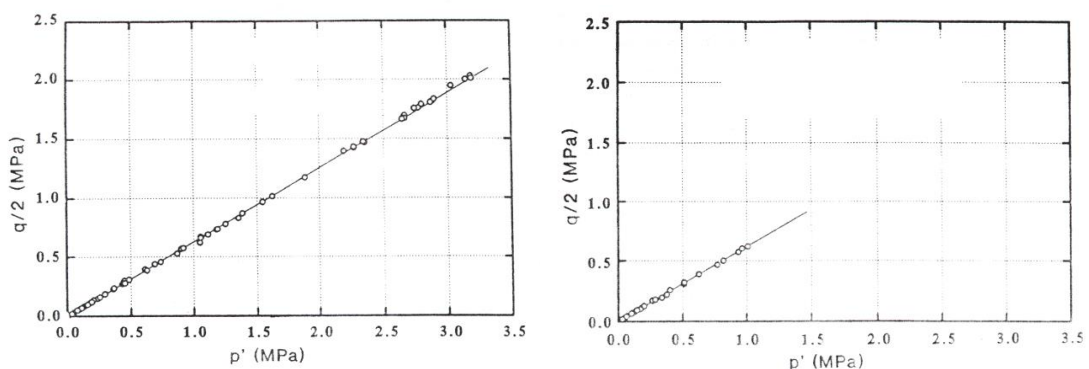


Figura 2.6- Involuppo di resistenza della sabbia di Toyoura nelle condizioni di stato stazionario (a) e di quasi stato stazionario (b) (da Verdugo e Ishihara, 1996).

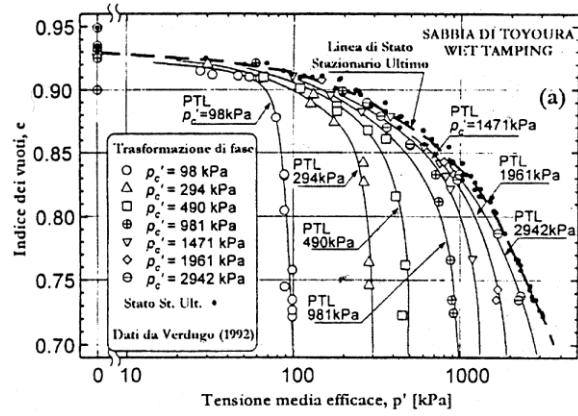


Figura 2.7- Influenza della PTL dallo stato tensionale efficace di confinamento per provini di sabbia di Toyoura (da Yoshimine e Ishihara, 1998).

2.4 L'INSTABILITÀ NON DRENATA E LA LINEA DI COLLASSO

Un terreno granulare saturo molto sciolto o soggetto ad un elevato stato tensionale di confinamento, sotto sollecitazioni di taglio non drenate presenta un comportamento instabile caratterizzato da una riduzione di resistenza dopo il picco. Tale comportamento, caratterizzato da elevate e rapide deformazioni plastiche, è giustificato dall'impossibilità del materiale di sopportare il massimo sforzo deviatorico applicato.

Con riferimento a provini consolidati allo stesso indice dei vuoti sotto stati tensionali differenti, Sladen et al., (1985) e Lade e Yamamuro (1992) hanno osservato che il luogo dei picchi dei percorsi di sollecitazione nel piano delle tensioni ($q-p'$) è una linea retta (*Linea di Collasso o Collapse Line*) che passa per il punto di stato stazionario comune a tutte le prove. Tale linea è ubicata al di sotto della Linea di Stato Stazionario.

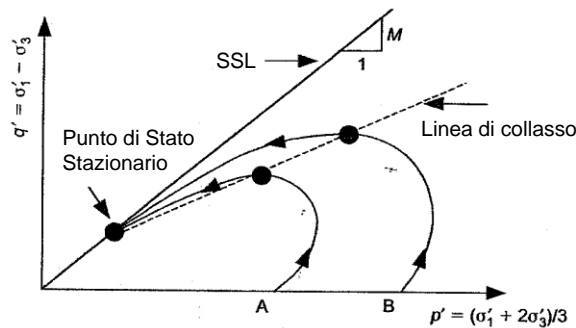


Figura 2.8 - La linea di collasso secondo Sladen et al.. (1985) (da Yang, 2002).

Nello spazio $q-p'-e$, le linee di collasso relative a differenti indici dei pori, definiscono una superficie, detta appunto Superficie di Collasso, unica per un determinato materiale.

Normalizzando i percorsi di sollecitazione rispetto al valore della tensione media efficace a stato stazionario p'_{ss} , tutte le linee di collasso coincidono con un'unica linea retta passante per il punto di stato stazionario normalizzato di coordinate $\{1, M_{SS} = q_{ss}/p'_{ss}\}$

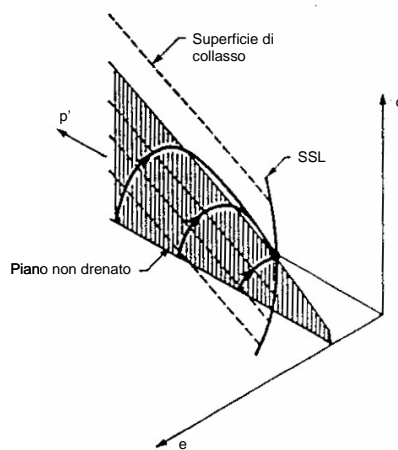
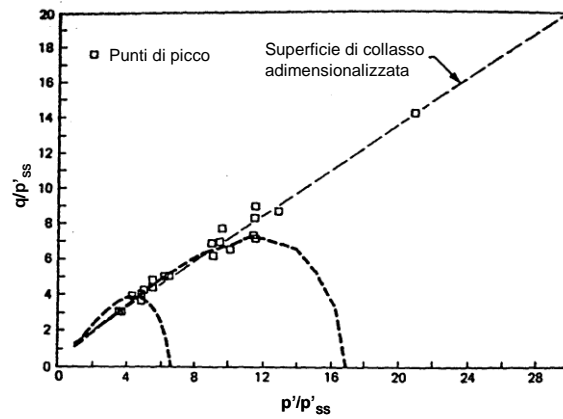
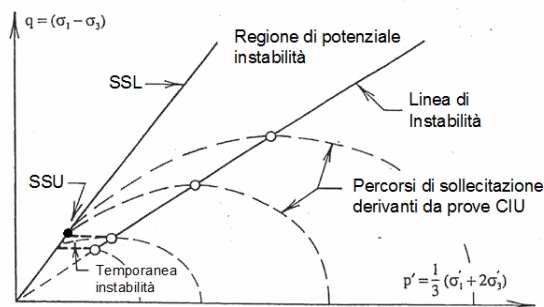


Figura 2.9 - Superficie di collasso secondo Sladen et al.. (1985).**Figura 2.10** - Percorsi di sollecitazione nel piano delle tensioni normalizzato rispetto a p'_{ss} (dati di Castro et al.. 1982).

Tale tecnica di normalizzazione è simile a quella che viene utilizzata nella Teoria dello Stato Critico, laddove il fattore di scala è rappresentato dalla pressione media equivalente definita da Hvorslev (1937).

Successivamente, Lade e Pradel (1990) hanno mostrato che un materiale granulare saturo diventa instabile in condizioni non drenate, quando lo stato iniziale ricade all'interno della regione di potenziale instabilità delimitata in alto dalla linea SSL, e in basso da una linea, detta Linea di Instabilità.

Sulla base di tali considerazioni, la Linea di Instabilità si può ottenere sperimentalmente involupando i picchi dei percorsi di sollecitazione di prove CTX-CIU.

**Figura 2.11** - Schematizzazione della posizione della Linea di Instabilità da prove CIU (da Lade & Pradel, 1990).

Sia la Linea di Instabilità che la Linea di Collasso (Sladen, 1985) involupano i picchi dei percorsi di sollecitazione non drenati di provini caratterizzati dallo stesso valore dell'indice dei pori a fine consolidazione con la differenza che la Linea di Instabilità passa per l'origine mentre la Linea di Collasso passa per il punto di stato stazionario comune a tutte le prove. Le evidenze sperimentali (Lade e Pradel, 1990; Chu, 1991; Konrad, 1993; Sasitharan et al., 1993; Leong et al., 2000; Chu e

Leong, 2002; Lade e Yamamuro 2011) mostrano che la Linea di Instabilità ha un andamento pressoché rettilineo per elevate tensioni di confinamento, ed è più irregolare per tensioni minori confermando che essa è funzione essenzialmente dell'indice dei vuoti a fine consolidazione.

La Figura 2.12 mostra i percorsi di sollecitazione relativi ad una serie di prove eseguite a diversi valori di indice dei pori iniziale e alla stessa tensione media efficace di fine consolidazione (Chu e Leong, 2002). Come si può notare, al decrescere dell'indice dei pori, la Linea di Instabilità tende verso quella di Stato Stazionario.

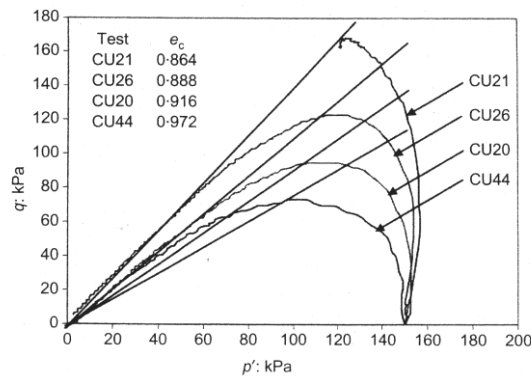


Figura 2.12 - Dipendenza della Linea di Instabilità dall'indice dei pori a fine consolidazione (da Chu e Leong, 2002).

La conoscenza della regione di potenziale instabilità è fondamentale per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione statica di depositi saturi caratterizzati da stati tensionali iniziali fortemente anisotropi. Infatti se lo stato tensionale efficace iniziale ricade nel dominio di potenziale instabilità, per effetto di una perturbazione rapida, è possibile che si inneschi una condizione di instabilità.

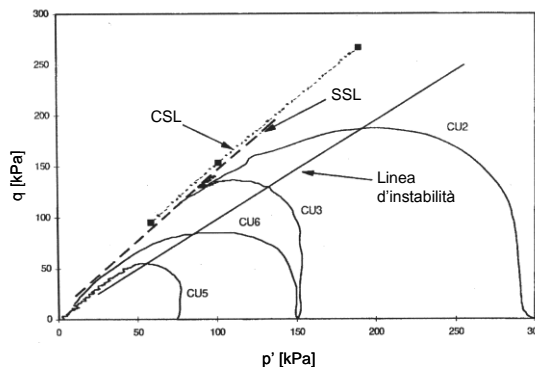


Figura 2.13 - Determinazione sperimentale della Linea di Instabilità mediante prove CIU su provini con un indice dei pori iniziale simile (da Leong et al., 2000).

Tale comportamento è stato verificato sperimentalmente da numerosi ricercatori attraverso i cosiddetti *instability test* (Leong et al., 2000; Chu e Leong, 2001; Chu e Leong, 2002). Questi consistono nell'esecuzione di prove CID a carico controllato in cui la fase deviatorica viene interrotta quando il deviatore raggiunge un valore prefissato, minore di quello corrispondente allo stato stazionario.

Raggiunto tale punto, il deviatore viene mantenuto costante e si procede alla chiusura dei circuiti di drenaggio. In Figura 2.14 vengono illustrati alcuni risultati di una prova di instabilità eseguita da Leong et al. (2000) su terreni granulari utilizzati come materiale per la costruzione di rilevati.

Nella prima fase di prova, a partire da una tensione efficace sferica di 150 kPa, il provino è stato sottoposto ad una sollecitazione deviatorica di 120 kPa ($q/p'=0.80$), minore di quello definito dalla Linea di Instabilità per una tensione media efficace uguale.

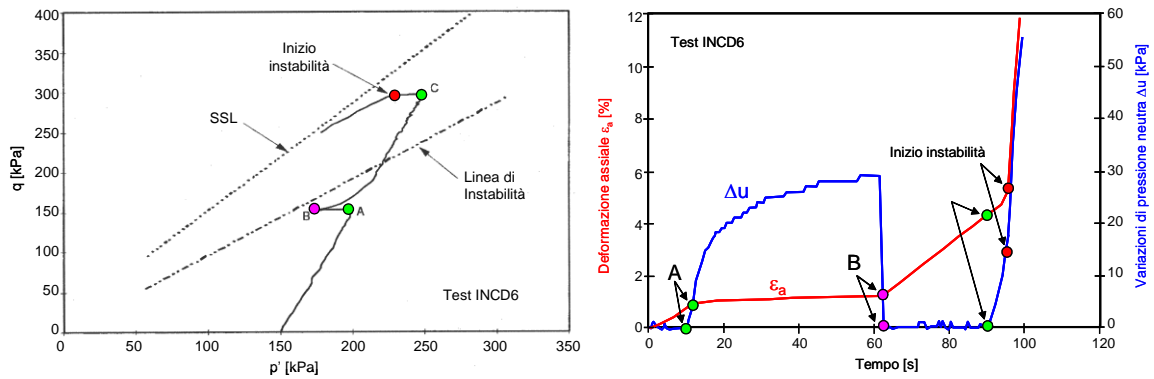


Figura 2.14 - Risultati di prove di instabilità: a) piano delle tensioni $q-p'$; b) andamento nel tempo delle pressioni neutre e delle deformazioni assiali (da Leong et al., 2000).

Raggiunto tale valore sono stato chiusi i circuiti di drenaggio per 50 minuti (punto A). Durante questo periodo, il provino si è mantenuto stabile esibendo solo un lieve incremento della deformazione assiale e della pressione neutra a causa di fenomeni viscosi (punto B). Quindi il provino è stato ulteriormente caricato a circuiti aperti fino al raggiungimento di un più alto livello di anisotropia tensionale (punto C), caratterizzato dal rapporto $q/p'=1.21$, all'interno della zona di instabilità.

Come prima sono stati chiusi i circuiti. Questa volta, senza ulteriori incrementi di carico, il provino ha subito un fenomeno di instabilità caratterizzato da un rapido incremento di pressioni neutre e di deformazioni assiali (Figura 2.14b).

Nella Figura 2.15 è indicata la posizione della Linea di Instabilità sulla base di numerose prove eseguite su campioni caratterizzati da un'assegnata porosità (Leong et al., 2000).

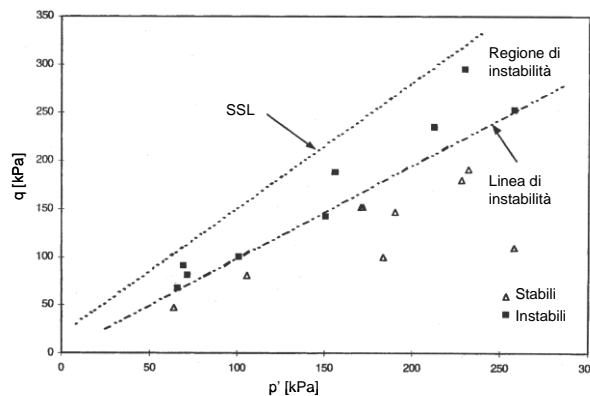


Figura 2.15 - Determinazione sperimentale della Regione di Instabilità (da Leong et al., 2000).

L'instabilità si manifesta solo quando lo stato tensionale indotto in fase di consolidazione ricade all'interno della zona di instabilità.

Secondo alcuni Autori a causa del creep il fenomeno può verificarsi anche per stati tensionali di consolidazione leggermente al di sotto della Linea di Instabilità. Infatti il creep può comportare la generazione di sovrappressioni neutre tali da portare lo stato tensionale efficace all'interno della zona di instabilità.

2.5 FATTORI CHE INFLUENZANO LA RISPOSTA NON DRENATA

2.5.1 Il parametro di stato e la ssl

Il comportamento non drenato dei terreni granulari, saturi, è funzione dell'indice dei pori e della tensione di confinamento (Schofield e Wroth 1968). La tendenza di un terreno a contrarsi o dilatarsi durante una prova, è funzione del suo stato iniziale, che è una funzione del rapporto tra indice dei pori iniziale e tensione di confinamento, come illustrato in Figura 2.16.

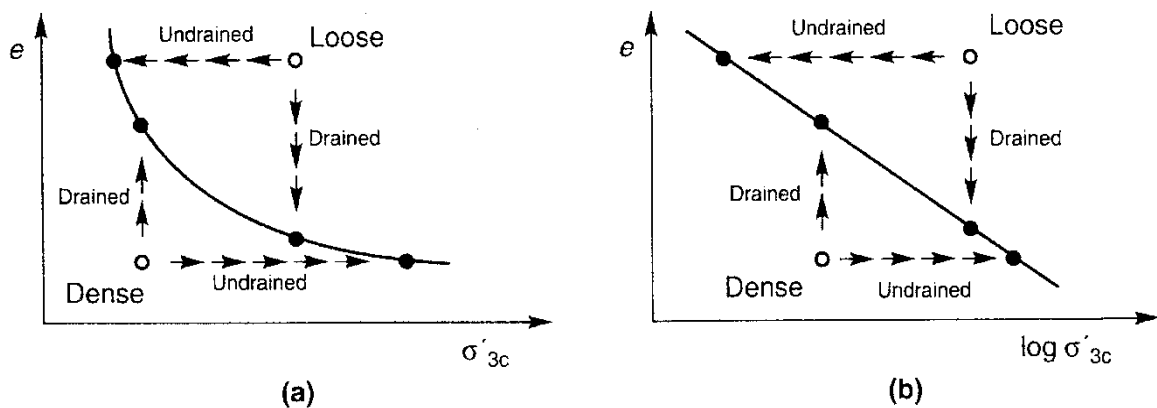


Figura 2.16 - Linea di stato stazionario di campioni densi e sciolti (from Kramer 1996).

Been e Jefferies (1985), hanno suggerito un parametro di stato, ψ , per descrivere lo stato del terreno. Il parametro è definito come:

$$\psi = e_0 - e_{ss} \quad (2.2)$$

dove:

- e_0 è l'indice dei pori iniziale prima della prova ad una data tensione efficace di confinamento;
- e_{ss} è l'indice dei pori sulla linea di stato stazionario per la stessa tensione efficace di confinamento.

L'esistenza della linea di stato stazionario (SSL, originariamente chiamata linea di involuppo degli indici dei pori critici), è stata proposta da Casagrande (1940), come il luogo dei punti dove si raggiungono condizioni di sforzo elevate per qualsiasi combinazione di pressione di confinamento e indice dei pori iniziale. Possiamo dunque dire che i terreni che hanno uno stato iniziale al di sopra della SSL, ad esempio sciolti, con un parametro di stato positivo, sono contraenti, mentre terreni che hanno uno stato iniziale al di sotto della SSL, ad esempio, densi, con parametro di stato negativo, sono dilatanti. I terreni che hanno uno stato iniziale che corrisponde ad un intorno della SSL, sono contraenti per stati di sollecitazione intermedi, ma dilatanti per elevati stati di sollecitazione (Castro, 1969; Ishihara, 1993).

2.5.2 Effetti della densità relativa

Castro (1969) analizzò l'effetto della maggiore densità relativa, a parità di tensione di confinamento, utilizzando prove di compressione triassiali non drenate. I campioni, sollecitati a deformazioni controllate, avevano indici dei pori, dopo la consolidazione, pari a: 0.748, 0.689, 0.681. Questi corrispondevano a densità relative rispettivamente del 27%, 44%, 47%. Tutti i campioni erano stati consolidati alla stessa tensione di confinamento, pari a 400 Kpa. Gli stati iniziali dei campioni rispetto alla linea di stato stazionario sono mostrati in Figura 2.17.

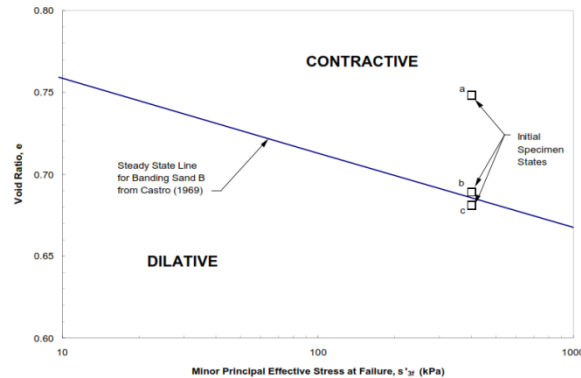


Figura 2.17- Condizioni iniziali per i campioni a, b, c.

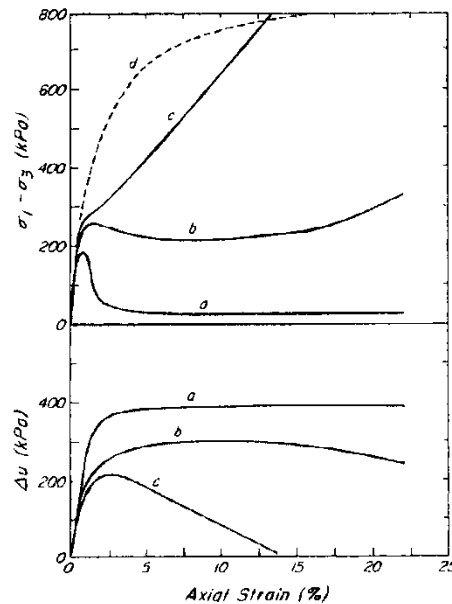


Figura 2.18 - Prove di compressione triassiali su materiale granulare. Le curve a,b,c corrispondono a campioni con densità relative iniziali diverse. La curva d rappresenta il risultato di una prova triassiale non drenata su materiale granulare (from Castro 1969; Terzaghi et al..1996).

Come illustrato nelle Figure 2.17-2.18, una densità relativa maggiore nella fase di pre-rottura, alla stessa tensione di confinamento fa diminuire il parametro di stato (ψ) e quindi fa variare il comportamento del campione. L'aumento della densità relativa dal 27% al 44%, provoca una riduzione del parametro di stato da 0.062 a 0.003 e quindi modifica il comportamento tensio-

deformativo che passa, per stati di sollecitazione intermedi, da molto contraente a poco contraente, e per stati di sollecitazione elevati, da contraente a leggermente dilatante.

Castro(1969) ha definito questo tipo di comportamento come “liquefazione limitata”. Alarcon-Guzman et al. (1988) e Ishihara (1993) hanno chiamato questo comportamento, resistenza al taglio minima, la quale viene raggiunta quando il terreno raggiunge il quasi stato stazionario.

Il quasi stato stazionario, come confermato da vari autori, Mohamad e Dobry (1986), Alarcon-Guzman et al. (1988), Konrad (1990), Been et al. (1991), Verdugo (1992), Ishihara (1993), Vaid e Thomas (1995), Norris et al. (1997), Yamamuro Lade (1997), e Lade Yamamuro (1997), è raggiunto quando il comportamento dei campioni è solo parzialmente contraente. Molti ricercatori ritengono che questo comportamento, ad elevati stati di sollecitazione, sia dovuto ad una maggiore resistenza alla liquefazione dei campioni densi rispetto a quelli sciolti. D'altra parte, Zhang e Garga (2007), suggeriscono che lo stato quasi stazionario possa essere dovuto a condizioni del tutto particolari, influenzate dal contenuto di fine, dalla densità relativa e dalla pressione neutra.

Un cambiamento ancora più evidente del comportamento tensio-deformativo si osserva per i due campioni con densità relativa iniziale pari al 44% e al 47%.

Il parametro di stato passa da 0.003 a -0.005, quindi da positivo a negativo. Un parametro di stato negativo, come detto prima, indica uno stato tensionale iniziale inferiore rispetto alla linea di stato stazionario, e quindi predice un comportamento di tipo dilatante come mostrato in Figura 2.18. Per il campione b, a bassi stati tensionali, il comportamento è di tipo contraente, per poi, ad elevati stati tensionali, diventare dilatante. Mentre per il campione c, il comportamento è sempre dilatante. Da notare che un piccolo incremento, il 3%, di densità relativa fa variare la risposta non drenata del terreno.

2.5.3 Effetti della pressione di confinamento

Ishihara (1993), conducendo otto prove di compressione triassiale non drenate sulla sabbia di Toyoura a diverse pressioni di confinamento, da 0.01 a 0.1 MPa. con i campioni aventi un indice dei pori iniziale di circa 0.916 e una densità relativa del 16%, indica come, aumentando la pressione di confinamento, i campioni mobilitano resistenze al taglio di picco e punti di stato quasi stato stazionario differenti. A piccoli stati di sollecitazione le differenze sono molto più evidenti poiché le condizioni iniziali del campione regolano maggiormente il comportamento dei campioni (Ishihara, 2003). Tuttavia, a grandi stati tensionali, la struttura iniziale del campione è stata persa e si può dire che i tre campioni raggiungono la medesima resistenza al taglio.

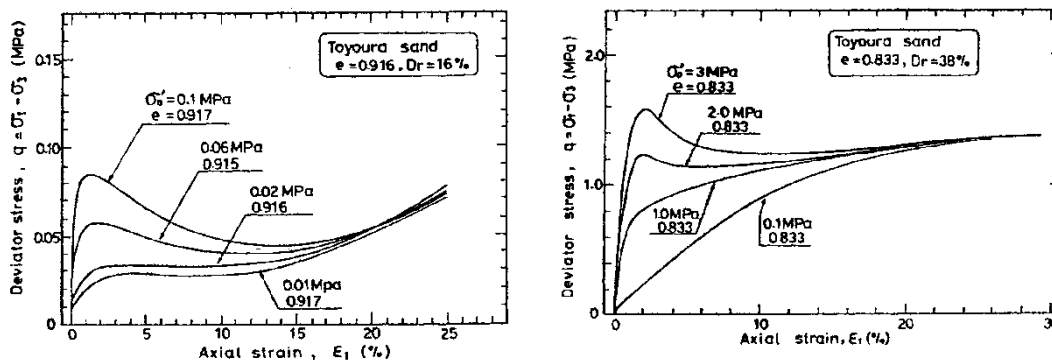


Figura 2.19 - Prove triassiali sulla sabbia di Toyoura non drenate, alla medesima tensione di confinamento: (a) campioni sciolti; (b) sabbia mediamente sciolta e addensata (Ishihara 1993).

2.5.4 Dipendenza dal tipo di sollecitazione

Vaid et al. (1990), Riemer e Seed (1997), Yoshimine et al. (1998), suggeriscono che la resistenza al taglio di stato stazionario, e quindi la posizione della linea di stato stazionario, dipenda dal tipo di sollecitazione. La Figura 2.20, presenta i risultati di una prova torsionale cilindrica effettuata da Yoshimine (1998), che indica un comportamento significativamente differente a seconda che le condizioni siano prossime alla compressione assiale ($\alpha = 15$), o alle condizioni di estensione assiale ($\alpha = 75$).

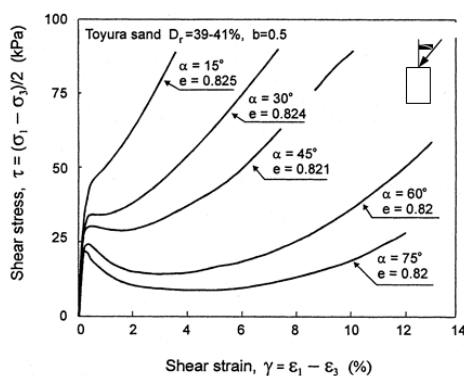


Figura 2.20 - Risultati di prove torsionali cilindriche, Yoshimine.

Riemer e Seed (1997) presentano risultati simili per la sabbia di Monterey (Figura 2.21).

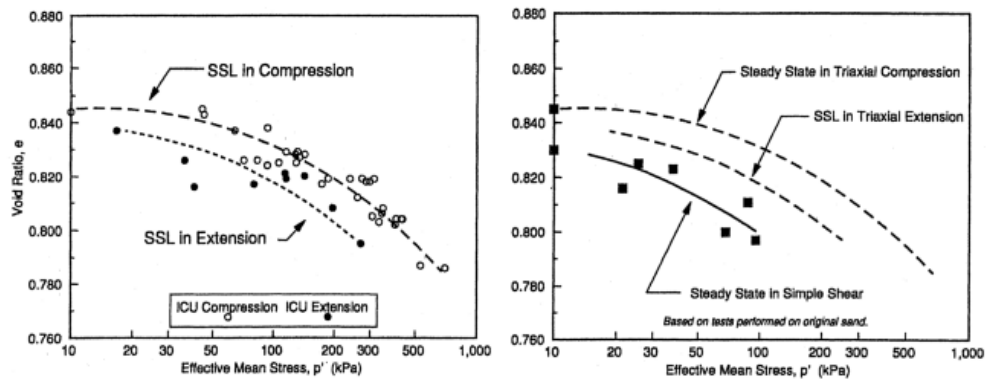


Figura 2.21 - Prove cilindriche Riemer e Seed (1997).

Al contrario, alcuni ricercatori (ad esempio, Seed et al., 1998, Poulos, 1998), suggeriscono che la resistenza al taglio di stato stazionario, e quindi la posizione della linea di stato stazionario è indipendente da come il campione viene sollecitato.

Poulos (1988), suggerisce che ad elevati stati di sollecitazione, nei range tensionali misurabili durante le prove di laboratorio, si raggiunge un unico punto di stato stazionario, che dipende solamente dall'indice dei pori iniziali, e non da come il provino viene sollecitato.

Been et al. (1991), arrivano in prima analisi, all'erronea conclusione che il quasi stato stazionario sia il vero stato stazionario, e dipenda quindi dalle modalità in cui è sollecitato il provino. Tuttavia negli esperimenti successivi sulla sabbia di Ersak e Toyoura (Been et al., 1995), indicano che la linea di stato stazionario è unica e indipendente dalla modalità di sollecitazione, anche se il picco di resistenza al taglio, probabilmente, dipende da come il provino viene sollecitato, forse proprio perché a piccoli stati di sollecitazione la struttura iniziale del campione influisce maggiormente sulla risposta tensio-deformativa del campione.

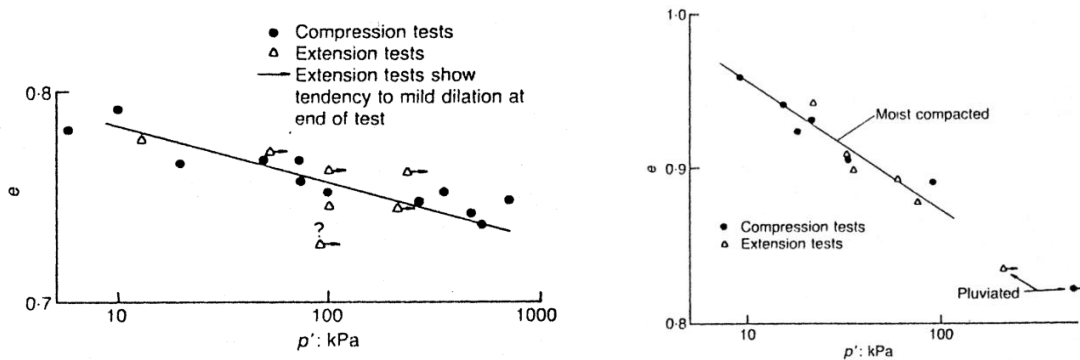


Figura 2.22 - Risultati di prove sulla sabbia di Ersak e Toyoura (Been et al., 1995)

2.5.5 Effetto dello schiacciamento dei grani ad elevati stati di confinamento

Ad elevati stati di confinamento, se i grani sono a spigoli vivi, si può verificare la rottura delle particelle a causa degli elevati stati di sollecitazione indotti (Been et al., 1991; Konrad, 1998). Lo

schacciamento delle particelle produce una modifica della distribuzione granulometrica del materiale con conseguente aumento della frazione fine. Questo fenomeno, può causare un significativo aumento della pendenza della linea di stato stazionario, a causa della maggiore compressibilità del materiale limoso formatosi a seguito della rottura (Been et al., 1991; Ishihara, 1993; Konrad, 1998). Un aumento della pendenza della linea di stato stazionario, è stato notato anche precedentemente da Poulos et al. (1985).

La rottura delle particelle si verifica, in genere, per tensioni efficaci superiori a 1-2MPa (Konrad, 1998), a seconda della tensione efficace applicata e della natura dei grani. Tuttavia, la rottura delle particelle può avvenire anche per basse tensioni efficaci di confinamento, specialmente in alcune sabbie limose o per sabbie “pulite” ma composte da minerali relativamente deboli.

2.5.6 Dipendenza dalle condizioni iniziali

Il comportamento non drenato di un terreno granulare saturo è funzione delle condizioni a fine consolidazione (indice dei pori e tensione media efficace). Inoltre, la posizione della SSL dipende esclusivamente dalle proprietà indici del materiale (Castro, 1969). Ciò significa che, escludendo l'eventuale influenza della velocità di deformazione, se si fissa un valore dell'indice dei pori a fine consolidazione, tutti i percorsi di sollecitazione di prove CIU consolidate a differenti valori di tensione efficace devono raggiungere il medesimo valore di deviatore a stato stazionario. Dal punto di vista sperimentale, numerosi ricercatori, tra i quali Been e Jefferies (1985), Verdugo (1992), Ishihara (1993), Verdugo e Ishihara (1996), Puci (1999), Lade e Yamamuro (2008), Abedi (2011) Sheng- Zhou (2012) hanno confermato tale indicazione.

A titolo di esempio vengono riportati alcuni risultati di una sperimentazione condotta da Verdugo (1992) sulla sabbia di Toyoura (Figura 2.23). L'Autore evidenzia come, a parità di indice dei pori iniziale, tutti i percorsi di sollecitazione raggiungono lo stesso valore del deviatore a stato stazionario, indipendentemente dalla pressione di cella. A parità di tensione media efficace iniziale, con l'aumentare dell'indice dei pori a fine consolidazione, il terreno passa da un comportamento stabile ad uno instabile. Risultati analoghi, sempre sulla sabbia di Toyoura, sono stati ottenuti anche da Puci (1999).

Non mancano però sperimentazioni che hanno invece messo in luce comportamenti diversi.

Sulla base di una sperimentazione condotta sulla sabbia di Hostun RF e di una sabbia scandinava, Konrad (1993) evidenzia che, per provini a comportamento instabile, nel piano di compressione, i punti rappresentativi delle condizioni di stato stazionario non vengono interpolati da un'unica SSL, ma sono compresi in una fascia delimitata da due linee parallele, upper failure line (UFL) e lower failure line (LFL).

L'Autore mostra che la distanza in verticale tra la UFL e la LFL è maggiore del massimo errore che si può commettere per un'errata valutazione dell'indice dei pori, per cui ci deve essere un altro

parametro, oltre all'indice dei pori, che controlla lo stato stazionario di tali terreni.

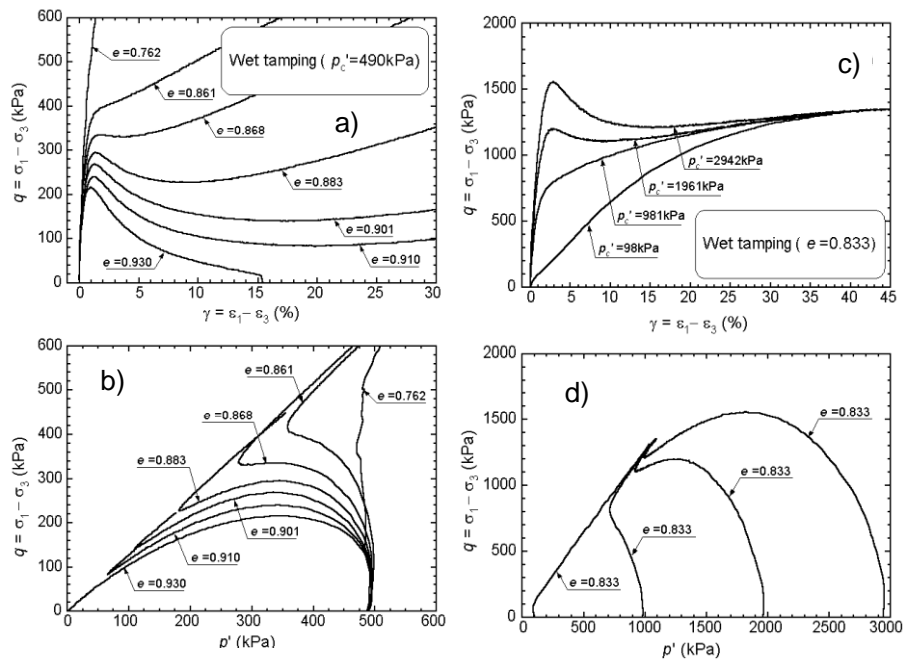


Figura 2.23 - Risultati di prove CIU condotte sulla sabbia di Toyoura (da Verdugo, 1992).

A tal fine, normalizzando tutti i risultati sperimentali rispetto alla p'_{UF} , tensione media efficace in corrispondenza della UFL, evidenzia che lo stato stazionario dipende anche dalla tensione media efficace in corrispondenza del picco di resistenza p'_p .

Konrad definisce l'esistenza di tre limiti caratteristici del materiale (Figura 2.25).

In particolare se il rapporto tra p'_p/p'_{UF} è maggiore di quello rappresentativo del punto 3, lo stato stazionario è dipendente esclusivamente dall'indice dei pori e la SSL coincide con la UFL. Se il rapporto tra p'_p/p'_{UF} è compreso tra i valori rappresentati dal punto 3 e dal punto 2 allora lo stato stazionario è funzione anche della tensione media efficace di picco p'_p , infine se il rapporto tra p'_p/p'_{UF} è compreso tra i valori rappresentati dal punto 2 e dal punto 1 allora le condizioni di stato stazionario si involuppano lungo la LFL.

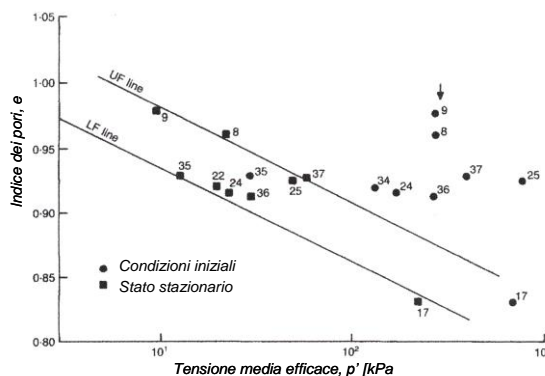


Figura 2.24 - Condizioni iniziali e di stato stazionario di prove CIU condotte sulla sabbia di Houston RF (da Konrad, 1993)

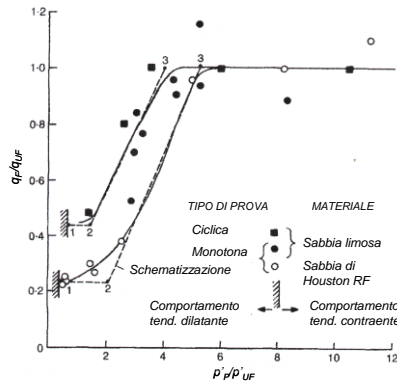


Figura 2.25 - Normalizzazione rispetto alla UFL delle condizioni di rottura e di picco dei risultati di prove non drenate condotte sulla sabbia di Houston RF (da Konrad, 1993).

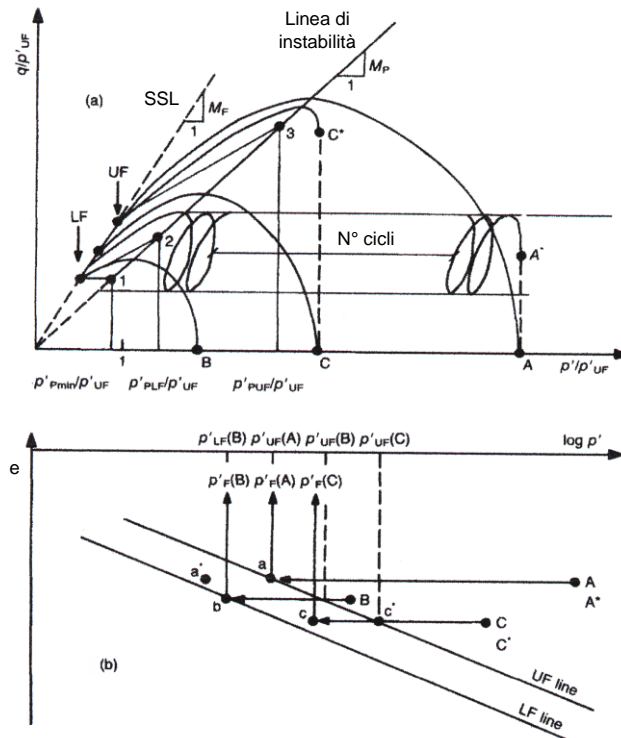


Figura 2.26 - Schematizzazione del comportamento a stato stazionario delle sabbie sciolte mostranti comportamento instabile (da Konrad, 1993).

Yoshimine et al. (1999), hanno inquadrato il problema della dipendenza della SSL dalla tensione media efficace iniziale in un contesto più generale. Definita la resistenza non drenata dalla equazione

$$S_u = \frac{1}{2} (\sigma_{1SS} - \sigma_{3SS}) \cdot \cos \phi_{SS} = \frac{q_{SS}}{2} \cos \phi_{SS} \quad (2.3)$$

gli Autori assumono che, a stato stazionario, la resistenza non drenata S_u , la densità relativa D_r (e quindi l'indice dei pori) e la tensione media efficace a fine consolidazione p'_i sono legate dalla relazione:

$$\frac{S_u}{(p'_i)^n} = f(D_r) \quad (2.4)$$

dove n è un coefficiente di normalizzazione compreso tra 0 e 1 ed è a sua volta funzione di p'_i e D_r .

In Figura 2.27 vengono riportati i diagrammi sperimentali relativi a prove non drenate di compressione e di estensione triassiale ed a prove di taglio semplice, su provini ricostituiti in condizioni asciutte, in cui si evidenzia il legame funzionale descritto dall'equazione (2.3).

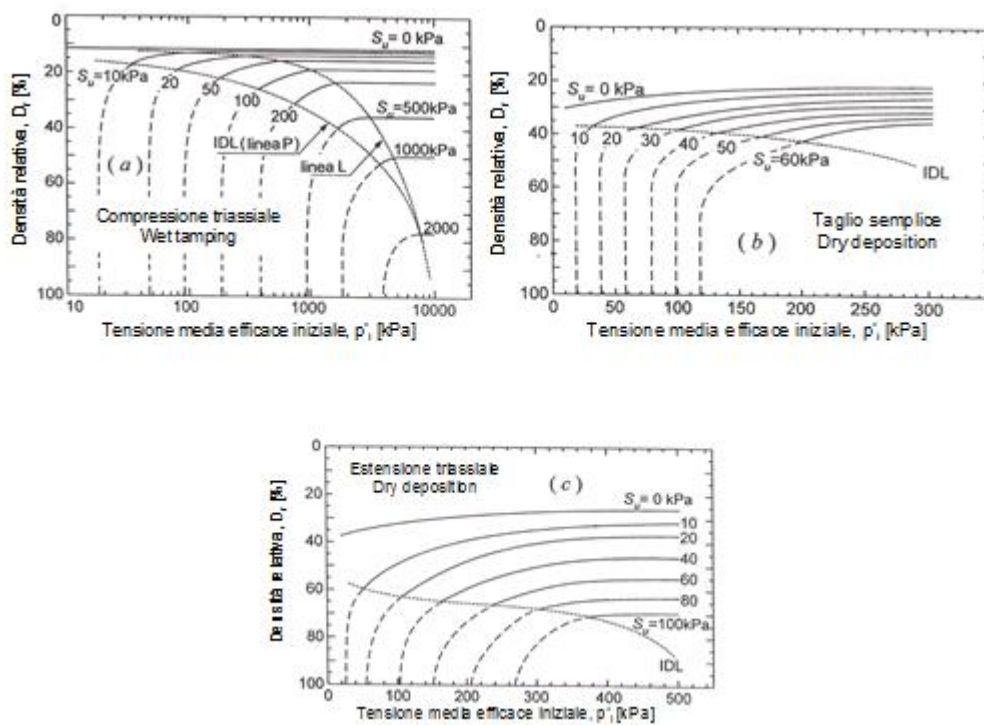


Figura 2.27 - Influenza della tensione media efficace iniziale sulla resistenza non drenata S_u al variare della densità relativa D_r per la sabbia di Toyoura: a) prove di compressione triassiale su materiale ricostituito mediante il metodo wet tamping (dati di Verdugo, 1992), b) prove di taglio semplice su materiale ricostituito mediante metodo dry deposition, c) prove di estensione triassiale su materiale ricostituito mediante metodo dry deposition (da Yoshimine et al., 1999)

Per piccoli valori di p'_i la resistenza non drenata S_u dipende significativamente dallo stesso valore di p'_i . In particolare, per una fissata densità relativa D_r , al decrescere di p'_i si manifesta una riduzione di S_u ed un aumento del coefficiente n . Gli Autori individuano la linea L (Castro 1969), che separa provini che presentano comportamento instabile (zona superiore) da quelli che manifestano una temporanea instabilità e che raggiungono il quasi stato stazionario. Al di sopra della linea L, quindi per provini potenzialmente liquefacibili, la resistenza non drenata a stato stazionario è solo funzione della D_r . In particolare per valori della tensione media efficace iniziale sufficientemente alti, la resistenza finale S_u è funzione esclusivamente della densità relativa D_r , indipendentemente dal valore di p'_i (tratto

orizzontale delle curve). In questo caso il coefficiente di normalizzazione n dell'equazione assume valore nullo.

2.5.7 Influenza della granulometria e del contenuto di fine

Lo studio dell'analisi della granulometria, della forma e del grado di arrotondamento delle particelle, negli ultimi anni, ha assunto un notevole interesse, anche se fino a qualche decennio fa la letteratura scientifica comprendeva solo pochi contributi (Castro e Poulos, 1977; Castro et al., 1982; Poulos et al., 1985). Gli ultimi studi condotti da Abedi (2011), Lade e Yamamuro (2011), Fox et al. (1988), Pitman et al. (1994), Erten e Maher (1995), Lamei e Yamamuro (1997), Zlatovic e Ishihara (1997), Thevanayagam (1998), Salgado et al. (2000), Polito e Martin (2003), Ni et al. (2004), Georgiannou (2006), Murthy et al. (2007), evidenziano come la percentuale di fine vada a variare il tipo di comportamento del materiale. Le osservazioni e le conclusioni non sono uniformi, poiché alcuni studi sono discordanti sulla capacità del limo ad aumentare la resistenza a liquefazione. Le possibili cause di queste variazioni possono essere dovute alle differenti nature deposizionali, escludendo parametri quali il tipo di sollecitazione, la densità, il contenuto di limo, la granulometria, le proprietà chimiche del limo e la modalità con la quale vengono confrontate le prove.

Poulos et al. (1985) riportano una rassegna dei risultati di 15 sperimentazioni, eseguite mediante prove triassiali CIU (Castro et al., 1982) su terreni caratterizzati da granulometria e grado di arrotondamento delle particelle differenti. Tali materiali vengono suddivisi in tre gruppi caratterizzati dallo stesso grado di arrotondamento (sub-arrotondato, sub-angolare ed angolare).

Per ogni materiale vengono riportate la curva granulometrica con indicazione del coefficiente di uniformità C_u e la Linea di Stato Stazionario. Dall'analisi dei risultati si evince che:

- a parità di grado di arrotondamento, tutte le SSL risultano grosso modo parallele tra loro;
- a parità di grado di arrotondamento, terreni caratterizzati da un coefficiente di uniformità C_u maggiore sono più suscettibili di liquefazione in quanto le corrispondenti SSL traslano verso il basso;
- la pendenza della SSL è minore per terreni caratterizzati da particelle sub-arrotondate ed è maggiore per terreni caratterizzati da particelle a spigoli vivi.

A parità di indice dei pori rispetto alla stessa sabbia pulita, la presenza di fine produce una riduzione della resistenza al taglio ed una variazione della posizione della SSL nel piano di compressione, con aumento della suscettibilità alla liquefazione della sabbia.

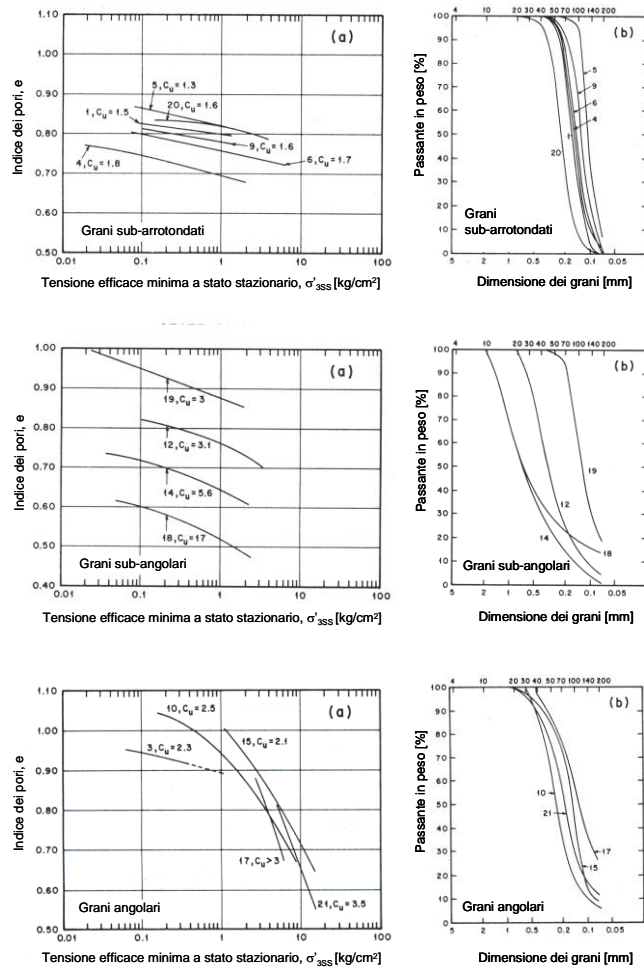


Figura 2.28 - Linea di Stato Stazionario di terreni caratterizzati da diverse distribuzioni granulometriche e con particelle aventi vario grado di arrotondamento (da Castro et al., 1982; modificato da Poulos et al., 1985).

Nella Figura 2.29 viene riportata la SSL della sabbia di Kogyuk (Been e Jefferies 1985). La rotazione della SSL all'aumentare del contenuto di fine è indicativa di un incremento della suscettibilità alla liquefazione, che aumenta con l'incrementare dello stato tensionale e si riduce a livelli più bassi.

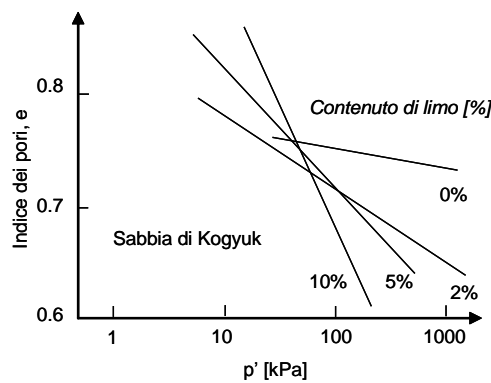


Figura 2.29 - SSL della sabbia di Kogyuk addizionata con differenti frazioni di fino (da Been e Jefferies, 1985)

Abedi (2011) ha condotto prove di compressione triassiale non drenate su campioni ricostituiti di sabbia “pulita” e con percentuale di fine variabile tra il 5 ed il 30%. I campioni si possono dividere in quattro gruppi e si differenziano tra di loro per porosità iniziale e pressione di cella. Nei primi la porosità è pari a 1.45 e la tensione di cella pari a 100 kPa, nei secondi la porosità è pari a 1.5 e la tensione di cella pari a 100 kPa, nel terzo gruppo la porosità è pari a 1.45 e la tensione di cella pari a 400 kPa, nel quarto la porosità è pari a 1.5 e la tensione di cella pari a 400 kPa.

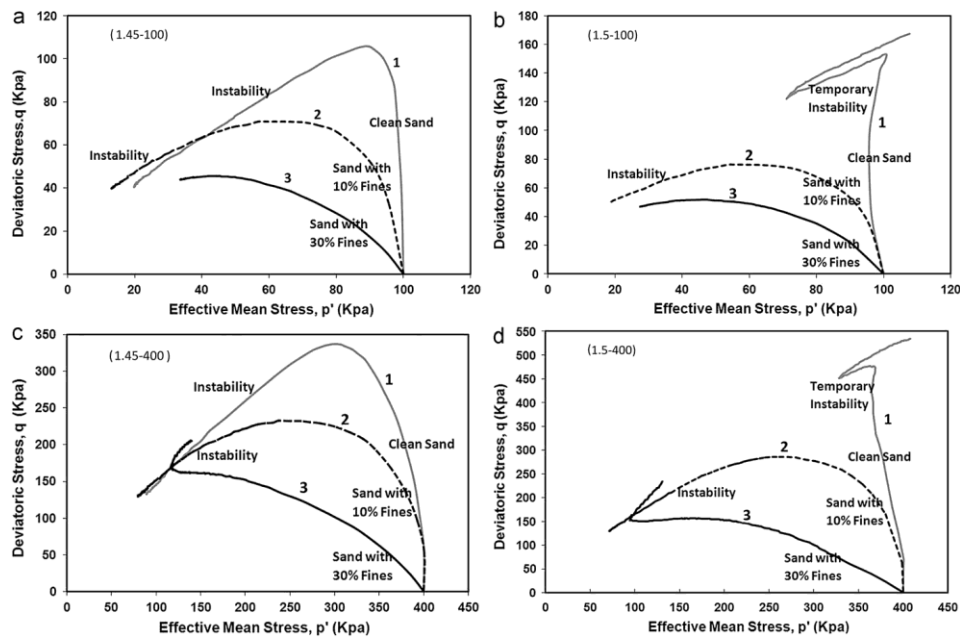


Figura 2.30 - Risultati di prove triassiali con diverso contenuto di fine, (Abedi, 2011).

Dai risultati delle prove si può evincere che per un contenuto di fine pari al 10% i campioni presentano una maggiore instabilità, aumentando il contenuto di fine, i campioni presentano un comportamento di parziale stabilità. Se i campioni hanno densità relative elevate, il campione non liquefa, poiché la dilatanza domina il fenomeno rispetto alla deformazione volumetrica. La resistenza di picco dei campioni decresce all'aumentare del contenuto di fine, ma la variazione è più piccola per campioni con contenuti di fine maggiori del 10%. La zona di instabilità aumenta con un contenuto di fine pari al 10%, per contenuti di fine maggiori diminuisce. La pendenza della curva di carico post-picco, diminuisce all'aumentare del contenuto di fine, ed inoltre le tensioni efficaci minime decrescono con l'aumentare del contenuto di fine compreso tra il 10 e il 15%. Le linee di stato stazionario dei campioni con due differenti porosità, sono molto prossime all'aumentare del contenuto di fine, fino a coincidere con un contenuto di fine maggiore o uguale al 20%;

L'area di instabilità, aumenta all'aumentare del contenuto di fine fino al 10%, dopodiché essa inizia a diminuire per un contenuto di fine pari al 20%. Il potenziale di liquefazione dei campioni aumenta per un contenuto di fine compreso tra il 10% e il 15%. Per campioni “puliti” o con un contenuto di fine

maggiore del 15%, la liquefacibilità dipende maggiormente dallo stato di confinamento e dalla densità relativa.

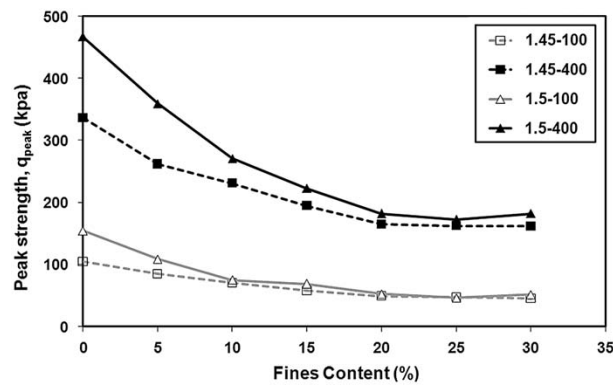


Figura 2.31 - Variazioni della resistenza di picco al variare del contenuto di fine (Abedi, 2011).

In Figura 2.32 vengono riportati i dati sperimentali ottenuti da Zlatovic e Ishihara (1995).

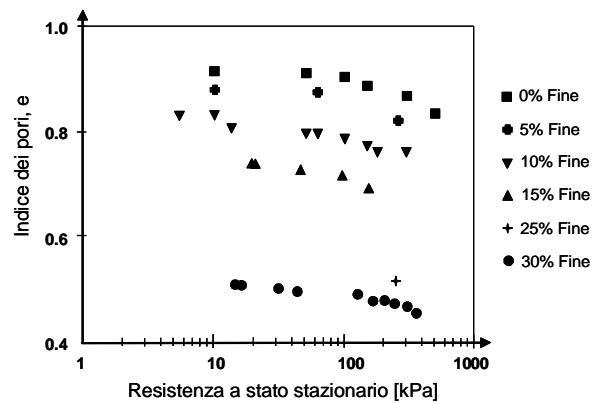


Figura 2.32 - Punti di stato stazionario della sabbia di Toyoura addizionata con differenti frazioni di fine (da Zlatovic e Ishihara 1995).

Un'ampia sperimentazione sull'influenza del contenuto di fine non plastico sul comportamento non drenato dei terreni granulari è stata realizzata da Lade e Yamamuro (2007) sulle sabbie di Ottawa e del Nevada, facendo variare sistematicamente il contenuto di fine, e per ogni distribuzione granulometrica si ricavano i valori di e_{max} , e_{min} e di D_r .

L'influenza del contenuto di fine è tale da indurre un cambiamento anche radicale del comportamento non drenato del terreno. All'aumentare del contenuto di fine, in entrambi i casi si verifichi una riduzione della resistenza al taglio con conseguente aumento del potenziale di liquefazione statica. In Figura 2.34 sono riportati alcuni risultati della sperimentazione condotta sulla sabbia di Ottawa. Si nota come la D_r aumenti significativamente (dal 15% al 41%) all'aumentare del contenuto di fine non plastico. Tali risultati sono in apparente contrasto con il fatto che l'aumento della densità relativa e quindi la riduzione dell'indice dei pori, dovrebbe determinare un comportamento più stabile.

Questa apparente contraddizione si giustifica ipotizzando che le particelle di fine, interponendosi tra i grani di dimensioni maggiori, conferiscano alla struttura una maggiore mobilità d'insieme rendendola

in realtà più instabile. Attesa la condizione di deformazione volumetrica impedita (non drenata), si determina un incremento delle pressioni neutre con conseguente aumento della instabilità del materiale (Yamamuro e Lade, 1998).

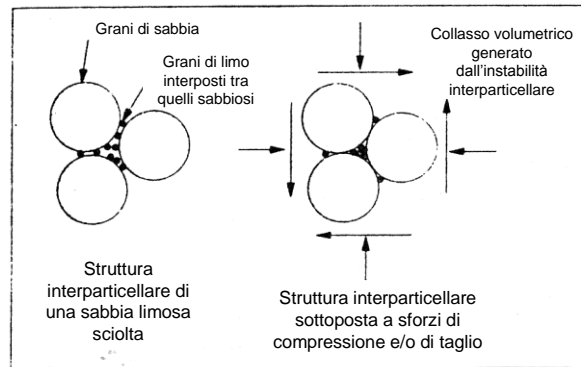


Figura 2.33- Schematizzazione raffigurante l'influenza del fino sull'assetto microstrutturale (da Lade e Yamamuro, 1997).

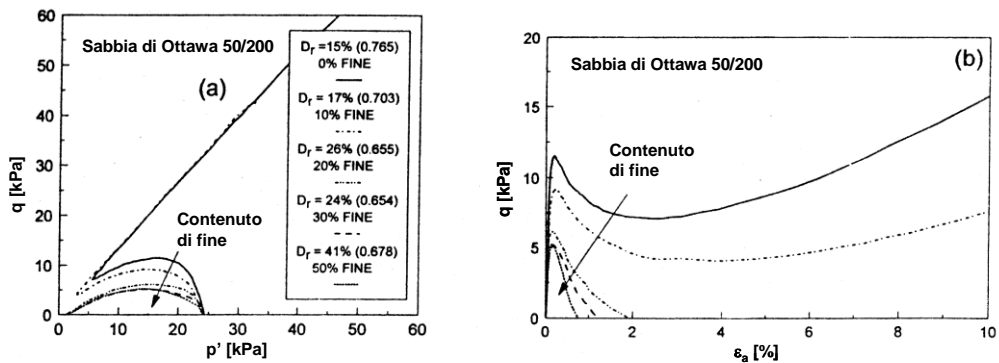


Figura 2.34 - Resistenza non drenata della sabbia di Ottawa addizionata con fino non plastico: a) piano $q-p'$; b) piano $q-\epsilon_a$ (da Lade e Yamamuro, 1997)

Un'interpretazione più generale e completa circa l'influenza delle particelle più fini sulla risposta non drenata dei terreni granulari è stata proposta da Thevanayagam (1998). Egli schematizza i terreni granulari come aggregati di particelle di differente dimensione disposti in una maniera organizzata. Il comportamento tensio-deformativo del materiale è funzione della risposta meccanica degli scheletri solidi relativi a gruppi di particelle di diverse dimensioni e della interazione tra essi. Le forze esterne si trasmettono tra le particelle attraverso una catena di sforzi agenti normalmente e tangenzialmente alle superfici di contatto tra particelle di diversa dimensione. Questi producono una modifica della tessitura dello scheletro solido. La tessitura indotta è funzione della dimensione locale delle particelle a contatto e quindi non è necessariamente omogenea.

E' ragionevole ritenere che i grani di minore dimensione collocati all'interno di vuoti intergranulari possano non partecipare attivamente alla catena degli sforzi, non interagendo meccanicamente con le particelle contigue. Pertanto, l'utilizzo del solo indice dei vuoti, così come nella teoria dello stato critico, come parametro fondamentale caratterizzante la risposta meccanica, può essere insufficiente.

Se si considerano due sabbie granulometricamente differenti, ma con lo stesso indice dei vuoti e le stesse caratteristiche attritive, esse possono presentare una differente resistenza a taglio a causa dei meccanismi che ne controllano il comportamento tensio-deformativo, ovvero l'entità ed il tipo di interazioni intergranulari determinate dalla catena degli sforzi, ciò per il differente contributo dei loro scheletri solidi. Tale contributo è funzione di diversi fattori quali la percentuale di fino, il tipo stesso di fino (plastico e non), la dimensione relativa tra le particelle ecc.

Al fine di definire un parametro semplice che meglio descriva l'eterogeneità delle interazioni interparticellari, Thevanayagam schematizza il terreno reale come costituito da due matrici, la matrice granulare (sabbiosa) e la matrice fina (limo-argillosa). Le matrici interagiscono nella formazione della catena degli sforzi a seconda della dimensione caratteristica delle particelle e della compressibilità degli scheletri solidi. A tal fine riprende i concetti di *indice dei vuoti intergranulare* e_s e di *indice dei vuoti interfino* e_f definiti da Kenney (1977) e da Mitchell (1993).

L'*indice dei vuoti intergranulare* viene introdotto nell'ipotesi che la frazione fine non partecipi attivamente alla trasmissione degli sforzi interparticellari, in quanto costituita da grani posizionati all'interno dei vuoti generati dalla matrice granulare. Con tale assunzione, considerando un elementino di terreno caratterizzato da un volume di sostanza solida unitario e dal solo volume della parte fina fc ($fc < 1$), si definisce *indice dei vuoti intergranulare* e_s la quantità:

$$e_s = e + fc \quad (2.5)$$

In altri termini, l'indice dei vuoti intergranulare rappresenta il volume dei vuoti relativo alla sola matrice granulare, come se il fino non esistesse. Essa identifica in qualche modo un parametro più direttamente influente sulle interazioni interparticellari all'interno della matrice granulare. La corrispondente *densità relativa intergranulare* D_{rs} è data dal rapporto:

$$D_{rs} = \frac{e_{max,HS} - e_s}{e_{max,HS} - e_{min,HS}} \quad (2.6)$$

dove $e_{max,HS}$ ed $e_{min,HS}$ rappresentano rispettivamente il massimo ed il minimo valore dell'indice dei pori ottenibile, sulla corrispondente sabbia pulita (HS=Host Sand) secondo le tecniche standard ASTM.

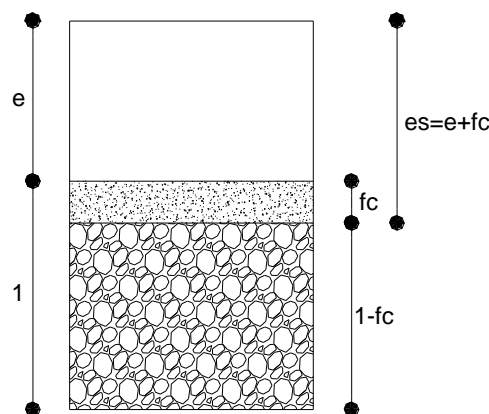


Figura 2.35 - Definizione dell'indice dei vuoti intergranulare.

Il concetto di *indice dei vuoti interfino* si basa, invece, sull'ipotesi che il comportamento del terreno sia completamente governato dalle interazioni interparticellari nella sola matrice fina, in quanto i grani di dimensioni maggiori sono isolati e galleggiano all'interno di essa. In questo caso, poiché la matrice granulare non influenza la catena degli sforzi nella matrice fina, se ne può ignorare il volume. Contrariamente al caso precedente, in cui la matrice fina era assimilata al volume dei vuoti, in questo caso la matrice granulare è considerata a volume zero (Figura 2.36). Si definisce così l'*indice dei vuoti interfino* dalla relazione: $e_f = \frac{e}{fc}$

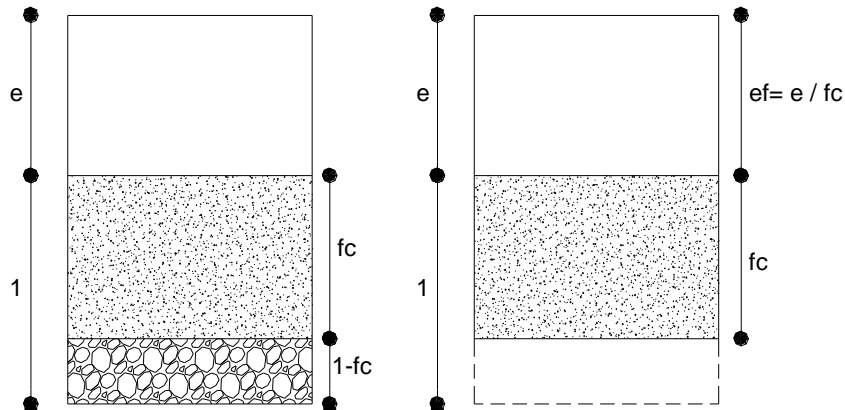


Figura 2.36 - Definizione dell'indice dei vuoti interfino.

Utilizzando gli indici e_s ed e_f , Thevanayagam ha definito quattro diversi comportamenti meccanici. I primi tre casi sono riferiti a terreni in cui il comportamento è controllato dalla parte granulare (es. sabbie limose o debolmente limose), il quarto a terreni in cui è la parte fina a controllare in comportamento del terreno (es. limi sabbiosi).

Caso 1 (terreni addensati a matrice granulare prevalente)

A causa dell'elevato valore dell'indice dei pori interfino e_f , una grossa parte delle particelle più sottili è confinata all'interno dei vuoti intergranulari, mentre la rimanente parte di fino gioca un ruolo secondario nella trasmissione degli sforzi interparticellari. La resistenza al taglio è funzione quasi esclusivamente delle interazioni attrittive della matrice sabbiosa. In tale condizione, il materiale si comporta come fosse pulito, con indice dei pori $e=e_s$; l'indice dei vuoti intergranulare può essere utilizzato per caratterizzare la resistenza al taglio.

Caso 2 (terreni mediamente addensati a matrice granulare prevalente)

Con tali valori di indice dei pori, la matrice granulare potrebbe diventare instabile, in quanto una significativa aliquota della frazione fina, confinata nei vuoti intergranulari, potrebbe interpersi tra i contatti della matrice granulare e giocare un certo ruolo sulla trasmissione degli sforzi interparticellari. La resistenza al taglio dipende dall'entità delle interazioni attrittive tra i grani della matrice granulare e tra questi e la frazione fina.

Caso 3 (terreni sciolti a matrice granulare prevalente)

Per elevati valori dell'indice dei vuoti, la frazione fina rappresenta un elemento di separazione tra i granelli di sabbia e può generare una struttura fortemente instabile. La resistenza al taglio è fortemente influenzata dalla presenza di fino. Con l'aumentare della tensione di confinamento, si può verificare un addensamento della frazione fina in corrispondenza dei contatti interparticellari (per effetto della sua elevata compressibilità) con conseguente incremento dei contatti tra i grani sabbiosi. In tali condizioni la resistenza diventa più sensibile alla tensione di confinamento.

In pratica, passando dal caso 1 al caso 3 i contatti intergranulari si riducono progressivamente ed il materiale diventa sempre più sensibile alla tensione efficace di consolidazione.

Caso 4 (terreni a matrice fina prevalente)

Si consideri ora un terreno ad indice dei pori costante, caratterizzato da un contenuto di fine crescente. Questo determina un aumento di e_s ed una riduzione di e_f . Se si considera la sabbia pulita corrispondente (Host Sand) caratterizzata dal massimo valore dell'indice dei pori e_{maxHS} , Thevanayagam assume che quando $e_s < e_{maxHS}$ il terreno si comporta come descritto nel caso 1; con e_s prossimo a e_{maxHS} il terreno si comporta come descritto nel caso 2; con $e_s > e_{maxHS}$ in terreno assume il comportamento descritto nel caso 3.

Incrementando ulteriormente la frazione di fino, l'indice dei vuoti intergranulare e_s diviene sempre più grande e l'indice dei vuoti interfino e_f ancora più piccolo, e il comportamento del materiale viene ancora quasi esclusivamente dalle interazioni della matrice fina. In questo caso, la resistenza al taglio è funzione delle interazioni attrittive della sola matrice fina e il materiale si comporta come il terreno costituente la frazione fina caratterizzato da un indice dei pori $e=e_f$. L'indice dei vuoti interfino appare un parametro adatto per caratterizzare la resistenza al taglio del terreno.

Nella Figura 2.37 vengono indicate le quattro regioni corrispondenti ai comportamenti precedentemente descritti. In particolare viene considerata una sabbia pulita caratterizzata dal massimo valore dell'indice dei pori $e_{maxHS}=0.98$ alla quale viene aggiunta una frazione di fino crescente e vengono riportate le linee a indice dei pori intergranulare e interfino costanti e le linee corrispondenti ai valori di e_{max} e di e_{min} in funzione della frazione di fino. La presenza di fino consente di ottenere un valore di $e_{max} > e_{maxHS}$.

Dalle relazioni che definiscono e_s ed e_f si evince che tali linee sono rispettivamente funzioni decrescenti e crescenti dell'indice dei vuoti totale. All'aumentare della frazione di fino a porosità totale e costante, si passa dal caso 1 al caso 4. La linea corrispondente al caso 2, relativa alla condizione $e_s=e_{maxHS}$, è considerata come valore di transizione tra il caso 1 ed il caso 3.

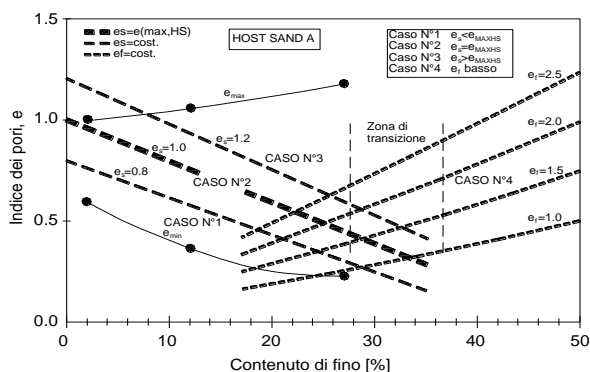


Figura 2.37 - Regioni corrispondenti ai comportamenti descritti nei differenti casi da Thevanayagam (1998).

Pertanto, secondo tale approccio, la densità dei contatti interparticellari (che dipendono dal valore di e , di FC e dallo stato di confinamento ecc.) influenza il comportamento tenso-deformativo dei terreni. In particolare, terreni a matrice granulare prevalente, che presentano un indice dei vuoti totale relativamente basso e tipico delle sabbie mediamente addensate, possono mostrare un comportamento caratteristico di terreni sciolti (se visti in termini di e_s). In condizioni di porosità intergranulare relativamente elevata (caso 3), tali terreni possono mostrare una scarsa resistenza non drenata che è fortemente influenzata dalla tensione di consolidazione.

Al fine di verificare sperimentalmente la validità di tale schematizzazione, Thevanayagam esegue una apposita sperimentazione utilizzando una sabbia pulita addizionata con frazioni variabili di caolino e di silicio. Per questo ricostituisce il terreno in maniera tale da ottenere valori di e_s molto variabili rispetto ad $e_{max,HS}$ e lo sottopose a prove CIU con pressioni di consolidazione di 100kPa e 400kPa. Nelle Figure 2.38 e 2.39 sono riportate le distribuzioni granulometriche e gli indici dei pori e ed e_s adottati nella sperimentazione.

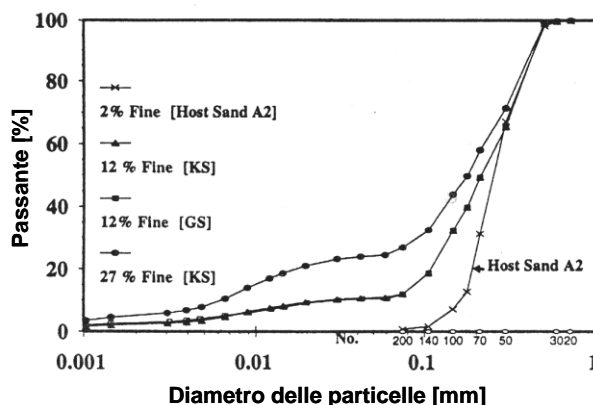


Figura 2.38 - Terreni indagati da Thevanayagam (1998).

Le prove mostrano che la condizione di stato stazionario dipende sia dall'indice dei pori che dal contenuto di fino.

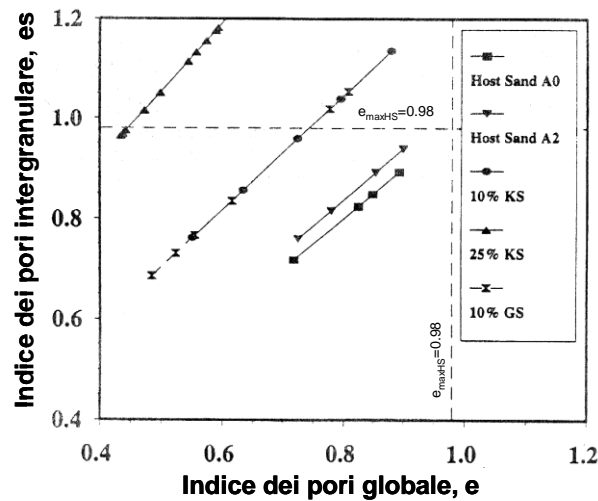


Figura 2.39 - Valori dell'indice dei pori intergranulare in funzione dell'indice dei pori globale (da Thevanayagam, 1998).

E' importante sottolineare che, in base alla loro densità relativa D_r , provini a comportamento instabile (e_s elevato) caratterizzati da valori di $D_{rs} < 0$ (con frazioni di fino del 25%), sono classificabili come sabbie con addensamento medio-alto, quindi a comportamento tendenzialmente dilatante.

Questo conferma che il parametro e_s offre la migliore interpretazione del comportamento meccanico dei terreni granulari caratterizzati da una frazione limosa.

Per quanto riguarda l'influenza della tensione di consolidazione, i risultati ottenuti confermano la validità delle considerazioni precedenti. In particolare, dalla Figura 2.37 si evince, che per $e_s < e_{s,maxHS}$ (caso 1), la tensione di consolidazione ha una scarsa influenza sulla resistenza non drenata. Nel caso in cui $e_s > e_{s,maxHS}$ si verifica invece un'influenza determinante (caso 3).

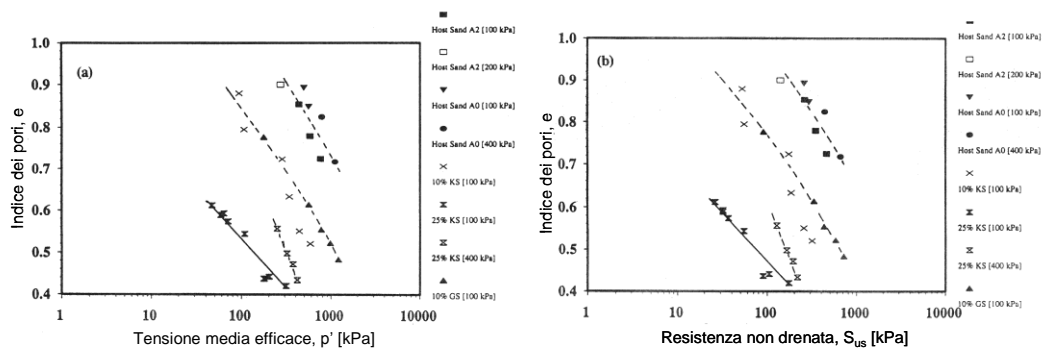


Figura 2.40 - Punti di stato stazionario al variare del contenuto di fino: a) piano $e-p'$, b) piano $e-S_{us}$ (da Thevanayagam, 1998).

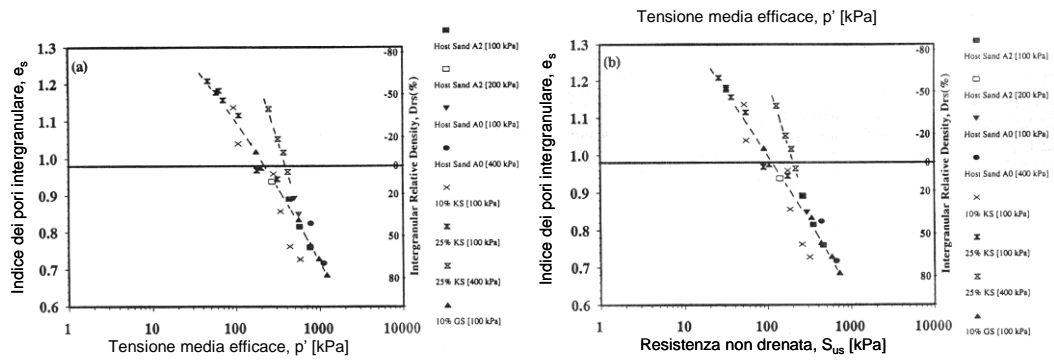


Figura 2.41 - Punti di stato stazionario al variare del contenuto di fino: a) piano e_s-p' , b) piano e_s-S_{us} (da Thevanayagam, 1998).

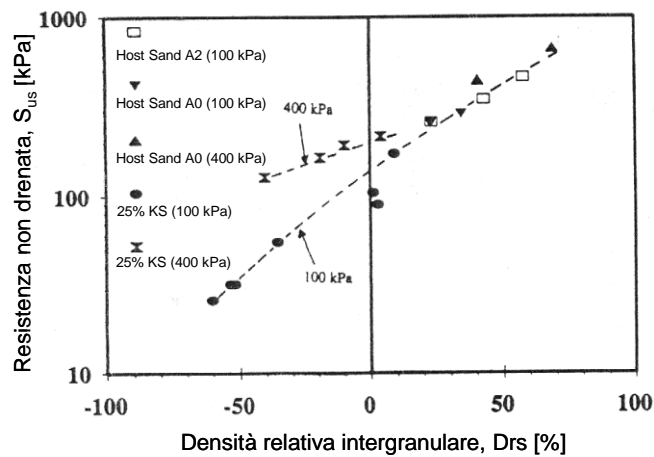


Figura 2.42 - Influenza della tensione di consolidazione sulla resistenza non drenata in funzione della densità relativa intergranulare (da Thevanayagam, 1998).

L'importanza dell'indice dei vuoti intergranulare e quindi del modello microstrutturale di Thavenayagam, è stata verificata da Chu e Leong (2002), dimostrando come l'aggiunta di fine influenza il comportamento di sabbie pulite e cercando di definire un quadro generale di riferimento, conducendo una serie di prove CIU (Figura 2.43) sulle sabbie marine di Singapore aggiungendo frazioni di caolino variabili dal 2% al 10%, per verificare la possibilità di utilizzare l'indice dei vuoti intergranulare e_s come unico parametro di stato per descrivere la Linea di Instabilità.

Dai risultati sperimentali si evince che, i punti di instabilità relativi a materiali con frazioni di fine variabile vengono interpolati dallo stesso involucro che caratterizza i terreni puliti (Figura 2.44).

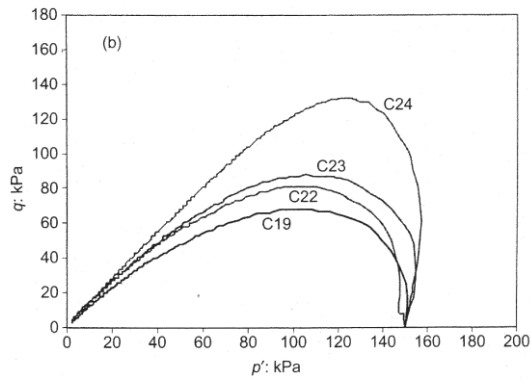


Figura 2.43 - Resistenza non drenata al variare dell'indice dei pori di fine consolidazione e del contenuto di fine: a) piano $q - \varepsilon_v$, b) piano $q-p'$ (da Chu e Leong, 2002).

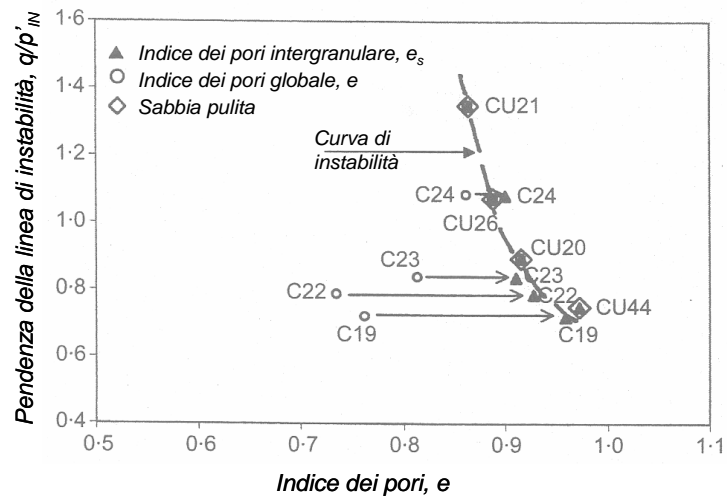


Figura 2.44 - Pendenza della Linea di Instabilità al variare dell'indice dei pori intergranulare (Chu e Leong, 2002).

2.6 LA LIQUEFAZIONE NEI TERRENI GRANULARI SATURI: MOBILITÀ CICLICA E LIQUEFAZIONE CICLICA

Il fenomeno della liquefazione nasce per effetto della tendenza dei terreni sciolti a subire elevate deformazioni volumetriche sotto sforzi di taglio. Quando un terreno sciolto saturo viene sottoposto ad un aumento di sollecitazione deviatorica, i grani che costituiscono lo scheletro solido tendono ad assumere una configurazione più densa, occupando parte dei vuoti ed espellendo l'acqua presente nei vuoti. Nelle condizioni di drenaggio impedito si genera, invece, un incremento di pressioni neutre che determina un trasferimento di sollecitazioni dallo scheletro solido all'acqua, ed una riduzione della resistenza al taglio.

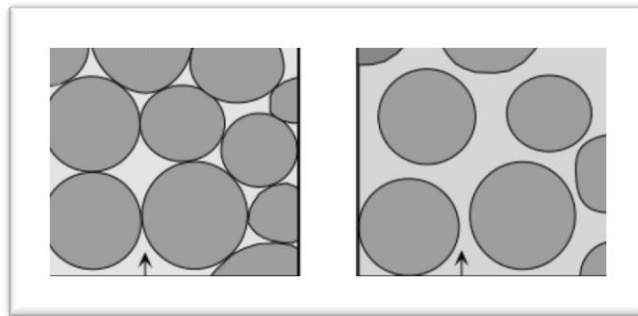


Figura 2.45 – Annullamento delle tensioni di attrito in seguito alla liquefazione (Giovanni Tosatti, 2012).

Secondo tale definizione, il fenomeno della liquefazione in senso stretto può verificarsi esclusivamente in un terreno tendenzialmente contraente (Castro, 1987, Lade e Yamamuro 2008). A seconda della tipologia di carico possiamo definire, la “*flow liquefaction*”, che avviene sotto carichi costanti, e la “*cyclic liquefaction*”, che avviene sotto carichi ciclici. Già nel 1948 Terzaghi e Peck parlano di “liquefazione spontanea” per giustificare la formazione di colate in pendii costituiti da sabbie sciolte sature a seguito di piccole modifiche delle condizioni al contorno. Successivamente, il concetto di liquefazione è stato proposto per descrivere il comportamento di depositi di terreni granulari saturi che, durante i terremoti, possono assumere temporaneamente le caratteristiche di un fluido, dando luogo a macroscopici fenomeni di frane oppure di colata. Castro (1975) introdusse il concetto di *mobilità ciclica* che si differenzia dal fenomeno della liquefazione, poiché può avvenire sotto piccoli stati di sollecitazione e conseguenti deformazioni di piccola entità, che generano un incremento di pressioni neutre positive per effetto della tendenza del materiale ad accumulare deformazioni volumetriche positive.

Quando invece il materiale sotto sollecitazioni cicliche produce l'annullamento temporaneo della tensione media efficace e, quindi, della resistenza a taglio, si parla di *liquefazione ciclica*. Questa si verifica quando lo stato tensionale deviatorico iniziale è basso e il carico generalmente produce l'inversione delle direzioni principali di tensione.

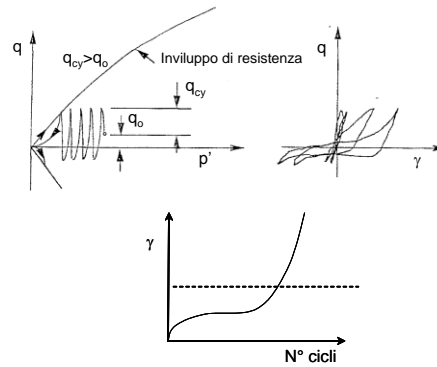


Figura 2.46 - Schematizzazione di un comportamento di una sabbia satura che manifesta il fenomeno della liquefazione ciclica (da Robertson, 1994).

Robertson (1997), sulla base di prove sperimentali di laboratorio CIU, suddivide il comportamento dei materiali granulari saturi in tre categorie (Figura 2.47):

- 1) Terreni con indice dei pori posizionati, nel piano di compressione, al di sopra della USL (ultimate state line), chiamati SS (strain softening), corrispondenti nell'ambito della teoria dello stato critico, a punti a risposta non drenata di tipo instabile;
- 2) Terreni con indice dei pori posizionati, nel piano di compressione, al di sotto della USL, chiamati SH (strain hardening), corrispondenti nell'ambito della teoria dello stato stazionario, a punti a risposta non drenata di tipo stabile;
- 3) Terreni con indice dei pori posizionati, nel piano di compressione, in prossimità della USL, chiamati LSS (Limited strain softening), corrispondente, nell'ambito della teoria dello stato stazionario a punti a risposta non drenata di tipo parzialmente stabile.

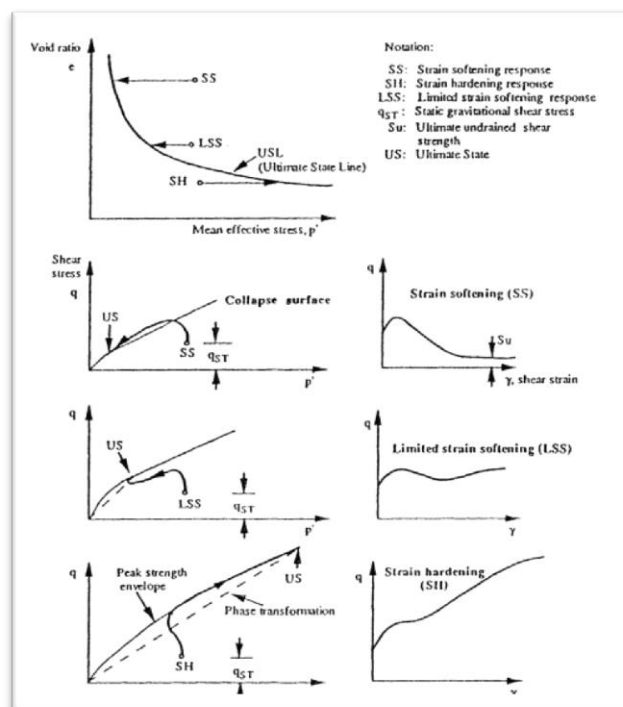


Figura 2.47 - Stress path caratteristici di terreni sciolti (SS), e densi (SH), Robertson (1997).

Passando ai problemi al finito (pendii, dighe in terra, argini), sottoposti a sollecitazioni di tipo statico, ciclico e dinamico, Robertson (1997), afferma che il fenomeno di tipo “flow” (colata di fango nel caso di terreni granulari) può avvenire solo per terreni SS saturi sotto sollecitazioni statiche se il terreno ha una risposta non drenata di tipo SS. Le sollecitazioni in sito sono più grandi della resistenza al taglio ultima.

Sotto sollecitazioni cicliche o dinamiche, si ha liquefazione se il terreno ha una risposta non drenata di tipo SS, e le tensioni efficaci vanno a zero. Il numero dei cicli di carico è sufficiente a ridurre a zero le tensioni efficaci. Le sollecitazioni di tipo ciclico hanno durata e intensità sufficienti, tali da provocare deformazioni elevate. Si ha mobilità ciclica se durante i cicli di carico, le tensioni efficaci sono sempre maggiori di zero e non si ha l’ inversione delle tensioni principali. Le deformazioni indotte dai carichi ciclici si stabilizzano. Se il terreno è molto sciolto, le probabilità che si inneschi un fenomeno di liquefazione è elevata. Può avvenire su sabbie, qualsiasi sia lo stato di addensamento, sotto sollecitazioni statiche e dinamiche, la cui intensità o durata, non comportino l’inversione delle direzioni principali di tensione.

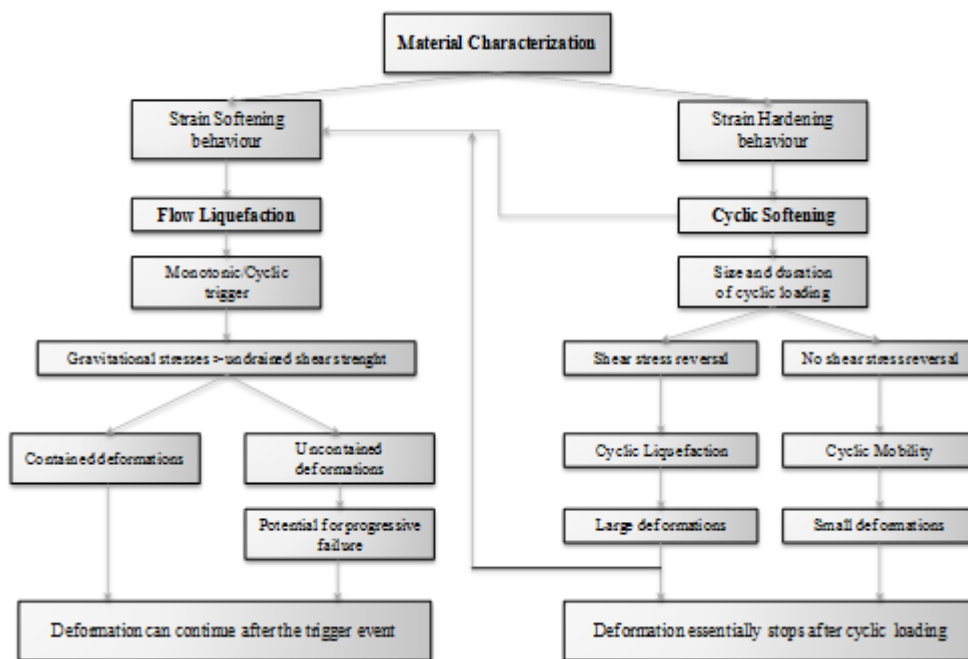


Figura 2.48 - Flow chart (Robertson e Fear, 1997).

Quindi se il terreno è SS, la liquefazione di tipo “flow”, è possibile se, in sito, esiste un meccanismo di innesco (se le sollecitazioni di taglio, legate essenzialmente alla gravità sono maggiori della resistenza al taglio).

L’ innesco può essere dovuto sia a carichi ciclici che monotoni e le deformazioni accumulate dal tipo di meccanismo “hardening”, oppure “softening”. La rigidità e le deformazioni del terreno dipenderanno dalla geometria dell’opera che stiamo analizzando, e le deformazioni che ne risulteranno, per entrambi i tipi di comportamento, sia SS che SH, dipenderanno da molti fattori, quali:

granulometria, stratigrafia, posizione del piano campagna, tipologia di meccanismo di innesco (terremoto, pioggia, etc.) e le condizioni di drenaggio. I terreni che sono di tipo LSS, non sono pericolosi quanto quelli di tipo SS. Esempi di flow liquefaction sono per esempio quelli della diga di Fort Peck, oppure della frana di Aberfan.



Figura 2.49 - Frana di Aberfan



Diga di Fort Peck

Fortunatamente i fenomeni di liquefazione di tipo “flow”, non sono così comuni, tuttavia, quando avvengono, si innescano rapidamente e per questo sono catastrofici.

La flow liquefaction, in generale avviene in terreni densi, (tipologia di meccanismo hardening softening), ed in generale, se l'intensità dei carichi agenti non provoca l'inversione delle tensioni principali. In tal caso è più probabile il verificarsi di fenomeni di mobilità ciclica. Nel caso in cui i carichi applicati, sono maggiori e le condizioni di drenaggio sono tali da non permettere una variazione delle pressioni neutre, il terreno, può modificare la propria densità evolvendo verso un fenomeni di mobilità ciclica o liquefazione.

Anche se il terreno è sufficientemente sciolto, la resistenza non drenata potrebbe essere prossima a zero, con tensione efficace nulla.

I fenomeni di liquefazione indotti da carichi ciclici ,invece, tendono ad avvenire durante i cicli di carico, poiché sono le forze di inerzia che regolano il fenomeno, rispetto al peso proprio che regola il fenomeno di liquefazione statica.

Un esempio di mobilità ciclica, è quello del terremoto di Niigata o di Kobe, in cui si sono avuti fenomeni di fratture nel terreno ed espansione laterale con conseguenze a volte catastrofiche.



Figura 2.50 - Terremoto di Niigata



Terremoto di Kobe

CAPITOLO III

PROPRIETA' IDRAULICHE E MECCANICHE DEI TERRENI PARZIALMENTE SATURI

3.1 INTRODUZIONE

Un terreno può essere definito come un sistema particellare eterogeneo e polifasico all'interno del quale la superficie specifica può essere molto estesa mentre la stessa natura dispersa del suolo può dare origine ad attività interfacciali con conseguenti fenomeni di adsorbimento di acqua e di sostanze chimiche, di adesione e di imbibizione, di flocculazione e capillarità.

Il terreno si presenta come un sistema trifasico composto dallo scheletro solido, dalla fase fluida costituita dall'acqua e dai sali in essa disciolti e dalla fase gassosa costituita dall'aria.

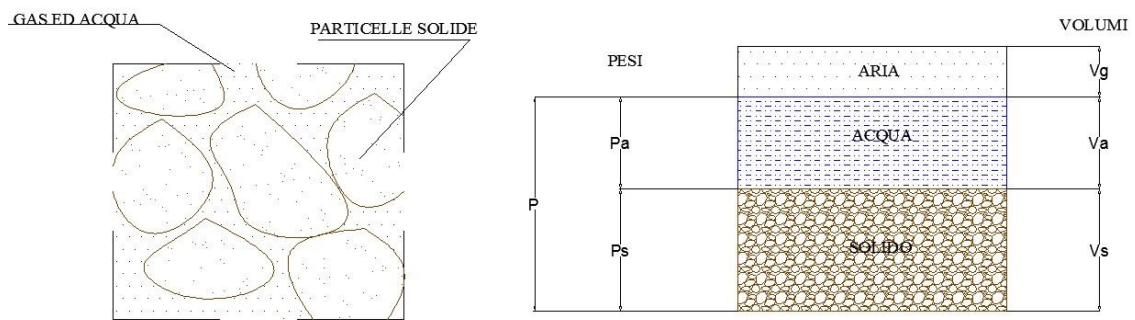


Figura 3.1 – Schematizzazione di un elemento di terreno.

Lo scheletro solido include particelle la cui composizione mineralogica e chimica è mutevole in quanto derivanti dalla degradazione chimico-fisica delle rocce e dei processi di trasporto e di deposizione. La matrice solida è caratterizzata dalla tessitura, dalla distribuzione granulometrica e dalla struttura che caratterizza la tipologia di aggregazione e di conseguenza le caratteristiche geometriche dei vuoti all'interno dei quali l'acqua e l'aria sono trattenute, caratterizzandone proprietà idrauliche e meccaniche. Poiché i terreni naturali sono un aggregato di particelle di dimensioni diverse, per descrivere la composizione è necessario definire il campo di variazione e la distribuzione di frequenza delle dimensioni delle particelle attraverso una analisi granulometrica, presupponendo da un lato la possibilità di definire una dimensione caratteristica e dall'altro la possibilità di misurarla attraverso operazioni di vagliatura meccanica e con una analisi di sedimentazione. Diagrammando il diametro medio dei grani con la percentuale di passante si ottiene la curva granulometrica, riportata in Figura 3.2.

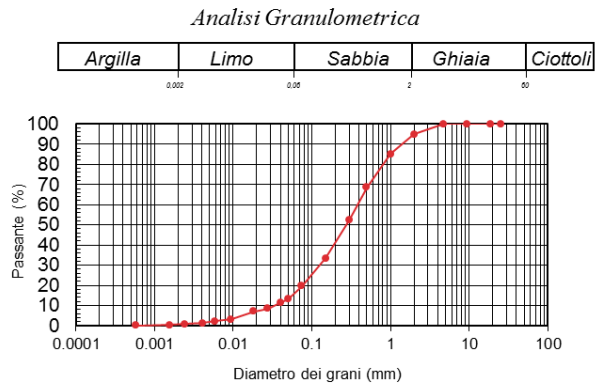


Figura 3.2 – Distribuzione granulometrica.

In Figura 3.2 si riporta il diagramma utilizzato dalla classificazione USDA che risulta di largo impiego.

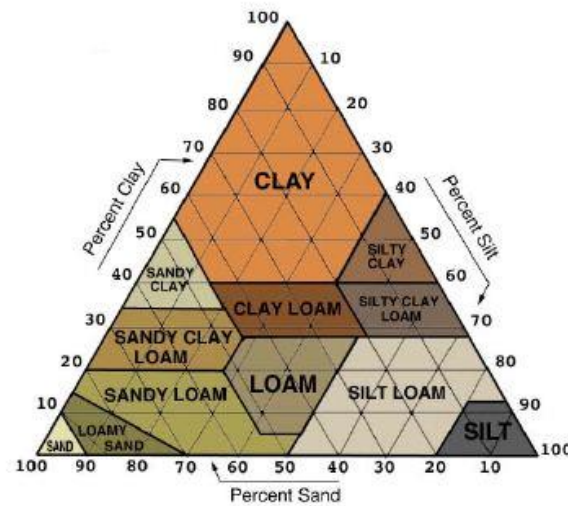


Figura 3.3 - Triangolo della classificazione della tessitura del suolo secondo la classificazione USDA.

Il rapporto

$$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \tag{3.1}$$

descrive la forma della curva granulometrica, dove D_{60} è il diametro del 60% di passante e D_{10} è il diametro del 10% di passante.

Considerata la natura discreta e multifase del terreno, è possibile definire una prima grandezza quale la porosità n , definita dal rapporto tra il volume dei vuoti V_v ed il volume totale V :

$$n = \frac{V_v}{V} \tag{3.2}$$

ed è usualmente espressa in percentuale.

L'indice dei vuoti e è definito dal rapporto tra il volume dei vuoti V_V ed il volume delle particelle solide V_S

$$e = \frac{V_V}{V_S} \quad (3.3)$$

La densità relativa indica lo stato di addensamento dei terreni a grana grossa ed è definita dal rapporto

$$D_r = \frac{e_{max}-e_0}{e_{max}-e_{min}} \quad (3.4)$$

Dove e_0 è l'indice dei vuoti iniziale ed i valori e_{max} ed e_{min} dipendono principalmente dal grado di arrotondamento e dalla distribuzione granulometrica.

Il contenuto d'acqua è definito come la quantità di acqua presente nei vuoti rapportata alla quantità di materia solida

$$w = \frac{M_w}{M_s} \quad (3.5)$$

Il grado di saturazione S_r è definito come la frazione di volume dei vuoti occupata dall'acqua

$$S_r = \frac{V_w}{V_V} \quad (3.6)$$

in modo che $S_r=0$ indica un terreno secco e $S_r=1$ un terreno saturo.

Per risolvere problemi connessi alla deformabilità del terreno è necessario assimilare il terreno ad un mezzo continuo in quanto sarebbe impossibile studiare il comportamento meccanico di un sistema granulare in base alle forze che mutuamente si scambiano i singoli granuli. Conseguentemente al sistema delle forze e degli spostamenti intergranulari si sostituiscono le tensioni e le deformazioni del mezzo continuo. La tensione efficace è considerata una variabile di stato fondamentale per descrivere lo stato tensionale nel suolo. Per un terreno saturo, Terzaghi (1936) definisce la tensione efficace come la differenza tra la tensione totale e la pressione neutra dei pori. Fisicamente, la tensione efficace descrive la tensione che agisce sullo scheletro solido. Si può definire completamente la tensione efficace in ogni punto di interesse in un terreno saturo finché la tensione totale e la pressione neutra dei pori sono noti:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3.7)$$

In realtà gli stati di terreno asciutto e terreno saturo sono solo due condizioni estreme, mentre in molti problemi di Ingegneria il terreno presenta un grado di saturazione intermedio.

Come vedremo nel seguito, Bishop (1959) ha esteso il concetto di tensione efficace dei terreni saturi sui terreni parzialmente insaturi partendo dalla relazione di Terzaghi e definendola come:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w) \quad (3.8)$$

Secondo la trattazione di Jennings e Burland del 1962 e Fredlund e Morgernstern del 1977, le variabili tensionali che governano il comportamento meccanico del terreno in caso di presenza di falda freatica sono rappresentate dalle tensioni efficaci di Terzaghi ($\sigma' = \sigma - u_w$) al di sotto della stessa (condizione di completa saturazione), e da due variabili tensionali indipendenti, la tensione netta ($\sigma - u_a$) e la suzione di matrice ($u_a - u_w$), al di sopra del livello di falda (condizione di parziale saturazione).

3.2 ANALISI DELLA ZONA PARZIALMENTE SATURA

L'acqua che viene direttamente a contatto con la superficie del terreno, o è raccolta da fiumi e laghi o tende ad infiltrarsi nel sottosuolo per effetto della gravità e, se si eccettua una percentuale trascurabile che si accumula all'interno delle cavità sotterranee, la maggior parte di essa va a riempire, parzialmente o completamente, i vuoti presenti nel terreno e le fessure degli ammassi rocciosi. In Figura 3.4 si mostra uno schema di terreno parzialmente saturo e il suo ruolo nel ciclo idrologico naturale.

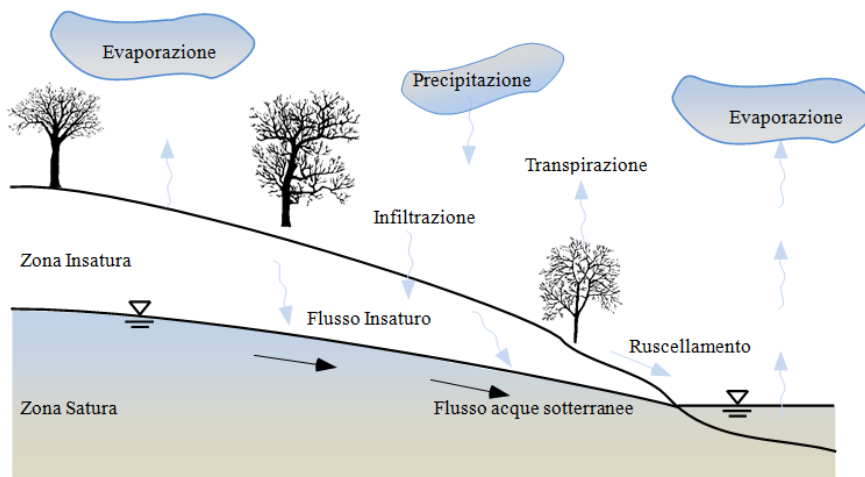


Figura 3.4 – Ciclo idrologico.

La porzione di terreno al di sopra della falda è chiamata zona vadosa (o parzialmente saturata), in particolare, come è illustrato in Figura 3.4, la zona immediatamente al di sopra del livello di falda è detta frangia capillare ed è interessata dal fenomeno della capillarità, caratterizzata da un grado di saturazione che si avvicina al 100% (maggiore dell'85 %) e da uno spessore variabile da meno di 1 metro a circa 10 metri a seconda della granulometria dei terreni e quindi del diametro medio dei vuoti, variando tra i 10÷30cm per terreni incoerenti come le ghiaie, tra i 130÷300cm per terreni a grana fina, con valori intermedi per le sabbie e di alcuni metri per le argille (Fredlund, 1996). La fase liquida può essere considerata continua, mentre la fase aerea è in genere discontinua.

Al di sopra della frangia capillare, è possibile identificare una porzione di terreno, detta di transizione, nella quale sia la fase aerea che quella liquida possono essere idealizzate come continue e all'interno di essa il grado di saturazione può variare dal 20% all'80%, a seconda della tipologia e dello stato del terreno. Al di sopra della zona di transizione il terreno diventa progressivamente asciutto, la fase acquosa discontinua e la fase aerea continua. La zona di evapotraspirazione è collocata in superficie ed in essa si risente dei fenomeni legati all'evaporazione ed alla traspirazione della copertura vegetale.

In particolare la falda risulta essere influenzata da due tipologie di flussi di acqua: un flusso verso il basso, dovuto alle precipitazioni meteoriche, e un flusso verso l'alto, ovvero di evaporazione ed evapotraspirazione. Indipendentemente dal grado di saturazione, la pressione dell'acqua di porosità assume un profilo idrostatico quando il flusso dalla superficie del terreno è nullo; al contrario, se il flusso è verso l'alto (ad esempio per evaporazione), l'andamento delle pressioni si sposta verso valori negativi mentre, se il flusso è verso il basso (ad esempio per infiltrazione), la pressione tende ad assumere valori positivi.

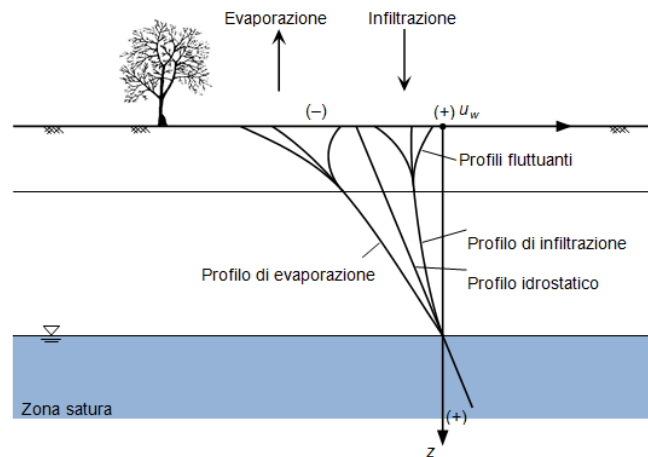


Figura 3.5 – Profili di suzione in un deposito tipico in condizioni atmosferiche fluttuanti.

A seguito di un evento meteorico sufficientemente intenso, si possono creare condizioni di temporanea saturazione del suolo. Al termine della precipitazione il terreno tende a ripristinare le condizioni di areazione (terreno insaturo) in quanto l'acqua, per effetto della gravità (energia gravitazionale), tende a muoversi attraversando strati sempre più profondi del suolo fino a raggiungere la falda (zona saturata al di sopra di uno strato eventualmente impermeabile). Se i vuoti nel terreno sono fra loro comunicanti, il terreno nella zona sotto la superficie freatica è saturo d'acqua, mentre quello nella zona vadosa può essere saturo, parzialmente saturo o asciutto; la pressione dell'acqua sotto la superficie freatica è superiore alla pressione atmosferica, mentre sopra il livello è inferiore alla pressione atmosferica, anche se il terreno è saturo d'acqua (frangia capillare).

In un terreno parzialmente saturo sono possibili tre differenti condizioni di saturazione:

- condizione di saturazione a isole d'aria, caratteristica di gradi di saturazione elevati ($S_r > 85\%$), in cui la fase gassosa non è continua, ma è presente in forma di bolle d'aria;
- condizione di saturazione a pendolo, caratteristica di gradi di saturazione molto bassi, in cui la fase liquida non è continua, ma è presente solo nei menischi in corrispondenza dei contatti interparticellari;
- condizione di saturazione mista, caratteristica di gradi di saturazione intermedi, in cui coesistono le due condizioni di saturazione precedenti.

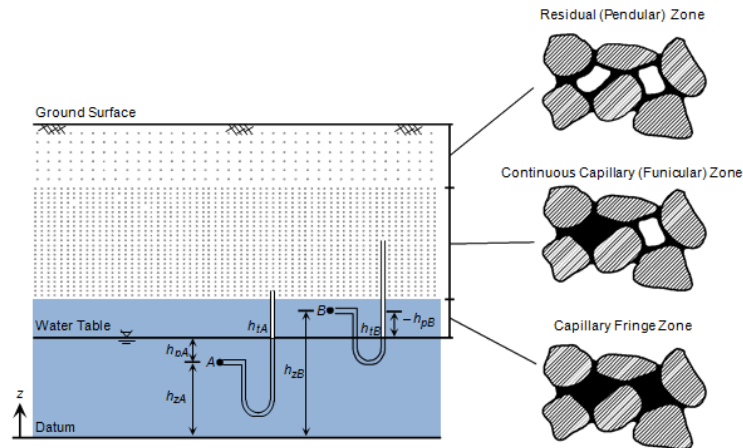


Figura 3.6 – Regime dell'acqua interstiziale.

Installando due piezometri, uno posto nella zona satura nel punto A (Fig. 3.6a) e l'altro nella zona di frangia capillare nel punto B, questi indicano identici valori di carico totale. La pressione in A è positiva. La pressione in B è negativa. Assegnando un riferimento, il profilo della pressione dei pori varia linearmente dal valore zero a livello di falda, a valori positivi e a valori negativi a seconda che ci si trovi al di sotto o al di sopra della falda freatica.

Come illustrato dal profilo del grado di saturazione mostrato in Fig. 3.6, il punto in cui inizia la desaturazione nel terreno, situato sopra il livello della falda, è definito come il punto di ingresso d'aria.

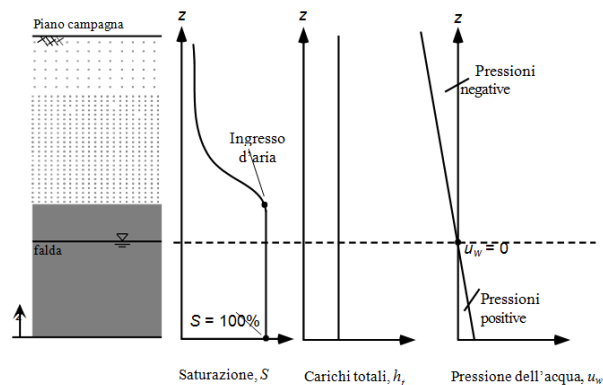


Figura 3.7 – Profili di saturazione, dei carichi totali e delle pressioni dei pori.

3.3 SISTEMA A QUATTRO FASI

Un terreno parzialmente saturo può essere indicato come un sistema trifase, costituito da aria, acqua e frazione solida (Fredlund e Rahardjo, 1993). Tuttavia, i risultati di recenti ricerche hanno sottolineato l'importanza del ruolo dell'interfaccia aria-acqua, ossia della "contractile skin", la quale può essere considerata come un'ulteriore fase se si tiene conto di alcuni meccanismi fisici. Infatti, quando la fase aerea è continua la membrana interagisce con le particelle del terreno e fornisce un'influenza sul suo comportamento meccanico. In Figura 3.8 è schematizzato un elemento di terreno non saturo, caratterizzato da una fase aerea continua.

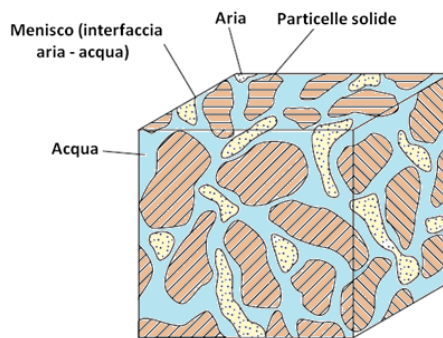


Figura 3.8 – Fase aerea continua (Fredlund e Rahardjo, 1993).

La massa ed il volume di un sistema trifase e quadrfase sono schematicamente rappresentati nei diagrammi di fase in Fig. 3.9.

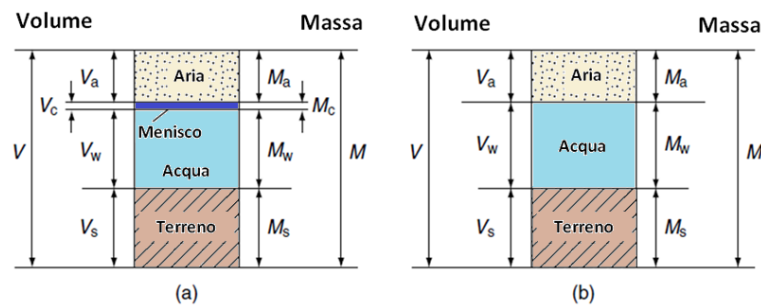


Figura 3.9 – (a) Diagramma rigoroso di un sistema quadrfase di terreno parzialmente saturo; (b) semplificazione trifase (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Lo spessore della membrana dell' interfaccia aria-acqua è dell'ordine di pochi strati molecolari e pertanto, essa può essere considerata parte della fase acquosa, senza commettere alcun errore significativo, semplificando lo schema quadrfase in uno a tre fasi.

3.4 FENOMENO DELLA CAPILLARITA'

L' esistenza di spazi vuoti all'interno della matrice solida determina la possibilità che attraverso di essa si realizzi un flusso.

La geometria dell' interfaccia tra due fluidi è governato dall' equilibrio delle forze esistenti su entrambi i lati dell'interfaccia. In un sistema liquido-liquido, come una goccia di olio in acqua, queste forze comprendono la pressione in ciascun liquido e una tensione interfacciale che agisce tra le due. In un sistema gas-liquido, come l'interfaccia aria-acqua agente in terreno insaturo, la superficie di tensione della fase aria può essere praticamente ignorata, portando a solo tre componenti necessarie per l'equilibrio meccanico: la pressione dell'aria, la pressione dell'acqua, e la tensione superficiale della fase liquida. La tensione superficiale è spesso definita come il livello massimo di energia che un fluido può sostenere senza spezzarsi.

In un sistema gas-liquido, la tensione superficiale deriva da forze intermolecolari sbilanciate che agiscono sulle molecole della fase liquida. Le molecole di acqua situate all' interfaccia aria-acqua, per esempio, fino ad una certa distanza dall' interfaccia non sono equilibrate in tutte le direzioni. Di conseguenza, le molecole vicine alla superficie sono legate maggiormente a quelle direttamente associate con loro sulla superficie, creando una forza sbilanciata verso l'interno della fase liquida. Per liquidi costituiti da molecole polari come l'acqua, le forze intermolecolari coesive in superficie e la tensione superficiale risultante sono relativamente elevate.

Una molecola completamente immersa in acqua è soggetta all'azione di forze uguali in tutte le direzioni (stato tensionale isotropo), il che significa che non ci sono forze non bilanciate; al contrario, una molecola d'acqua parzialmente a contatto con l'aria subisce uno stato tensionale sbilanciato verso l'interno della massa d'acqua, per cui, affinché venga raggiunto l'equilibrio, deve necessariamente generarsi un' azione di trazione lungo l'intera membrana di interfaccia.

La proprietà del menisco di generare una tensione di trazione viene dunque definita tensione superficiale T_s , intesa come la forza di trazione per unità di lunghezza della membrana di interfaccia [N/m]. Essa agisce tangenzialmente alla superficie del menisco e il suo modulo diminuisce all'aumentare della temperatura.

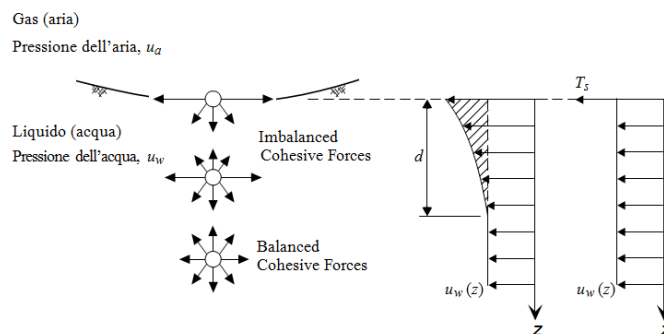


Figura 3.10 – Interfaccia aria-acqua.

Se non ci fosse differenza di pressione attraverso l'interfaccia (ad esempio, $u_a = u_w$), ci si aspetterebbe una superficie interfacciale perfettamente piana. Tuttavia, quando vi è una differenza di pressione tra le due fasi, per l'equilibrio è richiesta una forza aggiuntiva, la tensione superficiale. Lo spessore dello strato limite (d) in un sistema aria-acqua è di circa 10 strati di molecole d'acqua (circa $3 \cdot 10^{-9}$ m o 3 nm). Il risultante aumento della pressione all'interno dello strato limite, convenientemente chiamata tensione superficiale T_s , può quindi essere definita matematicamente come segue:

$$T_s = \int_0^d (\sigma - u_w) \delta z \quad (3.9)$$

dove σ è la tensione totale nella fase liquida e d è lo spessore dello strato limite in cui si verifica un aumento di tensione.

Per comodità matematica, la tensione superficiale di una interfaccia liquido-gas è spesso considerata come una forza concentrata che agisce solo lungo il contorno della superficie. Piuttosto, la tensione superficiale è la risultante di una sollecitazione che agisce distribuita non soltanto in corrispondenza dell'interfaccia, ma anche ad una certa profondità all'interno della fase liquida. Questa distribuzione di tensione per una interfaccia aria-acqua è illustrato concettualmente in Figura 3.10. L'esistenza di una curva all'interfaccia aria-acqua è un'indicazione diretta di una differenza di pressione esistente tra le fasi. Alla luce della natura e l'origine della tensione superficiale, tuttavia, va sottolineato che non è la tensione superficiale che provoca la caduta di pressione attraverso l'interfaccia. Piuttosto, è la caduta di pressione che provoca la superficie a cambiare geometria e inducendo la formazione della tensione superficiale. La fase con la minore pressione tende ad espandersi, causando la superficie concava di interfaccia orientata verso il lato di alta pressione. Un esempio in cui la pressione più bassa esiste in una fase liquida è quello di una bolla d'aria in acqua (Figura 3.11a) o di un menisco in un tubo capillare. Un caso indicativo di una pressione più elevata nella fase acquosa è quello di una goccia di pioggia in aria (Figura 3.11b). La pressione dell'aria è atmosferica, l'acqua dei pori esiste sotto forma di menischi, di conseguenza, la pressione dell'acqua è inferiore alla pressione dell'aria e la superficie concava è rivolta verso la fase aria.

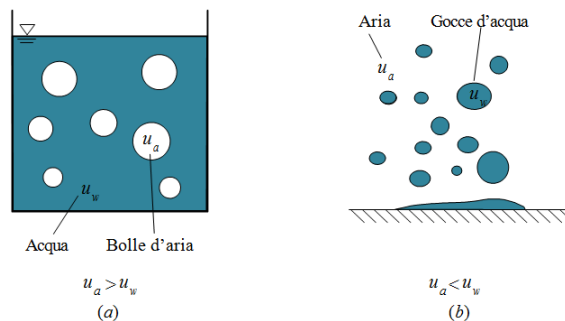


Figura 3.11 – Differenze di pressione attraverso l'interfaccia aria-acqua: (a) le bolle d'aria in acqua; (b) le gocce d'acqua in aria.

In un classico sistema formato da terreno (particelle granulari) aria ed acqua, all'interfaccia tra la fase liquida e la fase gassosa si forma un menisco tra le particelle adiacenti, analogamente a quanto accade in un tubo capillare (Figura 3.12).

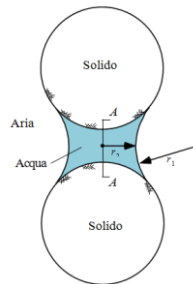


Figura 3.12 – Menisco d'acqua tra due particelle sferiche.

Se il tubo capillare è immerso in acqua si può notare che l'acqua risale nel tubo fino ad un'altezza che dipende dal diametro del tubo, e che la superficie di separazione fra l'acqua e l'aria nel tubo è concava (Figura 3.13).

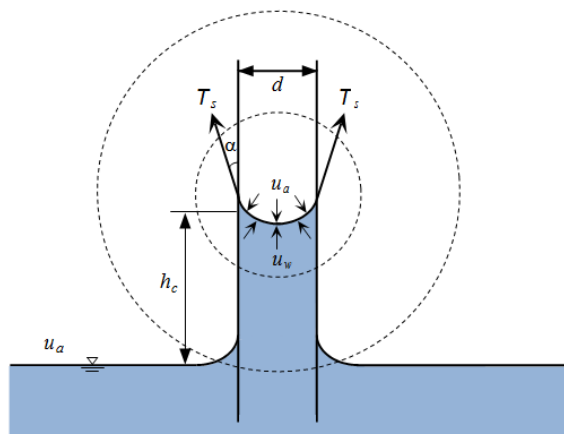


Figura 3.13 – Tensione superficiale all'interfaccia aria-acqua: forze intermolecolari.

I menischi di separazione s'incurvano a causa delle forze elettriche di adesione tra particelle solide e molecole d'acqua e di coesione tra le molecole d'acqua. Tale interazione determina l'angolo che la superficie di separazione tra i fluidi forma con la tangente alla parete solida (angolo di contatto α). Il menisco si comporta, dunque, come una membrana tesa in uno stato uniforme di tensione opponendo resistenza alla differenza di pressione tra aria e acqua. Tale differenza prende il nome di tensione capillare e rappresenta l'altezza di colonna d'acqua corrispondente alla differenza esistente tra aria e acqua nel menisco.

La pressione negativa dell'acqua interstiziale risultante dalla tensione superficiale interfacciale porta alla redistribuzione dell'acqua in un tubo capillare o nel terreno insaturo.

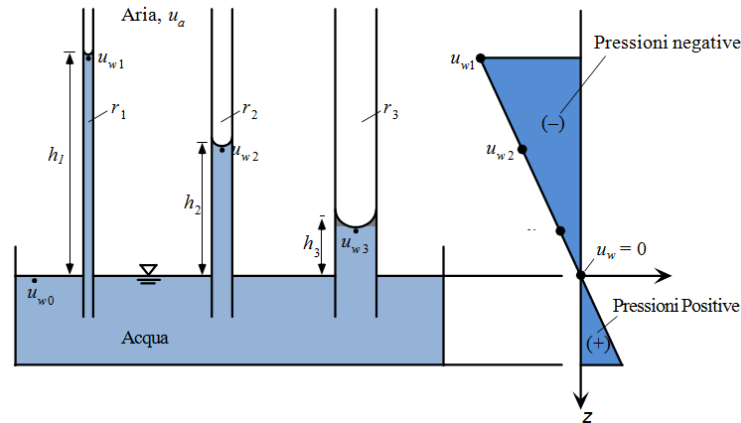


Figura 3.14 – Risalita dell'acqua in tubi capillari di varie dimensioni in equilibrio idrostatico.

In Figura 3.14 si mostra il fenomeno capillare per una serie di diversi tubi capillari calibrati in equilibrio idrostatico. Poiché l'interfaccia aria-acqua nel serbatoio grande contenente le provette è piatta, il raggio di curvatura tende all'infinito e la suzione nel fluido tende a zero:

$$u_a - u_{w0} = \frac{2T_s}{\infty} \cos \alpha \quad (3.10)$$

Per l'equilibrio alla traslazione verticale, la risultante verticale della tensione superficiale ($2 \pi r T_s \cos \alpha$) è capace di sostenere il peso della colonna d'acqua fino alla nota altezza h_c :

$$2 \pi r T_s \cos \alpha = \pi r^2 h_c \rho_w g \quad (3.11)$$

Dove T_s è la tensione superficiale, α è l'angolo che T_s forma con la verticale, h_c è l'altezza capillare e g è l'accelerazione di gravità. L'equazione suddetta può essere riorganizzata al fine di esprimere la massima altezza capillare h_c all'interno del tubo:

$$h_c = \frac{2 T_s \cos \alpha}{\rho_w g r} \quad (3.12)$$

Se l'angolo di contatto tra la membrana ed il tubo, nel caso in cui quest'ultimo sia pulito e l'acqua sia pura, è zero, l'altezza capillare assumerà la seguente espressione:

$$h_c = \frac{2 T_s}{\rho_w g r} \quad (3.13)$$

Il diametro del tubo rappresenta, in via teorica, la dimensione del diametro medio dei pori all'interno del terreno; dall'equazione precedente si osserva dunque che quanto più ridotti sono i pori nel terreno (procedendo dai terreni a grana grossa a quelli a grana fine), tanto maggiore sarà l'altezza di risalita capillare, come mostrato in Figura 3.15.

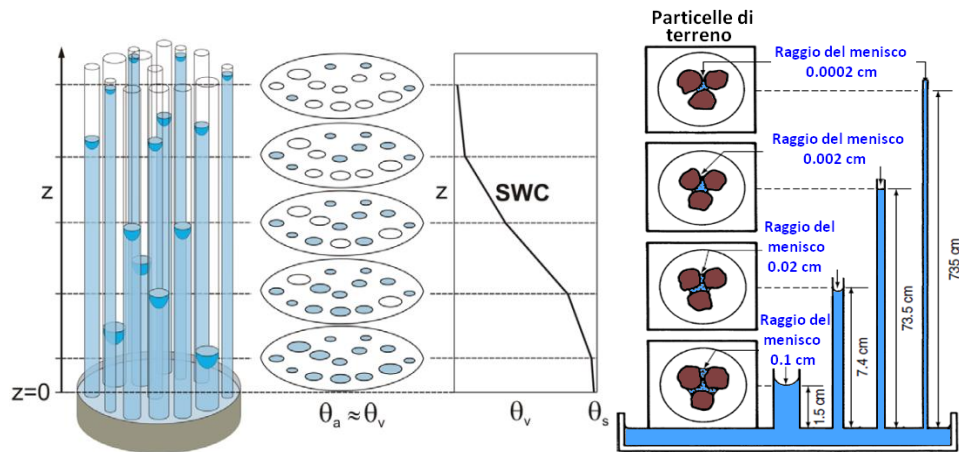


Figura 3.15 – Menischi aventi differenti raggi di curvatura (Fredlund e Rahardjo, 1993).

La tensione superficiale fa sì che il menisco si comporti come una membrana elastica garantendo che la pressione interna sia maggiore di quella esterna: se una membrana bidimensionale flessibile è sottoposta a pressioni diverse dai due lati, essa deve assumere una curvatura concava verso i valori di pressione maggiore ed esercitare una tensione in modo da essere in equilibrio. La differenza di pressione attraverso la superficie curva può essere correlata alla tensione superficiale ed al raggio di curvatura della superficie stessa, nel rispetto dell'equilibrio della membrana.

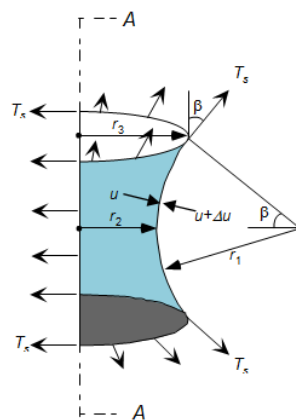


Figura 3.16 – Pressioni e tensione superficiale agenti su una superficie curva bidimensionale (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Come mostrato in Figura 3.16, le pressioni agenti sulla membrana sono la pressione dell'acqua u_w e la pressione dell'aria ($u + \Delta u$); la membrana è caratterizzata da un raggio di curvatura R_s e da una tensione superficiale T_s , tangente ad essa ed inclinata di β rispetto all'orizzontale.

L'equilibrio alla traslazione orizzontale delle forze è banalmente bilanciato, mentre per l'equilibrio alla traslazione verticale deve accadere che:

$$2 T_s \sin \beta = 2 \Delta u R_s \sin \beta \quad (3.14)$$

Dove $2 R_s \text{ sen}\beta$ rappresenta la lunghezza della membrana proiettata sul piano orizzontale, su cui agiscono le Δu . Semplificando i termini si ottiene:

$$\Delta u = \frac{T_s}{R_s} \quad (3.15)$$

In cui Δu rappresenta la differenza di pressione attraverso una superficie curva bidimensionale di raggio R_s e tensione superficiale T_s .

Se la membrana fosse tridimensionale, l'equazione di Young-Laplace può essere scritta come:

$$\Delta u = T_s \times \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (3.16)$$

Dove r_1 e r_2 sono i raggi di curvatura della membrana in due piani principali ortogonali.

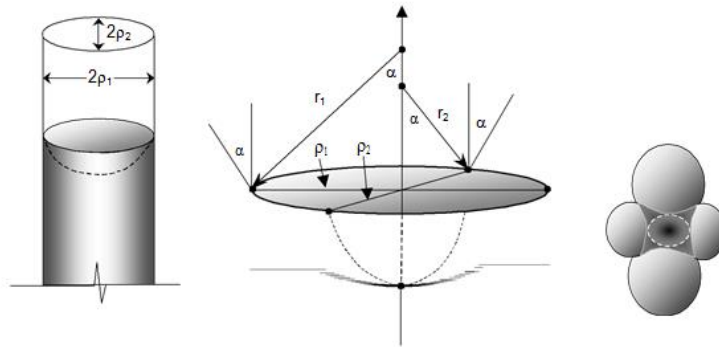


Figura 3.17 – Rappresentazione dell' interfaccia aria acqua in una geometria ellissoide: (a) in un tubo cilindrico, (b) interfaccia finita di un ellissoide, e (c) un esempio di pori del terreno.

Se il raggio di curvatura è il medesimo in tutte le direzioni, ad esempio $r_1 = r_2 = r_s$, l'equazione (3.16) diventa:

$$\Delta u = \frac{2T_s}{r_s} \quad (3.17)$$

In un terreno parzialmente saturo, il menisco è sottoposto alla pressione dell'aria u_a superiore alla pressione dell'acqua u_w ; la differenza di pressione ($u_a - u_w$) rappresenta, come sappiamo, la suzione di matrice, la quale risulta proprio pari al rapporto appena ricavato:

$$u_a - u_w = \Delta u = \frac{2T_s}{r_s} \quad (3.18)$$

La equazione (3.18) rappresenta l'equazione del modello capillare di Kelvin: all'aumentare della suzione di matrice del terreno, il raggio di curvatura del menisco diminuisce; in particolare, quando la differenza di pressione tra l'aria e l'acqua presenti nei pori tende a 0, il raggio di curvatura tende ad infinito. Pertanto il menisco è di forma piana quando la suzione è nulla.

3.5 CAVITAZIONE

Il termine cavitazione e punto di ebollizione si riferiscono allo stesso processo di trasformazione di fase anche in condizioni fondamentalmente diverse. La cavitazione e il punto di ebollizione descrivono lo stesso risultato fisico, in particolare, la formazione o la nucleazione di bolle di vapore nel liquido. I percorsi che descrivono la variazione delle variabili di stato termodinamiche che portano alla formazione di bolle di vapore, tuttavia, sono molto diverse. Un utile modo per distinguere questi due processi è quello di definire il processo di cavitazione o nucleazione di vapore di un liquido come il processo in cui la pressione locale si abbassa fino a raggiungere la pressione di vapore, che subisce così un cambiamento di fase a gas, formando delle bolle (cavità) contenenti vapore. L'ebollizione, invece, può essere definita come il processo di nucleazione di vapore in un liquido quando la temperatura è portata ad un valore tale che la tensione di vapore sale fino a superare la pressione del liquido.

Il problema della cavitazione in un terreno insaturo è soprattutto un problema di ordine pratico. I tensiometri, per esempio, sono comunemente utilizzati per le misure dirette della pressione negativa dell'acqua interstiziale. Se la cavitazione si verifica sotto la pressione dell'acqua sempre più negativa, si può perdere la continuità della fase liquida tra il sistema di misurazione e l'acqua interstiziale facendo divenire la misura inaffidabile. La cavitazione può verificarsi in acqua libera, in acqua interstiziale, nelle pietre porose, o nei tubi capillari quando la fase liquida a pressione u_w si avvicina alla sua tensione di vapore u_v . In dispositivi di misura quali i tensiometri, la pressione della fase liquida viene registrata come un deficit rispetto alla pressione atmosferica locale, generalmente indicata con una misura negativa. La pressione di cavitazione u_g è la differenza tra la pressione atmosferica locale e la pressione di vapore del liquido:

$$u_g = u_a - u_v = u_a - RH u_{v0} \quad (3.19)$$

3.6 DEFINIZIONE DI SUZIONE

In condizioni di parziale saturazione, i pori del terreno contengono in parte aria e in parte acqua, in genere a pressioni diverse tra loro. Ciò è possibile in quanto i due mezzi sono separati dai menischi, che aderiscono alle particelle inglobando l'acqua di porosità, che si colloca in prossimità dei contatti interparticellari, formando una sorta di sacche, come mostrato in Figura 3.18.

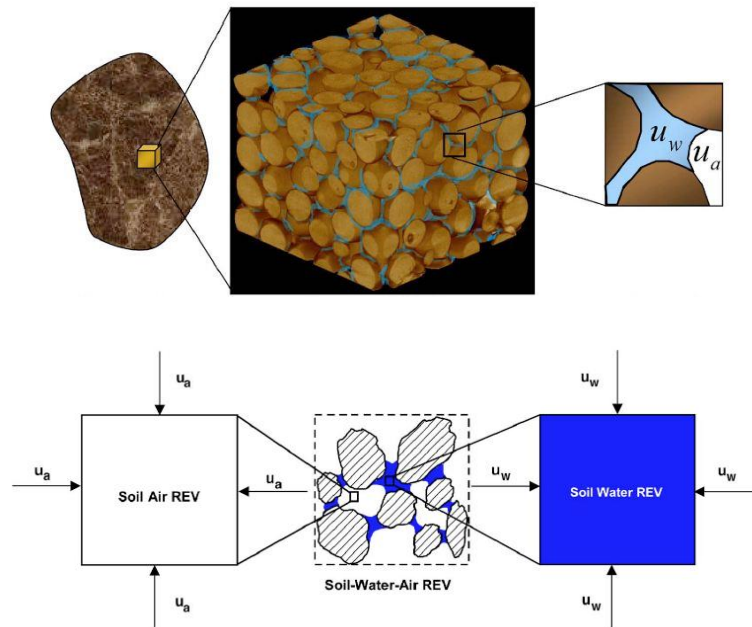


Figura 3.18 – Volume di terreno costituito da un sistema trifasico (Lu, 2008).

Sono quindi i menischi che, essendo in grado di sostenere sforzi di trazione, consentono che la pressione dell'aria, u_a , possa essere maggiore della pressione dell'acqua, u_w .

La suzione è comunemente definita come la quantità di energia libera dell'acqua di porosità rapportata all'unità di volume del liquido, ed è denominata in tal caso suzione totale. Dalla definizione appena data consegue che la suzione totale è la pressione relativa alla quale deve essere sottoposta l'acqua distillata per essere in equilibrio, attraverso una membrana semipermeabile, con l'acqua presente nel terreno. Sostituendo all'acqua distillata una soluzione del tutto simile all'acqua di porosità, la pressione di equilibrio è la suzione di matrice. La suzione totale può essere quantitativamente descritta dall'equazione di Kelvin (Richards, 1965):

$$\psi = -\frac{RT}{V_{mol}} \ln\left(\frac{u_v}{u_{v0}}\right) \quad (3.20)$$

Dove ψ è la suzione totale [kPa], R è la costante universale dei gas [J/(mol×K)], T è la temperatura assoluta [K], V_{mol} è il volume molare dell'acqua in [m³/mol], u_v è la pressione parziale di vapore

acquoso nei pori in [kPa] e uv_0 è la pressione di saturazione del vapore acquoso su una superficie piana di acqua pura alla stessa temperatura [kPa].

Il termine uv/uv_0 si definisce umidità relativa RH e si misura in unità per cento.

La (1.20) a 20°C si riduce a:

$$\psi = -135022 \ln\left(\frac{u_v}{u_{v0}}\right) \quad (3.21)$$

Due fenomeni distinti danno conto della differenza tra u_v e u_{v0} , se si considera il comportamento di un terreno con contenuto d'acqua maggiore di quello microscopico. Il tipo e la concentrazione dei sali disciolti nell'acqua riducono la pressione di vapore saturo a un valore $\overline{u_{v0}}$ inferiore rispetto a quella dell'acqua pura. Inoltre, la presenza dei menischi capillari diminuisce la pressione del vapore nei pori u_v , rendendola inferiore rispetto alla $\overline{u_{v0}}$ che agirebbe, all'equilibrio e a parità di temperatura, in un recipiente contenente una soluzione identica all'acqua di porosità.

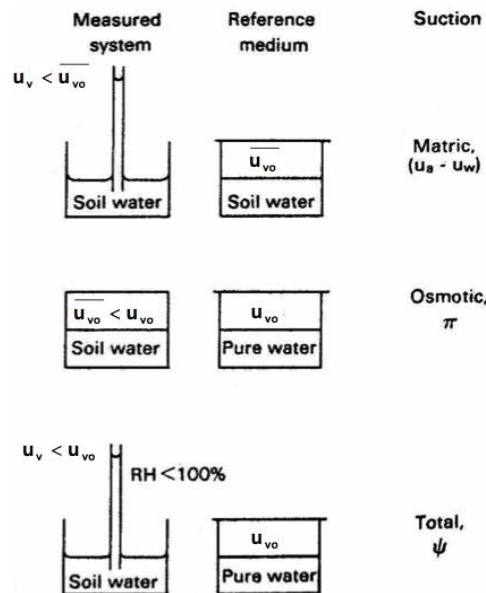


Figura 3.19 – Suzione e suoi componenti (Fredlund e Rahardjo, 1993).

La risalita nel tubo capillare segnala la presenza di una pressione parziale di vapore inferiore rispetto al caso del contenitore con interfaccia acqua-aria piana.

Analogamente, in un terreno esiste una variazione dell'energia libera del liquido di porosità dovuta alla presenza dello scheletro solido, nei cui pori, non completamente saturi, l'acqua è sotto forma di menischi capillari. La suzione totale, ψ , può essere scomposta in due aliquote additive:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (3.22)$$

dove:

- la suzione di matrice ($s = u_a - u_w$) è associata al fenomeno della capillarità e dipende dalla pressione dell'acqua di porosità, in quanto i pori non sono completamente riempiti d'acqua e i menischi, concavi verso l'aria, inducono una pressione negativa dovuta alla pressione dell'acqua dei pori (u_w) che risulta essere inferiore alla pressione dell'aria (u_a);
- la suzione osmotica π , dipende dalla concentrazione degli ioni, che a causa della presenza di sali disciolti nell'acqua di porosità instaura una differenza di potenziale elettrochimico tra le varie zone all'interno di un deposito di terreno;

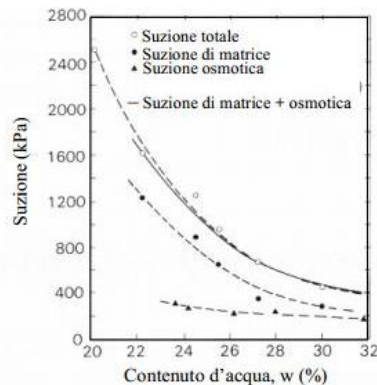


Figura 3.20 – Andamento della suzione in funzione del contenuto d'acqua (Fredlund & Rahardjo, 1993).

In Figura 3.20, infatti, sono messe a confronto le variazioni di suzione totale, ψ , suzione di matrice s , e suzione osmotica π , con il contenuto in acqua w di un terreno. Si osserva che la componente osmotica della suzione non influenza il contenuto d'acqua w del terreno; quindi in un terreno parzialmente saturo le variazioni di contenuto in acqua Δw sono associabili soltanto a variazioni di suzione di matrice Δs . Dunque, in un terreno parzialmente saturo, esiste una corrispondenza tra suzione di matrice e contenuto d'acqua. Tale legame, come vedremo, è definito “curva di ritenzione idrica”.

Con riferimento alla figura 3.21, la suzione totale, ψ , è la pressione negativa cui deve essere soggetta l'acqua pura in modo da essere in equilibrio, attraverso una membrana semipermeabile (permeabile alle sole molecole di acqua e non ai sali) con l'acqua interstiziale.

La suzione di matrice, s , è la pressione negativa cui deve essere soggetta una soluzione acquosa identica in composizione all'acqua interstiziale, in modo da essere in equilibrio, attraverso una membrana permeabile con l'acqua interstiziale.

La suzione osmotica, π , è la pressione negativa cui deve essere soggetta l'acqua pura in modo da essere in equilibrio, attraverso una membrana semipermeabile con una soluzione acquosa identica in composizione all'acqua interstiziale.

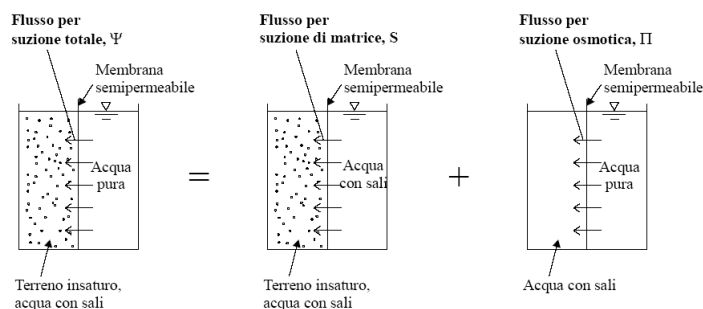


Figura 3.21 – Componenti della suzione totale.

La suzione osmotica in realtà è presente sia nei terreni saturi sia nei terreni parzialmente saturi, e varia con il contenuto salino dell'acqua, ad esempio come conseguenza di una contaminazione chimica, producendo effetti sia in termini di deformazioni volumetriche che di variazioni di resistenza al taglio. Tuttavia la maggior parte dei problemi d'ingegneria geotecnica che coinvolgono terreni non saturi sono riferibili a variazioni della suzione di matrice, come ad esempio gli effetti della pioggia sulla stabilità dei pendii o sui cedimenti delle fondazioni superficiali. In genere, le variazioni di suzione totale sono causate da una variazione di umidità relativa all'interno del terreno, la quale può ridursi a causa della presenza di una superficie curva di acqua prodotta dal fenomeno capillare del menisco o del "constrictive skin" (Fredlund e Rahardjo, 1993), dotato di un raggio di curvatura che è inversamente proporzionale alla suzione di matrice. In un materiale granulare privo di sali, la suzione totale e la suzione matriciale sono uguali ($\pi = 0$). Se l'acqua presente nei pori contiene ioni (come avviene generalmente nel caso di terreni argillosi), la tensione di vapore u_v si riduce e la suzione totale aumenta. La tensione supplementare dovuta alla presenza di sali disciolti nel fluido di porosità viene detta suzione osmotica e si esprime in termini di pressione; in altre parole, essa rappresenta la riduzione di umidità relativa in un poro dovuta alla presenza di sali disciolti. Le pressioni neutre possono subire in sito significative variazioni per effetto delle condizioni al contorno ambientali che possono portare ad una variazione della suzione totale. L'entità della suzione sperimentabile da un terreno è molto variabile: dipende dal tipo di terreno, dalla sua porosità, dalle dimensioni dei grani, dal tipo di fluido, dalle condizioni al contorno, dallo stato di saturazione precedente, dalle condizioni di filtrazione, dalla temperatura. Come si può facilmente comprendere, per i terreni superficiali che risentono maggiormente delle condizioni ambientali esterne (temperatura, pressione, infiltrazione d'acqua, esposizione al sole...), i valori di suzione possono subire ampie e frequenti variazioni nell'arco delle giornate e delle stagioni con conseguenti escursioni della resistenza. Vista la complessità nel trattare la suzione nei terreni essa viene generalmente trascurata nella progettazione delle opere geotecniche, anche perché interviene quasi sempre a favore della sicurezza, incrementando la resistenza del terreno. Tuttavia si è riconosciuto che essa debba essere presa in considerazione nello studio dell'insorgere di instabilità nei pendii, in quanto esercita una enorme influenza specialmente nei meccanismi di scivolamento superficiali.

3.7 CURVA CARATTERISTICA SWCC

La curva caratteristica SWCC è uno dei fattori più importanti per la comprensione del comportamento del terreno insaturo ed ampiamente usata per la stima delle proprietà del suolo (Fredlund 1995, 2000), attraverso la definizione di una relazione costitutiva del terreno tra la suzione e il contenuto d'acqua (Fredlund, Rahardjo, 1993). Il contenuto d'acqua è definito come la quantità di acqua presente nello spazio compreso tra i pori e le particelle del suolo. Generalmente, la SWCC rappresenta la capacità del terreno di trattenere l'acqua ad un certo livello di suzione ed è rappresentata in un piano semilogaritmico.

La stima della SWCC può essere ottenuta o attraverso le curve granulometriche di distribuzione (Fredlund et al. 2002) o da SWCC medi ricavati da un database (Zapata et al. 2000). La stima della SWCC in wetting sono considerate meno affidabili rispetto ai risultati ottenute da prove di laboratorio (Fredlund 2007). Il contenuto d'acqua saturo del suolo deve essere noto, poiché questo è il punto di partenza per definire la SWCC in essiccazione.

La Figura 3.22 mostra il tipico andamento della SWCC.

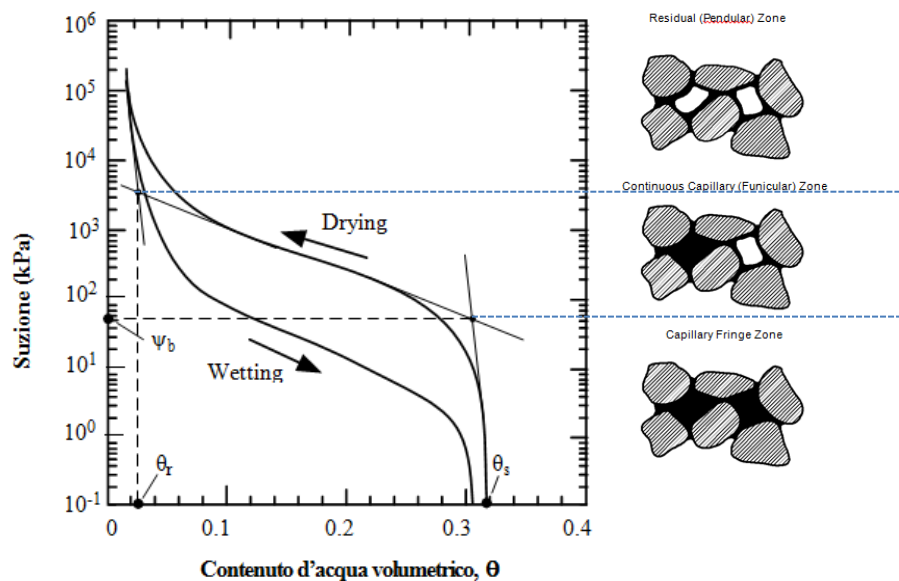


Figura 3.22 – Curva caratteristica (Lu e Likos, 2004).

La risposta idrologica di un suolo è individuata attraverso le proprietà idrauliche del mezzo poroso, esprimibili con la funzione di ritenzione idrica e quella di conducibilità idraulica, che sintetizzano i complessi legami fra il contenuto di acqua (θ), il potenziale matriciale (h) e la conducibilità idraulica del suolo (K).

Il contenuto di acqua può essere espresso in termini di contenuto di acqua gravimetrico (w), contenuto d'acqua volumetrico (θ_w) o di grado di saturazione (S_r). La suzione può essere espressa in termini di suzione matriciale o di suzione totale. Il valore d'ingresso d'aria (AEV) è definito come il valore della suzione in cui l'aria comincia prima ad entrare nei pori più grandi e si trova tra la zona di frangia

capillare e la zona di continuo capillare indicato con ψ_b . Il contenuto d'acqua residuo (θ_r) è definito come il contenuto di acqua volumetrico minimo. L'acqua interstiziale risiede principalmente come formazione isolata nei pori che non può essere rimossa anche mediante l'applicazione di pressioni estremamente elevate. Il contenuto di acqua saturo (θ_s) è definito come il contenuto d'acqua volumetrico massimo (ossia tutto lo spazio disponibile dei pori nel suolo è pieno d'acqua).

Come mostrato in Figura 3.22, la SWCC può essere generalmente suddivisa in tre zone a seconda dello stato di ritenzione idrica, cioè, in una zona definita frangia capillare (o semplicemente capillare), il continuo capillare (funicolare) e la zona di residuo (pendolare) (Schubert, 1975). Il terreno nella zona della frangia capillare rimane saturo sotto pressione negativa dell'acqua interstiziale. Il terreno nella zona di continuo capillare è caratterizzato da una fase liquida continua. Il suolo nella zona residua è caratterizzato da un fase isolata e discontinua di acqua.

Per bassi valori della suzione (compresi tra 0 e 100 KPa) la capacità del terreno di immagazzinare acqua è legata principalmente ai fenomeni di capillarità e quindi alla distribuzione alle dimensioni dei pori. A 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. Ogni suolo, in relazione all'organizzazione geometrica delle sue particelle, alla loro aggregazione, ad altre caratteristiche chimiche e biologiche, è caratterizzata da una relazione funzionale tra la suzione ed il contenuto d'acqua $\psi(\theta)$ (Figura 3.23).

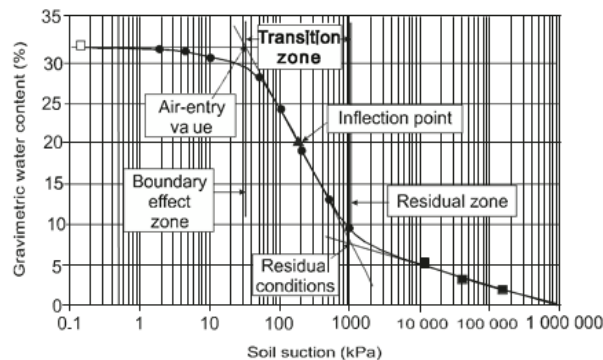


Figura 3.23 – Ramo di desorbimento con la definizione delle variabili per una SWCC.

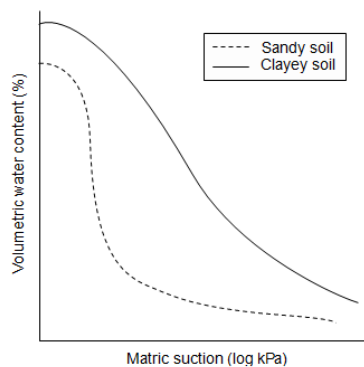


Figura 3.24 – SWCC per differenti terreni (Hillel, 1998; Zhan and Ng, 2004).

La forma della curva di ritenzione idrica dipende dalla dimensione dei pori e quindi dalla composizione granulometrica e dallo stato di addensamento del suolo. I suoli a tessitura grossolana che hanno pori interconnessi di grandi dimensioni, sono caratterizzati da bassi valori di potenziale matriciale e da una curva ripida nella zona di transizione. I suoli a tessitura fine, le cui particelle hanno elevata superficie specifica e quindi forti legami elettrochimici con le molecole d'acqua, sono caratterizzati da alti valori del potenziale matriciale e da una minore pendenza della curva di ritenzione nella zona di transizione.

Si osservi che quando il potenziale matriciale è nullo, che presuppone la sola presenza della pressione atmosferica, il contenuto d'acqua del suolo eguaglia la porosità e rappresenta il contenuto d'acqua a saturazione. Se il contenuto d'acqua diminuisce, per esempio per effetto dell'evaporazione, dapprima la pressione diminuisce lentamente, poi a partire dal punto d'ingresso d'aria è possibile lo svuotamento dei pori più grossi.

Questo si nota nel grafico in scala semi-logaritmica, nel quale la curva di ritenzione idrica può essere considerata come un braccio di iperbole con una inflessione in prossimità della saturazione, più marcata nel caso della curva di drenaggio. Per valori molto piccoli del contenuto d'acqua del suolo il potenziale tende ad un valore asintotico.

La relazione tra grado di saturazione e suzione, $S_r-\psi$, per un terreno di assegnata composizione granulometrica e mineralogica, non è univoca. Tale relazione dipende dalla storia idraulica, nel senso che la relazione $S_r-\psi$ per un percorso di essiccamento a partire da una condizione di saturazione risulta diversa da quella di un percorso di imbibizione, anche nel caso di un terreno non deformabile (Bear, 1979). Inoltre, per un assegnato percorso idraulico, la relazione $S_r-\psi$ dipende dalla distribuzione porosimetrica la quale, per un terreno di assegnata granulometria, dipende da diversi fattori. La variazione di volume specifico prodotta da una variazione di stato tensionale o di suzione produce una variazione di distribuzione dei pori (Simms e Yanful, 2002; Cuisinier e Laloui, 2004). La variazione di volume specifico modifica pertanto la relazione $S_r-\psi$, come osservato sperimentalmente da diversi autori (Vanapalli et al., 1999; Fredlund et al., 2000; Kawai et al., 2000; Romero e Vaunat, 2000; Cafaro, 2002; Tarantino e Tombolato, 2005).

Al crescere della suzione si individuano tre differenti parti della curva:

- una prima parte (boundary effect zone) caratterizzata da un tratto lineare orizzontale, che può essere più o meno esteso in funzione della granulometria del materiale, corrispondente al grado di saturazione unitario. Tale zona termina con quel valore di suzione in corrispondenza del quale si ha una deviazione della curva dall'andamento orizzontale, che denota l'inizio della desaturazione, e che viene definito valore d'ingresso dell'aria (air-entry value), indicato con il simbolo $\psi_a = (u_a - u_w)_b$;
- una seconda parte, detta di transizione (transition zone), che individua la zona nella quale, al crescere della suzione, la quantità d'acqua nel terreno si riduce sensibilmente e la fase liquida diviene discontinua;

- una terza parte infine, detta residua di non saturazione (residual zone of unsaturation), dove a grandi incrementi di suzione corrispondono piccole riduzioni della quantità d'acqua nel terreno; la curva presenta quindi un tratto sostanzialmente asintotico. Il valore convenzionale della suzione corrispondente al passaggio dalla seconda alla terza parte della curva, ovvero alla quantità d'acqua residua, è indicato con il simbolo $\psi_r = (u_a - u_w)_r$.

La Figura 3.24 riporta, per diversi tipi di terreno, i rispettivi andamenti delle curve di ritenzione.

L'ammontare dell'acqua trattenuta per valori relativamente bassi di suzione dipende in primo luogo dall'effetto capillare e dalla distribuzione delle dimensioni dei pori, e quindi è fortemente influenzato dalla struttura del suolo.

D'altro canto, il fenomeno di ritenzione, al crescere della tensione, è legato in misura maggiore a fenomeni di adsorbimento e viene ad essere influenzato sempre meno dalla struttura e sempre più dalla tessitura e dalla superficie specifica del suolo. La tessitura interessa la dimensione delle particelle nel suolo, mentre la superficie specifica riguarda la disposizione e l'organizzazione delle particelle del suolo. È importante osservare che a parità di grado di saturazione la suzione di una sabbia risulta minore di quella di un limo che, a sua volta, risulta minore di quella di un'argilla. In definitiva, a parità di condizioni, maggiore è la granulometria (minore la superficie specifica) minore è la suzione.

Infatti, la presenza, nei terreni a grana grossa quali sabbie e ghiaie, di pori interconnessi di grandi dimensioni, fa sì che essi siano caratterizzati da bassi valori di suzione d'ingresso dell'aria, ψ_a , e suzione di acqua residua, ψ_r , e da una curva ripida nella zona di transizione. Invece nei terreni a grana fine le particelle presentano elevata superficie specifica e quindi forti legami elettrochimici con le molecole d'acqua, pertanto essi sono caratterizzati da alti valori della suzione di entrata dell'aria, ψ_a , e da una minore pendenza della curva di ritenzione nella zona di transizione. Inoltre, per i terreni argillosi, spesso non è definibile la quantità d'acqua residua, e quindi il valore di ψ_r .

3.8 ISTERESI

L'isteresi è un fenomeno ben noto ma poco conosciuto nei terreni parzialmente saturi. L'esempio più rilevante di un comportamento isteretico è tra i percorsi di wetting e drying in una curva caratteristica. Non vi è un unico equilibrio tra il contenuto d'acqua e la suzione del suolo. Piuttosto, il suolo in fase di essiccazione, come nel caso di evaporazione, generalmente tende a trattenere una maggiore quantità di acqua rispetto a processi umettanti quali le infiltrazioni o di risalita capillare, a parità di suzione. La Figura 3.27 mostra una concettualizzazione di isteresi per una tipica grana grossa materiale poroso insaturo.

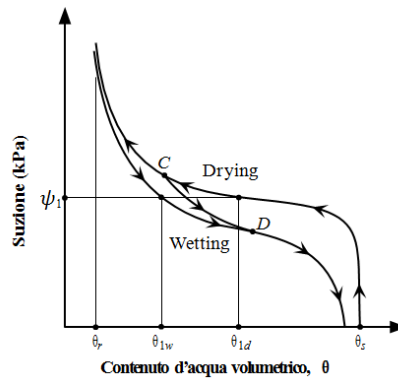


Figura 3.25 – Illustrazione del concetto di isteresi.

Si noti che la linea orizzontale a un certo valore di suzione ψ_1 interseca la curva a contenuto di acqua differenti lungo il circuito di drying (θ_{1w}) e di wetting (θ_{1d}), dove $\theta_{1w} > \theta_{1d}$. L'ampiezza del ciclo di isteresi è più pronunciata nella regione relativamente rapida di drenaggio dei pori o di adsorbimento (cioè, la porzione piana della curva) dove l'acqua nei pori è mantenuta principalmente da meccanismi capillari. L'isteresi è meno pronunciata vicino al contenuto di acqua residua dove la ritenzione idrica pori rientra nel regime pendolare. La Figura 3.26 illustra anche che la saturazione completa (θ_s) non può essere raggiunta durante il processo di drying per l'intrappolamento di bolle d'aria occluse. La porzione della curva da C a D rappresenta una parziale rewetting.

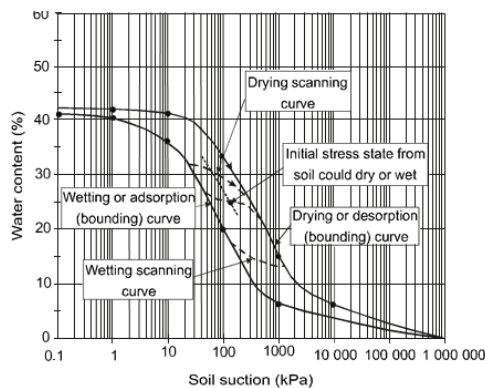


Figura 3.26 – Illustrazione del ciclo di isteresi per un terreno (Fredlund, 2000)

Le due curve di ritenzione principali delimitano il dominio di isteresi e all'interno di questo sono possibili tutti gli stati di drenaggio ed imbibizione. I percorsi da una all'altra delle curve principali (scanning curves) sono pressoché reversibili. Nella curva di isteresi, le componenti dovute al drenaggio ed all'imbibizione formano un anello chiuso. È possibile iniziare il processo di drenaggio in qualsiasi punto della curva di imbibizione ed il processo di imbibizione da qualsiasi punto della curva di drenaggio (linee tratteggiate). Pertanto, la relazione tra pressione capillare e saturazione espressa dalla curva di ritenzione dipende anche dalla storia di drenaggio-imbibizione del campione di terreno in esame. Il contenuto d'acqua di equilibrio per un'assegnata suzione è infatti maggiore se tale condizione viene raggiunta mediante un processo di essiccamento piuttosto che di umidificazione. Si osserva che tutte le curve, relative ai 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 essiccato in stufa.

Anche se non è stato pienamente compreso, una visione significativa dell'isteresi del suolo è stata acquisita da una serie di indagini sia sperimentali che teoriche (ad esempio, Haines, 1930; Mualem, 1984; Israelachvili, 1992; Nimmo, 1992; Iwata et al., 1995). Il comportamento isteretico è stato attribuito a diversi meccanismi che agiscono sia a livello microscopico (particelle) sia a livello macroscopico (Interparticellare).

L'isteresi delle curve caratteristiche è causata da diversi fenomeni tra cui (Hillel, 1982):

- la disuniformità delle dimensioni dei singoli pori che dà luogo al cosiddetto “effetto bottiglia di inchiostro” (ink-bottle effect): quando l'acqua rientra in canali molto stretti richiede un incremento locale di suzione. Nel suolo si verifica un fenomeno di instabilità in cui l'interfaccia non può avanzare fino a quando non viene riempito anche un meato vicino. L'equilibrio viene raggiunto con un diverso valore di θ_w (Figura 3.29);
- le modalità con cui un menisco capillare raggiunge una condizione di equilibrio: infatti, l'angolo di contatto all'interfase solido-liquido è maggiore quando il liquido avanza rispetto alla superficie solida in relazione a quando invece recede (Figura 3.29); ciò comporta che, a parità di contenuto d'acqua, per il maggiore raggio di curvatura raggiunto nel processo di saturazione, la suzione è minore rispetto a quella che si registra in fase di desaturazione;
- l'eventuale aria occlusa all'interno dei pori durante un processo di saturazione può ridurre il contenuto d'acqua corrispondente ad una assegnata suzione;
- i fenomeni di rigonfiamento o di ritiro associati alle variazioni di suzione, possono modificare la tessitura del terreno da cui dipende l'andamento della curva caratteristica.

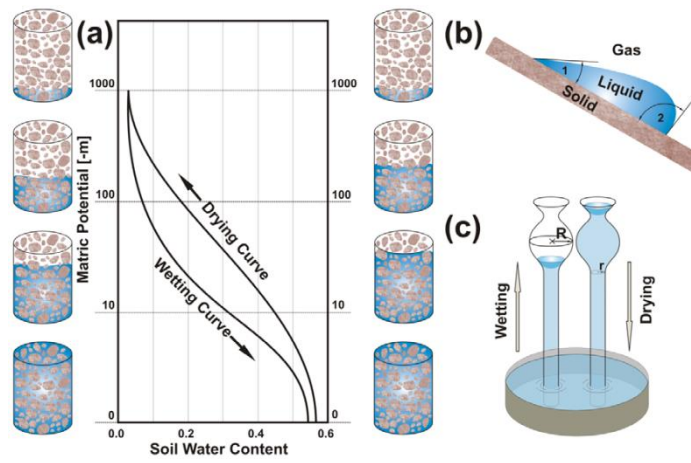


Figura 3.27 – Isteresi della curva caratteristica.

3.9 PARAMETRIZZAZIONE DELLA SWCC

Alcune tecniche sperimentali forniscono una serie di punti discreti utili al fine di definire la relazione tra la suzione ed il contenuto di acqua per la determinazione della curva caratteristica (SWCC). Per la successiva applicazione di queste misure per prevedere una eventuale colata, le tensioni agenti ed eventuali fenomeni deformativi del terreno, tuttavia, richiede tipicamente che le curve caratteristiche misurate siano descritte in una forma matematica continua. A causa dei costi e della complessità associate al campionamento, al trasporto, e alla preparazione dei campioni da laboratorio, della manutenzione della strumentazione di monitoraggio, il numero di misurazioni ottenute per un determinato sito è spesso troppo piccolo per cogliere adeguatamente la variabilità spaziale delle proprietà del suolo e delle condizioni di stress nel campo. Misure disponibili spesso comprendono solo una piccola parte della curva caratteristica nel range umidità di interesse nelle applicazioni pratiche. Per tutte queste ragioni, sono auspicabili alternative alla misure dirette.

Numerosi approcci sono stati proposti per la rappresentazione matematica (cioè, fitting) o la previsione della curva caratteristica. I modelli comunemente adottati per applicazioni di ingegneria geotecnica, in particolare sono: il modello di Brooks e Corey (1964), il modello di Van Genuchten (1980), il modello di Fredlund e Xing (1994).

I parametri utilizzati nei modelli matematici per la curva caratteristica includono dei punti fissi relativi al contenuto di acqua o di suzione a condizioni specifiche (ad esempio, la saturazione, la saturazione residua, il valore d'ingresso d'aria) e due costanti empiriche che vengono selezionate per interpolare la forma generale della curva tra questi punti fissi. Come illustrato in Figura 3.22, il contenuto d'acqua saturo descrive il punto in cui tutto lo spazio disponibile occupato dai pori nella matrice solida è pieno d'acqua, normalmente pari al ramo di desorbimento della curva. L'aria di immissione, o suzione ψ_b , è il valore di suzione in cui inizia la desaturazione, individuando sul ramo di desorbimento il punto in cui l'aria inizia ad entrare prima nei pori più grandi. Il contenuto d'acqua residuo θ_r descrive la condizione in cui l'acqua nei pori risiede principalmente come bolle isolate e sono necessarie variazioni di suzione molto grandi per rimuovere l'acqua dal sistema. Un modo per quantificare il valore di ingresso d'aria e del contenuto di acqua residua è quello di costruire coppie di linee tangenti ai punti di flesso della curva caratteristica.

La maggior parte delle equazioni empiriche che sono state proposte sono funzione del contenuto d'acqua rispetto alla suzione, ma possono essere riscritte in modo tale che la suzione possa essere calcolata se si conosce il contenuto di acqua nel suolo. Consideriamo in primo luogo le curve di wetting e di drying della SWCC al fine di definire il comportamento isteretico del terreno. Tutte le equazioni sono scritte in termini di contenuto di acqua gravimetrico, tuttavia, ciascuna delle equazioni hanno la stessa forma se scritte in termini di contenuto d'acqua volumetrico.

3.9.1 *Modello di Gardner*

L'equazione di Gardner è stata proposta per descrivere il coefficiente di permeabilità per un terreno parzialmente saturo. La forma matematica proposta per l'equazione di permeabilità è stata dedotta per applicarla nella relazione tra il contenuto d'acqua rispetto alla suzione. In questo caso, l'equazione di Gardner è scritta come segue:

$$w(\psi) = \frac{w_s}{1+a\psi^n} \quad (3.23)$$

Dove $w(\psi)$ è il contenuto d'acqua a qualsiasi suzione, w_s è il contenuto d'acqua saturo, ed a ed n sono i parametri associati alla curva SWCC. L'equazione (3.23) può essere riscritta in modo tale che la suzione, ψ , dipende dal contenuto di acqua, w .

$$\psi = \left[\frac{1}{a} \left(\frac{w_s}{w} - 1 \right) \right]^{1/n} \quad (3.24)$$

3.9.2 *Modello di Brooks e Corey*

Brooks e Corey dividono la curva di ritenzione in due zone.

La prima caratterizzata da valori della suzione minori del valore di ingresso d'aria, la seconda invece con valori maggiori di quello di ingresso d'aria.

Queste due zone distinte tra di loro sono caratterizzate da due equazioni:

$$w(\psi) = w_s \quad \psi < \psi_{ae} \quad (3.25)$$

$$w(\psi) = w_s \left(\frac{\psi}{a} \right)^{-n} \quad \psi > \psi_{ae} \quad (3.26)$$

Non è possibile utilizzare la formulazione precedente, per calcolare un valore della suzione, prima del valore di ingresso d'aria. Una volta superato il valore di ingresso d'aria questa equazione può essere modificata ottenendo:

$$\psi = a \left(\frac{\psi}{w} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (3.27)$$

3.9.3 *Van Genuchten*

La formulazione proposta da Van Genuchten (1980) risulta essere una delle più utilizzate in ambito tecnico. Nel 1980 l'autore dimostrò come fosse possibile utilizzare il suo modello al fine di stimare i parametri di permeabilità. Il modello proposto si basa su di una equazione a tre parametri, presentando il contenuto d'acqua come una funzione della suzione.

$$w(\psi) = \frac{w_s}{\left[1 + (a \cdot \psi)^n\right]^m} \quad (3.28)$$

Modificando l'espressione è possibile esprimere la suzione in termini del contenuto d'acqua.

$$\psi = \frac{1}{a} \left[\left(\frac{w_s}{w} \right)^{\frac{1}{m}} - 1 \right]^{\frac{1}{n}} \quad (3.29)$$

Il campo di validità in cui utilizzare questa espressione è compreso tra il valore di ingresso d'aria ed il valore residuo della suzione.

3.9.4 *Van Genuchten e Mualem*

Nel 1976 Mualem propose di adottare n ed m (parametri del modello di Van Genuchten), come dei valori ben precisi e legati tra di loro attraverso la seguente relazione.

$$m = (n - 1) / n \quad (3.30)$$

Attraverso questa semplificazione il modello di Van Genuchten, che inizialmente era basato su di una equazione a tre parametri, divenne a due parametri.

$$w(\psi) = \frac{w_s}{\left[1 + (a\psi)^n\right]^{(1-1/n)}} \quad (3.31)$$

Questo modello può essere modificato in modo da legare la suzione al contenuto d'acqua.

$$\psi = \frac{1}{a} \left[\left(\frac{w_s}{w} \right)^{n/(n-1)} - 1 \right]^{\frac{1}{n}} \quad (3.32)$$

Ovviamente il campo di validità della formulazione di Mualem rimane uguale a quello individuato da Van Genuchten nella versione originale.

3.9.5 Van Genuchten e Burdine

Nel 1953 Burdine propose una diversa interpretazione dei parametri n ed m del modello di Van Genuchten, proponendo di metterli in relazione attraverso la seguente relazione.

$$m = (n - 2) / n \quad (3.33)$$

Anche in questo caso il modello di Van Genuchten passa da un'equazione a tre parametri ad una a due parametri.

$$w(\psi) = \frac{w_s}{\left[1 + (a\psi)^n \right]^{(1-2/n)}} \quad (3.34)$$

Questo modello può essere modificato in modo da legare la suzione al contenuto d'acqua.

$$\psi = \frac{1}{a} \left[\left(\frac{w_s}{w} \right)^{n/(n-2)} - 1 \right]^{\frac{1}{n}} \quad (3.35)$$

3.9.6 Fredlund e Xing

L'espressione fornita da Fredlund e Xing presenta un fattore di correzione, che consente di estendere il campo di indagini oltre il valore di suzione residua.

$$w(\psi) = C(\psi) \frac{w_s}{\left\{ \ln \left[e + (\psi/a)^n \right] \right\}^m} \quad (3.36)$$

dove $w(\psi)$ è il contenuto di acqua corrispondente ad un generico valore della suzione, w_s è il contenuto di acqua in corrispondenza della saturazione.

I parametri a , n ed m sono i parametri associati alla SWCC.

Il fattore di correzione può essere espresso attraverso la seguente formula.

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln(1 + \psi / \psi_r)}{\ln[1 + (1000000 \psi_r)]} \quad (3.37)$$

dove ψ è un valore generico della suzione e ψ_r è il valore della suzione nelle condizioni residue. Il fattore di correzione, per valori della suzione più grandi di quelli in condizioni residue, è stato imposto pari ad 1.

Sotto queste ipotesi l'espressione può essere riscritta come:

$$\psi = a \left[e^{\left(\frac{w_s}{w} \right)^{1/m}} - e \right]^{1/n} \quad (3.38)$$

3.10 LE TECNICHE PER LA MISURA DI SUZIONE E LA DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI RITENZIONE IDRICA

Il comportamento dei terreni non saturi è governato dalla suzione, dalla tensione totale netta e dalle condizioni di stato idro-meccanico iniziali. Per questo motivo, la determinazione della loro curva di ritenzione idrica va eseguita tenendo debito conto dell'evoluzione delle predette variabili nel corso delle prove. In caso contrario si può incorrere in notevoli difficoltà nello sviluppo e nella verifica di criteri di modellazione adeguati a descrivere in modo generale il comportamento idro-meccanico dei terreni, con conseguente imprecisione nella previsione quantitativa del loro comportamento lungo percorsi di carico caratterizzati da variazioni di tensione netta e suzione (Ng & Pang, 2000).

In letteratura si ritrovano numerosi esempi di apparecchi per la determinazione della curva di ritenzione basati sulla tecnica della traslazione degli assi e sul controllo dello stato tensionale netto (Ng & Pang 2000, Romero 2001, Padilla et al. 2005). In tutti questi apparecchi, il metodo di controllo della suzione adoperato determina l'insorgere di errori sub-sperimentali causati dalla diffusione d'aria nel sistema di drenaggio e dall'evaporazione dell'acqua di porosità attraverso il sistema di controllo della pressione dell'aria u_a . Tali errori non sono costanti e dipendono dalla suzione: in campo internazionale è ormai chiarito che al crescere della suzione l'evaporazione diminuisce e il flusso d'aria diffusa aumenta. Per i motivi esposti, nella determinazione della curva di ritenzione idrica dei terreni, la corretta valutazione delle variazioni di contenuto d'acqua non può prescindere dalla correzione degli errori sub sperimentali da realizzare nel corso delle prove.

3.10.1 I tensiometri

Il tensiometro è uno strumento per la misurazione della suzione, cioè la forza con cui l'acqua è attratta e trattenuta nel terreno. Lo strumento è composto di un tubo avente ad una estremità una punta in materiale ceramico poroso ad alta pressione di ingresso d'aria, un misuratore di pressione (manometro, trasduttore etc.) e un elemento tubolare, mediante il quale vengono messe in comunicazione la piastra porosa e il misuratore di pressione. La punta del tensiometro e il tubo sono saturati con acqua deareata e la punta è infissa nel terreno attraverso un preforo di opportune dimensioni. L'acqua contenuta nel tubo attraverso la punta porosa si porta in comunicazione con l'acqua contenuta nel terreno e in condizioni di equilibrio, dopo un transitorio più o meno lungo, si porta allo stesso valore di pressione negativa (depressione) dell'acqua nel terreno. La depressione dell'acqua nel corpo del tensiometro è misurata dal monometro ad esso collegato. Affinché le misure siano significative occorre evitare che nell'asta si formino bolle d'aria che possano determinare una perdita di continuità della colonna liquida. Le bolle possono formarsi a causa di fenomeni di cavitazione. Ad una temperatura di 15°C, l'acqua pura dà luogo a fenomeni di cavitazione quando la sua pressione relativa rispetto a quella atmosferica raggiunge un valore di circa -97kPa; poiché la colonna liquida è in comunicazione con

l'acqua presente nel terreno e tende ad assumere la stessa concentrazione salina di quest'ultima, in realtà la cavitazione può instaurarsi per valori della pressione superiori a quello limite precedentemente definito. In pratica, le misure possono considerarsi accettabili sino ad un valore massimo di $(u_a - u_w)$ di circa 90kPa. I tensiometri così descritti non permettono il rilevamento della componente osmotica della suzione; i sali sono liberi di muoversi attraverso la punta ceramica.

I tempi di risposta di un tensiometro dipendono dal tipo di dispositivo adottato e dal mezzo in cui è installato. Nel momento in cui questo è installato l'acqua nel tubo si trova in contatto idraulico con quella di porosità del terreno, ma allo stato iniziale le quote piezometriche si trovano in una condizione di squilibrio e quindi si instaura un moto di filtrazione dal terreno all'asta tensiometrica, o viceversa, attraverso la piastra porosa. Quando si supera questa fase di transitorio e si giunge a regime la pressione che s'instaura nel tubo è pari a quella dell'acqua di porosità del terreno. La risposta del tensiometro dipende in gran parte dal grado di saturazione della punta ceramica.

I tensiometri più diffusi in commercio sono:

1) tensiometro Jet-Fill.

Questo tipo di tensiometro è costituito da un tubo di plastica trasparente del diametro di circa 20 mm cui sono collegati mediante giunti filettati, dotati di o-ring di tenuta, una punta porosa in ceramica, un dispositivo di misura (manometro o trasduttore), un recipiente, posto in sommità, con una riserva d'acqua e un dispositivo a molla che permette l'evacuazione dalla colonna liquida delle bolle d'aria in essa intrappolate.

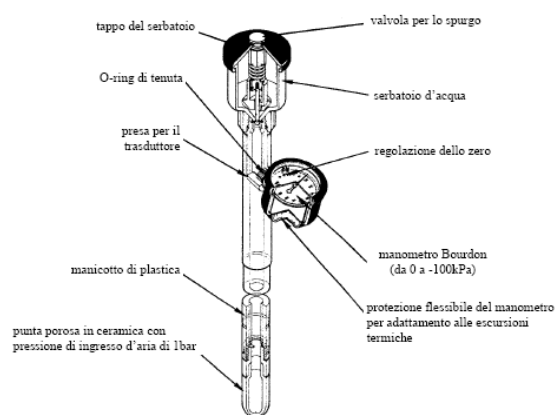


Figura 3.28 – Tensiometro tipo Jet-fill della Soilmoisture.

2) Tensiometro Quick Draw.

Si tratta di un tensiometro portatile (Figura 3.29), adatto a misure veloci ad una profondità massima di 60-90cm. I tempi di equalizzazione sono bassi poiché la cella di carico ha dimensioni molto ridotte rispetto ad un tensiometro tradizionale; ciò si traduce in una minore quantità d'acqua che deve transitare attraverso la punta porosa fino all'equilibrio. L'acqua nel tensiometro è soggetta ad una depressione solo nel breve periodo della misura. In tal modo, è minimizzata la diffusione dell'aria attraverso la punta ceramica che, durante il trasporto, è mantenuta saturo in apposita custodia.

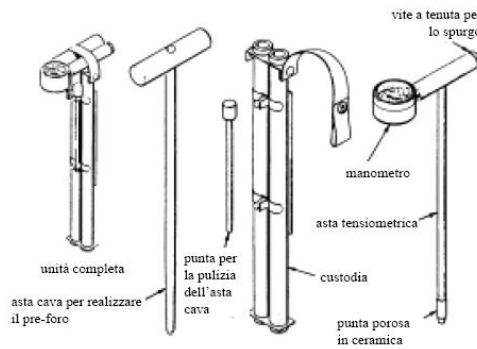


Figura 3.29 – Tensiometro tipo Quick Draw della Soilmoisture.

3) tensiometro Small-tip.

Il dispositivo è formato da due tubicini coassiali flessibili e da una punta ceramica ad alto ingresso d'aria miniaturizzata. In genere è utilizzato in laboratorio su provini relativamente piccoli ed è stato usato nelle esperienze su pendio in scala ridotta.

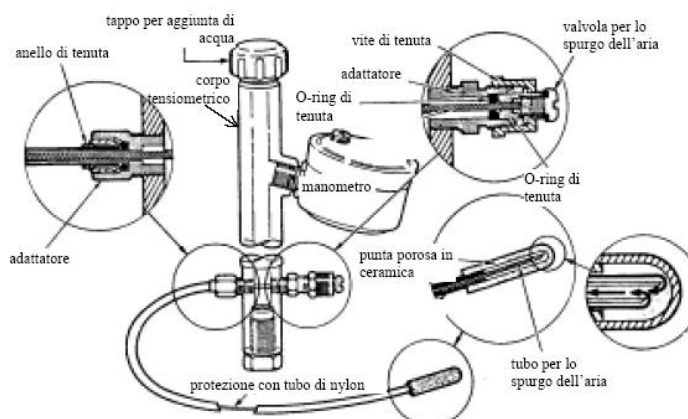


Figura 3.30 – Tensiometro tipo Small-tip della Soilmoisture.

3.10.2 Tecnica TDR

3.10.2.1 Proprietà dielettriche del suolo

La tecnica della riflettometria sfrutta le proprietà dielettriche del terreno alle alte frequenze per la misura del contenuto d'acqua volumetrico.

Con la strumentazione TDR si misura il tempo di percorrenza e di dissipazione di un impulso elettromagnetico emesso lungo sonde metalliche parallele infissa nel suolo. Analisi teoriche e correlazioni sperimentali mostrano, infatti, che l'impulso viaggia ad una velocità proporzionale alla costante dielettrica apparente del terreno, mentre la dissipazione del segnale è proporzionale alla sua conducibilità elettrica; tali parametri fisici sono correlati unicamente al contenuto d'acqua del terreno e alla sua salinità. Le proprietà dielettriche di una sostanza in presenza di un campo elettromagnetico dipendono dalla polarizzazione delle sue molecole e sono descritte dalla permittività dielettrica relativa ϵ (con $\epsilon > 1$) attraverso la relazione complessa:

$$\epsilon = \epsilon' + j \left(\epsilon'' + \frac{\sigma_{cc}}{2\pi f \epsilon_0} \right) \quad (3.39)$$

in cui j è l'unità immaginaria ($j^2 = -1$), ϵ_0 è la costante dielettrica del vuoto ($\epsilon_0 = 8.85 \cdot 10^{-12} \text{F/m}$), f è la frequenza del campo elettrico e σ_{cc} è la conducibilità elettrica in corrente continua che deriva non da processi di polarizzazione ma da effettive cariche trasportate, ad esempio attraverso ioni negli elettroliti. La parte reale ϵ' della permittività rappresenta una misura dell'energia immagazzinata per effetto dei dipoli del mezzo allineati dal campo elettrico e poco varia per frequenze inferiori a quella f_R di rilassamento dei dipoli. Il valore $1/f_R$ rappresenta la costante di tempo che regola il processo di decadimento della polarizzazione quando viene rimosso il campo elettrico. Per frequenze maggiori di f_R i dipoli non sono più in grado di seguire le variazioni del campo e pertanto si riduce la capacità del mezzo ad immagazzinare energia ed i valori di ϵ' rapidamente decrescono per frequenze che tendono a quelle della regione visibile dello spettro. Nella (3.39), inoltre, la parte immaginaria tiene conto dei processi di dissipazione di energia che si verificano nel mezzo e presenta un picco in corrispondenza della frequenza di rilassamento dei dipoli. In un mezzo eterogeneo complesso, qual è il suolo umido, composto in proporzioni variabili da aria, acqua e sostanze organiche e minerali, la presenza di polarizzazioni interfacciali indotte da cariche elettriche sulla superficie dei pori occupati da aria, l'effetto di diversi meccanismi di rilassamento dei dipoli e di doppio strato, che possono coesistere e sovrapporsi, e la presenza di fenomeni dissipativi legati a risonanza ionica ed elettronica, rendono complessa l'interpretazione del comportamento dielettrico, specie nel campo delle basse frequenze (Hoekstra ed al., 1974). Tuttavia, per valori della frequenza maggiori di 50 MHz scompaiono molti dei

suddetti fenomeni, specie quelli legati ai dipoli cosiddetti macroscopici che, non essendo più capaci di seguire le variazioni del campo elettrico, non contribuiscono a determinare il valore della permittività. Per queste frequenze più alte la permittività del suolo è essenzialmente fissata dalle percentuali di acqua, aria, e particelle solide presenti e il suo valore è determinato dai dipoli permanenti delle molecole d'acqua che presenta una permittività nettamente più grande ($\epsilon' \cong 80$) rispetto quella dell'aria ($\epsilon' = 1$) e della fase solida ($\epsilon' \cong 3 \div 7$). Quando si opera con frequenze del campo elettrico maggiori di 2GHz, prima che sia raggiunta la frequenza di rilassamento dell'acqua libera ($f_R = 17\text{GHz}$), a causa dei legami con le particelle solide i dipoli delle molecole d'acqua non riescono a seguire le variazioni del campo elettrico e la permittività del suolo diminuisce tendendo all'unità. Pertanto nel campo di frequenze comprese tra 50 MHz e 2 GHz la permittività del suolo è fortemente sensibile alle frazioni d'acqua presenti ed è possibile individuare curve di calibrazione che, con errori accettabili, consentono per ampie classi di suoli di risalire univocamente da misure di permittività ai contenuti d'acqua.

Da quanto detto è possibile assumere, alle alte frequenze, e per suolo umido:

$$\epsilon \cong \epsilon' \tag{3.40}$$

quindi in queste circostanze viene trascurato l'argomento dell'unità immaginaria della formula (3.39).

La dipendenza delle proprietà dielettriche dai contenuti d'acqua è utilizzata attraverso la tecnica di misura della riflettometria sul dominio del tempo, comunemente indicata come tecnica TDR (Time Domain Reflectometry) che, anche se è relativamente nuova, già ha avuto un significativo sviluppo ed una discreta diffusione guadagnando fiducia come tecnica ordinaria da utilizzare sia in campo che in laboratorio. Questa tecnica consente di rilevare una permittività apparente del suolo, da porre in relazione al contenuto d'acqua, attraverso la misura della velocità di propagazione di un segnale elettromagnetico convogliato in una linea di trasmissione inserita nel suolo. La misura è effettuata installando nelle zone in cui eseguire i rilievi dei conduttori metallici paralleli di lunghezza nota e inviando in essi mediante un'idonea apparecchiatura (in genere un tester per cavi da campo) un impulso di tensione caratterizzato da un ripido fronte di salita. Il segnale, che si propaga con una velocità che dipende dalle proprietà dielettriche del suolo, giunto al termine della linea si riflette e ritorna verso l'apparecchiatura che provvede alla sua registrazione, consentendo la misura del tempo di transito sulla linea e quindi della sua velocità di propagazione.

3.10.2.2 *Principio di funzionamento*

La velocità v_t di un impulso di tensione che si propaga come un'onda elettromagnetica trasversale (TEM), convogliata da una linea di trasmissione costituita da conduttori paralleli, non è influenzata dalla geometria della linea ma solo dalle proprietà dielettriche e magnetiche del mezzo.

Nel caso di situazioni spazialmente uniformi lungo la linea, la velocità v del segnale è espressa dalla relazione:

$$v_t = \frac{c}{\sqrt{\mu_r \epsilon_a}} \quad (3.41)$$

in cui c è la velocità della luce nel vuoto, μ è la permeabilità magnetica relativa e ϵ_a è la permittività dielettrica apparente del mezzo.

Se si introduce la tangente dell'angolo di perdita δ definita dalla relazione:

$$\text{tg}\delta = \frac{\epsilon'' + \frac{\sigma_{cc}}{2\pi f \epsilon_0}}{\epsilon'} \quad (3.42)$$

come rapporto fra la parte immaginaria e quella reale della permittività dielettrica relativa, si ottiene per la permittività apparente ϵ_a la seguente espressione:

$$\epsilon_a = \epsilon' \frac{1 + \sqrt{1 + (\text{tg}\delta)^2}}{2} \quad (3.43)$$

Nel caso dei suoli si può porre generalmente $\mu_r = 1$. Anche in presenza di suoli con frazioni minerali caratterizzate da spiccate proprietà magnetiche (ad esempio, magnetite), è stato riscontrato che, nel campo delle frequenze utilizzate con la tecnica TDR, queste frazioni non producono significativi effetti sulla relazione di calibrazione che consente di risalire al contenuto d'acqua (Rooth, 1992). Ai fini di misure di contenuto d'acqua può senz'altro porsi:

$$\epsilon_a = \left(\frac{c}{v_t} \right)^2 \quad (3.44)$$

La velocità v_t di propagazione dell'onda TEM in pratica non è influenzata, se non in maniera trascurabile, dai fenomeni dissipativi associati alla parte immaginaria della permittività relativa, anche quando si è in presenza di una soluzione circolante nel suolo con elevate concentrazioni (Topp e al., 1980; Dalton e al., 1986). Questi fenomeni di dissipazione di energia influenzano sensibilmente solo l'ampiezza dell'onda che si propaga e possono causare una notevole attenuazione lungo la linea di trasmissione del segnale e seri problemi per l'individuazione del tempo di arrivo all'apparecchiatura di misura del segnale riflesso.

Nell'applicazione TDR la velocità v è ricavata attraverso la misura del tempo di transito Δt del segnale una volta nota la lunghezza L della linea di trasmissione infissa nel suolo. Pertanto, si ha:

$$\varepsilon_a = \left(c \frac{\Delta t}{2L} \right)^2 \quad (3.45)$$

dove il fattore moltiplicativo 2 è necessario in quanto Δt è ottenuto con un metodo riflettometrico in cui il segnale percorre due volte la lunghezza L della sonda prima di essere rilevato dall'apparecchiatura.

3.10.2.3 Apparecchiature

Il sistema di misura TDR (Figura 3.31) è costituito da una apparecchiatura elettronica che invia, attraverso un cavo di collegamento, il segnale alle linee di trasmissione infisse nel suolo. L'apparecchiatura elettronica comprende una unità di controllo dei tempi che sincronizza le operazioni sia del generatore di impulsi che del ricevitore e del modulo di presentazione dei dati rilevati. Il generatore d'impulsi fornisce impulsi di tensione con un tempo di risalita dell'ordine di 0.1 ns in modo da inviare, attraverso il cavo di collegamento, alla linea di trasmissione infissa nel suolo un segnale elettromagnetico che comprenda un'ampia banda di frequenze.

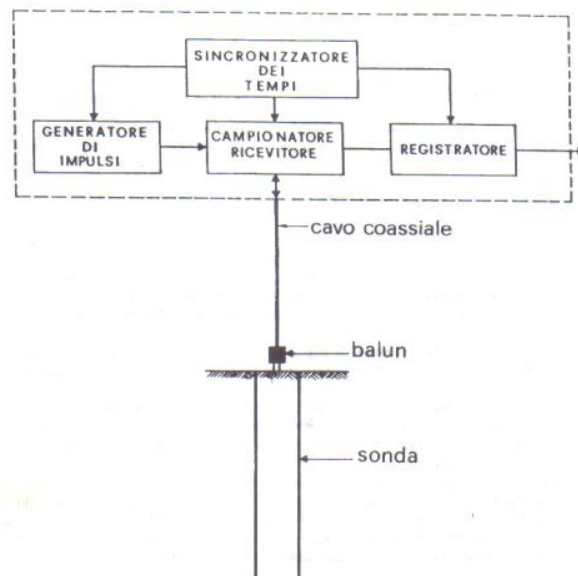


Figura 3.31– Diagramma a blocchi del sistema di misura TDR.

I circuiti contenuti nel ricevitore provvedono al rilievo della somma sia dell'impulso di tensione sia del segnale che ritorna di nuovo all'apparecchiatura dopo essere stato riflesso al termine della linea di trasmissione. A causa dei tempi di misura molto piccoli (pochi nanosecondi) il ricevitore utilizza una

tecnica di campionamento che rende possibile il rilievo di un numero sufficiente di tensioni a diversi tempi successivi l'invio dell'impulso in modo da descrivere completamente il segnale riflesso. Sono inviati dal generatore ripetutamente a intervalli di millisecondi diversi impulsi di tensione e per ciascuno di essi è campionata una sola tensione. La curva completa è poi costruita mettendo insieme tutte queste misure effettuate separatamente e i risultati sono inviati a un registratore o rappresentati sotto forma di diagrammi su uno schermo.

Come apparecchiature TDR vengono molto spesso utilizzati i Tester per cavi della Tektronix modello 1502 che sono strumenti compatti, facilmente trasportabili, specialmente studiati per l'impiego in campo e che possono consentire, attraverso interfaccia seriale RS232, anche la memorizzazione su un calcolatore di 251 valori della curva di risposta. Queste apparecchiature emettono impulsi di tensione di 300 mV con durata di 25ns e un tempo di salita di 0.2ns e sono quindi caratterizzate da una banda teorica di frequenze approssimativamente comprese tra 20 kHz e 1.75 GHz. L'effettiva banda di frequenza utilizzata per le misure, anche se i suoi limiti sono difficili da precisare, è però certamente più ristretta, a causa delle attenuazioni, sia nei cavi di collegamento che nei connettori, che subisce il segnale prima di giungere nel suolo. Queste attenuazioni dipendono dalla qualità dei materiali e dalla lunghezza dei collegamenti e sono maggiori per le frequenze più elevate incrementando i tempi di risalita del segnale che effettivamente giunge alle linee di trasmissione infisse nel suolo. Misure effettuate in diversi suoli con queste apparecchiature TDR (Heimovaara et al., 1994) hanno fornito valori della permittività apparente che sono da riferire a frequenze approssimativamente comprese tra 0.2 e 1.0 GHz.

Le sonde poste nel suolo rappresentano per l'impulso di tensione TDR delle linee di trasmissione e possono avere una configurazione bilanciata o non bilanciata. Le linee bilanciate (Figura 3.32) sono quelle più largamente utilizzate e sono costituite da conduttori cilindrici (in genere di acciaio inossidabile) paralleli, di diametro d e posti ad una distanza s , che svolgono la funzione di guida per l'impulso che si propaga come onda TEM nel suolo interposto tra i conduttori e che costituisce il dielettrico.

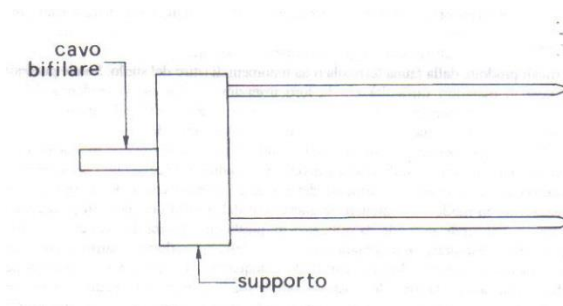


Figura 3.32– Sonda con cavo bifilare.

L'uscita dell'apparecchiatura TDR è invece di tipo coassiale non bilanciata con impedenza di 50 Ω (il potenziale del conduttore centrale varia mentre lo schermo centrale è al potenziale di terra) pertanto il collegamento diretto delle sonde bifilari o a linee di trasmissione costituite da piattine bifilari schermate e collegate alle sonde, determina nei punti di giunzione delle riflessioni verso lo strumento di parte del segnale dovute alle variazioni di impedenza dei diversi tratti. Per rendere piccole queste riflessioni ed ottenere che la maggior parte del segnale entri nel suolo e, riflesso al termine delle sonde, ritorni di nuovo al ricevitore dell'apparecchiatura, è necessario inserire un adattatore di impedenza a trasformatore con una idonea banda passante di frequenze e che consenta un buon accoppiamento fra la linea coassiale non bilanciata e quella bilanciata costituita da due conduttori paralleli. Allo scopo sono stati utilizzati con successo balun della Anzac modello TP 103 o piccoli nuclei di ferrite con avvolgimenti di filo smaltato di piccolo diametro. Per evitare l'inserzione di balun possono essere utilizzate linee di trasmissione coassiali non bilanciate. Per misure di laboratorio sono state adoperate linee di trasmissione costituite da celle coassiali metalliche che contengono i campioni di suolo attraversate da un conduttore centrale (Topp et al., 1980), ma più frequentemente, per consentire anche misure in campo l'uscita dell'apparecchiatura TDR è connessa attraverso un cavo coassiale direttamente a sonde costituite da più conduttori cilindrici paralleli che emulano linee di trasmissioni coassiali non bilanciate (Zegelin et al., 1989).

Buoni risultati si sono ottenuti ricorrendo a sonde costituite da tre conduttori complanari paralleli egualmente distanziati tra loro e collegando il conduttore centrale della sonda a quello centrale del cavo coassiale proveniente dall'apparecchiatura TDR e lo schermo del cavo ad entrambi i conduttori esterni della sonda. Queste sonde hanno il vantaggio della semplicità e consentono di ottenere diagrammi di risposta dell'apparecchiatura TDR più chiari e liberi da rumori e riflessioni parziali legate alla presenza del balun. Per evitare le riflessioni inoltre è anche importante che i connettori necessari per realizzare i collegamenti elettrici siano caratterizzati da una impedenza compatibile a quella dei cavi.

3.10.2.4 Geometria delle sonde TDR

La valutazione del volume di suolo effettivamente coinvolto nella misura del contenuto d'acqua riveste notevole importanza nell'impiego della tecnica TDR. Topp e Davis (1985) hanno mostrato che con sonde bifilari bilanciate il volume interessato dalla misura è essenzialmente costituito da un cilindro di altezza pari alla lunghezza delle sonde, con asse posizionato nel punto centrale tra le due guide e con un diametro di 1.4 volte la distanza tra le guide. Successivamente Baker e Lascano (1989; 1991), impiegando un approccio empirico, hanno riscontrato, anche se in modo qualitativo, che la misura in ogni caso è fortemente determinata dai contenuti d'acqua in prossimità delle guide.

Knight (1992) ha analizzato la risposta spaziale sia di sonde bifilari che di quelle bilanciate coassiali e a tre conduttori ed attraverso tecniche di perturbazione del campo elettrico ha evidenziato che la sensibilità della misura è proporzionale alla distribuzione della energia elettromagnetica tra gli elettrodi. Nel caso di conduttori di piccolo diametro si riscontra un'elevata densità di energia in prossimità dei conduttori per cui le misure del TDR si riferiscono essenzialmente alle zone vicine ai due conduttori nel caso di sonde bifilari ed al conduttore centrale nel caso di sonde sbilanciate. Pertanto ogni disomogeneità in prossimità delle guide ha una grande influenza sul contenuto d'acqua misurato. Per aumentare il volume di misura è necessario che il diametro dei conduttori sia sufficientemente grande rispetto alla loro distanza, ma in questi casi si possono verificare compattazioni del suolo durante l'inserzione delle sonde e disturbi che possono alterare il moto dell'acqua in prossimità delle zone di misura. Un compromesso tra l'esigenza di utilizzare conduttori di piccolo diametro per minimizzare i disturbi durante l'inserzione e di rendere sufficientemente rappresentativo il volume di misura conduce in pratica a rendere pari a 10 il rapporto tra la distanza degli elettrodi e il loro diametro.

3.10.2.5 *Procedura*

Anche se i criteri per la scelta di siti di misura rappresentativi non sono diversi da quelli seguiti per altri metodi, bisogna considerare che la tecnica TDR presenta una grande flessibilità non solo per quanto riguarda le dimensioni ma anche per quanto attiene il posizionamento e l'orientamento delle linee di trasmissione.

A seconda delle applicazioni le sonde TDR possono essere installate nel suolo verticalmente, parallelamente alla superficie del suolo oppure orientate rispetto ad essa con diversi angoli e forniscono, il valore medio del contenuto d'acqua lungo tutta la loro lunghezza.

Le sonde orientate secondo la verticale ed infisse dalla superficie del suolo sono le più semplici da installare e possono essere lasciate nel suolo in modo da monitorare nel tempo le variazioni di contenuto d'acqua, oppure possono essere estratte dopo la lettura quando bisogna eseguire misure saltuarie in diversi punti. L'impianto di sonde di diversa lunghezza o l'inserzione progressiva nel suolo della stessa sonda consente, attraverso diverse misure, di ricostruire anche l'intero profilo di umidità del suolo con passi pari alla differenza delle lunghezze delle sonde o agli incrementi di inserzione effettuati. Con l'installazione verticale però si possono avere alterazioni del regime termico del suolo per la presenza delle barrette metalliche o l'attivazione di vie preferibili di deflusso verticale dell'acqua lungo le guide; inoltre oggetti infissi verticalmente nel suolo possono innescare, in suoli rigonfiabili, la formazione di fessurazioni durante l'essiccamento proprio in corrispondenza delle guide e quindi determinare sostanziali errori nelle misure.

Le inserzioni delle guide secondo angoli con la superficie del suolo minori di 90° invece esplorano meglio le eterogeneità verticali riducendo gli effetti della variabilità spaziale ed attraversano eventuali gallerie e fessurazioni verticali prodotte dalla fauna terricola o da fenomeni di ritiro del suolo. Sonde posizionate con angoli di 30°, riducono la tendenza del suolo a provocare fessurazioni, minimizzando la formazione di strati d'aria al ridosso delle guide ed a parità di lunghezza esplorano profondità del profilo che sono la metà di quelle relative all'infissione verticale.

Per la disposizione orizzontale delle sonde è necessario invece lo scavo di una buca di dimensioni tali da consentirne l'inserzione sulle pareti a diverse profondità. Lo scavo deve essere eseguito in modo da creare il minimo disturbo al suolo e successivamente deve essere riempito cercando di ripristinare per quanto possibile lo stato preesistente in modo da contenere le alterazioni del profilo del suolo in prossimità dei punti di misura. Per avere misure più accurate le sonde da utilizzare in questa circostanza devono essere sufficientemente lunghe in modo da consentire di esplorare zone lontane dalle pareti della buca, dove certamente risultano minori le alterazioni del suolo ed in modo da fornire valori del contenuto d'acqua che si riferiscono ad ampie zone orizzontali, riducendo così gli effetti della variabilità spaziale. Posizionando le sonde a diversa profondità, è possibile poi rilevare in modo accurato i profili di contenuto d'acqua nel suolo esplorando senza difficoltà anche le zone prossime alla superficie del suolo.

Qualunque sia l'orientazione prescelta bisogna porre molta attenzione durante l'installazione in modo da ridurre le alterazioni del suolo e da evitare sacche d'aria in prossimità delle guide dove si riscontrano le maggiori sensibilità per le misure. E' necessario che il suolo abbia un idoneo contenuto d'acqua e che le barrette metalliche siano guidate durante l'inserzione da una maschera appoggiata sul suolo che ne garantisca l'orientamento e che consenta di ottenere la distanza reciproca stabilita e il parallelismo anche quando non si è provveduto ad unire le guide con dei distanziatori.

Una volta posizionate le barrette nelle maschere si provvede alla loro infissione ricorrendo ad un piccolo maglio o esercitando con continuità la necessaria spinta oppure utilizzando un piccolo martinetto idraulico. Risultati migliori si ottengono se prima dell'inserzione si provvede, con l'ausilio di una piccola trivella montata su un trapano elettrico, a realizzare nel suolo dei fori di guida con diametro inferiore a quello delle barrette metalliche e ad inserire le sonde nei fori con continuità esercitando uno sforzo costante nel tempo. Quando bisogna effettuare periodicamente misure in più punti allo scopo di monitorare nel tempo il contenuto d'acqua nel suolo, per evitare alterazioni nella zona di misura dovute al ripetuto passaggio degli operatori, conviene collegare le sonde con cavi di lunghezza sufficiente per effettuare tutte o parte delle misure in un unico punto possibilmente al di fuori della zona di misura. In questo modo è possibile ridurre i tempi richiesti per le misure specie se i cavi di collegamento hanno la stessa lunghezza e si evitano così i tempi necessari all'operatore per localizzare ad ogni misura sullo schermo dell'apparecchio TDR il tratto del diagramma relativo della zona di transito dell'impulso nelle sonde.

In tal modo oltre ridurre i tempi per effettuare ciascuna misura è anche possibile prevedere l'acquisizione automatica dei diagrammi collegando l'apparecchiatura TDR alla porta seriale di un calcolatore ed impiegando un multiplexer a larga banda di frequenze per collegare automaticamente in sequenza le varie sonde con l'apparecchiatura. Notevoli lunghezze dei cavi di collegamento possono però provocare dei problemi per le misure. Al crescere dello sviluppo dei collegamenti, per il filtraggio delle frequenze più alte, aumentano i tempi di risalita del segnale che giunge alle sonde e le riflessioni risultano meno nette disperdendosi in intervalli di tempo abbastanza estesi che influenzano l'accuratezza dei diagrammi TDR e causano gravi errori nella stima della permittività apparente specialmente nel caso di suolo poco umido. Prove effettuate utilizzando cavi coassiali (il classico RG58) hanno dimostrato che è possibile usare collegamenti di 15m con sonde lunghe 0.10m mentre per raggiungere distanze di 25m senza introdurre sostanziali errori nelle misure è necessario impiegare sonde con lunghezza maggiore di 0.20 (Heimovaara, 1993). Utilizzando cavi coassiali di collegamento RG 213 con più basse perdite è possibile coprire anche distanze maggiori, ma l'elevata rigidità di questi cavi comporta dei problemi nel loro impiego.

3.11 RESISTENZA AL TAGLIO DEI TERRENI PARZIALMENTE SATURI

Lo stato tensionale in terreno insaturo è fondamentalmente diverso dallo stato tensionale in terreno saturo. A differenza dei terreni saturi, che sono sistemi bifase composti essenzialmente dallo scheletro solido e dall'acqua interstiziale, o dallo scheletro solido e dall'aria (terreno perfettamente asciutto), i terreni insaturi sono sistemi trifase composti da solidi (particelle di suolo), liquido (acqua interstiziale) e gas (aria nei pori). Le pressioni corrispondenti all'acqua interstiziale e all'aria nei pori hanno un impatto diretto sullo stato di sollecitazione che agisce sui contatti tra particelle e particelle e, di conseguenza, sul comportamento macroscopico della massa di terreno (ad esempio, la resistenza a rottura e la variazione di volume). Queste variazioni possono verificarsi in processi naturali come l'evaporazione o le precipitazioni, in processi antropici quali l'irrigazione o i cambiamenti imposti nelle condizioni al contorno (ad esempio, abbassamento di falda) ed hanno un impatto diretto sullo stato di sollecitazione e del comportamento fisico del sistema.

In condizione di terreno saturo le pressioni dell'acqua interstiziale sono pressioni di compressione pertanto l'effetto della pressione neutra è quello di ridurre la tensione efficace, definito da Terzaghi attraverso il principio delle tensioni efficaci:

$$\sigma' = (\sigma - u_w) \quad (3.46)$$

Quando il terreno invece è relativamente secco, l'acqua interstiziale nei vuoti può mantenere pressioni neutre negative elevate, creando così le forze di trazione che agiscono per aumentare la tensione efficace e tenere legati i grani del terreno. Lo stato di sollecitazione interparticellare in condizioni di parziale saturazione, risultante nell'intervallo tra questi due estremi, è stato descritto attraverso forme estese della classica equazione di Terzaghi, modificate per tenere conto del contributo delle pressioni negative dell'acqua interstiziale. Bishop (1959), ad esempio, ha proposto la seguente espressione per definire la tensione efficace per un terreno non saturo:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (3.47)$$

dove σ' è la sollecitazione interparticellare efficace, σ è la tensione totale, u_a è la pressione dei pori dell'aria, u_w è la pressione interstiziale, la quantità $(u_a - u_w)$ è la suzione di matrice, e χ è una proprietà del materiale dipendente dal grado di saturazione o dalla suzione di matrice. Il parametro χ

$$\chi = \chi(f) \quad (3.48)$$

viene indicato come il parametro delle tensioni efficaci, stimato attraverso il confronto dei risultati ottenuti da prove triassiali su provini saturi e non saturi.

Il primo termine della equazione (3.47) $(\sigma - u_a)$ rappresenta la componente della tensione normale applicabile al suolo. Il prodotto $\chi(u_a - u_w)$ invece, rappresenta la tensione interparticellare dovuta alla

suzione, altrimenti detta tensione di suzione. Il parametro della tensione efficace χ varia con il grado di saturazione, ed è uguale a zero per il suolo perfettamente asciutto e pari all'unità per un terreno saturo. Per questi due casi estremi, l'equazione (3.47) si riduce alla classica equazione tensioni efficaci.

La determinazione del parametro di tensione efficace χ e la sua dipendenza dal grado di saturazione nel sistema è essenziale per valutare la tensione efficace in un terreno insaturo. La Figura 3.33 illustra questa dipendenza di χ in funzione della saturazione per diversi tipi di terreno. La misurazione di questa funzione è sperimentalmente complicata, soprattutto in prossimità del campo di saturazione bassa. Per gradi di saturazione relativamente elevati, la misura indiretta è possibile valutando la resistenza al taglio in condizioni controllate di suzione. La natura di χ , così come la sua determinazione mediante tecniche sperimentali, sono grandi temi aperti nella meccanica dei terreni insaturi. Studi sperimentali hanno anche suggerito la non unicità del $\chi = f(S_r)$.

Quando su un terreno a grana fine si incrementa la suzione l'acqua fuoriesce dai pori di dimensione maggiore mentre i pori più piccoli inizialmente non ne risentono. Continuando ad aumentare la suzione i pori più grandi continuano a desaturarsi nonostante il contenuto d'acqua, ed il relativo grado di saturazione S_r , restano elevati a causa della presenza dell'acqua tra i pori. Ne consegue che il terreno ha un elevato grado di saturazione per il valore di suzione applicato comportando che l'andamento della funzione χ risulta molto al di sotto della retta $\chi = S_r$.

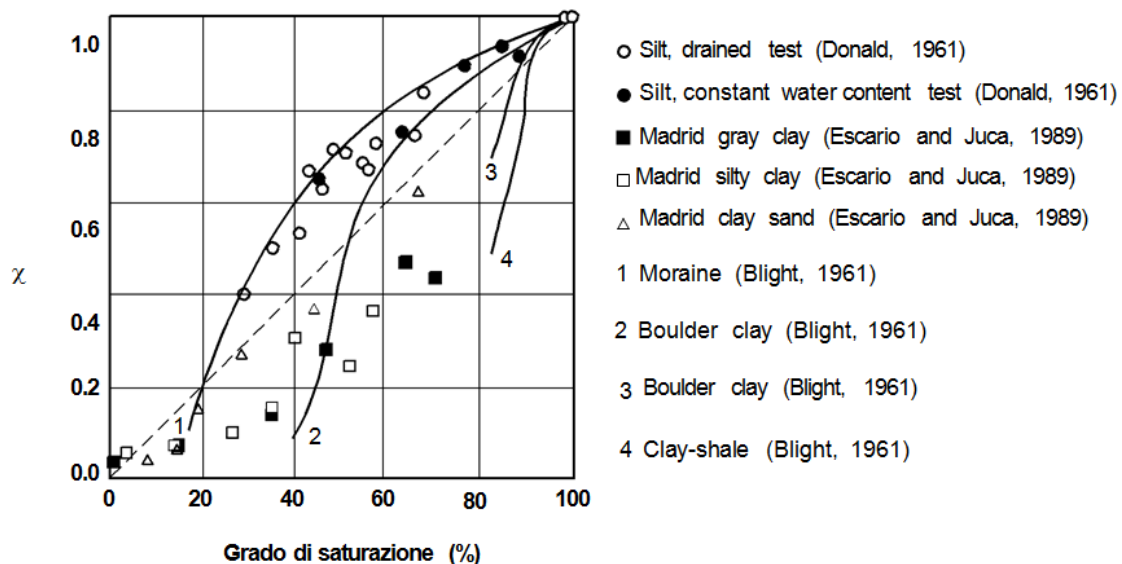


Figura 3.33 – Risultati sperimentali che mostrano la dipendenza del parametro tensioni efficaci di Bishop in funzione del grado di saturazione.

Khalili e Khabbaz (1998) hanno utilizzato i dati di resistenza al taglio di 17 studi derivanti dalla letteratura e hanno dimostrato che il valore χ è unicamente correlato al rapporto tra la suzione e il valore di ingresso d'aria (Equazione 3.49):

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0.55} \quad (3.49)$$

in cui $(u_a - u_w)_b$ corrisponde al valore della suzione di matrice per il quale si iniziano a formare bolle d'aria nel terreno (air entry value). Gli autori suggeriscono che per suzioni maggiori del valore di ingresso d'aria, il valore di χ varia come descritto dall'Equazione (3.49) ma per suzioni inferiori al valore di ingresso d'aria, χ è pari a 1,0. Sono stati condotti test sui dati di resistenza al taglio di Geiser (1999), Wheeler e Shivkumar (1995), Cui e Delage (1996), e Maatouk et al. (1995), e sui dati di variazione del volume da Fleureau et al. (1993), Blight (1965), e Vicol (1990) e hanno trovato un buon accordo tra i valori misurati e quelli previsti in tutte le casistiche esaminate.

La relazione di Bishop è stata messa in discussione da vari autori attraverso studi di tipo teorico, sperimentale e filosofico. Jennings e Burland (1962), per esempio, hanno esplorato le limitazioni dell'utilizzo della relazione in termini di tensione efficace ed hanno suggerito che non può essere adeguata per descrivere dei fenomeni deformativi come il collasso al di sopra di un certo valore di umidificazione.

Khalili et al. (2004) sostengono che la relazione di Bishop è stata formulata in un quadro elastico lineare e che le deformazioni non recuperabili (di tipo plastico) come il collasso possono essere facilmente descritte in un quadro elasto-plastico delle tensioni efficaci.

Coleman (1962) ha suggerito l'uso di una tensione normale ($\sigma - u_a$) e della suzione matriciale ($u_a - u_w$) come variabili di tensione per descrivere le relazioni sforzo-deformativi per i terreni parzialmente saturi. Nonostante Bishop e Blight (1963) forniscano ulteriori giustificazioni sulla validità della relazione di Bishop, Burland (1964) ed Aitchinson (1967) adducono che il principio delle tensioni efficaci non può essere formulato nel caso di terreni parzialmente saturi e che pertanto il comportamento meccanico deve essere descritto impiegando le due variabili tensionali indipendenti, $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$.

Gli studi condotti nel corso degli ultimi decenni hanno dimostrato un rinnovato interesse per l'approccio delle tensioni efficaci di Bishop, con un ulteriore contributo di Fredlund e Morgenstern (1977) confermando l'efficacia dell'approccio alle variabili di stato tensionali indipendenti. Fredlund e Morgenstern (1977), considerano l'approccio da entrambi i punti di vista, sia teorico che sperimentale, ed hanno proposto l'uso formale delle tensioni normali e di suzione matriciale come variabili indipendenti dello stato tensionale per il terreno insaturo. Morgenstern (1979), dimostra che il valore di

χ varia a seconda della sua valutazione o per variazioni di volume o per resistenza a taglio, ma il suo legame con il grado di saturazione non trova conferma in quanto il suo valore non risulta sempre compreso tra 0 ed 1.

L'approccio alle tensioni efficaci di Bishop descritto sopra è una interpretazione in macroscale che tenta di descrivere il contributo in microscale dei menischi interparticellari che si formano tra le particelle del terreno. Numerosi studi si sono concentrati sul ruolo della pressione negativa dei pori e della tensione superficiale nel controllare le forze interparticellari tra due o più sistemi di particelle semplici, costituiti da sfere, piastre o altre geometrie idealizzate. Questi hanno incluso studi teorici che tengono conto della geometria di trasformazione dell'acqua dei pori in menischi e le relazioni conseguenti tra il contenuto d'acqua, la suzione, le forze interparticellari e le sollecitazioni (ad esempio, Fisher, 1926; Dallavalle, 1943; Blight, 1967; Sparks, 1963; Lian et al, 1993; Cho e Santamarina, 2001; Molenkamp e Nazemi, 2003; Likos e Lu, 2004) così come gli studi sperimentali sui micromeccanismi di misura diretta delle forze interparticellari per due particelle o per sistemi multiparticellari (ad esempio, Mason e Clark, 1965; Dushkin et al, 1996; Rossetti et al, 2003). Insieme, questi tipi di studi hanno fornito delle indicazioni significative circa il ruolo che hanno le forze capillari nel governare l'interazione di base delle particelle granulari insature. Forse ancora più importante, gli studi hanno fornito un legame concettuale razionale tra i fenomeni fisici in microscale che governano lo stato di tensione nel terreno insaturo e le formulazioni macroscopiche di ingegneria che sono state proposte per descrivere il comportamento fisico.

Gallipoli et al. (2003) propongono un modello costitutivo e riprendono la definizione di tensione proposta da Jommi (2000), cioè di average soil skeleton stress, ma introducono una ulteriore variabile, ξ , che tiene conto dell'effetto di cementazione dovuto dalla suzione, bonding-debonding. Gli autori inoltre evidenziano che la grandezza del legame di cementazione è supposta essere data dal risultato di due contributi:

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

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

$$\xi=f(s)(1-S_r) \quad (3.50)$$

Il fattore $(1-S_r)$ tiene conto del numero di menischi per unità di volume della parte solida. L'esistenza di una relazione univoca tra il valore di $(1-S_r)$ ed il numero di menischi per unità di volume della parte solida è un'assunzione fisicamente ragionevole. Comunque l'univocità della relazione è rigorosa solo nell'ipotesi di scheletro solido indeformabile e quando ad ogni valore del grado di saturazione corrisponde un dato arrangiamento delle particelle. La funzione $f(s)$, che moltiplica il fattore $(1-$

Sr), viene invece assunta variabile monotonicamente tra 1 ed 1,5 per valori di suzione che variano rispettivamente tra zero ed infinito (Figura 3.34). In particolare, tale funzione esprime il rapporto tra il valore della forza stabilizzante ad una data suzione ed il valore della forza stabilizzante ad una suzione nulla, nell'ipotesi di menischi situati al contatto tra due particelle sferiche identiche.

La presenza dei menischi fornisce, inoltre, una spiegazione fisica all'osservazione sperimentale che, ad uno stesso valore dell' average soil skeleton stress, il valore dell'indice dei vuoti determinato sulla retta di normal compressione di un terreno non saturo è sempre più grande del corrispondente valore dell'indice dei vuoti determinato sulla retta vergine del terreno saturo. Infatti la presenza dei menischi rende i contatti tra le particelle del terreno non saturo più stabili, riducendone gli scorrimenti. In accordo quindi con le osservazioni sperimentali, gli autori nel loro modello affermano che lungo la retta di normal compressione di un terreno non saturo il rapporto e/e_s tra l'indice dei vuoti in condizioni non sature e l'indice dei vuoti in condizioni sature allo stesso valore di average soil skeleton stress è una funzione univoca della variabile ξ , attraverso la relazione:

$$e/e_s = 1 - a [1 - \exp(b \xi)] \quad (3.51)$$

dove a e b sono due parametri di fitting.

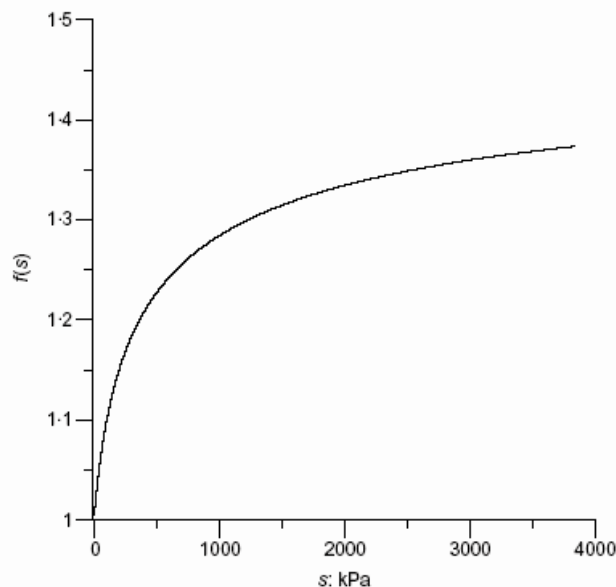


Figura 3.34 – Rapporto tra le forze inter-particellari, ad una data suzione s ed a suzione nulla, dovuto ai menischi situati tra due sfere identiche (Gallipoli et al., 2003).

Wheeler et al. (2003) rimarcano l'importanza del grado di saturazione sull'effetto tensio-deformativo del terreno in condizioni non sature ed assumono anche essi come variabile tensionale quella proposta da Jommi. Tale variabile è quindi considerata rappresentativa del contributo dato rispettivamente dalla tensione totale, dalla pressione dell'aria dei pori e dalla pressione dell'acqua dei pori. Questi contributi, inoltre, producono qualitativamente le stesse variazioni (tangenziali e normali) delle forze

tra i contatti interparticellari, ed è quindi ragionevole assumere che essi possono essere combinati in una singola tensione. In ogni caso però tale tensione non è in grado di esprimere l'effetto stabilizzante fornito dalla presenza dei menischi. Ne consegue che risulta necessario introdurre un'ulteriore variabile che tenga conto, in modo diretto o indiretto, di tale influenza. A tale scopo, nel lavoro proposto gli autori utilizzano come seconda variabile tensionale il prodotto tra la porosità e la suzione, definendo quindi una suzione modificata.

$$s = n(u_a - u_w) \quad (3.52)$$

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

Seguendo quindi i più recenti sviluppi, Tarantino e Tombolato (2005) e Tarantino (2007), sulla base di molte prove eseguite su campioni compattati di argilla, affermano che i menischi hanno un effetto trascurabile sulla resistenza al taglio ultima del materiale. Pertanto suggeriscono un modello per la resistenza al taglio ultima solamente in termini di average skeleton stress, ma usando il grado di saturazione dei macropori Sr_M , al posto del grado di saturazione totale Sr . Infatti, se al posto dei grani di terreno abbiamo gli aggregati di particelle (come nel caso dei terreni argillosi compattati), il grado di saturazione che effettivamente controlla il comportamento meccanico degli aggregati è il grado di saturazione dei macropori.

Quindi l' average skeleton stress definita in termini di Sr_M assume la seguente espressione:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + Sr_M(u_a - u_w) \quad (3.53)$$

3.11.1 Rappresentazione dei tensori di tensione

Le variabili che governano lo stato tensionale in un terreno perfettamente asciutto sono le tensioni totali in ciascuna direzione e la pressione dell'aria nei pori. Lo stato tensionale è sempre isotropo. Le sollecitazioni agenti in terreno asciutto sono date dalla differenza tra la tensione totale normale e la pressione dei pori. Questa differenza indica la tensione normale agente, $(\sigma - u_a)$. La Figura 3.35 mostra le variabili di stato tensionale per un elemento cubico di terreno asciutto nelle tre direzioni cartesiane. Le tensioni normali e tangenziali agiscono su ogni piano nelle direzioni x, y e z. Per convenzione, le sollecitazioni normali positive (in Figura 3.35) indicano una compressione dell'elemento cubico. Le sollecitazioni normali negative indicano uno stato di trazione.

Le variabili che governano lo stato tensionale in un terreno saturo sono le tensioni totali in ciascuna direzione e la pressione interstiziale.

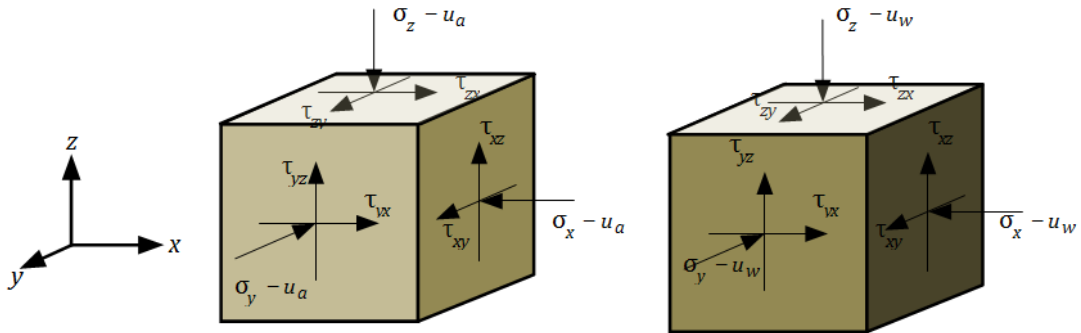


Figura 3.35 - Tensioni normali e di taglio su un elemento cubico di terreno: (a) del terreno perfettamente asciutto; (b) del terreno saturo.

Lo stato tensionale è sempre isotropo. Per particelle di terreno incompressibili, lo stato tensionale è la differenza tra la tensione totale e la pressione dell'acqua interstiziale dei pori. Questo è il classico principio delle tensioni efficaci di Terzaghi, tipicamente indicato come:

$$(\sigma' = \sigma - u_w) \tag{3.54}$$

La Figura 3.35 mostra le variabili di stato tensionale per un elemento cubico di terreno saturo nelle tre direzioni principali.

Alcuni problemi di meccanica delle terre dei terreni parzialmente saturi possono essere efficacemente affrontati come un'estensione della meccanica dei terreni saturi se si assume che lo stato tensionale può essere descritto da due variabili indipendenti. Per comodità di analisi e di misura, le variabili indipendenti sono scelte in termini di proprietà fisiche misurabili, quali la tensione netta ($\sigma - u_a$) e la suzione di matrice ($u_a - u_w$).

Seguendo la metodologia della continuità meccanica, ognuna di queste variabili indipendenti in uno spazio tridimensionale può essere rappresentata da un tensore. Il tensore della tensione normale nel sistema di coordinate cartesiane è:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x - u_a & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - u_a & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - u_a \end{bmatrix} \tag{3.55}$$

Il tensore della suzione di matrice è:

$$\begin{bmatrix} u_a - u_w & 0 & 0 \\ 0 & u_a - u_w & 0 \\ 0 & 0 & u_a - u_w \end{bmatrix} \tag{3.56}$$

La sovrapposizione dei due tensori è indicato per un elemento di cubico di terreno insaturo in Figura 3.36.

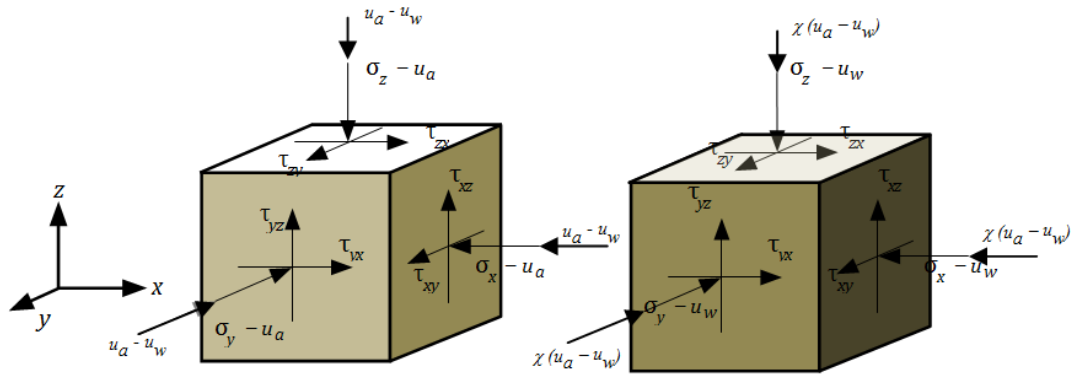


Figura 3.36 - Tensioni normali e tangenziali su un elemento cubico di terreno insaturo.

A seguito della formulazione delle tensioni efficaci di Bishop (1959), il tensore degli sforzi di suzione può essere definito come:

$$\begin{bmatrix} \chi(u_a - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & \chi(u_a - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & \chi(u_a - u_w) \end{bmatrix} \quad (3.57)$$

che è illustrato in Fig. 3.36b. In generale, la suzione in un terreno anisotropo non è uguale in tutte le direzioni e la forma più generale per la suzione può essere considerata come un tensore anisotropo:

$$\begin{bmatrix} \chi_x(u_a - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & \chi_y(u_a - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & \chi_z(u_a - u_w) \end{bmatrix} \quad (3.58)$$

La suzione di matrice può essere considerata una variabile importante nel definire lo stato tensionale in terreno insaturo. Il controllo o la misurazione della suzione, pertanto, diventa necessario per valutare il comportamento fisico (ad esempio, il flusso del fluido, la variazione di volume) di un terreno insaturo cambiando lo stato tensionale. Le difficoltà associate alla misurazione e al controllo della pressione interstiziale negativa, tuttavia, presentano una importante limitazione pratica. In natura la pressione dell'aria all'interno dei pori di un terreno non saturo è tipicamente atmosferica. Valori non nulli di suzione comportano quindi valori negativi della pressione dell'acqua di porosità. Nelle prove di laboratorio tale condizione non è sempre verificata: le diverse tecniche ad oggi sviluppate per controllare la suzione consentono di imporre una pressione dell'aria $u_a > 0$ e di imporre una suzione $(u_a - u_w)$ al contorno del provino, evitando di avere pressioni negative all'interno dei circuiti della pressione neutra u_w e nei circuiti di drenaggio allo scopo di impedire la cavitazione nei casi in cui questi risultano saturi d'acqua.

La tecnica della traslazione degli assi prevede di elevare la pressione dei pori dell'aria in terreno insaturo mantenendo la pressione dei pori di acqua ad un valore di riferimento misurabile, tipicamente atmosferico. Come tale, la suzione variabile ($u_a - u_w$) può essere controllata tramite una gamma molto maggiore del limite di cavitazione dell'acqua in pressione negativa.

La traslazione degli assi si realizza attraverso la separazione delle fasi dell'aria e dell'acqua del terreno attraverso i minuscoli pori della piastra ad alto ingresso d'aria (HAE). Quando la piastra è saturata, questi materiali hanno la capacità unica di limitare l'avvezione di aria, consentendo il passaggio di acqua.

3.11.2 Equilibrio del sistema Aria-Acqua-HAE

La Figura 3.37 mostra una camera chiusa contenente aria ed acqua separati da un disco saturo HAE in ceramica. La pressione dell'aria u_a e dell'acqua u_w possono essere controllati indipendentemente attraverso dei circuiti situati sulla parte superiore e inferiore della camera, rispettivamente. Assumiamo che non vi è comunicazione tra le fasi aria ed acqua lungo i lati della camera, la pressione dell'acqua interstiziale è minore o uguale a quella atmosferica, e la pressione dell'aria dei pori è maggiore o uguale a quella atmosferica. Il disco in ceramica è descritto da una pressione di ingresso d'aria u_{wa} . Ci sono tre possibili posizioni di equilibrio per l'interfaccia aria-acqua in funzione delle grandezze relative di u_a e u_{wa} .

- 1) $u_a > u_{wa}$; all'equilibrio $u_a = u_w$ e la posizione della interfaccia aria-acqua può essere situato in qualche punto nel comparto dell'acqua (posizione A);
- 2) $u_a < u_{wa}$; all'equilibrio $u_a = u_w$ e la posizione della interfaccia aria-acqua può essere situato in qualche punto nel comparto dell'aria (posizione C);
- 3) $u_a < u_{wa}$; all'equilibrio $u_a > u_w$ dove la differenza di pressione è compensata dalla tensione superficiale all'interfaccia aria-ceramica-acqua (posizione B).

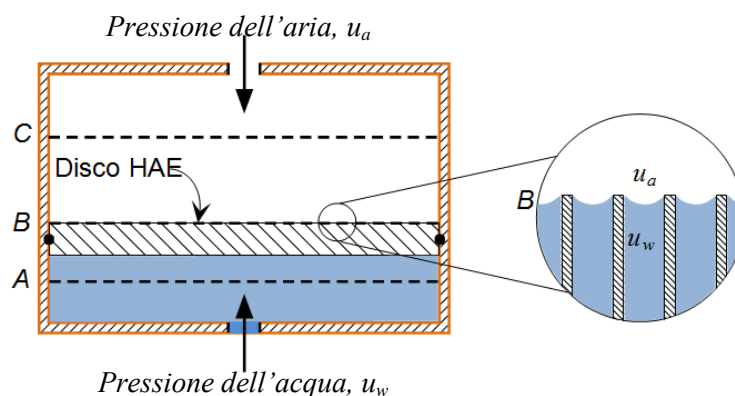


Figura 3.37 - Posizioni di equilibrio in un sistema aria-acqua-HAE.

La traslazione degli assi per le applicazioni sui terreni insaturi si basa sulla condizione di equilibrio descritto dalla posizione B. In effetti, la tensione superficiale all'interfaccia aria-acqua nei pori del disco ceramico funge da membrana per separare la pressione dell'aria e la pressione dell'acqua. La differenza massima sostenibile tra la pressione dell'aria e la pressione dell'acqua è funzione della grandezza della tensione superficiale e della dimensione massima dei pori del materiale ad HAE. Questa pressione massima, o pressione di ingresso d'aria, può essere definito dalla equazione di Young-Laplace per un tubo capillare:

$$u_{wa} = (u_a - u_w)_b = \frac{2T_s}{R_s} \quad (3.59)$$

dove $(u_a - u_w)_b$ è la differenza tra la pressione dell'aria e dell'acqua in ingresso d'aria, spesso denominata pressione bubbling, T_s è la tensione superficiale dell'interfaccia e R_s è il raggio massimo effettivo dei pori del materiale HAE, più piccolo è questo raggio maggiore è la pressione dell'aria di immissione.

3.11.3 Equilibrio del sistema aria-acqua-suolo-HAE

La Figura 3.38 estende la discussione precedente considerando un campione di terreno collocato a contatto sulla parte superiore del disco HAE. I pori saturi del disco HAE forniscono un collegamento idraulico tra l'acqua dei pori del terreno e il serbatoio dell'acqua sotto il disco. Sotto qualsiasi condizione di pressione d'aria e di acqua, le posizioni di equilibrio possibili per il sistema sono simili a quelle descritte senza la presenza del terreno (Figura 3.37). In questo caso, tuttavia, la condizione B è descritta da due interfacce: l'interfaccia aria-acqua nei pori della ceramica e un'interfaccia aria-acqua nei pori del suolo. All'equilibrio, la differenza tra la pressione dell'aria e dell'acqua che agisce attraverso entrambe queste interfacce è la stessa. Se il drenaggio dal serbatoio dell'acqua è consentita, il deficit di pressione all'interfaccia aria-acqua-suolo è contenuto dal drenaggio dell'acqua interstiziale. Il drenaggio continua finché la curvatura dell'interfaccia soddisfa l'equilibrio con la suzione applicata. Il contenuto di acqua del campione di terreno all'equilibrio dipende dalla sua superficie e dalle proprietà e dalla dimensione dei pori, descritto dalla curva caratteristica.

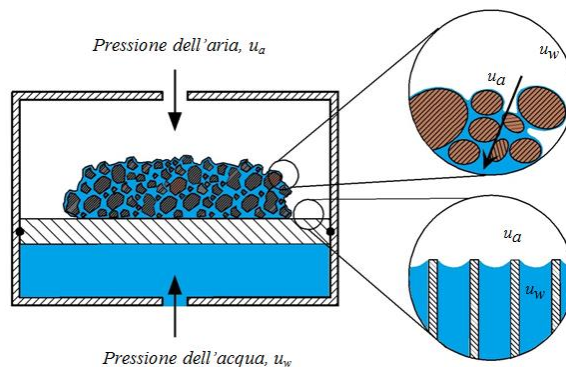


Figura 3.38 - Posizioni di equilibrio in un sistema aria-acqua-HAE-terreno.

3.11.4 Curva caratteristica per un materiale ad HAE

Il modello di ritenzione dell'acqua per un sistema di tubi capillari uniformi permette di comprendere meglio le caratteristiche di ritenzione d'acqua dei materiali ad HAE. Si consideri, ad esempio, un disco saturo di caolino ceramico sinterizzato. I materiali ceramici HAE generalmente hanno una dimensione dei pori relativamente uniforme. Pertanto, il drenaggio sotto un aumento di suzione avverrà rapidamente quando la suzione raggiunge e supera la pressione di ingresso d'aria del materiale.

Una curva caratteristica ideale per un disco di ceramica porosa con una distribuzione uniforme dei pori segue il percorso semplice mostrato in Figura 3.39. La curva caratteristica per un tipico suolo (ad esempio, sabbia) è inclusa in figura per il confronto. Si noti che la curva caratteristica del suolo si distingue per il drenaggio continuo su una gamma relativamente ampia di suzione.

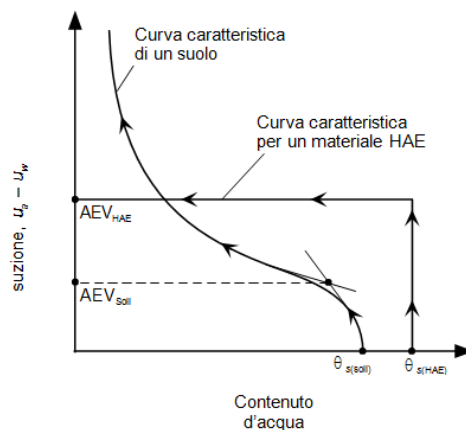


Figura 3.39 - Curva caratteristica di un materiale HAE e di un terreno granulare.

La tecnica della traslazione degli assi può essere utilizzata in prove triassiali modificate, in prove di taglio diretto o in prove edometriche per controllare indipendentemente le sollecitazioni ($u_a - u_w$) e ($\sigma - u_a$) in un terreno insaturo. La Figura 3.40, per esempio, illustra una variante di questo concetto per un campione di terreno cilindrico in una cella triassiale sottoposto a tensioni di confinamento di tipo isotropo. Il campione è poggiato sul piedistallo a contatto con una piastra saturo ad alto ingresso d'aria. Il disco ceramico mantiene la comunicazione con l'acqua dei pori tale che la pressione dei pori può essere misurata e/o controllata attraverso un collegamento esterno alla cella. La pressione dell'aria dei pori può essere misurata e/o controllata dall' esterno attraverso un collegamento idraulico in testa al provino connesso ad una pietra porosa. La suzione di matrice ($u_a - u_w$) e la tensione netta ($\sigma - u_a$) possono essere indipendentemente controllate manipolando la pressione dell'aria u_a , la tensione totale σ e la pressione dell'acqua u_w .

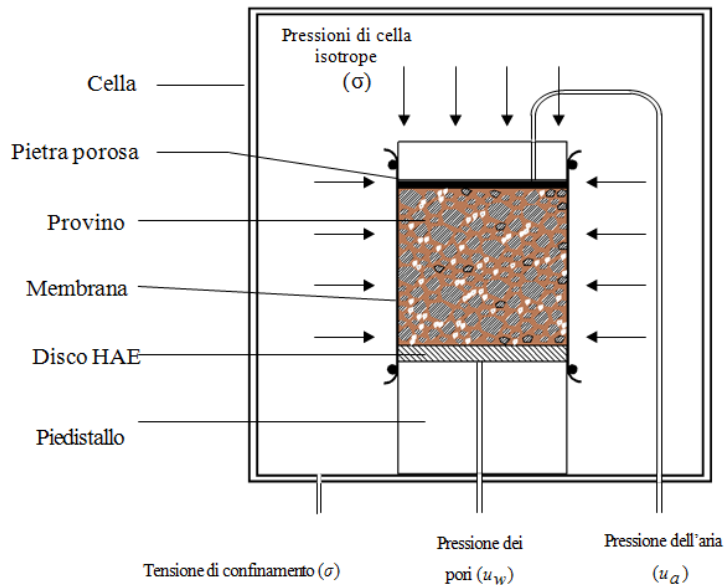


Figura 3.40 - Curva caratteristica di un materiale HAE e di un terreno granulare.

3.12 ESTENSIONE DEL CRITERIO DI MOHR COULOMB

Gli studi condotti fino ad oggi sono stati rivolti al caso di pendii dolci, in cui il deposito può essere in condizioni di saturazione. L'esperienza campana mostra che i fenomeni di colata rapida possono originarsi anche su pendii ad elevata pendenza. In tali versanti la falda è ubicata a profondità elevate ed i terreni superficiali sono usualmente in condizioni di parziale saturazione. A causa dell'aliquota di coesione apparente legata alla suzione, depositi di modesto spessore possono risultare stabili anche per pendenze maggiori dell'angolo di attrito.

Per un terreno saturo, la resistenza al taglio viene comunemente descritta dal criterio di rottura di Mohr-Coulomb, che definisce la resistenza al taglio in termini dei parametri di resistenza del terreno ϕ' e c' e dallo stato di sollecitazione efficace:

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' \quad (3.60)$$

dove τ è la sollecitazione di taglio sul piano di rottura a rottura, c' è la coesione efficace, $(\sigma - u_w)$ è la tensione efficace normale sul piano di rottura a rottura, ed ϕ' è l'angolo di attrito interno.

Come mostrato in Figura 3.41, il criterio di rottura di Mohr-Coulomb definisce una linea retta con pendenza pari all'angolo di attrito ϕ' ed un'intercetta pari a c' nel τ - σ . Per i terreni incoerenti (ad esempio, $c=0$), l'equazione (3.60) si riduce a una linea passante per l'origine.

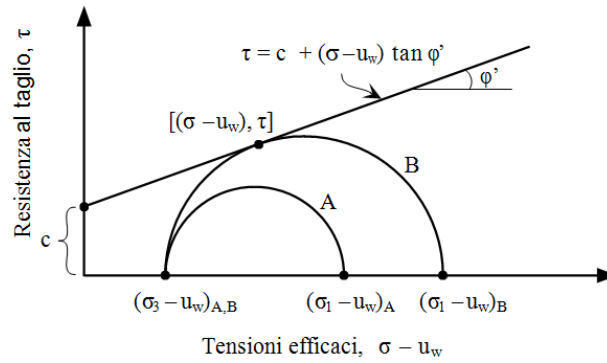


Figura 3.41 - Involuppo di rottura di Mohr-Coulomb.

Il criterio di Mohr-Coulomb è comunemente indicato come un involucro di rottura perché qualsiasi combinazione di tensione efficace e di sforzo di taglio definito dai punti lungo la linea corrisponde ad una condizione di rottura. Di conseguenza, lo sforzo di taglio lungo l'involuppo di rottura descrive la resistenza al taglio del terreno sotto la corrispondente tensione efficace.

I cerchi di Mohr possono essere disegnati per rappresentare lo stato di sforzo normale e di taglio agente su un qualsiasi piano di un elemento di terreno. Se il cerchio di Mohr per uno stato tensionale ricade interamente sotto l'involuppo di resistenza di Mohr-Coulomb, la resistenza a taglio non è stata superata e il terreno rimane stabile. Si consideri, ad esempio, gli stati tensionali definiti da cerchi A e B nella Figura 3.41. Sotto la condizione A, le tensioni principali maggiori $(\sigma_1 - u_w)$ e minori $(\sigma_3 - u_w)$ sono tali che l'elemento terreno rimane stabile. Tuttavia, se la tensione principale maggiore aumenta alla condizione descritta dal cerchio B di Mohr, la rottura si verifica nelle condizioni di tensioni efficaci $(\sigma - u_w)$ e resistenza al taglio τ a rottura. L'orientamento del piano di rottura può essere valutato considerando la geometria del cerchio di Mohr.

I primi studi sperimentali sui terreni parzialmente saturi sono stati condotti negli anni '50 e '60 e svolti utilizzando celle triassiali e attrezzature di taglio diretto modificate. In Figura 3.42 vengono riportati dei risultati di prove svolte da Blight (1967) su terreni limosi.

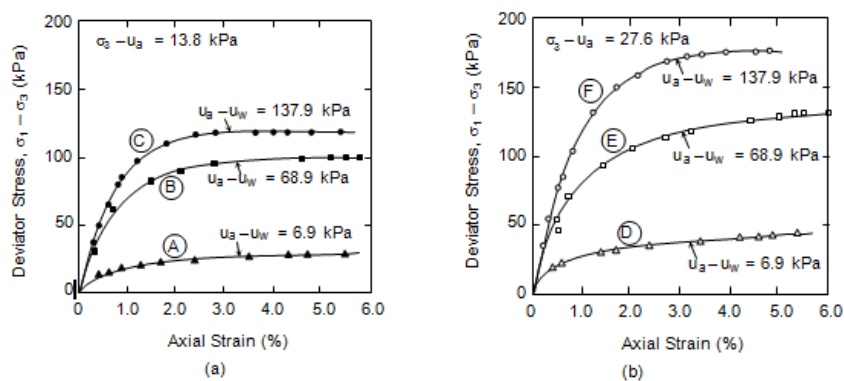


Figura 3.42 - Risultati di prove triassiali per limi insaturi (Blight, 1967).

Lo stato tensionale a rottura per ogni prova può essere tracciata considerando un diagramma di Mohr-Coulomb come mostrato in Figura 3.43. L'asse della suzione matriciale si estende ortogonalmente al piano convenzionale dello sforzo di taglio rispetto allo sforzo normale. Le prove A, B, e C sono descritti da una pressione netta di confinamento costante di 13,8 kPa. I Test D, E, e F sono descritti da una pressione netta di confinamento costante di 27,6 kPa. I cerchi di Mohr per le prove A e D sono allocati sull'asse di suzione di matrice a 6,9 kPa. I Test B ed E sono allocati sull'asse di suzione di matrice a 68,9 kPa. I Test C e F sono allocati sull'asse di suzione di matrice a 137,9 kPa.

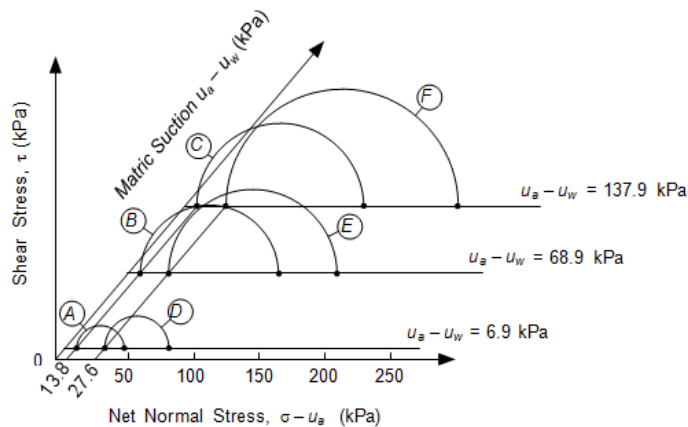


Figura 3.43 - Estensione del criterio di Mohr-Coulomb per prove triassiali su limi insaturi. (Blight,1967).

L'influenza della suzione sulla resistenza al taglio dei terreni parzialmente saturi è stata definita da Fredlund et al.(1978) che hanno proposto una estensione del criterio di Mohr-Coulomb per i terreni non saturi, formulando una equazione lineare nella quale appaiono due variabili della tensione, entrambe efficaci:

- la suzione ($u_a - u_w$);
- la tensione normale netta sul piano di taglio ($\sigma - u_a$).

Nella equazione

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) t g \phi^b \quad (3.61)$$

c' e ϕ' rappresentano i parametri di resistenza del terreno in condizioni di completa saturazione mentre ϕ^b è un parametro che definisce l'incremento di resistenza prodotto da un incremento di suzione quando la tensione netta è costante, σ è la tensione totale, u_a è la pressione dell'aria e u_w è la pressione dell'acqua interstiziale.

Il terzo termine indica l'aumento di resistenza al taglio prodotto dall'aumento della suzione di matrice nel terreno parzialmente saturo. La superficie di rottura corrispondente per il criterio di Mohr-Coulomb è illustrato in uno spazio tridimensionale in Figura 3.44.

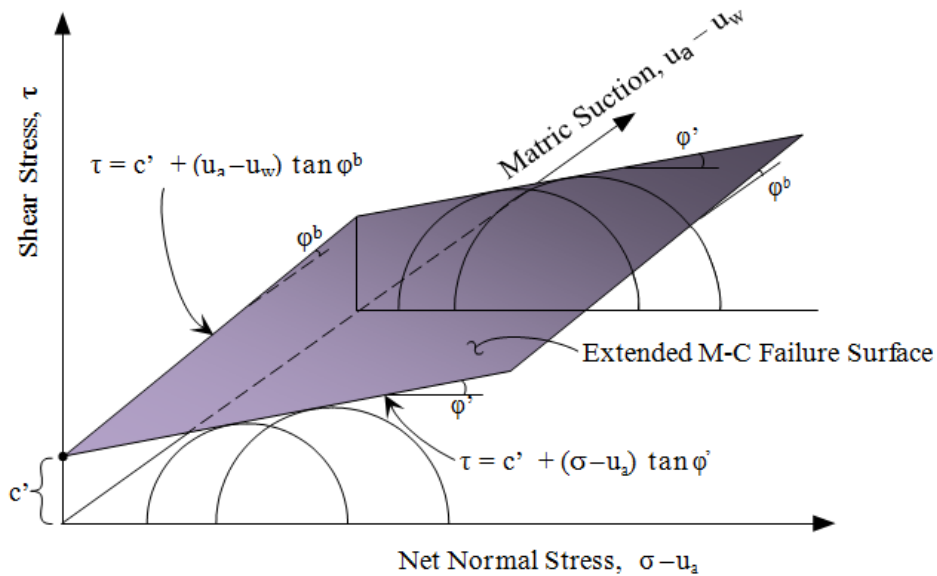


Figura 3.44 - Involuppo di rottura di Mohr-Coulomb per terreni parzialmente saturi.

Secondo tale criterio l'involuppo di rottura nel piano τ - σ è descritto da una retta, la cui pendenza è l'angolo di attrito φ' in condizione di completa saturazione e la cui intercetta di coesione è funzione della suzione in quanto somma dell'eventuale intercetta di coesione c' e del termine $(u_a - u_w) \tan \varphi^b$ (Figura 3.44).

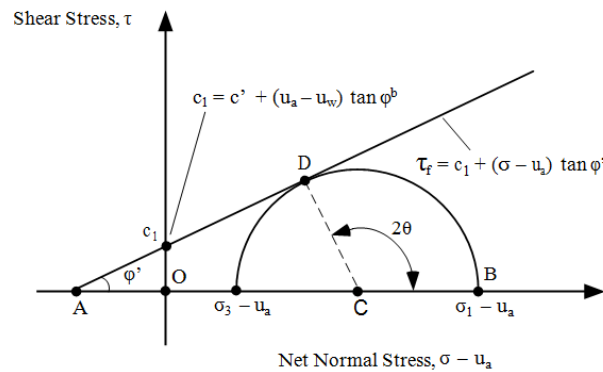


Figura 3.45 - Involuppo di rottura di Mohr-Coulomb per terreni parzialmente saturi.

Mentre l'angolo d'attrito φ' è una proprietà relativa alla frizione tra le particelle del suolo, φ_b è indirettamente correlato all'attrito attraverso l'aumento delle tensioni sviluppate all'interno dei pori da parte del fluido. La Figura 3.46 mostra i risultati sperimentali riportati da Escario (1980) per una serie di prove di taglio diretto su provini consolidati e drenati di argilla grigia di Madrid. Le prove sono state eseguite a suzione controllata attraverso la tecnica della traslazione degli assi. I campioni sono stati compattati e portati ad un certo valore di suzione prima della rottura. La Figura 3.46a mostra i picchi di sollecitazione di taglio in funzione della tensione netta applicata per quattro livelli di suzione

di matrice. La Figura 3.46b mostra gli stessi dati in termini di picco di sollecitazione di taglio in funzione della suzione di matrice.

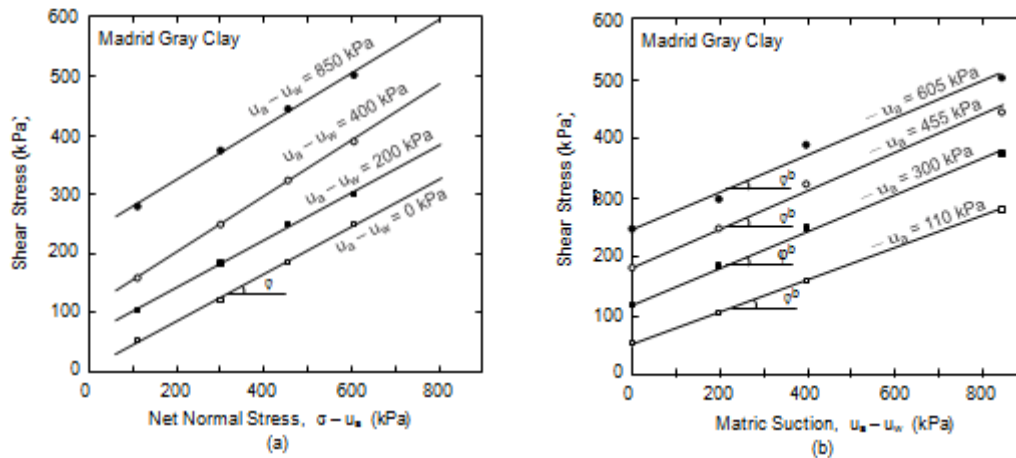


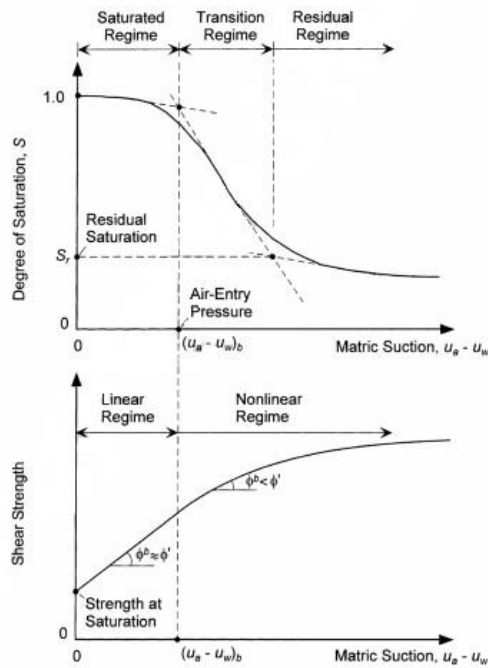
Figura 3.46 - Risultati delle prove di taglio diretto per una argilla grigia di Madrid (Escario, 1980): (a) tensione di picco di taglio in funzione della tensione netta; (b) tensione di picco di taglio in funzione della suzione di matrice.

La proiezione della superficie di rottura per suzioni di matrice costanti porta ad una serie di linee rette nello spazio della tensione normale netta e della sollecitazione di taglio, illustrato dai dati di taglio diretto di Figura 3.46a. La proiezione della superficie di rottura per tensioni normali nette costanti porta ad una serie di linee rette nello spazio di suzione di matrice e di sollecitazione di taglio, illustrato dai dati di taglio diretto di Figura 3.46b.

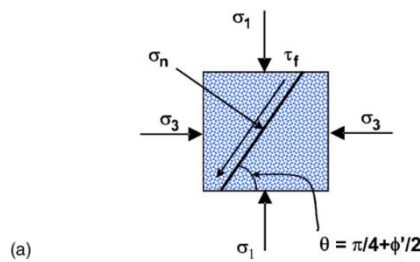
3.13 NON LINEARITA' DELL'INVILUPPO DI RESISTENZA

L'equazione 3.61 suggerisce una relazione lineare tra la resistenza al taglio e la suzione ma la ricerca sperimentale condotta da alcuni ricercatori (Gan et al., 1988; Escario e Saez, 1986; Escario et al., 1989; Fredlund, 1995; Vanapalli et al., 1996; Lu e Likos, 2006; Lu e Likos, 2010), mostrano che questa relazione è lineare solo in corrispondenza di alcuni valori di suzione (valutato come il valore di ingresso d'aria del terreno) mentre per valori superiori, la relazione assume un comportamento non lineare (illustrata in Figura 3.47). A bassi valori di suzione, la variazione della resistenza al taglio è controllata da ϕ' , mentre ϕ_b governa le variazioni di resistenza al taglio ad elevati valori di suzione.

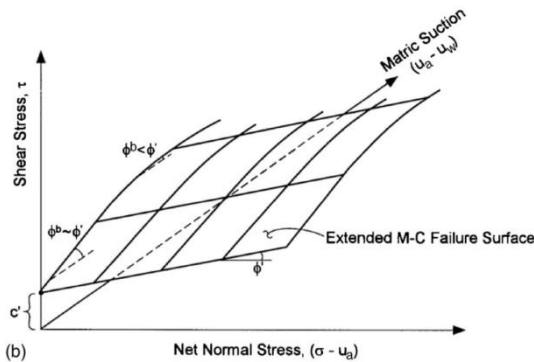
Fredlund (1996) spiega la non linearità dell'inviluppo di resistenza con la suzione e la conseguente diminuzione di ϕ^b all'aumentare della suzione, come conseguenza della variazione del contenuto d'acqua del terreno che si avvicina al contenuto d'acqua residuo.



(a)



(a)



(b)

(b)

Figura 3.47 - (a) Relazione tra la curva caratteristica e l'involuppo di rottura (Vanapalli et al., 1996); (b) estensione del modello di Mohr-Coulomb (Lu, 2006).

Vi è una corrispondenza diretta tra la natura non lineare dell'involuppo di resistenza al taglio al crescere della suzione di matrice e il comportamento della curva caratteristica. Evidenze sperimentali mostrano che per bassi valori di suzione, l'acqua del terreno riempie i pori e quindi la variazione di suzione va considerata come una semplice variazione di pressione neutra in un terreno saturo, nel

campo di validità del principio delle tensioni efficaci di Terzaghi. Al crescere della suzione, l'acqua abbandona progressivamente i pori e resta all'interno di sacche delimitate dai menischi, in corrispondenza dei punti di contatto con le particelle. Quindi la resistenza a taglio continua a crescere con la suzione a causa dell'incremento degli sforzi normali tra le particelle, ma con incrementi progressivamente minori.

La Figura 3.47a mostra la relazione della curva caratteristica lungo un percorso di drenaggio e il corrispondente involucro di resistenza in funzione della suzione di matrice per un tipico terreno. La riduzione del volume di acqua all'interno dei pori all'aumentare della suzione riduce efficacemente il contributo che la suzione di matrice ha verso l'aumento della resistenza a taglio in quanto a basse suzioni di matrice l'angolo ϕ^b è uguale all'angolo ϕ' per poi diminuire al crescere della suzione.

Fredlund et al. (1987) suggeriscono che la linearità nel rapporto tra resistenza al taglio e la suzione di matrice può essere gestita in uno di questi modi:

- (1) dividendo l'involuppo di resistenza in due porzioni lineari, la prima estesa dal punto di saturazione (zero di suzione) alla pressione di ingresso d'aria con una pendenza pari a ϕ' , e la seconda si estende oltre la pressione di ingresso d'aria con una pendenza pari a ϕ^b ;
- (2) trascurando la non linearità ed adottando un involucro conservativo sull'intera gamma di suzione con una pendenza pari a ϕ^b , dove $\phi^b < \phi'$;
- (3) discretizzando l'involuppo in diversi segmenti lineari con diversi angoli ϕ^b .

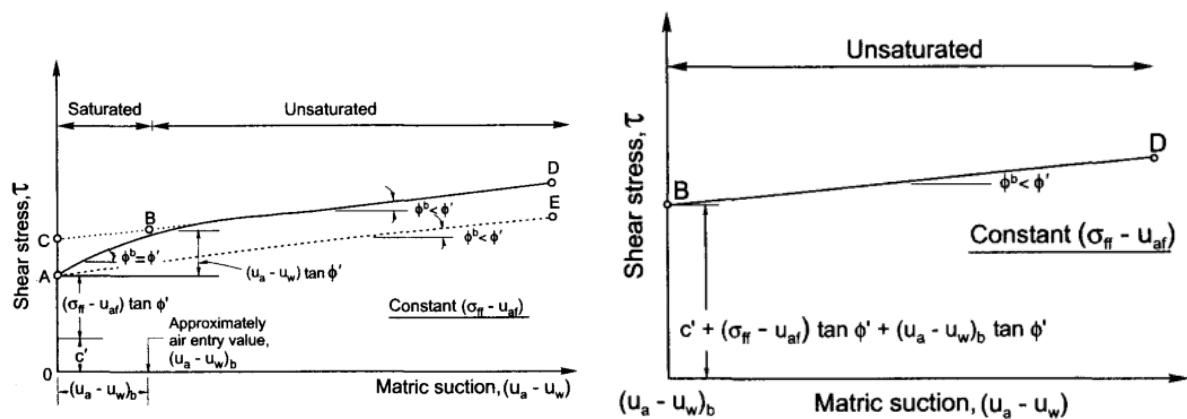


Figura 3.48 - linearizzazione dell'involuppo (Fredlund, 1987).

La variazione dell'angolo ϕ^b rispetto alla suzione di matrice può essere meglio compresa considerando il volume dei pori in cui agisce la pressione interstiziale. A basse suzioni il terreno rimane saturo ed il volume dei pori è pieno di acqua interstiziale. In questo caso gli effetti prodotti dalla pressione interstiziale e dalla tensione totale sulla resistenza al taglio sono caratterizzati dallo stesso angolo

d'attrito ϕ' . Un aumento di suzione produce lo stesso aumento di resistenza al taglio dovuto dall'aumento della tensione netta totale. L'angolo ϕ' è uguale all'angolo ϕ^b . Incrementando la suzione di matrice oltre il valore della pressione di ingresso d'aria $(u_a - u_w)_b$, i pori del terreno iniziano a svuotarsi e l'acqua occupa parzialmente il terreno. Un ulteriore aumento della suzione non risulta altrettanto efficace come un aumento della tensione netta totale per l'incremento della resistenza al taglio del terreno. Alcuni risultati sperimentali sono illustrati in Figura 3.49 (Gan et al., 1988; Escario e Juca, 1989).

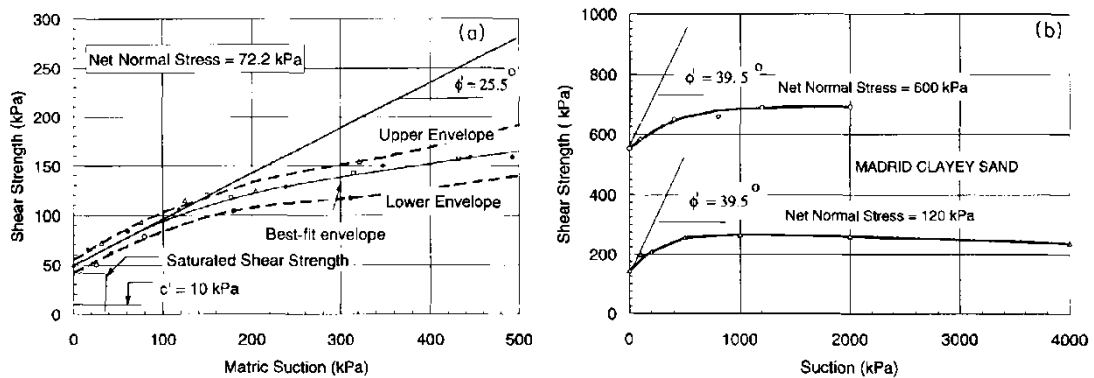


Figura 3.49 - a) Variazione della resistenza al taglio con la suzione di matrice (Gan et al., 1988; b) Variazione della resistenza al taglio con la suzione di matrice (Escario e Juca, 1989).

L'angolo d'attrito ϕ' , per una glacial till determinato da Gan et al. (1988) è di 25.5° mentre per la sabbia argillosa, l'angolo d'attrito ϕ' determinato da Escario e Juca (1989) è di 39.5° . Le prove mostrano un comportamento non lineare della resistenza al taglio quando si superano alcuni valori di suzione.

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

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w)[\vartheta_w \operatorname{tg} \phi'] \quad (3.62)$$

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

Vanapalli et al. (1996) hanno proposto un modello analitico per prevedere la resistenza al taglio di un terreno parzialmente saturo, che può essere scritto come:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w)[(\theta^k) \operatorname{tg} \phi'] \quad (3.63)$$

dove θ è il contenuto d'acqua normalizzato, dato dal rapporto tra il contenuto d'acqua volumetrico \mathcal{G}_w ed il contenuto d'acqua volumetrico saturo \mathcal{G}_s , e κ è un parametro di prova.

La seconda parte dell'equazione rappresenta il contributo alla resistenza al taglio dovuto alla suzione di matrice che può essere previsto considerando la curva caratteristica.

Estendendo lo stesso concetto ed evitando di utilizzare il parametro di prova κ , proposero un'altra equazione per determinare la resistenza al taglio:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\mathcal{G} - \mathcal{G}_r}{\mathcal{G}_s - \mathcal{G}_r} \right) tg \phi' \right] \quad (3.64)$$

dove \mathcal{G}_r è il contenuto d'acqua volumetrico residuo.

In termini di grado di saturazione S l'equazione 3.62 può essere riscritta come segue:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{S - S_r}{1 - S_r} \right) tg \phi' \right] \quad (3.65)$$

Dove S_r è il grado di saturazione residuo.

Il contenuto d'acqua residuo \mathcal{G}_r ed il grado di saturazione residuo S_r possono essere determinati attraverso la curva caratteristica.

La validazione del modello è avvenuta utilizzando i risultati delle prove di taglio diretto modificato di Gan (1988) sulla glacial till.

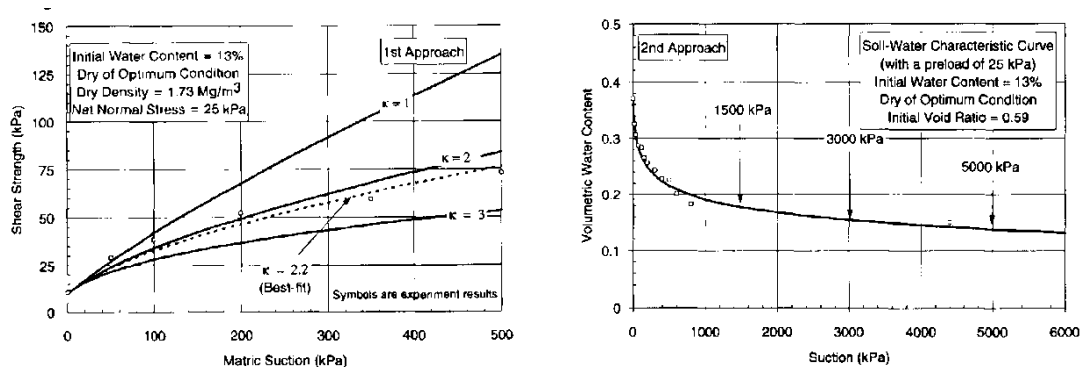


Figura 3.50 - (a) variazione della resistenza al taglio al variare della suzione con differenti valori del parametro κ ; (b) Variazione del contenuto d'acqua volumetrico al variare della suzione.

La variazione della resistenza al taglio rispetto alla suzione usando l'equazione 3.63, per differenti valori di κ , è mostrata in Figura 3.50 (a). La migliore correlazione si ottiene usando un valore di κ pari a 2,2. Utilizzando l'equazione 3.65, non vi è la necessità di utilizzare il parametro κ . La Figura 3.53 mostra la variazione del contenuto d'acqua al variare della suzione. Per i terreni a grana fine è difficile definire con chiarezza le condizioni residue. La resistenza al taglio usando l'equazione 3.65, per vari

valori di suzione (1500, 3000, 5000 Kpa) è mostrata in Figura 3.51. Si è trovato un buon accordo tra il risultato sperimentale e la resistenza al taglio determinata per una suzione di 3000 Kpa.

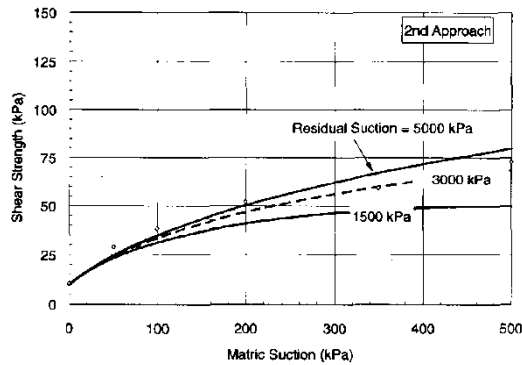


Figura 3.54 - (a) Variazione della resistenza al taglio al variare della suzione con differenti valori residuali della suzione.

Oberg e Salford (1997) hanno proposto una equazione in cui è utilizzato il grado di saturazione S del terreno per descrivere la resistenza al taglio:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w)[(S) tg \phi'] \quad (3.66)$$

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

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + f(u_a - u_w) \quad (3.67)$$

dove f è una funzione non lineare della suzione.

Garven e Vanapalli (2006) hanno fornito una relazione empirica tra l'indice di plasticità del terreno (I_p) ed il parametro κ . L'equazione empirica proposta, che collega il fattore k con l'indice di plasticità è:

$$\kappa = -0.0016(I_p)^2 + 0.0975(I_p) + 1 \quad (3.68)$$

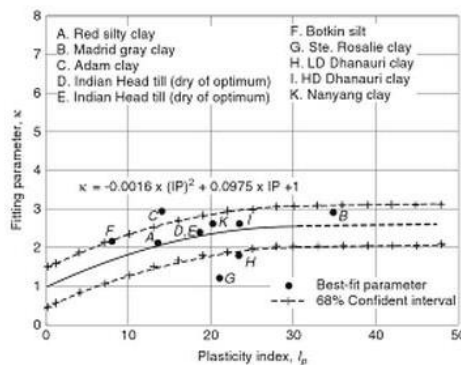


Figura 3.55 - (a) relazione tra il parametro κ e l'indice di plasticità.

Zhou e Sheng (2009), partendo dalla relazione di Fredlund (Equazione 3.32), hanno definito l'angolo d'attrito dovuto alla suzione φ_b :

$$\tan \varphi^b = \begin{cases} \tan \varphi' & s < s_{sa} \\ \tan \varphi' \left[\frac{s_{sa}}{s} + \left(\frac{s_{sa}+1}{s} \right) \ln \frac{s+1}{s_{sa}+1} \right] & s \geq s_{sa} \end{cases} \quad (3.69)$$

L'equazione 3.69 può essere usata per predire la resistenza al taglio in funzione della suzione (Figura 3.56).

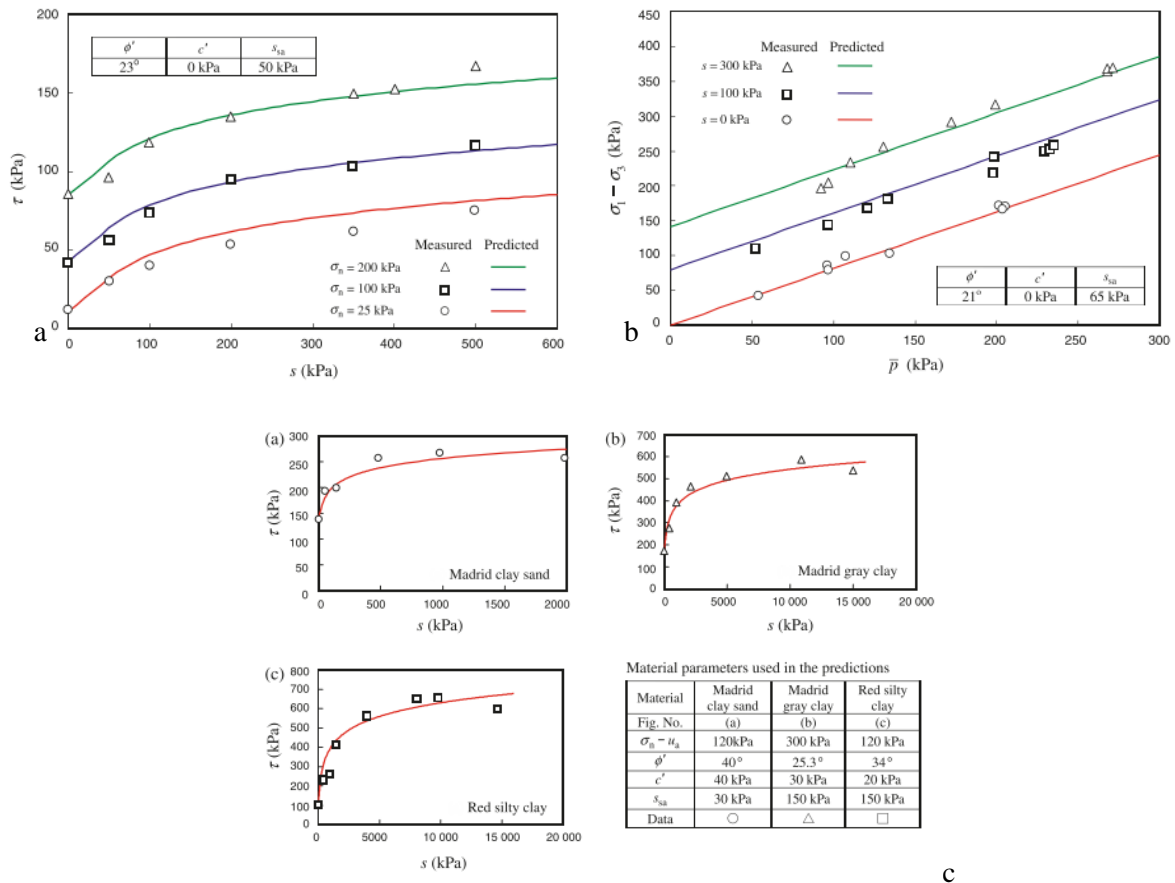


Figura 3.56 - Resistenza al taglio in funzione della suzione : (a) dati da Vanapalli (1996); (b) dati da Wheeler e Sivakumar (2000); (c) dati da Escario e Saez (1986).

Il concetto di tensione di suzione è stato recentemente proposto per esprimere e valutare più efficacemente l'influenza della suzione di matrice sulla tensione efficace e sulla resistenza al taglio del terreno insaturo (Lu e Likos, 2006). Questo concetto è vantaggioso perché può rappresentare lo stato tensionale dei terreni insaturi modificando il principio delle tensioni efficaci Terzaghi (1943) e la relazione di Bishop (1959) attraverso una singola variabile tensionale ed inoltre può essere correlato con la curva caratteristica (SWCC). L'applicabilità e la validità della tensione di suzione sono state analizzate da numerosi studi (Lu et al, 2009; Kim et al, 2010).

Le tensioni di suzione si riferiscono alle forze interparticellari generate all'interno di una matrice di particelle di un suolo parzialmente saturo e dovuto agli effetti combinati della pressione negativa dell'acqua interstiziale e della tensione superficiale. La conseguenza macroscopica della tensione di suzione è una forza che tende a tirare i grani suolo l'uno verso l'altro. Analogamente alla SWCC, la tensione di suzione è significativamente dipendente dal tipo di terreno. Recentemente, Lu et al. (2010) hanno concettualizzato una equazione in forma chiusa per rappresentare lo stato tensionale efficace nel suolo insaturo, introducendo il concetto di curva caratteristica della tensione di suzione, SSCC. La tensione efficace è stimata introducendo la tensione di matrice, che può essere usata come un indice che valuta lo stato tensionale di un terreno parzialmente saturo a causa della stretta relazione tra la suzione di matrice e il grado di saturazione. La tensione efficace del terreno parzialmente saturo può essere espressa come mostrato nella Equazione (3.70) (Lu e Likos, 2006):

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \sigma^s \quad (3.70)$$

dove u_a è la pressione dell'aria, σ è la tensione totale, σ' è la pressione efficace e σ^s è definita come la curva caratteristica della tensione di suzione del terreno, ovvero esprimibile come:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + (u_a - u_w)S_e = (\sigma - u_a) + (u_a - u_w) \left(\frac{S - S_r}{1 - S_r} \right) \quad (3.71)$$

dove S_e è il grado effettivo di saturazione. Si noti che la rappresentazione grafica della tensione di suzione è l'area ombreggiata sotto la SWCC normalizzata di Figura 3.57.

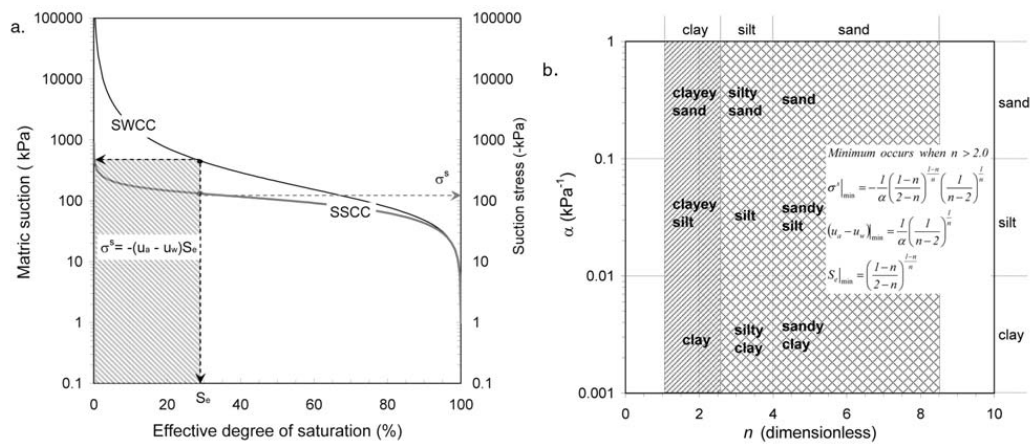


Figura 3.57 - (a) Relazione tra la curva caratteristica SWCC e la curva caratteristica SSCC; (b) tensione di suzione per diversi suoli.

Utilizzando il modello di Van Genuchten (1980), il grado di saturazione effettivo può essere espresso come:

$$S_e = \left\{ \frac{1}{1 + |\alpha(u_a - u_w)|^n} \right\}^{1 - \frac{1}{n}} \quad (3.72)$$

dove n ed α sono fattori empirici delle proprietà dei terreni insaturi, con α l'inverso del valore di ingresso d'aria per i terreni saturi ed n il parametro della distribuzione dei pori. La Figura 3.57b mostra il range dei valori dei parametri α ed n per diversi suoli.

Una equazione in forma chiusa della tensione di suzione per tutto il campo delle suzioni può essere ottenuta sostituendo l'equazione 3.72 nell'equazione 3.71 ed eliminando il grado di saturazione:

$$\sigma^s = -(u_a - u_w) \quad (u_a - u_w) \leq 0 \quad (3.73a)$$

$$\sigma^s = \sigma - u_a + \frac{(u_a - u_w)}{(1 + |\alpha(u_a - u_w)|^n)^{(n-1)/n}} \quad (u_a - u_w) \leq 0 \quad (3.73b)$$

pertanto, sostituendo l'equazione 3.73 nell'equazione 3.71 si ottiene l'equazione in forma chiusa delle tensioni efficaci, per tutte le saturazioni:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + (u_a - u_w) \quad (u_a - u_w) \leq 0 \quad (3.74a)$$

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \frac{(u_a - u_w)}{(1 + |\alpha(u_a - u_w)|^n)^{(n-1)/n}} \quad (u_a - u_w) \leq 0 \quad (3.74b)$$

L'equazione 3.74a è per i terreni in condizioni di completa saturazione, l'equazione 3.74b è per i terreni in condizione di parziale saturazione. In Figura 3.58(a) si mostra la SWCC per terreni sabbiosi, limosi e argillosi, mentre in Figura 3.58(b) si mostra la SSCC determinata per ogni tipo di terreno utilizzando l'equazione (3.74b).

Ciascuno di questi tre "tipici" comportamenti dei terreni è unico in funzione delle caratteristiche della tensione di suzione. Per i terreni sabbiosi, la tensione di suzione è pari a zero in corrispondenza di due valori della suzione matriciale, a zero di suzione matriciale (condizioni di saturazione) e per un altro valore di suzione.

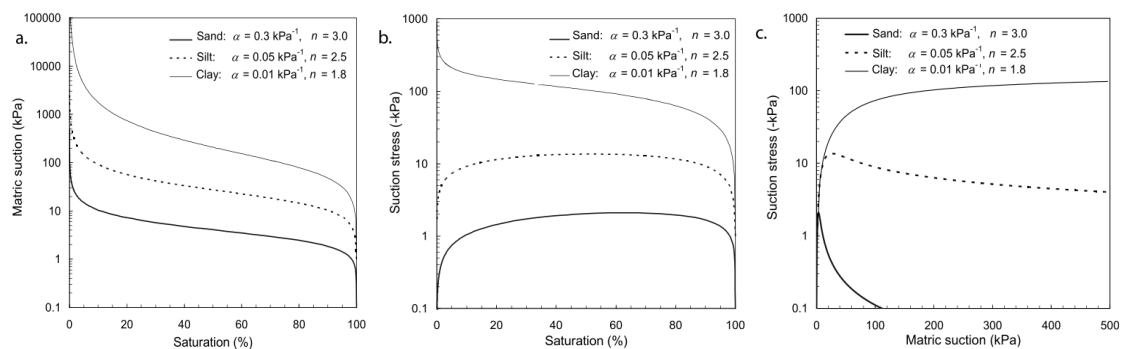


Figura 3.58 - (a) SWCC per alcuni tipi di terreni; (b) SSCC per alcuni tipi di terreni in funzione del grado di saturazione; (c) SSCC per alcuni tipi di terreni in funzione della suzione di matrice.

Il comportamento dei terreni granulari è stato analizzato da una serie di indagini sperimentali (Schubert, 1975; Kim, 2007; Lu et al., 2007). Il comportamento delle sabbie non può essere descritto

usando la relazione di Bishop perché le tensioni efficaci sono funzione della suzione di matrice e del grado di saturazione.

Per i terreni limosi (Figura 3.58b) il comportamento è simile a quello dei terreni granulari eccezion fatta per una aliquota del valore di tensione di suzione che permane a grandi suzioni di matrice. Il range di suzione di matrice rimane considerevole può variare dall'ordine di diverse centinaia a diverse migliaia di KiloPascal. Per un terreno argilloso il tipico modello di variazione della tensione di suzione è illustrato in Figura 3.58b e 3.58c in cui le variazioni avvengono da zero a valori nulli della suzione di matrice e diminuendo monotonamente all'aumentare della suzione.

La forma di questa curva è controllata dalla geometria dei pori e dai parametri dell'acqua interstiziale, α ed n .

Il parametro α è un indicatore della suzione di matrice e dipende dalle condizioni di essiccamento del terreno, mentre il parametro n è dipendente della distribuzione granulometrica. Dalla Figura 3.58b si evince che se $n \leq 2$ la curva caratteristica SSCC è monotonamente decrescente mentre per un valore $n > 2$, inizialmente decresce per poi subire un incremento.

La validazione sperimentale è avvenuta utilizzando i risultati di 20 prove svolte attraverso l'utilizzo dell'apparecchiatura di taglio diretto e della cella triassiale a suzioni controllate per diversi terreni che coprono la gamma di sabbia, limo e argilla (cfr. Tabella 1).

Per quei terreni per i quali che sono disponibili le SWCC e le SSCC, si confrontano direttamente i risultati ottenuti dalle prove con l'equazione (3.72) per la SWCC e con l'equazione (3.73) per le SSCC. Se l'equazione (3.73) è valida, si identificano i due parametri α ed n . Per i terreni per i quali sono disponibili solo i dati della tensione di suzione, si deve fare una analisi "semiquantitativa".

Il criterio di Mohr-Coulomb può essere scritta come:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) - \sigma^s] \tan \phi' \quad (3.75)$$

In termini di tensione di suzione

$$\sigma^s = - \frac{\tau - c' - (\sigma - u_a) \tan \phi'}{\tan \phi'} \quad (3.76)$$

	Name	Soil properties	ub=1/a	n	(°)	c'	Reference	Apparatus
Group 1	Kaolin	w _L = 63%, I _p = 33%, percent finer than 3 μm=70%, γ _{dMAX} = 1.4 g/cm ³	395 ^b	1.20 ^c	22	24	Khalili and Khabbaz [1998]	Modified triaxial
	Jossigny silt (low-plasticity clay)	w _L = 37%, I _p = 18%, clay-size fraction = 34%, γ _{dMAX} = 1.7 g/cm ³	182 ^b	1.54 ^c	22 ^b	25 ^b	Cui and Delage [1993]	Triaxial apparatus with osmotic suction control
	Madrid clayey sand	w _L = 32%, I _p = 15%, fine fraction = 17%, γ _{dMAX} = 1.91 g/cm ³	127 ^b	1.63 ^c	38	0	Escario and Sáez [1986]	Modified direct shear
	Sandy clay 1	N.D.	35 ^b	1.59 ^c	37 ^d	0 ^d	Blight [1967]	Modified triaxial with water content control
Group 2	Compacted glacial till	w _L = 35.5%, I _p = 18.7%, clay-size fraction = 30%, γ _{dMAX} = 1.815 g/cm ³	153 ^b	1.50 ^c	25.5	1	Gan et al. [1988]	Modified direct shear
	Tappen Notch Hill silt	w _L = 57%, I _p = 32% (for clay fraction), clay-size fraction = 10%, silt = 85%,	94 ^b	1.39 ^c	35	0	Krahn et al. [1989]	Modified multistage triaxial
	Sandy clay 2 ^d	N.D.	70 ^b	1.58 ^c	30	0	Maswaswe [1985]	Modified triaxial
	Dhanauri clay compacted to low density ^d	γ _{dMAX} = 1.48 g/cm ³	62 ^b	1.43 ^c	28.5	7.8	Satija [1978]	Modified triaxial
	Mature residual soil (Vista Chinesa, Brazil)	w _L = 50.7%, I _p = 18.4%, clay-size fraction = 24.4%, sand = 60%	38 ^b	1.63 ^c	28.7	13.7	de Campos and Carrillo [1995]	Modified direct shear
Group 3	Dhanauri clay compacted to high density ^d	γ _{dMAX} = 1.58 g/cm ³	127 ^b	1.30 ^c	29	7.8	Satija [1978]	Modified triaxial
	Sand-clay mixture	Clay-size fraction = 25%, sand = 75%, γ _{dMAX} = 1.92 g/cm ³	115 ^b	1.40 ^c	33.5	30	Khalili and Khabbaz [1998]	Modified triaxial
	Speswhite kaolin	γ _{dMAX} = 1.2 g/cm ³	86 ^b	1.42 ^c	25	0	Wheeler and Sivakumar [1995]	Triaxial
	Yellow colluvium (Vista Chinesa, Brazil)	w _L = 45.7%, I _p = 22.7%, clay-size fraction = 42.5%, sand = 50.3%	54 ^b	1.62 ^c	26.4	0	de Campos and Carrillo [1995]	Modified direct shear
	Compacted nonplastic silty sand ^d	γ _{dMAX} = 1.89 g/cm ³	43	1.50 ^c	38.7	11.5	Drumright [1989]	Modified triaxial
Group 4	Hume Dam clay (Southeastern Australia)	w _L = 33%, I _p = 12%, fine fraction = 74%, sand fraction = 26%, γ _{dMAX} = 1.69 g/cm ³	77.5 ^e	1.37 ^e	29	19	Khalili et al. [2004]	Modified triaxial

	Barcelona silt	$w_L = 32\%$, $I_p = 16\%$, clay-size fraction = 20%, silt=43%, sand = 37%	14°	1.13°	28	0	Vaunat et al. [2002]	Modified direct shear
Group 5	Glacial till compacted dry of optimum water content	$w_L = 35.5\%$, $I_p = 18.7\%$, clay-size fraction = 30%, silt=42%, sand = 28%, $\gamma_{dMAX} = 1.73 \text{ g/cm}^3$	40.9°	1.46°	23	0	Vanapalli et al. [1996]	Modified multistage direct shear
	Decomposed tuff (Hong Kong)	N.D.	46.9°	1.89°	39	0	Fredlund et al. [1995]	Modified multistage direct shear
Group 6	Ottawa sand	N.D.	2.20°	2.50°	N.D	N.D	Kim [2001]	Tensile strength tests
	Limestone agglomerate	N.D.	1.12°	12.68°	N.D	N.D	Schubert [1984]	Tensile strength tests

Tabella 3.1 - Descrizioni del suolo e delle proprietà utilizzate per convalidare in forma chiusa l'Equazione delle tensioni efficaci.

La Figura 3.59a mostra il contributo della tensione di suzione di 4 differenti tipi di materiale: caolino, limo Jossigny, sabbia argillosa di Madrid e argilla sabbiosa.

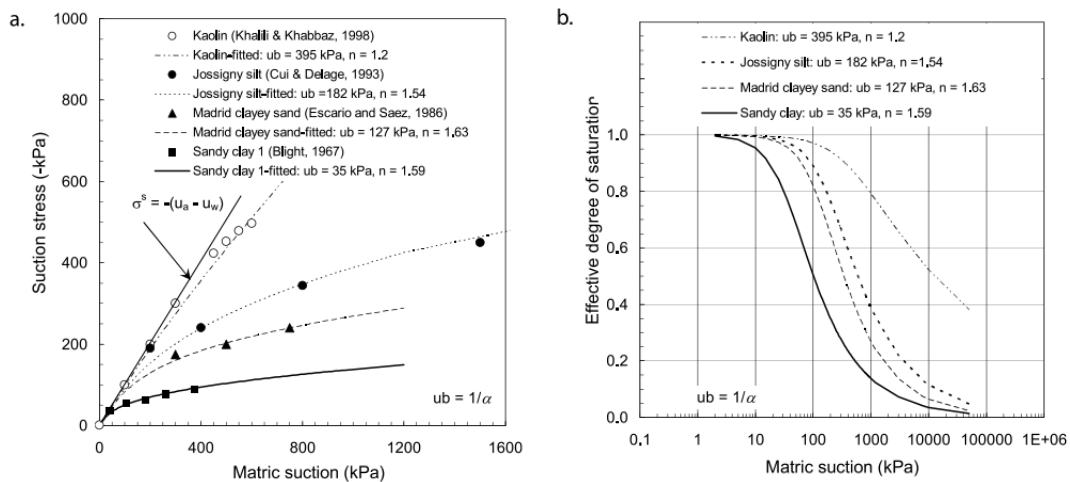


Figura 3.59 - Convalida semiquantitativa dell' equazione delle tensioni efficaci in forma chiusa; (a) SSCC misurata per caolino, limo argillosi Jossigny, sabbia di Madrid, argilla e sabbia; (b) SWCC prevista per i terreni in esame.

Questi terreni mostrano una diminuzione monotona di tensione di suzione all'aumentare della suzione di matrice. Fino a valori prossimi del valore di ingresso d'aria, la tensione di suzione segue l'andamento $\sigma^s = -(u_a - u_w)$ dove è valido il principio delle tensioni efficaci di Terzaghi. Dopo questo valore la tensione di suzione incomincia a deviare.

Le SWCC sono quindi calcolate usando l'equazione (3.72) utilizzando il parametro ingresso dell'aria, a (a è l'inverso della pressione u_b di ingresso d'aria), e il parametro dimensione dei pori, n , e sono tracciate in Figura 3.59b.

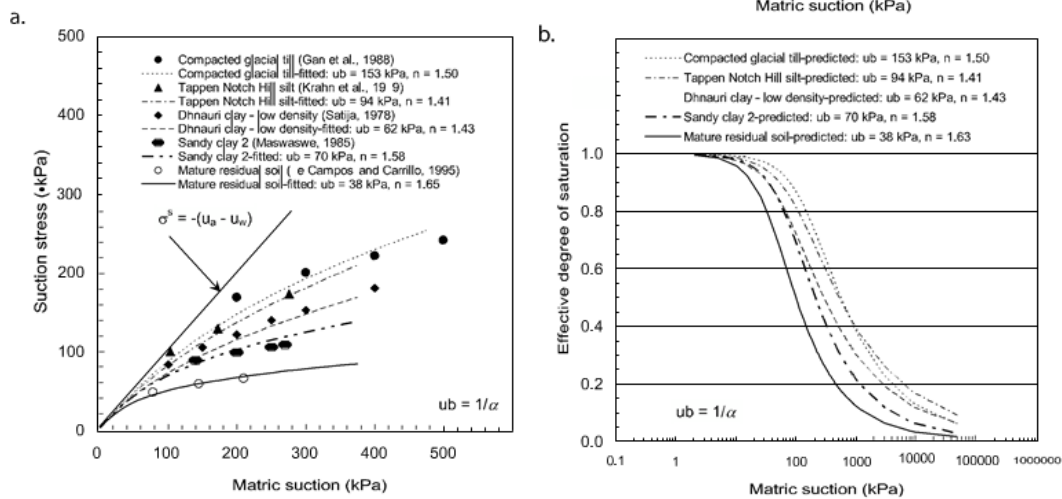


Figura 3.60 - Convalida semiquantitativa dell'equazione delle tensioni efficaci in forma chiusa; (a) SSCC misurata per fino glaciale compattato, Tappen Notch Limo Hill, Dhanauri argilla compattata a bassa densità, di sabbia argilla, terreno maturo residuo e (b) SWCC prevista per questi terreni.

La figura 3.60 mostrano i risultati di ulteriori cinque terreni, definiti come gruppo 2. Questo gruppo è costituito dal glacial Till, dal limo Tappen Notch Hill, dalle argille sabbiose 2 e dall'argilla compattata Dhanauri a bassa densità, e un terreno maturo residuo. I risultati sono illustrati in Figura 3.60a e nella Tabella 1. Il valore di ingresso d'aria u_b e il parametro n vengono utilizzati nell'equazione (3.72) per determinare la SWCC, come mostrato in Figura 3.60b.

La SWCC più a destra identifica un terreno a grana fine come il Glacial Till (frazione di argilla del 30%) (Tabella 1).

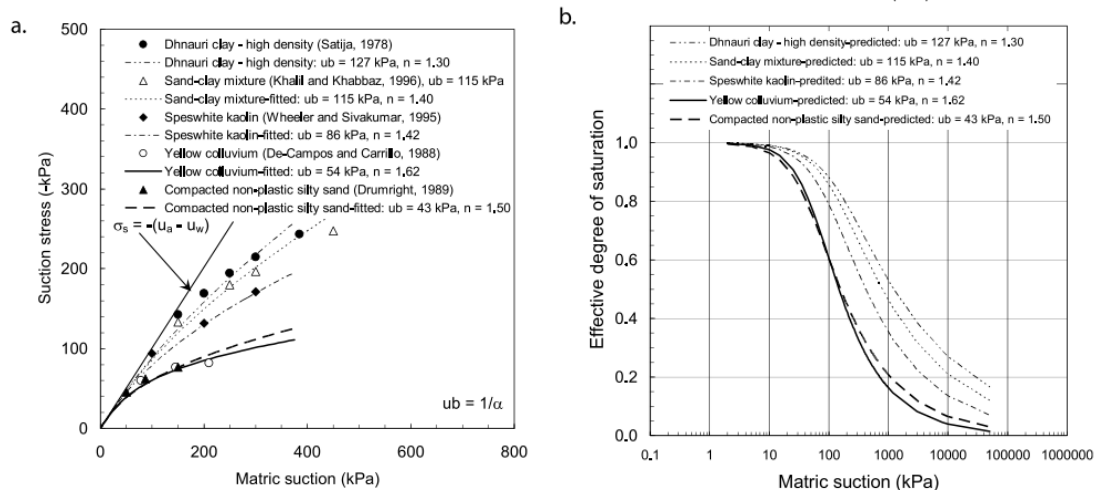


Figura 3.61 - Convalida semiquantitativa dell'equazione delle tensioni efficaci in forma chiusa per i suoli del Gruppo 3: (a) SSCCs misurata per Dhanauri argilla compattata ad alta densità, miscela di sabbia-creta, caolino speswhite, terreno colluviale giallo, compattato e sabbia limosa non plastica (b) SWCC prevista per questi terreni.

Il gruppo finale per la convalida semiquantitativa è composto da cinque terreni: dall'argilla compattata ad alta densità di Dhanauri, da una miscela di sabbia-creta, da caolino speswhite, dal terreno giallo

colluviale, e dalla sabbia limosa compattata e non plastica. I risultati sono illustrati in Figura 3.61a e nella Tabella 1. La tendenza allo spostamento verso destra delle SWCC per i terreni a grana fine rispetto ai suoli più densi con pressioni di ingresso d'aria maggiore è evidente e supporta qualitativamente l'equazione (3.73) per la curva caratteristica della tensione di suzione.

Per la validazione quantitativa sono stati individuati sei terreni per i quali sono disponibili in letteratura i risultati sia della SWCC e della SSCC. Per chiarezza abbiamo diviso i terreni in tre gruppi. Il primo, comprende l'argilla Hume Dam (Khalili et al., 2004) e il limo di Barcellona (Vaunat et al., 2002). I risultati dei test e le SWCC sono mostrate in Figura 3.62a. I parametri α e n sono stati poi utilizzati per prevedere le SSCC (Figura 3.61b).

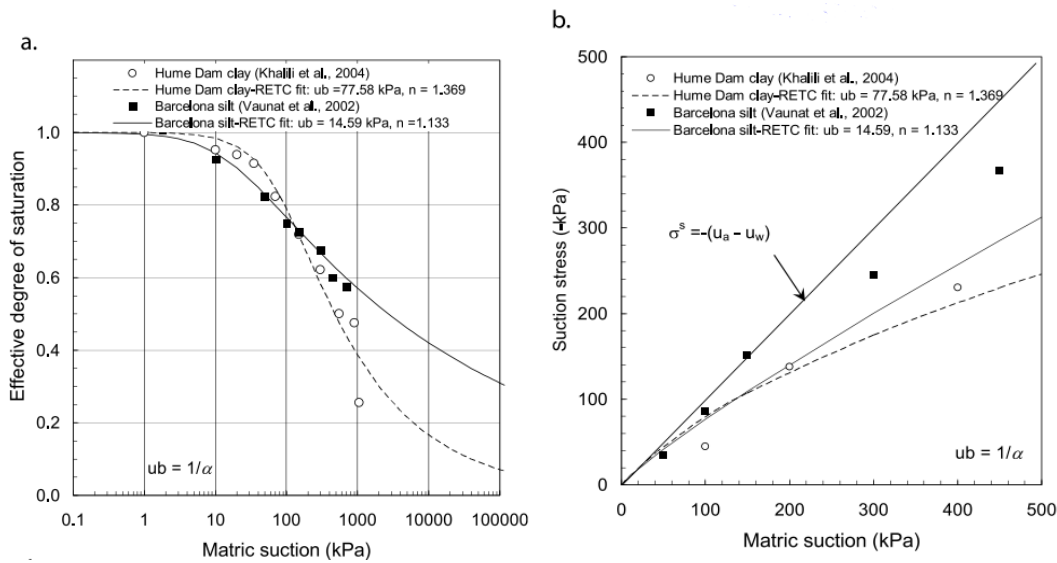


Figura 3.62 - Convalida quantitativa dell'equazione delle tensioni efficaci in forma chiusa terreni: (a) SWCC misurata per Barcellona limo e argilla Dam Hume (b) SSCC misurata e prevista per questi terreni.

In figura 3.63a e 3.63b sono descritte le SSWC e le SSCC del glacial till compattato al contenuto di acqua ottimale (Vanapalli et al., 1996) e del tufo decomposto (Fredlund et al., 1995). Il modello di Van Genuchten è stato utilizzato per identificare i parametri α ed n (Figura 3.63a), ed i valori di α ed n sono utilizzati per prevedere la SSCC (figura 3.63b). Ancora una volta, l'equazione (3.73) fornisce una previsione accurata (entro qualche percento) dei valori sia per il deposito glaciale che per il tufo decomposto.

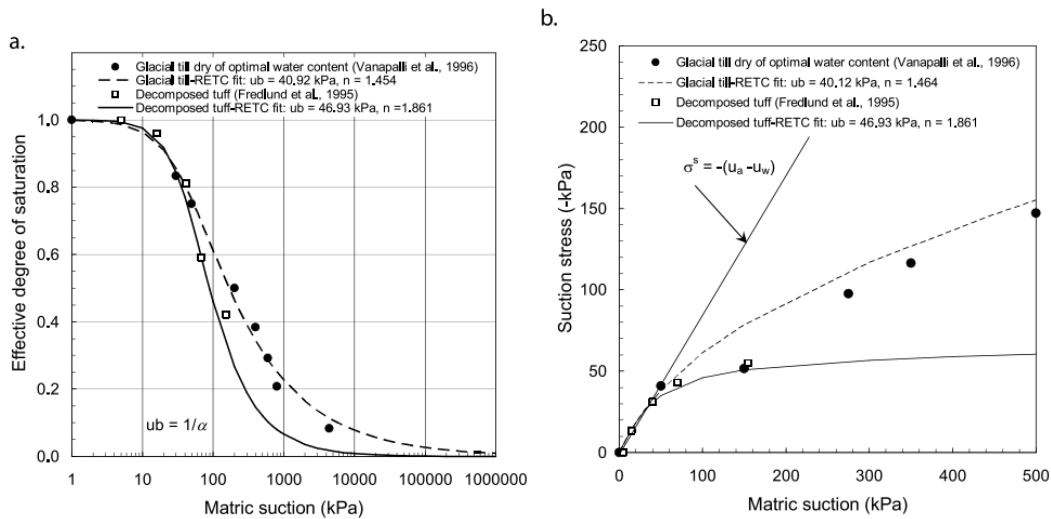


Figura 3.63 - Convalida quantitativa dell'equazione delle tensioni efficaci in forma chiusa: (a) SWCC misurata per tufo decomposto e glaciale fino (b) SSCC misurata e predetta per questi terreni.

In Figura 3.64a e 3.64b è illustrato il comportamento di due materiali a grana grossa: la sabbia fine di Ottawa (Kim, 2001) e agglomerati di calcare (Schubert, 1984). Il particolare comportamento di picco di questi materiali non può essere previsto utilizzando il classico approccio delle tensioni efficaci di Bishop o dall'estensione del criterio di Mohr-Coulomb.

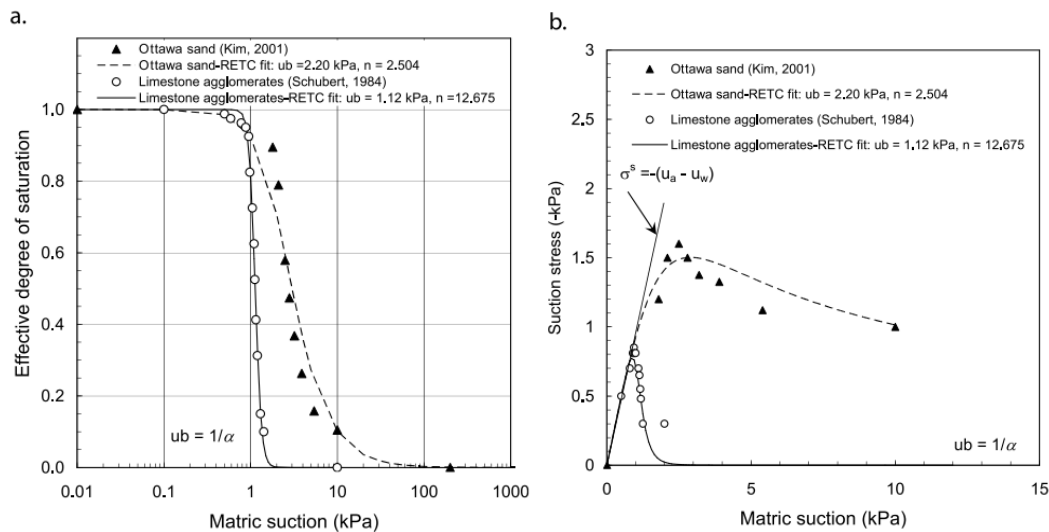


Figura 3.64 - Convalida quantitativa dell'equazione delle tensioni efficaci in forma chiusa: a) SWCC misurata per agglomerati di calcare e sabbia di Ottawa; b) SSCC misurata e predetta per questi terreni.

CAPITOLO IV

SPERIMENTAZIONE DI LABORATORIO

4.1 INTRODUZIONE

Come premesso, una parte significativa della Regione Campania è ricoperta da terreni di natura piroclastica derivanti dai centri vulcanici del Somma-Vesuvio e dei Campi Flegrei. Le eruzioni di tali centri hanno dato origine a depositi di notevole spessore di piroclastiti da caduta, da flusso e da surge che presentano differenze dovute alle modalità di trasporto e di deposizione che ne influenzano la risposta sotto sollecitazioni statiche, cicliche e dinamiche. Nonostante questi terreni siano caratterizzati da proprietà indice tra loro confrontabili, le differenze in termini di proprietà di stato e di caratteristiche meccaniche non sono trascurabili. La genesi di queste coperture, come illustrato in precedenza, favorisce l'innescò di fenomeni di instabilità in quanto sono stati ricoperti rilievi montuosi ad elevata pendenza con coltri piroclastiche aventi porosità elevate. In tali depositi le condizioni di stabilità sono essenzialmente legate all'effetto benefico che le condizioni di parziale saturazione e la suzione conferiscono alla resistenza al taglio. Per effetto di eventi meteorici particolari per intensità e durata i processi di infiltrazione possono incrementare il grado di saturazione fino al raggiungimento di una condizione di instabilità e quindi l'innescò di un fenomeno franoso. In depositi suscettibili alla liquefazione, all'innescò di un fenomeno franoso, può corrispondere una evoluzione in colata di fango.

Pertanto, il programma sperimentale si è posto due obiettivi:

- 1) verificare l'eventuale legame esistente tra natura e genesi dei terreni investigati (depositi da caduta, da flusso o da surge) e risposta meccanica (caratteristiche meccaniche e suscettibilità alla liquefazione); questo è stato possibile grazie al confronto dei risultati sperimentali ottenuti in laboratorio in condizioni di completa saturazione su 9 depositi (3 da flusso o da surge e 6 da caduta).
- 2) caratterizzare meccanicamente ed idraulicamente i depositi da flusso o surge in condizioni di parziale saturazione. Successivamente i risultati di tale sperimentazione sono stati messi a confronto con i dati disponibili per i depositi da caduta. Per tale parte della sperimentazione è stato individuato il sito dei Camaldoli come tipico di un deposito da flusso ed il sito di Cervinara come tipico di un deposito da caduta.

L'intera sperimentazione è stata condotta su campioni naturali. Particolare attenzione è stata dedicata alle tecniche sperimentali di prelievo e di prova al fine di evitare azioni di disturbo tali da influenzare la risposta del terreno nel corso delle prove.

4.2 PROGRAMMA E PROCEDURE SPERIMENTALI

Al fine di procedere alla caratterizzazione meccanica ed idraulica dei depositi da caduta e da flusso sia in condizione di totale che di parziale saturazione, sono state condotte prove di laboratorio su campioni naturali ed indisturbati dei siti di Cervinara, Baiano, Bracigliano, Forchia, Lauro, Sarno, Agnano, Camaldoli, San Martino (Tabella 4.1).

Cervinara	CID	CIU	Ced	SP	USP	K
Camaldoli	CID	CIU	Ced	SP	USP	K
Bracigliano	CID	CIU	Ced			K
Agnano	CID	CIU	Ced			
Baiano	CID	CIU	Ced			K
Forchia	CID	CIU	Ced			K
Lauro	CID	CIU	Ced			K
Sarno	CID	CIU	Ced			K
San Martino	CID	CIU	Ced			K

Tabella 4.1 - Prove di laboratorio sui siti campione.

In ogni sito sono stati individuati, su fronti di scavo o all'interno di pozzetti, degli strati del terreno da investigare in posizione primaria e da questi sono stati prelevati, attraverso il prelievo manuale, campioni naturali indisturbati, mediante l'utilizzo di fustelle metalliche aventi le dimensioni dei provini da inserire all'interno dell'apparecchiatura di laboratorio (Figura 4.1). Tale procedura si è resa necessaria onde evitare la modifica, attraverso le azioni di disturbo connesse alla fase di prelievo, delle proprietà di stato del campione necessarie per la definizione del potenziale di liquefazione del deposito.

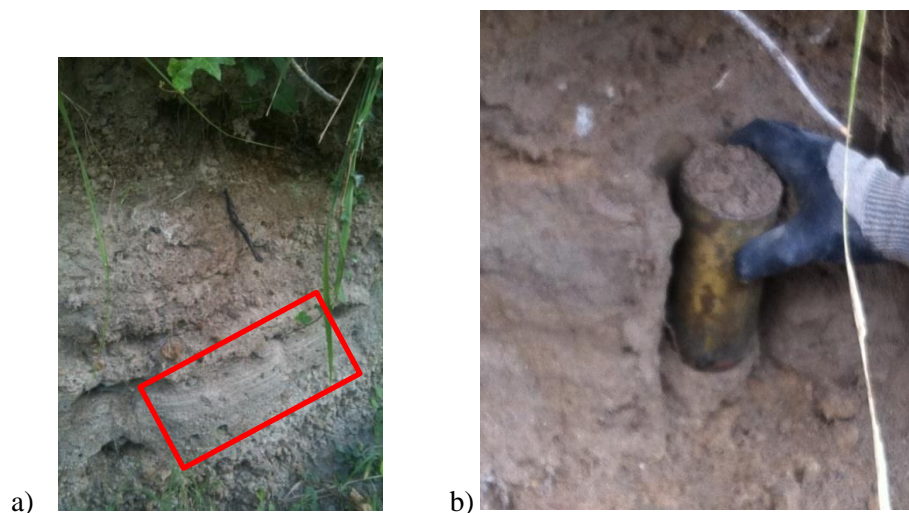


Figura 4.1 – a) Depositi in posizione primaria; b) Prelievo in sito.

A titolo di esempio nel seguito vengono riportati i risultati di una prova CIU su tre provini realizzati da un campione estratto, con le classiche procedure di campionamento (campionatore tipo Shelby), all'interno di un foro di sondaggio alla profondità di 19.50-20.00 m in un deposito piroclastico fuori falda presente lungo le pendici della collina di San Martino (Napoli). Le evidenze sperimentali hanno mostrato come su terreni granulari parzialmente saturi le azioni di disturbo arrecate nel corso del prelievo possano comportare errori sub-sperimentali tali da non rendere utilizzabili i risultati. Infatti, nonostante il prelievo sia stato effettuato all'interno di uno deposito omogeneo, i risultati delle prove su tre provini prelevati lungo l'altezza del campione (come indicato in Figura 4.2) evidenziano risposte non drenate non congruenti tra di loro. In particolare si ottengono tre tipi di comportamento differenti; risposta non drenata stabile (testa del campione dove probabilmente si è indotto una compressione nel corso del campionamento), risposta instabile (porzione centrale del campione) e risposta parzialmente instabile (in prossimità della punta del campione) (Figura 4.2).

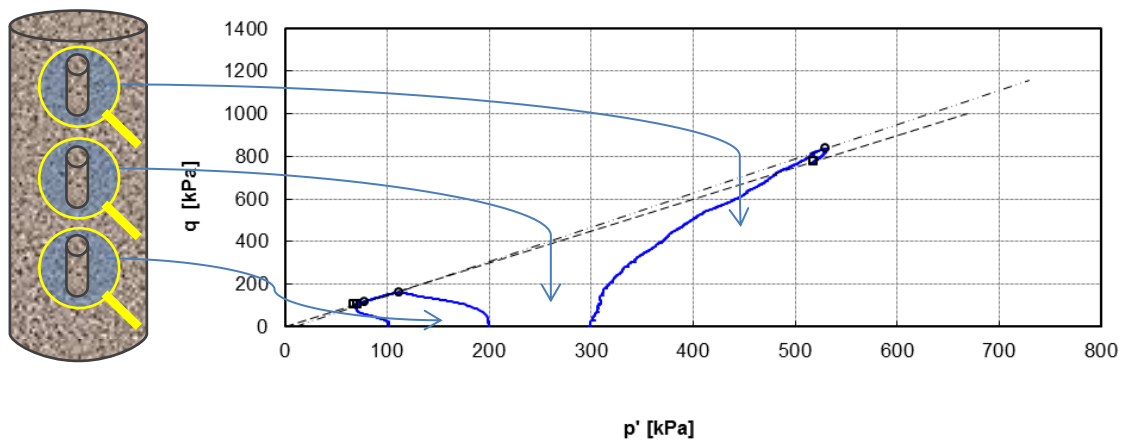


Figura 4.2 – Prova CIU su tre campioni “indisturbati” del sito di San Martino.

Altra azione di potenziale disturbo può essere arrecata ai provini nel corso del processo di saturazione. Utilizzando tecniche convenzionali di saturazione (che prevedono l'applicazione di back-pressure di circa 100-200kPa) si corre il rischio di applicare stati tensionali maggiori rispetto a quelli agenti in sito e tali da comportare, nelle prime fasi del processo di saturazione (quando il terreno è ancora parzialmente saturo) compressioni indesiderate tali da influenzare la risposta del terreno.

I provini naturali sui quali è stata condotta la sperimentazione sono parzialmente saturi e, generalmente caratterizzati da un elevato indice dei pori. Le procedure tradizionali di saturazione hanno evidenziato un collasso volumetrico indotto dall'annullamento della suzione tale da non permettere l'utilizzo dei risultati per una analisi della suscettibilità alla liquefazione. Particolare attenzione è stata posta nella fase di assemblaggio della prova. Prima del montaggio del provino, i circuiti sono stati completamente asciugati con aria compressa secca e le piastre porose sono state preventivamente essiccate in stufa.

Inoltre è stata utilizzata la procedura di saturazione ideata da Olivares e Picarelli (2001), con un sistema supplementare di pressione di CO₂ da applicare in testa al provino ed un'interfaccia aria-acqua deareata da applicare alla base del provino (rubinetti E ed F in Figura 4.3).

In questo modo è possibile applicare sia una tensione netta che una suzione nota ed attivare una filtrazione con acqua deareata.

La saturazione è ottenuta attraverso una procedura che viene suddivisa in varie fasi.

Montaggio:

Dopo la preparazione, il provino è soggetto ad una suzione matriciale iniziale $S_o = u_a - u_w$ e ad una tensione netta T_o nulla ($T_o = \sigma_c - u_a$); il valore di S_o è funzione del contenuto d'acqua e della porosità del provino al montaggio. Una suzione non nulla caratterizza anche i provini naturali che, come detto, sono parzialmente saturi. In questa fase, sia il rubinetto C che quelli A e B restano chiusi (Figura 4.3).

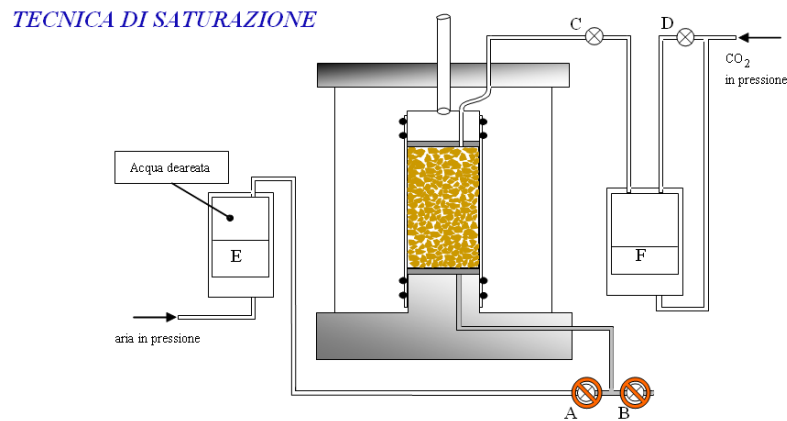


Figura 4.3 – Fase di montaggio di un provino in condizioni di parziale saturazione.

Prima fase:

La valvola C è aperta mentre le valvole A e B rimangono chiuse. Il provino viene sottoposto ad uno stato tensionale totale isotropo ($\sigma_c = 50 \text{ kPa}$) e ad una pressione trasmessa dall'anidride carbonica ($u_a = 20 \text{ kPa}$) (Figura 4.4). La pressione di cella viene applicata contemporaneamente a quella della CO₂ in testa al provino in modo da conferire al provino una tensione netta T_1 pari a 30 kPa. Considerando che durante questo processo permanga la continuità della fase gassosa, la suzione rimane inalterata, ossia $S_1 = S_o$.

TECNICA DI SATURAZIONE

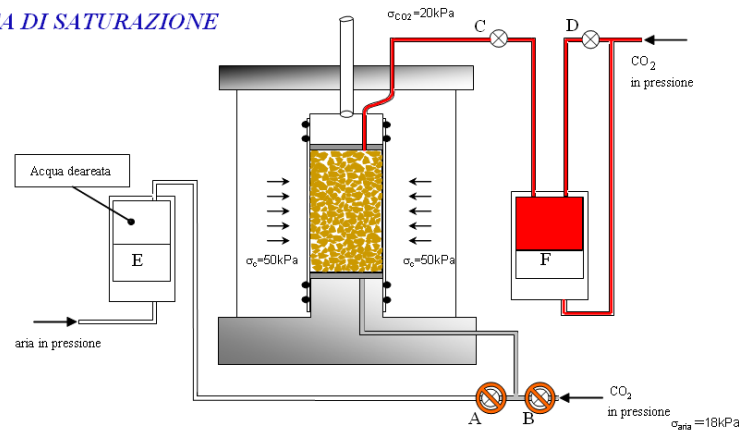


Figura 4.4 – Prima fase di saturazione (Olivares et al., 2003).

Seconda fase:

In questa fase, la valvola B viene aperta e la base del provino viene messa in contatto con anidride carbonica a una pressione inferiore in modo da indurre un piccolo gradiente tale da generare un flusso di anidride carbonica dal alto verso il basso. In questo modo l'aria presente nel provino viene sostituita dall'anidride carbonica che è molto più solubile in acqua.

La condizione di flusso viene tenuta attiva per circa quindici minuti.

TECNICA DI SATURAZIONE

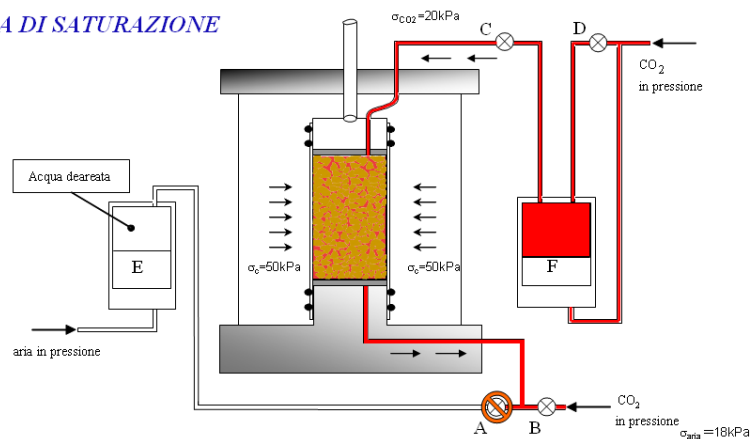


Figura 4.5 – Seconda fase di saturazione.

Terza fase:

In questa fase la valvola B viene chiusa e il provino viene sottoposto, attraverso la valvola C, ad una pressione di CO₂ pari a 20 kPa. Successivamente viene aperta la valvola A e si attiva una filtrazione di acqua deareata in back pressure di 30 kPa (Figura 4.5) dal basso verso l'alto. Tale condizione di flusso

permane fino alla completa saturazione del provino (raggiunta in circa un'ora). Durante tale fase, l'interfaccia E funge da recapito finale dell'acqua di filtrazione.

La procedura di saturazione si ritiene conclusa quando, chiusi tutti i circuiti di drenaggio, il coefficiente B di Skempton raggiunge valori praticamente unitari per incrementi dello stato tensionale sferico di 50 kPa.

A saturazione avvenuta, si collega il provino al volumometro (precedentemente spurgato e riempito con acqua deareata).

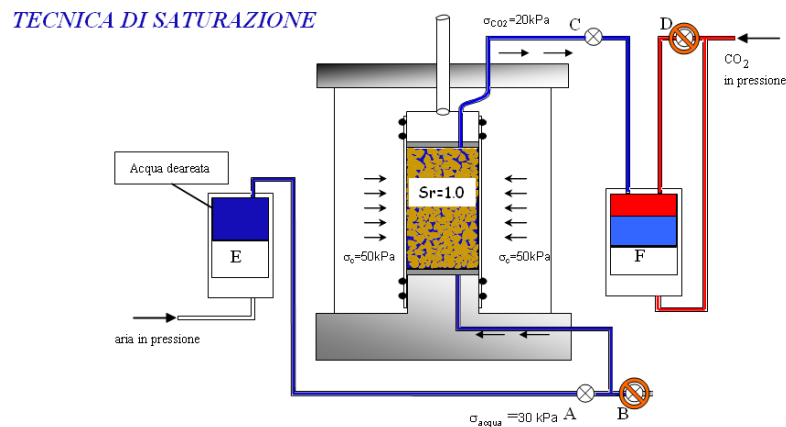


Figura 4.6 – Terza fase di saturazione.

Dal momento che tutta la procedura di saturazione avviene sotto tensione netta costante molto bassa, non si riscontrano significative variazioni di volume connesse all'annullamento della suzione. Alla fine della procedura di saturazione è possibile procedere alla consolidazione e alla rottura del provino.

4.2.1 Cella triassiale convenzionale

L'apparecchiatura triassiale adottata per l'esecuzione delle prove convenzionali è montata su di un banco strumentato e attrezzato con una pressa oleodinamica a velocità di avanzamento controllata (portata massima di 100kN) sulla quale sono alloggiati, in maniera solidale, tre celle triassiali della Wikeham Farrance mod. WF10201 (Figura 4.7). In questo modo è possibile eseguire tre prove contemporaneamente. La fase di rottura può essere impostata sia a deformazione che a carico controllato.

Ogni cella è attrezzata per l'esecuzione di prove su provini del diametro di 38 mm e dell'altezza di 76mm. È comunque possibile adottare anche provini di dimensioni diverse (D=36mm e H=72mm, D=50mm e H=100mm).



Figura 4.7 - *Apparecchiatura triassiale convenzionale.*

L'applicazione dello stato tensionale sferico avviene mediante acqua distillata in pressione proveniente da un interfaccia aria-acqua. L'interfaccia viene regolata manualmente mediante regolatore di pressione della Fairchild mod. 10272 ($p_{\max}=35\text{bar}$, intervallo di regolazione = 0.2-14bar) alloggiato sulla parte frontale del banco.

La misura della pressione di cella e della pressione neutra viene effettuata mediante trasduttori prodotti dalla DRUCK (tipo PDCR810) con fondo scala di 1 MPa. Questi sono collegati direttamente al piatto inferiore della cella mediante blocchetti rigidi di alluminio dotati di un sistema di spurgo. In tal modo, eliminando tubazioni flessibili dal trasduttore al punto di misura, si riesce ad ottenere misure molto accurate.

La misura degli spostamenti assiali viene effettuata attraverso un trasduttore di spostamento LVDT (Linear Variable Differential Transducer) della RDP Electronics con corsa pari a 50mm, solidale all'asta di carico.

Le deformazioni volumetriche del provino vengono misurate mediante un "volume-gauge" collegato alla base ed alla testa dello stesso provino. Questo è del tipo a pistone con interfaccia in "Bellofram" (dacron/poliestere) ed ha un volume di misura pari a circa 45 cm^3 ; esso svolge anche la funzione di interfaccia aria-acqua, in modo da consentire l'applicazione di una back-pressure. Le misure vengono effettuate mediante un trasduttore LVDT di caratteristiche analoghe a quello adottato per la misura degli spostamenti assiali.

Il carico assiale è misurato all'interno della cella tramite una cella di carico immergibile modello Wikeham Farrance che consente di eliminare l'influenza degli attriti tra pistone e boccola (Tatsuoka,1988).

Tutti i segnali provenienti dai sensori (trasduttori di spostamento e di pressione, cella di carico) vengono convertiti in tensione attraverso un condizionatore elettronico di segnale e vengono convogliati in una scheda di acquisizione della *National Instruments* alloggiata in un personal computer.

4.2.2 Cella a stress-path controllato

L'apparecchiatura triassiale a percorso di sollecitazione controllato (Fig. 4.8) è del tipo ideato da Bishop e Wesley (1975) e modificata da Olivares (1998). Nel seguito essa verrà chiamata per semplicità *cella Bishop SP*. Per la sperimentazione qui descritta essa ha subito un'ulteriore modifica per consentire una corretta misura delle variazioni di volume durante la fase di saturazione (Olivares et al. 2003).

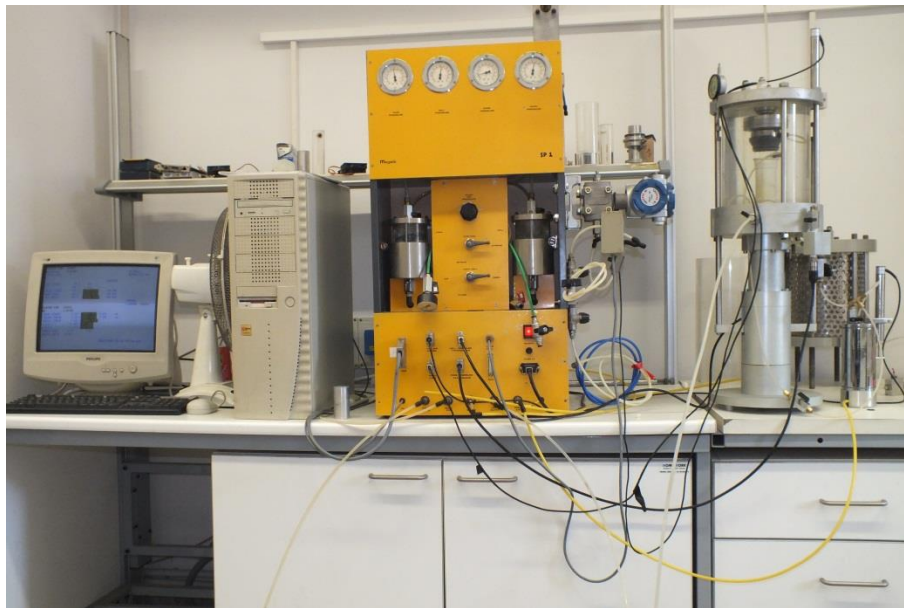


Figura 4.8 - Cella Bishop Wesley a stress-path controllato.

La cella opera su provini del diametro di 38 mm e di altezza 76 mm. Il sistema di applicazione dei carichi nella modalità a carico-controllato (pressione di cella, back-pressure e carico assiale) è costituito da un compressore in ingresso, da tre convertitori elettropneumatici (tipo *Watson-Smith Ltd* modello 101X) e da interfacce aria-acqua. Il carico assiale viene applicato mediante un pistone posto nella parte inferiore dell'apparecchiatura che viene messo in movimento grazie alla pressione sull'acqua che riempie una camera posta al di sotto di esso. La base superiore del provino è contrastata da una cella di carico immergibile fissata sul piatto superiore della cella. Il sistema di applicazione dei

carichi assiali può funzionare anche nella modalità a deformazione controllata. Ciò avviene mediante un motore elettrico passo-passo che, pilotando un pistone Bishop, mette in pressione il fluido presente nella camera inferiore.

Nella configurazione corrente, la cella triassiale è equipaggiata con la strumentazione già descritta per l'apparecchiatura convenzionale (cella di carico immergibile, trasduttori di pressione neutra e di cella, volumometro); i trasduttori lineari di spostamento (LVDT), presentano però un'escursione massima di 25 mm in modo da ottenere misure più accurate.

Per il controllo della prova e l'acquisizione dati è adottata una scheda A/D-D/A della *CIL Group* del tipo *Alpha Super Card*, alloggiata in un personal computer compatibile. Sulla scheda è installato un microprocessore tipo Z80 con una propria memoria RAM che consente la realizzazione di alcune operazioni, come ad esempio il filtraggio digitale del segnale, indipendentemente dal PC.

La gestione della scheda di acquisizione e controllo è effettuata tramite un programma scritto in linguaggio QuickBasic messo a punto presso la City University di Londra e successivamente modificato presso l'Università di Napoli e poi presso la Seconda Università degli Studi di Napoli al fine di permettere il controllo delle pressioni dell'interfaccia che gestisce l'anidride carbonica per la procedura di saturazione.

Il software trasforma le letture in bits provenienti dai trasduttori, in unità fisiche attraverso un opportuna costante di taratura, e controlla le pressioni agenti sul provino nel corso della prova. Attraverso un menu di comandi, è possibile definire lo stato iniziale del provino ed impostare le modalità della prova, azzerare le letture dei trasduttori, inserire costanti di taratura, modificare durante la prova gli intervalli di controllo ed acquisizione; inoltre, sono possibili letture supplementari dello stato del provino, la stampa sul video dello stato corrente ed infine la stampa dei dati su file.

4.2.3 Cella Triassiale a suzione controllata

La cella utilizzata per questo tipo di sperimentazione è del tipo Bishop e Wesley, a percorso di sollecitazione controllato e consente il controllo indipendente della misura della pressione assiale, della pressione radiale, della pressione dell'aria e dell'acqua di porosità, nonché la misura delle deformazioni assiali, radiali e delle variazioni di contenuto d'acqua. Questo tipo di apparecchiatura utilizza provini del diametro di 70 mm.

Le celle triassiali a percorso di carico controllato per terreni parzialmente saturi presentano caratteristiche meccaniche e sistemi di applicazione dei carichi simili a quelli delle celle utilizzate per terreni saturi, presentando però delle specifiche modifiche necessarie per il controllo della suzione e la misura indipendente delle deformazioni volumetriche e delle variazioni di contenuto d'acqua.



Figura 4.9 - Cella Bishop Wesley a stress-path controllato a suzione controllata.

In Figura 4.10 è riportata la sezione meccanica della cella.

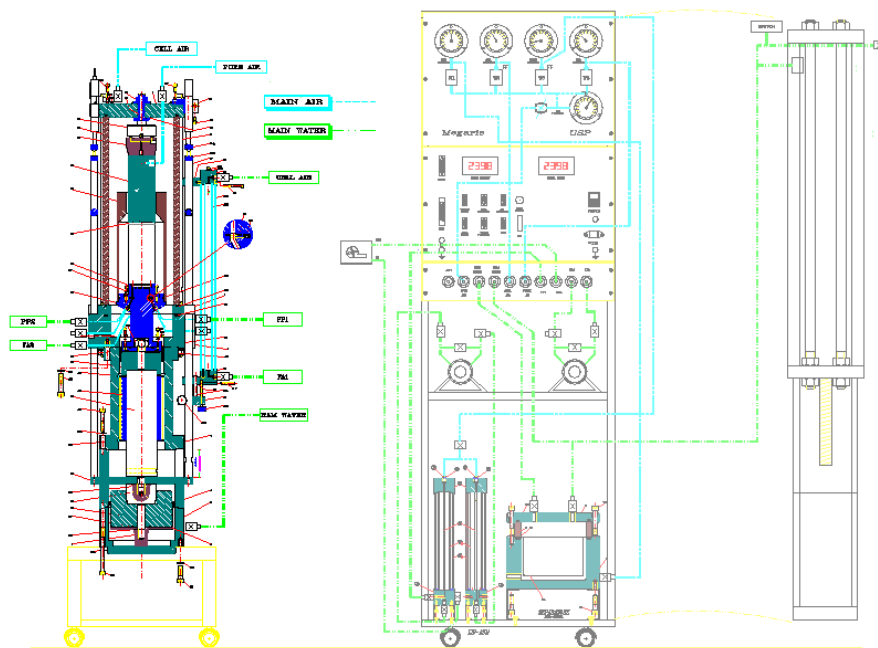


Figura 4.10 - Sezione meccanica della cella triassiale a stress-path e suzione controllata.

In queste apparecchiature il sistema di applicazione dei carichi nella modalità “a carichi controllati” permette il controllo della pressione di cella, del carico assiale e delle pressioni delle fasi fluide (gassosa e liquida) tramite quattro convertitori elettro-pneumatici servo-assistiti.

Il sistema per l'applicazione dei carichi è alimentato da una stazione di aria compressa, che garantisce una pressione d'aria di 1 MPa. La misura del carico assiale avviene tramite celle di carico a *strain-gauge* di elevata rigidità (inferiore a 10^{-3} mm/N). Le deformazioni volumetriche vengono monitorate misurando separatamente le deformazioni assiali e quelle radiali medie. Le deformazioni assiali vengono determinate mediante un trasduttore LVDT esterno alla cella, mentre quelle radiali sono dedotte sulla base delle variazioni di livello di un bagno fluido che circonda il provino, lette da un trasduttore di pressione differenziale rispetto ad una buretta di riferimento. A valle dei convertitori elettropneumatici è presente una "trappola", che impedisce la risalita dell'umidità dell'acqua all'interno dei convertitori stessi.

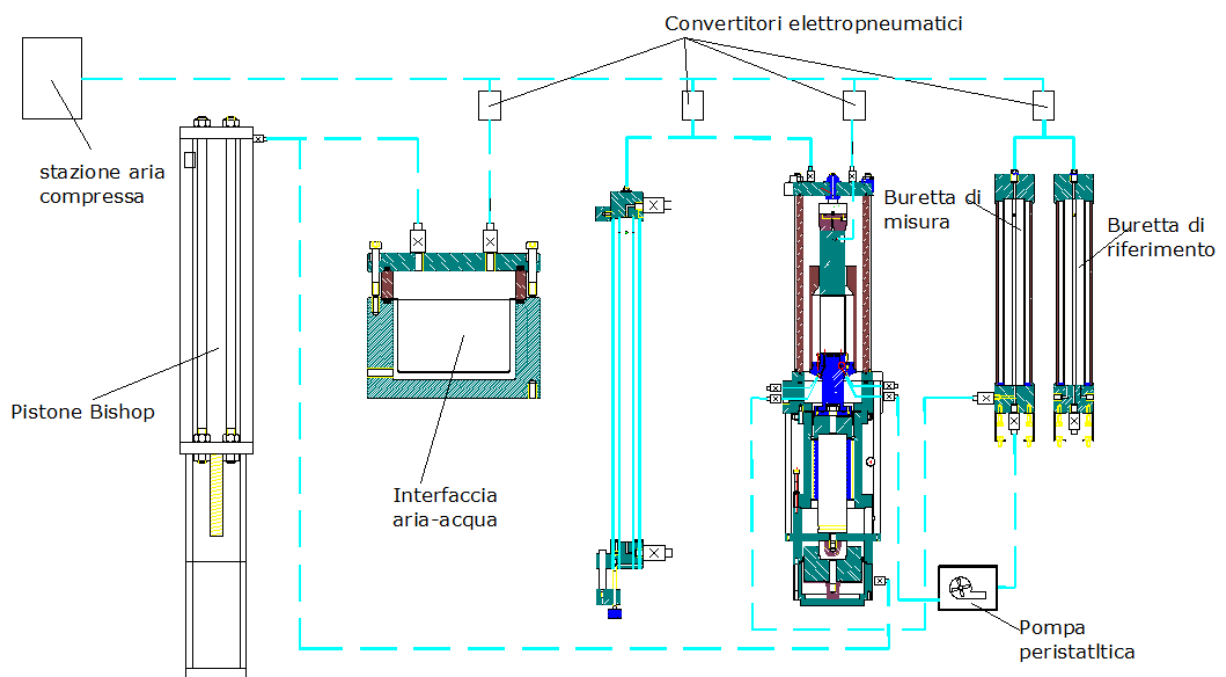


Figura 4.11 - Schema di funzionamento.

Tramite un pistone posto nella parte inferiore viene applicato il carico assiale, mentre nella parte superiore una cella di carico funge da contrasto con il provino.

La pressione alla base del pistone viene imposta tramite acqua, attraverso un'interfaccia aria-acqua tipo *Bellofram* per prove a carico controllato e mediante una pompa di *Bishop* azionata da un motore passo-passo nel caso di prove a deformazione controllata. La cella di carico fornisce la misura del deviatore applicato ed ha una capacità di 5 KN. La pressione dell'aria di porosità è controllata attraverso la testa di carico, nella quale è praticato un foro longitudinale che termina sulla base inferiore dove sono alloggiati una serie di scanalature interconnesse che consentono la circolazione dell'aria.

La pressione dell'acqua, invece, è controllata tramite il circuito di drenaggio collocato alla base del provino. Le variazioni di contenuto d'acqua sono ottenute mediante un sistema a doppia buretta.

Per il controllo della prova e l'acquisizione dati è adottata una scheda A/D-D/A della *CIL Group* del tipo *Alpha Super Card*, alloggiata in un personal computer IBM compatibile. Sulla scheda è installato un microprocessore tipo Z80 con una propria memoria RAM che consente la realizzazione di alcune operazioni, come ad esempio il filtraggio digitale del segnale, indipendentemente dal PC.

La gestione della scheda di acquisizione e controllo è effettuata tramite un programma scritto in linguaggio QuickBasic messo a punto presso la City University di Londra e successivamente modificato presso l'Università di Napoli e poi presso la Seconda Università degli Studi di Napoli.

Il software trasforma le letture in bits provenienti dai trasduttori, in unità fisiche attraverso un opportuna costante di taratura, e controlla le pressioni agenti sul provino nel corso della prova. Attraverso un menu di comandi, è possibile definire lo stato iniziale del provino ed impostare le modalità della prova, azzerare le letture dei trasduttori, inserire costanti di taratura, modificare durante la prova gli intervalli di controllo ed acquisizione.

4.2.3.1 Applicazione e controllo della suzione

In natura la pressione dell'aria all'interno dei pori di un terreno non saturo è tipicamente atmosferica. Valori non nulli di suzione comportano quindi valori negativi della pressione dell'acqua di porosità. Tale condizione non è sempre verificata nelle prove di laboratorio: le diverse tecniche ad oggi sviluppate per controllare la suzione consentono di imporre la quantità ($u_a - u_w$) al contorno del provino, evitando di avere pressioni negative all'interno dei circuiti della u_w e di drenaggio allo scopo di impedire la cavitazione nei casi in cui questi risultano saturi d'acqua.

Le metodologie esistenti si distinguono a seconda di come viene comunicata la suzione (Gens e Romero, 2000): tramite acqua allo stato liquido (tecnica della traslazione degli assi e tecnica osmotica) oppure tramite vapore (tecnica del controllo dell'umidità ambientale). Nel caso in esame la suzione viene comunicata tramite acqua allo stato liquido e più precisamente con la tecnica di traslazione degli assi.

4.2.3.2 Tecnica di traslazione degli assi

Al fine di misurare la suzione di matrice, cioè la differenza di pressione fra l'aria e l'acqua di porosità si utilizza la tecnica della traslazione degli assi, che consiste nell'imporre che due stati tensionali siano equivalenti tra loro.

Nell'ipotesi di flusso idraulico nullo, infatti, incrementando la pressione dell'aria, si ottiene la traslazione della pressione dell'aria u_a e della u_w , verso valori positivi, mantenendo invariata la loro differenza, cioè la suzione di matrice, scongiurando quindi il rischio di cavitazione all'interno delle linee di drenaggio.

La giustificazione qualitativa di questo fenomeno è riconducibile al legame tra la configurazione geometrica dell'interfase aria-acqua e la suzione di matrice.

Come già visto per il tubo capillare, la suzione di matrice può essere espressa con la formula di Kelvin:

$$(u_a - u_w) = 2T/r \quad (4.1)$$

dove:

T è la tensione superficiale dell'acqua;

r è il raggio di curvatura del menisco.

La suzione di matrice è governata dalla curvatura del menisco. Nell'ipotesi che il liquido sia incomprimibile, aumentando la pressione dell'aria u_a non si hanno variazioni del raggio di curvatura r e quindi della suzione di matrice $(u_a - u_w)$. Analogamente, considerando un generico volume di terreno, quando la fase *aria* è continua ed i menischi si dispongono a contatto fra le particelle di terreno è lecito attendersi che un incremento di u_a non determini una variazione di r e quindi di $(u_a - u_w)$.

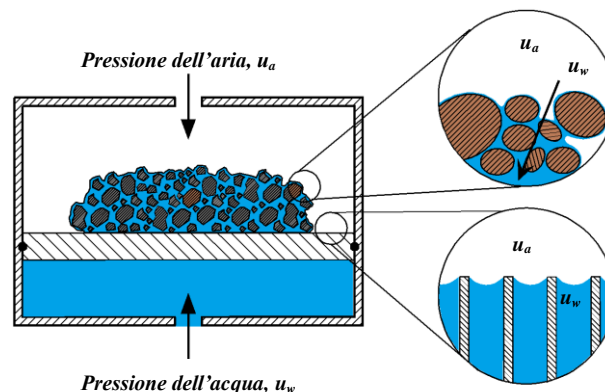


Figura 4.12 - Piastra porosa ad alto ingresso d'aria.

4.2.3.3 Misura delle deformazioni volumetriche

Le deformazioni di volume dei terreni non saturi sono causate da variazioni di volume dell'aria e dell'acqua di porosità e pertanto non possono essere misurate come nelle apparecchiature sperimentali convenzionali per terreni saturi, per i quali la variazione di volume totale e di contenuto d'acqua

coincidono. In questo caso si ricorre alla misura separata delle variazioni di dimensione del provino in direzione assiale e radiale.

Le deformazioni assiali vengono monitorate tramite un LVDT disposto esternamente alla cella, la cui astina, fa contrasto su una barra verticale solidale col pistone. Per le deformazioni radiali, invece, sono disponibili svariate soluzioni, tramite le quali valutare la deformazione radiale in media oppure misurarla localmente. Ne riportiamo in seguito alcune:

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

Nel primo caso sotto l'ipotesi di incompressibilità delle particelle solide, le variazioni di volume di un provino di terreno non saturo, sono uguali alla somma delle variazioni di volume dell'aria e dell'acqua di porosità, è possibile quindi determinare le variazioni di volume complessive misurando i volumi di acqua e di aria scambiati dal provino.

Nel secondo caso le deformazioni radiali medie possono essere ricavate dalle variazioni di livello del fluido, contenuto in un bicchiere montato attorno al provino, a condizione che la pressione di cella sia comunicata tramite altro fluido, meno pesante. La misura delle variazioni di livello del fluido di maggiore intensità, ci fornisce la variazione di volume, mentre il controllo della pressione del fluido meno pesante, ci permette di controllare la pressione di cella.

Terza modalità per la misura delle deformazioni volumetriche prevede l'utilizzo di un fluido di confinamento incompressibile (acqua o altro liquido) da cui è possibile dedurre le variazioni di volume del provino misurandone i volumi di fluido scambiati dalla cella. I volumi d'acqua in ingresso o in uscita possono essere monitorati tramite buretta oppure mediante volume gauge.

Ultimo metodo, che rappresenta un'alternativa alla valutazione indiretta delle variazioni di volume è rappresentata dalla misura locale delle deformazioni radiali, utilizzando gli stessi dispositivi adottati per i terreni saturi.

La cella triassiale adottata per questa sperimentazione fa ricorso a sistemi basati su misure di livello. La prima cella triassiale espressamente progettata per realizzare prove a suzione controllata e quella di Bishop e Donald. La cella è a doppia parete: il cilindro interno è riempito di mercurio nella parte inferiore, in corrispondenza del provino, mentre la camera esterna e la parte superiore di quella interna sono riempite d'acqua. Le deformazioni del provino vengono ottenute dalla misura degli spostamenti verticali di una pallina di acciaio che galleggia sul mercurio, mediante un catetometro. Nelle attrezzature più recenti l'uso del mercurio è stato abbandonato, dato che è tossico ed opaco e poiché, a

causa dell'elevato peso specifico, determina sul provino pressioni orizzontali crescenti con la profondità. Al mercurio e all'acqua sono stati spesso sostituiti rispettivamente acqua ed aria.

4.2.3.4 Misura delle variazioni di contenuto d'acqua

La misura delle variazioni di contenuto d'acqua è valutata mediante un sistema a burette. Il circuito di drenaggio alla base del provino è collegato con una buretta; le variazioni di livello d'acqua che la riempie permettono di determinare i volumi d'acqua scambiati dal provino. La misura del livello è effettuata mediante un trasduttore di pressione differenziale che rileva la differenza di battente idraulico tra la buretta di misura e una buretta di riferimento; in quest'ultima l'aria presente al di sopra dell'acqua è mantenuta alla medesima pressione dell'aria nella buretta di misura. La buretta è a doppia parete in modo da garantire l'assenza di deformazioni radiali nel caso di variazioni dell'acqua di porosità; il tubo interno è in vetro. L'aria che diffonde attraverso la piastra porosa ad alto ingresso d'aria può essere eliminata dal circuito di drenaggio mediante un dispositivo di lavaggio periodico; al di sopra della piastra porosa, nella sede metallica in cui questa è alloggiata, è ricavata una scanalatura elicoidale dotata di un foro di ingresso ed uno di uscita; questi sono collegati alla buretta di misura. Nel circuito chiuso così realizzato l'acqua può essere messa in circolazione mediante una pompa peristaltica connessa da una parte alla buretta di misura e dall'altra al circuito alla base del provino. 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. In Figura 4.13 è mostrato uno schema riassuntivo dei sistemi di misura.

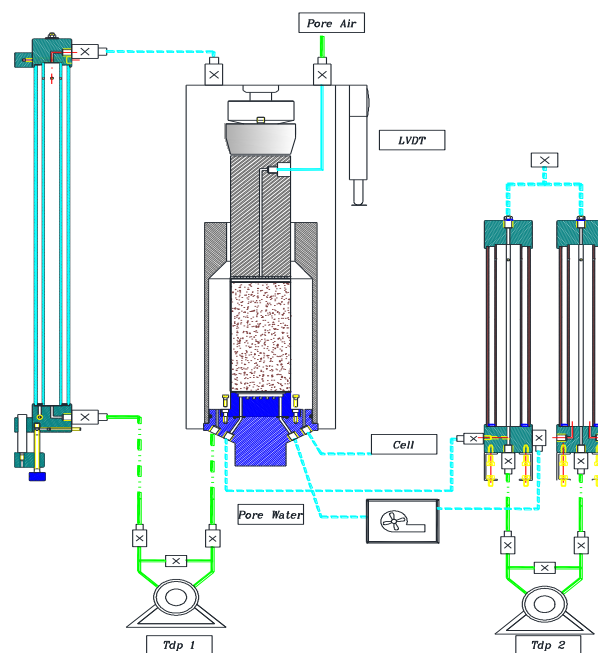


Figura 4.13 - Schema di un sistema utilizzato per misurare la variazione del contenuto d'acqua..

4.2.3.5 Determinazione del coefficiente di permeabilità in condizioni di parziale saturazione

In questo paragrafo si esaminano le soluzioni disponibili in letteratura per il flusso monodimensionale, indotto da una variazione di suzione tra due punti del provino in condizioni di parziale saturazione.

Un moto di filtrazione di questo tipo, è detto **equalizzazione** (per un terreno saturo, invece, prende il nome di **consolidazione**), 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 consentono di studiare, nell'ipotesi di scheletro solido indeformabile, quelle fasi delle prove di laboratorio durante le quali si varia la suzione. Esse, inoltre, permettono di determinare indirettamente il coefficiente di permeabilità, sulla base dei risultati delle fasi di equalizzazione.

Quanto detto può essere ricondotto al semplice caso di un provino di terreno di altezza L , disposto al di sopra di una piastra porosa "ad alto ingresso d'aria" satura. Essa nel caso della nostra apparecchiatura ha una permeabilità dell'ordine di $1 \cdot 10^{-7}$ cm/s, per cui non può essere trascurata nel caso di terreni piroclastici come quelli utilizzati nella nostra sperimentazione.

Esistono, però, soluzioni come quella fornita da Gardner (1956), in cui si analizza il processo di equalizzazione trascurando la presenza della piastra porosa. In tali ipotesi, Gardner arriva a formulare un'espressione simile a quella della consolidazione monodimensionale per un mezzo saturo:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\Delta u_w) = D_w \frac{\partial^2}{\partial z^2} (\Delta u_w) \quad (4.2)$$

$$D_w = -\frac{4L^2}{\pi^2} \cdot b \quad (4.3)$$

dove D_w ha una funzione simile a quella del coefficiente di consolidazione C_v per un terreno saturo.

Una volta assegnate le opportune condizioni iniziali:

$$t=0 \quad z=0, \quad \Delta u_w = 0 \quad (4.4)$$

$$z \leq L, \quad \Delta u_w = \Delta u_{a0} \quad (4.5)$$

e al contorno

$$t=0 \quad z=0 \quad \Delta u_w = 0 \quad (4.6)$$

$$z \leq L \quad \Delta u_w = \Delta u_{a0} \quad (4.7)$$

l'espressione di Gardner ammette il seguente integrale, ottenuto con il metodo della separazione delle variabili:

$$\frac{\Delta u_w(z, T_v)}{\Delta u_{a0}} = \frac{4}{\pi} \cdot \sum_{i=0}^{+\infty} \frac{1}{2i+1} \cdot \text{sen}\left(\frac{2i+1}{2} \cdot \pi \cdot \frac{z}{L}\right) \cdot \exp\left[-\left(\frac{2i+1}{2} \cdot \pi\right)^2 \cdot T_v\right] \quad (4.8)$$

dove il fattore tempo assume la seguente espressione:

$$T_w = \frac{D_w t}{L^2} \quad (4.9)$$

Gardner è giunto alla conclusione che sotto tale ipotesi, l'espressione del coefficiente di permeabilità in condizioni di parziale saturazione risulta:

$$K_w = \frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{L^2}{V} \cdot \left| \frac{Q_0}{\Delta u_{a0}} \right| \cdot \rho_w \cdot g \cdot b \quad (4.10)$$

dove:

L = altezza del provino, V = volume, $\rho_w \cdot g = \gamma_w$, Δu_{a0} = variazione di suzione, Q_0 = quantità di acqua filtrata alla fine del transitorio, b = pendenza della retta che rappresenta il legame tra il tempo t e il $\log [1-Uv(t)]$, dove $Uv(t) = w / \Delta w_f$, cioè il rapporto tra il contenuto d'acqua iniziale e la variazione di contenuto d'acqua finale.

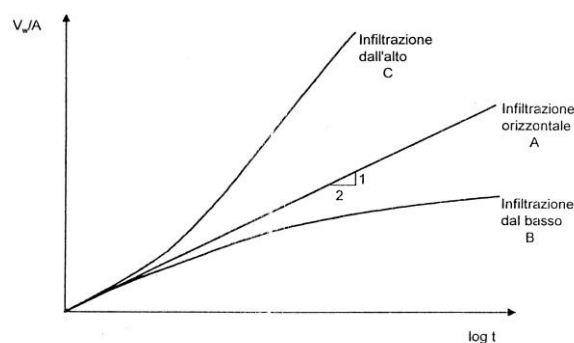
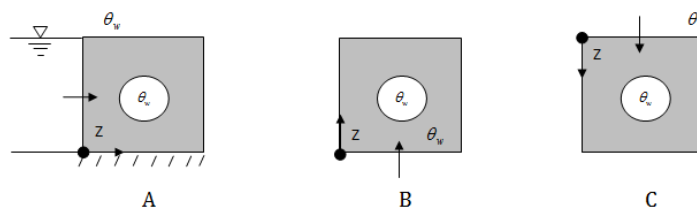


Figura 4.14 - Schematizzazione dei processi di infiltrazione monodimensionale.

Più complesso, invece, è il caso in cui non si può trascurare la presenza della piastra porosa alla base del provino (come per la nostra sperimentazione).

Kunze e Khirkham hanno definito, trascurando il contributo del potenziale gravitazionale, la seguente espressione:

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = D_w \cdot \frac{\partial^2 \theta_w}{\partial z^2} \quad (4.11)$$

dove θ_w è il potenziale di suzione.

Per il calcolo del coefficiente di permeabilità hanno fornito un'espressione analoga a quella del caso precedente:

$$K_w = \frac{1}{\alpha^2} \cdot \frac{L^2}{V} \cdot \left| \frac{Q_0}{\Delta u_{a0}} \right| \cdot \rho_w \cdot g \cdot b \cdot a \quad (4.12)$$

- $\alpha = z_p/z_s$ con $z_p = L_p/K_p$ e $z_s = L/K_w$ impedenze rispettivamente della piastra e del terreno;
- L_p = altezza della piastra porosa;
- K_p = coeff. di permeabilità della piastra porosa;
- L = altezza del provino di terreno;
- K_w = coefficiente di permeabilità non satura che rappresenta la nostra incognita.

Il valore di K_w si ottiene tramite un processo iterativo.

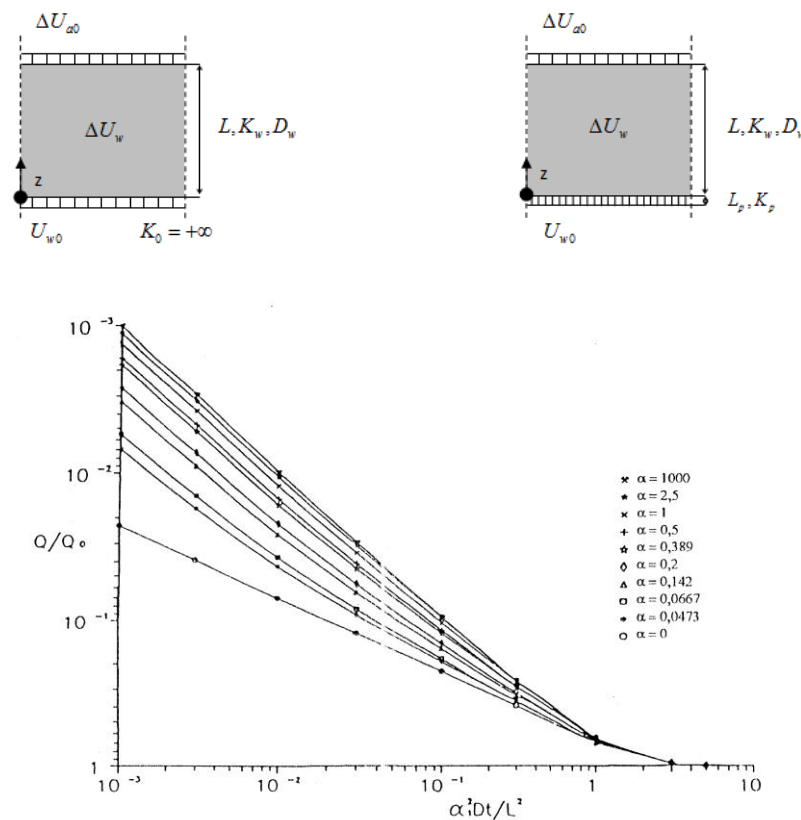


Figura 4.15 - Andamento del grado di drenaggio al variare del rapporto tra l'impedenza della piastra e l'impedenza del terreno (Vicol, 1990).

La soluzione di Kunze e Khirkham, per il calcolo del coefficiente di permeabilità in condizioni di parziale saturazione, è proprio quella utilizzata nell'ambito della sperimentazione.

4.3 SITI OGGETTO DI STUDIO

I terreni oggetto della sperimentazione, nella maggior parte dei casi, provengono dallo strato di ceneri vulcaniche interposto tra livelli di pomici, come per esempio nel caso di Cervinara (Figura 4.16). I campioni di terreno sono stati prelevati da apposite trincee scavate o su fronti di scavo già esistenti.

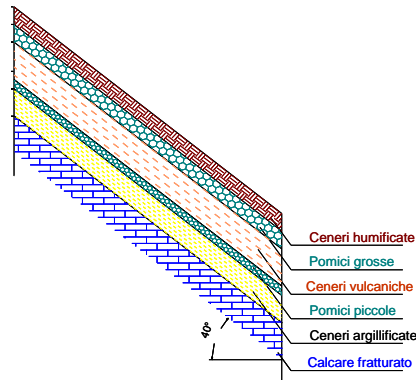


Figura 4.16 - Stratigrafia tipica del versante (Damiano, 2004).

Nella Tabella 4.2 sono riportate le proprietà indici e di stato dei siti investigati. Il grado di saturazione in molti casi è basso, e varia notevolmente con le condizioni ambientali.

Nel caso di depositi da caduta la porosità è molto elevata per le particolari modalità e condizioni di deposizione. Di contro nel caso di depositi da flusso o da surge le porosità sono generalmente minori. In tutte le tipologie di deposito (da caduta, da flusso o da surge) il basso grado di saturazione ed il basso peso specifico delle particelle rendono tali terreni particolarmente leggeri. In Figura 4.17 vengono riportate le analisi granulometriche dei siti che sono stati oggetto di studio. Esiste una certa variabilità nella distribuzione granulometrica anche all'interno del singolo deposito anche se i terreni sono classificabili sempre come sabbie limose debolmente ghiaiose o sabbie con limo debolmente ghiaiose (vedi Tabella 4.2).

Sito	Definizione granulometrica	Tipo di Deposito	n(%)	Gs	γ (g/cm ³)	Sr (%)	Cu
Cervinara	Sabbia limosa debolmente ghiaiosa	Da caduta	67	2.63	1.3	67	11-60
Bracigliano	Sabbia con limo debolmente ghiaiosa	Da caduta	70-73	2.56	1.23	80	10-55
Baiano	Sabbia con limo o limosa debolmente ghiaiosa	Da caduta	65-67	2.54	1.51	94	4
Forchia	Sabbia con limo o limosa debolmente ghiaiosa	Da caduta	70-72	2.58	1.27	77	30
Lauro	Sabbia con limo o limosa debolmente ghiaiosa	Da caduta	68-71	2.58	1.26	67	40-50
Sarno	Sabbia con limo o limosa debolmente ghiaiosa	Da caduta	68-71	2.56	1.1	34	29-50
Camaldoli	Sabbia limosa debolmente ghiaiosa	Da flusso	54-57	2.49	1.2	24-46	12
Agnano	Sabbia con limo debolmente ghiaiosa	o serge	51-53	2.50	1.45	55	10-17

Tabella 4.2 – Proprietà dei terreni investigati.

Nel caso di depositi da caduta esistono pomici a spigoli vivi, isolate, che hanno una porosità interna, il cui peso specifico è anche minore dell'unità. Per quanto riguarda la parte sabbiosa, essa è costituita sia da cristalli femici che da prodotti piroclastici, caratterizzati da una porosità interna e forme irregolari (Lampitiello 2003). La parte fine, sempre di natura cineritica, è caratterizzata da granelli molto leggeri aventi una porosità intermedia. La frazione di fino per tutti i terreni è costituita per la quasi totalità da limo con piccole percentuali di argilla non superiori al 5%. Le analisi di laboratorio eseguite su tale frazione hanno mostrato che l'indice di plasticità è del tutto trascurabile. Simili risultati sono stati ottenuti nel caso dei depositi da flusso o surge anche se la frazione ghiaiosa è costituita da pomici isolate a spigoli arrotondati. Differenze non trascurabili si hanno nel caso della frazione sabbiosa e limosa mentre si hanno piccole differenze nella frazione argillosa.

Analisi Granulometrica

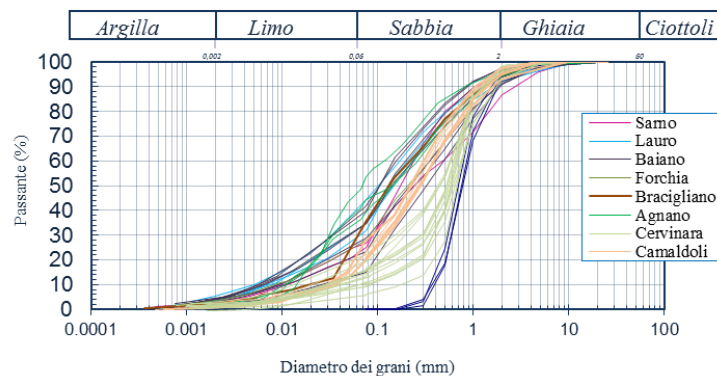


Figura 4.17 – Analisi granulometriche dei siti oggetto di studio.

A titolo di esempio in Figura 4.18 vengono messe a confronto le curve granulometriche di un deposito da caduta (Cervinara) con quelle ottenute in un deposito da flusso o surge (Camaldoli). La Figura 4.18a mostra, per il sito di Cervinara, che il materiale utilizzato per le prove di laboratorio può essere classificato come una sabbia limosa debolmente ghiaiosa. Il 50% di esso è costituito da sabbia grossa ($d > 0.6\text{ mm}$), mentre la frazione di fino ($d < 0.075$), molto variabile a seconda della punto di prelievo, è compresa tra il 10% ed il 23%. Il coefficiente di uniformità $Cu = d_{60}/d_{10}$ varia tra 11 e 60, evidenziando un assortimento granulometrico piuttosto elevato.

La Figura 4.18b mostra, per il sito dei Camaldoli, la presenza di una sabbia limosa debolmente ghiaiosa. Oltre 70% di esso è costituito da sabbia grossa ($d > 0.6\text{ mm}$) con una maggiore frazione di sabbia fine e fine presente tra il 20% ed il 28% costituita per la quasi totalità da limo. Il coefficiente di uniformità ($Cu = d_{60}/d_{10}$) è circa 12, evidenziando un assortimento granulometrico più uniforme.

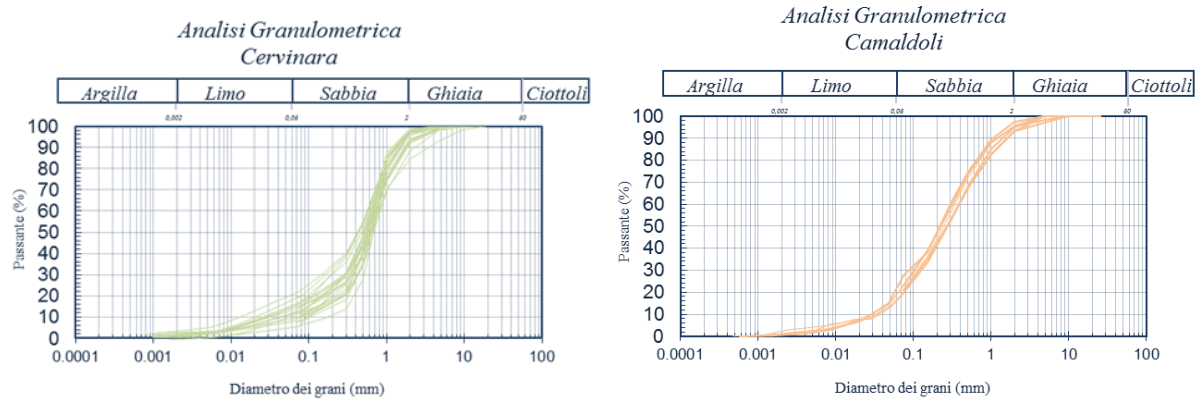


Figura 4.18 – Analisi Granulometrica di: a) Cervinara; b) Camaldoli.

Dal confronto delle granulometrie dei siti dei Camaldoli e di Cervinara, classificate entrambe come sabbie limose debolmente ghiaiose, si nota come granulometricamente le sabbie fini siano maggiori nel deposito dei Camaldoli mentre la parte fine (essenzialmente limosa) sia maggiore nel sito di Cervinara (Figura 4.19).

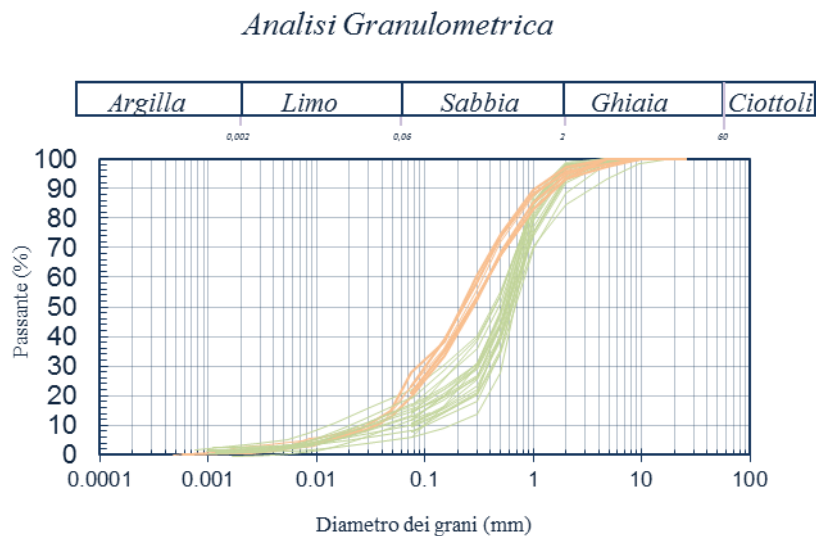


Figura 4.19 – Confronto delle granulometrie di Camaldoli e Cervinara.

Da una analisi al microscopio elettronico a scansione (SEM) di Figura 4.20 condotta sul terreno di Cervinara (Lampitiello, 2003), si nota come la parte più grossolana delle particelle è costituita dalle pomici che presentano un aspetto spugnoso ed una particolare struttura, caratterizzata da canalicoli per lo più isorientati, separati da setti di vetro, che derivano dal raffreddamento veloce di un brandello di magma ricco in sostanze gassose durante l'esplosione.

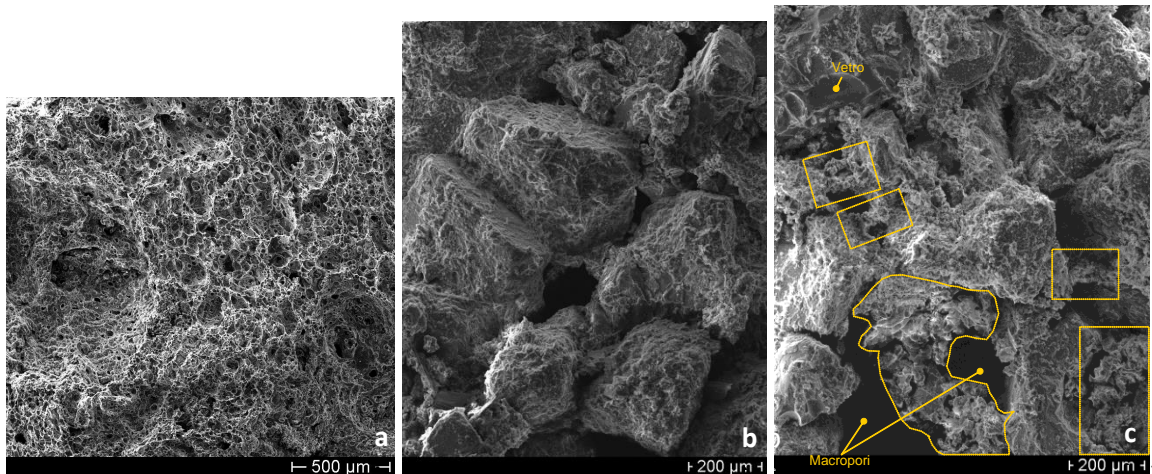


Figura 4.20 - Foto SEM raffigurante una porzione della matrice del materiale naturale delle ceneri di Cervinara (Lampitiello, 2003).

Le determinazioni del peso specifico G_s hanno fornito valori piuttosto variabili e compresi tra 2.53 a 2.69.

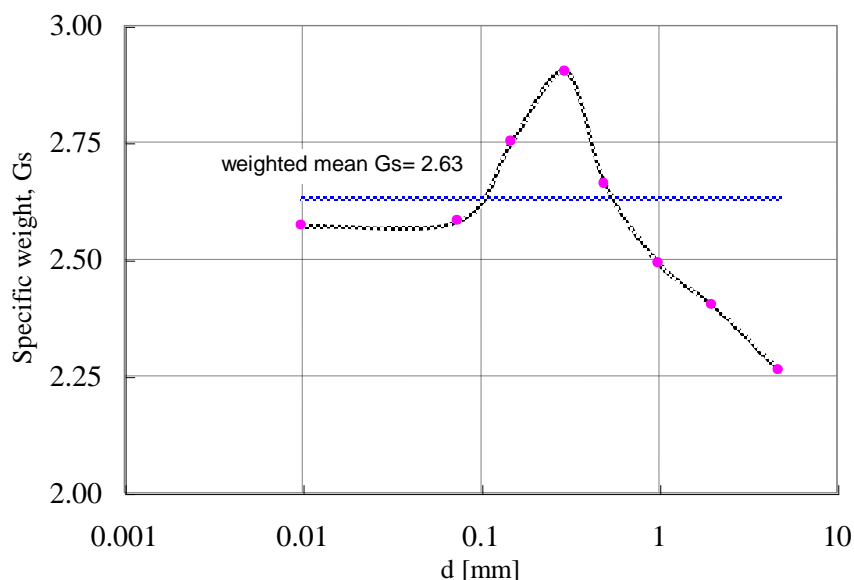


Figura 4.21- Andamento del peso specifico con il diametro delle particelle di Cervinara.

La Figura 4.21 evidenzia una sorprendente variabilità di G_s con il diametro delle particelle. Esso, infatti, oscilla tra valori di 2.26 per le pomice più grossolane ed un picco di 2.90 per le particelle del diametro 0.3 mm. La parte fine presenta un valore più o meno costante pari a 2.57. La variabilità di G_s è dovuta alla diversa natura mineralogica delle particelle ed alle caratteristiche dei grani.

Il basso peso specifico delle pomice è da attribuirsi alla loro struttura spugnosa (Pellegrino, 1967). Infatti, come si evince dalla Figura 4.20(b) dove viene presentata una fotografia al microscopio elettronico a scansione (SEM) raffigurante la superficie esterna di una pomice, tali particelle sono

caratterizzate da un altissimo numero di pori (canalicoli e bolle) che possono trovarsi anche all'interno delle particelle senza essere necessariamente comunicanti con l'esterno.

La frazione granulometrica che presenta il massimo valore di G_s ha un colore nerastro, nettamente differente da quello giallo ocra dell'aggregato. Tale particolare (come meglio mostrato in seguito) suggerisce la presenza di differenti componenti mineralogiche nelle diverse frazioni granulometriche (cristalli femici; Lampitiello 2003).

Una analoga determinazione è stata condotta sul terreno dei Camaldoli, che ha fornito un peso specifico G_s di 2.49. La Figura 4.22 evidenzia anche nel caso dei Camaldoli una variabilità di G_s con il diametro delle particelle. Esso, infatti, oscilla tra valori di 2.12 per le pomici più grossolane ed un picco di 2.59 per le particelle del diametro 0.15 mm. La parte fine presenta un valore più o meno costante pari a 2.49. Si ipotizza anche in questo caso che i valori maggiori di G_s siano dovuti alla diversa natura mineralogica delle particelle (cristalli femici).

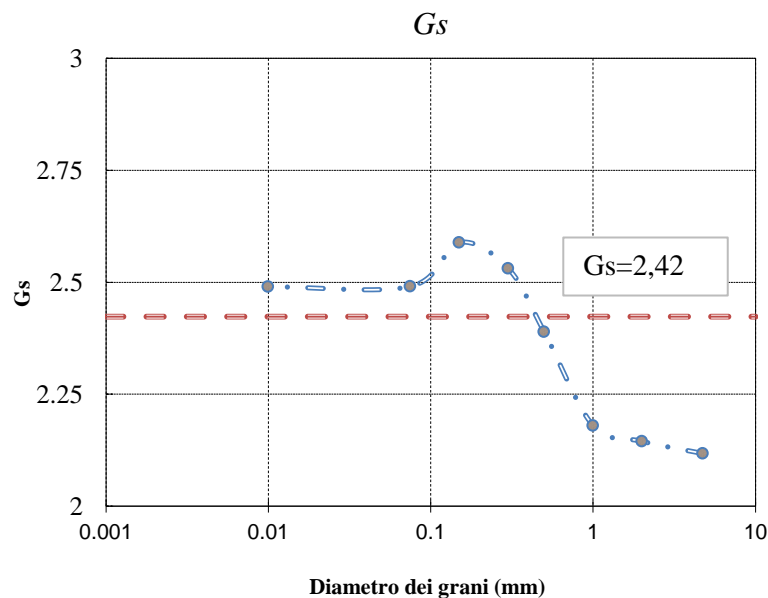


Figura 4.22 - Andamento del peso specifico con il diametro delle particelle di Camaldoli.

Nel caso di Cervinara Lampitello (2003) ha condotto ulteriori prove non convenzionali:

- determinazioni del peso specifico con picnometro ad elio;
- diffrattometrie a raggi X;
- indagini al microscopio elettronico a scansione;
- indagini al microscopio ottico in luce polarizzata su sezioni sottili.

Le analisi mirate alla determinazione del peso specifico sono state ripetute utilizzando un picnometro di precisione ad elio prodotto dalla *Micrometrics* (mod. AccuPyc 1330 Pycnometer). Questo permette di determinare il volume V_s occupato dallo scheletro solido attraverso la misura della variazione di pressione dell'elio associata ad un processo di espansione isoterma del gas.

L'utilizzo della molecola di elio consente, per le sue piccole dimensioni, di raggiungere facilmente tutti i vuoti non isolati presenti.

Con tale apparecchiatura sono state ripetute le determinazioni effettuate con il picnometro tradizionale ed inoltre sono state eseguite ulteriori determinazioni, sempre su materiale diviso per classi granulometriche, ma preventivamente macinato in particelle di dimensioni inferiori a 0.075 mm (staccio 200 mesh ASTM).

Tutti i risultati di tale sperimentazione insieme con quelli ottenuti con il picnometro tradizionale sono mostrati in Figura 4.23.

I risultati mostrano un sostanziale accordo per le particelle di dimensione inferiore a 0.5 mm. Differenze sostanziali si riscontrano invece per la frazione costituita dalle pomici. I valori determinati con l'elio sono sistematicamente più elevati. La differenza aumenta con il crescere della dimensione delle pomici. Questo risultato dimostra come l'elio effettivamente riesca a "leggere" un numero maggiore di vuoti rispetto all'acqua, penetrando in tutte le cavità delle pomici che sono comunicazione con l'esterno. La presenza di vuoti isolati che non riescono ad essere liberati dalla frantumazione è invece messa in evidenza dai maggiori valori di G_s relativi al materiale frantumato.

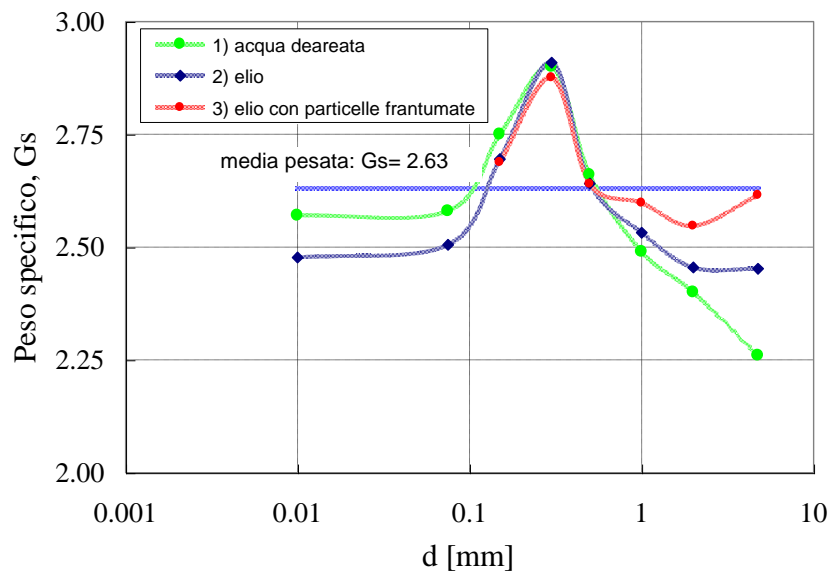


Figura 4.23 - Variazione del peso specifico con il diametro delle particelle: valutazioni effettuate con diverse tecniche.

Per spiegare i particolari valori di G_s della frazione $0.1\text{mm} < d < 0.5\text{mm}$ è stata analizzata la composizione mineralogica della frazione attraverso diffrazioni a raggi X per appurare la presenza di minerali pesanti. Dalle analisi sono inoltre state ricavate informazioni sulla composizione mineralogica delle ceneri nel loro complesso. Quest'ultima è stata verificata anche nelle indagini al microscopio ottico su sezioni sottili.

Dai risultati si evince che tutti i campioni presentano una composizione mineralogica simile e caratterizzata dalla presenza di feldspati (sanidino e plagioclasio), biotite, pirosseno e vetro vulcanico. La presenza di femici, quali biotite e pirosseno, silicati ricchi di ferro e magnesio caratterizzati da un elevato peso specifico, spiega i valori di Gs che caratterizzano la frazione $0.1\text{mm} < d < 0.5\text{mm}$.

L'elevata porosità del materiale naturale giustifica la presenza di macropori di dimensioni confrontabili addirittura con quelle delle particelle più grossolane (fino al millimetro).

Un ruolo fondamentale è svolto dalle particelle di limo ($2\mu\text{m} < d < 60\mu\text{m}$) che trovandosi interposte tra i grani di sabbia, fungono da elemento di collegamento. In taluni casi, riempiendo lo spazio formato dai macropori, il limo ricopre quasi interamente le particelle sabbiose, costituendo un vero e proprio elemento di separazione. In altri casi, molto più frequenti, i granelli di limo si dispongono in modo da generare delle catene di particelle debolmente interconnesse (si riscontra infatti una seppur minima continuità tra gli aggregati). Non mancano casi in cui i grani di dimensioni maggiori sono a diretto contatto tra essi.

Poiché la risposta meccanica del materiale è funzione dell'interazione mutua tra tutti i gruppi di particelle, una tessitura come quella appena descritta, definita da Casagrande (1975) "a nido d'ape", conferisce al terreno un comportamento di tipo fortemente metastabile. Infatti, le azioni esterne che si trasmettono tra i grani attraverso una catena di sforzi agenti normalmente e tangenzialmente al contatto tra particelle di diversa dimensione, possono facilmente produrre una modifica della tessitura dello scheletro solido. In particolare, è ragionevole ritenere che i grani di dimensione minore, collocati tra quelli di dimensioni maggiori, partecipando attivamente alla catena degli sforzi, interagiscono meccanicamente con le particelle contigue. Essendo questi caratterizzati da una ridotta resistenza al taglio, per effetto anche di un piccolo incremento dello strato tensionale, possono subire dei cinematismi tali da conferire alla struttura una maggiore mobilità d'insieme rendendola, di fatto, più instabile.

Nel caso dei Camaldoli, l'assenza di indagini specifiche (determinazioni del peso specifico con picnometro ad elio, diffrattometrie a raggi X, indagini al microscopio elettronico a scansione, indagini al microscopio ottico in luce polarizzata su sezioni sottili) non ha consentito considerazioni di tal genere.

4.4 VERIFICA ALLA LIQUEFACIBILITÀ SECONDO LA NORMATIVA NTC (2008)

L'analisi della granulometria ed il grado di uniformità risultano di fondamentale importanza per la determinazione del potenziale di liquefazione di un deposito. È noto che a parità di altri fattori, i depositi costituiti da sabbie medio fini sono più suscettibili a liquefare di quelli con una significativa presenza sia di frazioni grosse, più drenanti, sia di particelle fini, meno liquefacibili.

Le probabilità che nei terreni saturi si verifichino fenomeni di liquefazione non è trascurabile se si verificano tutte le seguenti condizioni, secondo quanto stabilito dalla NTC (2008):

1. Eventi sismici attesi di magnitudo M superiore a 5;
2. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni di campo libero maggiore di 0.1 g;
3. Distribuzione granulometrica interna alle zone indicate in Figura 4.19, nel caso in cui il materiale abbia un coefficiente di uniformità $C_u < 3.5$ o un coefficiente di uniformità $C_u > 3.5$.

Inserendo le analisi granulometriche dei siti investigati all'interno dei fusi previsti dalla normativa NTC (2008) per la verifica alla liquefazione ciclica e dinamica, si nota come, anche se la distribuzione granulometrica è molto variabile, tutte le granulometrie rientrano all'interno dei fusi ad elevata liquefacibilità, indipendentemente se si tratti di depositi da caduta o depositi da flusso o da surge.

Analisi Granulometrica

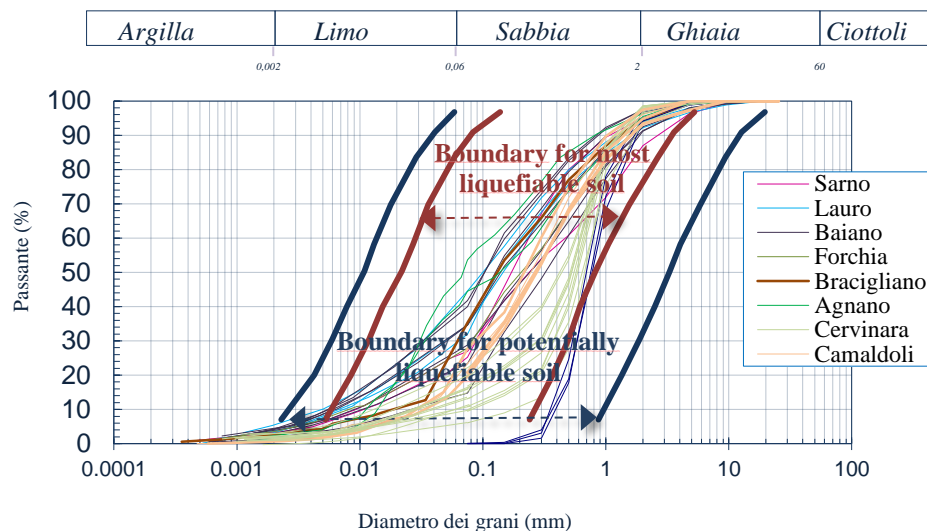


Figura 4.24 – Confronto delle granulometrie dei siti campione nei fusi di liquefacibilità (NTC 2008).

4.5 COMPRESSIBILITA'

La compressibilità dei materiali è stata determinata eseguendo prove di compressione edometrica ed isotropa su campioni naturali indisturbati prelevati dai depositi da caduta, da flusso e da surge (Tabella 4.3).

Le prove di compressione edometrica sono state effettuate all'interno di apparecchiature convenzionali (edometri tipo Bishop).

Le prove di compressione isotropa sono state effettuate all'interno di celle triassiali a stress path controllato utilizzando velocità di carico comprese tra 10 e 20 kPa/h.

Dalle curve di compressione edometrica sono state determinate le curve di compressibilità per interpolazione dei risultati sperimentali che, nel piano semilogaritmico, vengono definite da una retta di equazione:

$$e = e_0 - C_c \log(\sigma'/\sigma'_0) \quad (4.13)$$

dove C_c è l'indice di compressione che rappresenta la pendenza della NCL.

Interpolando i risultati sperimentali del tratto di scarico è stato determinato, analogamente, anche l'indice di rigonfiamento C_s e l'indice di ricomprensione C_r attraverso la relazione:

$$e = e_0 - C_s \log(\sigma'/\sigma'_0) \quad (4.14)$$

$$e = e_0 - C_r \log(\sigma'/\sigma'_0) \quad (4.15)$$

Utilizzando, poi, il metodo grafico di Casagrande (1936) sono state stimate le diverse tensioni di preconsolidazione (σ'_c) di ciascun terreno.

Nel corso delle prove, sono stati applicati inizialmente carichi tali da simulare la tensione verticale agente in sito alla profondità di prelievo e dopo aver saturato il provino, è stato incrementato il carico secondo una progressione geometrica fino ad un valore di massimo carico.

Terminata la consolidazione dell'ultima fase di carico, è stata avviata la fase di scarico riportando le tensioni al valore di inizio prova.

In Tabella 4.3 vengono raccolti i risultati, per ogni sito, delle prove edometriche condotte, dove sono indicati il carico di preconsolidazione σ'_p , i valori medi degli indici di compressibilità e di rigonfiamento e il valore del modulo edometrico.

Sito	σ'_p (KPa)	Cs	Cc	Cr	λ	κ	E (MPa)
Cervinara	30	0.017	0.54	0.123	0.22	0.013	0.7-11
Bracigliano	70	0.098	0.64	0.043	0.278	0.043	1.8-6
Baiano	70	0.05	0.50	0.03	0.21	0.022	2-12
Forchia	70	0.03	0.44	0.08	0.19	0.031	2-12
Lauro	10	0.03	0.46	0.24	0.19	0.015	0.8-13
Sarno	20	0.029	0.45	0.21	0.19	0.012	0.2-12
Camaldoli	60	0.016	0.228	0.157	0.09	0.005	2-13
Agnano	20	0.010	0.190	0.033	0.083	0.004	1-10
Agnano cem.	30	0.013	0.198	0.034	0.09	0.005	5-11

Tabella 4.3 – Proprietà dei terreni investigati nella prova edometrica.

L'indice di compressione Cc, ricavabile anche dalle prove isotrope, attraverso la relazione:

$$C_c = (\ln 10)\lambda = 2.303\lambda \quad (4.16)$$

presenta una dipendenza da p' analoga a quella esistente tra Cc e σ'_v nelle prove edometriche.

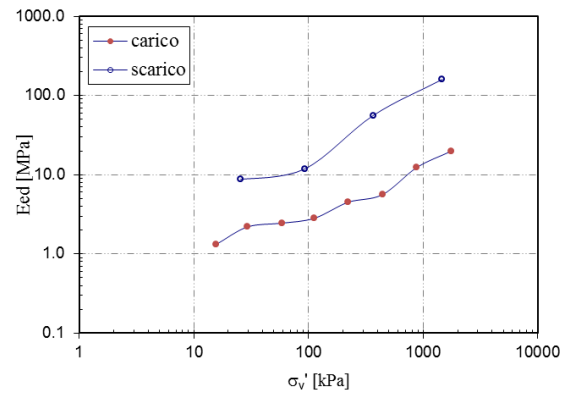
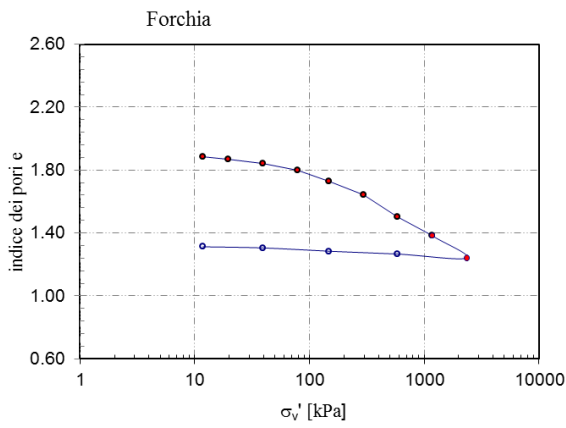
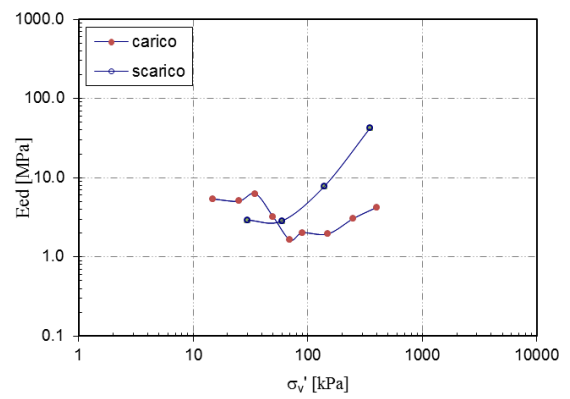
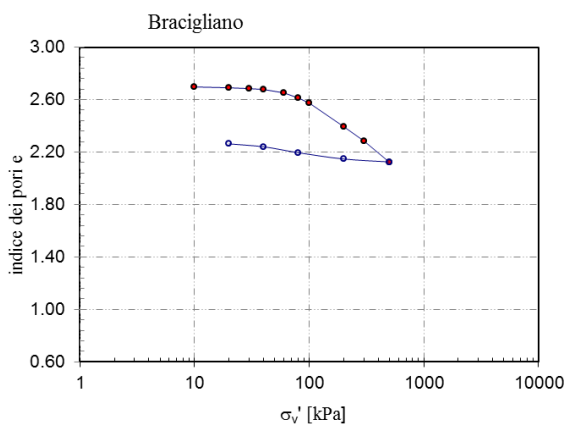
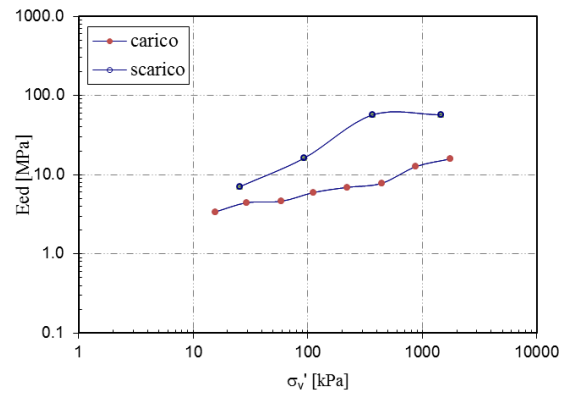
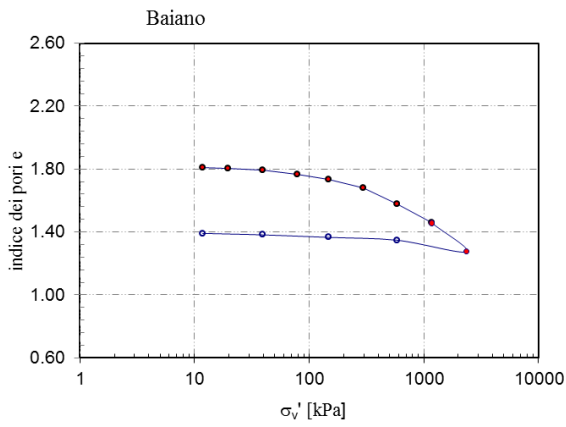
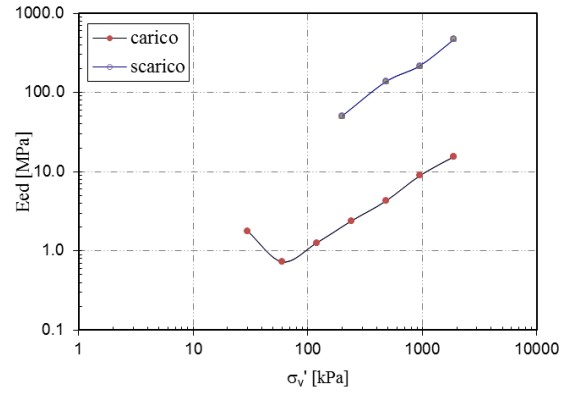
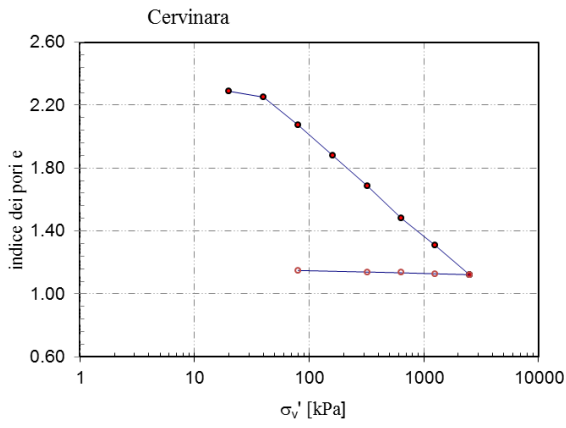
L'indice di rigonfiamento Cs, ricavabile anche dalle prove isotrope, attraverso la relazione:

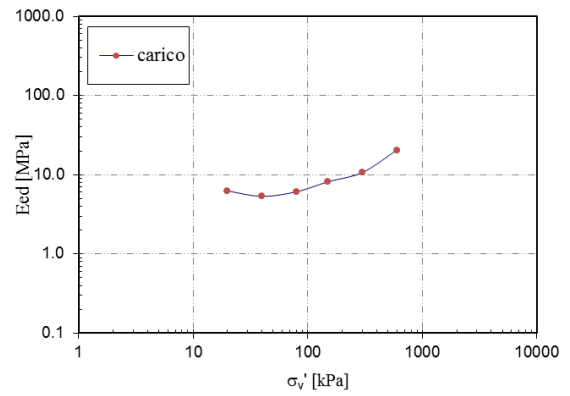
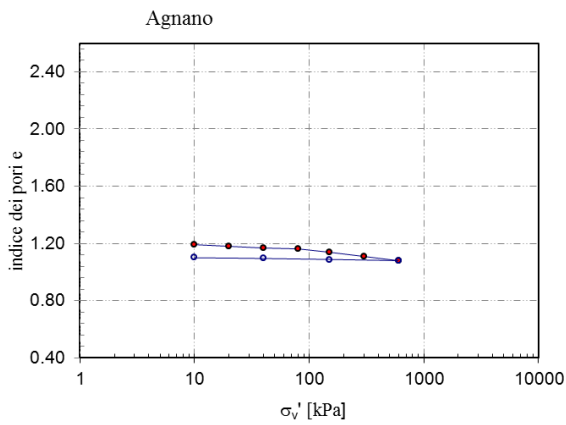
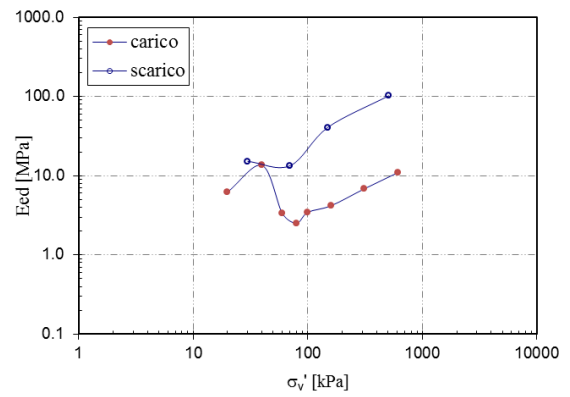
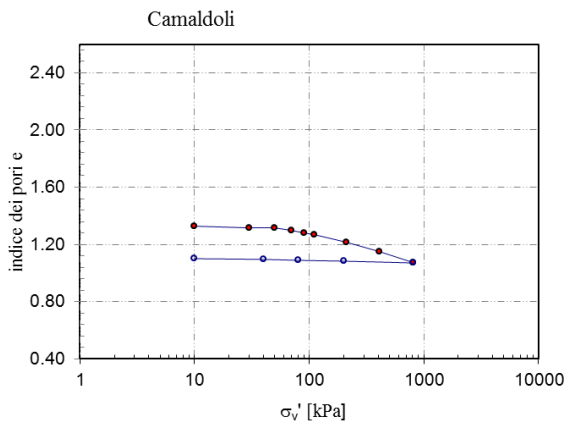
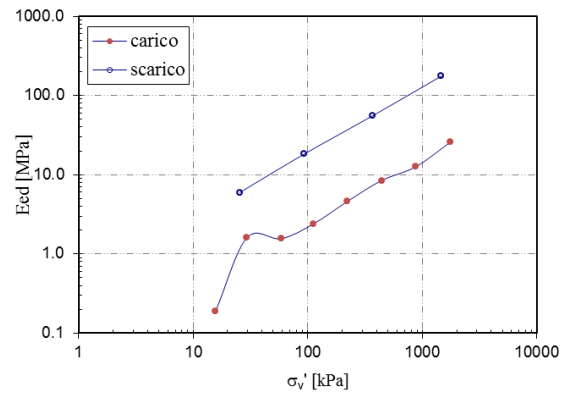
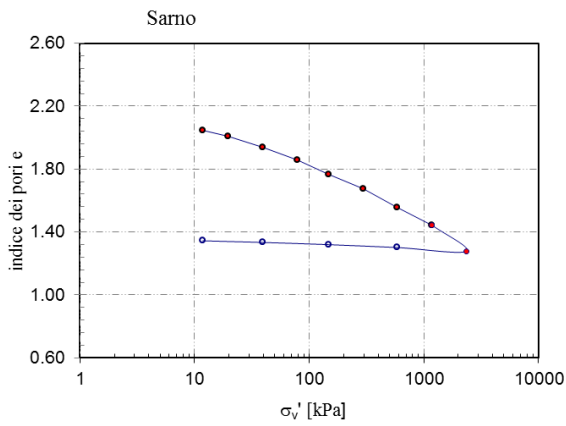
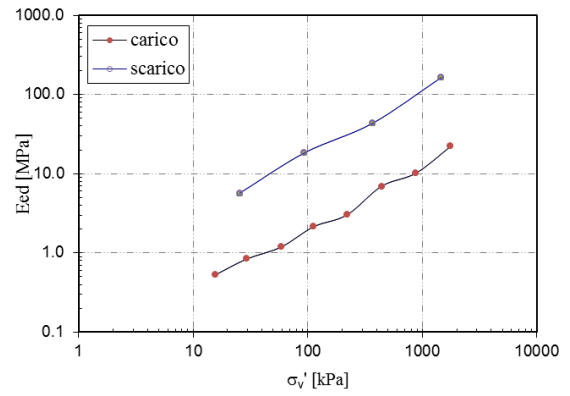
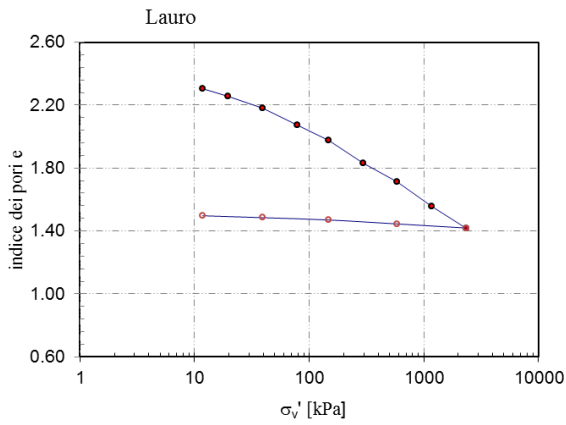
$$C_s = (\ln 10)\kappa = 2.303\kappa \quad (4.17)$$

presenta anch'esso una dipendenza da p' analoga a quella esistente tra Cs e σ'_v nelle prove edometriche.

Anche se i materiali investigati sono terreni granulari, nei piani di compressione è stato possibile determinare un tratto definibile di ricomprensione, caratterizzato da una modesta compressibilità e seguito, da un tratto definibile di normal consolidazione caratterizzato da un aumento significativo di compressibilità. In questi terreni, vista l'elevata fragilità delle particelle di natura piroclastica, l'elevata compressibilità può essere anche in parte dovuta a meccanismi deformativi che coinvolgono la rottura dei grani e lo sviluppo di deformazioni secondarie. Gli indici dei pori iniziale varia per ogni sito e, nei i depositi da caduta, è compreso tra 2.70 per il terreno di Bracigliano a 1.81 per il terreno di Baiano. Nei depositi da flusso, l'indice dei pori iniziale è compreso tra 1.33 per il terreno dei Camaldoli a 0.82 per il terreno di Agnano (cementato), cioè la metà rispetto ai terreni da caduta.

Il modulo edometrico è compreso, nella fase di carico, tra valori prossimi all'unità e 13 MPa (Tabella 4.3). In Figura 4.25 vengono rappresentate per ogni sito le curve di compressibilità ed i relativi moduli edometrici.





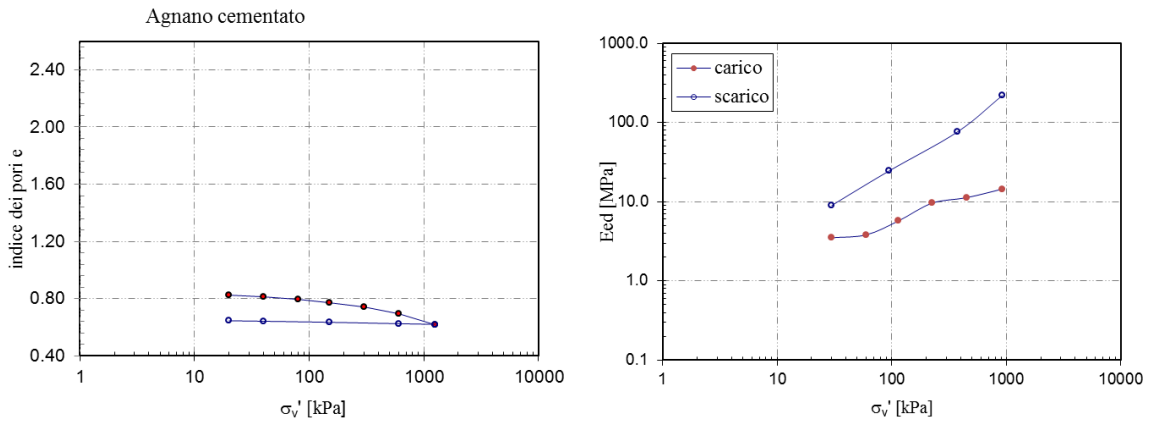
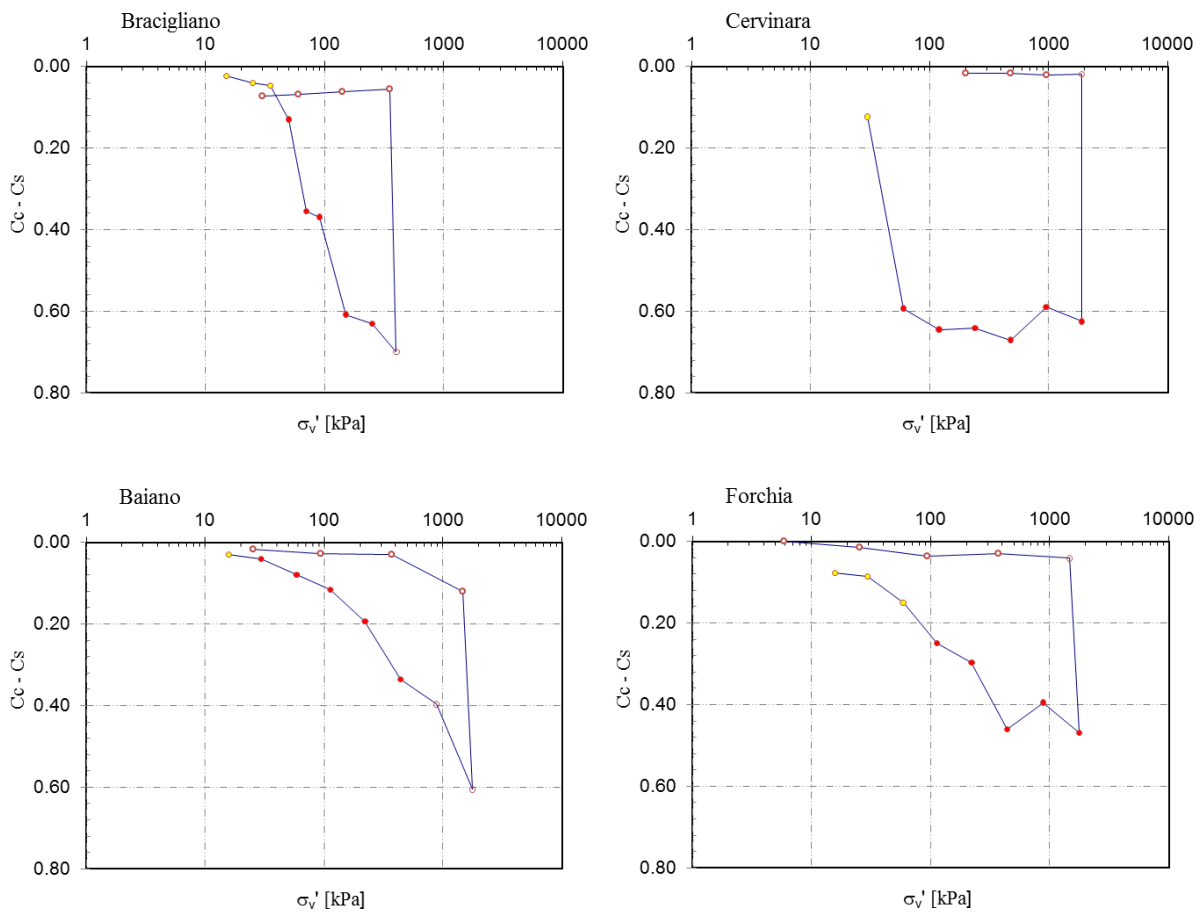


Figura 4.25 - a) Risultati di prove di compressione edometrica delle ceneri vulcaniche dei siti investigati; b) Modulo edometrico.

I coefficienti di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s sono riportati in Figura 4.26 in funzione degli stati tensionali assunti nel corso della prova.



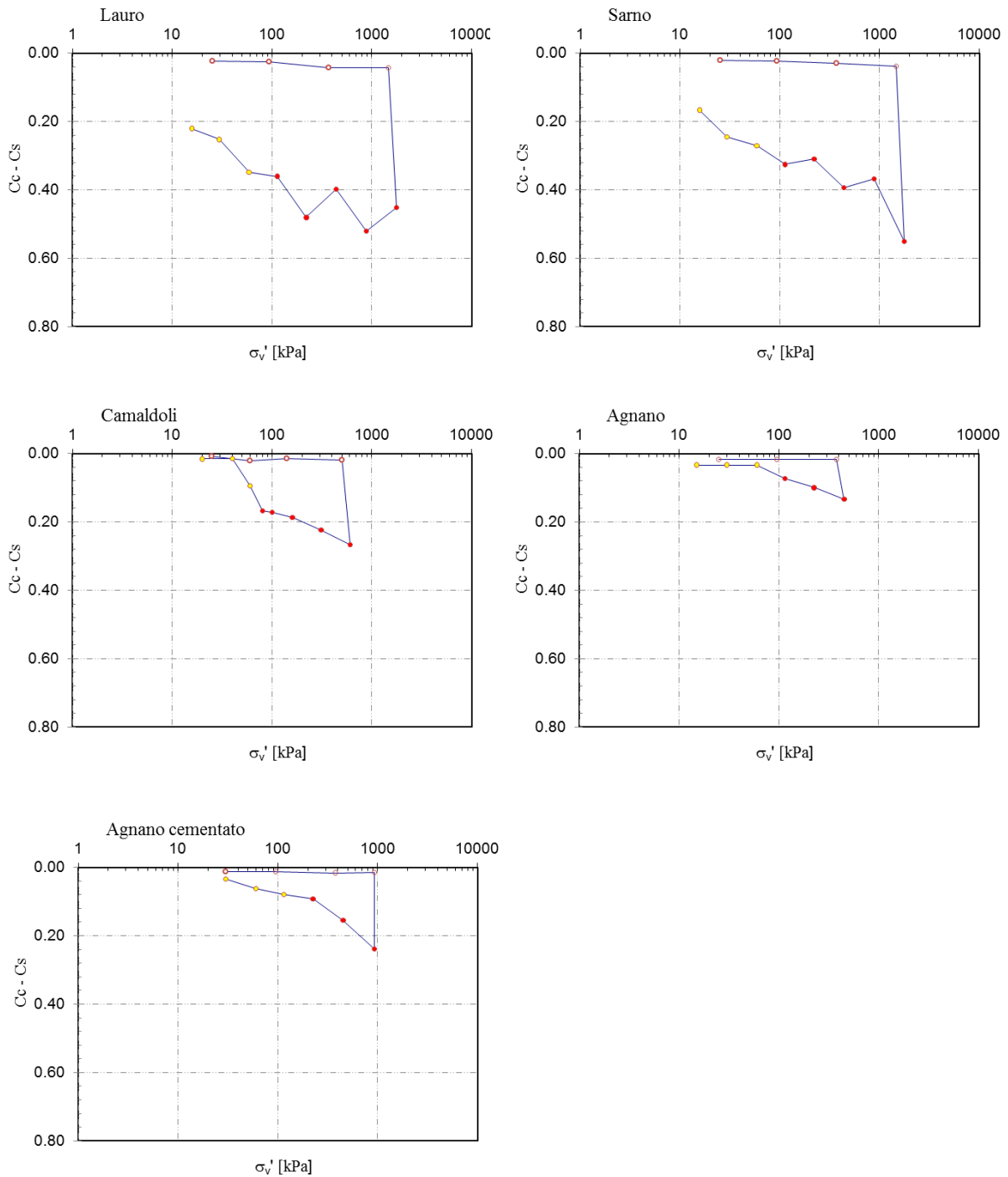


Figura 4.26 – Variabilità dei coefficienti C_c e C_s negli intervalli di carico.

Nell'ambito dei depositi da caduta (Figura 4.27) la compressibilità dei siti di Cervinara e Bracigliano è generalmente maggiore rispetto agli altri siti. Gli indici di compressione C_c , variano tra 0.25 e 0.70. Gli indici di ricomprensione C_s , invece, indipendentemente dalla tipologia di deposito, si attestano su valori di 0.01-0.04 per tutti i siti ad eccezione del caso di Bracigliano che presenta C_s maggiori e compresi tra 0.05 e 0.07.

Per i depositi da flusso o surge (Figura 4.27), la compressibilità per i Camaldoli è generalmente inferiore a quella di Agnano (sia sciolto che cementato). Gli indici di compressione C_c , variano da valori di 0.08 a valori di 0.25. Gli indici di ricomprensione C_s si attestano su valori di 0.01-0.02.

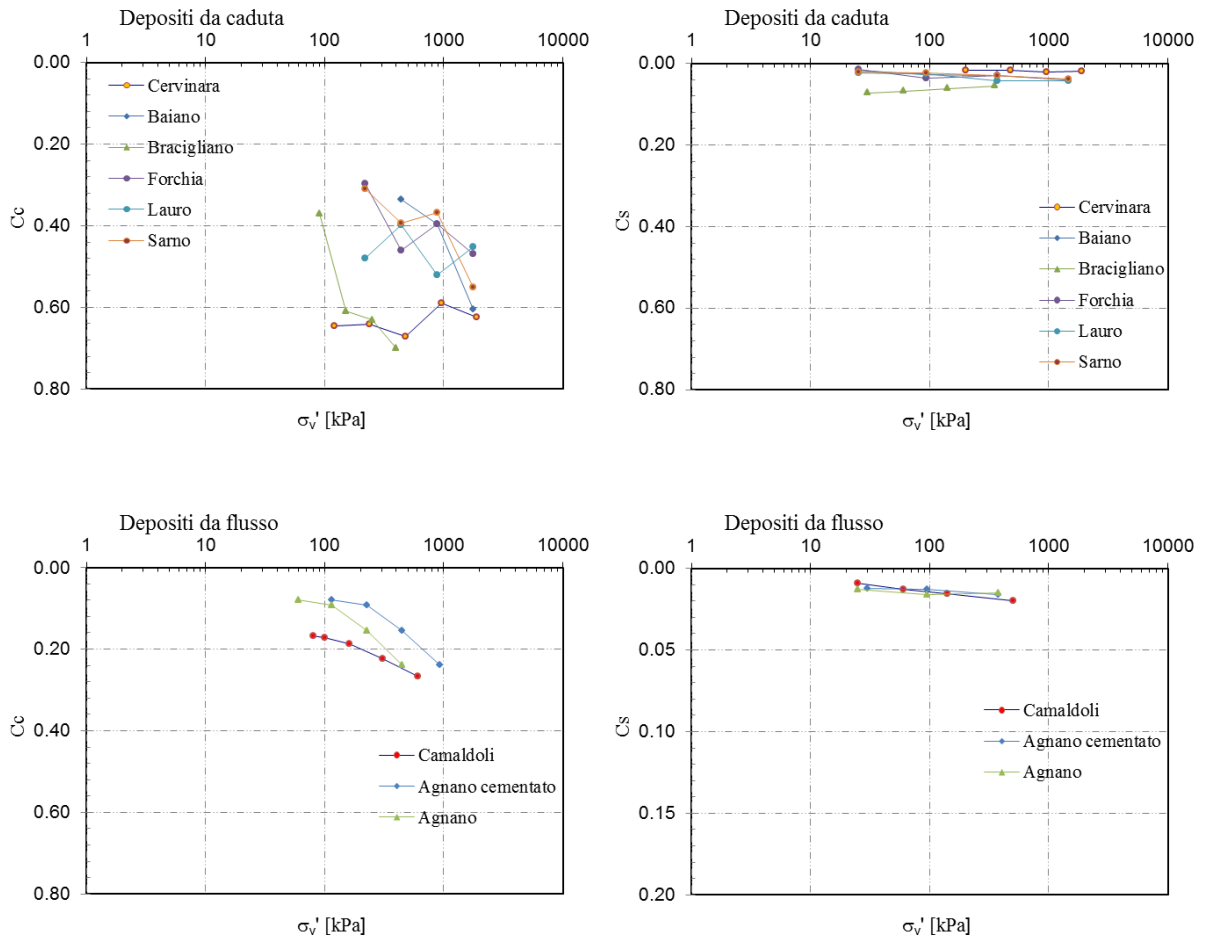


Figura 4.27 – Variabilità dei coefficienti C_c e C_s nei depositi da caduta e da flusso.

Confrontando i coefficienti di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s in funzione della tipologia di deposito (da caduta, da flusso o surge; Figura 4.28) si nota una minore compressibilità per i depositi da flusso o surge caratterizzata da coefficienti di circa la metà rispetto al caso dei depositi da caduta.

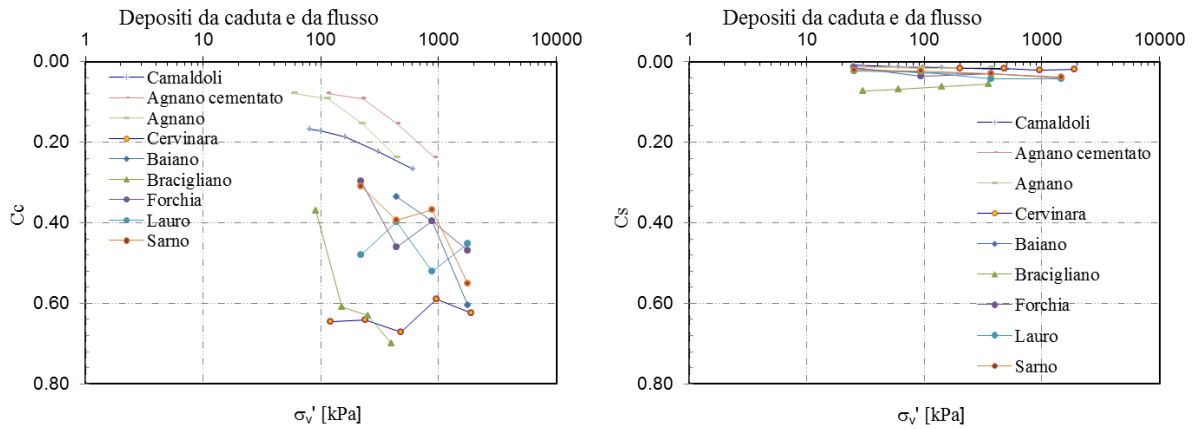


Figura 4.28 – Confronto dei coefficienti C_c e C_s negli intervalli di carico nei depositi da caduta e da flusso.

Altri fattori, quali fenomeni di creep, di cementazione, intervengono nel corso della storia geologica di un terreno, condizionandone il comportamento meccanico. La consolidazione primaria di un terreno indica il processo deformativo associato alla dissipazione delle sovrappressioni interstiziali e, quindi al cambio delle tensioni efficaci. La consolidazione secondaria indica invece il processo deformativo di origine viscosa, che si manifesta sotto tensioni efficaci costanti. Gli effetti della variabile tempo nel processo di compressione di un terreno sabbioso non sono rilevanti in quanto le variazioni di volume si verificano rapidamente e pressoché completamente, in pochi minuti. L'indice di compressione secondaria, definito dalla relazione $C_{\alpha} = -(\Delta e / \Delta \log t)$, indica che la variazione dell'indice dei vuoti per ciclo logaritmico di tempo sia costante, per un assegnato livello tensionale (Lancellotta, 2001). L'indice di compressione secondaria è comunque dipendente dalla storia tensionale (Figura 4.29) e la velocità delle deformazioni viscosi risultano dipendenti dal livello di sforzo applicato. Per avere una stima dell'indice di compressione secondaria, Mesri e Choi (1985) hanno raggiunto la conclusione che, benché gli indici di compressione primaria e secondaria siano dipendenti dal livello tensionale, il loro rapporto rimane praticamente costante. In Figura 4.29 viene riportata la dipendenza del coefficiente di consolidazione secondaria in funzione della storia tensionale per i siti rappresentativi di un deposito da flusso o surge e da caduta, ossia per il sito dei Camaldoli e di Cervinara.

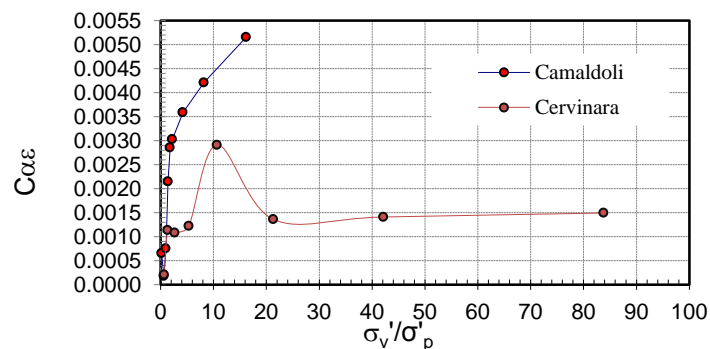


Figura 4.29 – Dipendenza del coefficiente di consolidazione secondaria dalla storia tensionale.

Sono state condotte prove di compressione isotropa in cella Bishop per la determinazione della compressibilità sui siti di Cervinara e di Camaldoli sia in condizioni di saturazione che di parziale saturazione.

I provini prelevati dal sito di Cervinara, sono caratterizzati dallo stesso indice dei pori sia in condizioni di completa saturazione che in condizioni di parziale saturazione ($u_a - u_w = 40$ kPa). I risultati della sperimentazione vengono riportati nella Figura 4.30.

La tensione di preconsolidazione risulta maggiore per il terreno non saturo con valori compresi nell'intervallo 30kPa e 70kPa, mentre la pendenza della retta vergine risulta maggiore per il terreno saturo.

Le prove sono state svolte in un campo di tensioni efficaci compreso tra 10 kPa e 700 kPa (Tabella 4.4) utilizzando sia l'apparecchiatura triassiale convenzionale che la cella tipo Bishop-Wesley.

Naturale	Prova	Range p' [kPa]	9-20	20-40	40-80	40-120	40-10	80-20
	ISONAT1	λ		0.041	0.097	0.177	0.217	
	$e_0=2.14$	κ					0.016	0.010

Tabella 4.4 - Valori dei parametri di compressibilità di Cervinara in funzione del livello tensionale.

Nell'apparecchiatura convenzionale sono state effettuate prove a carichi controllati, attendendo per ogni carico l'esaurimento del processo di consolidazione primario.

Le prove effettuate nella cella Bishop sono state svolte applicando percorsi di sollecitazione di carico e scarico con velocità di ± 10 kPa/h.

Il campione naturale, caratterizzato da un indice dei pori iniziale molto alto ($e_0=2.14$), manifesta una elevata compressibilità. Se si analizzano le caratteristiche di compressibilità riportate nella Tabella 4.4, si può notare che il valore di λ corrispondente a tensioni efficaci comprese tra 9 e 20 kPa ($\lambda=0.041$) si raddoppia per tensioni comprese tra 20 e 40 kPa e si stabilizza intorno ad un valore di 0.217 per tensioni comprese tra 40 e 120 kPa. Il coefficiente λ cresce al crescere della porosità iniziale. Esso poi si riduce all'aumentare della pressione di cella. Le curve di compressione tendono a convergere verso una unica linea vergine che sembra coincidere con il prolungamento della linea relativa al materiale naturale.

In tutte le prove, i rami di scarico sono praticamente lineari e l'isteresi carico-scarico è trascurabile con valori del parametro κ pari in media a 0.013.

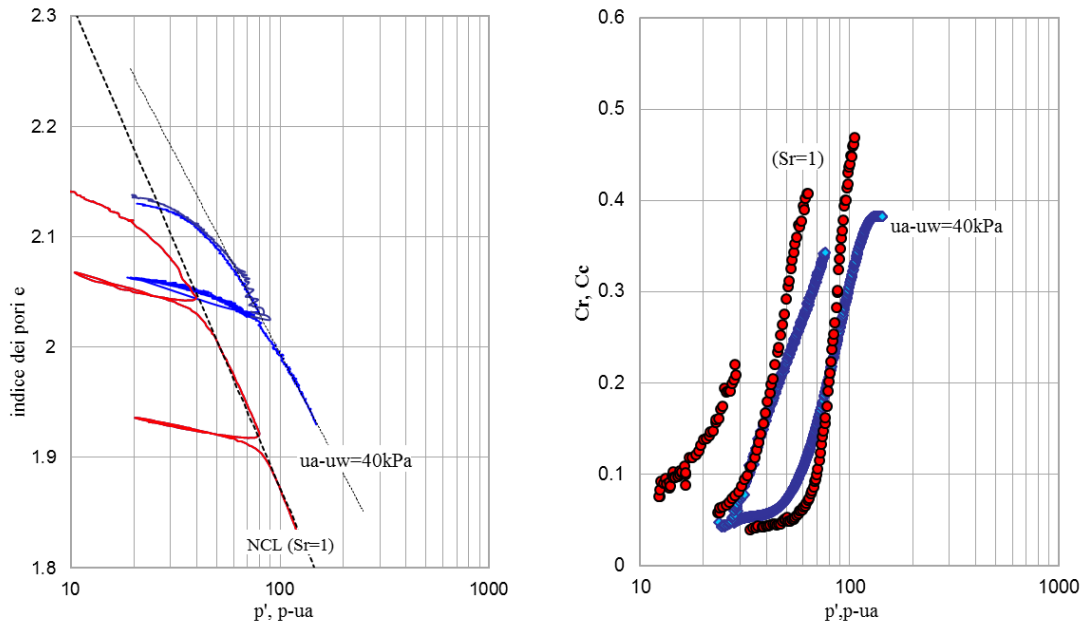


Figura 4.30 - Risultati di prove di compressione isotropa su campioni indisturbati saturi e non saturi di Cervinara. (Olivares, 2001).

I risultati della prova di compressione evidenziano una tensione di snervamento di circa 35 KPa seguita, per stati tensionali maggiori, da una risposta tipica di un materiale normal-consolidato. I coefficienti di compressibilità, assumono valori maggiori di 0.2 per tensioni efficaci medie maggiori di 35 KPa e che possono raggiungere valori di circa 0.5 per tensioni di 100 KPa. Per confronto, nello stesso piano di compressione, sono riportati i risultati ottenuti nel caso di compressione eseguita in cella Bishop in condizioni di parziale saturazione. Il confronto evidenzia la minore compressibilità conferita al terreno dalle condizioni di parziale saturazione.

Simili risultati sono stato osservati anche nelle prove di compressione edometrica. L'indice di compressione C_c ricavabile dalle prove isotrope presenta una dipendenza da p' analoga a quella esistente tra C_c e σ'_v delle prove edometriche.

Prova Isotropa				Prova Edometrica	
λ	C_c	κ	C_s	C_c	C_s
0.217	0.50	0.013	0.03	0.54	0.017

Tabella 4.5 – Valori dei parametri κ e λ nella prova isotropa e C_c e C_s nella prova edometrica per il sito di Cervinara.

I provini prelevati nel sito dei Camaldoli, caratterizzati da una condizione iniziale di parziale saturazione, ha richiesto la loro saturazione prima della sperimentazione attraverso la procedura di saturazione descritta nel Par. 4.2.

Per la valutazione della compressibilità del materiale sono state eseguite 2 prove di compressione isotropa in cella Bishop Wesley su provini naturali del diametro pari a 38 mm, ed una prova isotropa in cella triassiale su un provino naturale di 50 mm. Nella Tabella 4.6 vengono illustrate le caratteristiche fisiche iniziali dei provini, mentre nella Tabella 4.7 vengono indicati i vari gradini di carico.

Prova	Terreno	e_0	w_0	$Sr_0(\%)$
CAMSAT_1	Naturale	1.22	0.19	0.385
CAMSAT_2	Naturale	1.225	0.22	0.447
ISOCAMA_1	Naturale	1.218	0.314	0.643

Tabella 4.6 - Prove di compressione isotropa: proprietà fisiche dei provini al montaggio.

		PROVA		
		CAMSAT_1	CAMSAT_2	ISOCAMA_1
Gradino di carico isotropo (KPa)	Vel. KPa/h	20	15	
	I	80	80	
	II	40	50	200
	III	140	150	125
	IV	80	50	250
	V	400	280	25
	VI	80	80	700
	VII	500	400	25
	VIII	40	150	
	IX		500	
X		50		

Tabella 4.7 - Prove di compressione isotropa: gradini di carico applicati.

Le prove sono state svolte in un campo di tensioni efficaci variabili tra 25 KPa e 700 KPa (Tabella 4.7).

Nell'apparecchiatura convenzionale sono state svolte prove a carichi controllati, in cui in ogni fase di carico si è atteso l'esaurimento del processo di consolidazione primario. Le prove effettuate in cella Bishop sono state condotte applicando percorsi di sollecitazione di carico e scarico con velocità di ± 20 KPa/h nella prova CAMSAT_1, di ± 15 KPa/h nella prova CAMSAT_2 (Figura 4.32).

Il risultato della prova di compressione isotropa in cella triassiale viene riportata in Figura 4.31.

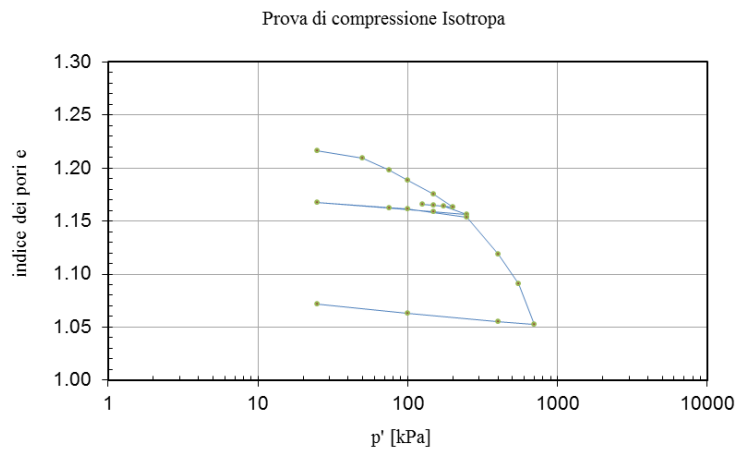


Figura 4.31 - Compressione isotropa in cella triassiale.

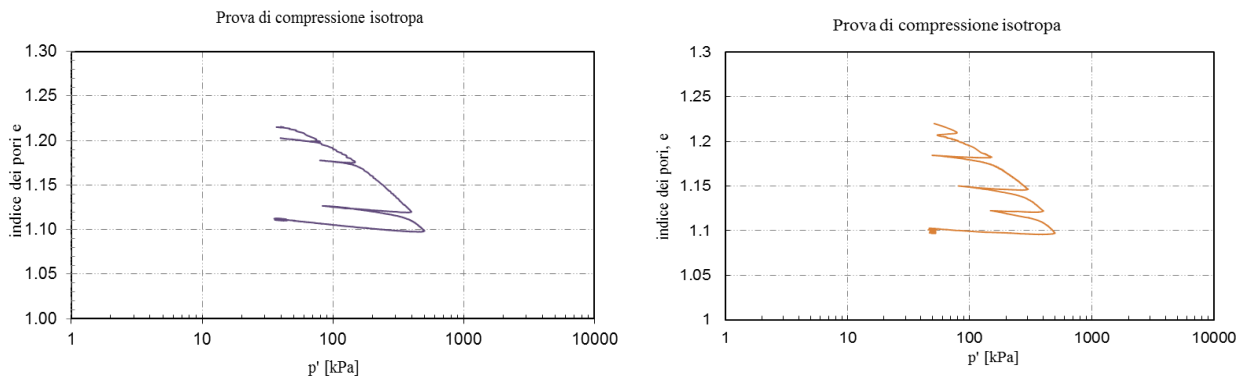


Figura 4.32 - a) Compressione isotropa in cella Bishop con velocità ± 20 KPa/h; b) Compressione isotropa in cella Bishop con velocità ± 15 KPa/h.

In Figura 4.33 vengono riportati i risultati delle prove isotrope eseguite da cui si evince un buon accordo tra loro.

Il campione naturale, caratterizzato da un indice dei pori iniziale $e_0 \sim 1.22$, manifesta una elevata compressibilità.

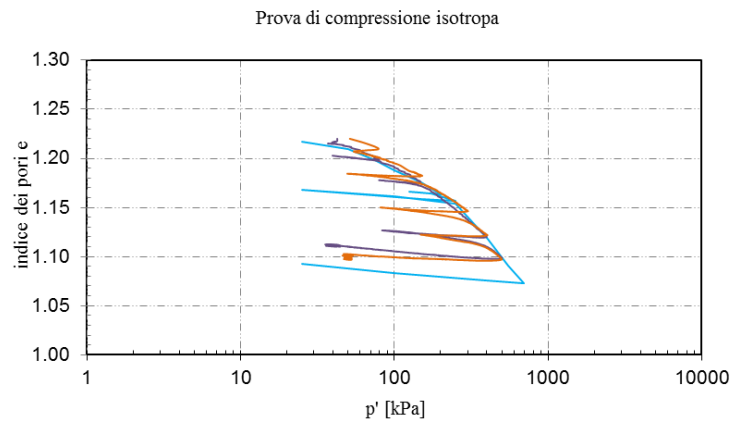


Figura 4.33 - Confronto delle prove di compressione isotropa.

Le curve di compressione convergono verso una unica retta vergine ed il coefficiente λ è pari a 0.09 mentre i rami di scarico e ricarico sono praticamente lineari e l'isteresi trascurabile con valori del parametro κ pari a 0.005 (Figura 4.34), praticamente parallele tra loro.

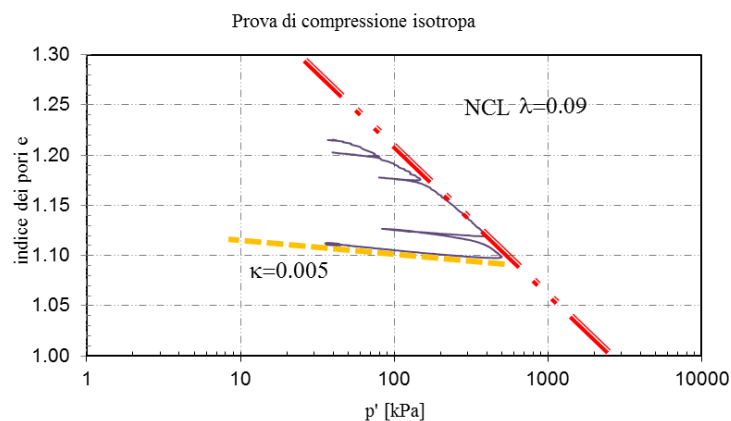


Figura 4.34 - Risultati di prove di compressione isotropa della cenere vulcanica dei Camaldoli.

Per tensioni maggiori a 100 KPa, la curva tensione-deformazione, in fase di ricarico ed in prossimità del massimo carico applicato nella fase di carico precedentemente applicata, rivolge la concavità verso il basso, e questa risposta individua la plasticizzazione del sistema, dovuta alla rottura dei singoli grani che consente notevoli spostamenti relativi dei grani stessi. Superato il valore di massimo carico applicato nella fase precedente, la curva tensione-deformazione si riconfigura con la concavità verso l'alto.

Simili risultati sono stato osservati anche nelle prove di compressione edometrica di cui si è trattato in precedenza, da cui discende il parallelismo esistente nel piano di compressione tra le curve di normal-consolidazione ottenute nel corso delle prove isotrope ed edometriche. I valori medi di λ e κ sono praticamente coincidenti. L'indice di compressione C_c ricavabile dalle prove isotrope presenta una dipendenza da p' analoga a quella esistente tra C_c e σ'_v delle prove edometriche.

Prova Isotropa				Prova Edometrica	
λ	Cc	κ	Cs	Cc	Cs
0.09	0.226	0.005	0.0156	0.228	0.0157

Tabella 4.8 – Valori dei parametri κ e λ nella prova isotropa e Cc e Cs nella prova edometrica.

Nel piano di compressione le curve di scarico risultano parallele tra loro.

Sono state eseguite prove di compressione triassiale in cella Bishop-Wesley in condizioni di parziale saturazione ($u_a - u_w = 40$ kPa) i cui risultati sono rappresentati in Figura 4.35.

In Tabella 4.8 sono riportate le proprietà fisiche iniziali del campione, mentre in tabella 4.9 sono riportati i gradini di carico applicati e la velocità di deformazione.

Prova	Terreno	e_0	w_0	$Sr_0(\%)$
CAMUNSAT_1	Naturale	1.24	0.189	0.380

Tabella 4.8 - Prove di compressione isotropa in condizioni di parziale saturazione: proprietà fisiche dei provini al montaggio.

		PROVA
		CAMUNSAT_1
	Vel.(KPa/h)	20
Gradino di carico	I	80
	II	400
	III	80
	IV	500

Tabella 4.9 - Prove di compressione isotropa in condizioni di parziale saturazione: gradini di carico applicati.

La tensione di preconsolidazione risulta maggiore per il terreno non saturo con valori compresi nell'intervallo 80 kPa e 110 kPa, con una pendenza della retta vergine $\lambda = 0.085$ ed una pendenza della curva di scarico-ricarico $\kappa = 0.005$. Confrontando i risultati ottenuti, si nota che la pendenza della retta vergine è maggiore nelle prove sature rispetto alla prova non satura (Figura 4.36).

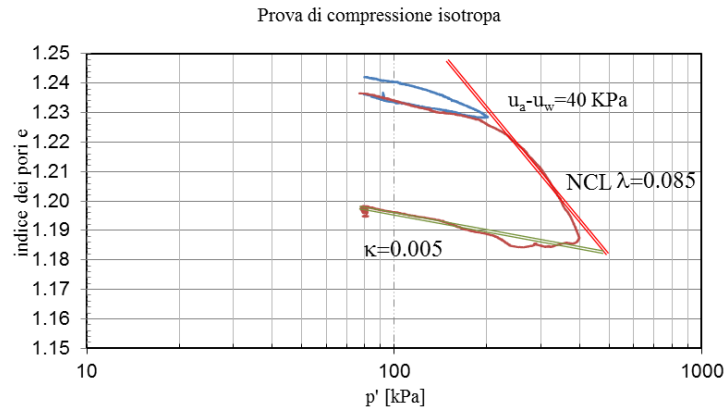


Figura 4.35 - Risultati di prove di compressione isotropa su campione parzialmente saturo della cenere vulcanica dei Camaldoli.

Per confronto, nello stesso piano di compressione (Figura 4.36), sono riportati i risultati ottenuti nel caso di compressione eseguita in cella Bishop in condizioni di totale e di parziale saturazione. Il confronto evidenzia la minore compressibilità conferita al terreno dalle condizioni di parziale saturazione.

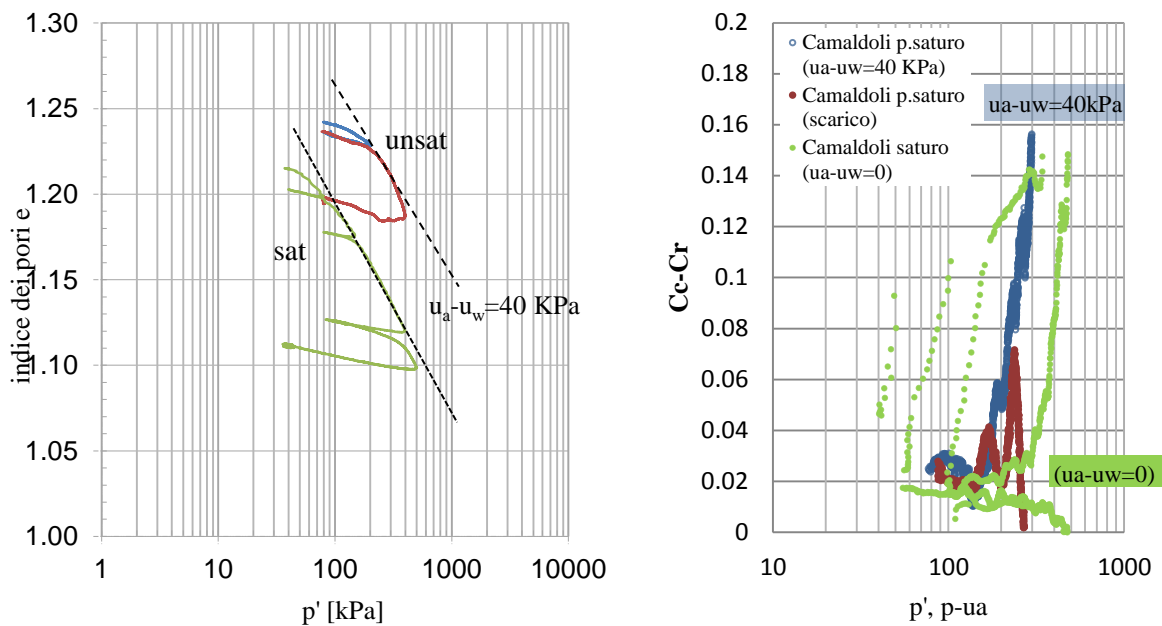


Figura 4.36 - Risultati di prove di compressione isotropa su campione saturo e parzialmente saturo della cenere vulcanica dei Camaldoli.

I rami di scarico e ricarica, nelle prova isotropa saturo e in quella non saturo, sono praticamente lineari e l'isteresi carico-scarico è trascurabile con valori del parametro κ pari a 0.005 sia per le prove sature e per le prove parzialmente sature. L'indice di compressione C_c assume valori maggiori di 0.1 per tensioni efficaci medie maggiori di 50 KPa e possono raggiungere valori maggiori di 0.15 per

tensioni maggiori di 300 KPa. Nella Figura 4.36b viene riportato il confronto tra gli indici di compressibilità ottenuti nelle prove saturate e nelle prove non saturate.

Stessi risultati di compressibilità sono stati ottenuti su provini indisturbati e relativamente cementati, prelevati dal sito di Agnano, rappresentativo di un sito da flusso o surge (Figura 4.37).

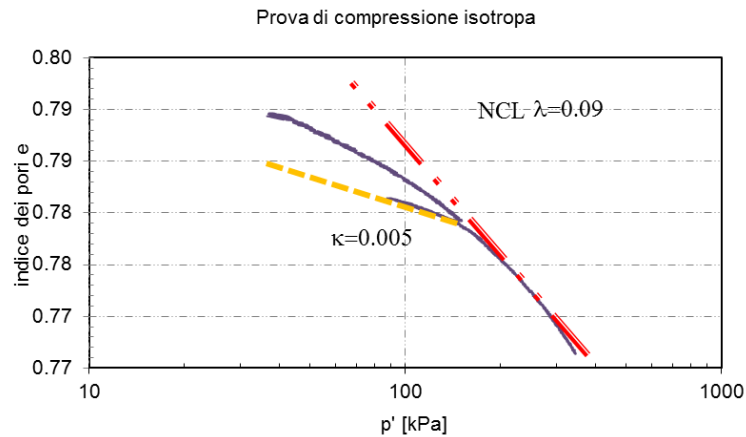


Figura 4.37 - Risultati di prove di compressione isotropa della cenere vulcanica cementata di Agnano.

Dal confronto delle prove di compressione isotropa in condizione di totale e parziale saturazione si nota come le pendenze dei rami di carico e scarico sono minori per il sito dei Camaldoli rispetto a quello di Cervinara di circa la metà (Figura 4.38).

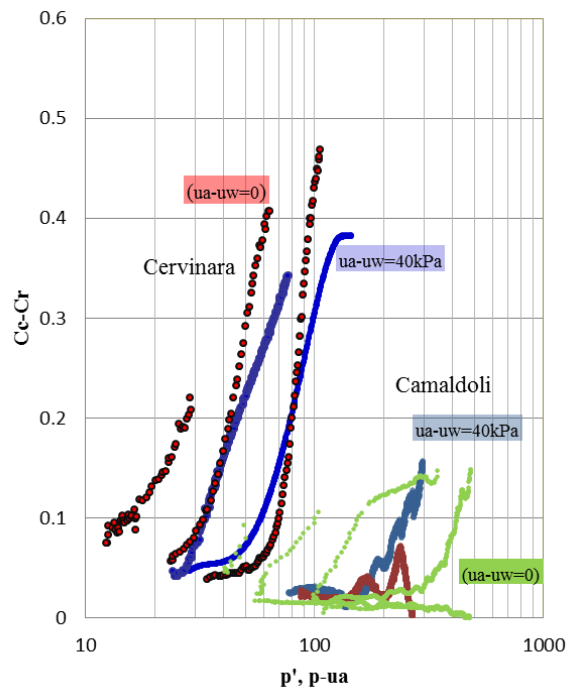


Figura 4.38 - Confronto dei risultati di prove di compressione isotropa su campioni saturi e parzialmente saturi dei terreni dei Camaldoli e di Cervinara.

4.6 DEFORMABILITÀ E RESISTENZA A ROTTURA

Le caratteristiche di resistenza dei terreni in condizioni di completa saturazione, sono state indagate mediante prove di compressione triassiale del tipo consolidate isotropicamente drenate (CID) e non drenate (CIU). Le prove sono state condotte su provini naturali indisturbati. I provini, a causa della loro alta porosità e dell'assenza di legami interparticellari sono stati saturati in laboratorio, al fine di evitare il collasso volumetrico che si avrebbe, con la procedura ordinaria, per effetto dell'annullamento dei menischi (Olivares e Picarelli, 2001a; Olivares et al., 2003). Al fine di procedere alla caratterizzazione meccanica dei siti oggetto di studio, e quindi, di verificare il legame esistente tra potenziale alla liquefazione e genesi dei terreni investigati, si sono confrontati i risultati sperimentali ottenuti in laboratorio in condizioni di completa saturazione su depositi da flusso o da serge e da caduta.

Nelle prove drenate, le cineriti dei depositi da caduta, hanno mostrato un comportamento duttile e contraente ed hanno restituito valori della resistenza caratterizzati da coesione efficace in molti casi nulla e da un angolo d'attrito di variabile tra 34° e 38° (Tabella 4.11).

L'angolo di attrito a stato stazionario, piuttosto elevato, è compreso fra 34° e 38°, con coesione praticamente nulla (Tabella 4.10). La sostanziale assenza di coesione indica che tutti i depositi sono privi di cementazione.

Sito	CID		CIU	
	c'(KPa)	φ'	c'(KPa)	φ'
Cervinara	0	38°	0	38°
Baiano	6	34°	0	34°
Bracigliano	0	36°	0	36°
Forchia			0	35°
Lauro			0	34°
Sarno	0	35°	0	35°
Camaldoli	15	38°	0	37°
Agnano	8	35°	0	32°

Tabella 4.11 - Prove CID e CIU eseguite su provini naturali: coesione ed angolo d'attrito.

I parametri di stato dei provini al montaggio ed in fase di rottura, nelle prove CID e CIU, per i depositi da caduta, sono riportati nelle Tabelle 4.12.

N°	Sito	Prova	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	w	n	e	p'(KPa)
1	Cervinara CID	Ce Cid 1 1	1.187	0.829	0.431	0.68	2.12	30.4
2		Ce Cid 1 2	1.121	0.771	0.454	0.69	2.31	43.50
3		Ce Cid 1 3	1.370	0.895	0.531	0.67	2.02	72.3
4	Cervinara CIU	Ce Ciu 1 1	1.202	0.829	0.450	0.69	2.26	30.9
5		Ce Ciu 1 2	1.274	0.842	0.513	0.68	2.21	89.98
6		Ce Ciu 1 3	1.303	0.813	0.603	0.65	1.88	96.70

N°	Sito	Prova	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	w	n	e	p'(KPa)
1	Bracigliano CID	BracCid_1i	1.426	0.7445	0.915	0.71	2.439	100.71
2		BracCid_2i	1.401	0.7035	0.992	0.72	2.639	75.15
3		BracCid_3i	1.379	0.6973	0.978	0.72	2.585	49.66
1r		BracCid_1r	1.459	0.8022	0.819	0.68	2.191	183.53
2r		BracCid_2r	1.443	0.7764	0.859	0.69	2.297	133.40
3r		BracCid_3r	1.392	0.7211	0.931	0.71	2.468	90.19
1	Bracigliano CIU	BracCiu_1i	1.419	0.6977	1.033	0.72	2.583	98.65
2		BracCiu_2i	1.410	0.6976	1.021	0.72	2.584	148.33
3		BracCiu_3i	1.357	0.6443	1.105	0.73	2.880	49.29
4		BracCiu_4i	1.395	0.7525	0.854	0.70	2.322	249.45
5		BracCiu_5i	1.395	0.7466	0.869	0.70	2.356	349.99
6		BracCiu_6i	1.443	0.7854	0.837	0.70	2.155	449.48
7		BracCiu_7i	1.395	0.6907	1.020	0.72	2.619	75.29
8		BracCiu_8i	1.463	0.7506	0.949	0.70	2.437	100.34
9		BracCiu_9i	1.468	0.7677	0.913	0.70	2.360	200.02
10		BracCiu_10i	1.481	0.7861	0.895	0.70	2.284	300.32
1r		BracCiu_1r	1.419	0.6977	1.033	0.72	2.583	51.42
2r		BracCiu_2r	1.410	0.6976	1.021	0.72	2.584	42.54
3r		BracCiu_3r	1.357	0.6443	1.105	0.73	2.880	13.68
4r		BracCiu_4r	1.395	0.7525	0.854	0.70	2.322	122.48
5r		BracCiu_5r	1.395	0.7466	0.869	0.70	2.356	108.44
6r		BracCiu_6r	1.443	0.7854	0.837	0.70	2.155	177.96
7r		BracCiu_7r	1.395	0.6907	1.020	0.72	2.619	34.17
8r		BracCiu_8r	1.463	0.7506	0.949	0.70	2.437	74.89
9r		BracCiu_9r	1.468	0.7677	0.913	0.70	2.360	176.61
10r		BracCiu_10r	1.481	0.7861	0.895	0.70	2.284	128.51

N°	Sito	Prova	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	w	n	e	p'(KPa)
1	Baiano CID	BaianCid_1i	1.509	0.8340	0.810	0.67	2.057	40.20
2		BaianCid_2i	1.522	0.8720	0.745	0.66	1.924	80.36
3		BaianCid_3i	1.506	0.8289	0.817	0.67	1.880	119.88
1r		BaianCid_1r	1.557	0.9112	0.708	0.64	1.798	163.17
2r		BaianCid_2r	1.572	0.9568	0.643	0.62	1.665	149.61
3r		BaianCid_3r	1.568	0.9308	0.685	0.63	1.543	220.86
1	Baiano CIU	BaianCiu_1i	1.492	0.8105	0.841	0.68	2.171	39.87
2		BaianCiu_2i	1.513	0.8414	0.799	0.67	2.054	80.69
3		BaianCiu_3i	1.529	0.8674	0.762	0.66	1.963	119.67
4		BaianCiu_4i	1.502	0.8200	0.832	0.68	2.134	40
5		BaianCiu_5i	1.526	0.8641	0.765	0.66	1.974	76
6		BaianCiu_6i	1.525	0.8652	0.762	0.66	1.875	120
1r		BaianCiu_1r	1.492	0.8105	0.841	0.68	2.171	8.82
2r		BaianCiu_2r	1.513	0.8414	0.799	0.67	2.054	16.71
3r		BaianCiu_3r	1.529	0.8674	0.762	0.66	1.963	27.72
4r		BaianCiu_4r	1.502	0.8200	0.832	0.68	2.134	9.29
5r		BaianCiu_5r	1.526	0.8641	0.765	0.66	1.974	21.90
6r		BaianCiu_6r	1.525	0.8652	0.762	0.66	1.875	46.24

N°	Sito	Prova	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	w	n	e	p'(KPa)
1	Forchia CIU	ForCiu_1	1.429	0.7471	0.913	0.71	2.453	40.40
2		ForCiu_2	1.467	0.7634	0.921	0.70	2.379	80.40
3		ForCiu_3	1.482	0.7918	0.872	0.69	2.258	129.91
4		ForCiu_4	1.452	0.7922	0.833	0.70	2.307	96.21
5		ForCiu_5	1.567	0.8547	0.833	0.68	2.065	148.34
1r		ForCiu_1r	1.429	0.7471	0.913	0.71	2.453	14.50
2r		ForCiu_2r	1.467	0.7634	0.921	0.70	2.379	20.74
3r		ForCiu_3r	1.482	0.7918	0.872	0.69	2.258	37.18
4r		ForCiu_4r	1.452	0.7922	0.833	0.70	2.307	29.51
5r		ForCiu_5r	1.567	0.8547	0.833	0.68	2.065	52.10

N°	Sito	Prova	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	w	n	e	p'(KPa)
1	Lauro CIU	LaurCiu_1	1.512	0.8622	0.714	0.67	1.993	37.82
2		LaurCiu_2	1.540	0.8866	0.737	0.66	1.910	77.00
3		LaurCiu_3	1.569	0.9299	0.687	0.65	1.774	115.27
4		LaurCiu_4	1.473	0.8549	0.723	0.67	1.994	41.06
5		LaurCiu_5	1.561	0.9256	0.687	0.64	1.766	119.4
1r		LaurCiu_1r	1.512	0.8622	0.714	0.67	1.993	10.6
2r		LaurCiu_2r	1.540	0.8866	0.737	0.66	1.910	28.12
3r		LaurCiu_3r	1.569	0.9299	0.687	0.65	1.774	32.58
4r		LaurCiu_4r	1.473	0.8549	0.723	0.67	1.994	9.12
5r		LaurCiu_5r	1.561	0.9256	0.687	0.64	1.766	28.53

N°	Sito	Prova	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	w	n	e	p'(KPa)
1	Sarno CID	SarnoCid_1i	1.3829	0.8810	0.691	0.67	1.996	50
2		SarnoCid_2i	1.4863	0.8769	0.695	0.64	1.795	100
3		SarnoCid_3i	1.5091	0.9015	0.674	0.63	1.719	150
1r		SarnoCid_1r	1.4054	0.8638	0.627	0.65	1.837	97.239
2r		SarnoCid_2r	1.5307	0.9538	0.605	0.61	1.571	184.23
3r		SarnoCid_3r	1.5578	0.9846	0.582	0.60	1.489	292.49
1	Sarno CIU	SarnoCiu_1i	1.7551	1.2529	0.401	0.51	1.050	50.19
2		SarnoCiu_2i	1.6783	1.1314	0.484	0.56	1.270	99.9
3		SarnoCiu_3i	1.7558	1.2555	0.399	0.51	1.046	149.2
1r		SarnoCiu_1r	1.7551	1.2529	0.401	0.51	1.050	20.02
2r		SarnoCiu_2r	1.6783	1.1314	0.484	0.56	1.270	37.09
3r		SarnoCiu_3r	1.7558	1.2555	0.399	0.51	1.046	48.61

Tabella 4.12 - Prove CID e CIU eseguite su provini naturali di depositi da caduta: parametri di stato al montaggio e alla rottura.

Nella Figura 4.35 vengono rappresentati i risultati relativi alle prove drenate che evidenziano il comportamento contraente del materiale, a causa dell'elevata porosità, caratterizzato da una resistenza al taglio crescente monotonicamente fino al valore ultimo. Al contrario, nelle prove non drenate esse presentano un comportamento instabile, anche se raggiungono lo stesso involuppo di resistenza ottenuto nelle prove drenate.

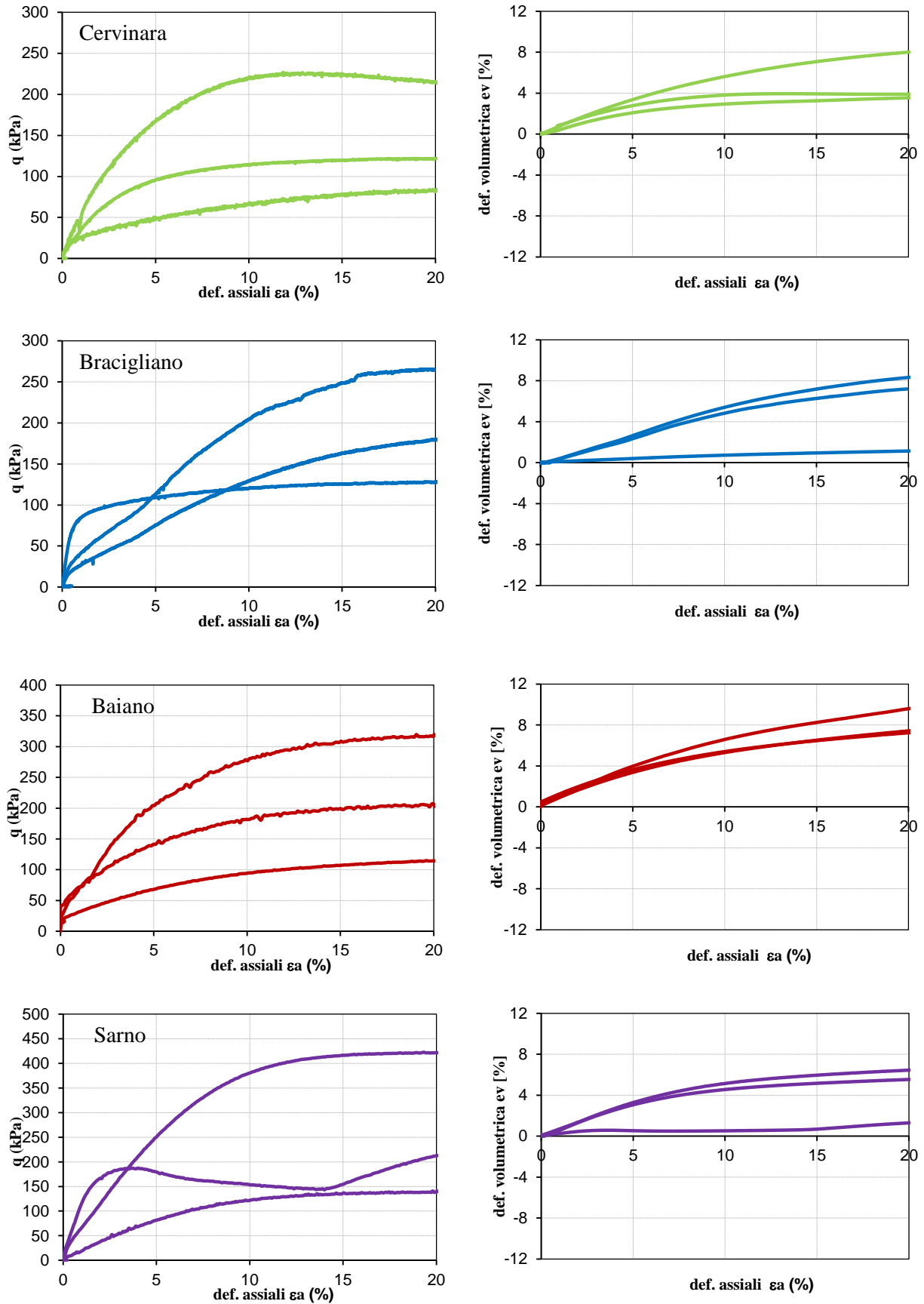
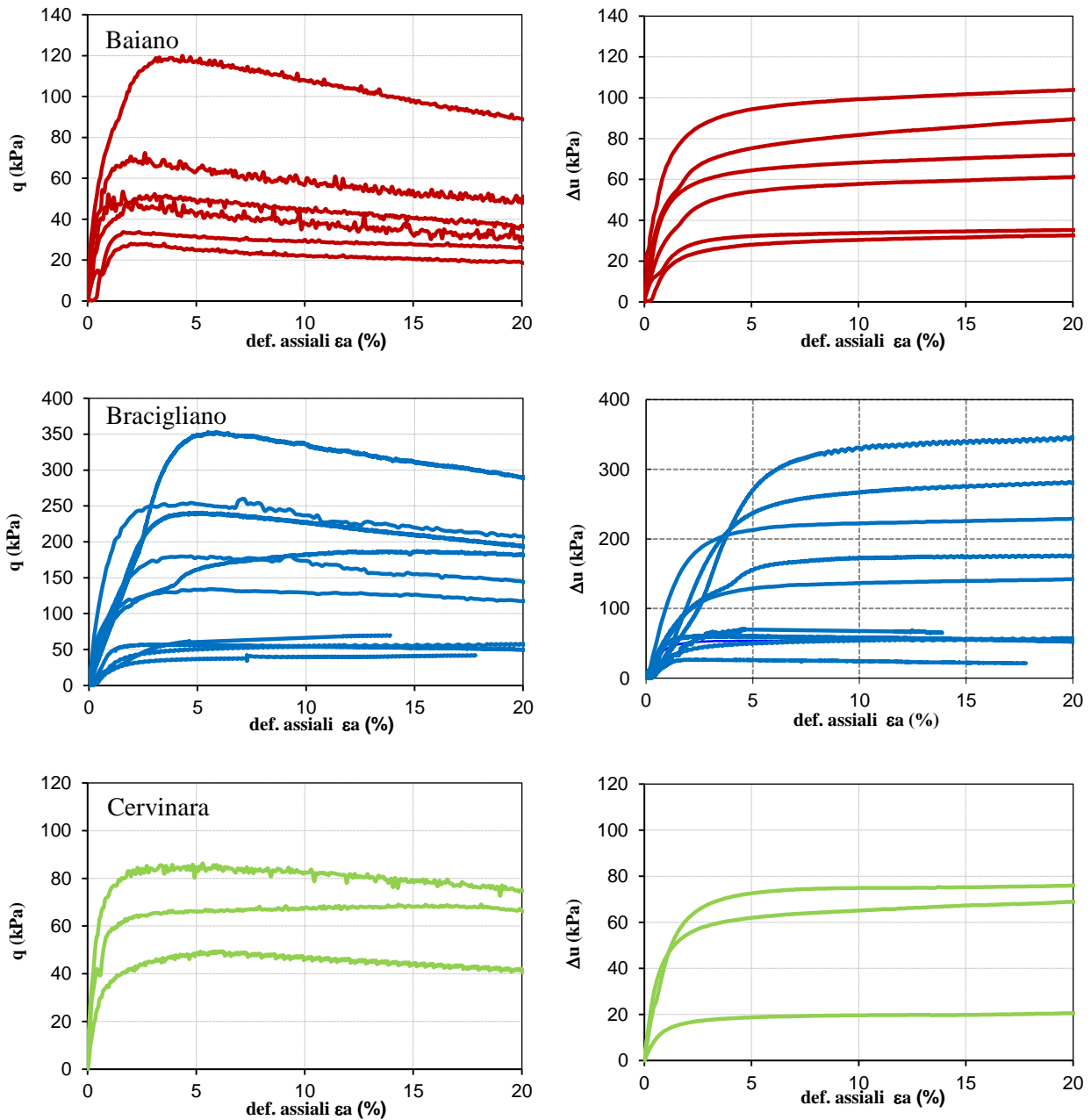


Figura 4.39 - Risultati di prove triassiali drenate (CID) su terreni cineritici di depositi da caduta.

Le prove non drenate hanno mostrato che i depositi esibiscono un comportamento di tipo instabile nell'ambito dello stato tensionale investigato. Infatti, durante il processo di rottura, al crescere delle deformazioni deviatoriche indotte si verifica una forte riduzione di resistenza dovuta all'insorgere di sovrappressioni neutre (Figura 4.40). Questo risultato suggerisce che, in sito, una volta saturati, questi depositi sono suscettibili a liquefare.



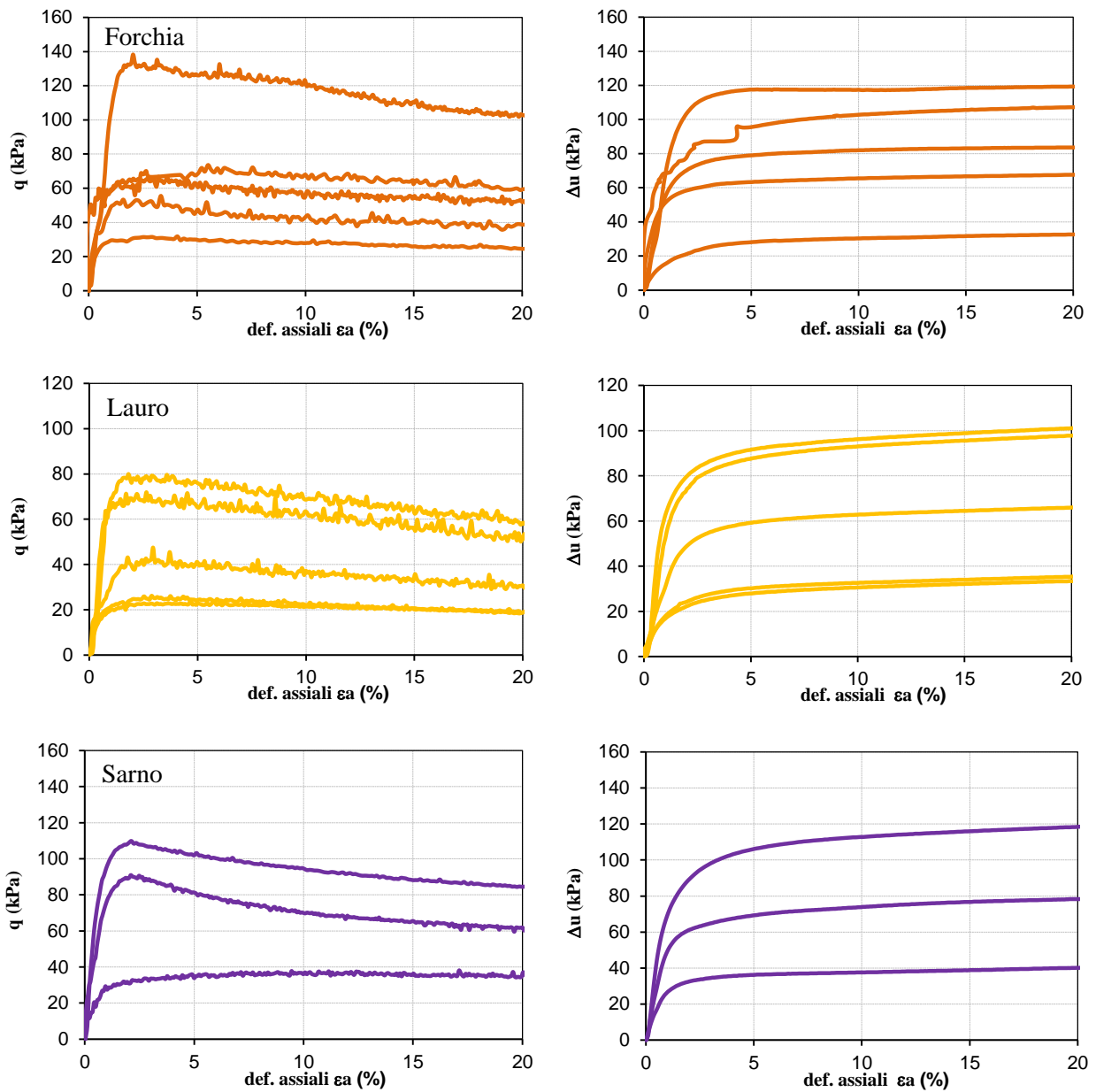


Figura 4.40 - Risultati di prove triassiali non drenate (CIU) su terreni cineritici di depositi da caduta.

L'angolo d'attrito dei depositi investigati è piuttosto elevato e varia tra 34° e 38° con la coesione praticamente nulla, a dimostrazione che non si sono sviluppati fenomeni di cementazione (Figura 4.41).

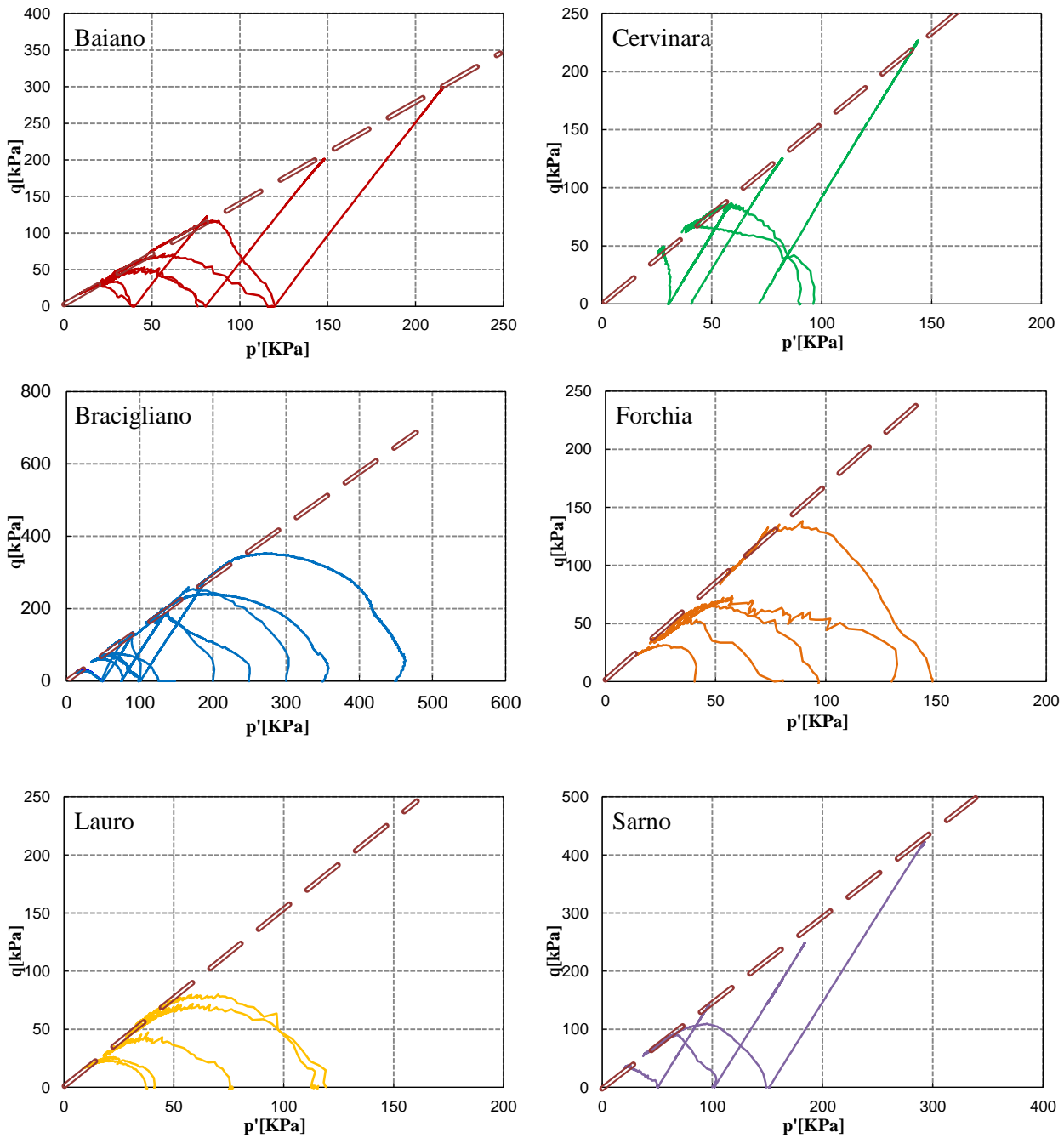


Figura 4.41 – Risultati di prove triassiali drenate CID e non drenate CIU su terreni cineritici da caduta nel piano $q-p'$.

Nel piano di compressione $e-p'$ sono riportati i percorsi seguiti nella fase di compressione triassiale non drenata e i percorsi seguiti nella fase di compressione drenata. I punti di fine prova, evidenziati dai simboli pieni rossi (Figura 4.42), definiscono la linea di Stato Stazionario, che si dispone nel piano praticamente parallela alla curva di normal-consolidazione isotropa (NCL), e presentano valori di poco variabili ($0.17 \leq \lambda \leq 0.26$) e pertanto confrontabili tra di loro.

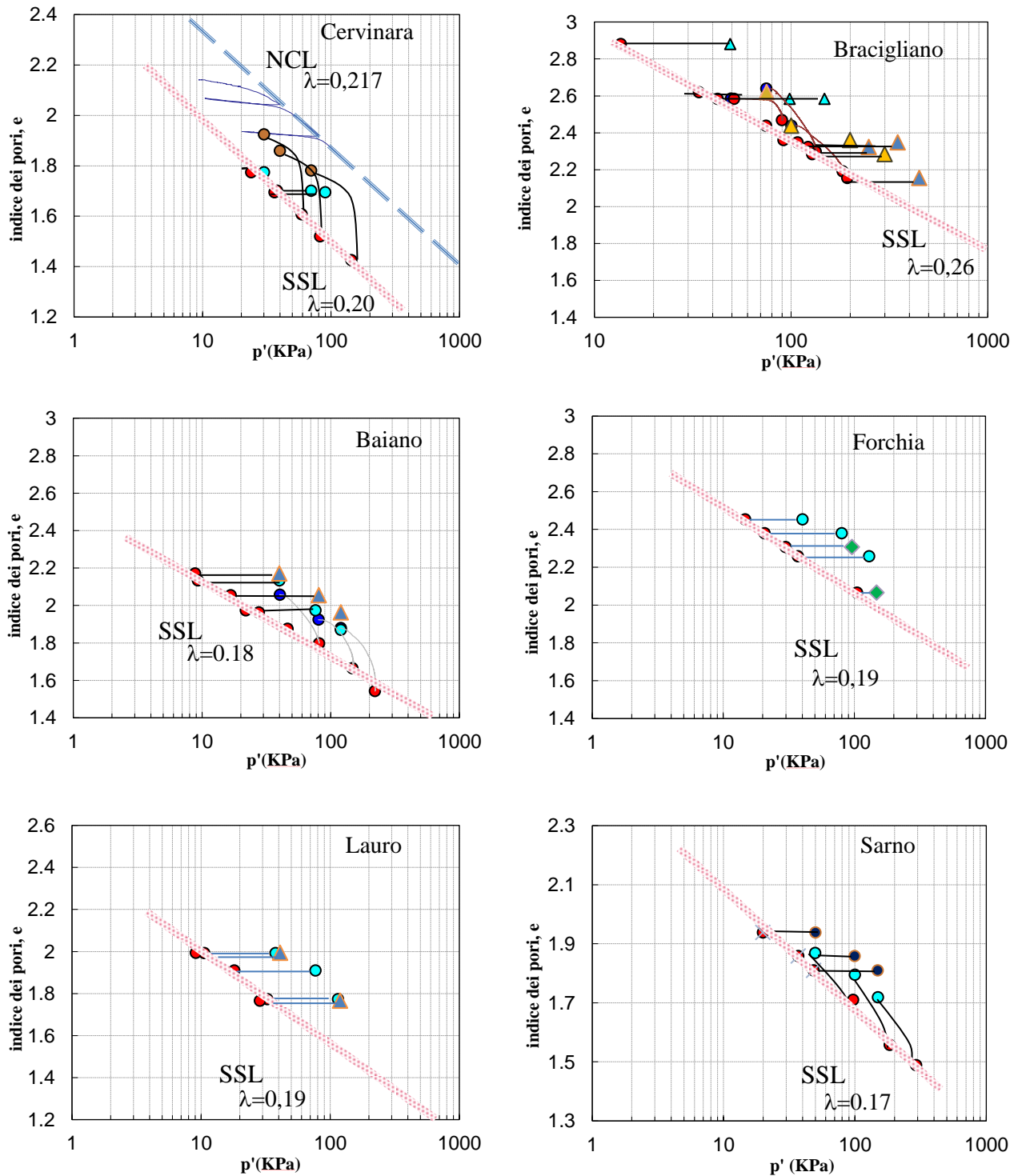


Figura 4.42 – Risultati di prove triassiali drenate CID e non drenate CIU su terreni cineritici di depositi da caduta nel piano $e-p'$.

Un caso particolare di deposito da caduta è rappresentato dal materiale costituente lo strato D di Cervinara che presenta, in condizioni di completa saturazione, una coesione di circa 11kPa ed un angolo d'attrito di 31° (Figura 4.43). In questo caso la presenza della coesione sembra essere dovuta al più basso valore della porosità (circa 0,55) e probabilmente della modesta plasticità di tale terreno.

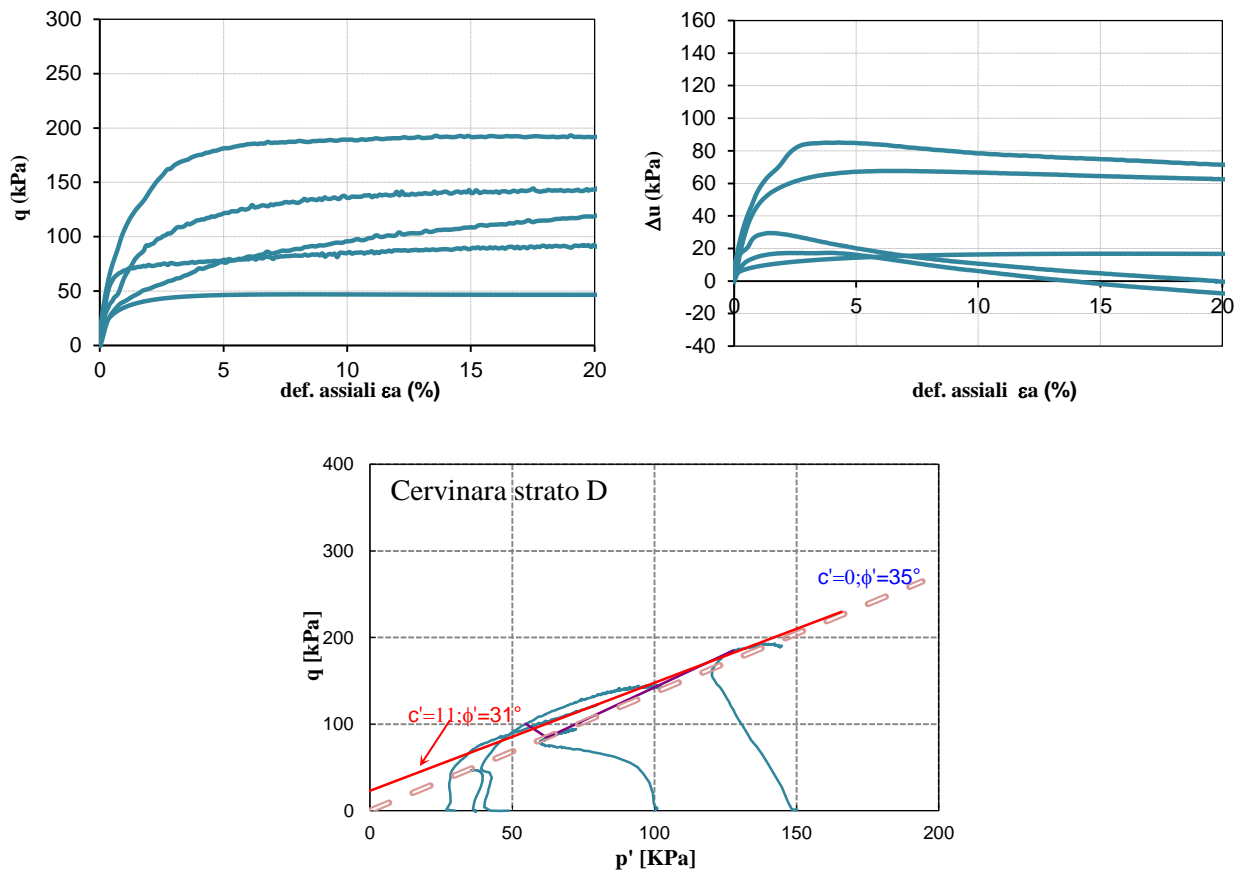


Figura 4.43 - Risultati di prove CIU sui campioni indisturbati di piroclastiti dello strato D (da Olivares, 2001).

Il comportamento osservato nel corso di prove consolidate isotropicamente non drenate non è contraddistinto da caduta di resistenza. In Figura 4.44 viene riportato il piano di compressione da cui si nota come sia la retta di normal-consolidazione e sia la linea di stato stazionario sino meno pendenti rispetto alle pendenze di un qualsiasi deposito da caduta precedentemente analizzato.

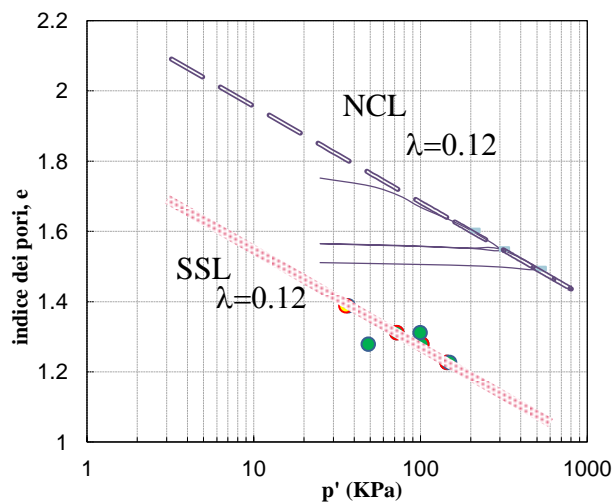


Figura 4.44 – Risultati di prove triassiali non drenate CIU sul terreno cineritico di Cervinara strato D nel piano e - p' .

Analogamente a quanto fatto per i depositi da caduta, per verificare il comportamento di un deposito da flusso o da surge (Camaldoli), sono state condotte 9 prove drenate consolidate isotropicamente (CID) da cui si è evinto che il comportamento del terreno è di tipo tendenzialmente dilatante. In particolare, sono state effettuate prove in un campo tensionale compreso tra 25 kPa e 450 kPa con indici dei pori a fine consolidazione variabili tra 1.088 a 1.218. Nella Tabella 4.13 vengono indicati gli stati tensionali ed i valori delle grandezze fisiche dei provini al termine della fase di consolidazione e alla rottura.

N°	Sito	Prova	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	w	n (%)	e	p'(KPa)
1	Camaldoli CID	CamaCid_1	1.691	1.1543	0.465	0.536	1.157	73.40
2		CamaCid_2	1.697	1.1673	0.454	0.531	1.133	99.38
3		CamaCid_3	1.701	1.1781	0.444	0.527	1.114	147.66
4		CamaCid_4	1.667	1.1623	0.429	0.533	1.142	149.86
5		CamaCid_5	1.672	1.1356	0.472	0.544	1.193	25.85
6		CamaCid_6	1.692	1.1673	0.450	0.531	1.133	229.5
7		CamaCid_7	1.661	1.123	0.480	0.549	1.218	49.56
8		CamaCid_8	1.714	1.1924	0.438	0.524	1.088	451.57
9		CamaCid_9	1.693	1.1534	0.468	0.537	1.159	125.67
1r		CamaCid_1r	1.693	101581	0.462	0.5349	1.150	164.75
2r		CamaCid_2r	1.699	1.1703	0.451	0.5299	1.128	224.13
3r		CamaCid_3r	1.717	1.2043	0.426	0.5163	1.068	314.69
4r		CamaCid_4r	1.681	1.1973	0.404	0.5191	1.080	321.28
5r		CamaCid_5r	1.697	1.1775	0.441	0.5271	1.115	57.50
6r		CamaCid_6r	1.727	1.2263	0.408	0.5075	1.031	606.26
7r		CamaCid_7r	1.668	1.1335	0.471	0.5447	1.196	104.86
8r		CamaCid_8r	1.745	1.2436	0.403	0.5005	1.022	810.82
9r		CamaCid_9r	1.704	1.1717	0.454	0.5294	1.125	246.82

N°	Sito	Prova	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	w	n (%)	e	p'(KPa)
1	Camaldoli CIU	CamaCiu_1	1.706	1.19241	0.431	0.521	1.088	297.46
2		CamaCiu_2	1.677	1.16315	0.442	0.532	1.141	34.69
3		CamaCiu_3	1.698	1.17363	0.447	0.528	1.122	69.97
1r		CamaCiu_4	1.708	1.18609	0.440	0.523	1.099	220.11
2r		CamaCiu_5	1.688	1.17573	0.435	0.527	1.118	126.69
3r		CamaCiu_6	1.695	1.17571	0.442	0.527	1.118	99.83
1		CamaCiu_7	1.696	1.18768	0.428	0.523	1.097	148.01
2		CamaCiu_8	1.703	1.19404	0.426	0.520	1.085	199.99

3		CamaCiu_1r	1.706	1.19241	0.431	0.521	1.088	306.22
4		CamaCiu_2r	1.677	1.16315	0.442	0.532	1.141	171.13
5		CamaCiu_3r	1.698	1.17363	0.447	0.528	1.122	233.89
6		CamaCiu_4r	1.708	1.18609	0.440	0.523	1.099	284.97
7		CamaCiu_5r	1.688	1.17573	0.435	0.527	1.118	238.69
8		CamaCiu_6r	1.695	1.17571	0.442	0.527	1.118	231.64
9		CamaCiu_7r	1.696	1.18768	0.428	0.523	1.097	269.26
10		CamaCiu_8r	1.703	1.19404	0.426	0.520	1.085	302.81

N°	Sito	Prova	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	w	n (%)	e	p'(KPa)
1	Camaldoli CIU	CamCiuSP_1	1.710	1.1884	0.439	0.52	1.095	40
2		CamCiuSP_2	1.687	1.1723	0.439	0.53	1.031	190.13
1r		CamCiuSP_1r	1.710	1.1884	0.439	0.52	1.095	303.77
2r		CamCiuSP_2r	1.687	1.1723	0.439	0.53	1.031	527.43

N°	Sito	Prova	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	w	n (%)	e	p'(KPa)
1	Agnano CIU	AgnCiu_1	1.706	1.19241	0.431	0.521	1.088	297.46
2		AgnCiu_2	1.677	1.16315	0.442	0.532	1.141	34.69
3		AgnCiu_3	1.698	1.17363	0.447	0.528	1.122	69.97
1r		AgnCiu_1r	1.708	1.18609	0.440	0.523	1.099	220.11
2r		AgnCiu_2r	1.688	1.17573	0.435	0.527	1.118	126.69
3r		AgnCiu_3r	1.695	1.17571	0.442	0.527	1.118	99.83

Tabella 4.13 - Prove CID e CIU eseguite su provini naturali di depositi da flusso o surge: parametri di stato al montaggio e alla rottura.

I risultati delle prove CID eseguite sul terreno dei Camaldoli sono sintetizzati in Figura 4.45 dove è stato riportato sull'asse delle ordinate la tensione deviatorica q e sull'asse delle ascisse la deformazione assiale ϵ_a .

Da tale diagramma emerge che i provini mostrano un comportamento fragile con un picco moderato.

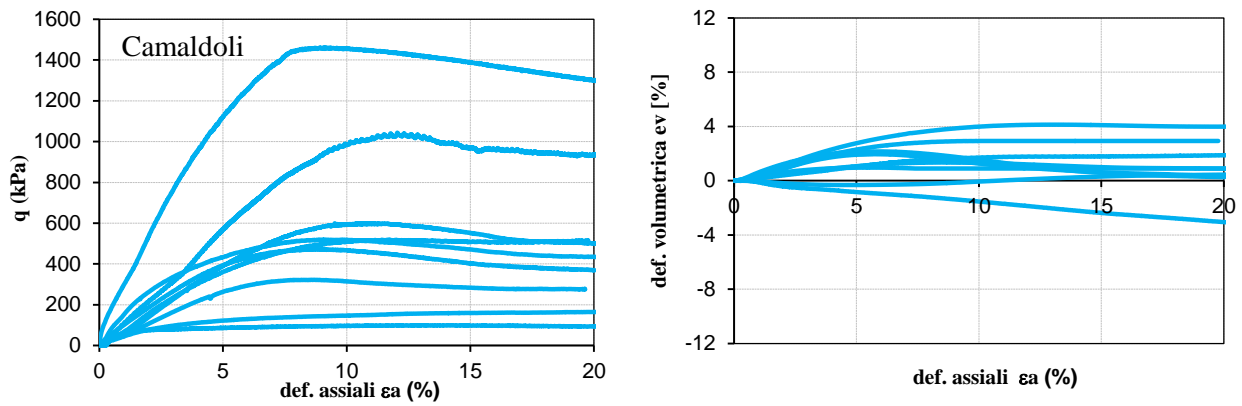


Figura 4.45- Risultati di prove triassiali drenate (CID) su terreni cineritici di depositi da flusso o surge (Camaldoli).

Le prove CID a rottura sono state spinte fino a deformazioni elevate ($\epsilon_a > 20\%$). Nella rottura dei provini si è riscontrata quasi sempre la formazione di una superficie di scorrimento per deformazioni assiali maggiori del 10% (Figura 4.46). In condizioni di normal-consolidazione sono state sempre attinte le condizioni di Stato Stazionario per livelli di deformazione assiale maggiori del 10% delle condizioni di stazionarietà delle curve q - ϵ_a e di ϵ_v - ϵ_a . I risultati mostrati in Figura 4.45 evidenziano che nel campo delle tensioni investigate, i provini presentano una risposta di tipo dilatante con comportamento tensio-deformativo fortemente non lineare ed irreversibile. La resistenza al taglio cresce monotonicamente con la deformazione assiale fino al raggiungimento di un valore di picco e la successiva caduta di resistenza verso un valore pressoché stazionario.

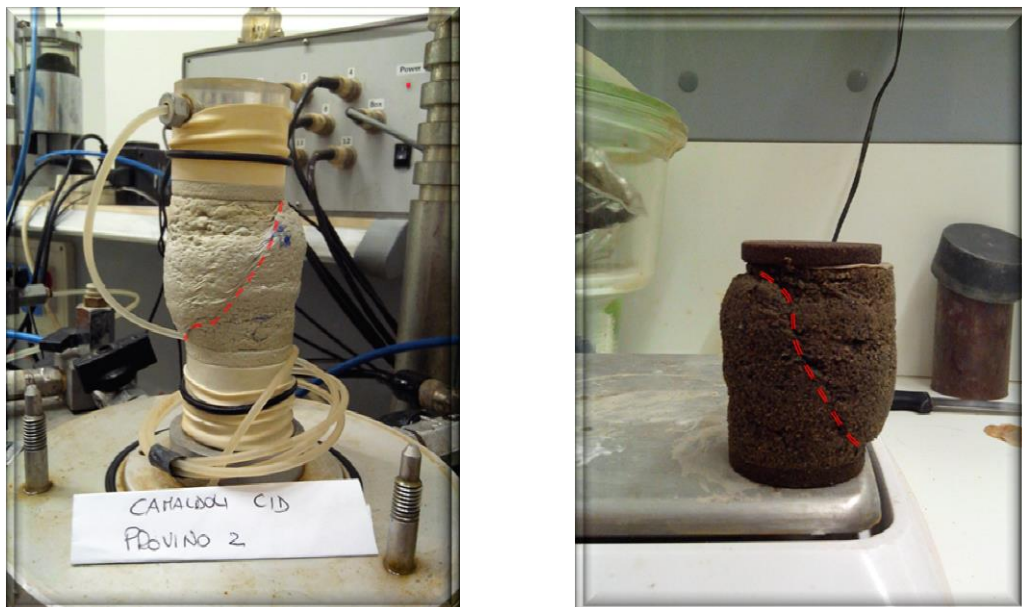


Figura 4.46 - Prove CID in compressione su provini indisturbati: esempio di rottura localizzata.

L'angolo di attrito per il terreno dei Camaldoli, piuttosto elevato, è di circa 38° con coesione di circa 15 KPa in condizioni di picco, e di 37° con coesione di circa 10° in condizioni di stato stazionario, (Figura 4.47). Per il deposito di Agnano invece l'angolo di attrito è pari a 32° con intercetta di coesione di 8 KPa. La presenza di coesione indica che il deposito non è privo di cementazione.

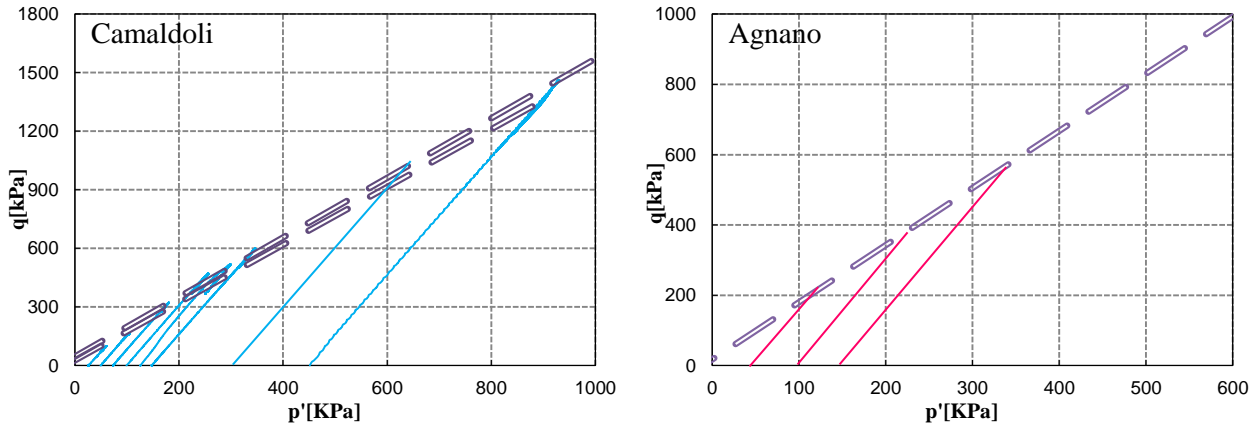


Figura 4.47 - Prove CID: Risultati delle prove nel piano $q-p'$: a) Camaldoli; b) Agnano.

I dati ottenuti nel corso delle prove condotte sul terreno dei Camaldoli sono stati diagrammati nei piani $(\varepsilon; \phi'_{mob})$ e $(\varepsilon; q/p')$.

Mediante questa rappresentazione è stato possibile individuare la condizione di stato stazionario verso la quale convergono tutte le prove sia nel piano $(\varepsilon; \phi'_{mob})$ sia nel piano $(\varepsilon; q/p')$.

In Figura 4.48 viene rappresentato l'andamento dell'angolo di attrito mobilitato in funzione della deformazione assiale relativo a tutte le prove eseguite. Tale angolo viene ricavato dalla formula:

$$\phi_{mob} = \arcsen \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1' + \sigma_3'} = \arcsen \frac{t}{s'} \quad (4.18)$$

Nel caso dei terreni dei Camaldoli, dove si ha un comportamento tendenzialmente dilatante, l'angolo d'attrito mobilitato raggiunge prima un valore di picco per poi stabilizzarsi su un valore minore.

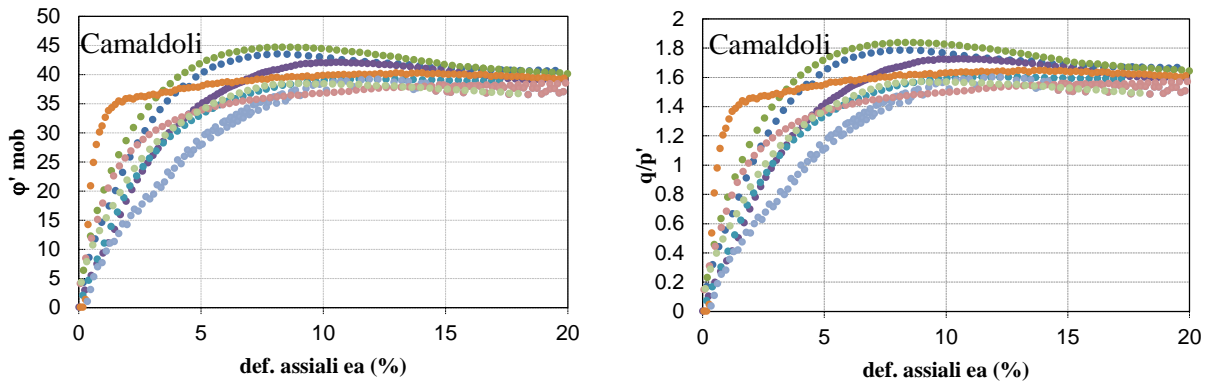


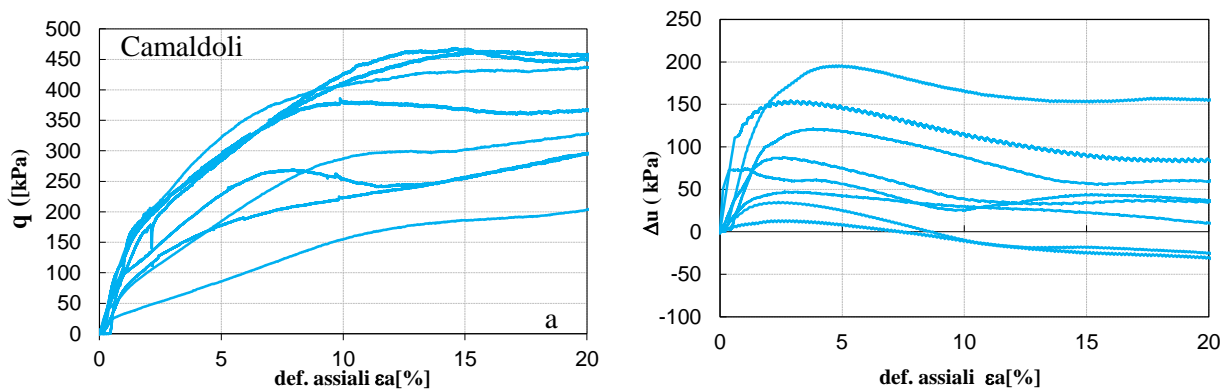
Figura 4.48 - Prove CID: a) Rappresentazione dei risultati delle prove triassiali: angolo di attrito mobilitato in funzione di ϵ_a ; b) Rappresentazione dei risultati delle prove triassiali nel piano $\epsilon_a, q/p'$.

Il rapporto q/p' viene definito attraverso il parametro M che rappresenta l'obliquità della curva. Il valore del parametro M così determinato è come noto legato al valore dell'angolo di attrito φ' dalla relazione:

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen} \varphi'}{3 - \text{sen} \varphi'} \quad (4.19)$$

Nel caso della cinerite vulcanica dei Camaldoli si ha un valore di $M \sim 1.55$. Le prove non drenate hanno permesso di indagare la risposta meccanica della cinerite vulcanica dei Camaldoli eseguendo la sperimentazione su un campo tensionale efficace compreso tra 25 kPa a 550 kPa.

Sono state svolte otto prove in cella triassiale convenzionale su campioni indisturbati e tre prove in cella Bishop, di cui due in condizioni di sovraconsolidazione e una in condizioni di normal consolidazione. Nella Tabella 4.14 sono stati indicati i parametri di stato e gli stati tensionali efficaci dei provini al termine della fase di consolidazione e gli stati tensionali efficaci di picco e a grandi deformazioni. Dalle curve $q-\epsilon_a$ e $\Delta u-\epsilon_a$ si nota come per elevati livelli di deformazione assiale (maggiori del 15%), in tutte le prove sono state attinte le condizioni di stato stazionario (Figura 4.49).



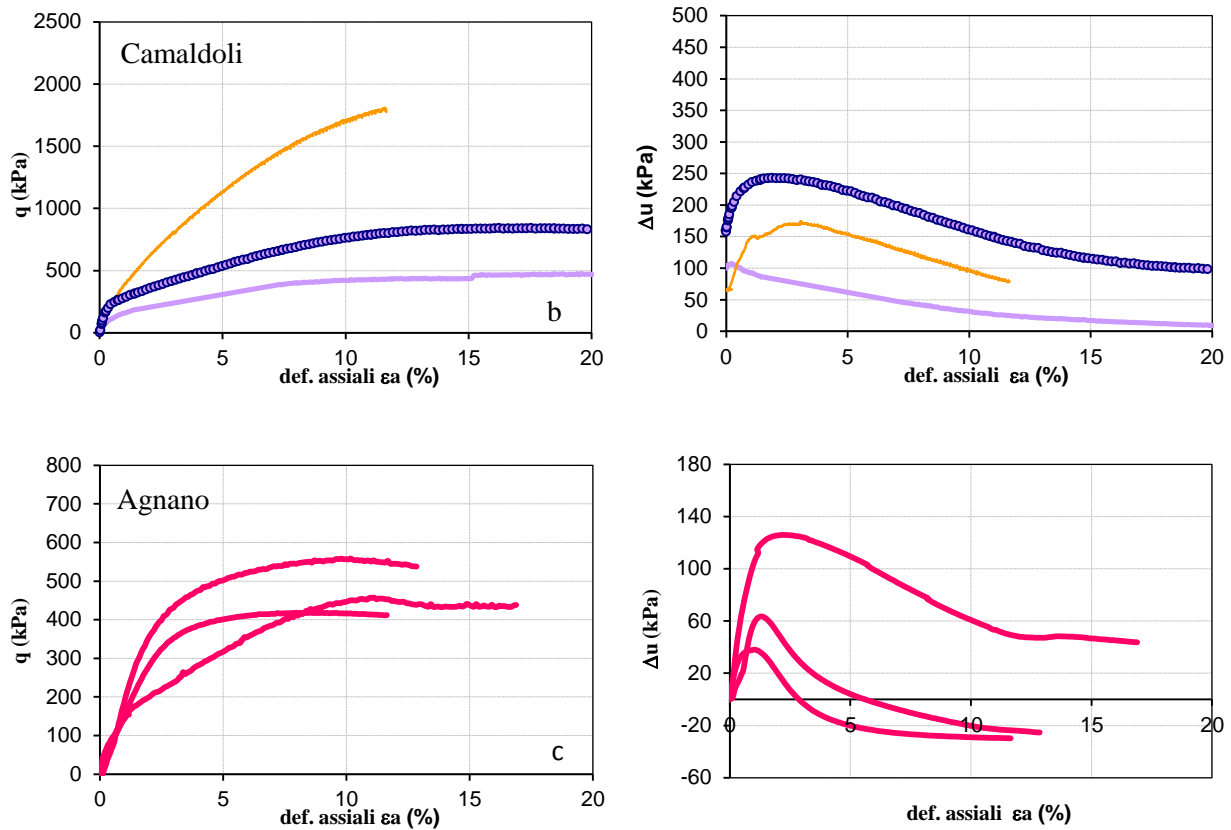


Figura 4.49- Risultati di prove triassiali non drenate (CIU): a) sui terreni cineritici dei Camaldoli in Cella triassiale; b) in Cella Bishop; c) di Agnano

Tutti i provini sono stati sempre interessati da un meccanismo deformativo uniforme (Figura 4.50) e la risposta non drenata è di tipo stabile, caratterizzata, cioè, da una crescita monotona dello sforzo di taglio con la deformazione deviatorica. Durante le prove si è avuto inizialmente lo sviluppo di sovrappressioni neutre positive che hanno causato una riduzione della tensione efficace media e, quindi, della resistenza al taglio, dopodiché, per la tendenza del provino a dilatare, le pressioni neutre hanno cominciato a ridursi fino a diventare anche negative (Figura 4.49), da cui si desume che la risposta non drenata è di tipo stabile, caratterizzata da una crescita dello sforzo di taglio con la deformazione deviatorica. La resistenza di picco, solo per alcuni stati tensionali, coincide con quella finale (Figura 4.49).



Figura 4.50 - Prove CIU – Localizzazione della rottura.

Nel piano delle tensioni (Figura 4.51), tutti i punti di stato stazionario vengono involuppati da una linea retta caratterizzata da una intercetta di coesione nulla e da un angolo di attrito di circa 37° per il sito dei Camaldoli e di 32° per il sito di Agnano. Tale retta involuppa in maniera soddisfacente anche i punti rappresentativi degli stati tensionali ultimi dei provini.

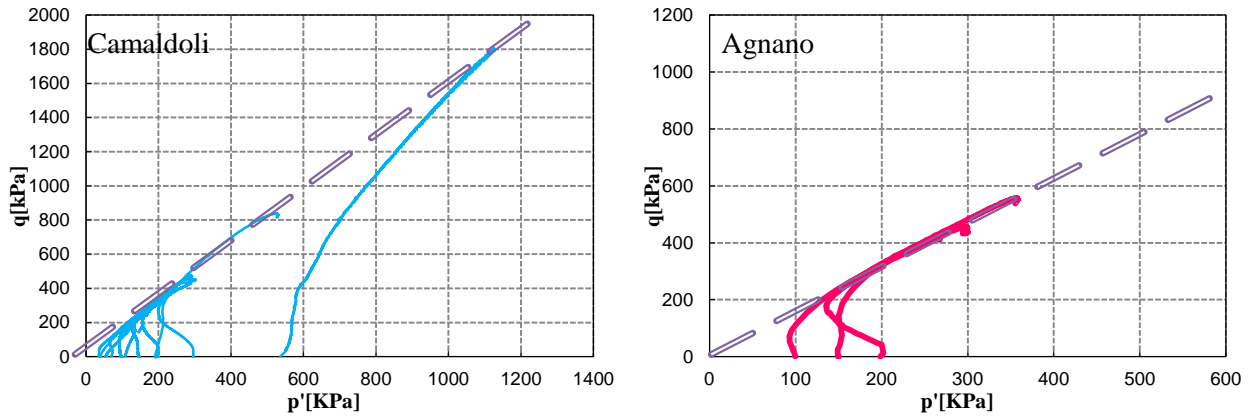
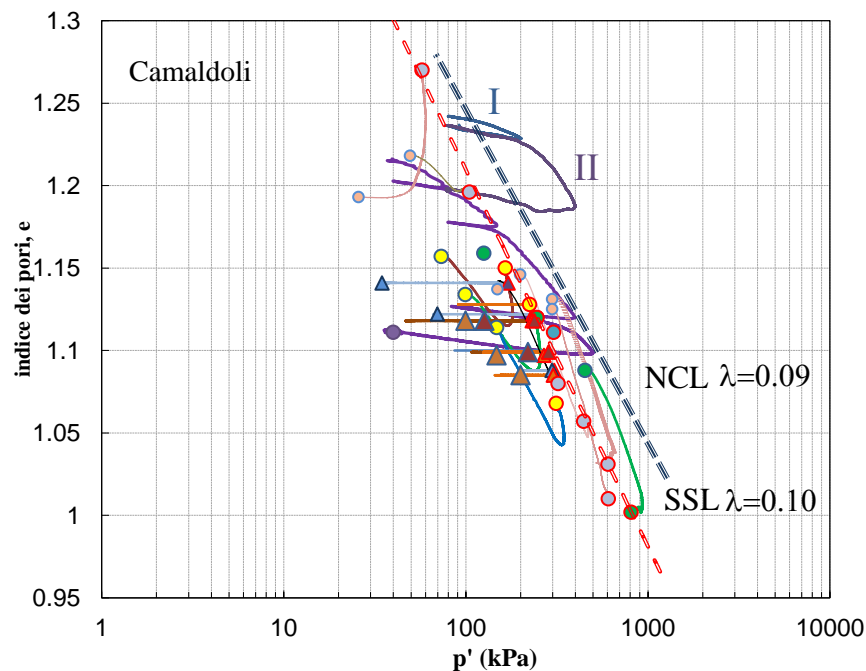


Figura 4.52 – Risultati di prove triassiali non drenate CIU su terreni cineritici da flusso o surge nel piano $q-p'$.

Per la determinazione della Linea di Stato Stazionario (SSL) nel piano di compressione e nel piano delle tensioni, sono stati interpolati i punti rappresentativi delle condizioni a fine prova (linea tratteggiata rossa in Figura 4.52). La SSL si dispone nel piano di compressione, nel caso del terreno dei Camaldoli, praticamente parallela alla curva di normal consolidazione isotropa (NCL), con una pendenza pari a $\lambda=0.10$.



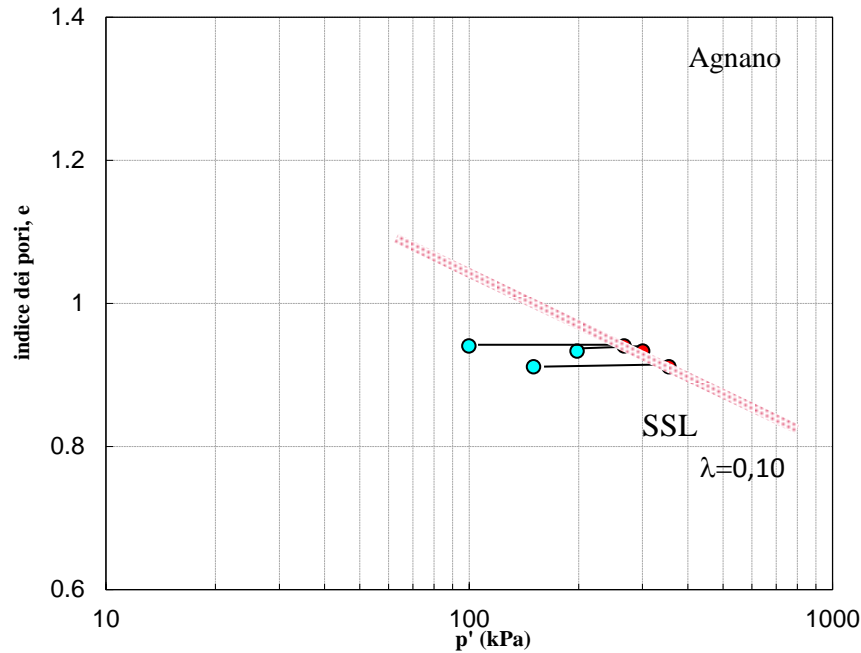


Figura 4.52 – Risultati di prove triassiali drenate CID e non drenate CIU su terreni cineritici di depositi da flusso o surge nel piano $e-p'$.

La Figura 4.52, mostra che i risultati sono abbastanza coerenti con la Teoria dello Stato Stazionario, in quanto è possibile individuare una unica linea che involupi, anche se con una minima dispersione, i punti di stato stazionario. Tale linea rappresenta l'elemento discriminante per la previsione del comportamento non drenato a rottura del materiale. I punti rappresentativi delle condizioni iniziali si trovano al di sotto della SSL pertanto il terreno nel corso delle prove ha manifestato un comportamento non liquefacibile dovuto alla formazione di sovrappressioni neutre che, anche se inizialmente positive, nel corso della prova hanno subito una inversione di tendenza, raggiungendo in alcuni casi valori negativi. Lo stato stazionario, come già detto, viene raggiunto, nel caso dei Camaldoli, per angoli d'attrito di 37° e intercetta di coesione nulla, mentre per il terreno di Agnano viene raggiunto per angoli d'attrito di 32° .

Nel piano di compressione tutti i punti a rottura sono allineati, seppur con una minima dispersione, sulla linea di stato stazionario SSL avente pendenza per entrambi i siti pari a $\lambda=0.10$, da cui si può dedurre che i siti in questione sono confrontabili tra loro, confronto che non può essere condotto con i depositi da caduta in quanto questi presentano pendenze maggiori di circa il doppio ($0.17 \leq \lambda \leq 0.26$) a conferma che la pendenza della linea di Stato Stazionario è minore per terreni caratterizzati da particelle sub-arrotondate.

Un ulteriore caso particolare è rappresentato dal sito di Agnano con cementazione. Dalle indagini si è notato come il terreno si comporti inizialmente con un aumento di sovrappressioni neutre e, dopo un

determinato valore di deformazione, si nota che le pressioni neutre hanno una inversione di tendenza facendo riacquisire al terreno una aliquota di resistenza al taglio per poi, a grandi deformazioni, subire un nuovo aumento delle pressioni neutre. Il terreno durante tutte queste distinte fasi non ha presentato i classici comportamenti di un terreno liquefacibile (Figura 4.55).

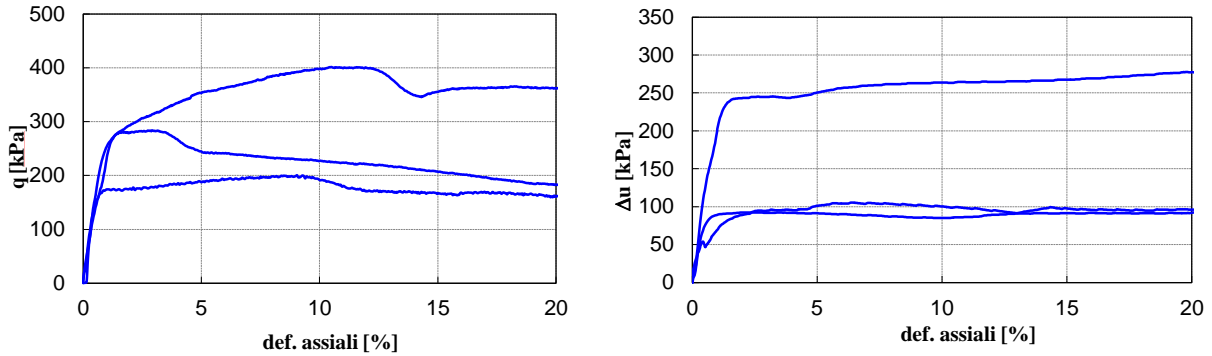


Figura 4.53- Risultati di prove triassiali non drenate (CIU) sui terreni cineritici di Agnano (cementato).

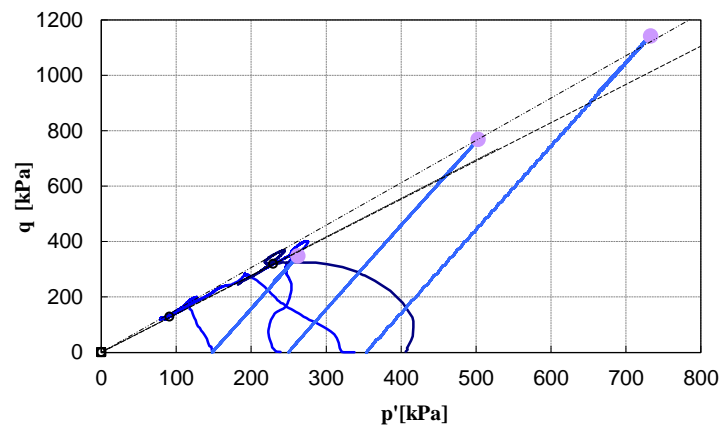


Figura 4.54 – Risultati di prove triassiali drenate CID e non drenate CIU su terreni di Agnano (cementato) nel piano $q-p'$.



Figura 4.55 - Prove CIU su terreni di Agnano (cementato) – Localizzazione della rottura.

Raggruppando i risultati ottenuti nel corso delle prove non drenate sui terreni investigati e distinti in base al tipo di deposito (da caduta e da flusso o surge), si nota come gli angoli d'attrito siano più bassi nel caso di depositi da flusso, dovuto probabilmente alla minore asperità delle particelle a seguito del meccanismo di trasporto e di deposizione. La maggiore porosità e il maggiore quantitativo di fine non plastico dei depositi da caduta determinano la loro suscettibilità a liquefare mentre, nei depositi da flusso o surge, essendo caratterizzati da porosità più basse, non mostrano la tendenza a liquefare.

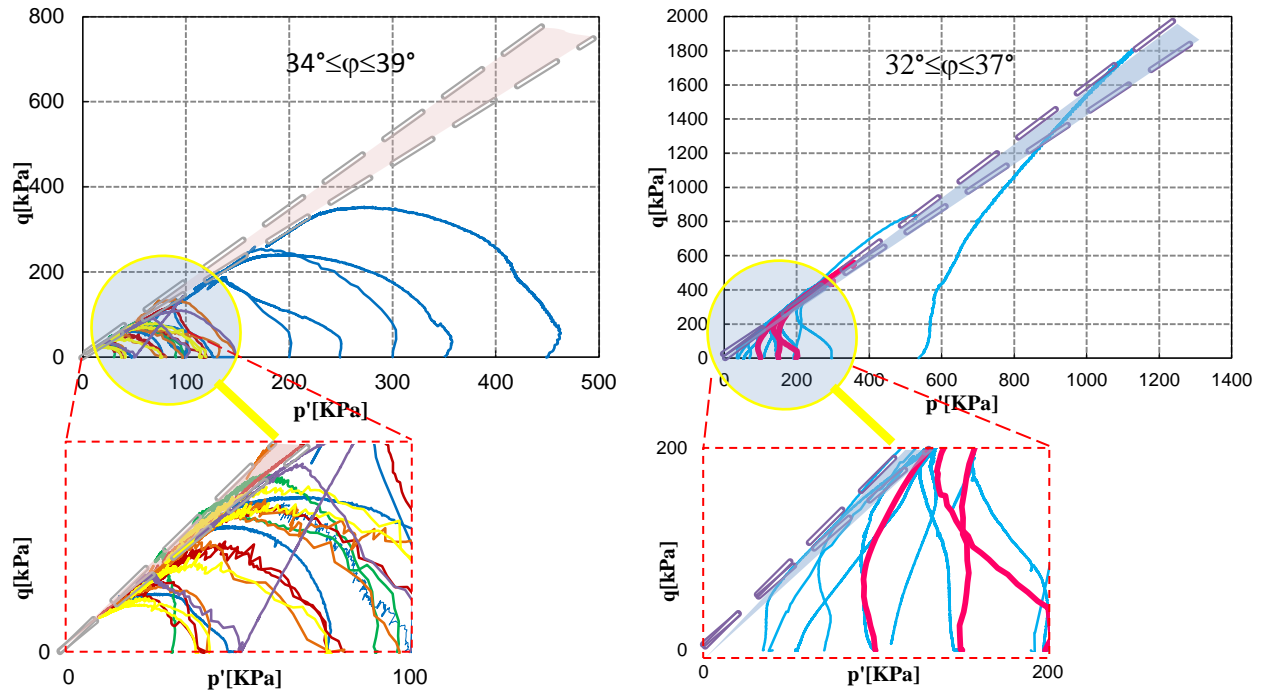


Figura 4.56 – Confronto di prove non drenate CIU su terreni cineritici di depositi da flusso o surge nel piano q - p' .

4.7 PERMEABILITA'

Le caratteristiche idrauliche delle cineriti, prendendo in considerazione un deposito da caduta (Cervinara) ed uno da flusso (Camaldoli), sono state indagate attraverso prove di permeabilità in edometro e prove di permeabilità in cella triassiale, in condizioni di completa saturazione.

La cinerite B di Cervinara, presenta una permeabilità in edometro che ai bassi livelli tensionali presenti in sito assume un valore di circa $5 \cdot 10^{-5}$ m/s (Figura 4.57).

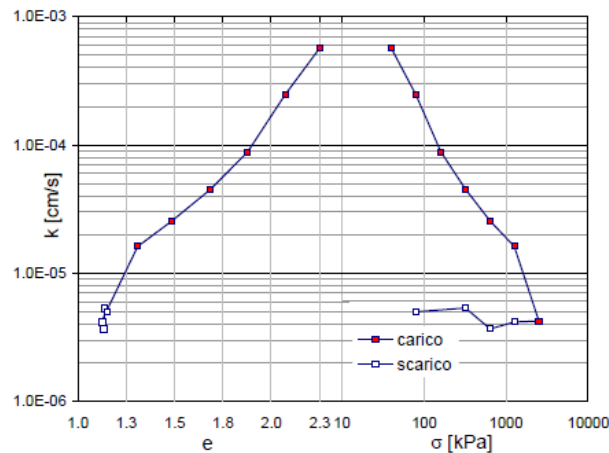


Figura 4.57 - Permeabilità delle cineriti B ricavata in edometro per diversi gradini di carico (Damiano, 2004).

La cinerite B presenta un coefficiente di permeabilità satura, in condizioni isotrope, che a differenti livelli tensionali indagati, con pressioni di confinamento variabili tra 100 KPa e 500 KPa, assume un valore variabile tra $1 \cdot 10^{-6}$ m/s e $5 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Le piroclastici argillificate dello strato D presentano valori più bassi e dell'ordine di 10^{-7} m/s a causa della maggiore percentuale di fino e della minore porosità che le contraddistingue.

La permeabilità della cinerite D (Figura 4.58) è stata determinata per comprendere meglio il diverso comportamento alla liquefazione rispetto allo stato B. Lo strato D presenta un coefficiente di conducibilità idraulica in condizioni di saturazione variabile in funzione dello stato tensionale e compreso tra $4 \cdot 10^{-6}$ m/s e $2 \cdot 10^{-7}$ m/s, ossia inferiore rispetto allo strato B di circa un ordine di grandezza.

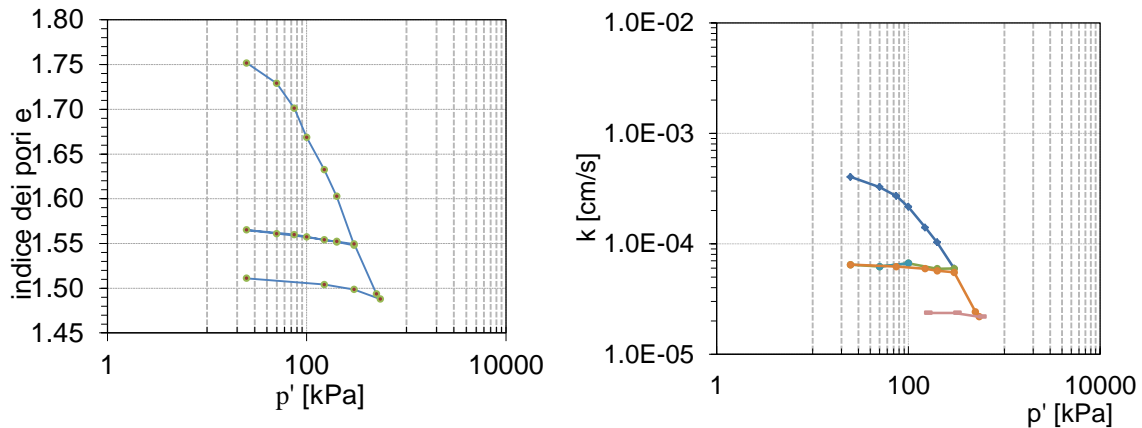


Figura 4.58 – a) compressione isotropa cinerite D; b) conducibilità idraulica.

Sono state condotte inoltre prove di permeabilità in condizione di parziale saturazione a differenti suzioni (Olivares, 2001), ed in Figura 4.59 sono riportati i punti sperimentali relativi alle condizioni iniziali imposte nelle prove triassiali a suzione controllata su provini naturali; si può notare il buon accordo esistente tra tali punti e la curva caratteristica del materiale. Si osservi che la sperimentazione copre i campi di variazione di suzione che si riscontrano comunemente in sito, condotte ad una tensione media netta variabile tra 20kPa e 80kPa e con una suzione variabile tra 10kPa e 70kPa.

La condizione di parziale saturazione dei terreni influenza la permeabilità che assume valori minori rispetto a quella satura di alcuni ordini di grandezza. In particolare, per le cineriti B le variazioni della permeabilità è di circa di due ordini di grandezza in un campo di suzione compreso tra 0 e 70 kPa, come illustrato in Figura 4.59.

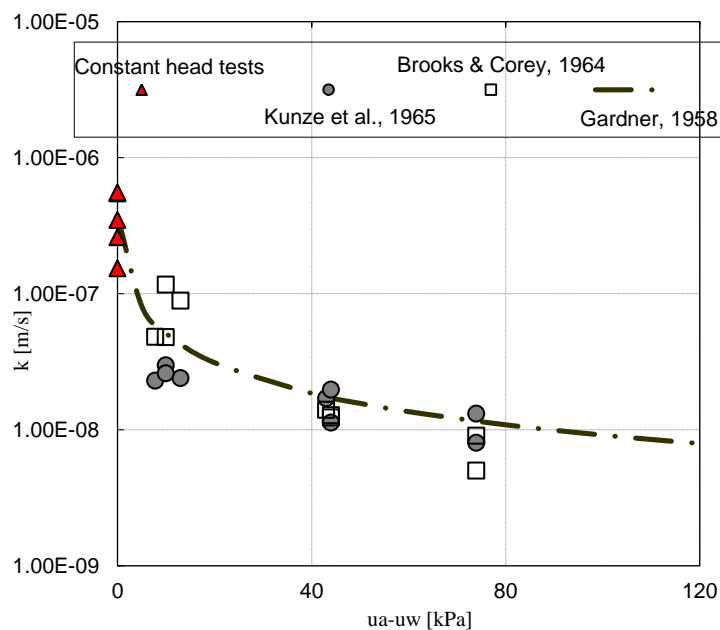


Figura 4.59 – Coefficiente di permeabilità in funzione della suzione (Picarelli, 2007).

Le caratteristiche idrauliche delle cineriti di Bracigliano presentano una permeabilità che ai bassi livelli tensionali presenti in sito assume un valore di circa $2.60 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ (Figura 4.60).

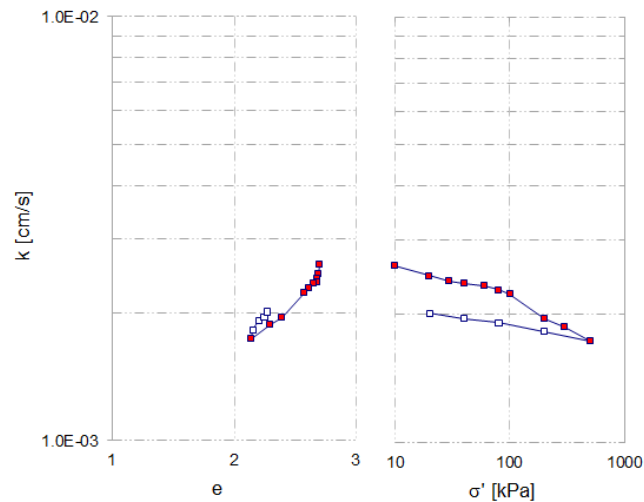


Figura 4.60 - Permeabilità delle cineriti di Bracigliano ricavata in edometro per diversi gradini di carico.

Le caratteristiche idrauliche della cinerite di Camaldoli sono state indagate attraverso prove di permeabilità in edometro ed in cella triassiale, in condizioni di completa saturazione.

La cinerite in edometro presenta una permeabilità che ai bassi livelli tensionali presenti in sito assume un valore di circa $1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ (Figura 4.61).

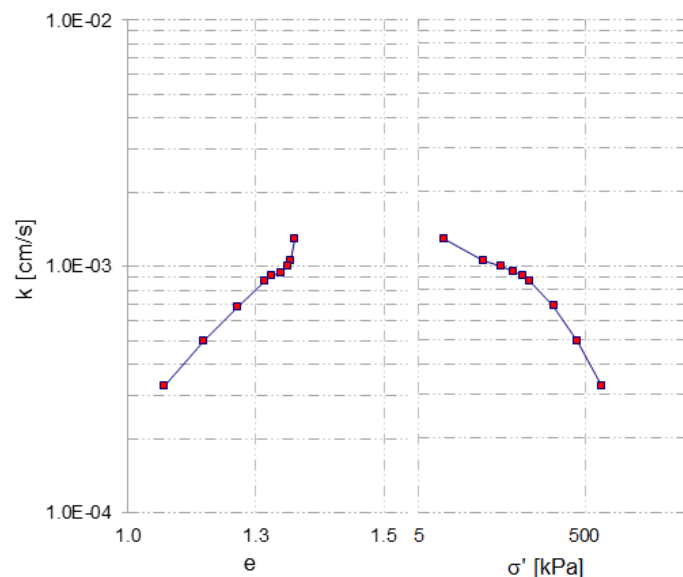


Figura 4.61 - Permeabilità delle cineriti ricavata in edometro per diversi gradini di carico.

Sono state condotte inoltre prove di permeabilità a carico costante in cella triassiale utilizzando provini del diametro $\varnothing = 50 \text{ mm}$. In Figura 4.62 vengono presentati i risultati ottenuti nel corso della prova.

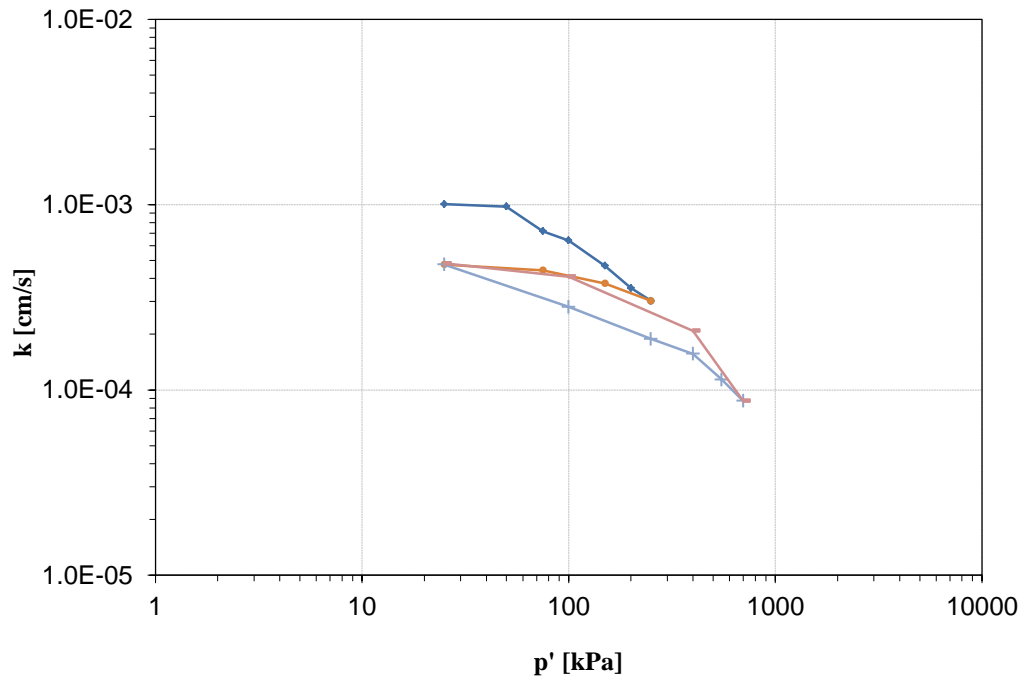


Figura 4.62 - Permeabilità in cella triassiale delle cineriti ricavata per diversi gradini di carico.

In accordo con quanto determinato attraverso le prove di permeabilità in edometro, la permeabilità in condizioni isotrope si attesta, per stati tensionali prossimi a quelli agenti in sito, attorno a valori di $1 \cdot 10^{-5}$ m/s per poi diminuire di un ordine di grandezza per tensioni di consolidazione di 700 KPa.

Le condizioni di parziale saturazione condizionano notevolmente la permeabilità di un terreno in quanto questa può assumere anche valori di qualche ordine di grandezza inferiore rispetto alla permeabilità satura.

Pertanto si è determinato il coefficiente di permeabilità nei terreni parzialmente saturi dalla prova a suzione controllata nella cella triassiale a stress-path, utilizzando le note espressioni esistenti in letteratura..

Durante la fase di equalizzazione della suzione, con valori di quest'ultima prefissati, è possibile ricavare il coefficiente di permeabilità del terreno parzialmente saturo dalla variazione del contenuto d'acqua. Nell'apparecchiatura triassiale è presente una piastra porosa ad alto ingresso d'aria, la quale pur avendo uno spessore irrilevante è dotata di coefficiente di permeabilità che può, per certi valori, essere paragonabile con quello del terreno. Le espressioni utilizzate tengono conto della presenza della piastra porosa e quindi per ottenere il coefficiente di permeabilità non saturo è necessario analizzare il transitorio relativo alle fasi di equalizzazione della suzione. In Figura 4.63 vengono riportati i risultati ottenuti nel corso delle prove e confrontate con i risultati ottenuti per la cinerite B di Cervinara.

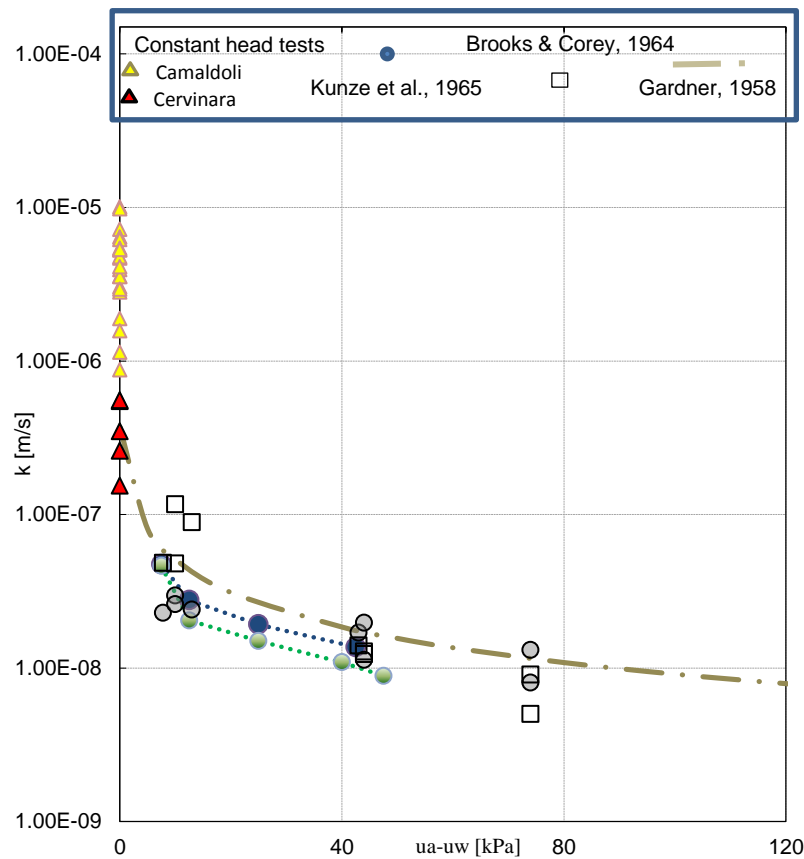


Figura 4.63 - Permeabilità delle cineriti ricavata in cella triassiale Bishop a suzioni prefissate. Confronto con la permeabilità di Cervinara.

In sintesi:

△ : indicano i valori che assume il coefficiente di permeabilità saturo;

□ : indicano i valori del coefficiente di permeabilità non saturo a cui si è giunti adottando la formulazione di Brooks & Corey:

$$k_w = k_s S_e \delta \quad (4.20)$$

○ : indicano i valori del coefficiente di permeabilità non saturo ottenuti con l'espressione di Kunze;

— : indicano i valori del coefficiente di permeabilità non saturo ottenuti con l'espressione di Gardner in cui k è calcolato tramite iterazione.

In condizioni di totale saturazione, dai valori ottenuti nel corso delle prove, si deduce che la permeabilità saturo del sito dei Camaldoli è di due ordini di grandezza maggiore rispetto alla permeabilità ottenuta per la cinerite dello strato B di Cervinara.

In condizioni di parziale saturazione si ha invece che i valori di permeabilità dei due siti, seppur simili tra di loro, mostrano un valore di permeabilità inferiore per il sito dei Camaldoli.

Considerando le proprietà fisiche del materiale e le caratteristiche idrauliche dei terreni granulari, tale risultato può essere giustificato dalla diversa distribuzione granulometrica e dal valore d'ingresso d'aria, che risultano essere differenti per i due siti.

Le conducibilità idrauliche in condizioni di parziale saturazione come già detto sono tra loro confrontabili anche se, ad un determinato livello di suzione, si determina un intreccio delle due curve dovuto al fatto che in condizioni prossime alla saturazione la permeabilità del sito dei Camaldoli risulta essere più alta rispetto alla permeabilità di Cervinara. Per stati ad elevata suzione, la permeabilità di Cervinara si riduce più lentamente rispetto alla permeabilità dei Camaldoli che invece ha una riduzione più marcata. Passando alle ripercussioni in sito a seguito di una pioggia, la propagazione del fronte umido all'interno di un deposito in condizioni lontane dalla saturazione è generalmente più lenta nel terreno dei Camaldoli rispetto al terreno di Cervinara. Passando poi, a condizioni più prossime alla condizione in cui la conducibilità dei due terreni si intrecciano, un evento meteorico comporta un aumento più veloce della saturazione nel terreno di Cervinara rispetto al terreno dei Camaldoli.

4.8 CURVE DI RITENZIONE IDRICA

Il comportamento dei terreni non saturi è governato dalla suzione, dalla tensione totale netta e dalle condizioni di stato iniziali. Per questo motivo, la determinazione della curva di ritenzione idrica va eseguita tenendo debito conto dell'evoluzione delle predette variabili nel corso delle prove. In caso contrario si può incorrere in notevoli difficoltà nello sviluppo e nella verifica di criteri di modellazione adeguati a descrivere in modo generale il comportamento idro-meccanico dei terreni, con conseguenti imprecisioni nella previsione quantitativa del loro comportamento lungo percorsi di carico caratterizzati da variazioni di tensione netta e suzione (Ng & Pang, 2000).

I terreni parzialmente saturi come noto sono caratterizzati da una pressione dell'acqua interstiziale inferiore a quella atmosferica. L'insorgere di tale pressione deriva, come abbiamo visto nel Capitolo 3, dalle forze di tensione superficiale e di adsorbimento, mediante le quali le molecole dell'acqua sono trattenute alle particelle solide del terreno. Una molecola d'acqua in un terreno non saturo, in seguito all'attrazione delle altre molecole d'acqua e delle superfici solide, tende a formare dei menischi attorno ai granuli del terreno. La tensione superficiale generata dai menischi capillari rende il comportamento dell'interfaccia acqua-aria assimilabile ad una membrana elastica in contrazione.

L'aumento della resistenza al taglio del terreno deriva da una componente di reciproca attrazione tra i granuli e si esplica mediante un incremento della coesione, nota come coesione apparente.

Per meglio comprendere gli effetti delle acque meteoriche sulla stabilità, da un campione indisturbato è stata costruita la curva di ritenzione idrica mediante il metodo dell'evaporazione. Tale metodo consiste nel far evaporare un campione di terreno con contenuto d'acqua iniziale corrispondente alla saturazione (θ_s) e nella misura simultanea, in più step successivi, del peso del campione e della suzione mediante una coppia di minitensiometri della SOILMOISTURE, inseriti all'interno del campione uno a circa metà altezza e l'altro sul fondo, e di una sonda TDR, opportunamente calibrata e posizionata orizzontalmente a circa metà altezza del campione. In tal modo, attraverso la bilancia viene monitorato il contenuto d'acqua gravimetrico medio, attraverso la sonda TDR si può ottenere una misura locale (valore medio della porzione di campione compresa nell'intorno delle barre della sonda TDR) del contenuto d'acqua volumetrico ed attraverso i minitensiometri, si monitora la suzione di matrice a due differenti profondità. Accoppiando le misure di contenuto d'acqua e di suzione nel corso dei diversi cicli di imbibizione ed essiccamento si possono ottenere le curve di ritenzione idrica dei materiali investigati.



Figura 4.64 - Posizionamento Strumentazione all'interno del campione.

Le condizioni di flusso insaturo sono state semplificativamente assunte come stazionarie in corrispondenza di ciascuno step di misurazione.

Quando si raggiunge la portata massima dei minitensiometri la prova si considera la prova terminata. Successivamente il campione è stato essiccato in stufa di laboratorio, quindi sono stati determinati il contenuto d'acqua residuo e quello di saturazione (ϑ_r e ϑ_s) ed infine trasformate le misure di peso registrate nei vari step in valori di contenuto d'acqua volumetrico.

Per interpolare i dati sperimentali è stato adottato il modello di Van Genuchten, per il quale, a partire dalle coppie h e ϑ sono stati ricavati i parametri (α, n, m) del modello, mediante una procedura di ottimizzazione statistica:

$$\vartheta = \vartheta_r + (\vartheta_s + \vartheta_r) \left[\frac{1}{1 + (\alpha h)^n} \right]^m \quad (4.21)$$

Il campione indisturbato è stato prelevato in situ mediante l'infissione di una fustella a sezione quadrata, microforata su un lato per consentire l'infissione di una sonda TDR. Dati il modesto valore d'ingresso d'aria che questi materiali esibiscono, si è deciso di effettuare le prove utilizzando una procedura non convenzionale. Si è proceduto alla saturazione del campione mediante una serie di infiltrazioni di acqua attraverso l'utilizzo di un diffusore. A saturazione avvenuta, si è proceduto con la fase di evaporazione.

Sono state effettuate letture periodiche di suzione e di peso della fustella da cui è stato possibile determinare il valore di contenuto in acqua del terreno (ϑ) nei vari step, essendo noti i pesi della fustella, della sonda TDR e dei minitensiometri inseriti.

Al fine di determinare con maggiore precisione il valore di suzione misurato nel corso della prova, si è deciso di estendere il tempo di equalizzazione in quanto durante le prime fasi è stato osservato che tale valore continuava a variare nel tempo. Pertanto per le successive fasi di infiltrazione, mantenendo lo stesso quantitativo d'acqua immesso nel campione, è stato aumentato il tempo di equalizzazione tra una infiltrazione e l'altra passando dai 15' inizialmente impiegati, ai 30 minuti e successivamente ai

45 minuti. Al fine di evitare l'evaporazione dell'acqua immessa in ogni step, il provino è stato sigillato ermeticamente attraverso l'utilizzo di un coperchio di plastica. In Figura 4.65 viene riportata la curva caratteristica in termini di contenuto d'acqua gravimetrico.

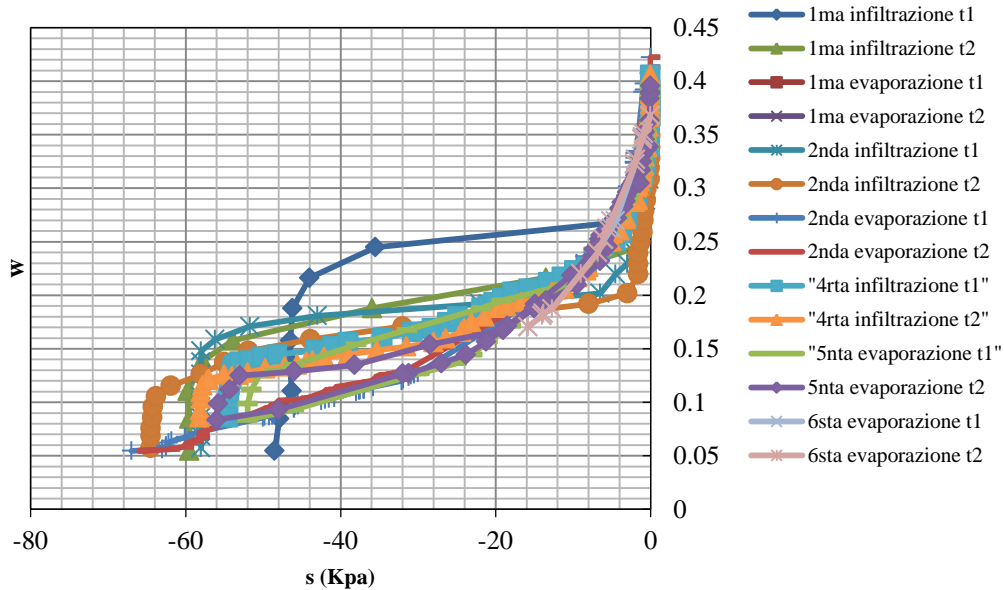


Figura 4.65 - Curve di ritenzione idrica della cinerite di Cervinara.

Come si evince dalla Figura 4.65, la dilatazione del tempo di infiltrazione ha consentito di correggere gli errori sub-sperimentali che si commettevano considerando dei tempi di equalizzazione ristretti in quanto non vi era corrispondenza tra il valore di suzione, alle diverse quote di misurazione, e il contenuto d'acqua gravimetrico medio del provino, riducendo notevolmente l'isteresi tra la fase di infiltrazione e la fase di evaporazione. In Figura 4.66 vengono illustrati i risultati ottenuti in termini di contenuto d'acqua volumetrico θ_w di grado di saturazione nel corso della quinta fase di evaporazione. Il valore del grado di saturazione residuo è pari a 0,38.

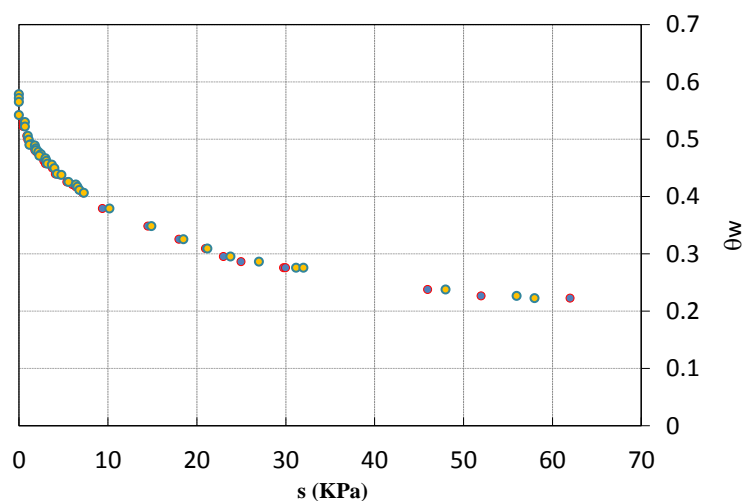


Figura 4.66 - Curve di ritenzione idrica della cinerite dei Camaldoli in termini di contenuto d'acqua volumetrico.

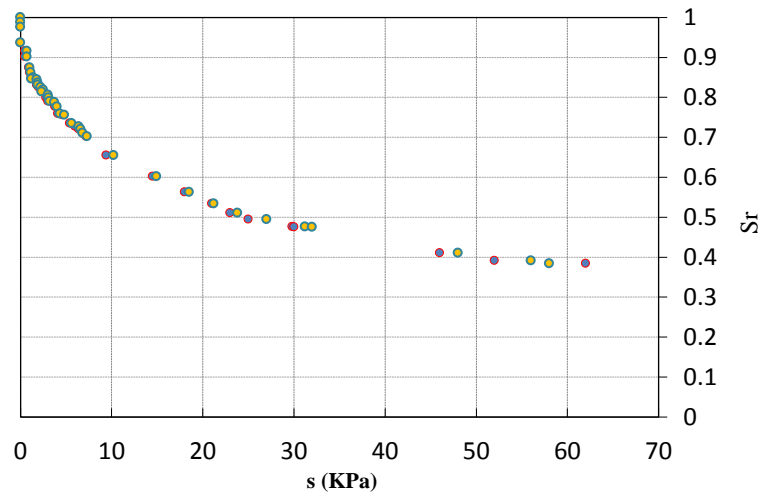


Figura 4.67 - Curve di ritenzione idrica della cinerite dei Camaldoli in termini di grado di saturazione.

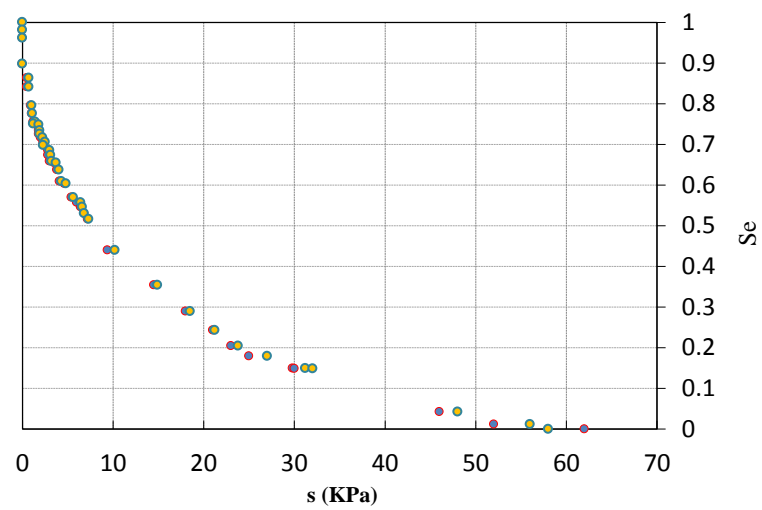


Figura 4.68 - Curve di ritenzione idrica della cinerite dei Camaldoli in termini di grado di saturazione effettivo.

In Figura 4.69 vengono riportate le curve di ritenzione idrica ottenute attraverso l'utilizzo della sonda TDR.

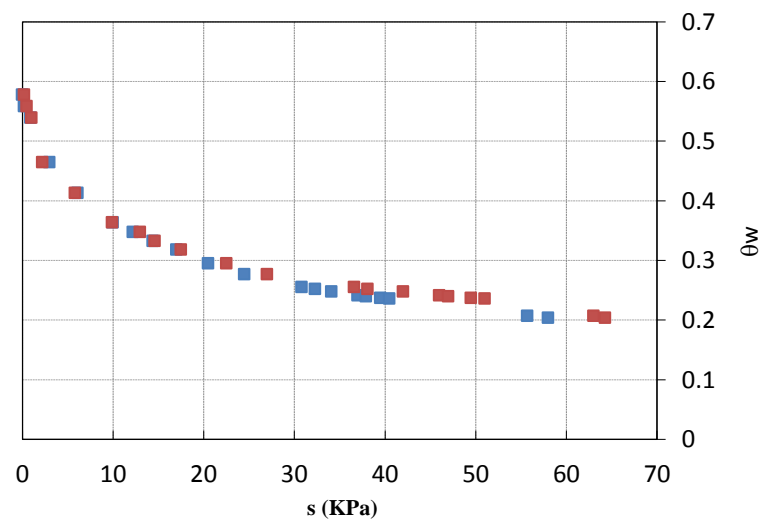


Figura 4.69 - Curve di ritenzione idrica della cinerite dei Camaldoli in termini di contenuto d'acqua volumetrico attraverso la determinazione con la sonda TDR.

In Figura 4.70 vengono confrontati i risultati ottenuti, notando una uniformità nella distribuzione della curva di ritenzione tra le due metodologie adottate.

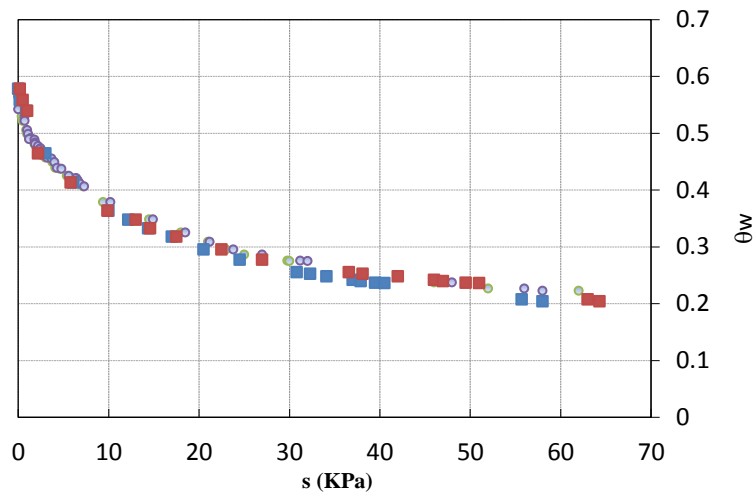


Figura 4.70 - Confronto delle curve di ritenzione idrica della cinerite dei Camaldoli in termini di contenuto d'acqua volumetrico ottenute attraverso la determinazione con la sonda TDR.

In Figura 4.71 vengono presentate le curve caratteristiche utilizzando la parametrizzazione avanzata da Van Genuchten (1980).

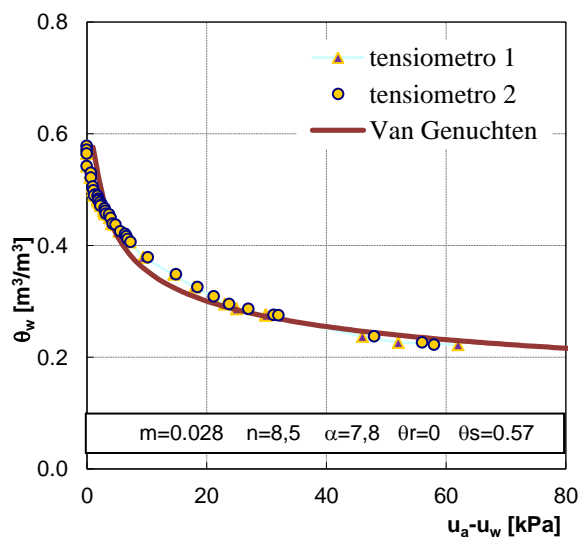


Figura 4.71 - Curve di ritenzione idrica della cinerite di Camaldoli. Modellazione secondo Van Genuchten.

E' stata condotta, anche per il terreno di Bracigliano, una determinazione della curva di ritenzione idrica con le stesse modalità utilizzate per il terreno dei Camaldoli già descritte precedentemente. In Figura 4.72 vengono riportate due fasi di evaporazione ed una fase di infiltrazione. Dall'analisi dei risultati ottenuti si evince che le curve si sovrappongono quasi perfettamente tranne per valori superiori ai 50 Kpa dove nella fase di infiltrazione si verificano errori sub-sperimentali dovuti essenzialmente al ritardo di misurazione dei minitensiometri che non sono stati ancora interessati dal fronte umido a seguito dell'immissione, nelle prime fasi della prova di un certo quantitativo di acqua e

che modificano il contenuto d'acqua medio del provino. Nel corso della prova sono state ripetute più volte delle fasi di infiltrazione nel corso della fase di evaporazione per valutare la formazione di isteresi. Dall'analisi dei risultati si può notare come non vi sia una isteresi evidente nel terreno.

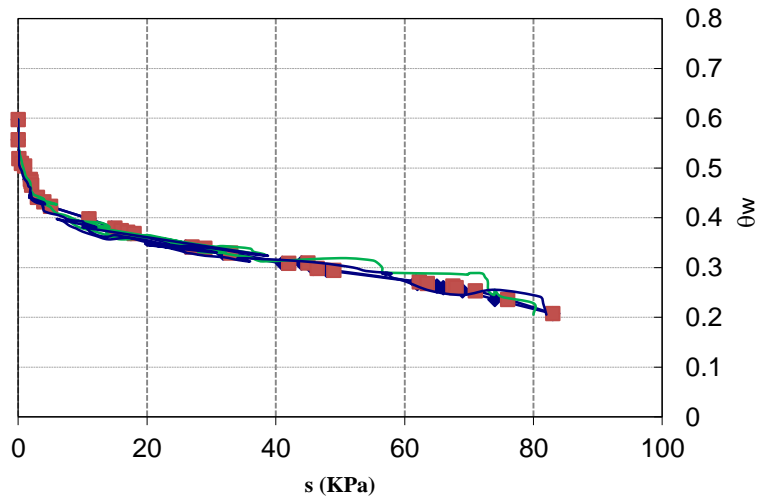


Figura 4.72 - Curva di ritenzione idrica ottenuta in laboratorio.

In Figura 4.73 vengono presentate le curve caratteristiche utilizzando la parametrizzazione avanzata da Van Genuchten (1980).

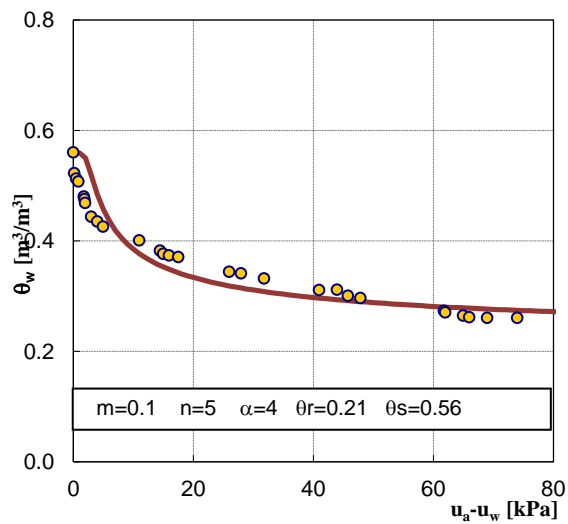


Figura 4.73 - Curve di ritenzione idrica della cinerite di Bracigliano. Modellazione secondo Van Genuchten.

4.9 RESISTENZA A ROTTURA IN CONDIZIONE DI PARZIALE SATURAZIONE

Le caratteristiche di resistenza, in condizioni di parziale saturazione, sono state determinate mediante prove a suzione controllata su campioni naturali dei siti rappresentativi di un deposito da caduta (Cervinara) e da flusso o surge (Camaldoli). Nel corso della prova il provino viene portato a rottura controllando il valore della suzione. In Figura 4.75a i risultati ottenuti sul sito di Cervinara, vengono confrontati con l'involuppo di resistenza ottenuto su provini saturi dello stesso terreno. La suzione assicura ai terreni una maggiore resistenza al taglio schematizzabile attraverso una intercetta di coesione. Dal momento che la suzione controlla in gran parte le proprietà idrauliche e di resistenza dei materiali, è stata eseguita una rilevante quantità di prove in laboratorio utilizzando strumenti specifici per i terreni parzialmente saturi. In particolare l'effetto della suzione sulla resistenza al taglio $c(u_a-u_w)$ è stata valutata attraverso prove condotte in celle triassiali a suzione controllata (SCTX) in un intervallo di carico $(p-u_a)=20\div 200$ kPa ed un intervallo di suzione $(u_w)=10\div 80$ kPa (Olivares, 2001), e si è ottenuta una funzione del tipo in Figura 4.75b (Olivares 2001). La suzione influenza notevolmente la coesione apparente, che cresce al crescere della suzione stessa da valori di circa 3 KPa in corrispondenza di $u_a-u_w = 5$ KPa fino a valori di 11 KPa per valori di $u_a-u_w = 80$ KPa.

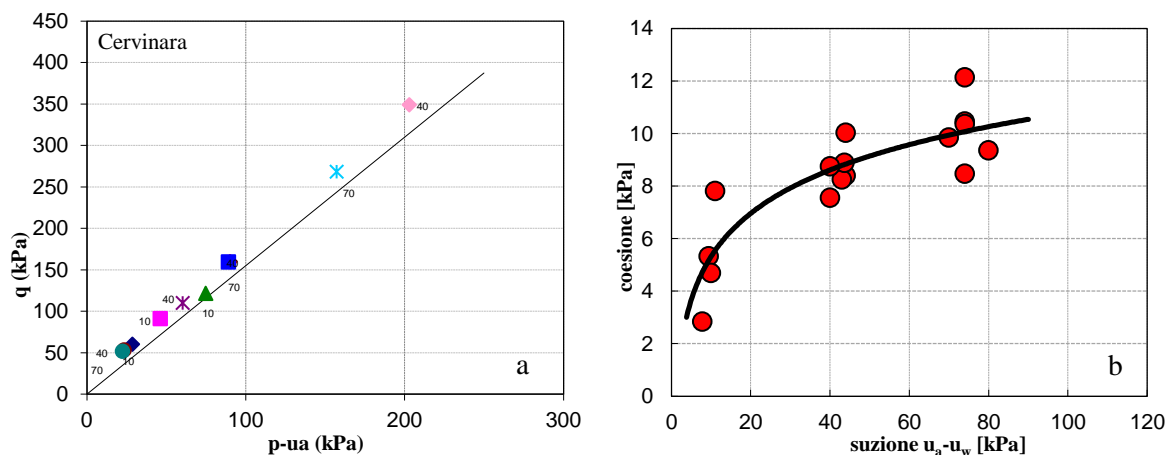


Figura 4.75 - Risultati di prove a suzione controllata su campioni indisturbati dello strato B: a) confronto tra i valori della resistenza per diversi valori della suzione; b) intercetta di coesione in funzione della suzione (da Olivares, 2001).

Nella Figura 4.75b viene evidenziata la dipendenza dalla suzione u_a-u_w dell'intercetta di coesione, ottenuta imponendo per ogni provino o gruppo di provini soggetti alla stessa suzione, l'angolo di attrito di 38° misurato nelle prove eseguite sui provini saturi (Olivares, 2001). Si rileva che anche modesti valori di suzione conducono ad una coesione non trascurabile. Dati simili sono stati ottenuti in prove di taglio diretto su campioni di pozzolane del napoletano a contenuto d'acqua naturale (Evangelista et al., 2002), e su terreni dei Monti Lattari (Sorbino et al., 2012). I dati ottenuti mostrano un significativo ruolo da parte della suzione anche quando assume valori bassi; in particolare, si nota

che l'intercetta di coesione aumenta all'aumentare della suzione con una legge del tipo di quella descritta in figura 4.75b, dalla quale si può dedurre che per valori di suzione di 2÷5 kPa, l'intercetta di coesione è pari a 2÷6 kPa. Infatti anche valori così piccoli sono sufficienti a giustificare la stabilità dei pendii ripidi durante i periodi asciutti.

Le caratteristiche di resistenza della cinerite vulcanica dei Camaldoli, in condizioni di parziale saturazione, sono state determinate su campioni naturali mediante prove a suzione controllata, a diversi valori di suzione S e sotto due valori di tensione netta T . Il provino è portato a rottura controllando il valore della suzione nel corso della prova su un campo tensionale efficace compreso tra i 50 kPa e i 100 kPa. Sono state svolte nove prove in cella triassiale su campioni indisturbati. In Figura 4.76 si mostra la fase di montaggio nella cella e la successiva fase di smontaggio a fine prova, dove i provini mostrano delle superfici di scorrimento ben definite.

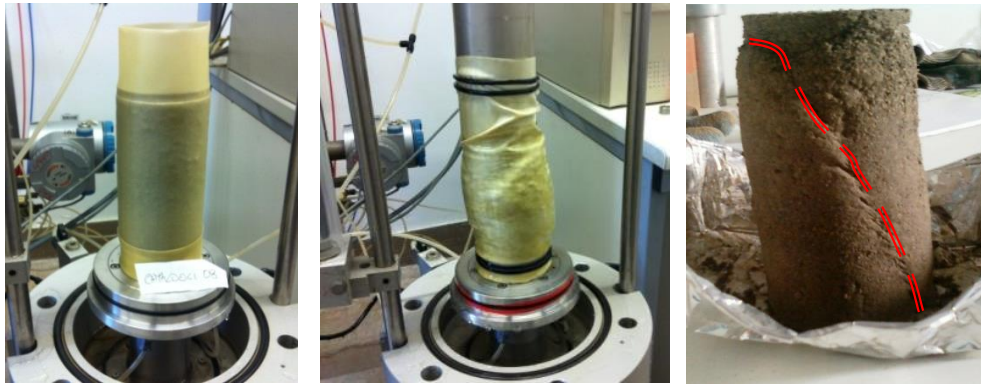


Figura 4.76 – Prove USP: Montaggio di una prova triassiale: a) il provino viene alloggiato su una piastra porosa ad alto ingresso d'aria; b) superficie di scorrimento sul provino a fine prova.

Nella Tabella 4.14 vengono indicati i parametri di stato e gli stati tensionali efficaci dei provini al termine della fase di consolidazione.

N°	Prova	Tipo Prova		γ	γ_d	w	n	e	P'
		Fase consolidazione	Fase rottura						
1	Camausp_1	S= 5Kpa	T= 50Kpa	1.691	1.1543	0.465	0.536	1.157	73.40
2	Camausp_2	S= 15Kpa	T= 50Kpa	1.697	1.1673	0.454	0.531	1.133	99.38
3	Camausp_3	S= 35Kpa	T= 50Kpa	1.701	1.1781	0.444	0.527	1.114	147.66
4	Camausp_4	S= 50Kpa	T= 50Kpa	1.667	1.1623	0.429	0.533	1.142	149.86
5	Camausp_5	S= 5Kpa	T= 100Kpa	1.672	1.1356	0.472	0.544	1.193	25.85
6	Camausp_6	S= 15Kpa	T= 100Kpa	1.692	1.1673	0.450	0.531	1.133	229.5
7	Camausp_7	S= 35Kpa	T= 100Kpa	1.661	1.123	0.480	0.549	1.218	49.56
8	Camausp_8	S= 50Kpa	T= 100Kpa	1.714	1.1924	0.438	0.524	1.088	451.57

9	Camausp_9 Sovraconsolidato	S= 40Kpa	T= 80Kpa	1.714	1.1924	0.438	0.524	1.088	451.57
---	-------------------------------	----------	----------	-------	--------	-------	-------	-------	--------

Tabella 4.14 - Prove USP eseguite su provini indisturbati: parametri di stato e stati tensionali efficaci a fine consolidazione.

I provini analizzati presentano quasi tutti una porosità molto simile ed un grado di saturazione che varia in considerazione anche del periodo di prelievo. Tali valori sono simili a quelli relativi ai provini utilizzati per le prove triassiali sature. Le prove inoltre sono state eseguite agli stessi livelli tensionali utilizzati nelle prove sature con valori di suzione ($u_a - u_w$), mantenuti costanti durante la prova, pari a 5kPa, 15kPa, 35kPa e 50 KPa. In tal modo è stato possibile valutare l'effetto della suzione per un prefissato valore della tensione media netta.

Ogni prova è stata caratterizzata da una prima fase di misura della suzione con la tecnica della traslazione, da una fase di equalizzazione della suzione fino ad un assegnato valore, da una fase di consolidazione isotropa a suzione costante e da una fase di rottura a tensione media netta e suzione costante. La fase di misura ha evidenziato che la suzione iniziale dei provini analizzati è risultata compresa tra un minimo di circa 7 kPa ed un massimo di circa 13 kPa, a conferma della notevole omogeneità dei campioni. Nella successiva fase di equalizzazione la suzione applicata è stata sempre prossima al valore misurato in modo tale da ridurre il più possibile i tempi di equalizzazione.

È stata inoltre condotta una prova isotropa a suzione costante pari a 40kPa portando il provino ad una tensione massima netta di 400 KPa ed alla fine della quale, dopo aver scaricato la tensione di cella fino al valore di 80kPa, è stata eseguita la fase di rottura a $(p - u_a)$ costante.

In Figura 4.77 vengono riportati i risultati ottenuti durante la fase di consolidazione in termini di deformazione volumetrica ε_v e del tempo e suddivisi in funzione della tensione netta applicata.

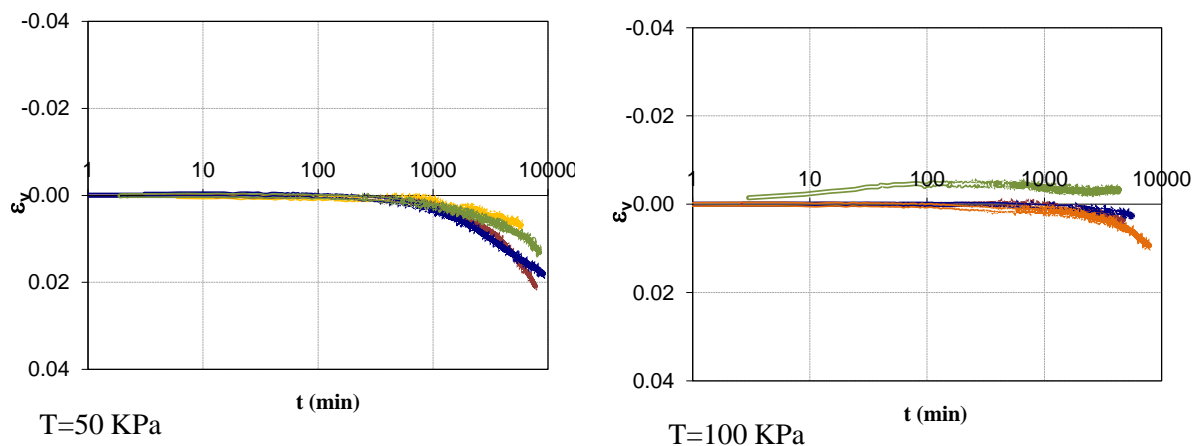


Figura 4.77 – Prove USP: Curve di consolidazione delle cineriti in condizioni insature: deformazioni volumetriche ε_v in funzione del tempo t a Tensione Netta di 50 KPa e 100 KPa.

Alla fine della fase di consolidazione il provino è stato portato a rottura.

I risultati ottenuti sono stati riportati in Figura 4.78 e 4.79 in termini di tensione deviatorica q e deformazione assiale ε_a . In particolare, le prove sono state suddivise per tensione media netta e per suzione. In Figura 4.81 si riporta il risultato ottenuto su un campione sovraconsolidato ad una tensione netta di 400 KPa.

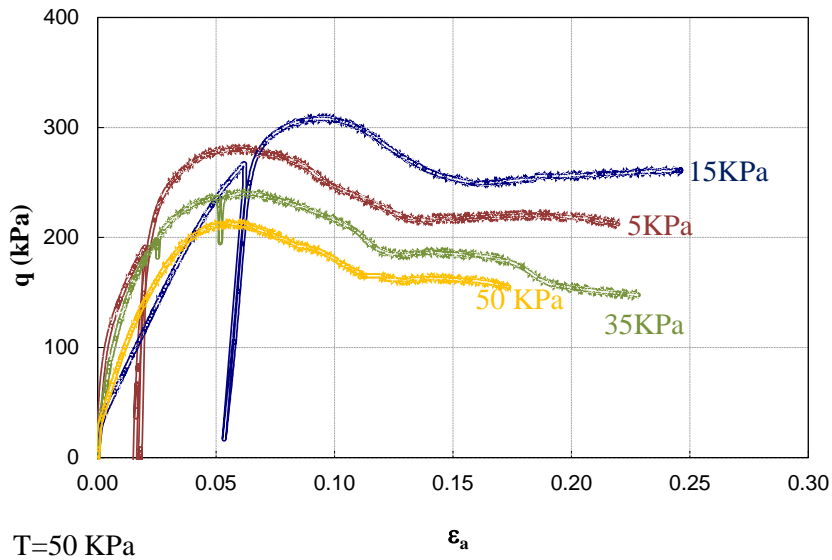


Figura 4.78 - Prove USP su provini indisturbati a Tensione Netta $T=50$ KPa: curve $q-\varepsilon_a$.

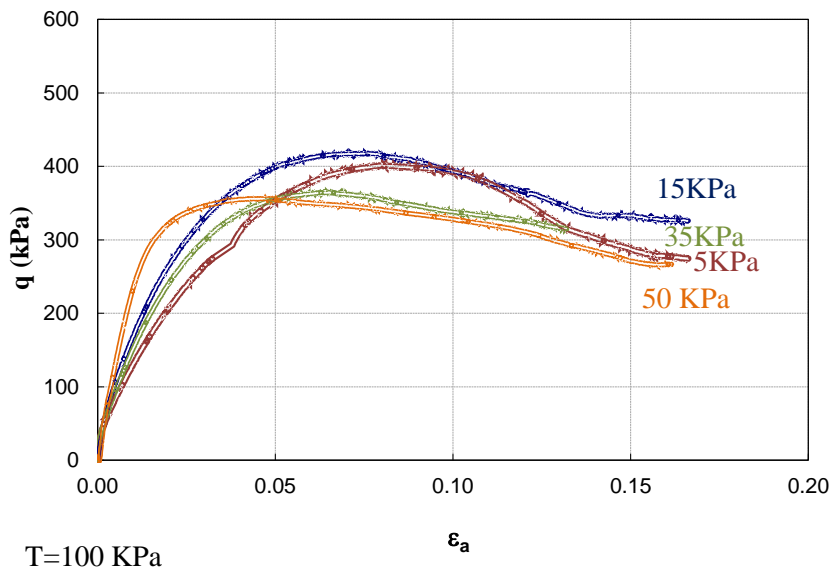


Figura 4.79 - Prove USP su provini indisturbati a Tensione Netta $T=100$ KPa: curve $q-\varepsilon_a$.

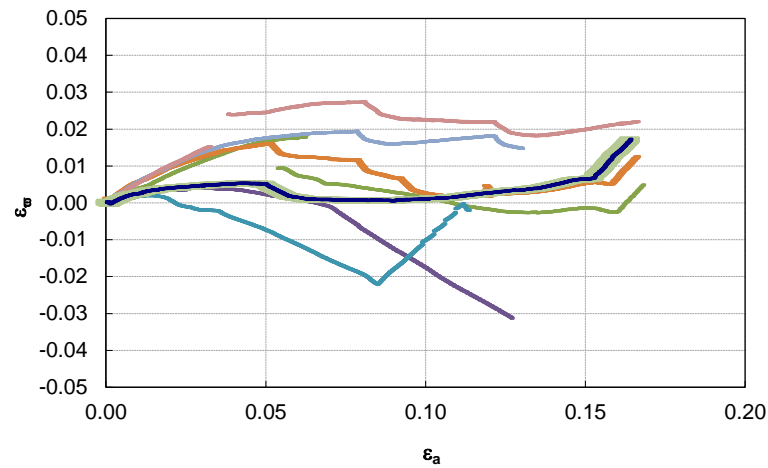


Figura 4.80 - Prove USP su provini indisturbati: curve $\varepsilon_v - \varepsilon_a$.

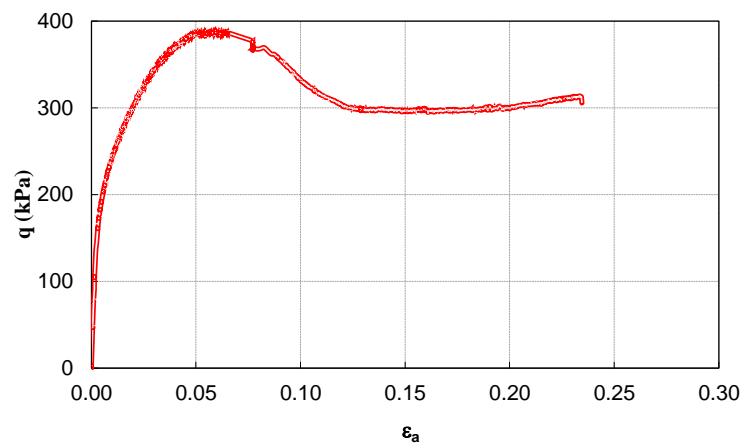


Figura 4.81 - Prove USP su provini indisturbati sovraconsolidati a Tensione Netta $T=80$ KPa: curve $q - \varepsilon_a$.

Dall'analisi dei risultati emerge che la tensione deviatorica di rottura misurata nelle prove a suzione controllata è risultata maggiore di quella misurata nelle corrispondenti prove condotte su provini saturi. Infatti, dalla rappresentazione dei risultati nel piano $(q, p-u_a)$ (Figura 4.82), in cui si riporta anche la retta di stato stazionario del materiale saturo, è possibile verificare l'effetto meccanico della suzione sulla resistenza del materiale.

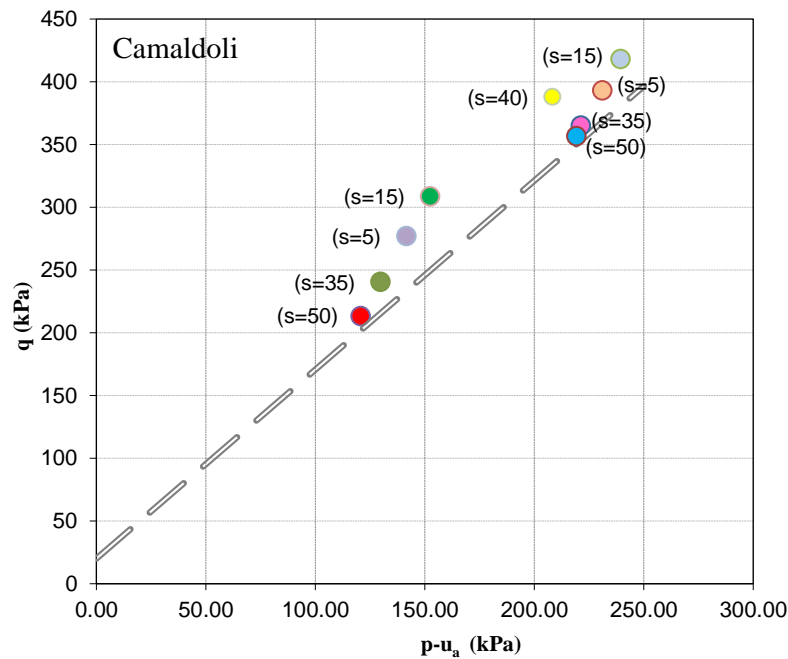


Figura 4.82 - Rappresentazione nel piano $q, p-u_a$ dei risultati delle prove USP.

Dall'analisi dei risultati non è possibile individuare una dipendenza lineare dell'incremento di resistenza dalla suzione come proposto da vari autori (Fredlund e Morgenstern, 1997).

Il comportamento del terreno, sia nel caso a tensione netta di 50 KPa che di 100 KPa, mostra, nonostante tutto, delle analogie. Tutti i provini, a suzione differente, mostrano un picco di resistenza compreso tra il 5% ed il 10% delle deformazioni assiali ed una successiva graduale perdita di resistenza oltre tale valore. Tale risultato ha messo in evidenza che la suzione di matrice, come ulteriore variabile tensionale, permette di descrivere il comportamento meccanico dei terreni studiati secondo quanto proposto da Lu e Likos secondo cui il comportamento delle sabbie non può essere descritto usando le tradizionali relazioni di Bishop e Fredlund perché le tensioni efficaci sono funzione della suzione di matrice e del grado di saturazione. Il particolare comportamento di picco di questi materiali non può essere previsto utilizzando il classico approccio delle tensioni efficaci di Bishop o dall'estensione del criterio di Mohr-Coulomb. Inoltre le tensioni deviatoriche di picco, a parità di tensione netta, hanno mostrato un incremento di valore per suzioni corrispondenti a 5 KPa e 15 KPa per poi subire un decremento abbastanza rilevante passando da suzioni di 15 KPa, valore di picco, a 35 KPa e a 50 KPa. Il comportamento dei terreni granulari è stato analizzato da una serie di indagini sperimentali (Schubert, 1975; Kim, 2007; Lu et al., 2007). Inoltre nel confronto dei risultati, si nota come, con tensione netta di 50 KPa, il comportamento del terreno granulare sia governato dal valore di suzione, con valori di picco sensibilmente maggiori rispetto a quello che avviene con le prove con tensioni nette di 100 KPa, dove il comportamento del terreno è governato in maggior misura dalle condizioni tensionali. A conferma di questa evidenza sperimentale, si illustrano nella Figura 4.83 i risultati ottenuti nel piano coesione- suzione.

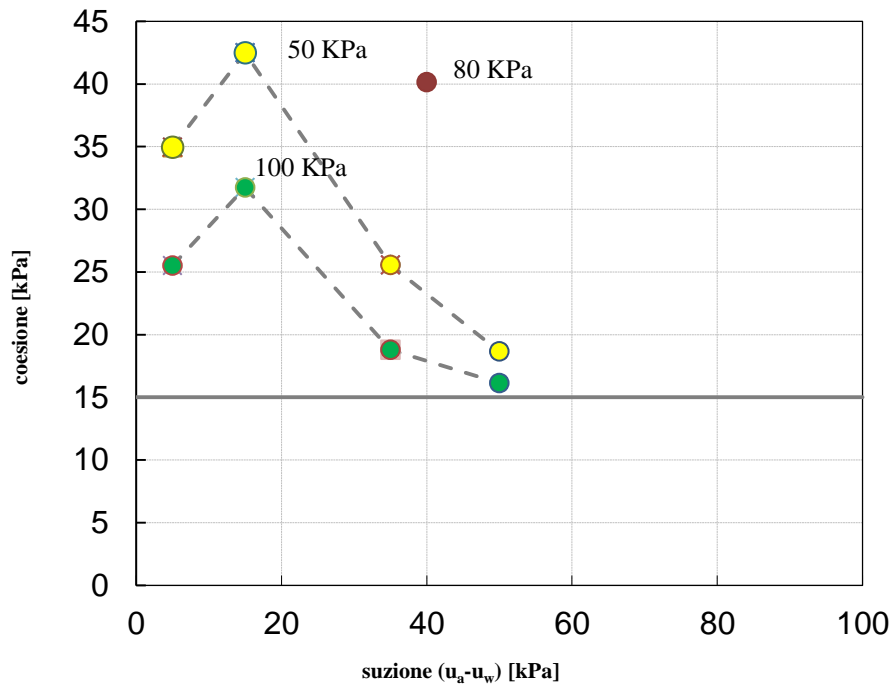


Figura 4.83 – Coesione in funzione della suzione.

Dal confronto tra la coesione determinata nelle prove a tensione netta di 100 KPa e di 50 KPa emerge che il terreno non saturo a tensione netta inferiore assume valori maggiori di coesione a parità di livello tensionale.

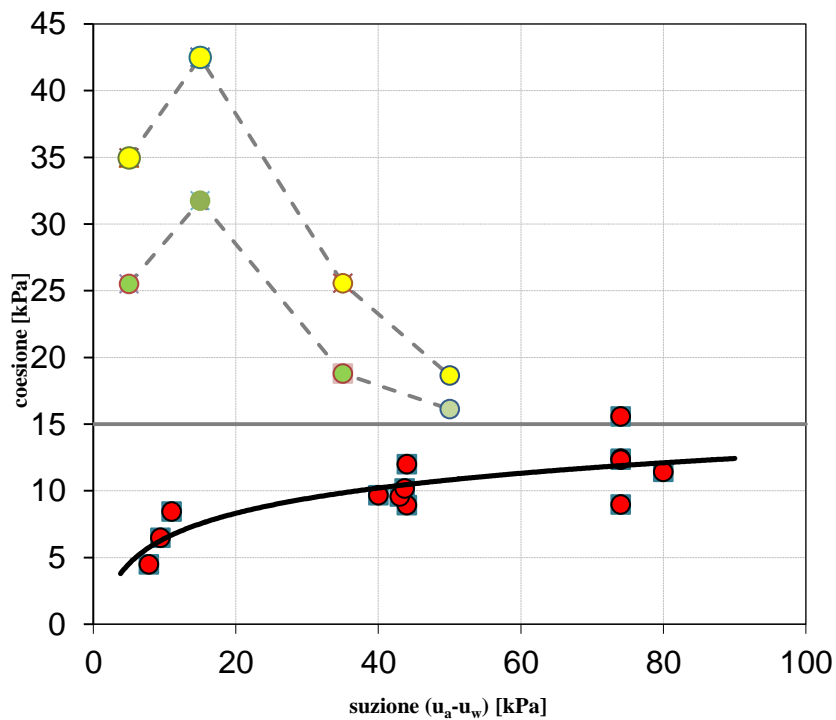


Figura 4.84 – Coesione in funzione della suzione di Cervinara e dei Camaldoli.

Dai dati sperimentali raccolti si può concludere che la copertura dei versanti dei Camaldoli sono costituiti da strati di materiali aventi la medesima origine (piroclastica) ma con proprietà fisiche e meccaniche molto diverse rispetto allo strato B di Cervinara. I materiali che costituiscono i versanti possono essere distinti in ceneri e pomici.

La composizione granulometrica giustifica i valori di permeabilità relativamente elevati costituenti la copertura. Questi valori, comunque, sono fortemente influenzati dal grado di saturazione che spesso caratterizza questi terreni e determina l'esistenza di una suzione rilevante. La suzione assicura a questi terreni una elevata resistenza al taglio, caratterizzata da una significativa intercetta di coesione.

L'andamento della intercetta di coesione nei due depositi varia con la legge prevista da Lu et al. (2010), come già visto nel precedente capitolo, a seconda che si tratti di depositi contenenti un quantitativo maggiore di limo o di sabbia.

CONCLUSIONI

Il Territorio Campano è stato interessato da frequenti eventi franosi che talvolta hanno assunto caratteri catastrofici.

Con il presente lavoro si è cercato di caratterizzare il comportamento idraulico e meccanico dei siti dei Camaldoli, di Cervinara, di Bracigliano, e di analizzare dei dati di laboratorio dei siti di Agnano, Baiano, Forchia, Lauro, Sarno e San Martino.

In questa ottica sono state evidenziate le maggiori differenze tra i vari depositi, raggruppandoli in funzione delle modalità di deposizione e trasporto, attraverso prove di laboratorio eseguite sia in condizioni di saturazione e sia in condizioni di parziale saturazione. I depositi da caduta, rispetto ai depositi da flusso o da surge, hanno alcune differenze in termini di proprietà indice ma evidenti differenze di proprietà di stato. I depositi da caduta sono caratterizzati da alte porosità del 70% ed un quantitativo di fino maggiore rispetto ai depositi da surge, che sono caratterizzati da porosità più basse ($n=50\%$). Tali differenze, su prove condotte in laboratorio in condizioni non drenate, portano ad un comportamento di tipo instabile (liquefacibile) per i depositi da caduta e ad un comportamento stabile per i terreni da flusso o da surge.

Anche nel confronto delle proprietà idrauliche dei siti investigati di Cervinara e dei Camaldoli, si è osservato che, in condizioni di saturazione, vi è una differenza di conducibilità idraulica di circa un ordine di grandezza e dipendente dal differente quantitativo di fino presente nel campione dei Camaldoli mentre in condizione di parziale saturazione le conducibilità idrauliche dei due siti possono essere confrontate tra loro. L'angolo d'attrito dei depositi da caduta è sempre compreso tra i 34° e i 39° con intercetta di coesione efficace nulla, mentre i terreni dei Camaldoli e di Agnano hanno una coesione non trascurabile ed angoli d'attrito compresi tra i 32° e i 37° .

Nel valutare il contributo alla resistenza al taglio che fornisce la suzione ad un terreno piroclastico in condizioni di parziale saturazione, si è notato che questo è di tipo non lineare ed anch'esso dipendente dal tipo di deposito. Nei depositi da caduta (Cervinara) il contributo alla resistenza al taglio cresce monotonicamente al crescere della suzione, mentre nei depositi da surge (Camaldoli), tale contributo cresce con la suzione fino ad un valore di picco, per poi subire un decremento, in accordo con quanto rappresentabile con relazioni non lineari funzioni dell'indice di distribuzione dei pori e delle dimensioni delle particelle (Lu et al., 2010), che utilizzano parametri derivabili dalle funzioni di permeabilità e dalle curve caratteristiche (curve di ritenzione idrica).

BIBLIOGRAFIA

- Abedi Mehdi, S. Shahaboddin Yasrobi, 2010 Effects of plastic fines on the instability of sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30 (2010) .
- Alarcon-Guzman A., Leonards G.A. & Chameau J. L., 1988. Undrained Monotonic and Cyclic Strength of sands. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.10, pp.1089-1109
- Aversa S., Nicotera M.V., 2002. A triaxial and oedometer apparatus for testing unsaturated soils. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, 25(1):3-15.
- Been K., Jefferies M.G., 1985. A state parameter for sands. *Géotechnique*, Vol.35.
- Been K., Jefferies M.G., Hachey J., 1991. The critical state of sands. *Géotechnique*, Vol. 41.
- Bilotta E., Cascini L., Foresta V., Sorbino G., 2005. Geotechnical characterisation of pyroclastic soils involved in huge flowslides. *Geotechnical and geological engineering*, Springer eds, 23: 365-402.
- Bishop A.W. & Wesley L.D., 1975. A hydraulic triaxial apparatus for stress path testing. *Géotechnique*, Vol. 25.
- Blight, G. E., 1967. "Effective stress evaluation for unsaturated soils." *J. Soil Mech. and Found. Div.*
- Brooks RH, Corey AT. Hydraulic properties of porous media. Hydrology paper, no. 3. Colorado State Univ., Fort Collins Colo; 1964.
- Budetta P., Calcaterra D., Corniello A., de Riso R., Ducci D., Santo A., 1993. *Appunti di geologia dell'appennino meridionale*. Istituto di Geologia Applicata Università di Napoli. Pubblicazione n. 332.
- Calcaterra D., de Riso R., Evangelista A., Nicotera M.V., Santo A., Scotto di Santolo A., 2003. Slope instabilities in the pyroclastic deposits of the Phlegraean district and the carbonate Apennine (Campania, Italy).
- Casagrande A., 1975. Liquefaction and cyclic deformation of sands; a critical review. *Proceeding of the Pan-American Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 5, pp. 79-133
- Castro G., 1975. Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 101, pp. 551-569.
- Castro G. & Poulos S.J., 1977. Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 103, pp. 501-516.
- Ceres F., 2009. Parametrizzazione di modelli idrologici per la gestione dei sistemi agro-forestali. *Tesi di Dottorato*. Università degli studi di Napoli Federico II.
- Chu J., 1995. An experimental examination of the critical state and other similar concepts for granular soils. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32, pp. 1065-1075.
- Chu J., 1999. Discussion on Quasi-steady state: a real behaviour. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, n°1, pp. 190-191.
- Chu J. & Leong W.K., 2001. Pre-failure strain softening and pre-failure instability of sand: comparative study. *Géotechnique*, Vol.51, n°4, pp.311-321.

- Chu J., Leroueil S. & Leong W.K., 2001. Unstable behaviour of sand and its implications for slope instability. Sottoposto per pubblicazione a Canadian Geotechnical Journal.
- Chu J. & Leong W.K., 2002. Effect of fines on instability behaviour of loose sand. *Géotechnique*, Vol. 52, n° 10, pp. 751-755.
- Cui Y.J., Y.F. Lu, P. Delage, and M. Riffard. 2005. Field simulation on in situ water content and temperature change due to ground-atmospheric interactions. *Geotechnique* 55, n. 7, 557-567.
- Damiano E., Advanced monitoring criteria for early-warning of rainfall-induced flowslides.
- Damiano E., L. Olivares, L. Picarelli, Steep-slope monitoring in unsaturated pyroclastic soils, *Engineering Geology*, 2012.
- Damiano E., 2004. Meccanismi di innesco di colate di fango in terreni piroclastici. Tesi di Dottorato, Seconda Università di Napoli.
- De Riso R., Santo A. Il contributo della geologia nello studio delle frane da scorrimento-colata rapida.
- De Riso R., Budetta P., Calcaterra D., Santo A., 1999. Le colate rapide in terreni piroclastici del territorio campano. Atti della conferenza Previsione e Prevenzione di Movimenti Franosi Rapidi, Trento, pp. 133-150.
- De Vita P., Celico P., 2006. Distribuzione delle coltri piroclastiche sui versanti carbonatici perivesuviani e suscettibilità a franare. *Giornale di Geologia Applicata* 3, 145-151.
- Della et al. (2009) Identification of the behavior of the Chlef sand to static liquefaction *C.R. Mécanique* 337 (2009) pp. 282-290.
- Di Crescenzo G., Rotella M., Santo A., 2007. Il contributo della geologia per lo studio dei meccanismi di innesco di colate rapide di fango al campo sperimentale di Monteforte Irpino (AV).
- Di Crescenzo G., Santo A., 2005. Debris slides-rapid earth flows in the carbonate massifs of the Campania Region (Southern Italy): morphological and morphometric data for evaluating triggering susceptibility.
- Khalili, N., and Khabbaz, M. H. _1998_. "A unique relationship for X for the determination of shear strength of unsaturated soils." *Geotechnique*, 48, 681-688.
- Evangelista A., Scotto di Santolo A., 2001. Mechanical behaviour of unsaturated pyroclastic soil. In M. Kuhne, H.H. Einstein, E. Krauter, H. Klapperic, R. Pottler (eds). *Landslides: Causes, Impacts and Countermeasures*, proc. Intern.conf., Davos: 35-44.
- Fredlund D.G. 2006. Unsaturated soil Mechanics in engineering practice. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol 132, N. 3, 286-321.
- Fredlund D.G., Xing A., Fredlund M.D., Barbour S.L., 1996. The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil water characteristic curve. *Can. Geotech. J.* 33, 440-448.
- Fredlund DG, Rahardjo H. *Soil mechanics for unsaturated soil*. New York: Wiley; 1993.
- Fredlund DG, Rahardjo H, Gan J.K., 1997. Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils.
- Fredlund DG, Xing A. Equations for the soil-water characteristic curve. *Can Geotech J* 1994;31(3):521-32.

- Gallipoli D., Gens A., Sharma R., e Vaunat J., 2003b. An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. *Geotechnique* 53, N. 1, 123-136.
- Gallipoli D., Wheeler S.J., e Karstunen M., 2003a. Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. *Geotechnique* 53, N. 1, 105-112.
- Gardner, W.R. 1958. Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil Science*.
- Greco R. "Soil water content inverse profiling from single TDR waveforms", *J Hydrol* 2006; 317:325-339.
- Greco R., Guida A. (2008). Field measurements of topsoil moisture profiles by vertical TDR probes. *Journal Hydrol.*, 348: 442-451.
- Hopmans, J.W., J. Simunek, N. Romano, and W. Durner. 2002. Inverse methods. p. 63-1008. In J.J. Dane and G.C. Topp (ed.) *Methods of soil analysis. Part. 4 SSSA Bok Ser. 5. SSSA, Madison, WI*
- Jommi C., 2000. Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils. In *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils* (eds. A. Tarantino and C. Mancuso), pp. 139-153.
- Lade P.V. & Yamamuro J.A., 1997. Effects of non plastic fines on static liquefaction of Sands. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, pp. 918-928.
- Lade P.V. & Pradel V., 1990. Instability and plastic flow of soils. Experimental observation. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 116, n°11, pp. 2532-2550.
- Lampitiello S., 2004. Resistenza non drenata e suscettibilità alla liquefazione di ceneri vulcaniche della Regione Campania. Tesi di Dottorato, Seconda Università di Napoli.
- Li X.S., 2003. Effective stress in unsaturated soil: a microstructural analysis. *Geotechnique* 53, N. 2, 273-277.
- Lu N., Godt J. W., Wu D.T., 2010 "A closed-form equation for effective stress in unsaturated soil".
- Lu N., Likos W.J., 2006 "Suction Stress Characteristic Curve for Unsaturated Soil". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, No. 2, February 1, 2006.
- Lu N., Likos W.J., 2010 "Is Matric Suction a Stress Variable?". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 134, No. 7, July 1, 2008.
- Lu, N., and Likos, W. J. 2004. *Unsaturated soil mechanics*, Wiley, New York.
- Nicotera M.V., Papa R., 2007. Comportamento idraulico e meccanico della serie piroclastica di Monteforte Irpino (AV). *Piattaforme Evolute di Telecomunicazioni e di Information Technology per l'Offerta di Servizi al settore Ambiente Petit-Osa*. Aracne edizione.
- Nuth M, Laloui L. Advances in modelling hysteretic water retention curve in deformable soils. *Comput Geotech* 2008;35:835-44.
- Nuth, M., and Laloui, L. 2007. "Effective stress concept in unsaturated soils: Clarification and validation of a unified framework." *Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech.*

- Oberg A., Sallfors G., 1997. Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve, *geotechnical Testing Journal*, GTJODJ,20(1): 40-48.
- Olivares, L. 1996. Caratterizzazione dell'argilla di Bisaccia in condizioni monotone, cicliche e dinamiche e riflessi sul comportamento del colle a seguito del terremoto del 1980. Ph.D. thesis, Università degli Studi di Napoli "Federico II".
- Olivares L. (2001). Static liquefaction: an hypothesis for explaining transition from slide to flow in pyroclastic soils. Proc. ISSMGE CT-11. Conf. on Transition from Slide to Flow–Mechanisms and Remedial Measure, Trabzon.
- Olivares, L., Picarelli, L. 2001. Susceptibility of loose pyroclastic soils to static liquefaction: some preliminary data. Proc. Int. Conf. Landslides – Causes, Impacts and Countermeasures, Davos.
- Olivares L., Lampitiello S. & Picarelli L., 2003. Undrained shear strength of pyroclastic soils involved in flowslides. Proc. Int. Conf. on Fast Slope Movement – Prediction and Prevention for Risk Mitigation, Napoli, Vol.1, pp. 405-411.
- Olivares L., Picarelli L., Andreozzi L., Avorio B., Damiano E., Lampitiello S., 2002. Scenari di pericolosità di frana in terreni sciolti di natura piroclastica. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, L'Aquila, 173-181.
- Olivares L., Tommasi P., 2008, "The role of suction and its changes on stability of steep slope in unsaturated granular soils".
- Orsi G., de Vita S., Di Vito M., 1996. The restless, resurgent Campi Flegrei nested caldera (Italy): constraints on its evolution and configuration. *J. Volcanol. Geotherm. Res.*, 74: 179-214.
- Papa R., 2007, Tesi di dottorato "Indagine sperimentale sulla coltre piroclastica di un versante della Campania", Università degli studi di Napoli Federico II.
- Pellegrino A. (1967). Proprietà fisico meccaniche dei terreni vulcanici del Napoletano. *Atti dell'8° Conv. Ital. di Geotecnica*, Cagliari, Vol. 3.
- Picarelli L., Vinale F., 2007, AMRA "Un laboratorio integrato finalizzato allo studio delle colate di fango in terreni piroclastici".
- Picarelli L., Evangelista A., Rolandi G., Paone A., Nicotera M.V., Olivares L., Scotto di Santolo A., Lampitiello S., Rolandi M., 2007. Mechanical properties of pyroclastic soils in Campania Region. *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*. Tan, Phiin, Hight e Leroueil eds.
- Poulos, S.J., 1981. The steady state of deformation. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol.107, pp. 553-561.
- Poulos S.J., Castro G., & France J.W., 1985. Liquefaction evaluation procedure. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 111, n°6, pp. 772-792.
- Puci I., (1999). Un'indagine di laboratorio sul comportamento non drenato della sabbia di Toyura. Ph.D. Thesis, Politecnico di Torino.
- Rassam D.W., Williams D.J., 1999. A relationship describing the shear strength of unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 36, 363-368.

- Robertson P.K., Fear C., 1997. Liquefaction of sands and its evaluation. *Earthquake Geotechnical Engineering*.
- Robertson P.K., 1994. Suggested terminology for liquefaction. *Proceedings of the 47th Canadian Geotechnical Conference*. Halifax, Nova Scotia, pp.277-286.
- Rolandi G., Petrosio P., McGeehin J., 1998. The interplinian activity at Somma Vesuvius in the last 3500 years. *J.Volvanol. Geotherm. Res.*, 82: 19-52.
- Romano N., and A. Santini. 1999. Determining soil hydraulic functions from evaporation experiments by a parameter estimation approach: Experimental verifications and numerical studies. *Water resour. Res.* 35:3343-3359.
- Romero E., Vaunat J., 2000. Retention curves in deformable clays. In *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils* (eds. A. Tarantino and C. Mancuso), pp. 91-106. Rotterdam: A.A. Balkema.
- Cuomo S., Cascini L., Sorbino G., 2006. Colate rapide in terreni piroclastici: analisi di un tipico meccanismo di innesco. *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2006 - IARG 2006*.
- Sasitharan S., Robertson P.K., Segoo D.C. & Morgenstern N.R., 1993. Collapse behaviour of sand. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 30, n°4, pp. 569-577.
- Sassa K., 1996. Prediction of earthquake induced landslides. *Proceedings of the 7th International Symposium on Landslides*, Trondheim, Norway, 16-21 June, A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 1, pp. 115-132.
- Schaap, M.G., and M.Th. van Genuchten. 2006. A modified Mualem-van Genuchten formulation for improved description of the hydraulic conductivity near saturation. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 5:27-34.
- Sladen J.A., D'Hollander R.D. & Krahn J., 1985. The liquefaction of sand, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 22, pp. 564-578.
- Sladen J.A. & Handford G., 1987. A potential systematic error in laboratory testing of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp. 462-466.
- Tarantino A., 2007. A possible critical state framework for unsaturated compacted soils. *Geotechnique* 57, N. 4, 385-389.
- Tarantino A., Tombolato S., 2005. Coupling of hydraulic and mechanical behaviour in unsaturated compacted clay. *Geotechnique* 55, N. 4, 307-317.
- Thevanayagam S., 1998. Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands. *ASCE Journal of the Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, n°6, pp. 479-491.
- Toll D.G., 1990. A framework for unsaturated soil behaviour. *Geotechnique* 40, N. 1, 31-44.
- Toll D.G., Ong B.H., 2003. Critical-state parameters for an unsaturated residual sandy clay. *Geotechnique* 53, N. 1, 93-103.

- Tsukamoto Y., Ishihara K. & Nanaka T., 1998. Undrained deformation and strength characteristics of soil from reclaimed deposits in Kobe. *Soils and Foundations* (Special issue on geotechnical aspects of January 17, 1995 Hyogoken-Nambu earthquake N°2), pp. 47-55.
- Vaid Y.P. & Pillai V.S., 1992. Discussion on: Critical state of sands. *Géotechnique*, Vol. 42, n°4, pp. 655-663.
- Vaid Y. P. & Thomas J., 1995. Liquefaction and post-liquefaction behaviour of sand. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*. Vol. 121, n°2, pp. 163-173.
- Vaid Y.P., Sivathayalan S., 1996. Errors in estimates of void ratio of laboratory sand specimens. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 1017-1020.
- Vaid Y.P., Sivathayalan S. & Stedman D., 1999. Influence of specimen-reconstituting method on the undrained response of sand. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 22, n°3, pp. 187-195.
- Vaid Y.P., Sivathayalan S., 2000. Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, pp. 592-606.
- van Genuchten, M.Th. 1980. A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 44:892-898.
- Vanapalli S.K., Fredlund D.E., Pufahl D.E. e Clifton A.W., 1996. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Can. Geotech. J.* 33, 379-392.
- Vanapalli S.K., Fredlund D.G., 2000. Comparison of different procedures to predict unsaturated soil shear strength. *Proc. GeoDenver Conf., ASCE Reston, Va.*, 195-209.
- Vanapalli S.K., Fredlund D.G., Pufahl D.E., 1999. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. *Geotechnique* 49, N. 2, 143-159.
- Vanapalli SK, Sillers WS, Fredlund MD. The meaning and relevance of residual state to the unsaturated soil. In: *Can geotech conf; October 4-7, 1998*.
- Vaunat J., Romero E., Jommi C., 2000. An elastoplastic hydromechanical model for unsaturated soils. In *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils* (eds. A. Tarantino and C. Mancuso), pp. 121-138. Rotterdam: A.A. Balkema.
- Verdugo R., 1992a. Discussion of the paper by Been K., Jefferies M.G. & Hachey J. 1991. *Géotechnique*, Vol.42, n°4, pp. 655-663
- Verdugo R., Ishihara K., 1996. The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, Vol.36, N.2, pp.81-91.
- Vogel,t., M.Th. van Genuchten, and M. Cislérova.2000. Effect of the shape of the soil hydraulic functions near saturation on variably-saturated flow predictions. *Adv. Water resour.* 24(2): 133-144
- Yamamuro J.A. & Lade P.V., 1997. Static liquefaction of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, pp. 905-917.
- Yamamuro J.A. & Lade P.V., 1998. Steady-State concepts and static liquefaction of silty sands. *ASCE Journal of the Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124 n°9, pp. 868-877.

- Yang H, Rahardjo H, Leong EC, Fredlund DG. Factors affecting drying and wetting soil–water characteristic curves of sandy soils. *Can Geotech J* 2004;41:908–20.
- Yoshimine M., Robertson P.K., Wride C.E.F., 1999. Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, pp. 891-906.
- Wendroth, O., W. Ehlers, J. W. Hopmans, H. Kage, J. Halbertsma, and J.H.M. Wosten. 1993. Reevaluation of the evaporation method for determining hydraulic functions in unsaturated soils.
- Zhai Q, Rahardjo H., 2011. Determination of soil–water characteristic curve variables.
- Zlatovic S. & Ishihara K., 1995. On the influence of non-plastic fines on residual strength. *Proceeding IS- TOKYO'95, Ist. Int. Conf. on Earthquake Geotech. Eng.* A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Zlatovic S. & Ishihara K., 1997. Normalized behaviour of very loose non-plastic soils. *Effect of fabric. Soils and Foundations*, Vol. 37, n° 4.

