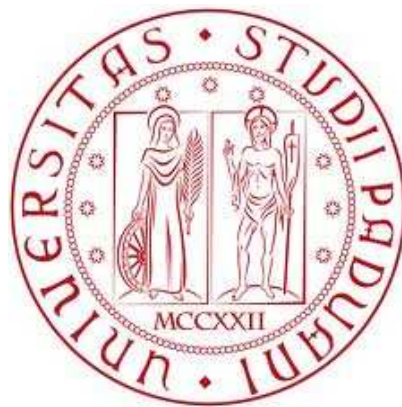


UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE EDILE ED AMBIENTALE

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE
CURRICULUM GEOTECNICA



TESI DI LAUREA

**LA RESISTENZA A TAGLIO DELLE TORBE E DEI TERRENI
FIBRORINFORZATI**

Relatore:
Prof. G. Cortellazzo

Laureanda:
Silvia Drago

A.A. 2013-2014

SILVIA DRAGO

INDICE

1. INTRODUZIONE	7
2. CARATTERISTICHE PRINCIPALI DELLE TORBE	9
2.1. Genesi dei depositi torbosi e localizzazione in Italia e nel mondo.....	9
2.2. Classificazione.....	11
2.3. Caratteristiche fisiche e chimiche.....	13
2.4. Compressibilità.....	16
2.5. Comportamento a taglio.....	17
3. PROVE DI TAGLIO	19
3.1. Introduzione.....	19
3.2. Prova di taglio diretto.....	19
3.3. Prova di taglio anulare.....	22
3.4. Prova triassiale.....	25
3.5. Vane test (o prova scissometrica).....	30
3.6. Limiti delle prove per la caratterizzazione della torba.....	31
4. STUDI SULLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA TORBA	33
4.1. Studi passati.....	33
4.1.1. <i>Parametri di resistenza in tensioni efficaci</i>	33
4.1.2. <i>Parametri di resistenza non drenata</i>	36
4.1.3. <i>Conclusioni sui risultati – Effetto delle fibre e anisotropia</i>	39
4.2. Studi recenti.....	42
4.2.1. <i>Anisotropia indotta nella torba - Zwanenburg (2005)</i>	42
4.2.2. <i>Cause dell'alto angolo di attrito di terreni organici – Cheng et al. (2007)</i>	43
4.2.3. <i>Il principio delle tensioni efficaci e prove triassiali CID sulle torbe – Zhang e O'Kelly (2012)</i>	44

4.2.4.	<i>Prove di rottura della torba in sito - Zwanenburg (2012-2013)</i>	46
4.2.5.	<i>Effetto delle fibre sulla resistenza anisotropa della torba – Hendry et al. (2012-2014)</i>	48
5.	TORBE DI ADRIA E CORREZZOLA	51
5.1.	Prove e caratteristiche.....	51
5.2.	Analisi dei risultati.....	55
6.	TERRENI FIBRORINFORZATI	83
6.1.	Introduzione.....	83
6.2.	Tipi di fibre.....	85
6.3.	Vantaggi e applicazioni.....	85
6.4.	Studi sulla resistenza a taglio.....	86
6.4.1.	<i>Studi passati</i>	86
6.4.2.	<i>Studi recenti</i>	87
6.4.3.	<i>Conclusioni sui risultati</i>	93
6.5.	Principali modelli.....	93
7.	CONFRONTO TRA TORBE E TERRENI FIBRORINFORZATI	99
7.1.	Introduzione.....	99
7.2.	Comportamento a taglio.....	100
7.2.1.	<i>Terreni coesivi con fibre in PP</i>	100
7.2.2.	<i>Terreni coesivi con fibre naturali</i>	103
7.3.	Anisotropia.....	108
7.4.	Meccanismi di interazione tra fibre e terreno.....	113
7.4.1.	<i>Test di trazione</i>	113
7.4.2.	<i>Immagini al microscopio elettronico</i>	117
7.4.3.	<i>Conclusioni</i>	122
7.5.	Applicazione del modello di Zornberg alle torbe.....	125
7.6.	Conclusioni sui modelli per le torbe.....	125

8. CONCLUSIONI	131
RINGRAZIAMENTI	133
BIBLIOGRAFIA	135

SILVIA DRAGO

1. INTRODUZIONE

La presenza di resti organici rende la torba un tipo di terreno con caratteristiche e comportamento molto diverso rispetto ai terreni minerali. In particolare, per il progetto di rilevati o altre strutture risulta fondamentale la conoscenza della compressibilità e della resistenza a taglio dei terreni di fondazione. La diffusa presenza di strati torbosi nel nostro territorio e la domanda continuamente crescente di uso di vaste aree per l'edificazione ha portato negli ultimi anni all'esigenza di studi approfonditi riguardanti questo tipo di terreno. Numerose e continue sono le ricerche in questo ambito degli studiosi stranieri, con conseguenti sempre più recenti e innovativi metodi e modelli atti a comprenderne il comportamento.

Il mio lavoro di tesi si concentra sull'analisi della resistenza a taglio di due tipi di torba della Pianura Padana alla luce di studi passati e recenti. Si cercherà di capire se l'interpretazione teorica dei risultati di prove ottenute oltreoceano siano applicabili anche a torbe italiane, data la grande variabilità delle loro caratteristiche evidente persino nello stesso sito.

Poiché il comportamento a taglio della torba deve la sua particolarità alla struttura fibrosa, nasce naturale il confronto con i terreni fibrorinforzati. Prendendo in considerazione studi e modelli analitici riguardanti questi ultimi, si ricercheranno analogie e differenze.

Il capitolo 2 presenta il quadro delle principali caratteristiche che rendono le torbe non assimilabili ai terreni inorganici e i fattori che contribuiscono a renderle così variabili.

Nel capitolo 3 si prendono in esame le prove che vengono comunemente utilizzate per determinare la resistenza a taglio. Ne vengono descritti modalità di esecuzione e limiti in relazione alle proprietà del terreno torboso.

Nel capitolo 4 vengono presentati studi (più e meno recenti), risultati principali e interpretazioni teoriche sulla resistenza a taglio della torba. Si discuterà in particolare dell'effetto delle fibre e dell'anisotropia che caratterizza questo tipo di terreno.

Il capitolo 5 illustra prove e caratteristiche delle torbe di Adria e Correzzola, i due tipi di terreno di cui vengono poi analizzati i risultati alla luce di alcuni studi presentati nel capitolo 4.

I capitoli 6 e 7 sono dedicati al confronto con i terreni fibrorinforzati, in particolare argille e rinforzi con fibre naturali. Si cercherà di capire se i meccanismi di interazione che si stabiliscono tra fibre e terreno siano gli stessi nel caso delle torbe e dei terreni fibrorinforzati e se i modelli utilizzati per i terreni fibrorinforzati siano adatti anche per le torbe.

Il capitolo 8, infine, riporta le conclusioni di questo lavoro.

2. CARATTERISTICHE PRINCIPALI DELLE TORBE

2.1. *Genesi dei depositi torbosi e localizzazione in Italia e nel mondo*

La torba è un tipo di terreno con un alto indice di materia organica fibrosa. Viene definita come l'accumulo del 100% di puro materiale organico che contiene almeno il 65% di materia organica o meno del 35% di contenuto minerale (Muhamad et al., 2010). La presenza e la quantità di torba differisce da luogo a luogo e i fattori responsabili di questo sono le fibre di origine, la temperatura, il clima e l'umidità, per citarne alcuni.

La decomposizione è un processo di riduzione di materiale organico che causa la scomparsa della struttura torbosa, cambiandone la composizione chimica primaria.

I contenuti organici sono essenzialmente resti vegetali, principalmente foglie e steli, la cui velocità di decomposizione è più lenta di quella di accumulo. In genere, si trovano depositi di piccoli spessori in aree limitate. La torba è prodotta dall'incompleta decomposizione e disintegrazione di carici, arbusti, muschi e altre piante che crescono in aree depresse del suolo invase da acque stagnanti, in condizioni di carenza di ossigeno. Per questo motivo, la torba ha un colore che varia dal nero al bruno chiaro e un odore distintivo.

Dato il suo contenuto organico, è spugnosa, molto compressibile e combustibile. Queste caratteristiche e altre proprietà geotecniche la distinguono dagli altri terreni inorganici, quali argille e sabbie.

La maggior parte delle volte le fibre vegetali sono visibili, mentre potrebbero non essere evidenti in stadi avanzati di fossilizzazione, quando la torba tende a diventare carbone. Più recente è la torba, più materiale fibroso contiene e più la torba è fibrosa, maggiori sono la resistenza al taglio, l'indice dei vuoti e il contenuto d'acqua. Infatti, le proprietà delle torbe dipendono moltissimo dalla formazione dei depositi: ciò comporta che torbe presenti in luoghi differenti abbiano caratteristiche diverse (Tabella 2.1).

Soil deposits	Natural water content (w_w , %)	Unit weight, γ (kN/m ³)	Specific gravity (G_s)	Organic content (%)
Fibrous peat, Quebec	370-450	8.7-10.4	-	-
Fibrous peat Antoniny, Poland	310-450	10.5-11.1	-	65-85
Fibrous peat, Co. Offaly Ireland	865-1400	10.2-11.3	-	98-99
Amorphous peat, Cork, Ireland	450	10.2	-	80
Cranberry bog peat, Massachusetts	759-946	10.1-10.4	-	60-77
Austria	200-800	9.8-13.0	-	-
Japan	334-1320	-	-	20-98
Italy	200-300	10.2-14.3	-	70-80
USA	178-600	-	-	-
Canada	223-1040	-	-	17-80
Hokkaido	115-1150	9.5-11.2	-	20-98
West Malaysia	200-700	8.3-11.5	1.38-1.70	65-97
East Malaysia	200-2207	8.0-12.0	-	76-98
Central Kalimantan	467-1224	8.0-14.0	1.50-1.77	41-99

Tabella 2.1. Proprietà della torba in base alla localizzazione (Huat, 2004).

La decomposizione è il processo di disgregazione dei resti vegetali a carico dei microrganismi del terreno, batteri e funghi in ambiente anaerobico. I prodotti finali sono diossido di carbonio e acqua.

Il grado di decomposizione della torba dipende dalla combinazione di una serie di condizioni, come la temperatura, l'acidità e la disponibilità di azoto. Generalmente, più alti sono la temperatura e il pH (bassa acidità) più veloce è la decomposizione e quindi più lento è l'accumulo della torba in relazione alla produzione vegetale. Un ambiente più acido, al contrario, conserva meglio le strutture vegetali. La temperatura più adatta per il deterioramento del materiale organico è tra i 35 e 45 °C. Il tipo di vegetazione presente influenza sia l'acidità sia la disponibilità di azoto dell'ambiente.

Asadi et al. (2009) hanno riportato che i depositi di torba si trovano dove le condizioni sono favorevoli per la loro formazione e accumulo. Si tratta di zone marginali depresse delle pianure alluvionali, pianure deltizie, vallate glaciali, zone dove si trovano depositi di tipo morenico che creano degli sbarramenti naturali, vallate fluviali nell'eventualità che le piene creino punti idonei al ristagno delle acque ed infine le zone subsidenti, con condizioni climatiche favorevoli.

La distribuzione è estesa e si sono scoperti depositi un po' in tutto il mondo, in particolare in Asia (Indonesia, Giappone, Malesia) e in America (Figura 2.1). I due Paesi che possiedono le aree più vaste di torba sono Canada e Russia. Negli Stati Uniti, la torba copre un'area totale di 30 milioni di ettari ed è presente in 42 stati.

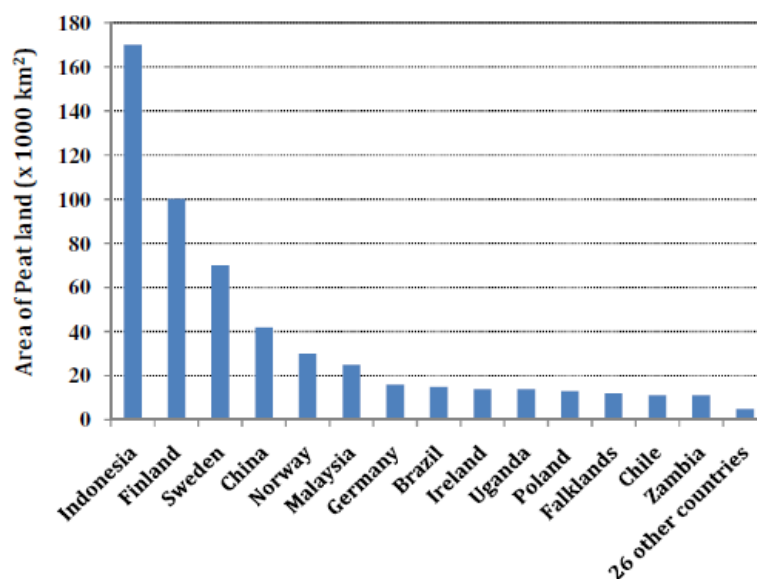


Figura 2.1. Area di terreni torbosi in alcuni Paesi nel mondo (Mesri e Ajlouni, 2007).

In Italia si riscontra la presenza di torbe nella bassa Pianura Padana, nelle aree del delta del Po, nella fascia costiera tra Ravenna e la Laguna Veneta e Friulana, in alcune vallate montane del Trentino Alto Adige, in zone lacustri come il Lago d'Iseo e il lago Fimon nei Colli Berici, e in certe zone litoranee dell'Italia centro- meridionale.

2.2. **Classificazione**

La classificazione basata sul contenuto organico non è da sola sufficiente a definire il comportamento geotecnico del terreno poiché non fornisce informazioni sull'origine e sulle proprietà fisiche del materiale vegetale.

Il sistema di classificazione per le torbe più conosciuto è quello di von Post (1922).

I parametri presi in considerazione sono composizione botanica, grado di decomposizione, contenuto d'acqua, contenuto di fibre fini e grosse e contenuto di parti legnose.

Von Post individua dieci classi che vanno da H₁ (struttura molto fibrosa, nessuna decomposizione) a H₁₀ (torba completamente decomposta, amorfa). Maggiore quindi è il numero in questa scala, maggiore è il grado di decomposizione (Tabella 2.2).

L'appartenenza all'una o all'altra classe viene determinata in base all'aspetto dell'acqua che esce dal campione comprimendolo con le dita.

I depositi vicini alla superficie cadono nelle categorie H₃ e H₄, mentre andando più in profondità le torbe sono classificate tra H₅ e H₇.

Classe	tipo di torba
H1-H3	torba giovane (molto chiara)
H2-H4	torba bionda (poco decomposta)
H3-H6	torba bruna (decomposizione medio/alta)
H7-H10	torba nera (molto decomposta)

Tabella 2.2. Classificazione di von Post.

Hobbs nel 1986 estese il sistema con dei parametri aggiuntivi come il contenuto di materia organica, la resistenza a trazione, l'odore, la plasticità e l'acidità.

La classificazione più completa e precisa è quella fatta da Radforth (1952), sviluppata per torbe canadesi altamente organiche. Landva e La Rochelle (1983) parlano di "torbe di Radforth" quando i contenuti minerali sono nulli o trascurabili.

Si ha una suddivisione in 17 categorie racchiuse in tre grandi gruppi.

Anche l'American Society for Testing and Materials (ASTM) restringe la classificazione delle torbe a sole tre classi, basandosi sul contenuto in fibra, il contenuto in cenere e l'acidità (Tabella 2.3).

Per contenuto in cenere si intende la percentuale di peso secco del campione che rimane dopo il processo di incenerimento in forno ad una certa temperatura (440°C se per scopi geotecnici).

Il contenuto percentuale di materia organica è invece determinato come

$$O_c(\%) = 100 - A_c \quad [1]$$

dove A_c è il contenuto in cenere (%).

CLASSIFICAZIONE DELLA TORBA SECONDO GLI STANDARD ASTM		
Contenuto in fibra	<i>Fibric:</i>	torba con più del 67% di fibre
	<i>Hemic:</i>	torba con fibre tra il 33% e il 67%
	<i>Sapric:</i>	torba con meno del 33% di fibre
Contenuto in cenere	<i>Basso:</i>	torba con meno del 5% di cenere
	<i>Medio:</i>	torba con cenere tra il 5% e il 15%
	<i>Alto:</i>	torba con più del 15% di cenere
Acidità	<i>Molto acida:</i>	torba con un pH minore di 4,5
	<i>Moderatamente acida:</i>	torba con un pH tra 4,5 e 5,5
	<i>Debolmente acida:</i>	torba con un pH maggiore di 5,5 ma minore di 7
	<i>Basica:</i>	torba con un pH uguale o maggiore di 7

Tabella 2.3. Classificazione dell'ASTM.

Per quanto riguarda il primo parametro, vengono individuati tre gruppi: “fibric” (torbe fibrose, con contenuto in fibra maggiore del 67%), “hemic” (torbe semi-fibrose, con decomposizione intermedia) e “sapric” (torbe amorfe, con contenuto in fibra minore del 33%).

Secondo la procedura ASTM 2008, il contenuto in fibra è la parte di torba trattenuta al setaccio n.100 (apertura della maglia di 150 µm).

In Figura 2.2 alcune immagini al microscopio elettronico di diverse torbe.

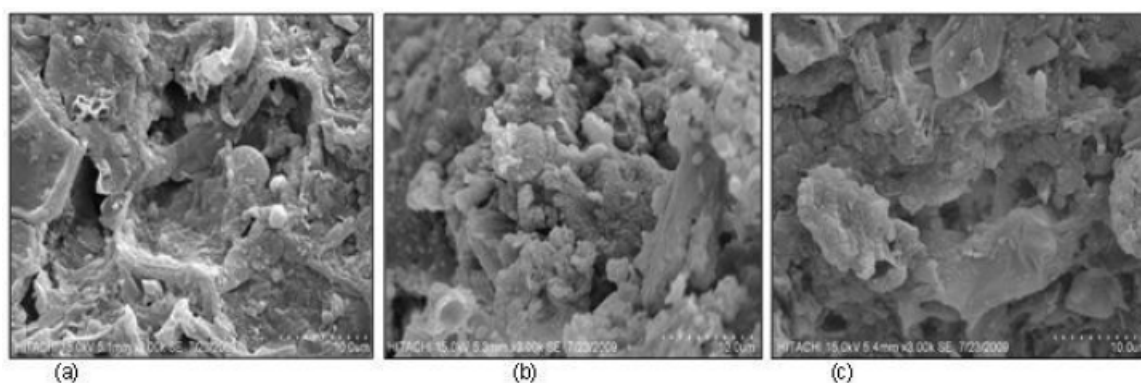


Figura 2.2. Immagini al microscopio elettronico a scansione di torbe: (a) “fibrous”, (b) “sapric” e (c) “hemic” (Huat et al., 2011).

La torba di tipo “fibric” o fibrosa ha un alto contenuto organico e di fibre, i materiali organici sono facilmente identificabili ed è estremamente acida.

La torba "sapric", invece, contiene materiali principalmente decomposti, ha una capacità di trattenere l'acqua in genere minore rispetto agli altri tipi, ha un colore molto scuro (grigio o nero) e ha proprietà fisiche piuttosto stabili. Rispetto alla torba fibrosa, sembra inoltre avere un indice dei vuoti più basso e mostra minore permeabilità, minore compressibilità e minore angolo di attrito.

Idealmente, una caratterizzazione della torba dettagliata come quella di von Post è molto utile. Tuttavia, il riconoscimento della tessitura e la qualificazione della fibrosità non sono basati su metodi precisi e codificati ma sono affidati all'esperienza del tecnico.

Per gli scopi dei comuni lavori ingegneristici, l'uso di un sistema di classificazione relativamente semplice a tre classi risulta sufficiente.

2.3. *Caratteristiche fisiche e chimiche*

Quando si parla di torba, ci sono alcune proprietà fisiche che devono essere tenute in considerazione in quanto ne influenzano il comportamento. La variazione nelle caratteristiche della torba è molto ampia e risulta dalle differenze nel clima, livello d'acqua, quantità di terreno inorganico depositato durante la formazione della torba.

Boelter (1968) ha riportato che proprietà fisiche come colore, struttura, densità, contenuto d'acqua dipendono dalla porosità, che a sua volta è in stretta relazione con la distribuzione della dimensione dei grani ed è influenzata dal grado di decomposizione. Con l'aumento della decomposizione, la dimensione delle particelle di materia organica diminuisce. Ciò porta ad un materiale più secco per unità di volume e con pori più piccoli.

Tra le principali caratteristiche ricordiamo:

- aspetto strutturale

La microstruttura di una torba a fibra fine non legnosa o di una torba granulare amorfa è molto diversa: questo aspetto influenza la ritenzione o l'espulsione dell'acqua, caratterizza la resistenza, differenzia in maniera sostanziale un tipo di torba rispetto ad un altro.

- contenuto naturale d'acqua (w)

La torba ha una grande capacità di assorbire e trattenere l'acqua. Per una torba pura il contenuto naturale d'acqua può variare tra il 200% e il 2000%, in funzione della fibrosità e del grado di decomposizione.

Questi valori sono molto diversi da quelli di argille e sabbie, i quali sono in genere compresi tra il 20% e il 70%.

- permeabilità (k)

Essa gioca un ruolo vitale nelle proprietà della torba in quanto condiziona la velocità di consolidazione e l'aumento della resistenza a taglio. E' influenzata dalla struttura fisica e disposizione reciproca delle particelle: torbe altamente colloidali (o amorfo-granulari) hanno bassa permeabilità mentre torbe fibrose grazie alla loro struttura a rete aperta sono inizialmente abbastanza permeabili. Il coefficiente di permeabilità k varia tra 10^{-9} e 10^{-5} m/s.

All'aumentare della pressione di consolidazione, diminuisce notevolmente per tutti i tipi di torba.

Inoltre, si riscontra una permeabilità orizzontale maggiore di quella verticale, in modo più evidente per le torbe fibrose.

- indice dei vuoti (e)

La torba ha un indice dei vuoti in genere più alto rispetto ai terreni inorganici e ciò comporta un'attitudine alla compressione maggiore.

Valori medi vanno da 5 a 15.

- peso specifico (γ)

Dipende dal contenuto d'acqua e dal contenuto di materia organica.

Per una torba pura satura si ha circa lo stesso valore dell'acqua, quindi basso rispetto ai terreni minerali. Valori maggiori sono associati a bassi contenuti di materia organica.

- densità relativa della parte solida (G)

E' correlata alla composizione e alla percentuale di componente inorganica. Valori alti indicano un più alto grado di decomposizione e un più alto contenuto minerale.

- contenuto di gas

Ha importanza teorica e pratica: influenza tutte le proprietà misurate sia in laboratorio che in sito, soprattutto la permeabilità, la compressibilità e la pressione neutrale.

E' ritenuto il principale responsabile dell'elevata compressione secondaria nelle torbe e nei terreni organici. Il contenuto di gas non è facilmente misurabile.

Moran et alii (1958) riportano valori dell'ordine del 5-10% del volume totale del terreno alla pressione atmosferica.

- acidità

La torba risente di reazioni acide causate dall'anidride carbonica e dall'acido umico prodotti dalla decomposizione.

Il valore del pH dell'acqua contenuta nelle torbe oscilla tra 4 e 7 (Lea, 1956) ed è in genere più basso nei periodi caldi e secchi seguenti a piogge intense.

2.4. Compressibilità

Lo studio del fenomeno di consolidazione dei terreni organici è molto complesso a causa della loro natura altamente comprimibile. Infatti, sotto l'azione di carichi modesti possono subire deformazioni dell'ordine del 50% ed una riduzione consistente della permeabilità.

In aggiunta a fenomeni di fuoriuscita dell'acqua per consolidazione, intervengono anche fenomeni dovuti alla presenza di gas e a cedimenti secondari di entità considerevole legati soprattutto alla compressibilità dello scheletro solido.

Il comportamento sotto carico di materiali ad alto contenuto organico è caratterizzato, oltre al cedimento di consolidazione primaria e compressione secondaria, da un ulteriore cedimento definito "terziario", dove la curva tempo-deformazione ha un brusco cambiamento di pendenza e quindi un aumento di C_α (indice di compressione secondaria) con il logaritmo del tempo.

Per quanto riguarda i tempi necessari alla compressione di argille e torbe, si è notato che fino ad un certo valore della pressione applicata essi si equivalgono, mentre al crescere del carico oltre tale valore i tempi diventano decisamente lunghi per le seconde.

Proprio a causa della compressibilità dello scheletro solido e della variazione di permeabilità non trascurabile, le torbe difficilmente possono essere schematizzate mediante la teoria classica della consolidazione di Terzaghi.

Uno degli aspetti più appariscenti del comportamento delle torbe non conforme alle leggi di Terzaghi riguarda il procedere delle deformazioni dopo la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali (compressione secondaria e terziaria), in assenza di variazioni delle tensioni efficaci.

Questa deformazione addizionale è dovuta alla componente viscosa del legame costitutivo del materiale. L'esperienza ha inoltre messo in evidenza l'influenza della viscosità strutturale anche durante la fase di dissipazione delle pressioni interstiziali.

Tra le caratteristiche che influenzano la consolidazione ricordiamo il contenuto in fibra, l'indice dei vuoti iniziale, il contenuto naturale d'acqua, la permeabilità, il contenuto di materiale minerale e il contenuto di gas.

2.5. *Comportamento a taglio*

L'altro comportamento che differenzia in modo sostanziale le torbe dagli altri tipi di terreno è la resistenza a taglio. Infatti, la maggior parte delle prove di taglio sulle torbe riporta valori dell'angolo di attrito molto alti, anche maggiori di quelli dei terreni granulari. Ciò si può spiegare in relazione alla loro struttura.

Il grado di decomposizione dei vari costituenti della torba può variare ampiamente, ma la struttura è quasi sempre di natura fibrosa. Le fibre rappresentano un rinforzo quando la torba è sottoposta ad uno sforzo. La resistenza interna delle fibre è funzione della loro resistenza alla rottura, e dell'attrito che si crea tra le stesse e tra queste e la matrice.

Si discuterà di ciò in modo approfondito nei prossimi capitoli.

3. PROVE DI TAGLIO

3.1. Introduzione

I parametri che individuano il comportamento del terreno a taglio, in termini di tensioni efficaci, sono la coesione c' e l'angolo di attrito φ' .

In tensioni totali, l'unico parametro che caratterizza la resistenza è invece la coesione c_u .

Questi vengono determinati per mezzo di prove di laboratorio e prove in sito.

Nel caso delle torbe, la resistenza a taglio dipende notevolmente dal tipo di prova con cui viene stimata.

Le prove di laboratorio più utilizzate sono la prova di taglio diretto (*direct shear test*), la prova triassiale (*triaxial test*) e la prova di taglio anulare (*ring shear test*). Tra le prove in sito citiamo il Vane test e la CPTU.

3.2. Prova di taglio diretto

Con la prova di taglio diretto si ottengono i parametri di resistenza in tensioni efficaci: c' e φ' (di picco e residui).

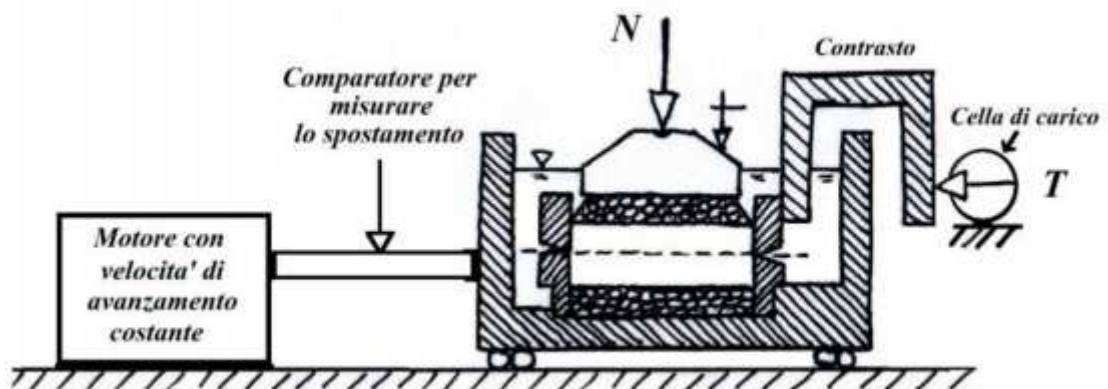


Figura 3.1. Apparecchio di taglio diretto.

Il provino è inserito in un telaio metallico a sezione quadrata diviso a metà in un piano orizzontale e compreso tra due piastre metalliche forate oltre le quali vi è una carta filtro e una piastra di pietra porosa molto permeabile (Figura 3.1). Si distribuisce sulla piastra metallica superiore un carico distribuito di compressione, dato da un pistone mobile. La parte inferiore della scatola metallica è fissata ad un supporto, mentre la parte superiore è libera di muoversi orizzontalmente. Il tutto è posto in una vasca piena d'acqua che è fatta scorrere su una rotaia a velocità prefissata.

Per individuare l'involuppo di rottura si eseguono almeno 3 prove su 3 provini, aventi inizialmente stesso indice "e" ma in seguito consolidati sotto 3 diverse pressioni verticali.

La prova si divide in due fasi.

Nella prima fase si applica una forza verticale N tenuta costante nel tempo, che dà inizio ad un processo di consolidazione uguale a quello della prova edometrica (Figura 3.2). Quindi si misurano gli abbassamenti del provino nell'arco di 24 ore, controllando in tal modo il processo di consolidazione e il raggiungimento della pressione verticale efficace media:

$$\sigma' = \frac{N}{A} \quad [2]$$

con A = sezione orizzontale del provino.

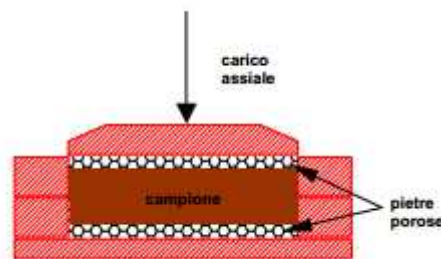


Figura 3.2. Prima parte della prova.

La durata della prima fase dipende dalla permeabilità del terreno e dall'altezza del provino. In ogni caso, quando gli incrementi di spostamento verticale tendono a zero il processo di consolidazione è concluso.

Nella seconda fase si applica lo spostamento relativo orizzontale x nelle due parti del telaio mediante un motore a velocità costante. Ciò produce il taglio del provino nel piano orizzontale medio assegnato (Figura 3.3).

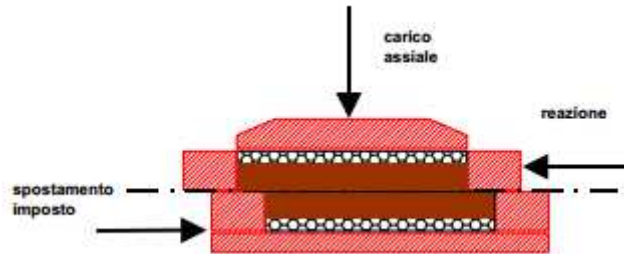


Figura 3.3. Seconda parte della prova.

Durante la fase di taglio si controlla lo spostamento x e si misurano la forza orizzontale $T(x)$ che si sviluppa come reazione allo scorrimento e le variazioni di altezza del provino.

La velocità di scorrimento deve essere sufficientemente bassa da non indurre sovrappressioni interstiziali nel provino ed è scelta in modo inversamente proporzionale al tempo di consolidazione del provino nella prima fase. Per terreni sabbiosi la velocità di scorrimento è dell'ordine di 10^{-2} mm/s . Se la prova fosse più veloce le pressioni interstiziali non avrebbero il tempo di dissiparsi.

La prova prosegue fino alla determinazione della forza di resistenza di picco T_f o critica.

La tensione normale efficace a rottura $\sigma'_{nf} = \sigma'_n$ e la tensione tangenziale media a rottura sul piano orizzontale $\tau_f = T_f/A$ individuano un punto del piano di Mohr che appartiene alla linea di involuppo degli stati di tensione a rottura (Figura 3.4).

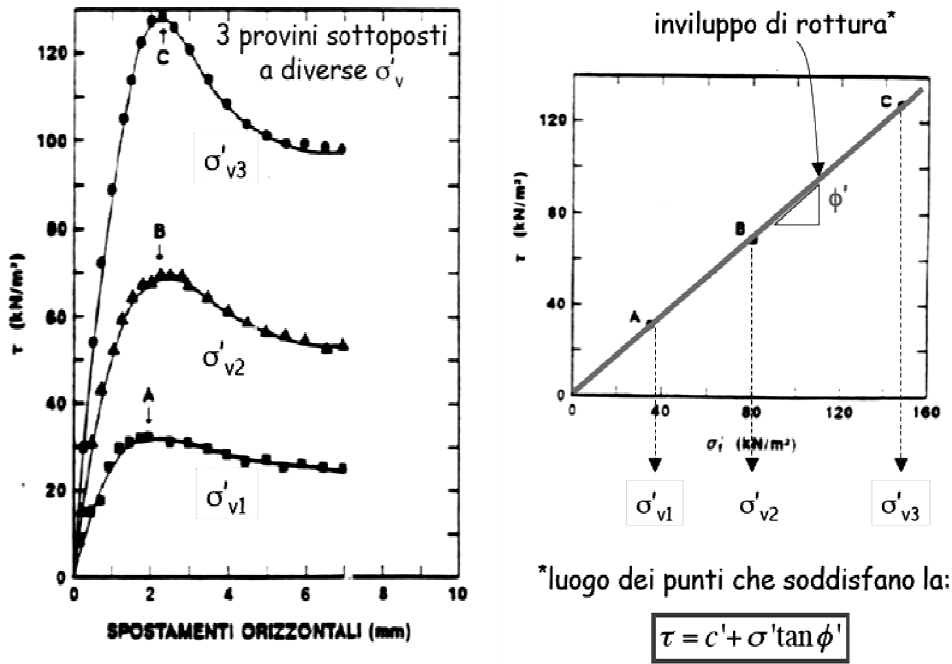


Figura 3.4. Grafico $\tau - \delta$ e involucro di rottura.

Ripetendo la prova con diversi valori di N (almeno tre) si ottengono i punti che permettono di tracciare la retta di equazione:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad [3]$$

Quindi si determinano i valori di c' e ϕ' , dove:

c' è la coesione, che esprime la resistenza a taglio senza che vi sia alcuno sforzo normale;

ϕ' è l'angolo di attrito, che sintetizza il comportamento del terreno. Il terreno aumenta la propria resistenza all'aumentare dello sforzo normale.

3.3. Prova di taglio anulare

In questa prova un provino cilindrico cavo è posto in una cella anch'essa divisa in due parti, di cui una può ruotare relativamente rispetto all'altra (Figura 3.5).

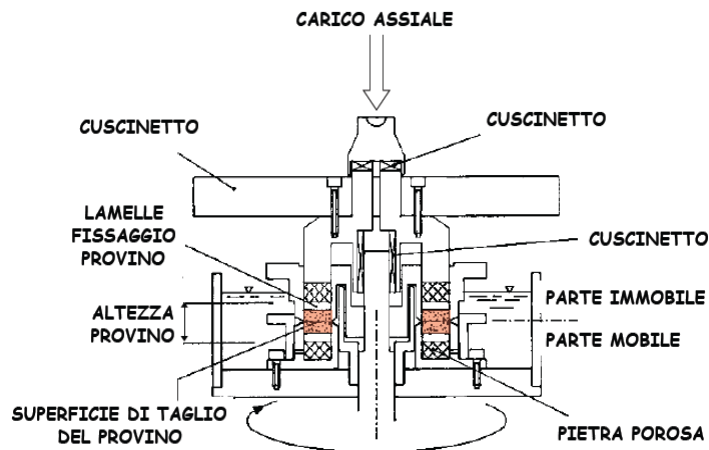


Figura 3.5. Cella di taglio anulare.

La metà inferiore rimane solidale all'apparecchiatura e viene fatta ruotare a velocità costante. La metà superiore viene contrastata da una coppia di anelli dinamometrici che misurano il momento torcente applicato dalla macchina, equilibrato dalla resistenza al taglio del terreno.

E' sufficiente effettuare un minimo di tre prove su un solo provino, variando per ciascuno la pressione normale.

La fase di taglio può essere iniziata a velocità elevata, in modo da creare in breve tempo una superficie di rottura definita.

Dopo aver atteso la dissipazione delle pressioni neutrali mobilitate per l'elevata velocità di taglio, si inizia la fase residua alla velocità calcolata in base ai dati della prova di consolidazione.

La prova viene proseguita fino a quando il momento torcente raggiunge un valore minimo costante (Figura 3.6).

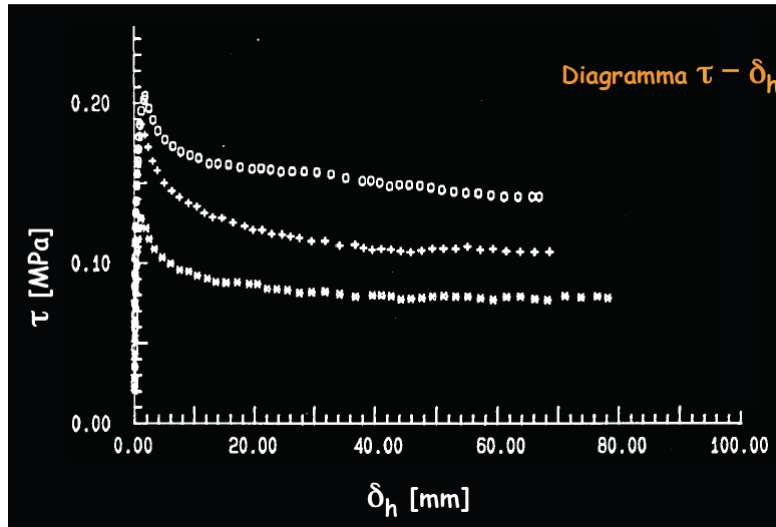


Figura 3.6. Grafico $\tau - \delta$.

Come per la prova di taglio diretto è possibile tracciare un involucro $\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi'$.

Poiché la coesione residua è molto bassa, si può assumere che l'involuppo di rottura passi per l'origine degli assi (Figura 3.7).

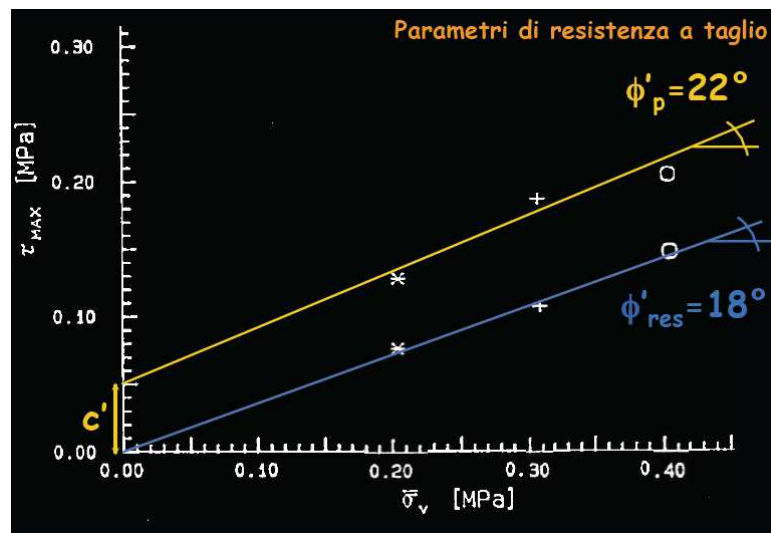


Figura 3.7. Involuppo di rottura.

3.4. Prova triassiale

Questa prova permette di studiare la resistenza al taglio in un gran campo di combinazioni di tensioni e di controllare e misurare sia la pressione dei pori che le variazioni di volume del campione di terreno.

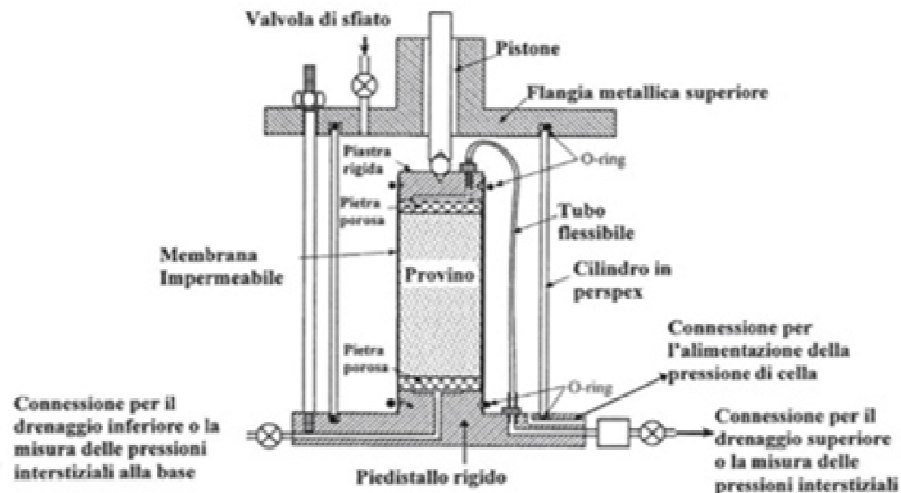


Figura 3.8. Apparecchio triassiale.

Nella prova triassiale il provino cilindrico di terreno (in genere con altezza pari a 2 - 2,5 volte il diametro) è racchiuso lateralmente da una sottile membrana di gomma fermata alle estremità da anelli sempre in gomma (Figura 3.8). Delle piastre porose lo separano dalla base e dal cappello di carico ed è posto in una cella cilindrica riempita d'acqua. Le estremità del provino sono collegate all'esterno, in modo che nelle fasi drenate è consentita l'espulsione di acqua ed è possibile misurare la variazione di volume subita dal provino, mentre nelle fasi non drenate gli stessi collegamenti servono per misurare la pressione dell'acqua interstiziale.

Inoltre, nella fase di consolidazione del provino tali collegamenti servono per conseguire un'eventuale saturazione del campione, tramite applicazione della back-pressure.

Nella prova triassiale standard il provino viene prima sottoposto ad una pressione isotropa $\sigma_r = \sigma_a = \sigma_c$ o anisotropa $\sigma_r = k_0 \sigma_a$ (fase di consolidazione) applicata mettendo in pressione l'acqua della cella e poi ad una pressione $\sigma_a - \sigma_r$ (sforzo deviatorico) in direzione assiale, applicata mediante una pressa a velocità di deformazione costante, fino ad arrivare alla

rottura (fase di rottura). Poiché non vi sono tensioni di taglio sulle superfici del provino, la tensione assiale σ_a e quella di contenimento σ_r sono le tensioni principali maggiore e minore (σ_1 e σ_3), e l'incremento della tensione assiale $\sigma_a - \sigma_r = \sigma_1 - \sigma_3$ è indicato come tensione o sforzo deviatorico.

Le prove triassiali si distinguono principalmente in relazione alle condizioni di drenaggio che si hanno durante ogni stadio.

- a. Nelle prove senza drenaggio o UU non viene permesso alcun drenaggio e quindi nessuna dissipazione di pressione dei pori né durante l'applicazione della pressione di contenimento né durante l'applicazione dello sforzo deviatorico.
- b. Nelle prove con consolidazione senza drenaggio CU viene permesso il drenaggio durante l'applicazione della pressione di contenimento finché il campione è completamente consolidato sotto questa pressione, mentre durante l'applicazione della tensione deviatorica non è permesso alcun drenaggio e si misura la pressione neutra.
- c. Nelle prove CD il drenaggio è possibile durante tutta la prova, cosicché si ha consolidazione completa sotto la pressione σ_3 e durante l'applicazione dello sforzo deviatorico non si ha formazione di pressione neutra in eccesso e si misurano le variazioni di volume del provino.

I parametri che si possono ricavare dalle varie prove sono riportate in Tabella 3.1.

<u>Tipo di prova</u>	<u>Parametri</u>
UU	c_u
CD	c', ϕ'
(CU)	Senza misura di u c_u
CU	Con misura di u $c', \phi' ; c_u$

Tabella 3.1. Prove e parametri.

Dalle prove UU si ricava c_u come $c_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2}$ ed è indipendente dalle tensioni di confinamento applicate (Figura 3.9).

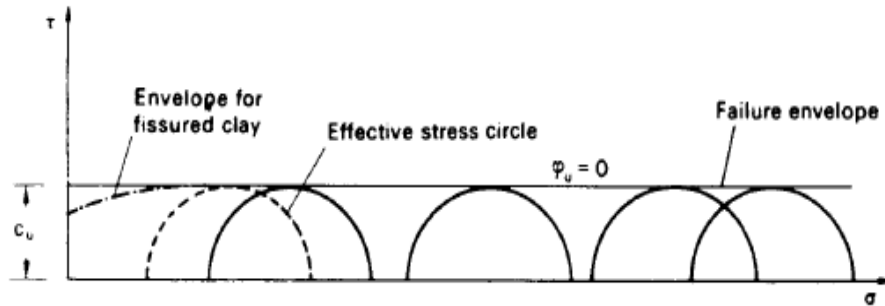


Figura 3.9. Piano di Mohr della prova UU.

Dalle prove CD e CU si ricavano invece ϕ' e c' tracciando i cerchi limite di prove su provini sottoposti a tensioni di confinamento diverse sul piano di Mohr (Figura 3.10).

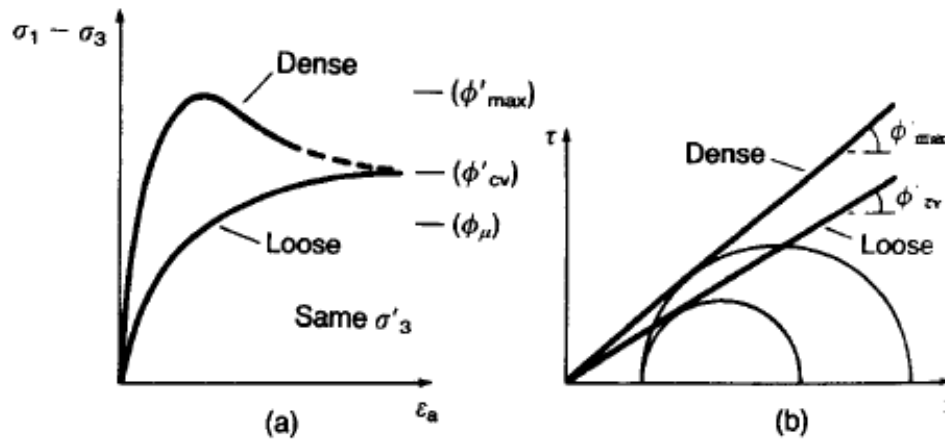


Figura 3.10. Piano di Mohr delle prove CD e CU.

Con le prove CU è possibile inoltre stimare la resistenza non drenata delle argille $c_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2}$.

Per le argille normalconsolidate, essa varia con la pressione di consolidazione in modo lineare (Figura 3.11).

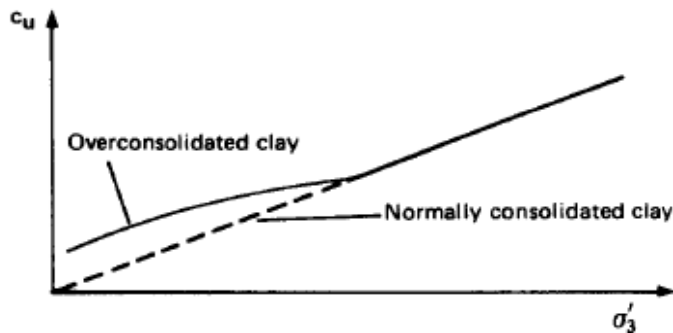


Figura 3.11. Variazione di c_u con la pressione di consolidazione.

Con la prova triassiale è possibile ottenere diversi grafici:

- a. sforzo deviatorico - deformazione assiale ($q - \varepsilon_a$), da cui si rilevano anche i moduli di elasticità iniziali
- b. pressione neutrale – deformazione assiale ($u - \varepsilon_a$), solo per prove non drenate
- c. deformazione volumetrica – deformazione assiale ($\varepsilon_v - \varepsilon_a$), per prove drenate
- d. sforzo deviatorico - pressione efficace ($q - p'$), il cosiddetto “percorso tensionale”, dove $q = q' = \sigma_1 - \sigma_3$ e $p' = p - u = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}$

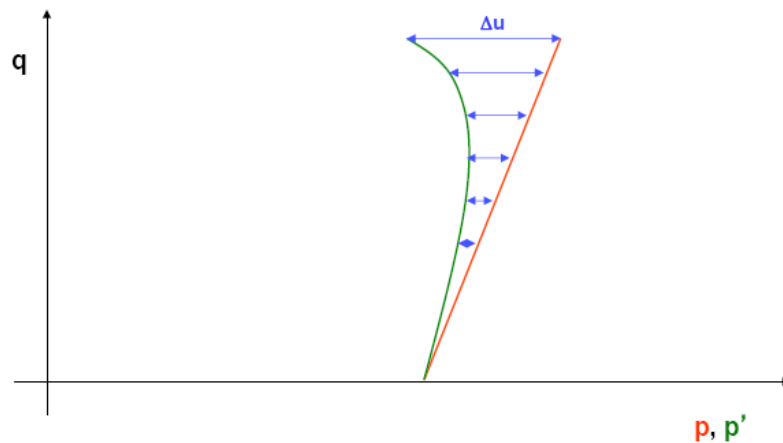


Figura 3.12. Percorsi tensionali drenati e non drenati.

Nelle prove CD il percorso tensionale è la retta di Figura 3.12, con pendenza pari a 3. Nelle prove CU, invece, si ottiene l'altro percorso.

Se si ha a disposizione una serie di prove su provini sottoposti a tensioni di confinamento diverse, si osserva che i punti di massima resistenza si dispongono su di una retta, chiamata "linea dello stato critico" la cui pendenza è indicata con M e l'intercetta con k o m (Figura 3.13).

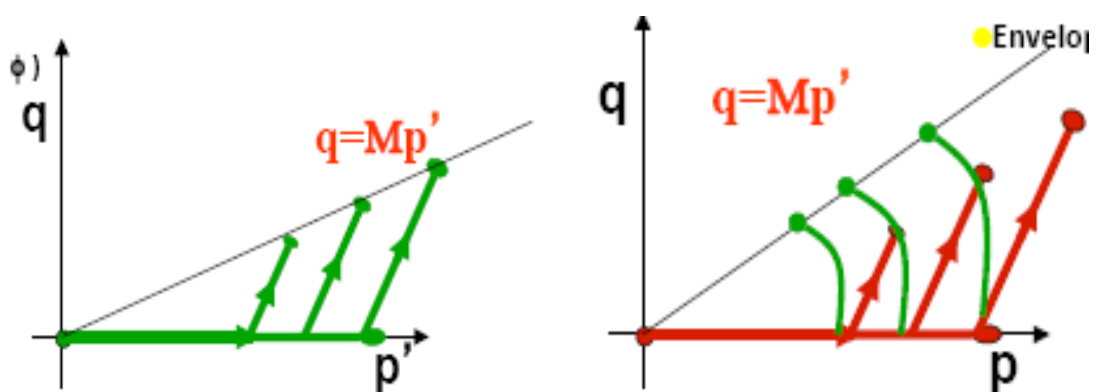


Figura 3.13. Linea dello stato critico nel caso drenato e non drenato.

Questa equazione e il criterio di Mohr-Coulomb rappresentano lo stesso fenomeno fisico. Da relazioni trigonometriche si ottengono:

$$\sin \varphi' = \frac{3M}{6+M} \quad \text{e} \quad c' = \frac{3-\sin\varphi'}{6\cos\varphi'} m \quad [4] \text{ e } [5]$$

Nelle prove con misura delle pressioni neutrali possiamo ricavare il parametro A di Skempton, come rapporto tra la variazione di pressione neutrale e la variazione dello sforzo deviatorico, essendo il parametro B circa pari a 1 (il provino viene saturato per mezzo della back-pressure):

$$A = \frac{\Delta u}{\Delta q} \quad [6]$$

3.5. Vane test (o prova scissometrica)

E' la procedura maggiormente usata per la determinazione della resistenza a taglio non drenata in sito dei terreni coesivi saturi.

La prova consiste nella misura della massima forza di torsione applicata ad una paletta infissa nel terreno prima che inizi a ruotare (Figura 3.14). La resistenza a taglio non drenata c_u viene calcolata a partire dal momento torcente (M) richiesto per tagliare il terreno compreso tra le ali dello strumento imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno all'asse dello strumento.

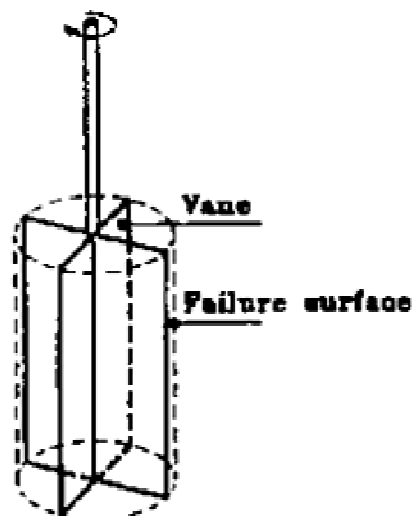


Figura 3.14. Apparecchio del Vane test.

Viene generalmente usata in terreni a bassa resistenza ($c_u < 20-30$ kPa).

La velocità di rotazione durante la prova deve essere compresa tra 0,1 e 0,2 gradi/s per garantire una rottura in condizioni non drenate.

3.6. Limiti delle prove per la caratterizzazione della torba

Non esistono prove specifiche per la caratterizzazione a taglio della torba e si utilizzano quindi le tecniche standard per terreni inorganici descritte precedentemente.

Vediamo quali sono i principali problemi legati ad esse.

a. Prova triassiale

Alcuni difetti, che possono essere superati, sono:

- scabrosità delle piastre – eliminata usando speciali piastre lisce / fogli di membrana al silicone,
- rigidità della membrana – può essere eliminata da una correzione accurata,
- tensioni di consolidazione troppo alte. Ciò risulta dal fatto che la tensione efficace media reale della torba in sito è molto bassa, intorno ai 5 kPa. Anche i più sofisticati sistemi di controllo delle pressioni hanno un grado di precisione di circa ± 2 kPa.

La prova triassiale è comunque un test molto affidabile poiché le tensioni possono essere controllate attentamente e si misurano facilmente la pressione dei pori e altri parametri. E' possibile inoltre ottenere la resistenza del materiale sia in compressione che in estensione. Quest'ultima potrebbe essere di particolare importanza nell'analisi di frane nella torba.

b. Prova di taglio diretto

I valori di resistenza a taglio della torba con questo test sono più bassi rispetto alla prova triassiale. Molti autori (Wroth, 1987, Farrell, 1998) sono concordi con l'affermare che la stima di φ risulta sottostimata.

c. *Vane test*

Landva (1980) osservò che si genera un vuoto dietro la lama in cui la torba è compressa: la torba risulta quindi “modificata” e le condizioni non possono essere considerate del tutto non drenate (Figura 3.15).

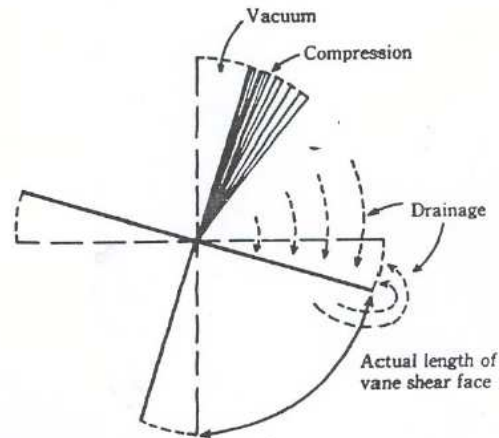


Figura 3.15. Interazione tra torba e apparecchio del Vane durante la prova (Noto, 1991).

Diversamente dai terreni minerali, si è trovato inoltre che la resistenza non drenata misurata diminuisce aumentando il diametro dello strumento, probabilmente a causa dell'effetto delle fibre.

Hanrahan (1994) ammette le limitazioni del Vane test e riporta che esso tende a sovrastimare la resistenza a taglio della torba. Suggestisce però che rimane un metodo utile e semplice per stimare caratteristiche come la variabilità del terreno con la profondità e riconoscere strati di terreno duro e molle.

4. STUDI SULLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA TORBA

4.1. Studi passati

4.1.1. Parametri di resistenza in tensioni efficaci

Il primo ricercatore ad interessarsi dello studio sul taglio delle torbe fu Hanrahan (1948,1954). Sulla base di prove triassiali non drenate concluse che la resistenza della torba era quasi esclusivamente di carattere coesivo e che la struttura della torba rimaneggiata non era rappresentativa di quella indisturbata.

Prove di taglio successive (Hanrahan e Walsh, 1965 e Hanrahan et al., 1967) su torba rimaneggiata portarono a conclusioni quasi opposte: si affermava infatti che il comportamento qualitativo della torba nel suo stato disturbato (rimaneggiato) e indisturbato è simile e conclusero che la resistenza a taglio è essenzialmente di tipo attritivo.

Un esempio di questo studio è mostrato in Figura 4.1. Si nota che, diversamente dai terreni minerali, c'è un diverso involucro di rottura che corrisponde a contenuti iniziali di acqua differenti, con ϕ' che aumenta con il diminuire del contenuto d'acqua.

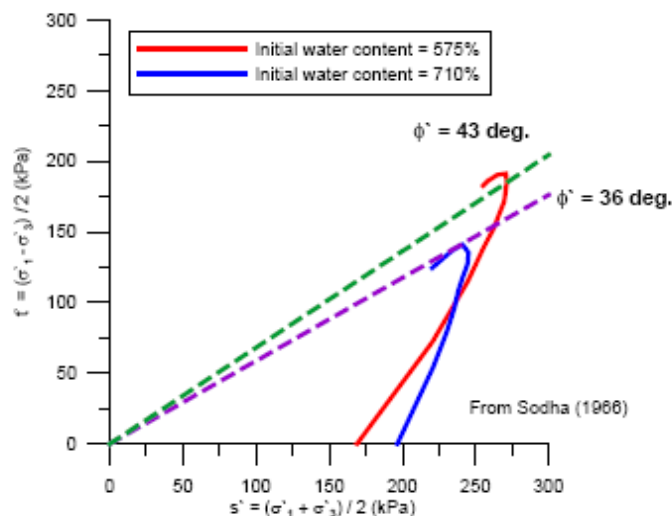


Figura 4.1. Comportamento di torba rimaneggiata con differenti contenuti d'acqua (Sodha, 1966).

Negli stessi anni, Adams (1961 e 1965) portò a termine una serie di prove triassiali drenate e non drenate su campioni di torba indisturbati normalmente consolidati e sovraconsolidati, con contenuto d'acqua relativamente basso (200%-600%). Concluse che il comportamento della torba era esclusivamente controllato dall'attrito interno. Misurò anche un basso valore di k_0 corrispondente a 0,18 e trovò che la preconsolidazione e la consolidazione anisotropa avevano poca influenza sui parametri di resistenza della torba nella compressione triassiale.

Gautschi (1965) eseguì prove triassiali su torbe con diversi contenuti d'acqua. Puntò l'attenzione sugli effetti rinforzanti delle fibre e scoprì che questi erano la ragione del basso valore di k_0 misurato da Adams.

Hollingshead e Raymond (1972) portarono a termine prove triassiali non drenate e drenate. Le prime furono irregolari e non diedero alcun parametro di resistenza. Le seconde furono fatte terminare al 24% dello sforzo verticale senza che venisse raggiunta una resistenza di picco, determinando un c' di 4kPa e un φ' di 34°.

Landva e La Rochelle (1983) suggerirono che il test di laboratorio più affidabile per determinare i parametri di resistenza efficaci della torba è la prova di taglio anulare. In questo test le grandi deformazioni dovute all'effetto delle fibre sono eliminate.

Mc Geever (1987) studiò la differenza nei parametri di sollecitazione efficaci determinati con prove diverse e per differenti contenuti organici. I parametri determinati con prove triassiali non drenate con misura della pressione dei pori e con prove drenate erano considerevolmente più alti in compressione che in estensione e anche rispetto a quelli trovati con prove di taglio diretto. Concluse che era presente una significativa anisotropia nella resistenza. Non fu possibile stimare i parametri efficaci di resistenza dai test in condizioni drenate a causa degli aumenti continui di tensione deviatorica e compressione volumetrica anche al 50% di deformazione.

O' Neill (1992) eseguì prove di taglio diretto su provini di limo preparati artificialmente con diversi contenuti organici. I risultati mostrarono che l'angolo efficace di resistenza a taglio del limo è più alto con materia organica che senza, ma sono inconclusivi riguardo ad un trend generale.

Den Haan (1995) riporta valori di φ' tra 32° e 58° per terreni organici olandesi, studiati con test triassiali non drenati, con φ' che aumenta al diminuire della densità del terreno.

Un alto angolo di attrito è stato trovato anche per altri terreni organici, come si nota in Tabella 4.1.

ANGOLO DI ATTRITO DI TERRENI ORGANICI					
AUTORE	ANNO	LUOGO	CARATTERISTICHE TERRENO	ϕ' [°]	p' durante la prova [kPa]
Hight et al.	1992	Inghilterra	argilla con OC=2-4%	34	25-150
Tanaka e Locat	1999	Giappone	argilla con OC=2-4% ricostituita, presenti microfossili	25-40	100-300
Coutinho e Lacerda	1989	Brasile	argilla con OC=10-60%	$23^\circ+$ 0,5766 OC	50-300
Larsson	1990	Svezia	argilla con OC=10%, microfibre scoperte con microscopio elettronico	60-90	15-100
Shahanguian	1981	Francia	argilla con OC=25%	28-34	30-70
Krieg	2000	Germania	argille con OC fino al 30%	44-74	>50

Tabella 4.1. Angolo di attrito di diversi terreni organici.

Farrell e Hebib (1998) studiarono la resistenza a taglio di una torba irlandese, con contenuto organico del 98% e un contenuto d'acqua tra 1200% e 1400%. Da prove triassiali CU fu misurato un angolo φ' di 55° , mentre nei test CD non fu raggiunta la rottura definita da una tensione deviatorica di picco. Eseguirono inoltre prove di taglio dirette e anulari, che diedero degli angoli nettamente più bassi.

Altre prove con diverse apparecchiature furono condotte da Hebib (2001). Anche in questo caso, i parametri di resistenza a taglio della torba sembrano variare con il tipo di test utilizzato per determinarli.

In Tabella 4.2 sono riportati alcuni risultati di prove di resistenza a taglio su torbe in termini efficaci.

PARAMETRI DI RESISTENZA IN TENSIONI EFFICACI						
AUTORE	ANNO	LUOGO	CARATTERISTICHE TORBA	TIPO DI PROVA	ϕ' [°]	c' [kPa]
Hanrahan	1948, 1954	Irlanda		Tx CU	comportamento coesivo	
Adams	1961,1965		w0=300-400%	Tx CD e Tx CU	50	0
			w0=200-600%	Tx CD e Tx CU	48	0
Hanrahan	1967	Irlanda	diversi w0	Tx	36,6-43,5	5,5-6,1
Ozden et al.	1970		w0=800%	Tx CU	46	5
Hollingshead e Raymond	1972			Tx CD (fermata al 24% di def)	34	4
				Tx CU	nessun risultato	
Tsushima et al.	1977,1982			Tx CD e CU	50-60	0
Landva e La Rochelle	1983	Canada	w0=1200%	anulare	30	4
Yamaguchi	1985	Giappone	provini verticali	Tx CU	52	4
			provini orizzontali	Tx CU	35	0,5
Den Haan	1995		diverse densità	Tx	32-58	0
Farrell e Hebib	1998	Irlanda	w0=1200-1400%, 98% organica	Tx CU	55	0
				Tx CD	no picco	
				taglio diretto	38	0
				anulare	38	0
Farrell et al.	1998	Olanda	w0=400-900%, fibrosa	Tx CU	48	0
				taglio diretto	34	0
Hebib	2001	Irlanda	w0=750-950%, 94-98% organica	anulare	21	0
				Tx CU	68	0
				Tx CD (fermata al 20% di def)	no picco	

Tabella 4.2. Parametri di resistenza in tensioni efficaci secondo diversi autori.

4.1.2. Parametri di resistenza non drenata

E' stato trovato che la torba ha rapporti c_u/σ'_{v0} maggiori rispetto alle argille inorganiche. Per esempio, Carlsten (2000) riporta valori tra 0,4 e 0,55 per test di taglio diretto su torbe svedesi, con c_u/σ'_{v0} che aumenta con l'aumentare dell'indice dei vuoti.

Edil (2001) suggerì che il range per torbe statunitensi studiate con prove triassiali CU va da 0,4 a 0,8, con valori che aumentano con l'aumentare del contenuto organico (Figura 4.2a). Il Vane test in sito dà invece valori con un range più ampio (Figura 4.2b). Risultati simili sono riportati da Landva e La Rochelle (1983).

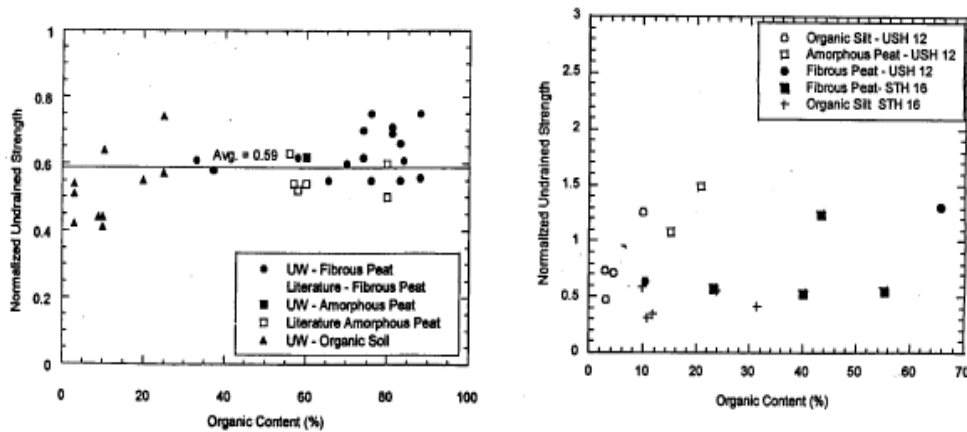


Figura 4.2. Relazione tra c_u/σ'_{v0} e il contenuto organico per torbe statunitensi da (a) test triassiali CU e (b) Vane test in sito (Edil, 2001).

Yamaguchi (1985) trovò che la relazione lineare tra c_u e σ'_c (dove σ'_c è la tensione efficace di consolidazione) per le argille NC si adatta anche alle torbe NC, ma con valori di c_u/σ'_c maggiori di 0,5 nelle prove triassiali CU in compressione e addirittura di 0,8 per le prove in estensione di provini campionati orizzontalmente. Valori così alti sono stati riportati anche da altri autori giapponesi, come si può vedere in Tabella 4.3.

Studi in Polonia di Lechowicz e Przystanski (1994) hanno invece mostrato che la relazione lineare per c_u/σ'_c che si applica alle argille normalconsolidate non va bene per le torbe. Gli autori suggeriscono una relazione bilineare, tracciando i valori su scala bilogarithmica (Figura 4.3).

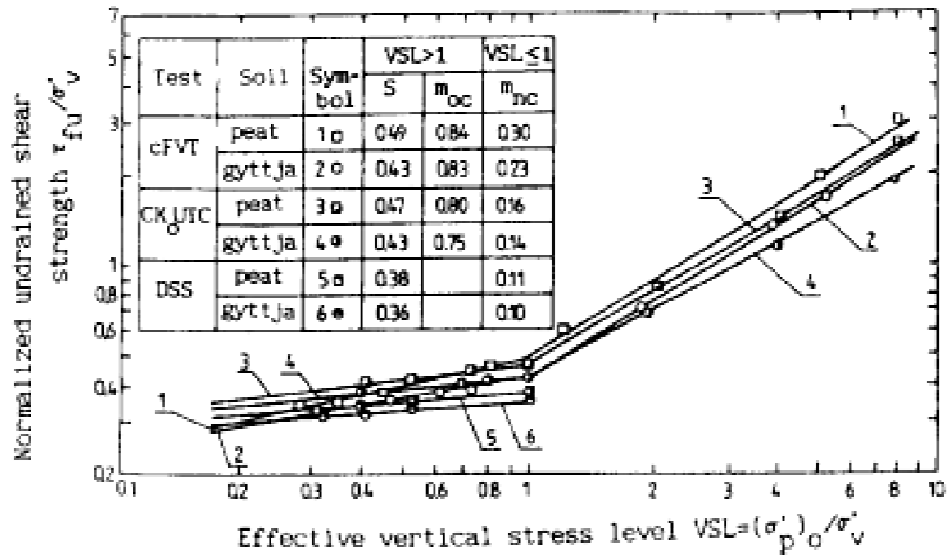


Figura 4.3. Resistenza al taglio non drenata normalizzata (Lechowicz, 1994).

In tabella 4.3 sono riportati alcuni risultati di diversi autori sui parametri non drenati delle torbe.

PARAMETRI DI RESISTENZA NON DRENATA						
AUTORE	ANNO	LUOGO	CARATTERISTICHE TERRENO	PROVA	c_u/σ'_{v0}	c_u/σ'_c
Tsushima et al.	1977	Giappone		Tx CIU		0,54
				Tx CKOU		0,52
Oikawa	1980	Giappone		Tx CIU		0,63
Yamaguchi	1985	Giappone	campioni di torba NC verticali	Tx CIU (compr)		0,55
				Tx CIU (compr)		0,53
				Tx CIU (estens)		0,8
Landva e La Rochelle	1983	Canada		vane test	1,23	
				anulare	0,5-0,7	
Hanzawa et al.	1994	Giappone		taglio diretto	0,45	
Lechowicz e Przystanski	1994	Polonia				relazione bilineare
Carlsten	2000	Svezia		taglio diretto	0,4-0,55	
Edil	2001	USA		Tx CIU	0,4-0,8	
				vane test	0,3-1,5	

Tabella 4.3. Parametri di resistenza in condizioni non drenate di diversi studi.

4.1.3. Conclusioni sui risultati – Effetto delle fibre e anisotropia

Da queste ricerche si nota che per le torbe :

- φ' (prova triassiale) > φ' (prova di taglio diretto) > φ' (prova anulare)
- valori di c_u/σ'_{v0} maggiori rispetto ai terreni inorganici e maggiori nel Vane test rispetto che nei test di laboratorio.

Tutto ciò è dovuto all'effetto molto significativo delle fibre presenti nella torba.

Già nei primi studi, Hanrahan e i suoi collaboratori se ne resero conto e decisero di togliere questo effetto dalle loro prove "macerando" artificialmente la torba. Furono così in grado di dimostrare che la torba rimaneggiata si comporta come i terreni inorganici. Trovarono inoltre che, quando veniva eliminato l'effetto delle fibre, i risultati del Vane test erano molto simili a quelli delle prove in laboratorio (Figura 4.4).

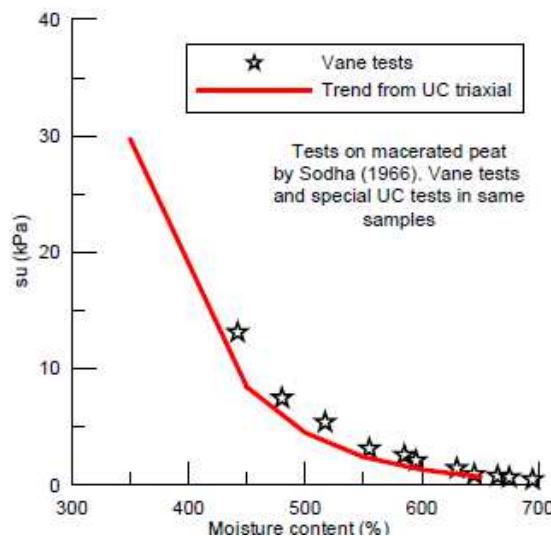


Figura 4.4. Vane test e test triassiali CIU su torba rimaneggiata con diversi contenuti d'acqua (Sodha, 1966).

Nella torba fibrosa gli alti valori di φ' sono dovuti all'effetto di rinforzo delle fibre orientate prevalentemente in senso orizzontale.

Quest'ultimo aspetto è stato osservato sulla base di esami in sito durante gli scavi (Radforth 1969, Landva e Pheeney 1980), provini campionati per test di laboratorio (Yamaguchi et al.

1985, Boulanger et al. 1998, Edil e Wang 2000, Wehling et al. 2003) e provini studiati al microscopio (Elsayed, 2003).

Questa orientazione è stata attribuita alla deposizione delle fibre e alle larghe deformazioni verticali sperimentate durante la consolidazione monodimensionale che segue il deposito. Essa fornisce una resistenza a taglio addizionale e una rigidità elastica che è *cross-anisotropa*. La struttura fibrosa cross-anisotropa della torba non si manifesta in direzione verticale, ma offre una resistenza alla tensione considerevole in direzione orizzontale.

Simili osservazioni sono state fatte su torbe californiane con bassi contenuti organici (circa il 50%) (Boulanger et al. 1998, Wehling et al. 2003).

L'effetto di rinforzo delle fibre è dovuto alla tensione che si genera in esse durante le deformazioni di trazione nel piano orizzontale e dall'attrito che si crea tra le stesse e tra queste e la matrice. Conseguentemente, la risposta tenso-deformativa della torba è funzione dell'orientazione delle tensioni principali rispetto a quella predominante (orizzontale) delle fibre.

Yamaguchi et al. (1985) dimostrarono gli effetti di contenuto organico e anisotropia della torba grazie a prove di compressione ed estensione triassiale su provini campionati verticalmente e orizzontalmente.

Farrell e Hebib (1998), eseguendo prove di tipo diverso su una torba irlandese, palesarono i limiti dei vari metodi e trovarono che la prova di taglio anulare e di taglio diretto determinano probabilmente la resistenza a taglio della matrice (resistenza attritiva tra le particelle), senza l'effetto rinforzante delle fibre.

Risultati simili sono stati trovati da Landva e La Rochelle (1983) per una torba canadese. Da prove di taglio anulare stimarono l'angolo di attrito residuo della torba assumendo fosse l'angolo di attrito della matrice. Traslarono poi la linea di attrito residuo sul piano di Mohr fino a quando non diventò tangente al cerchio di rottura dei terreni rinforzati, trovato sulla base di risultati di prove triassiali precedenti. La differenza di σ'_3 è l'aumento apparente nella resistenza laterale dovuto all'effetto delle fibre (Figura 4.5).

La coesione c_R che ne deriva può essere attribuita all'aggrovigliamento delle fibre, aspetto preminente a basse pressioni di confinamento. Questa struttura di fibre intrecciate è stata confermata dal microscopio elettronico (Elsayed, 2003).

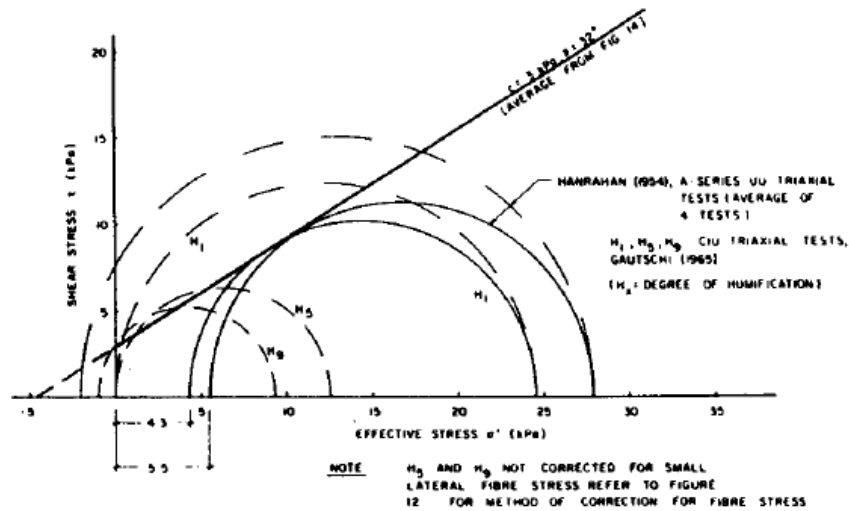


Figura 4.5. Prove triassiali sulla torba reinterpretate per determinare l'effetto delle fibre (Landva e La Rochelle, 1983).

Landva e La Rochelle non considerarono però che a basse pressioni di confinamento la rottura è più probabilmente dovuta allo scivolamento dei rinforzi nel terreno. La tensione di rinforzo σ_R è proporzionale in questo caso alla tensione di confinamento. Indicando con F il rapporto tra σ_R e σ'_f (dove σ'_f è la tensione verticale efficace a rottura), l'angolo di attrito del terreno indisturbato (rinforzato) si trova con

$$\sin \phi'_R = \frac{1+F-K_a}{1-F+K_a} \quad [7]$$

Un modello bilineare del genere è stato proposto da Hausmann (1976) e viene applicato con successo ai terreni rinforzati con geosintetici.

Applicato alle torbe, considera le fibre come un rinforzo a trazione dove la condizione di rottura viene raggiunta per strappo (alte pressioni di confinamento) o scivolamento del rinforzo (basse pressioni di confinamento).

Un altro importante effetto dovuto alla presenza delle fibre è lo sviluppo di un'alta pressione neutrale durante le prove triassiali, che può superare il valore della pressione di confinamento. Ciò rende difficile ogni interpretazione sui parametri di resistenza a taglio, poiché non vengono più rappresentate le condizioni non drenate.

4.2. Studi recenti

4.2.1. Anisotropia indotta nella torba – Zwanenburg (2005)

Zwanenburg distingue nelle torbe un'anisotropia strutturale, dovuta alla presenza di fibre, e un'anisotropia indotta, causata da una compressione asimmetrica.

Sono state condotte prove triassiali su provini di torba per cercare di capire l'influenza dell'anisotropia nella consolidazione.

Un modo per stimare il grado di anisotropia è considerare l'inclinazione del percorso tensionale efficace non drenato nel tratto iniziale (ESP). In condizioni di sovraconsolidazione isotropa il percorso sarà verticale. Condizioni anisotrope porteranno invece ad un percorso con una certa inclinazione.

I risultati sui provini mostrano che il livello di anisotropia dipende fortemente dalla storia tensionale degli stessi.

Test su provini campionati verticalmente e orizzontalmente non pre-caricati e pre-caricati isotropicamente danno risultati equivalenti, indicando nessuna anisotropia iniziale. In queste condizioni le fibre non sono probabilmente allineate in una particolare direzione. La consolidazione dispone invece le fibre in direzione orizzontale e le "agroviglia": ciò porta ad un aumento della rigidità radiale.

Lo studio dell'ESP non drenato per stimare il livello di anisotropia della torba è applicato ad una serie di prove triassiali su provini di torba OC campionati vicino ad un rilevato. I campioni prelevati sotto il rilevato mostrano un'inclinazione dell'ESP nel tratto elastico maggiore rispetto a quella trovata per i provini al piede (Tabella 4.4). Ciò indica un maggior grado di anisotropia per la torba sotto il rilevato, che ha subito una pre-consolidazione maggiore a causa del peso della costruzione.

at toe of dike		underneath the dike	
test nr	$\Delta p' / \Delta q$	test nr	$\Delta p' / \Delta q$
102	-0.18	47	-0.25
167	0.06	57	-0.32
135	-0.11	78	-0.29
160	-0.22	85	-0.21
175	-0.27	86	-0.24
152	-0.15	96	-0.34
average	-0.15		-0.28
	(-0.19)		

Tabella 4.4. Valori di inclinazione dell'ESP per q nell'intervallo 0 - 4 kPa.

4.2.2. Cause dell'alto angolo di attrito di terreni organici –
Cheng et al. (2007)

E' stato condotto un programma di prove triassiali CU su terreni organici olandesi finalizzato a capire gli alti valori di resistenza di questi terreni. La loro struttura altamente variabile è stata analizzata ai raggi X e al microscopio elettronico, riconoscendola in linea con la geologia del sito. La ricerca multi-scala così presentata identifica infatti il ruolo predominante che giocano le lamine suborizzontali e altri elementi microstrutturali (scheletro microfossile) negli alti valori di ϕ' (Figura 4.6).

Le lamine dense trovate sono ricche di particelle piatte e spigolose che possono incastrarsi durante la deformazione (interlocking) e contribuire alla resistenza del terreno. All'interno di queste lamine sono state osservate a diverse scale di ingrandimento strutture a lente che potrebbero avere il ruolo di autoconfinamento analogo a quello che hanno le fibre orizzontali nelle torbe.

Materia organica e microfossili, inoltre, formano una struttura che permette di accumulare acqua. Si spiega così perchè sono associati ad alti contenuti d'acqua e perchè permettono di generare le alte pressioni neutrali e le basse pressioni efficaci di confinamento riscontrate nelle prove triassiali.

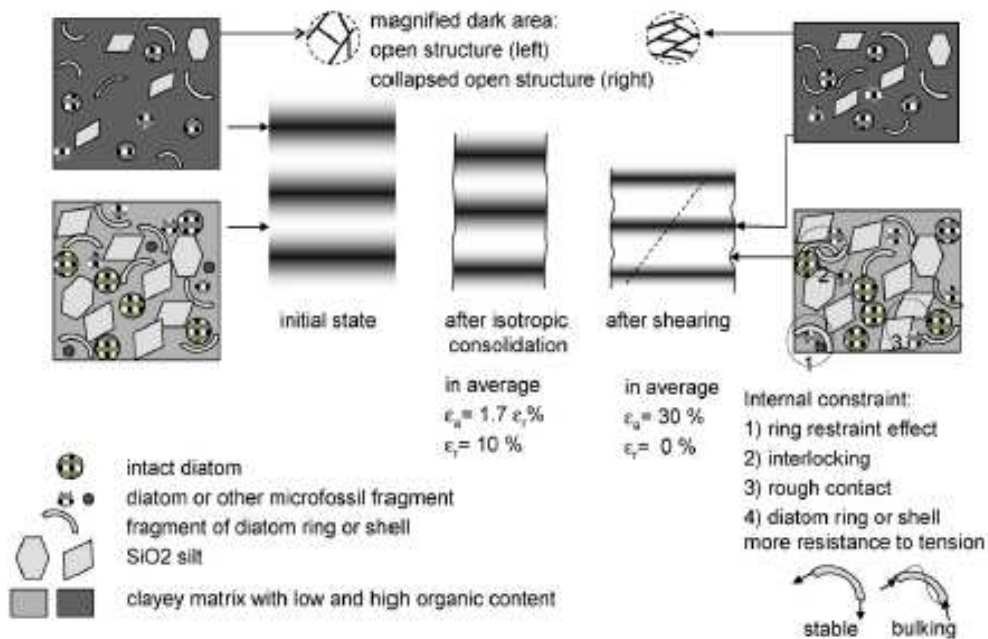


Figura 4.6. Diagramma schematico dei meccanismi di micro-deformazione di strati diversi osservati (dentro e fuori le lamine dense).

4.2.3. *Il principio delle tensioni efficaci e prove triassali CID sulle torbe – Zhang e O’Kelly (2012)*

Le teorie sulle tensioni efficaci sviluppate per terreni minerali vengono applicate regolarmente alla torba, anche se ci sono pubblicazioni che si interrogano sull’applicazione della meccanica di terreni convenzionali alla torba, a causa del suo contenuto d’acqua estremamente alto, della natura fibrosa, dell’alta compressibilità e anche della natura permeabile e comprimibile della parte solida organica.

Sono state effettuate prove triassiali CID su torba fibrosa saturata sotto la stessa tensione efficace di confinamento $\sigma'_3 = 30$ kPa, ma sviluppata applicando differenti combinazioni di pressione di cella e back-pressure.

La resistenza al taglio e la variazione di volume trovate sono simili per tutte le prove, in accordo con il principio delle tensioni efficaci (Figura 4.7).

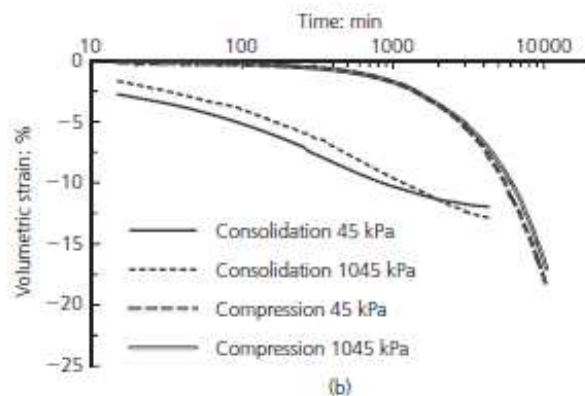


Figura 4.7. Grafico deformazione volumetrica – tempo per le fasi di consolidazione e compressione triassiale.

Sono stati poi considerati gli effetti di micro-struttura e contenuto di fibre sulla risposta meccanica testando provini indisturbati, ricostituiti (frantumando la torba) e mescolati (frantumando la torba con un miscelatore e togliendo le fibre più grandi). Si è notato che prove di compressione triassiale drenate sulla torba non sono particolarmente adatte a determinare le sue proprietà di resistenza in termini efficaci, dato che la tensione deviatorica continua a crescere in modo pressochè lineare con la deformazione assiale ϵ_a senza

raggiungere un valore di picco (Figura 4.9). L'angolo di attrito risulta quindi dipendente dal livello di deformazione. Conclusioni analoghe erano state ricavate anche da studi precedenti (come si può vedere da Tabella 4.2).

Inoltre, gli effetti di micro-struttura (materiale indisturbato) e contenuto di fibre grossolane (materiale ricostituito) non sembrano significativi in termini di resistenza a taglio mobilitata per $\epsilon_a \leq 20\%$, al confronto con la risposta della torba mescolata (Figura 4.8).

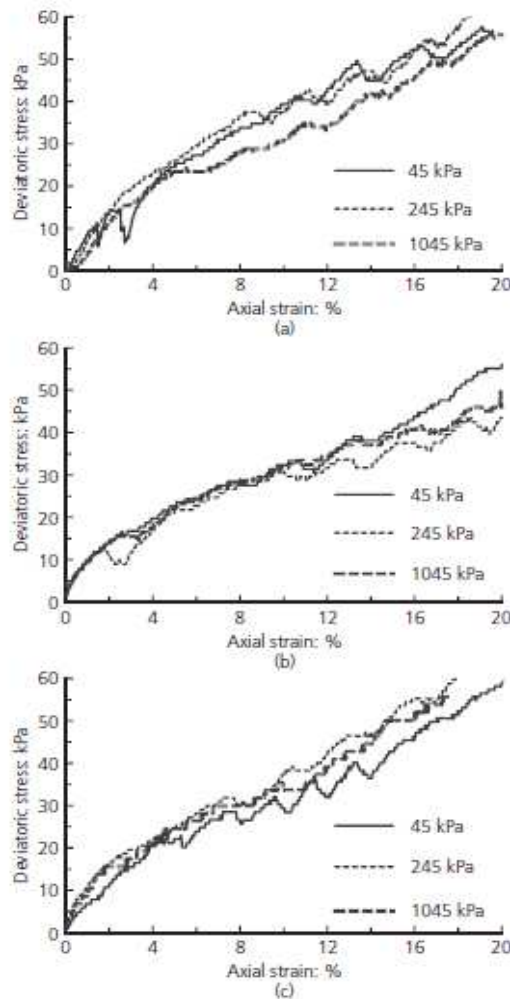


Figura 4.8. Grafico $q - \epsilon$ delle prove triassiali CID di provini:
(a) indisturbati, (b) ricostituiti e (c) mescolati.

4.2.4. Prove di rottura della torba in sito - Zwanenburg (2012-2013)

Sono state effettuate delle prove in sito di carico su depositi torbosi vicino ad Amsterdam per dare l'opportunità di comparare differenti metodi di progetto e differenti tecniche di stima dei parametri ai risultati dei test.

E' stato forzato un piano di rottura nella torba utilizzando come carico una fila di 4 container, realizzando uno scavo a un metro di distanza e abbassando il livello dell'acqua nello scavo (Figura 4.9 e Figura 4.10).

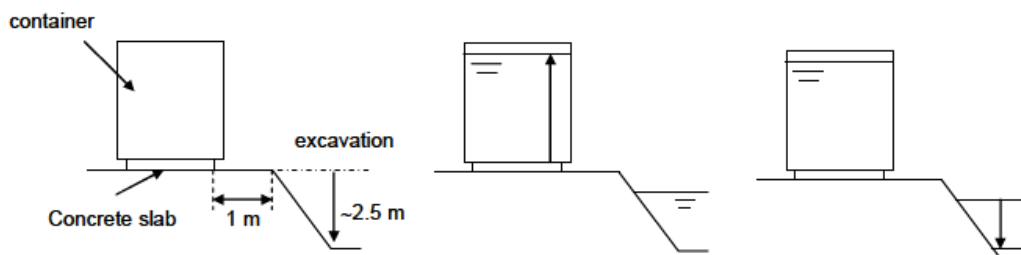


Figura 4.9. Procedura della prova.



Figura 4.10. (a) Fila di container e inizio dello scavo e (b) attrezzatura di monitoraggio.

La modalità di rottura che si è verificata differisce da quella circolare o semi-circolare a cui di solito si fa riferimento nella pratica ingegneristica per la stima della stabilità dei rilevati (Figura 4.11).

E' stato trovato un piano di rottura attiva quasi verticale, lungo cui si sono generate altre fratture. L'ispezione visiva mostra che le fibre sono rotte. Il piano di rottura verticale si interseca con un piano orizzontale, che comincia come un piano di scivolamento per poi scomparire quando lo scivolamento diventa compressione della torba.

Dalla parte passiva la torba è compressa, senza la presenza di un piano ben visibile di scivolamento, forse perchè gli incrementi di carico erano piccoli.

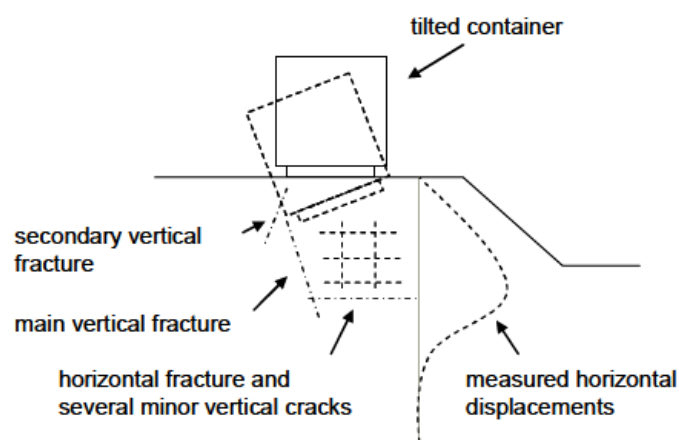


Figura 4.11. Schizzo della modalità di rottura.

Misure CPTU durante il test hanno inoltre indicato che il comportamento della torba è stato in parte drenato. Ciò è inaspettato perchè la torba è solitamente considerata come un materiale poco permeabile e potrebbe essere collegato alla conclusione che la torba ha avuto un comportamento sovraconsolidato, conclusione maturata dopo aver analizzato deformazioni e pressioni neutrali misurate. Ulteriori studi sono però raccomandati.

In Figura 4.12 è stato abbozzato il percorso tensionale di un certo punto nel mezzo del blocco di torba sotto il container.

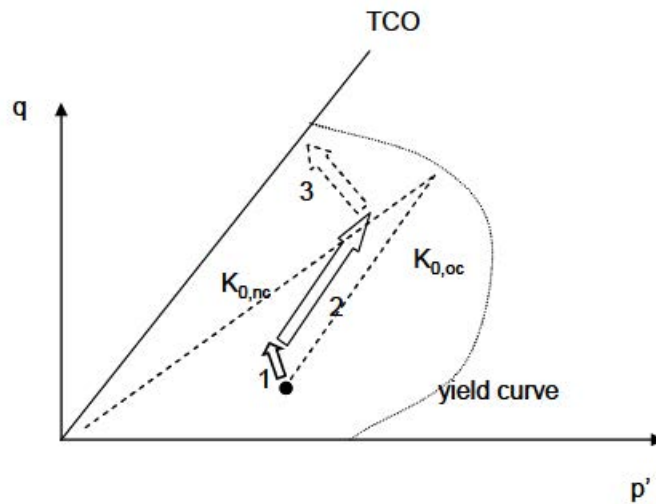


Figura 4.12. Schizzo del percorso tensionale: i numeri corrispondono alle diverse fasi del test.

La resistenza a trazione della torba sembra importante per capirne la rottura, anche se la sua applicazione nella pratica ingegneristica o nella stima della stabilità dei rilevati è rara.

4.2.5. *Effetto delle fibre sulla resistenza anisotropa della torba – Hendry et al. (2012-2014)*

Gli autori hanno eseguito test triassiali CIU e prove di taglio diretto su una torba canadese: i provini utilizzati erano costituiti da torba rimaneggiata, fibre di torba rimaneggiata e torba estratta con campionatori Shelby (indisturbata).

I risultati ottenuti sono stati poi analizzati nel quadro del comportamento elastico dei materiali cross- anisotropi e della resistenza al taglio dei terreni fibro-rinforzati. Andando a considerare l'inclinazione iniziale dei percorsi tensionali non drenati delle prove triassiali, si è trovato che i provini Shelby sono cross-anisotropi di natura, mentre la torba rimaneggiata e i provini costituiti di fibre mostrano un passaggio da comportamento isotropo a cross-anisotropo man mano che aumentano la deformazione verticale e la pressione di confinamento p'_o .

Considerando che la resistenza a taglio della torba indisturbata è data dall'attrito interparticellare e dalla tensione delle fibre, viene proposto un nuovo metodo per stimare la resistenza attritiva della torba fibrosa a partire dai risultati delle prove triassiali (Figura 4.13).

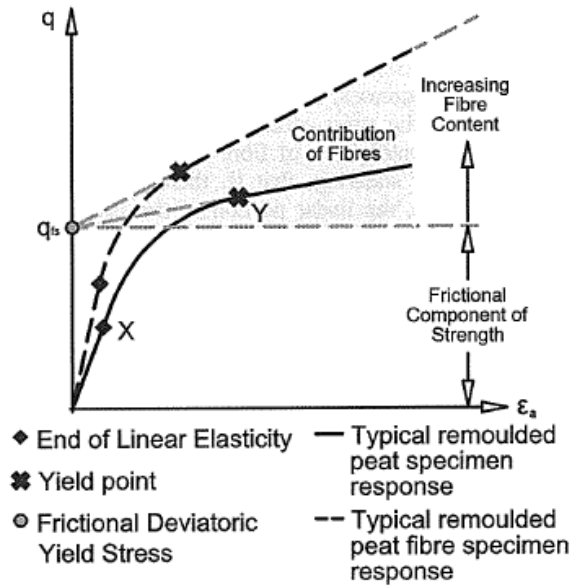


Figura 4.13. Rappresentazione concettuale della resistenza frizionale di torba fibrosa.

Prima si estrapola la parte di deformazione incrudente lineare della curva sforzo-deformazione al fine di dedurre lo sforzo deviatorico q a deformazione assiale nulla. Si disegna poi un grafico con i valori di q ricavati in ordinata e la pressione iniziale efficace di confinamento p' in ascissa per ottenere la resistenza attritiva. Il valore di 31° di angolo d'attrito ricavato in questo modo per la torba rimaneggiata e per i provini di fibre è lo stesso della prova di taglio diretto, mentre è minore (26°) per i provini Shelby, forse a causa della presenza di radici, rametti e sassolini.

L'effetto di rinforzo delle fibre è stato invece analizzato secondo la teoria di Landva e La Rochelle (1983).

I risultati ottenuti in questo studio sono stati confrontati con quelli delle torbe di Adria e Correzzola, utilizzando gli stessi metodi, nel capitolo 5.

5. TORBE DI ADRIA E CORREZZOLA

5.1. Prove e caratteristiche

Le due torbe analizzate provengono entrambe da aree del Nord-Est italiano: una da un sito vicino ad Adria, nella zona del delta del Po, l'altra da Correzzola, tra l'Adige e il Bacchiglione. In entrambi i siti i depositi di torba sono superficiali e si estendono per diversi chilometri quadrati con uno spessore di 2-3 metri.

I provini sono stati campionati circa allo stesso livello di profondità, utilizzando un campionatore con un diametro interno di 0,22 m e una lunghezza di 0,80 m per minimizzare gli effetti di disturbo.

La Tabella 5.1 mostra le principali caratteristiche dei due terreni.

CARATTERISTICHE PRINCIPALI			
PROPRIETA'		ADRIA	CORREZZOLA
Profondità di campionamento [m]		3-6	1,6-2,1
Peso specifico, γ [kN/m ³]		10,3-10,7	10,3-10,8
Contenuto naturale d'acqua, w_0 [%]		330-421	606-790
Contenuto organico, O_c [%]		68-75	70-72
Contenuto in fibre [%]		11-27	25
Densità relativa della parte solida, G_s		1,55-1,58	1,46-1,60
Acidità, pH		6,5-7,2	4,0-5,1
Grado di decomposizione, von Post		H6	H5

Tabella 5.1. Caratteristiche principali delle torbe considerate.

Nella torba di Adria, con un grado di decomposizione più alto rispetto a quella di Correzzola, è stato trovato un alto contenuto di fibre fini (diametro minore di 1 mm) e un basso contenuto di fibre grosse, mentre la torba di Correzzola ha un contenuto medio di entrambe. Nessuna delle due ha una presenza significativa di parti legnose. Il contenuto di fibre di circa il 25% per entrambe è relativamente basso e secondo la classificazione ASTM le due torbe sono "sapric" (come visto al paragrafo 2.2).

I dati analizzati sono i risultati di uno studio di laboratorio, parte del programma di ricerca europeo “EuroSoilStab” che riguarda la stabilizzazione di terreni organici molli con deep-mixing.

All'interno di questo programma di ricerca, sono state effettuate molte prove per studiare il comportamento a compressione monodimensionale, in cella edometrica standard e in cella di Rowe.

Una selezione dei risultati è riportata in Tabella 5.2, con qualche informazione riguardante la compressibilità e la storia tensionale dei materiali, utili in relazione ai fini dello studio della resistenza a taglio. In particolare, si nota come la torba di Adria sia leggermente sovraconsolidata, mentre quella di Correzzola sia normalconsolidata.

PROVE EDOMETRICHE		
	ADRIA	CORREZZOLA
Indice dei vuoti, e_0	5-7	10-12
Tensione di pre-consolidazione, σ'_{vc} [kPa]	~ 100	~ 15
Grado di sovraconsolidazione, OCR	~ 1,5	~ 1

Tabella 5.2. Informazioni utili ricavate dalle prove edometriche.

Per studiare il comportamento a taglio di queste due torbe, sono state effettuate prove triassiali non drenate su provini indisturbati, alcune con consolidazione isotropa (CIU) e altre con consolidazione anisotropa (CK_0U).

La pressione neutrale è stata controllata alla base del provino, con il drenaggio possibile solo dalla parte superiore. La fase di consolidazione veniva considerata conclusa quando era dissipato il 95% della pressione neutrale iniziale.

La consolidazione anisotropa è stata resa possibile dall'utilizzo di una particolare cella triassiale fornita di una serie di trasduttori di spostamento radiale. Un computer collegato ai trasduttori controlla le pressioni applicate al campione in modo che la variazione di volume sia dovuta solo a deformazione assiale e non radiale. Questa situazione si avvicina maggiormente a ciò che succede in sito.

E' stata imposta una velocità di deformazione verticale costante, calibrata per avere un incremento di tensione verticale giornaliero minore di 20 kPa e mantenendo una deformazione radiale nell'intervallo $\pm 0,02\%$.

La velocità di deformazione imposta durante l'applicazione della tensione deviatorica è stata di 0,07 mm/min.

Dato che un presupposto per la buona riuscita delle prove è la completa saturazione del provino, la quale garantisce il controllo sulla variazione della pressione neutrale, è necessario che essa sia raggiunta mettendo in pressione l'acqua della cella (back-pressure). L'uso della back-pressure rende possibile la solubilità in acqua dell'aria contenuta nei pori ed elimina qualsiasi bolla d'aria dai drenaggi o tra la membrana e il campione. Per verificare la percentuale di saturazione, si calcola il parametro B di Skempton

$$B = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma} \quad [8]$$

dove ΔU è la variazione di pressione neutrale a seguito dell'incremento di pressione $\Delta \sigma$ all'acqua della cella. B dev'essere circa 95-100%.

Alcune prove sono state poi ripetute su provini ricostituiti (la torba è stata sgretolata a mano per rompere le fibre più grosse e poi sono stati rimossi i pezzetti di legno e radici grandi rimasti), al fine di evidenziare l'effetto di rinforzo delle fibre.

Tabella 5.3 riporta un sommario delle prove effettuate, con le condizioni di tensione applicate durante la fase di consolidazione e di rottura (back-pressure BP , coefficiente di pressione dei pori B , tensioni assiali e radiali di consolidazione σ'_{1c} e σ'_{3c} e il loro rapporto K , tensioni assiali e radiali a rottura σ'_{1r} e σ'_{3r}).

I provini avevano un diametro iniziale di 7 cm e un'altezza di 14 cm.

PROVE TRIASSIALI								
TERRENO	PROVA	BP [kPa]	B	σ'_{1c} [kPa]	σ'_{3c} [kPa]	K	σ'_{1r} [kPa]	σ'_{3r} [kPa]
Adria naturale	ANI-50	196	0,99	49	49	1	103,4	5,2
	ANI-100	48	0,95	98	98	1	128	16,2
	ANI-200	100	0,9	200	200	1	282,2	31,7
	ANK-30	75	0,97	29	24	0,82	97,4	2,1
	ANK-50	193	0,97	58	27	0,47	90,6	0
	ANK-100	134	0,95	101	30	0,29	121,2	4,4
Adria ricostituito	ARI-50	196	0,96	49	49	1	81,8	21,2
	ARI-200	196	0,95	195	195	1	311,1	78,5
	ARK-50	387	0,98	48	24	0,5	72,5	10,9
Correzzola naturale	CNI-25	100	0,99	25	25	1	34,1	6,5
	CNI-50	50	0,99	50	50	1	62	8,9
	CNI-100	200	0,94	100	100	1	147,9	19,7
	CNK-30	50	0,97	28	10	0,36	27,2	0
	CNK-50	27	0,93	49	36	0,74	45,9	0
Correzzola ricostituito	CRI-25	100	0,95	25	25	1	46	5,4
	CRI-50	48	0,97	50	50	1	47,7	18,3
	CRI-100	147	0,94	100	100	1	123,7	48

Tabella 5.3. Sommario delle prove triassiali.

Per quanto riguarda la torba di Adria, i provini sono stati consolidati a valori di tensione sia più bassi che più alti della pressione di pre-consolidazione in sito, allo scopo di analizzare i comportamenti della torba negli stati OC e NC. Le tensioni σ'_{1c} per la torba di Correzzola, invece, sono sempre maggiori di σ'_{vc} .

5.2. *Analisi dei risultati*

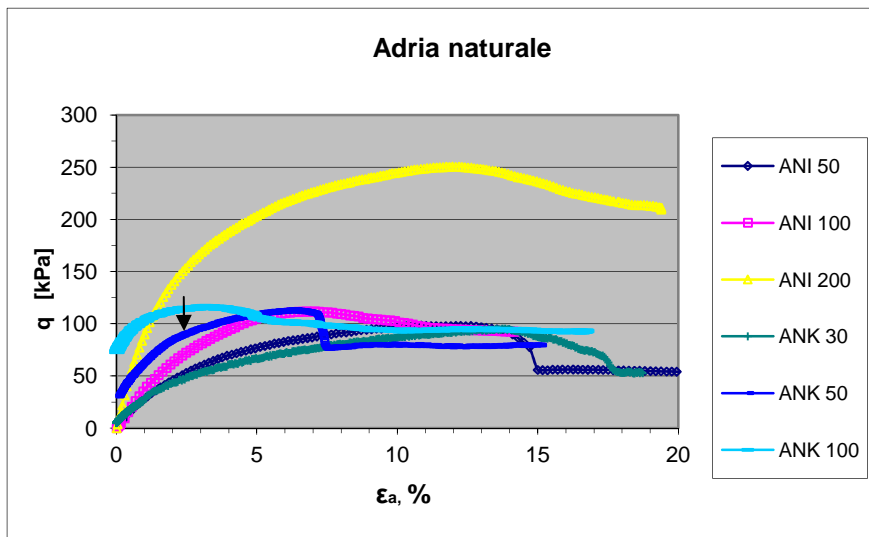
- Grafici tensione deviatorica q – deformazione assiale ϵ

Vengono riportati i grafici q - ϵ dei due tipi di torba, distinguendo i provini indisturbati e rimaneggiati.

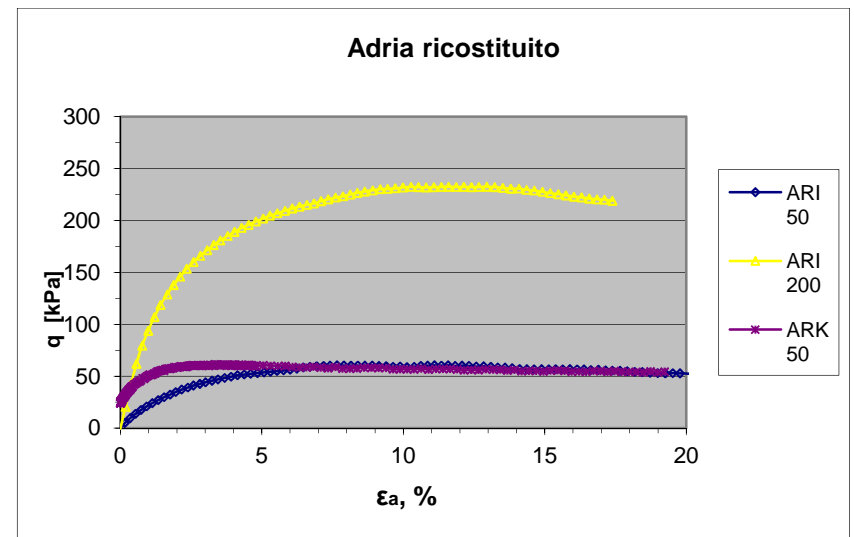
Le curve riguardanti i provini indisturbati di Adria presentano tutte un picco evidente (Figura 5.1a). Dopo la rottura, la resistenza a taglio decade ad un valore costante che rimane fino alla fine della prova, fatto più evidente per i campioni consolidati a pressioni minori di 100 kPa (condizioni OC). Per i terreni inorganici, la condizione $q = \text{costante}$ è rappresentativa dello stato critico. Nei terreni organici, poiché la resistenza a taglio è influenzata dalla rottura o dallo scivolamento delle fibre e dalla continua variazione di volume o di pressione neutrale anche a grandi deformazioni, è difficile stabilire se le condizioni di stato critico sono raggiunte. Si parla quindi di una condizione “pseudo-critica”.

I provini consolidati anisotropicamente mostrano curve simili. La tensione efficace σ'_3 si annulla durante la prova ANK-50, determinando probabilmente l'uscita dell'acqua verso i confini laterali: da quel punto (segnato nel grafico) in poi il provino non si trova più in condizioni non drenate e i risultati ottenuti perdono di significato.

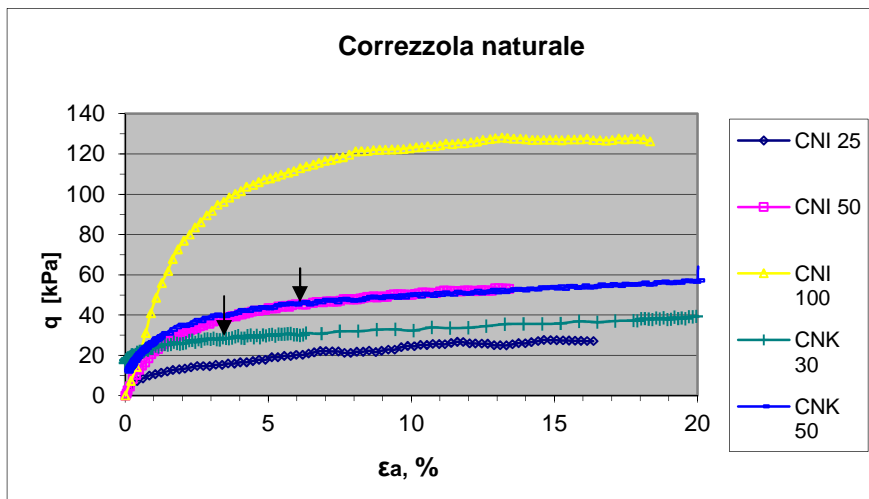
Il picco non è più così visibile nelle curve dei provini di Adria ricostituiti (Figura 5.1b), in particolare nel caso con pressione di consolidazione di 50 kPa.



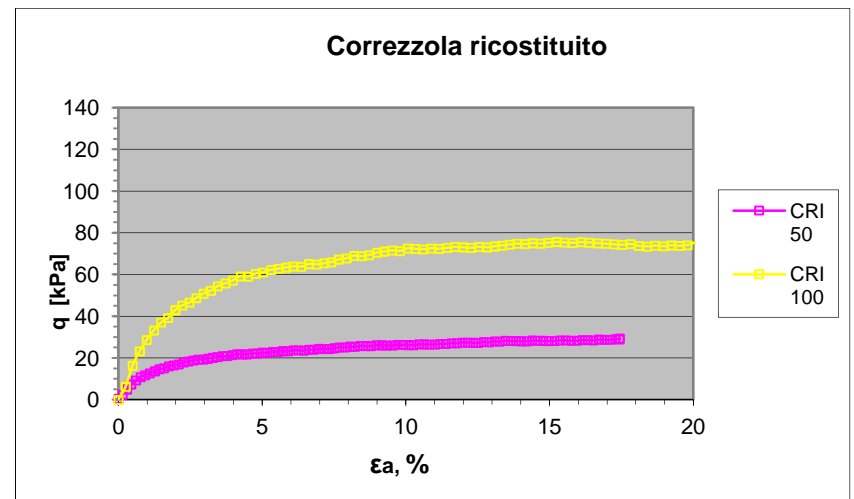
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5.1. Grafici $q - \varepsilon_a$.

Le curve delle prove sui provini di Correzzola assomigliano a quelle dei terreni NC, con q che cresce gradualmente con la deformazione per avvicinarsi ad un valore costante (condizione pseudo-critica), anche se il suo raggiungimento non è evidente. C'è una graduale transizione da una risposta lineare elastica ad una lineare incrudente.

Come per i provini di Adria, i campioni consolidati anisotropicamente durante la prova raggiungono condizioni drenate (CNK-30 e CNK-50). Si nota comunque come le curve dei provini consolidati alla stessa pressione si sovrappongono.

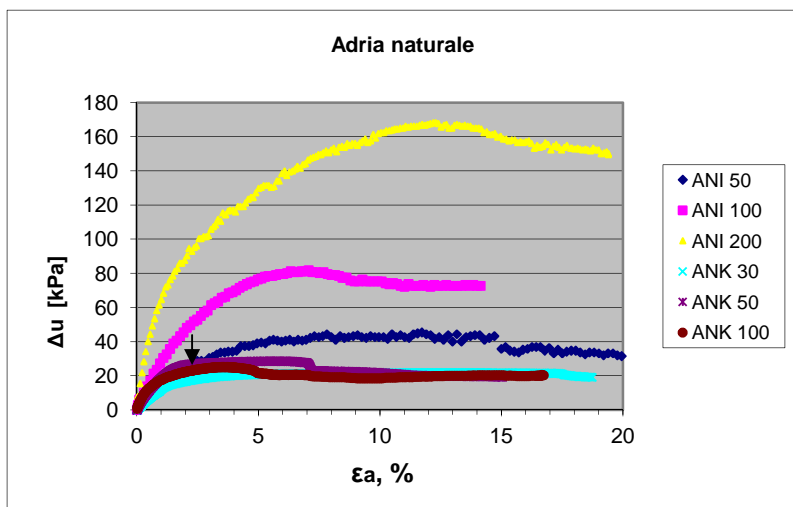
I provini ricostituiti mostrano lo stesso comportamento di quelli indisturbati, ma con valori di q minori alla stessa deformazione.

- Grafici variazione di pressione neutrale Δu – deformazione assiale ϵ

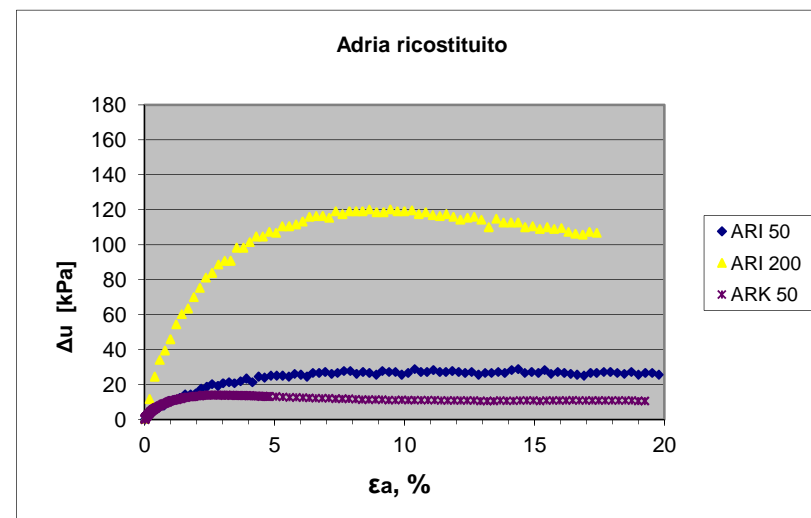
L'andamento di queste curve rispecchia quello della tensione deviatorica per i vari provini (Figura 5.2).

Si nota il picco evidente per i campioni di torba di Adria e il comportamento incrudente per quelli di Correzzola.

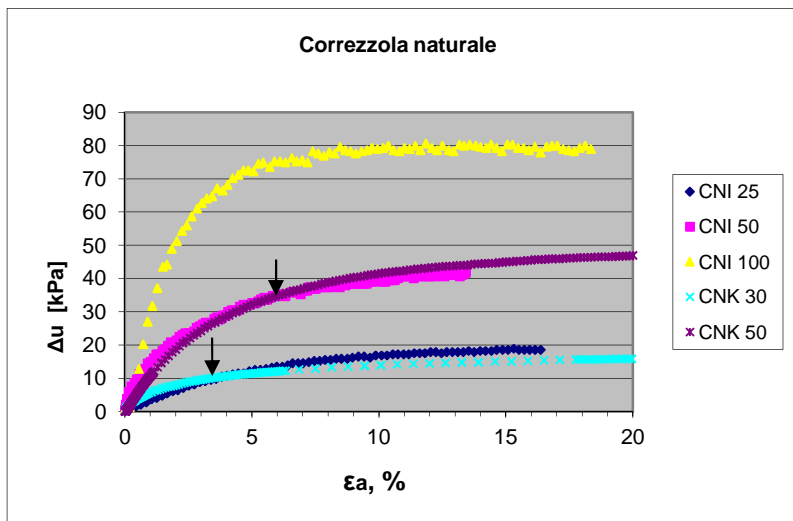
I provini ricostituiti mostrano una variazione di pressione neutrale minore rispetto a quelli indisturbati, consolidati alla stessa pressione.



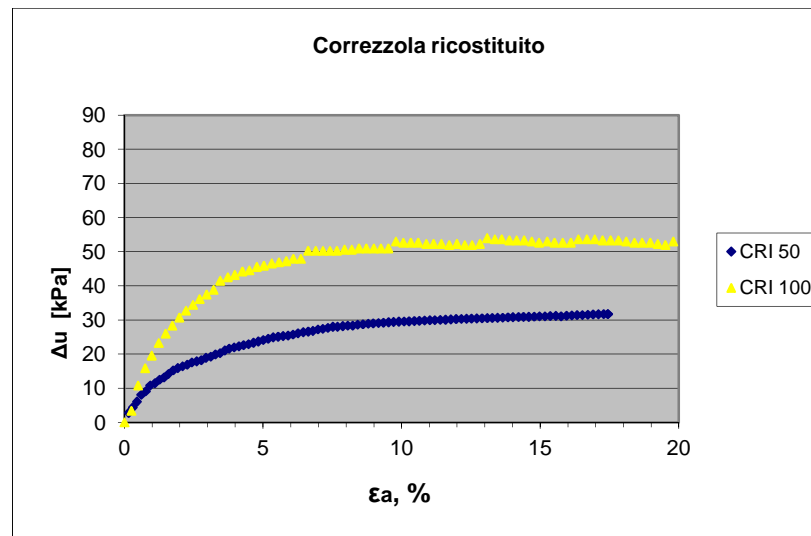
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5.2. Grafici $\Delta u - \epsilon_a$.

- Percorsi tensionali (grafici tensione deviatorica q – pressione efficace p')

Questi grafici ci permettono di calcolare gli angoli di resistenza a taglio φ' e la coesione c' , come visto nel capitolo 3.

Le prove con consolidazione anisotropa non sono state prese in considerazione per questo calcolo, in quanto la condizione non drenata non viene mantenuta durante i test. Si noti come i percorsi di questi provini, infatti, devino verso destra avvicinandosi alla linea di percorso drenato, con pendenza 3:1.

Per i provini indisturbati di Adria sono state considerate in modo separato le condizioni di picco e di post-picco (Figura 5.3 e Tabella 5.4).

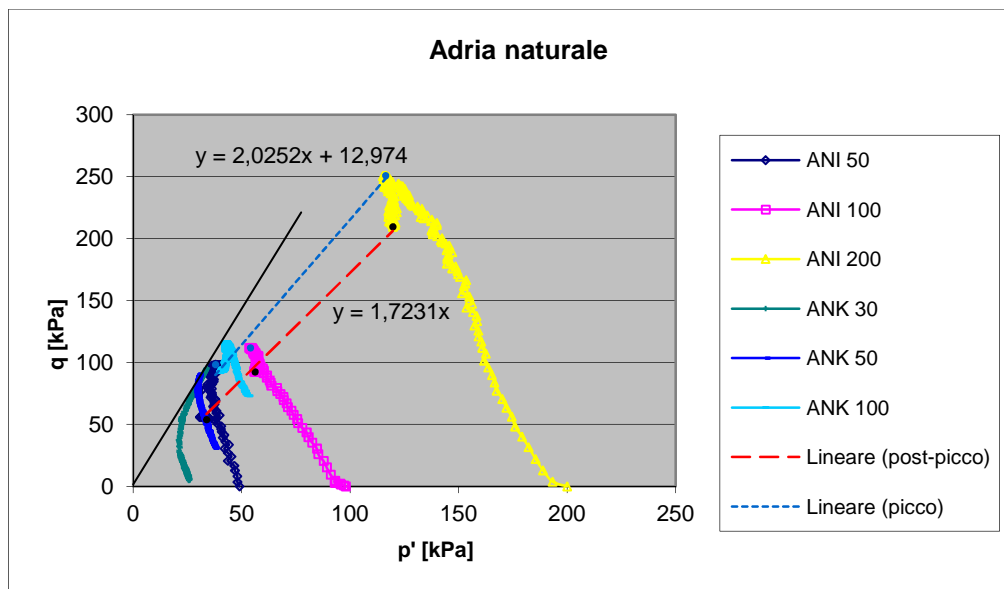


Figura 5.3. Grafici $q - p'$ per i provini di Adria indisturbati.

ANI post-picco		ANI picco	
M	1,7231	M	2,0252
φ' [rad]	0,73	φ' [rad]	0,86
φ' [°]	42	φ' [°]	49
k	0	k	12,974
c' [kPa]	0	c' [kPa]	7

Tabella 5.4. Valori di φ' e di c' di Adria naturale.

La stessa cosa è stata fatta per i provini di Adria ricostituiti, poiché, come si è visto, presentano anch'essi un valore di picco e di post-picco (Figura 5.4 e Tabella 5.5).

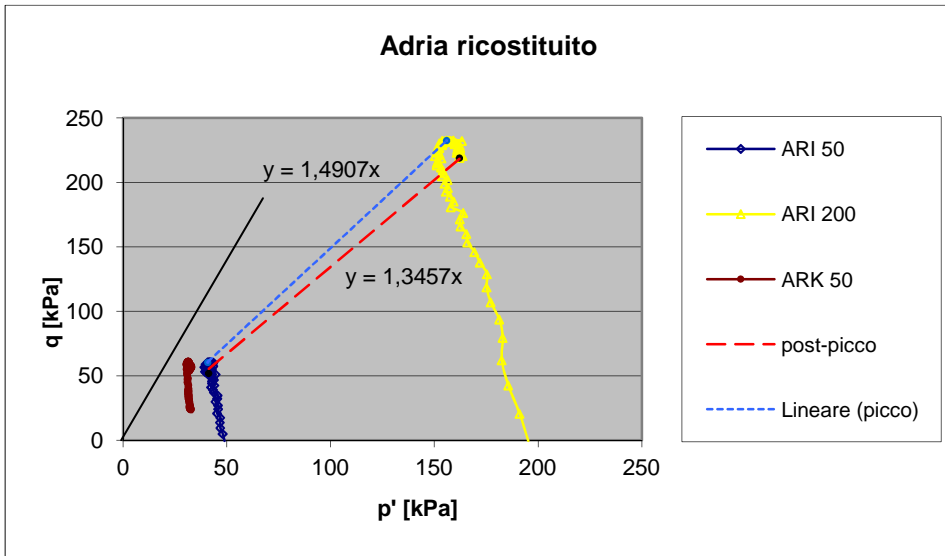


Figura 5.4. Grafici q - p' per i provini di Adria ricostituiti.

ARI post-picco		ARI picco	
M	1,3457	M	1,4907
φ' [rad]	0,58	φ' [rad]	0,64
φ' [°]	33	φ' [°]	36
k	0	k	0
c' [kPa]	0	c' [kPa]	0

Tabella 5.5. Valori di φ' e di c' dei provini di Adria ricostituiti.

I valori di φ' di picco e post-picco sono in questo caso simili e non c'è coesione. Si può dire che rimangono gli effetti della sovraconsolidazione, ma sono meno marcati.

Gli angoli di attrito diminuiscono di 9°- 13° rispetto a quelli dei provini indisturbati.

La resistenza a taglio dei provini indisturbati di Correzzola aumenta proporzionalmente con la pressione di consolidazione. Si trova un unico angolo di attrito e coesione nulla (Figura 5.5 e Tabella 5.6).

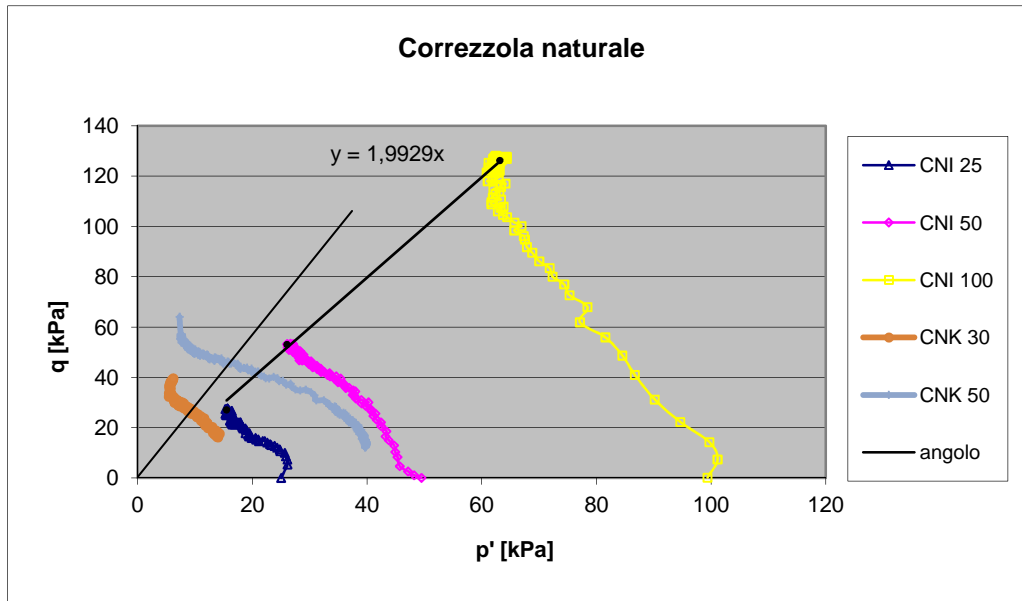


Figura 5.5. Grafici q - p' per i provini di Correzzola indisturbati.

CNI	
M	1,9929
φ' [rad]	0,84
φ' [°]	48
k	0
c' [kPa]	0

Tabella 5.6. Valori di φ' e di c' dei provini di Correzzola naturale.

L'angolo di attrito dei provini ricostituiti diminuisce di 22°, evidenziando il fatto che l'effetto delle fibre sulla resistenza a taglio è molto grande (Figura 5.6 e Tabella 5.7).

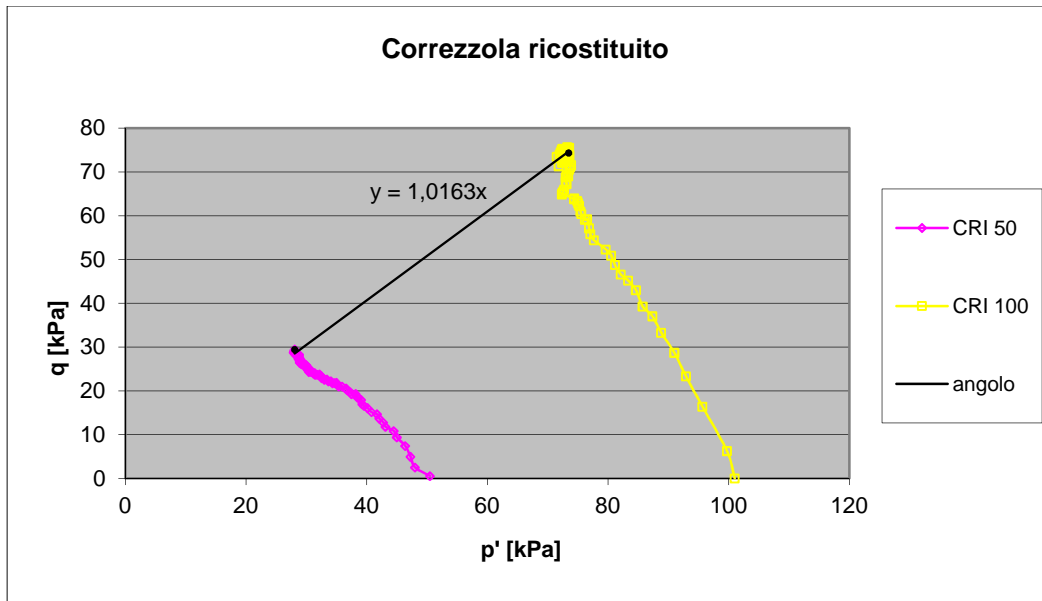


Figura 5.6. Grafici $q - p'$ per i provini di Correzzola ricostituiti.

CRI	
M	1,0163
φ' [rad]	0,45
φ' [°]	26
k	0
c' [kPa]	0

Tabella 5.7. Valori di φ' e di c' dei provini di Correzzola ricostituiti.

Figura 5.7 riporta i valori di $p' - q$ a rottura con gli angoli φ' ricavati.

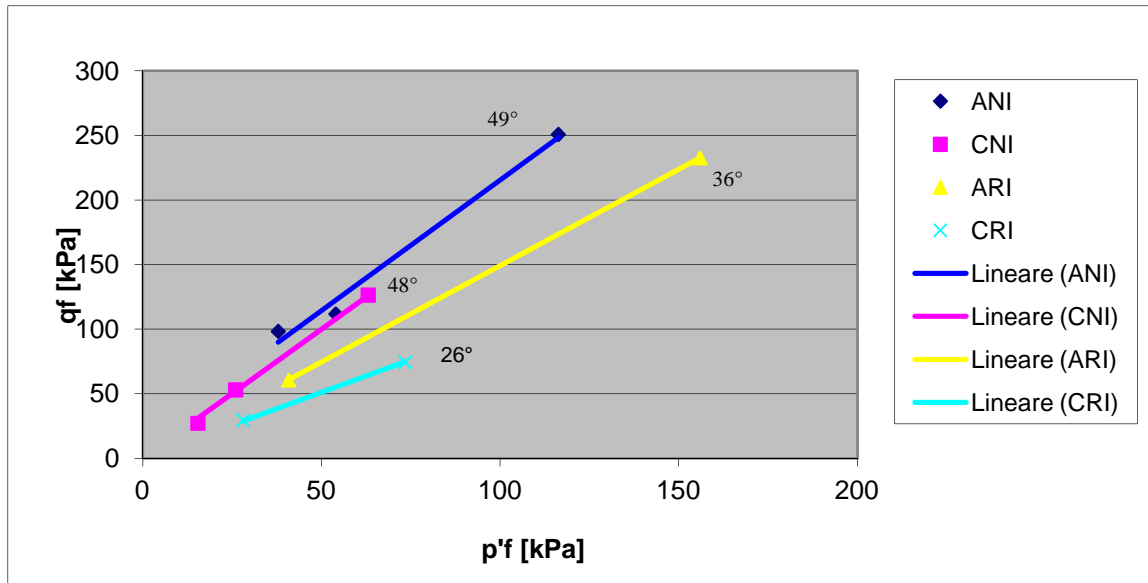


Figura 5.7. Valori di $q - p'$ a rottura e angoli ϕ' .

I valori ricavati sono in linea con quelli che si trovano in letteratura. In particolare, entrambi i tipi di torba presentano alti angoli di attrito (49° e 48°) e bassa coesione (7 kPa e 0).

La rottura delle fibre determina una diminuzione dell'angolo di attrito. L'effetto di rinforzo delle fibre sembra essere maggiore nel caso della torba di Correzzola, la quale mostra un minor angolo per i campioni ricostituiti (26° a confronto di 36° dei campioni di Adria).

Ciò sembra essere in accordo con la natura della frazione organica delle due torbe, dato che quella di Correzzola è formata da foglie e radici lunghe e fini, mentre quella di Adria contiene prevalentemente fibre corte e molte decomposte. Il mescolamento incide soprattutto sulla prima.

- Percorsi tensionali normalizzati

I provini sono stati consolidati sotto pressioni σ_c diverse. L'incremento della pressione di confinamento corrisponde a quello della pressione neutrale. Perciò, come si può vedere da Figura 5.8, i percorsi tensionali normalizzati con σ'_c praticamente coincidono durante la fase di taglio. L'unico percorso che si discosta è quello del provino di Adria sovraconsolidato.

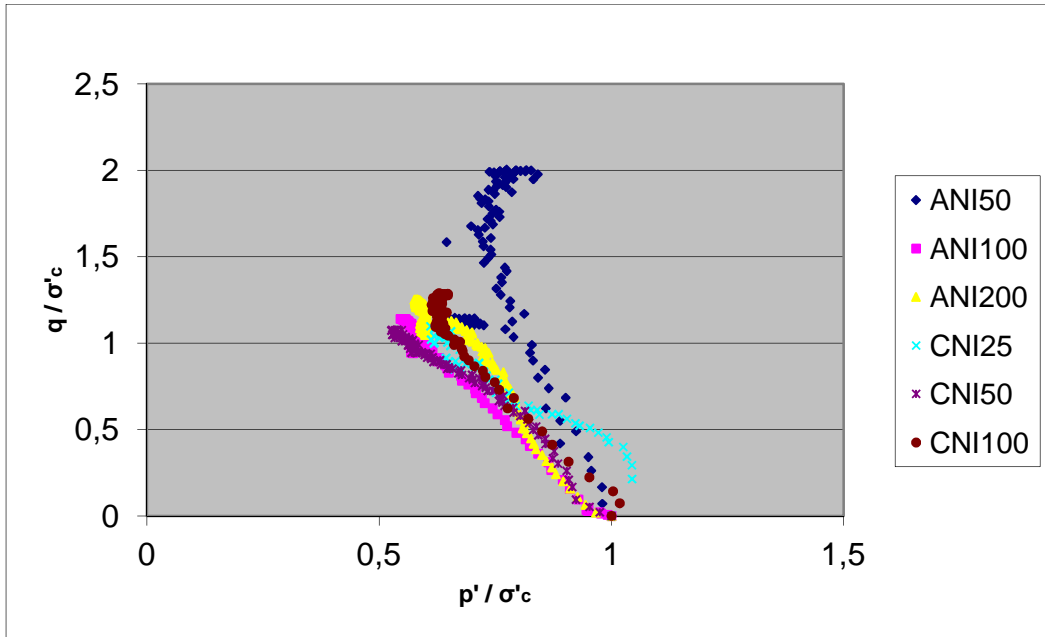


Figura 5.8. Percorsi tensionali normalizzati dei provini indisturbati.

Il comportamento a taglio non drenato della torba, così come quello dei terreni inorganici saturi, non è influenzato in modo significativo dalla pressione di confinamento, e può essere oggetto di discussione in termini di tensioni efficaci (Yamaguchi,1985, Figura 5.9; Zhang e O'Kelly, 2012).

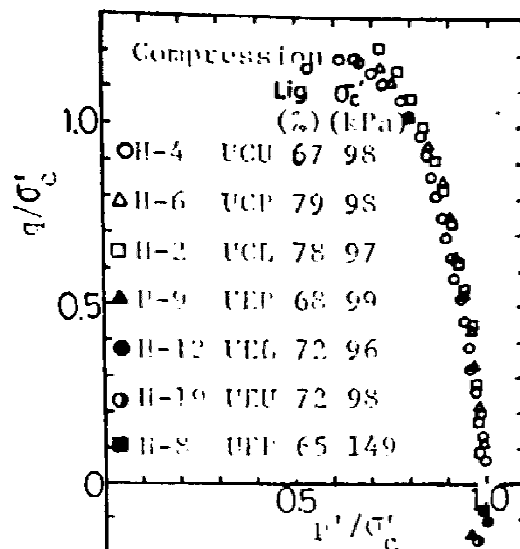


Figura 5.9. Percorsi tensionali efficaci normalizzati per varie condizioni di carico (Yamaguchi,1985).

- Modulo di Young non drenato E_v

La rigidità della torba è definita dal modulo di Young non drenato in direzione verticale. Il valore per ogni provino viene stimato come pendenza della tangente alla porzione iniziale lineare del grafico sforzo-deformazione ($q-\epsilon$). Il punto in cui la risposta tenso-deformativa comincia a deviare in modo evidente dalla tangente cade sempre nel range di deformazione 1 - 4%.

In Figura 5.10 sono riportati i valori di E_v corrispondenti alle diverse pressioni di consolidazione p'_c .

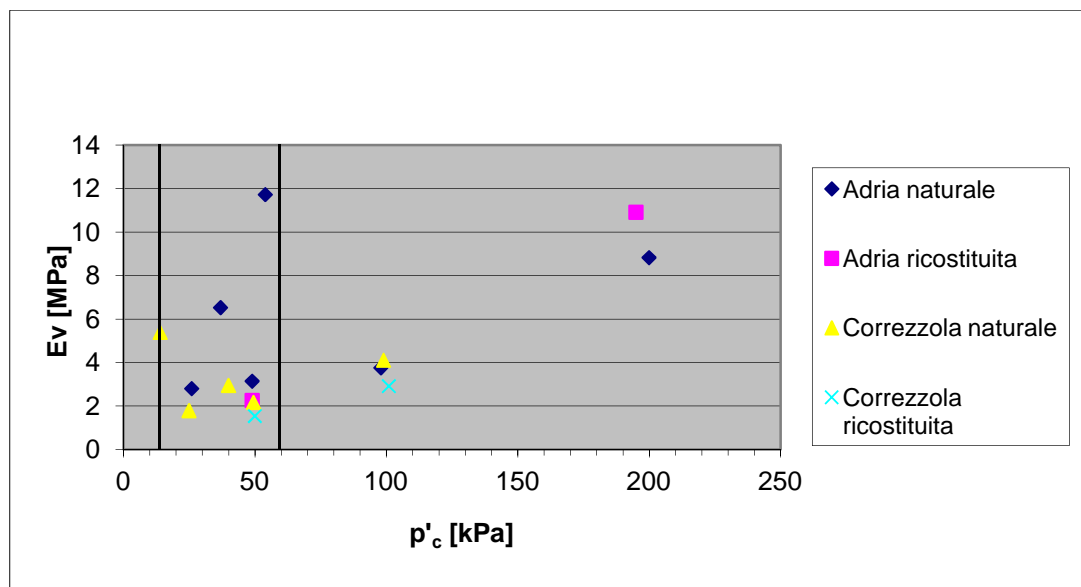


Figura 5.10. Valori di E_v dei diversi provini.

I provini indisturbati di Adria presentano moduli E_v di 3-9 MPa, con valori più alti per i provini consolidati anisotropicamente, e valori simili sono stati trovati anche per i provini ricostituiti: la rottura delle fibre non sembra quindi influenzare in modo significativo la rigidità della torba. I provini di Correzzola hanno invece moduli di rigidità nell'intervallo 1,5-5 MPa, con valori più bassi per i campioni ricostituiti.

Moduli elastici non drenati così bassi sono tipici delle argille tenere (Tabella 5.8), ma mentre queste mostrano un forte dipendenza di E_v con la pressione di consolidazione, questo non è evidente per i provini indisturbati di torba, forse a causa della struttura della torba intatta, con fibre aggrovigliate. Una certa dipendenza sembra invece esserci per i provini ricostituiti, anche se i dati a disposizione sono pochi. Ciò avalla la spiegazione precedente.

Nell'intervallo di pressioni efficaci di consolidazione in sito (stimate essere tra i 15 e i 60 kPa) i valori di E_v sono simili per i due tipi di torba e analoghi a quelli riportati da altri autori, compresi nell'intervallo 400 kPa-7 Mpa (Dhowian, 1978; Elsayed, 2003).

MODULO ELASTICO NON DRENATO E_u [Mpa]	
argilla tenera	2-5
argilla compatta	5-10
argilla dura	10-25
argilla molto compatta	25-60

Tabella 5.8. Valori tipici di di E_v delle argille.

- Anisotropia nella torba

La variazione di pressione neutrale Δu nei provini di torba è stata stimata usando una variante dell'equazione di Skempton, in cui Δu è data in termini di variazione della tensione totale media Δp , della tensione deviatorica Δq e del parametro di pressione neutrale a che tiene conto dell'anisotropia del materiale, secondo l'equazione [9] (Skempton, 1954; Wood, 1990):

$$\Delta u = \Delta p + a\Delta q \quad [9]$$

Essa rappresenta la differenza tra i percorsi tensionali efficaci e totali nello spazio $q-p'$ sperimentati dal materiale durante una prova triassiale non drenata. La pendenza del percorso tensionale efficace non drenato è pari a $-1/a$ (Figura 5.11).

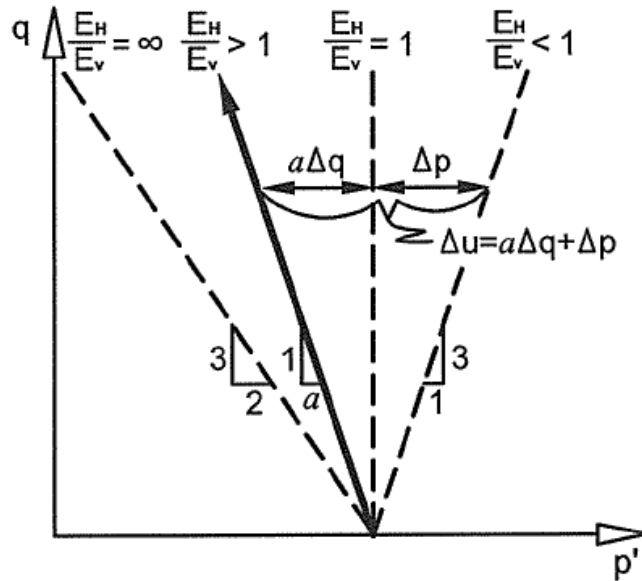


Figura 5.11. Rappresentazione concettuale e limiti teorici dell'eccesso di pressione neutrale come conseguenza del comportamento elastico anisotropo della torba (Hendry et al., 2012).

Il percorso tensionale efficace non drenato di un materiale isotropo elastico lineare è verticale perchè la condizione di deformazione volumetrica nulla richiede che non ci sia variazione di p' (Wood, 2004). In altre parole, non c'è accoppiamento tra il comportamento volumetrico e a taglio di un materiale elastico lineare isotropo. Il Δu indotto nel materiale è interamente dovuto alla variazione di tensione totale media Δp e il parametro a è uguale a zero.

Per un materiale elastico cross-anisotropo, il percorso tensionale efficace non drenato non è verticale, ma l'inclinazione è positiva con un valore di a negativo se il modulo di Young del materiale in direzione verticale E_v è maggiore rispetto a quello in direzione orizzontale E_h . Al contrario, l'inclinazione è negativa con un valore positivo di a se E_v è più piccolo di E_h (Graham e Houlsby, 1983; Wood, 2004).

I limiti per a sono $a = -\frac{1}{3}$ per $E_v \gg E_h$ e $a = \frac{2}{3}$ per $E_v \ll E_h$.

La deviazione del percorso tensionale efficace non drenato dalla verticale può essere considerato come un'indicazione della risposta elastica anisotropa, come visto anche al paragrafo 4.2.1 (Zwanenburg, 2005).

I percorsi tensionali efficaci non drenati relativi al tratto lineare elastico della curva $q-\varepsilon$ per i provini di torba indisturbati e ricostituiti di Adria e Correzzola possono quindi essere

esaminati alla luce del comportamento elastico cross-anisotropo, in termini del parametro di pressione neutrale a .

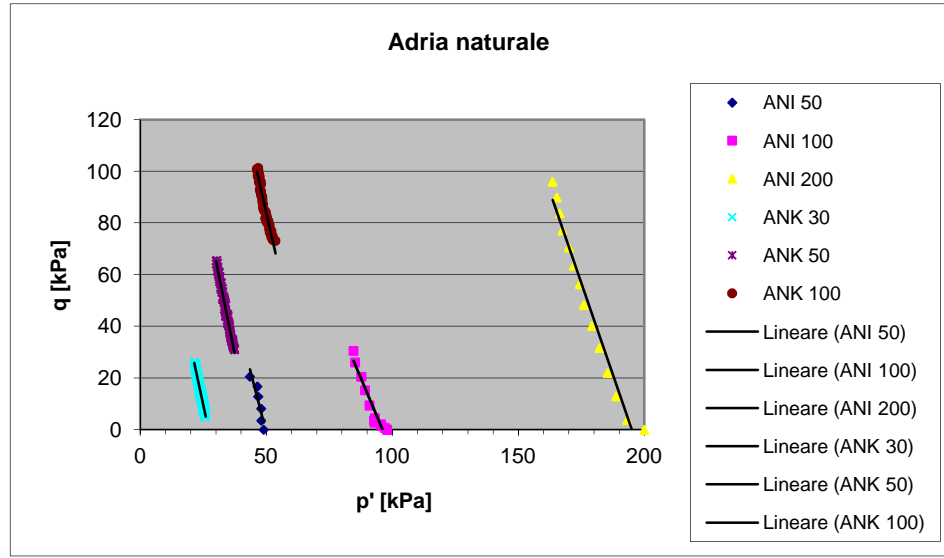


Figura 5.12. Pendenze dei percorsi tensionali nel tratto elastico dei provini di Adria indisturbati.

	a
ANI 50	0,26
ANI 100	0,43
ANI 200	0,37
ANK 30	0,21
ANK 50	0,21
ANK 100	0,26

Tabella 5.9. Valori di a per i provini di Adria indisturbati.

I provini indisturbati di Adria presentano un valore di a medio compreso tra 0,2 e 0,43 (Tabella 5.9). Come si vede da Figura 5.12, i percorsi tensionali nel loro primo tratto presentano una pendenza simile per tutti i provini.

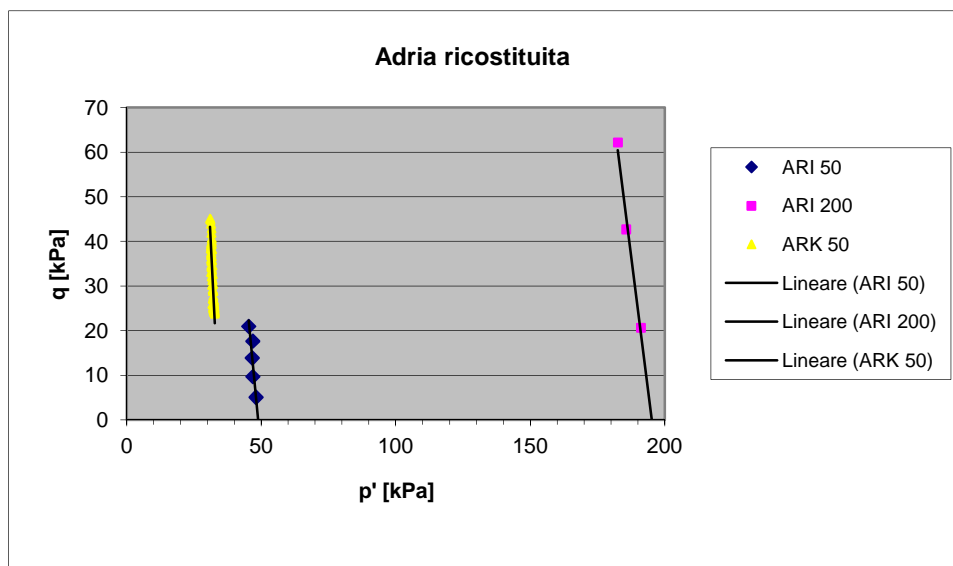


Figura 5.13. Pendenze dei percorsi tensionali nel tratto elastico dei provini di Adria ricostituiti.

	a
ARI 50	0,17
ARI 200	0,21
ARK 50	0,081

Tabella 5.10. Valori di a per i provini di Adria ricostituiti.

I valori medi di a dei provini ricostituiti sono più bassi, minori di 0,3 (Figura 5.13 e Tabella 5.10). In particolare, per i provini consolidati ad una pressione di 50 kPa hanno un percorso quasi verticale nel tratto elastico.

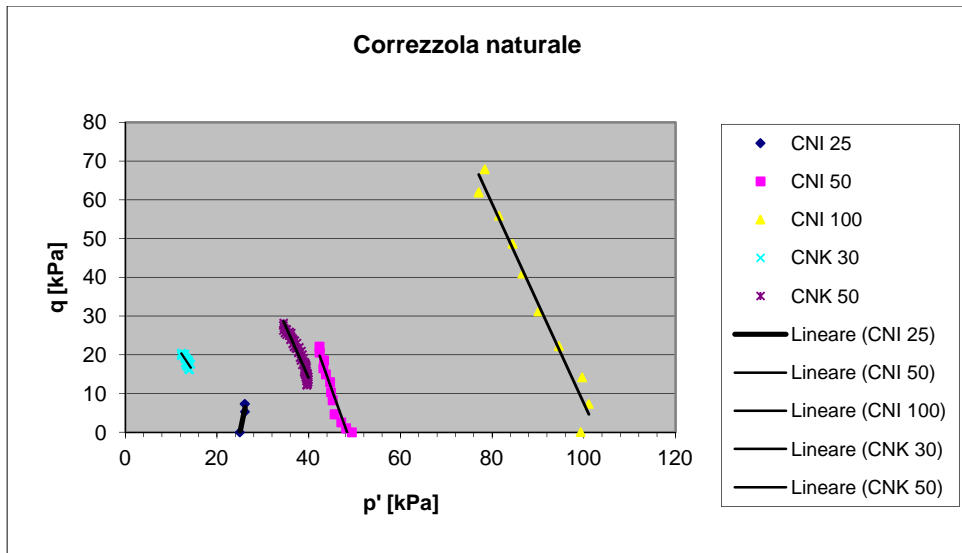


Figura 5.14. Pendenze dei percorsi tensionali nel tratto elastico dei provini di Correzzola indisturbati.

	a
CNI 25	-0,14
CNI 50	0,31
CNI 100	0,31
CNK 30	0,43
CNK 50	0,35

Tabella 5.11. Valori di *a* per i provini di Correzzola indisturbati.

Le inclinazioni dei percorsi tensionali dei provini indisturbati di Correzzola sono tutte superiori a 0,3 (Figura 5.14 e Tabella 5.11), tranne nel caso della prova CNI-25 che ha un valore di *a* addirittura negativo.

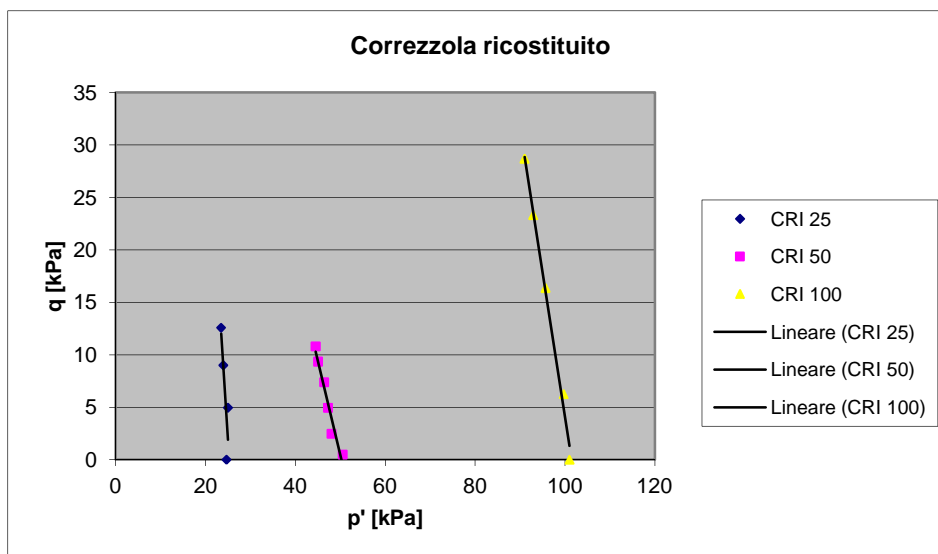


Figura 5.15. Pendenze dei percorsi tensionali nel tratto elastico dei provini di Correzzola ricostituiti.

	a
CRI 25	0,15
CRI 50	0,55
CRI 100	0,36

Tabella 5.12. Valori di a per i provini di Correzzola ricostituiti.

I valori medi di a dei provini di Correzzola ricostituiti variano al variare della pressione di consolidazione (Figura 5.15 e Tabella 5.12).

In Figura 5.16 sono riportati i valori di a di tutti i provini con le corrispondenti pressioni di consolidazione p'_c .

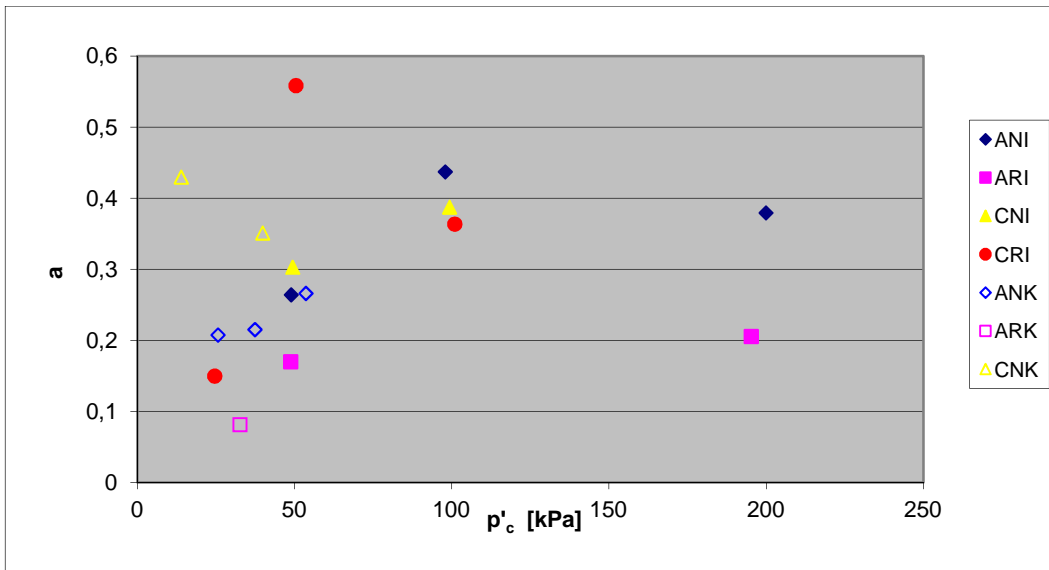


Figura 5.16. Variazione del parametro a con la tensione efficace media iniziale p'_c .

I percorsi tensionali efficaci non drenati dei provini indisturbati, sia di Adria che di Correzzola, mostrano nel tratto elastico una pendenza negativa con valore medio di $\sim 0,3$ e non sembra essere in relazione con il valore di p'_c .

Ciò indica la presenza di una struttura cross-anisotropa in sito dei provini indisturbati, con valori di E_h maggiori di quelli di E_v . Questa struttura cross-anisotropa è dovuta alla tensione mobilitata nelle fibre, probabilmente a causa della loro disposizione verificatasi durante la fase di deposizione.

I provini ricostituiti hanno invece pendenze dei percorsi tensionali più basse (unica eccezione è la prova CRI-50), ma non nulle come ci aspetterebbe senza le fibre. Ciò significa che i provini ricostituiti non possono essere considerati materiali isotropi, ma presentano invece un certo grado di anisotropia, probabilmente perché l'effetto delle fibre non è stato del tutto eliminato.

In particolare, il valore di a sembra aumentare con l'aumento della pressione di confinamento. Questa variazione è forse dovuta al fatto che i provini testati a pressioni efficaci di confinamento più alte sviluppano una rigidità anisotropa maggiore e ciò potrebbe essere attribuito al riallineamento di piccole fibre rimaste dopo lo sgretolamento nella direzione di espansione (perpendicolare alla forza assiale di compressione) e al conseguente aumento della mobilitazione della tensione nelle fibre.

Risultati simili sono riportati anche da Hendry et al. (2012), come si vede in Figura 5.17.

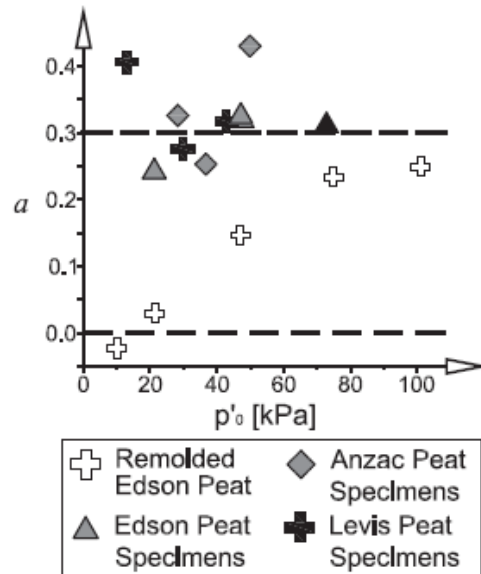
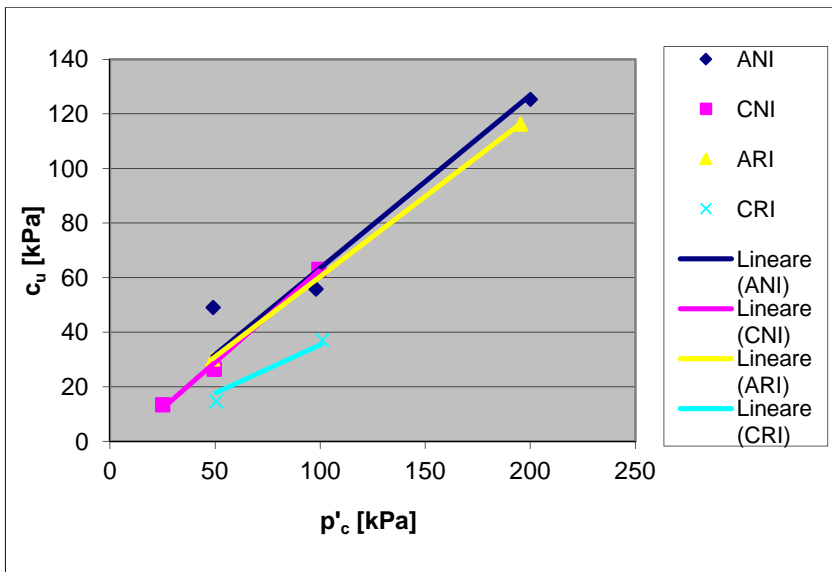


Figura 5.17. Variazione del parametro a con la tensione efficace media iniziale p'_0 (Hendry et al., 2012).

- Parametro di resistenza non drenata c_u

La resistenza non drenata c_u è stata calcolata come $\frac{q_f}{2}$, con q_f tensione deviatorica a rottura, come visto al paragrafo 3.4 del capitolo 3.

In Figura 5.18 sono riportati i valori trovati dalle diverse prove con le corrispondenti pressioni efficaci di consolidazione.



	c_u/p'_c
ANI	0,63
CNI	0,68
ARI	0,59
CRI	0,35

Figura 5.18 e Tabella 5.13. Relazione $c_u - p'_c$ per le torbe di Adria e Correzzola nel caso indisturbato e ricostituito.

La relazione tra c_u e σ'_c , approssimata linearmente, mostra valori, compresi tra 0,5 e 0,7, in linea con quelli di Yamaguchi (1985) e di altri autori (Tabella 4.3) per torbe naturali (Tabella 5.13).

L'inclinazione c_u/σ'_c corrisponde al grado di aumento della resistenza a taglio non drenata dovuto alla consolidazione e dovrebbe aumentare con il contenuto di fibre.

Si nota infatti che i valori relativi ai provini rimaneggiati sono più bassi, proprio perché si è cercato di eliminare il contributo delle fibre.

Si è provato a vedere se valori di c_u/σ'_c simili si possono trovare anche da altre prove. Si sono quindi utilizzati i risultati dei test triassiali non drenati riportati da Hendry et al. nei loro articoli (2012, 2014). I provini provenivano da tre diversi siti canadesi.

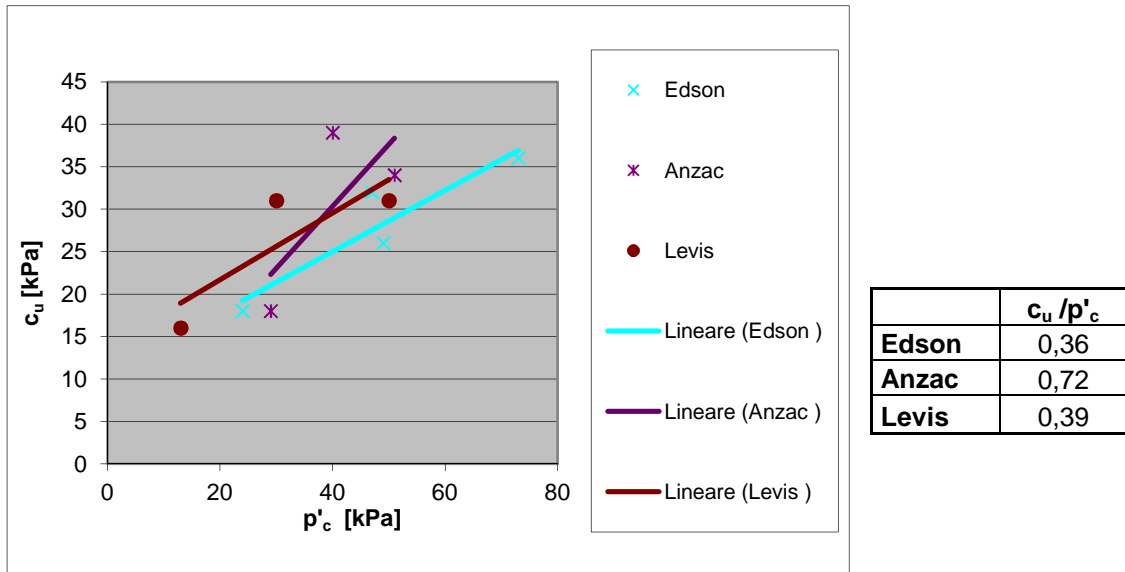


Figura 5.19 e Tabella 5.14. Relazione $c_u - p'_c$ per le torbe di Edson, Anzac e Levis.

In questo caso, sembra difficile trovare una relazione lineare (Figura 5.19). Utilizzando comunque una linea di tendenza lineare, il valore corrispondente alla torba campionata vicino ad Anzac è simile a quelli trovati per le torbe fibrose indisturbate, mentre quelli delle torbe degli altri due siti sono molto diversi (Tabella 5.14). I bassi valori per le torbe di Edson e Levis indicano che le fibre non danno un aumento di resistenza: ciò è dovuto forse al fatto che questi campioni contenevano parti di radici, rametti e sassi che potrebbero aver interferito con la mobilitazione di tensione nelle fibre e aver creato piani deboli lungo cui i provini probabilmente si sono rotti.

- Resistenza attritiva

Hendry et al. (2012) propongono un nuovo metodo per stimare la resistenza attritiva (senza il contributo delle fibre) della torba a partire dai risultati delle prove triassiali.

Notando che tutti i provini mostravano una graduale transizione da un comportamento elastico lineare a uno lineare incrudente, è stato ipotizzato che essa fosse indicativa della resistenza a taglio associata alle interazioni d'attrito, e che l'aumento lineare di q durante il tratto di deformazione incrudente fosse il risultato della resistenza aggiuntiva data dalla tensione delle fibre. Se si assume che il contributo della tensione delle fibre sia lineare per l'intera durata della fase di rottura, cioè senza scivolamento o lacerazione della fibre, si può

estrapolare la porzione lineare della risposta deformativa incrudente a $\varepsilon_a = 0\%$. L'intercetta q così ottenuta rappresenta la tensione deviatorica attritiva di snervamento (q_{fs}) associata solo all'attrito della matrice del materiale.

Questo concetto è illustrato in Figura 5.20, dove una linea orizzontale segna il passaggio dalla resistenza attritiva della matrice alla resistenza attritiva della matrice più il rinforzo delle fibre.

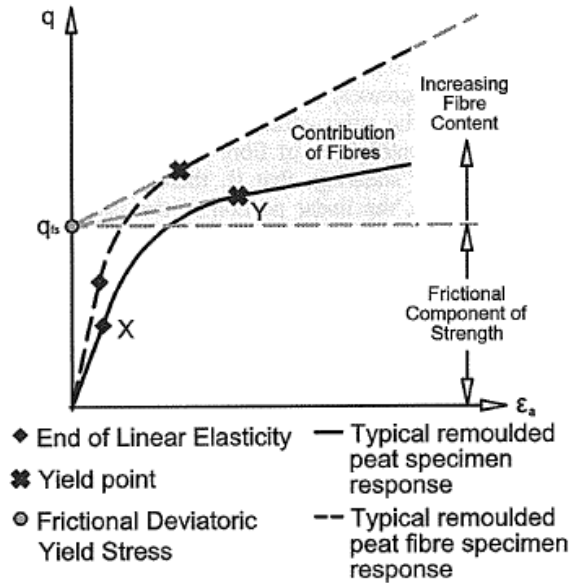


Figura 5.20. Rappresentazione concettuale della resistenza attritiva della torba (Hendry et al., 2012).

In Figura 5.20 sono anche evidenziati due punti chiave : X rappresenta il limite superiore del comportamento lineare elastico e Y la piena mobilitazione della resistenza a taglio attritiva.

Una volta ricavati i q_{fs} , gli autori costruiscono un grafico con i punti $q_{fs} - p'_c$. Viene disegnata una retta interpolante (FSL) passante per l'origine e dalla pendenza M si trova l'angolo d'attrito ϕ' (rappresentativo della resistenza attritiva della torba).

Questo viene infine confrontato con l'angolo di attrito ottenuto dalla prova di taglio diretto.

Proviamo ad applicare questo metodo alle torbe di Adria e Correzzola.

Ricaviamo i q_{fs} dai grafici della risposta tenso-deformativa dei provini indisturbati (Figure 5.21 e 5.22).

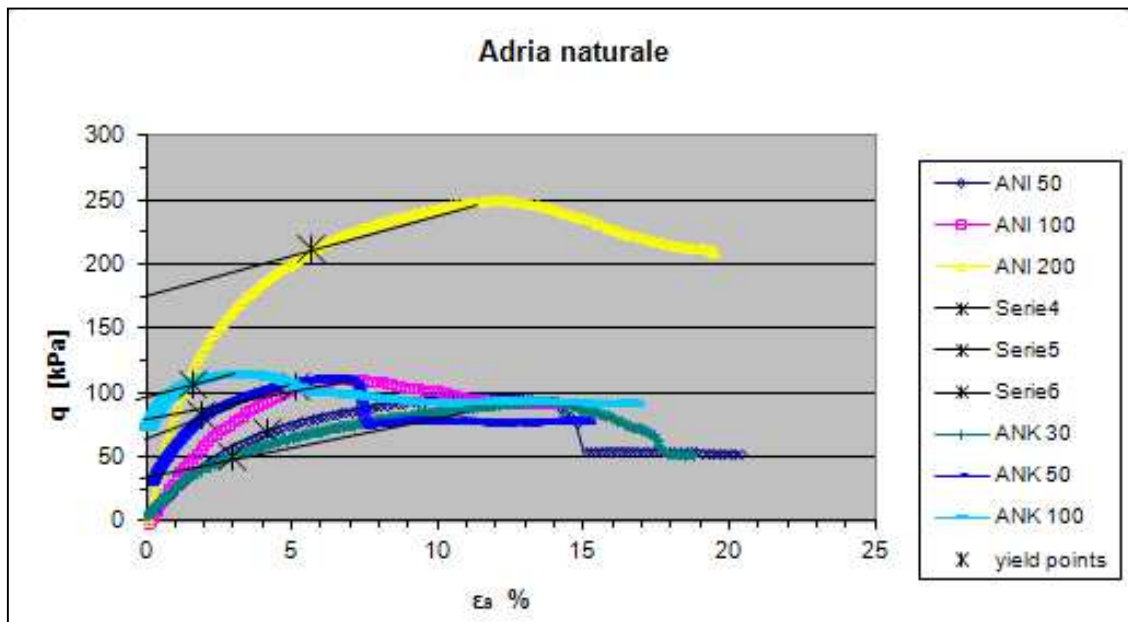


Figura 5.21. Individuazione dei q_{fs} dei provini indisturbati di Adria.

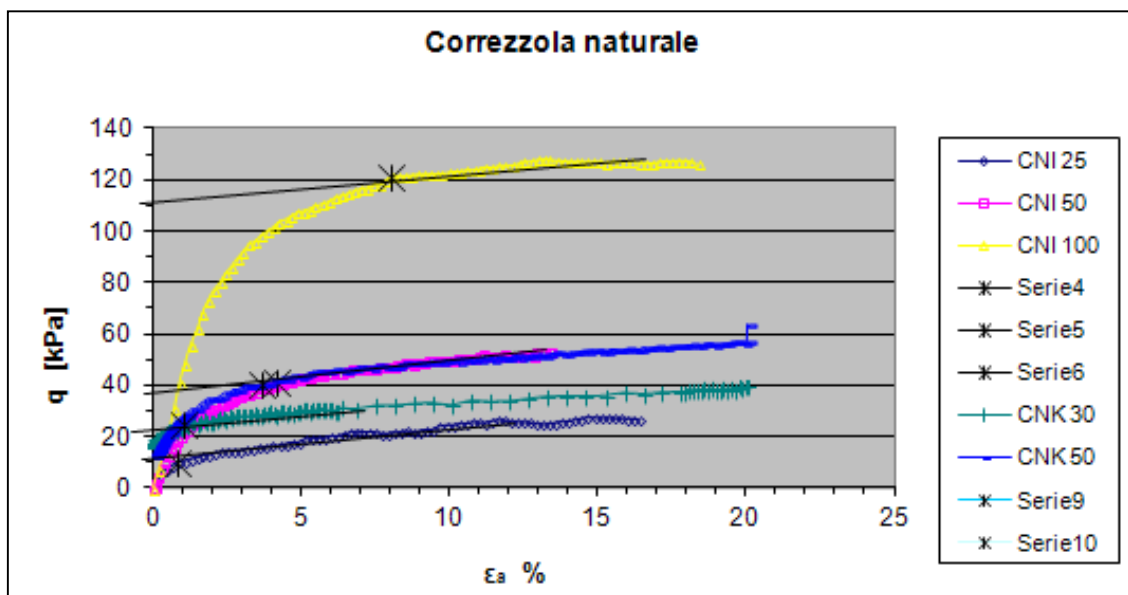


Figura 5.22. Individuazione dei q_{fs} dei provini indisturbati di Correzzola.

Costruiamo i grafici $q_{fs} - p'_c$ e le rette interpolanti FSL (Figure 5.23 e 5.24).

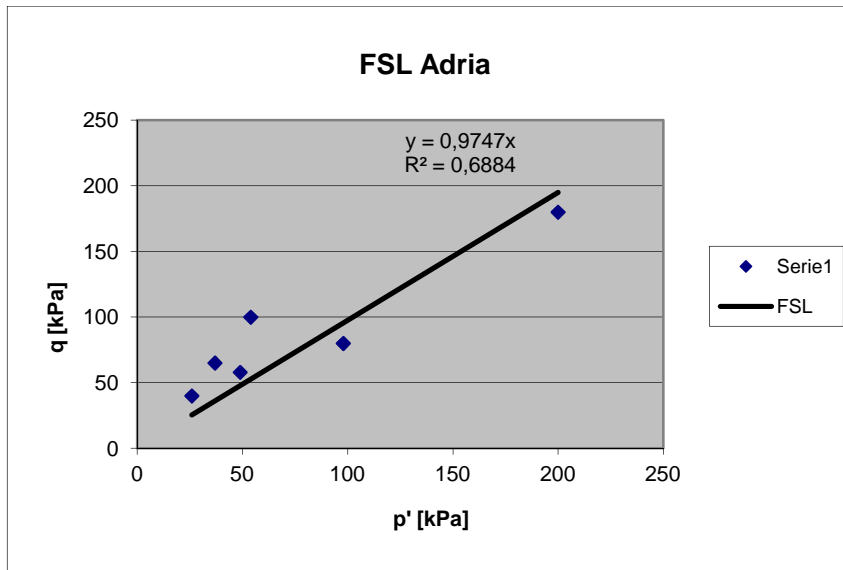


Figura 5.23. Linea di resistenza frizionale (FSL) per i provini di Adria.

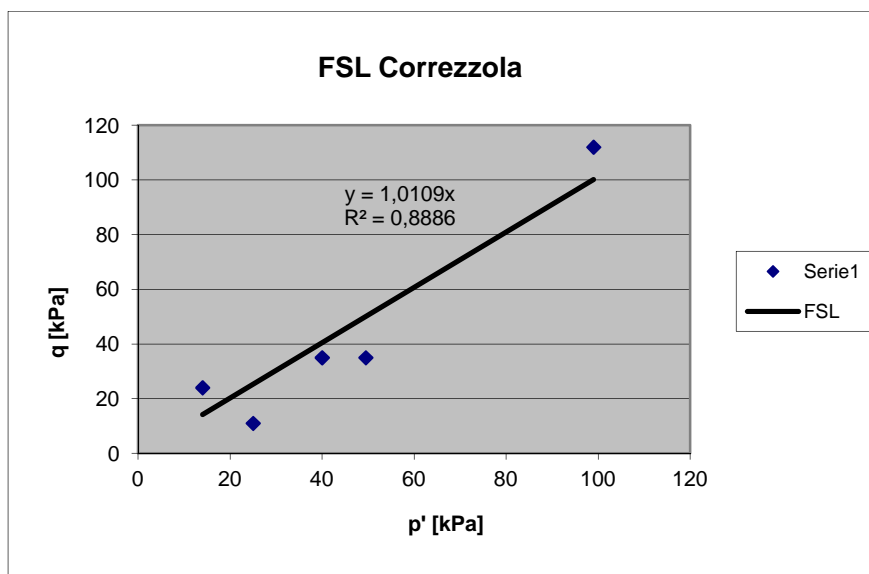


Figura 5.24. Linea di resistenza frizionale (FSL) per i provini di Correzzola.

La Tabella 5.15 riporta i valori di φ' trovati con questo metodo. Non avendo a disposizione risultati di prove di taglio diretto, il confronto è stato fatto con gli angoli trovati dalle prove triassiali sui provini ricostituiti.

ADRIA		CORREZZOLA	
M	0,9747	M	1,0109
φ' [rad]	0,432	φ' [rad]	0,447
φ' [°]	25	φ' [°]	26
φ' CIU [°]	36	φ' CIU [°]	26

Tabella 5.15. Angoli d'attrito φ' trovati con il metodo di Hendry et al. e con le prove triassiali su provini ricostituiti.

Si noti come nel caso di Correzzola l'angolo φ' di resistenza a taglio attritiva trovato con questo nuovo metodo coincide con quello dei provini ricostituiti, mentre nel caso delle torbe di Adria l'angolo ricavato con il procedimento di Hendry et al. è notevolmente più basso rispetto ai provini rimescolati.

Se quindi da un lato questo approccio sembra valido per stimare la resistenza attritiva delle torbe, dall'altro non sembra esserci corrispondenza.

Le spiegazioni possono essere molteplici.

Abbiamo visto come i provini di Adria presentino un comportamento tipicamente sovraconsolidato, caratterizzato da una risposta tenso-deformativa con un valore di picco di q . Risulta quindi difficile individuare gli "yield points" poiché non è presente un vero e proprio tratto lineare incrudente. Di conseguenza, il metodo di Hendry et al. non sembra adatto in questo caso per stimare la resistenza a taglio attritiva.

E' anche vero, però, che, non avendo a disposizione dati riguardanti prove di taglio diretto per un ulteriore confronto, è difficile stabilire se la resistenza a taglio che si trova con le prove triassiali sui provini ricostituiti sia effettivamente quella della matrice o se sia comunque presente un certo effetto delle fibre, non del tutto disgregate. Ciò varrebbe in particolare per la torba di Adria, dove si è visto essere presenti fibre corte e abbastanza decomposte. Lo sgretolamento dei provini potrebbe non aver eliminato del tutto l'influenza delle fibre sulla matrice. Ciò sarebbe in accordo anche con l'analisi sull'anisotropia e con i valori non nulli del parametro "a" trovati precedentemente.

Si raccomandano ulteriori studi per convalidare questo nuovo metodo.

- Effetto di rinforzo delle fibre

La resistenza a taglio delle torbe di Adria e Correzzola è stata stimata in termini di aumento della pressione di confinamento efficace σ_{FR} data dalla tensione mobilitata dalle fibre (Figura 5.25).

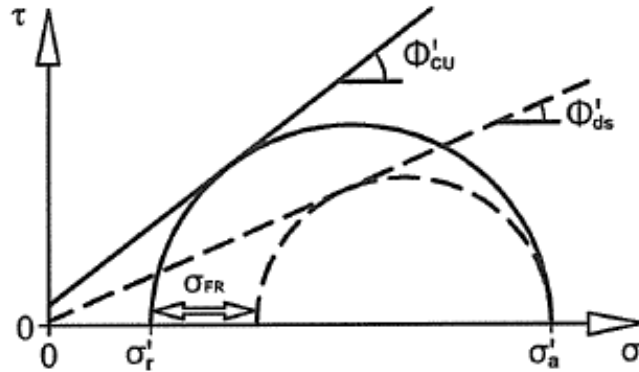


Figura 5.25. Rappresentazione concettuale dell'aumento dello sforzo efficace di confinamento come conseguenza della tensione mobilitata dalle fibre della torba (Hendry et al., 2012).

Nel nostro caso, φ'_{cu} e c'_{cu} sono quelli trovati con le prove triassiali sui provini indisturbati, mentre i φ'_{ds} sono quelli dei provini ricostituiti.

Usando relazioni trigonometriche, σ_{FR} può essere scritta in termini di σ'_a (sforzo efficace assiale), φ'_{cu} , c'_{cu} e φ'_{ds} :

$$\sigma_{FR} = (K_{ds} - K_{cu})\sigma'_a + K_{cu} \frac{2c'_{cu} \cos \varphi'_{cu}}{1 - \sin \varphi'_{cu}} \quad [10]$$

dove $K_{ds} = \frac{(1 - \sin \varphi'_{ds})}{(1 + \sin \varphi'_{ds})}$ e $K_{cu} = \frac{(1 - \sin \varphi'_{cu})}{(1 + \sin \varphi'_{cu})}$.

L'equazione [10] rappresenta una relazione lineare tra σ_{FR} e σ'_a della forma:

$$\sigma_{FR} = A\sigma'_a + Bc'_{cu} \quad [11]$$

dove $A = (K_{ds} - K_{cu})$ e $B = \frac{2K_{cu} \cos \varphi'_{cu}}{1 - \sin \varphi'_{cu}}$ sono parametri adimensionali, funzioni di φ'_{cu} e φ'_{ds} .

Per un dato φ'_{ds} , il valore di A aumenta da $(K_{ds}-1)$ per $\varphi'_{cu} = 0^\circ$ a K_{ds} per $\varphi'_{cu} = 90^\circ$ (Figura 5.26). In particolare, A è positivo se $\varphi'_{cu} > \varphi'_{ds}$.

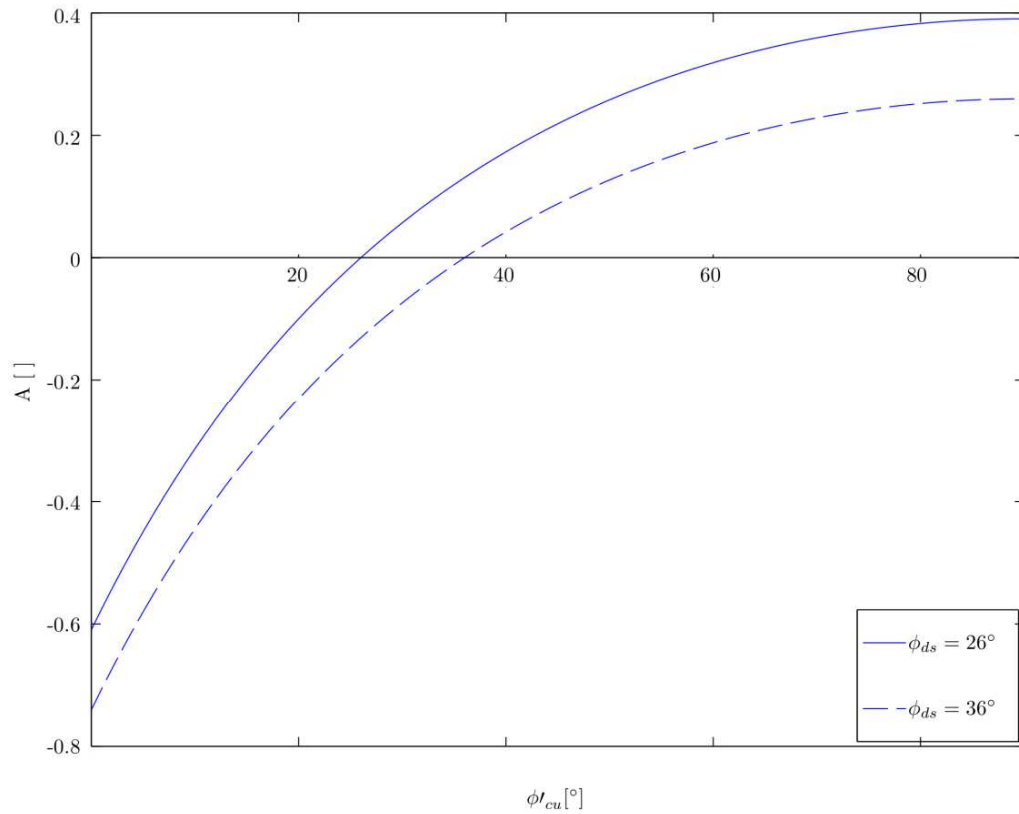


Figura 5.26. Variazione del parametro adimensionale A con φ'_{cu} , dato φ'_{ds} (36° per Adria e 26° per Correzzola).

Il valore di B , invece, diminuisce da 2 per $\varphi'_{cu} = 0^\circ$ a 0 per $\varphi'_{cu} = 90^\circ$ (Figura 5.27).

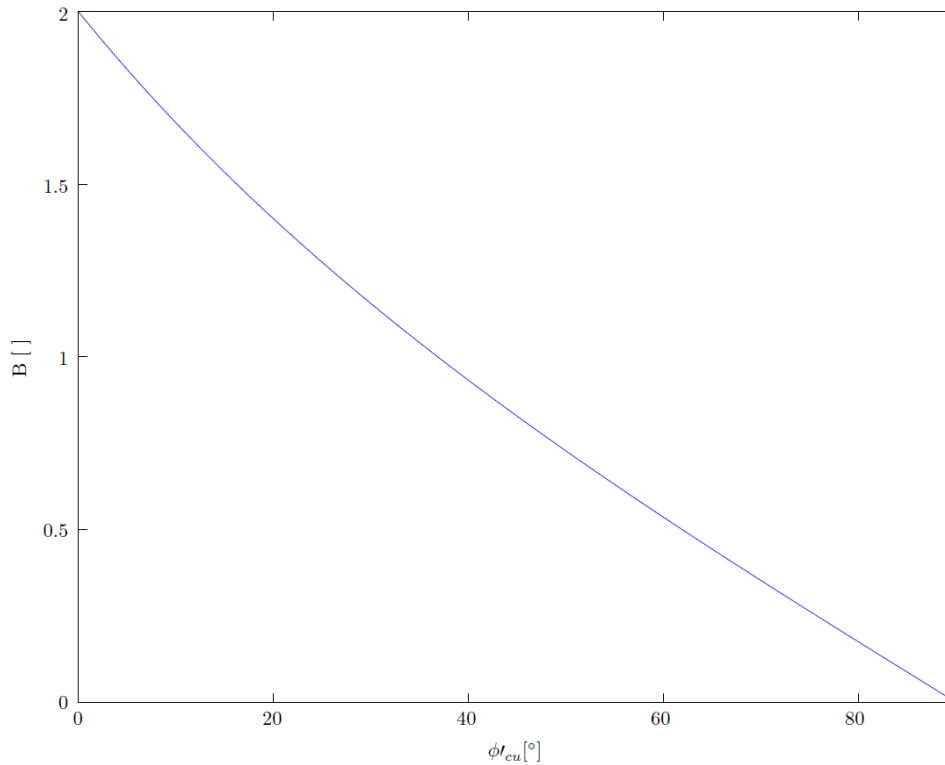


Figura 5.27. Variazione del parametro adimensionale B con ϕ'_{cu} .

I valori di A e B per le torbe di Adria e Correzzola sono riportati in Tabella 5.16.

ADRIA			CORREZZOLA	
ϕ'_{ds} [°]	36		ϕ'_{ds} [°]	26
ϕ'_{cu} [°]	49		ϕ'_{cu} [°]	48
c'_{cu} [kPa]	7		c'_{cu} [kPa]	0
A	0,11		A	0,25
B	0,74		B	0,76

Tabella 5.16. Valori dei parametri A e B per le torbe di Adria e Correzzola.

Si noti come il valore di A per la torba di Correzzola sia più di due volte quello di Adria: ciò indica un maggior contributo dell'effetto rinforzante delle fibre.

6. TERRENI FIBRORINFORZATI

6.1. *Introduzione*

Un terreno fibrorinforzato è definito come un terreno che contiene elementi discreti (le fibre), i quali forniscono un miglioramento del comportamento meccanico del composto.

Il terreno fibrorinforzato si comporta come un materiale composito in cui le fibre con resistenza a trazione relativamente alta sono inserite nella matrice del terreno. Le tensioni a taglio nel terreno mobilizzano la resistenza a trazione nelle fibre, le quali a loro volta trasmettono maggior resistenza al terreno.

Il concetto di rinforzo con fibre è stato riconosciuto più di 5000 anni fa. La presenza di radici di piante è un mezzo naturale di incorporare nel terreno fibre orientate in modo casuale. Esse migliorano la resistenza del terreno e la stabilità dei pendii naturali.

Antiche civiltà usavano paglia e fieno per rinforzare blocchi di fango per creare dei mattoni da costruzione rinforzati. Ci sono molti esempi di terreni rinforzati come la Grande Muraglia Cinese (primo esempio di terra rinforzata usando rami d'albero come elementi a trazione) o le ziggurat di Babilonia.

Nella storia moderna di stabilizzazione dei terreni, il concetto e principio di rinforzo è stato sviluppato dapprima da Vidal. Dimostrò che l'introduzione di elementi di rinforzo nel terreno aumenta la resistenza a taglio. Conseguentemente, si intrapresero studi sull'uso di materiali fibrosi, a imitazione del passato. Dall'intuizione di Vidal del 1966, quasi 4000 strutture in più di 37 Paesi sono state costruite utilizzando il concetto di terra rinforzata.

6.2. *Tipi di fibre*

Le fibre utilizzate come rinforzo del terreno si distinguono principalmente in naturali e sintetiche.

Le prime stanno riscuotendo grande interesse negli ultimi anni e molte sono le ricerche riguardo ad una loro applicazione nella moderna industria. Da quale parte della pianta la fibra proviene, l'età della pianta e come la fibra viene isolata sono alcuni fattori che influenzano il comportamento delle fibre nel terreno rinforzato.

Tra le fibre naturali ricordiamo:

- fibre di cocco
Vengono ricavate dalla parte esterna del frutto, sono lunghe 50-350 mm e grazie al loro alto contenuto di lignina la loro degradazione ha luogo in modo molto più lento rispetto alle altre fibre naturali.
- agave
Le fibre vengono estratte dalle foglie delle piante e sono di varia misura.
- fibre di palma
Quelle ricavate dal dattero hanno bassi costi, durabilità, peso leggero, resistenza a trazione, abbondanza nel territorio, mentre quelle ricavate dagli alberi di palma hanno caratteristiche non altrettanto buone.
- iuta
Cresce in modo abbondante in Bangladesh, Cina, India e Thailandia e sono estratte dalla corteccia delle piante. Vengono anche utilizzate per produrre tessuti porosi usati per la filtrazione, drenaggio e stabilizzazione del terreno.
- lino
E' la fibra tessile più antica conosciuta dall'uomo.
- bambù
- canna da zucchero

Le principali fibre sintetiche sono invece:

- fibre di polipropilene (PP)
Sono le più usate nei terreni fibrorinforzati. Attualmente, sono utilizzate per migliorare le caratteristiche di resistenza del terreno, ridurre la contrazione e diminuire il degrado chimico e biologico.

- fibre di poliestere (PET)
- fibre di polietilene (PE)
- fibre di vetro
- fibre di nylon
- fibre di acciaio
- fibre in alcol polivinilico (PVA)

6.3. Vantaggi e applicazioni

Le fibre utilizzate come rinforzo nel terreno forniscono principalmente i seguenti benefici:

- aumentano resistenza, rigidità, duttilità e durezza del terreno
- mantengono l'isotropia nella resistenza evitando la formazione di bande di taglio
- diminuiscono il fenomeno di sifonamento del terreno
- aumentano la resistenza nei riguardi della liquefazione sotto condizioni di carico dinamiche
- riducono la compressibilità del terreno.

Utilizzare fibre naturali e/o sintetiche nell'ingegneria geotecnica è possibile principalmente in sei campi:

- costruzione di strade
- muri di contenimento
- rilevati stradali
- protezione da frane
- fondazioni
- ingegneria sismica

6.4. Studi sulla resistenza a taglio

6.4.1. Studi passati

La letteratura passata è d'accordo con lo stabilire che il rinforzo con fibre aumenta la resistenza a taglio e la duttilità dei terreni (Maher e Ho, 1994; Consoli et al., 2009; Casagrande et al., 2006).

L'utilizzo di fibre discrete distribuite in modo casuale nelle applicazioni di miglioramento del terreno è più vantaggioso rispetto all'uso di materiali rinforzanti convenzionali (Dos Santos et al., 2010). Mischiare le fibre col terreno è semplice e abbastanza simile ad altri additivi, come cemento e calce. Inoltre, la distribuzione casuale delle fibre limita potenziali piani di frattura che possono svilupparsi parallelamente a rinforzi orientati e forniscono un comportamento isotropo ai terreni rinforzati (Maher e Gray, 1990; Consoli et al., 2011).

Non si riscontrano quindi le differenze nei risultati derivanti da tipi di prove di taglio diversi (prove triassiali rispetto a prove di taglio diretto) trovati per le torbe, proprio perché le fibre non hanno una direzione di disposizione prevalente.

Ricerche significative sono state fatte sull'uso di fibre discrete distribuite in modo casuale per rinforzare la sabbia, materiale più idoneo per le applicazioni menzionate precedentemente.

Gray e Ohashi (1983) effettuarono un grande numero di prove di taglio diretto su sabbia rinforzata con diversi tipi di fibre. I risultati mostrarono che il rinforzo con fibre aumentava la resistenza a taglio di picco e limitava la riduzione della resistenza post-picco.

Gopal et al. (1994) portarono a termine prove di compressione triassiale per determinare il comportamento tenso-deformativo di sabbia rinforzata con fibre plastiche e osservarono inoltre l'influenza delle proprietà delle fibre (lunghezza, diametro) e della pressione di confinamento sulla resistenza a taglio.

Yetimoglu e Salbas (2003) studiarono la resistenza a taglio di sabbia rinforzata con prove di taglio diretto. Si dimostrò che l'inclusione di fibre nel terreno aumenta la resistenza residua e diminuisce il comportamento fragile del terreno.

In generale, si è notato che un aumento del contenuto di fibre aumenta la resistenza a taglio del terreno.

Molti ricercatori hanno trovato che quest'ultima aumenta in modo proporzionale al contenuto di fibre o al rapporto d'area (Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refay, 1986; Maher e Gray, 1990; Ranjan et al., 1996; Bauer e Oancea, 1999).

Alcuni studi hanno mostrato che l'inclusione di fibre non influenza in modo significativo l'angolo di attrito interno, ma i provini fibrorinforzati mostrano piuttosto un inviluppo di rottura bilineare come risultato dell'esistenza di una tensione di confinamento critica al di sotto della quale le fibre tendono a sfilarsi.

Consoli et al. (1998) osservarono un aumento dell'angolo di attrito ma una diminuzione dell'intercetta di coesione.

Bauer e Oancea (1999) e Consoli et al. (2003) trovarono che l'angolo di attrito era poco influenzato dall'inclusione di fibre mentre c' aumentava con l'aumento del contenuto di fibre.

6.4.2. Studi recenti

Molti sono anche gli studi recenti su questo argomento.

Tang et al. (2007) conclusero che usare fibre come rinforzo è vantaggioso perché la resistenza aumenta, diminuisce la rigidità e rende i terreni consolidati più duttili.

Hariato et al. (2008) effettuarono una serie di prove di laboratorio per studiare il comportamento a taglio del terreno di Akaboku (limo sabbioso) additivato con diverse percentuali di fibre di polipropilene, da 0,2% a 1,2%.

Si è notato che il contenuto di fibre è il principale fattore che influisce sulla resistenza dei provini di terreno. Con l'aumento del contenuto di fibre fino all'1% aumentano la densità secca γ_d , la resistenza a compressione, la resistenza a trazione e la duttilità, mentre c'è una leggera diminuzione di queste proprietà con il contenuto di fibre maggiore (Figure 6.1, 6.2 e 6.3).

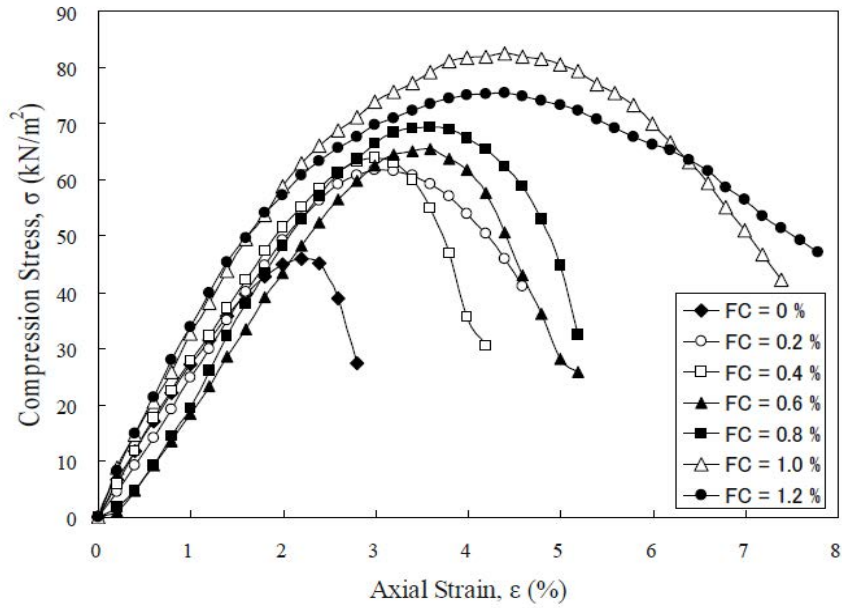


Figura 6.1. Curve sforzo-deformazione del terreno di Akaboku con vari contenuti di fibre (Harianto et al., 2008).

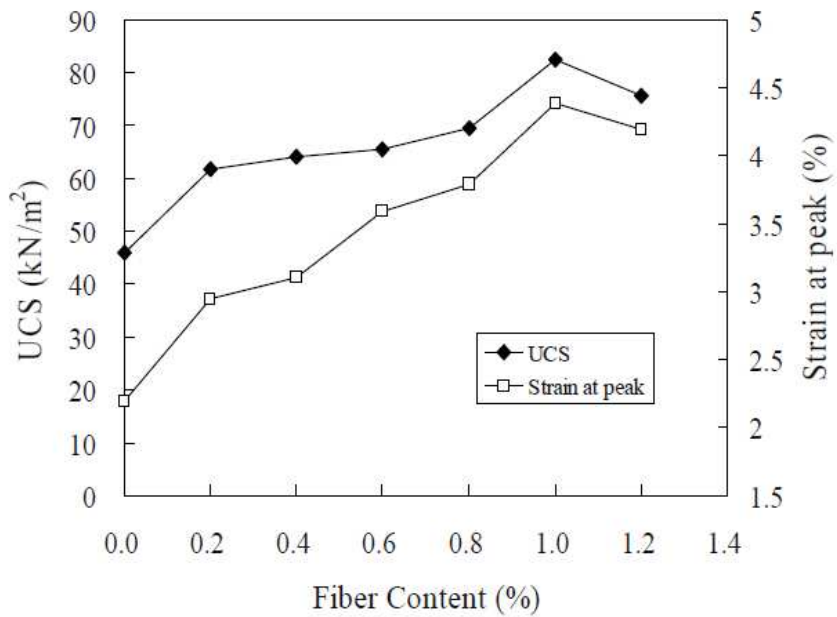


Figura 6.2. Variazione della risposta tenso-deformativa al variare del contenuto di fibre, dove UCS è la resistenza a compressione non confinata di picco (Harianto et al., 2008).

Ciò è probabilmente dovuto allo sviluppo di forze d'interfaccia e di *interlocking* tra le particelle di terreno e le fibre nei provini di terreno compattato, le quali forniscono un miglioramento della resistenza attritiva. L'aumento dell'area di contatto totale tra le particelle di terreno e le fibre aumenta con il contenuto di fibre, aumentando di conseguenza la resistenza alle forze applicate.

Quando i provini sono soggetti al carico, l'interazione tra le particelle di terreno e le fibre migliora, il che fornisce un effetto di connessione nel composto terreno-fibre. Ciò spiega anche il comportamento più duttile. Di conseguenza, il terreno fibrorinforzato è capace di sopportare una maggior deformazione a rottura.

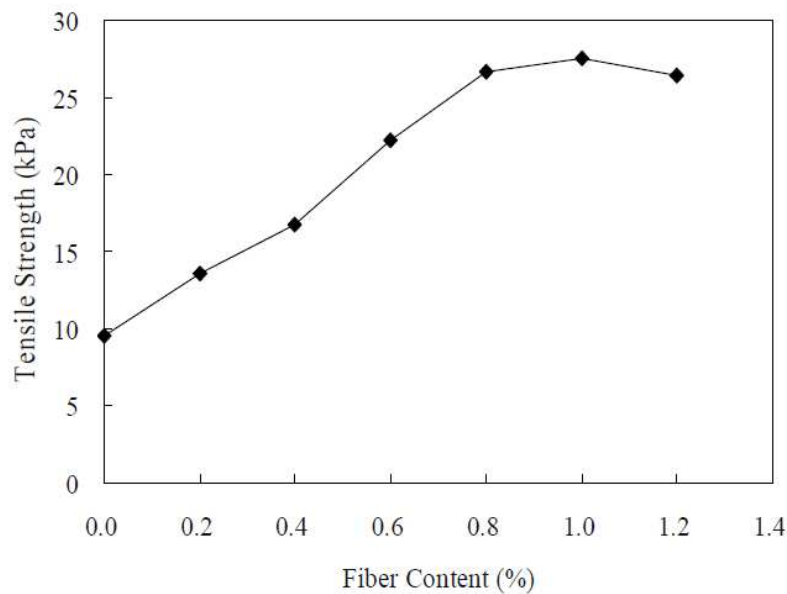


Figura 6.3. Resistenza a trazione del terreno di Akaboku con vari contenuti di fibre (Harianto et al., 2008).

L'efficacia dell'inclusione di fibre dipende dall'interazione tra queste e il terreno.

Nelle prove di trazione, il meccanismo per cui le fibre interagiscono col terreno a basse tensioni normali è controllato soprattutto dall'adesione. La quantità di forza d'adesione sviluppata dipende dall'area di contatto tra la superficie delle fibre e il terreno (Ziegler et al., 1998) ed essa aumenta aumentando la percentuale di fibre nel terreno.

Chen e Loehr (2008) effettuarono una serie di prove triassiali drenate e non drenate su provini di sabbia di Ottawa indisturbati e fibrorinforzati.

I risultati mostrano che le fibre aumentano l'intercetta di coesione c' e l'angolo di attrito interno φ' (Tabelle 6.1 e 6.2).

Inoltre, i parametri di resistenza dei terreni rinforzati aumentano con la deformazione.

Relative Density, D_r (%)	0.0% Fiber Content		0.4% Fiber Content	
	c' (kPa)	φ' (deg)	c' (kPa)	φ' (deg)
10	0.0	30.4	87	43.1
55	0.0	33.7	0 ^a	43.5 ^a

^a: Suspicious result due to equipment limitation for pore pressure measurement.

Tabella 6.1. Parametri di resistenza dei provini di sabbia rinforzati e non rinforzati misurati dalle prove CU (Chen e Loehr, 2008).

Relative Density, D_r (%)	0.0% Fiber Content		0.4% Fiber Content	
	c' (kPa)	φ' (deg)	c' (kPa)	φ' (deg)
10	0.0	29.8	21	45.3
55	0.0	34.2	34	47.9

Tabella 6.2. Parametri di resistenza dei provini di sabbia rinforzati e non rinforzati misurati dalle prove CD (Chen e Loehr, 2008).

Shao et al. (2014) hanno studiato le proprietà meccaniche di una sabbia fibrorinforzata effettuando delle prove di taglio anulare su provini con diverse percentuali di contenuto di fibre e tre diverse pressioni normali.

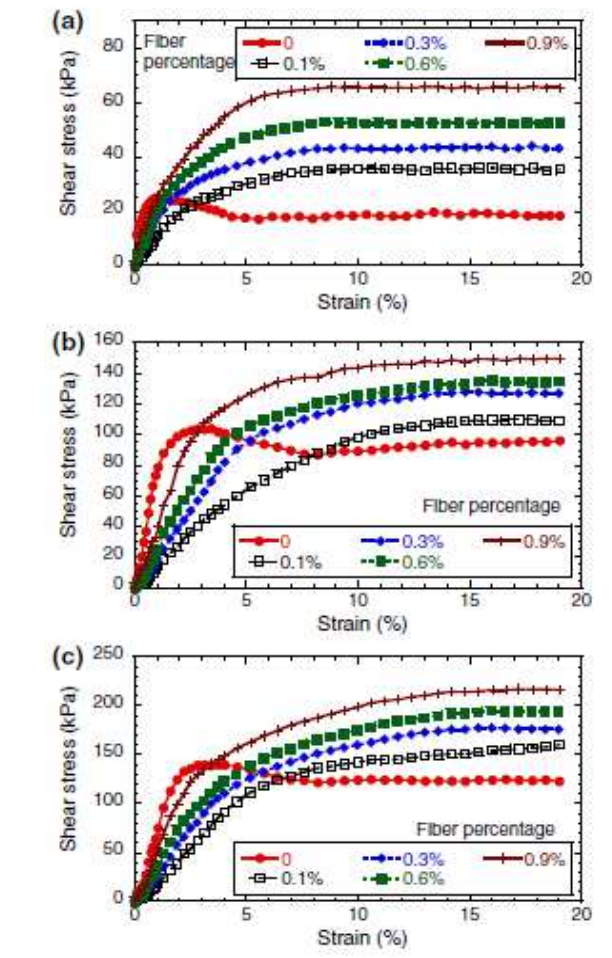


Figura 6.4. Curve sforzo-deformazione di sabbia rinforzata con diverse percentuali di fibre e pressioni normali: (a) $\sigma_n = 50$ kPa; (b) $\sigma_n = 150$ kPa; (c) $\sigma_n = 250$ kPa (Shao et al., 2014).

Figura 6.4 mostra che fino al 2% di deformazione non si nota l'effetto delle fibre, poi i provini fibrorinforzati mostrano una maggior resistenza, in linea con ciò che hanno trovato Consoli et al. (2009).

Si è ipotizzato che le fibre nella sabbia scivolino e si pieghino a piccole deformazioni, cioè all'inizio della fase di taglio. Poi, tutte le fibre cominciano a flettersi e tirarsi a grandi deformazioni, che sono i due meccanismi che aiutano ad aumentare la resistenza a taglio della matrice del terreno.

Lo sforzo di picco aumenta gradualmente con il contenuto di fibre e la presenza delle fibre nella sabbia in qualsiasi percentuale evita la riduzione di resistenza dopo il picco, in linea con quanto trovato da studi precedenti.

L'effetto di rinforzo delle fibre sulla resistenza a taglio può essere visto dagli involuipi lineari nel piano di Mohr-Coulomb (Figura 6.5).

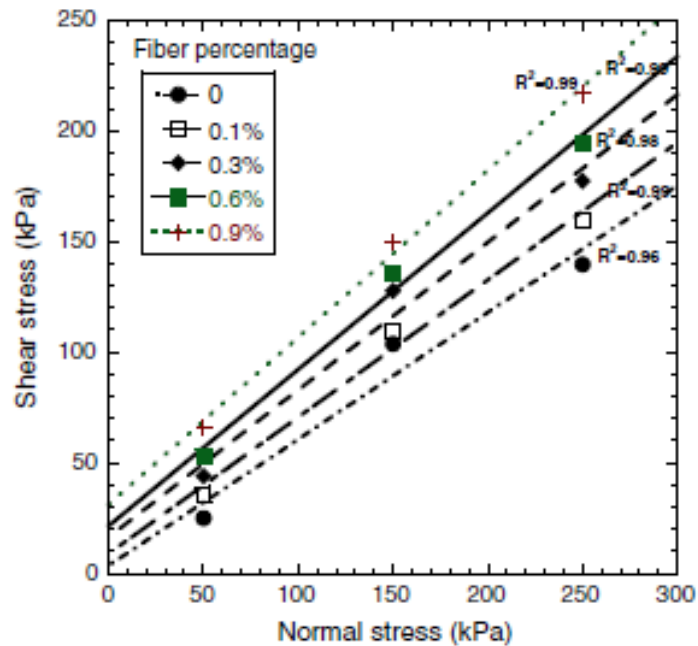


Figura 6.5. Involucri lineari di resistenza a taglio per sabbia fibrorinforzata (Shao et al., 2014).

I risultati indicano che sia la coesione c che l'angolo di attrito interno ϕ aumentano in modo significativo all'aumentare del contenuto di fibre nel terreno (Tabella 6.3).

Case	Fiber percentage (%)	Cohesion, c (kPa)	Angle of internal friction, ϕ ($^{\circ}$)
1	0	3.5	29.8
2	0.1	8.8	31.8
3	0.3	16.3	33.8
4	0.6	21.5	35.4
5	0.9	30.9	37.1

Tabella 6.3. Parametri di resistenza a taglio della sabbia fibrorinforzata (Shao et al., 2014).

L'aumento di ϕ è probabilmente associato alla mobilitazione dell'attrito tra le particelle di terreno e le fibre (Gao e Zhao, 2013; Yetimoglu e Salbas, 2003).

Dall'altra parte, l'aumento di c è dovuto all'aumento della duttilità del terreno per mezzo dello stiramento delle fibre (Kumar et al., 1999; Consoli et al., 2009).

6.4.3. Conclusioni sui risultati

Fibre discrete distribuite in modo casuale sembrano agiscono come una rete tridimensionale che ingloba i grani di sabbia, aiutandoli a formare una matrice unitaria e diminuendone gli spostamenti. Quando le fibre vengono mescolate e i provini compattati, le particelle di sabbia si urtano l'un l'altra e raschiano la superficie delle fibre, rimuovendone anche delle parti.

Si è ipotizzato che le cavità che si formano sulla superficie delle fibre migliorino le interazioni tra le fibre e la matrice sabbiosa.

L'effetto di "interlocking" migliora aumentando il contenuto di fibre, che è una delle ragioni principali per cui la resistenza a taglio aumenta con alti contenuti di fibre.

Durante il processo di taglio, la fibra è gradualmente ri-orientata a causa del ri-ordinamento e rotazione delle particelle sabbiose, e questa orientazione nella zona di taglio porta ad un aumento della resistenza. Le orientazioni aumentano con il contenuto di fibre (Liu et al., 2011).

Inoltre, l'inclusione di fibre aumenta le proprietà di coesione della matrice del terreno grazie alle loro proprietà di estensibilità. Le fibre si stirano e non si deteriorano nemmeno a grandi deformazioni (Consoli et al., 2007). L'aumento di coesione rispecchia il miglioramento della resistenza a trazione del terreno fibrorinforzato, che fornisce i valori di resistenza a taglio di picco e post-picco dei terreni rinforzati (Babu e Chouksey, 2011).

6.5. Principali modelli

Le strutture in terreno fibrorinforzato sono state progettate convenzionalmente usando approcci compositi per caratterizzare il contributo delle fibre. Quest'ultimo è stato tipicamente quantificato con un angolo di attrito e una coesione equivalenti.

I ricercatori hanno proposto modelli anche molto diversi tra loro.

- **Gray e Ohashi** (1983) hanno presentato un modello di equilibrio delle forze basato sui risultati di una serie di prove di taglio diretto condotte su sabbia rinforzata con fibre orientate in un certo modo. Lungo il piano di taglio, si assume che la rottura del terreno causi la distorsione delle fibre, mobilizzando così la resistenza a trazione (Figura 6.6).

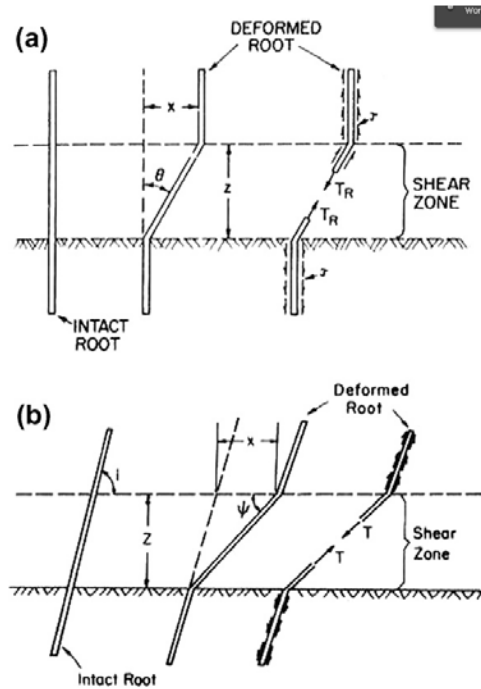


Figura 6.6. Modello di fibra flessibile ed elastica nella zona di taglio: (a) fibra verticale; (b) fibra obliqua con un angolo di orientazione dato nella direzione del taglio.

Il modello assume che la lunghezza delle fibre, l'attrito di interfaccia e la pressione di confinamento siano grandi abbastanza da evitare la rottura per sfilamento. Di conseguenza, la tensione indotta dalla fibra σ_t viene espressa come funzione del modulo della fibra E_f , della resistenza d'attrito lungo la fibra τ_f , del diametro d_f e dello spessore della zona di taglio z , come segue:

$$\sigma_t = \left(\frac{4E_f\tau_f z}{d_f} \right) (\sec\varphi - 1)^{0,5} \quad [12]$$

dove φ è l'angolo di attrito del terreno.

La resistenza a trazione mobilizzata è data quindi da:

$$t = \left(\frac{A_f}{A}\right)\sigma_t \quad [13]$$

dove A_f e A sono l'area delle fibre e l'area totale del terreno nella zona di taglio.

Perciò la resistenza a taglio aumenta di ΔS grazie al rinforzo delle fibre e può essere determinata da considerazioni sull'equilibrio delle forze. In particolare, se le fibre sono perpendicolari al piano di taglio vale:

$$\Delta S = t(\sin\theta + \cos\theta \tan\varphi) \quad [14]$$

con θ angolo di distorsione.

Maher e Gray (1990) ampliarono il modello introducendo concetti statistici.

Sfortunatamente i due modelli sono validi solo per fibre estensibili con superficie frizionale. Fibre polimeriche comunemente usate hanno una resistenza a trazione relativamente alta ma un attrito di interfaccia basso. Di conseguenza, questi modelli sono inadeguati quando la rottura è dominata dallo sfilamento delle fibre. Inoltre, richiedono di determinare lo spessore della zona di taglio come parametro di *input*, cosa difficile da quantificare.

- **Ranjan et al.** (1996) derivarono un'espressione per la resistenza a taglio del terreno fibrorinforzato usando un'analisi di regressione lineare di risultati di una serie di prove di compressione triassiale.

Le principali variabili identificate come influenti sulla resistenza a taglio sono state il contenuto di fibre, l'*aspect ratio* delle fibre (rapporto tra lunghezza e diametro), l'attrito d'interfaccia fibra-terreno e la resistenza a taglio del terreno non rinforzato.

Il limite più evidente di questo modello è il fatto che non riflette i meccanismi di rinforzo delle fibre, ma fa affidamento ad un set di risultati sperimentali.

- **Michalowski e Zhao** (1996) proposero una tecnica di omogeneizzazione per definire la tensione di rottura macroscopica dei composti fibre-terreno. Hanno supposto che lo scivolamento delle fibre si verifichi ad entrambe le estremità delle fibre e che la rottura a trazione intervenga nel mezzo.

Il modello considera solo la dissipazione di energia dovuta allo sfilamento delle fibre e alla rottura delle stesse per trazione.

- **Zornberg** (2002) propose un contesto “discreto” per predire la resistenza a taglio equivalente del composto terreno-fibre usando parametri ottenuti da una caratterizzazione indipendente dei provini di terreno e dei provini di fibre. Sotto uno sforzo di taglio, il rinforzo delle fibre contribuisce ad aumentare la resistenza mobilizzando lo sforzo a trazione delle fibre. Di conseguenza, la resistenza a taglio equivalente dei provini fibrorinforzati S_{eq} può essere definita come:

$$S_{eq} = S + \alpha t = c + \sigma_n \tan \varphi + \alpha t \quad [15]$$

dove:

α = coefficiente empirico che tiene conto del contributo parziale delle fibre (si assume $\alpha = 1$ per fibre distribuite in modo casuale),

t = trazione indotta nelle fibre, definita come la forza di trazione per unità d'area indotta in una massa di terreno da fibre distribuite in modo casuale,

S = resistenza a taglio del terreno non rinforzato,

c e φ = parametri di resistenza del terreno non rinforzato.

L'espressione di t può essere derivata da modi di rottura diversi.

A basse pressioni di confinamento quando la rottura è dominata dallo sfilamento delle fibre, $S_{eq,p}$ può essere stimata come:

$$S_{eq,p} = c_{eq,p} + \tan \varphi_{eq,p} \sigma_n \quad [16]$$

con:

$$c_{eq,p} = \left(1 + \alpha v_f \left(\frac{L_f}{d_f} \right) c_{i,c} \right) c \quad [17]$$

$$(\tan \varphi)_{eq,p} = \left(1 + \alpha v_f \left(\frac{L_f}{d_f} \right) c_{i,\varphi} \right) \tan \varphi \quad [18]$$

v_f = contenuto volumetrico di fibre (rapporto tra il volume di fibre sul volume di terreno fibrorinforzato)

L_f = lunghezza delle fibre

d_f = diametro equivalente di una singola fibra.

I coefficienti di interazione $c_{i,c}$ e $c_{i,\varphi}$, usati comunemente per rinforzi piani continui nel terreno, sono definiti come:

$$c_{i,c} = \frac{a}{c} \quad [19]$$

$$c_{i,\varphi} = \tan\delta / \tan\varphi \quad [20]$$

dove:

a = componente di adesione della resistenza a taglio all'interfaccia tra terreno e fibra polimerica

$\tan\delta$ = componente attritiva.

In modo equivalente, si ottengono le espressioni che definiscono la resistenza a taglio equivalente quando la rottura è dominata dallo strappo per trazione delle fibre:

$$S_{eq,t} = c_{eq,t} + \tan\varphi_{eq,t} \sigma_n \quad [19]$$

con:

$$c_{eq,t} = (c + \alpha v_f \sigma_{f,ult}) \quad [20]$$

$$(\tan\varphi)_{eq,t} = \tan\varphi \quad [21]$$

$\sigma_{f,ult}$ = resistenza a trazione ultima delle fibre.

Le espressioni sopra menzionate danno luogo ad un involucro di resistenza a taglio bilineare, come mostrato in Figura 6.7.

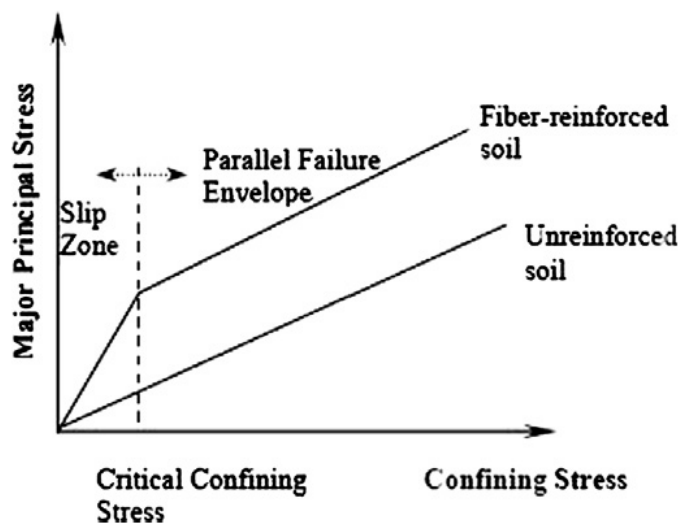


Figura 6.7. Involucro di resistenza a taglio del terreno fibrorinforzato secondo Zornberg (2002).

7. CONFRONTO TRA TORBE E TERRENI FIBRORINFORZATI

7.1. *Introduzione*

Abbiamo visto come la presenza di fibre influenzi notevolmente il comportamento a taglio delle torbe. La stessa cosa accade nei terreni fibrorinforzati: nasce in modo inevitabile in quest'ottica il confronto tra i due materiali.

Poiché il comportamento dei terreni fibrorinforzati è stato studiato più approfonditamente, permettendo inoltre di far variare in modo controllato il contenuto di fibre, la loro lunghezza, l'orientazione e le pressioni efficaci di confinamento, analizzandone i risultati si cercheranno di capire quali meccanismi di interazione potrebbero instaurarsi tra matrice e fibre nelle torbe.

In particolare, si prenderanno in considerazione gli studi su terreni fibrorinforzati che più si avvicinano come struttura alla torba: i terreni di tipo limo-argilloso.

Cercando di prescindere dalla presenza delle fibre, le caratteristiche delle torbe sono infatti più simili a quelle dei terreni coesivi rispetto che a quelle dei materiali granulari. La bassa permeabilità, il consolidamento, i bassi valori del modulo elastico, i valori dell'angolo di attrito interno compresi tra 25° e 35° (trovati per provini di torba campionati orizzontalmente o mediante prove di taglio diretto/anulare) sono proprietà che si associano a limi e argille.

Le fibre naturali utilizzate nei terreni fibrorinforzati, come quelle di cocco e di palma, sono sicuramente più simili a quelle che si trovano nelle torbe rispetto a quelle sintetiche, sia per quanto riguarda l'aspetto che il comportamento all'interno del terreno.

Particolare attenzione quindi sarà rivolta agli studi su terreni coesivi rinforzati con fibre naturali, anche se poco numerosi.

7.2. Comportamento a taglio

Gli aspetti che verranno discussi sono i parametri di resistenza e lo sviluppo di pressioni neutrali durante prove triassiali CIU.

7.2.1. Terreni coesivi con fibre in PP

Vengono presi in considerazione alcuni studi recenti riguardanti il rinforzo di limi e argille con fibre in polipropilene.

- Pressioni neutrali

Freilich et al. (2010) hanno effettuato prove triassiali drenate e non drenate su un'argilla e un'argilla limosa rinforzata con fibre in PP per studiarne il comportamento a taglio a breve e a lungo termine. Il contenuto di fibre usato è stato 0,5%.

Le pressioni neutrali generate nei provini durante le prove CIU, che sono relative alla tendenza contrattiva o dilatante del terreno durante il taglio, sono consistentemente più alte per i provini rinforzati che per quelli senza fibre (Figura 7.1).

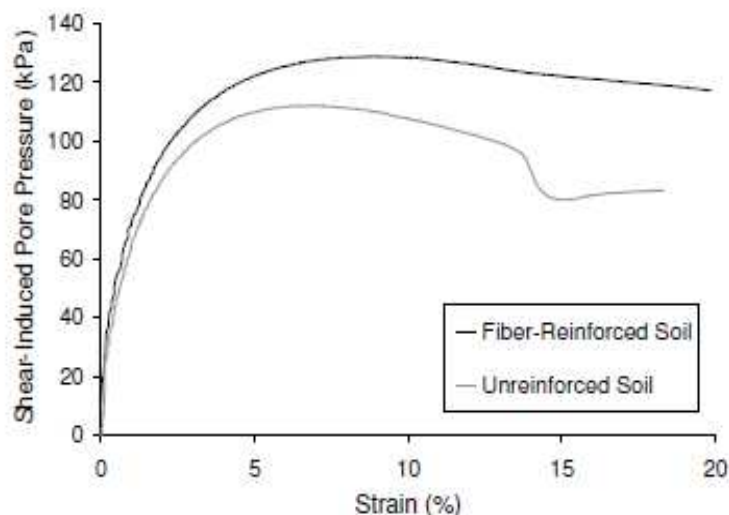


Figura 7.1. Grafico pressione neutrale - deformazione di provini di argilla rinforzata e non (Freilich et al., 2010).

Li (2005) ha attribuito questo innalzamento della pressione neutrale al comportamento delle fibre, le quali distribuiscono gli sforzi nella massa di terreno e quindi aumentano le deformazioni contrattive del composto fibre-terreno.

Ciò fa diminuire le tensioni efficaci nel terreno, portando ad una resistenza a taglio più alta.

Una corrispondenza in questo comportamento si nota anche nelle torbe, come si può vedere dal grafico pressione neutrale - deformazione ricavato dalle prove sui provini di Adria e Correzzola (Figura 7.2). I provini naturali (con l'effetto delle fibre) hanno sviluppato pressioni neutrali maggiori rispetto a quelli ricostituiti (senza l'effetto delle fibre).

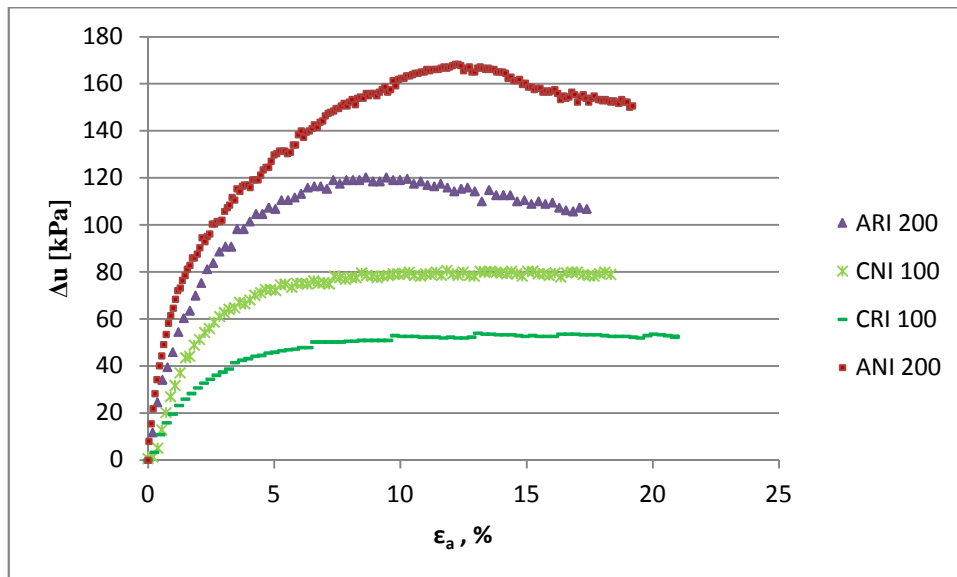


Figura 7.2. Grafico pressione neutrale - deformazione di provini indisturbati e ricostituiti di torba di Adria e Correzzola.

- Parametri di resistenza

Tang et al. (2007) e Pradhan et al. (2012) hanno dimostrato che la percentuale di fibre gioca un ruolo importante nell'aumentare entrambi i parametri di resistenza (angolo di attrito e coesione).

I primi hanno aggiunto fibre di 12 mm in diverse percentuali (0,05 - 0,15 - 0,25) in provini di terreno argilloso poi sottoposti a prove di taglio diretto con pressioni normali di 50 – 100 - 200 - 300 kPa. L'angolo di attrito passa da 27,5° (provini senza fibre) a 32° (0,25% di fibre).

Pradhan et al. hanno effettuato prove di taglio diretto su provini di terreni coesivi con l'inclusione di fibre in percentuali da 0 a 0,5. È stato studiato anche l'effetto della lunghezza delle fibre, utilizzando fibre di 15, 20 e 25 mm ("aspect ratios" - rapporto tra lunghezza e diametro - di 75, 100 e 125).

Si osserva un miglioramento di entrambi i parametri di resistenza fino allo 0,4% di contenuto in fibre (Figura 7.3). In particolare, φ aumenta da 26° a 42°, 46° e 43° rispettivamente per le lunghezze di 15, 20 e 25 mm delle fibre. Con lo 0,5% di fibre inserite si nota invece un leggero peggioramento della resistenza.

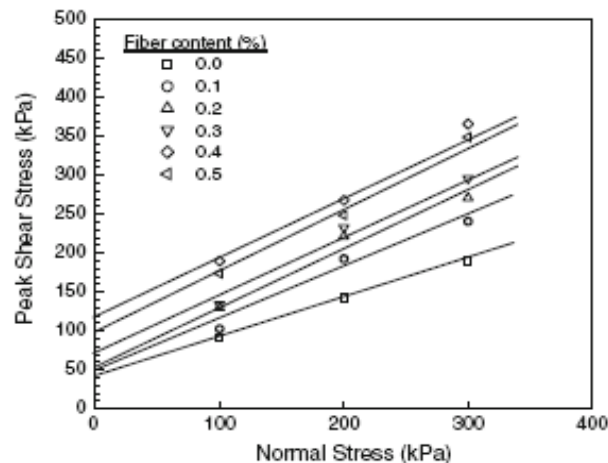


Figura 7.3. Involuppi di resistenza per terreno rinforzato con fibre lunghe 15 mm, ottenuti da prove di taglio diretto (Pradhan et al., 2012).

Aumenti significativi di φ' e c' sono stati ottenuti anche da prove triassiali su provini fibrorinforzati, effettuate presso l'Università di Padova e riportate nella tesi di laurea di Canzonieri (2013) (Figura 7.4). Sono state incluse fibre lunghe 19 mm in due terreni limosi in contenuto in peso variabile da 0 a 1%. In questo caso, non si nota un contenuto o una lunghezza di fibre ottimale.

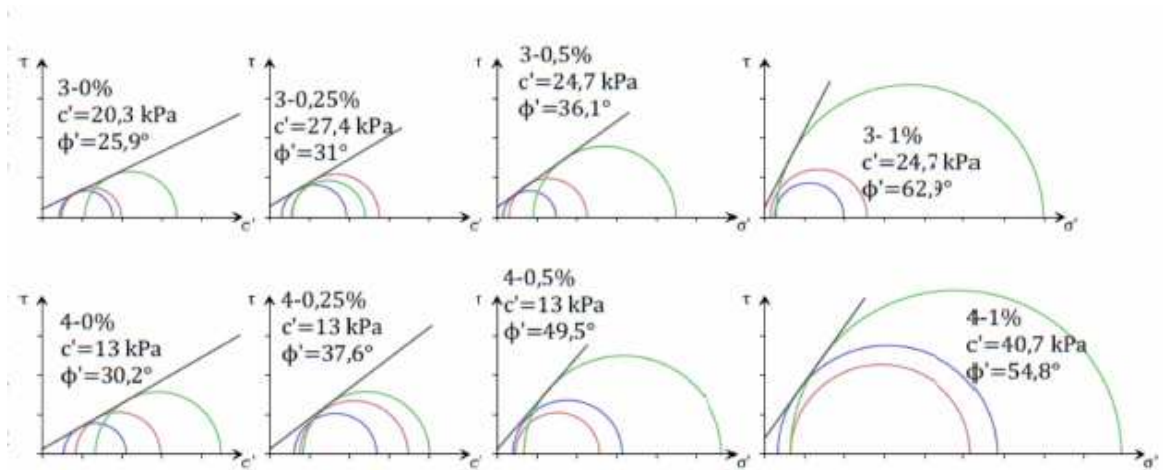


Figura 7.4. Involuppi di resistenza per limi rinforzati con fibre lunghe 19 mm, ottenuti da prove triassiali CU (Canzonieri, 2013).

Risulta difficile fare un paragone con le torbe, soprattutto per quanto riguarda il contenuto in fibre: nei terreni fibrorinforzati si è trovato che la percentuale di fibre che fornisce il miglioramento più sensibile delle caratteristiche di resistenza del composto varia da 0,5 al 2%. Le percentuali di contenuto in fibre che invece si trovano generalmente nelle torbe sono maggiori di 10, a seconda del grado di decomposizione. Le torbe di Adria e Correzzola, per esempio, hanno un contenuto in fibre di circa il 25%.

Percentuali di fibre così diverse portano però a parametri di resistenza simili, con aumenti dell'angolo di attrito dovuti all'effetto delle fibre che vanno dai 10° a più di 20°. Nei prossimi paragrafi si cercherà di capire come sia possibile.

7.2.2. Terreni coesivi con fibre naturali

Tra gli studi sui terreni coesivi rinforzati con fibre naturali, si esaminano in particolare due ricerche del 2013.

Maliakal et al. hanno analizzato l'effetto di fibre di cocco in tre argille, effettuando prove triassiali CU. Ogni tipo di argilla è stata mescolata con fibre di diverso "aspect ratio" (50 - 100 - 150, lunghezze di 12 - 24 - 36 mm) e quantità (0,5 - 1 - 2 %).

Estabragh et al., invece, hanno utilizzato fibre di palma lunghe 4 mm nel loro studio, in percentuali di 10, 20 e 30. Contenuti così alti di fibre sono rari per i terreni fibrorinforzati e si avvicinano di più a quelli delle torbe: in questo caso il confronto è facilitato.

Le fibre naturali, rispetto a quelle sintetiche, hanno una superficie ruvida e possono sperimentare variazioni volumetriche (espansioni e contrazioni) con l'alterazione del contenuto d'acqua. Questo comportamento può influenzare il legame tra fibre e terreno.

Per esempio, le fibre di palma dello studio di Estabragh et al. hanno mostrato un assorbimento massimo d'acqua del 170%.

Questi aspetti favoriscono il confronto con le torbe, il cui alto contenuto d'acqua è una proprietà caratterizzante.

- Pressioni neutrali

Abbiamo già visto che la nascita di pressioni neutrali nei provini di terreno durante prove triassiali CU sono correlate alla tendenza del terreno a contrarsi o dilatarsi durante il taglio.

Le alte pressioni neutrali riscontrate nei terreni fibrorinforzati e nelle torbe possono essere attribuite all'effetto delle fibre nel terreno durante la deformazione e indicano che le fibre limitano la dilatanza. Aumentando il contenuto di fibre, infatti, aumentano anche le pressioni neutrali.

Vengono riportati in Figura 7.5 i grafici $\Delta u - \epsilon_a$ del terreno rinforzato con il 30% di fibre di palma per diverse pressioni di confinamento ricavati da Estabragh et al. e dei provini indisturbati di torba di Adria.

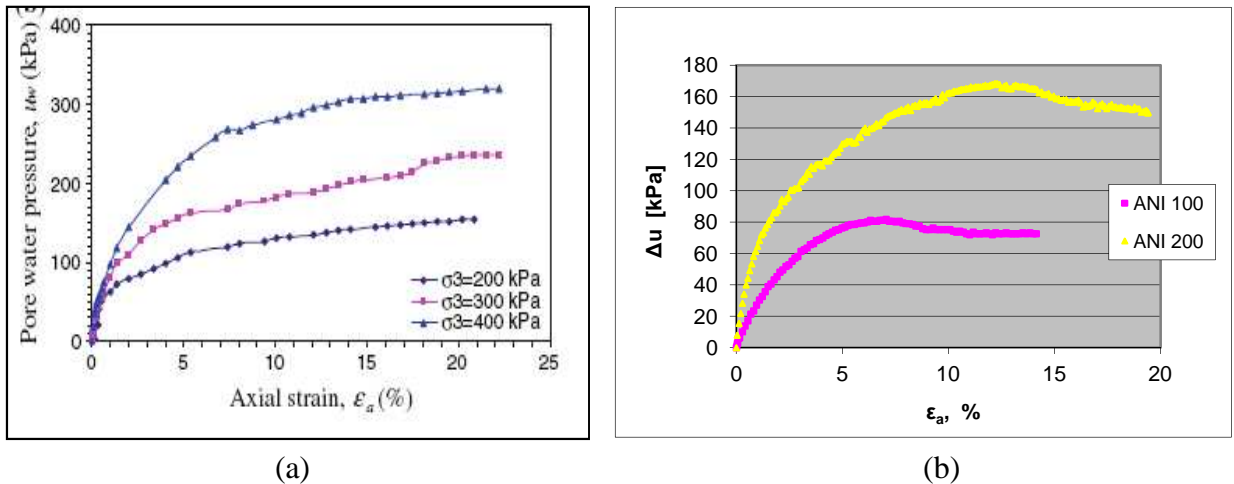


Figura 7.5. Grafici Δu - ϵ di: (a) un'argilla rinforzata con il 30% di fibre (Estabragh et al.,2013) e (b) torba indisturbata di Adria.

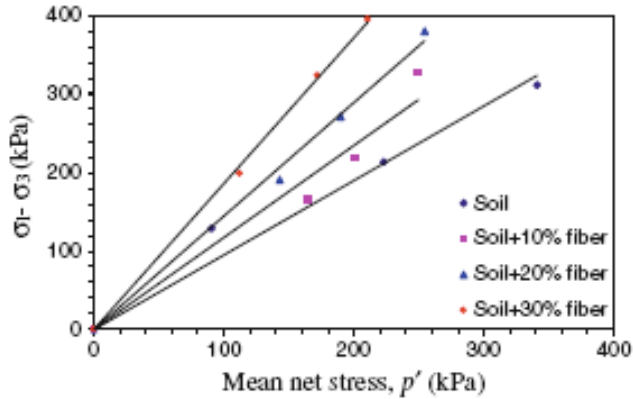
La percentuale di fibre per le torbe viene misurata rispetto al peso secco del campione indisturbato, mentre nei terreni fibrorinforzati rispetto al peso del terreno non rinforzato. Quindi il 25% di contenuto in fibre ricavato per le torbe di Adria e Correzzola corrisponde a poco più del 30% se misurato sul peso del terreno senza fibre.

Si nota perciò come per lo stesso contenuto di fibre e la stessa pressione di confinamento di 200 kPa i valori di pressione neutrale sviluppati dall'argilla fibrorinforzata e dalla torba di Adria (la torba di Correzzola non è stata sottoposta a questa pressione per un ulteriore confronto) siano molto simili, a sostegno del fatto che i due terreni si comportano allo stesso modo.

- Parametri di resistenza

Le prove di taglio effettuate da Estabragh et al. sui provini rinforzati con fibre di palma sono state fatte terminare al 20% di deformazione, poiché non si è verificata una vera e propria rottura dei provini e non sono presenti picchi nel comportamento sforzo-deformativo. Situazioni simili si sono verificate spesso anche su provini di torba.

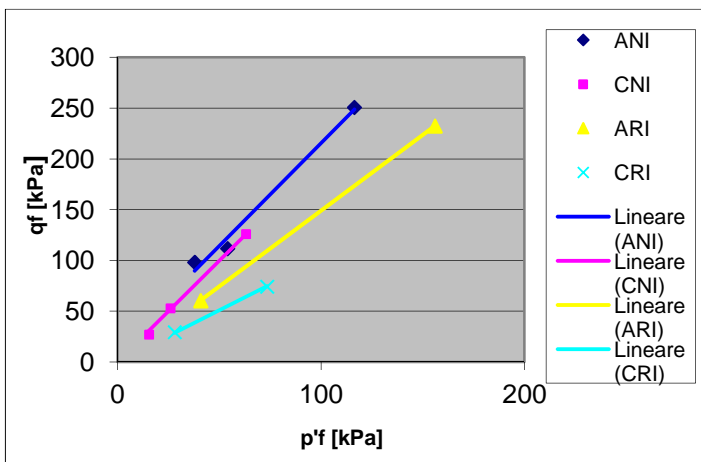
In Figura 7.6 sono riportate le linee di stato critico per i provini rinforzati con le diverse percentuali di fibre e in Tabella 7.1 le varie pendenze M con i corrispettivi angoli di attrito φ' . Gli involuipi passano per l'origine indicando nessuna coesione apparente ($c' = 0$).



	M	ϕ' [°]
terreno naturale	0,95	24
terreno + 10% di fibre	1,17	29
terreno + 20% di fibre	1,44	35
terreno + 30% di fibre	1,88	46

Figura 7.6 e Tabella 7.1. Linee di stato critico, loro pendenze e angoli di attrito ricavati dalle prove di Estabragh et al. (2013).

Per confronto, si riportano anche lo stesso grafico, le pendenze delle linee di stato critico e i valori di ϕ' ricavati per i provini indisturbati e ricostituiti di Adria e Correzzola (Figura 7.7 e Tabella 7.2).



	M	ϕ' [°]
Adria ricostituito	1,49	36
Adria indisturbato	2,02	49
Correzzola ricostituito	1,02	26
Correzzola indisturbato	1,99	48

Figura 7.7 e Tabella 7.2. Linee di stato critico, loro pendenze e angoli di attrito ricavati dalle prove sulle torbe di Adria e Correzzola.

I valori di ϕ' per i terreni rinforzati con il 30% di fibre di palma e per entrambe le torbe, le quali contengono lo stesso contenuto di fibre, si corrispondono. Sono molto simili anche i valori dell'angolo di attrito per il terreno argilloso non rinforzato e per la torba di Correzzola ricostituita, mentre è più alto per la torba ricostituita di Adria. Questo può apparire strano perché le dimensioni delle fibre aggiunte da Estabragh et al. per rinforzare il terreno

assomigliano di più a quelle trovate nella torba di Adria (corte e molto decomposte), perciò ci si aspetterebbe una maggior corrispondenza tra questi due terreni rispetto che con la torba di Correzzola, con fibre più lunghe.

Tuttavia, mentre nei terreni fibrorinforzati si inseriscono le fibre nel terreno “vergine”, è difficile provare a fare il contrario con i terreni torbosi (cioè togliere del tutto le fibre). In particolare, nei provini ricostituiti di Adria sono state tolte le fibre più grandi e visibili, ma probabilmente una certa quantità di fibre corte è rimasta. Ciò spiegherebbe quei 10° di angolo di attrito in più, anche se sono ancora da chiarire i meccanismi di interazione, probabilmente diversi nel caso di fibre lunghe e nel caso di fibre corte, con la matrice di terreno.

Lo studio di Maliakal et al. sul rinforzo del terreno con fibre di cocco mostra invece come la resistenza aumenti all’aumentare del contenuto di fibre e della loro lunghezza (Figura 7.8). Il massimo contenuto di fibre è stato limitato al 2%, a causa delle difficoltà associate alla preparazione dei provini.

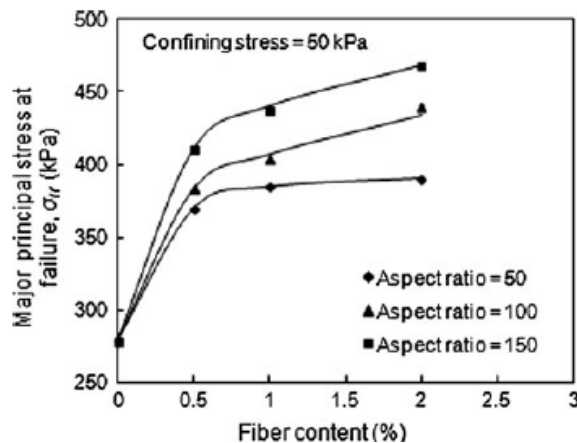


Figura 7.8. Variazione della tensione principale maggiore a rottura con il contenuto di fibre e con la loro lunghezza (Maliakal et al., 2013).

Altri studi hanno comunque mostrato che, come nel caso di fibre sintetiche, il contenuto ottimale di fibre naturali da aggiungere al terreno da rinforzare va dall’1 al 3%. Con contenuti maggiori si ha un abbassamento dei parametri di resistenza (Prabakar et al., 2002; Marandi et al., 2008; Salehan et al., 2011).

7.3. Anisotropia

Gli studi sui terreni fibrorinforzati sono concordi con i risultati riportati per le torbe riguardo all'effetto delle fibre su resistenza e rigidità.

La resistenza attritiva dei terreni fibrorinforzati è migliorata dallo sviluppo di trazione nelle fibre. Aggiungere fibre o orientarle perpendicolarmente alla direzione dello sforzo principale maggiore porta ad un corrispondente aumento di rigidità e resistenza.

L'effetto di rinforzo delle fibre è massimizzato se la direzione dello sforzo principale maggiore (di compressione) è perpendicolare all'asse o al piano dell'orientazione dominante delle fibre.

Questa anisotropia causata dall'orientazione delle fibre è stata dimostrata da Michalowski e Cermák (2002) per provini fibrorinforzati con tre orientazioni (casuale, orizzontale e verticale) sottoposti a prove triassiali drenate.

Fibre orientate in modo casuale portavano ad un aumento di rigidità con un modesto incremento di resistenza. Fibre orientate orizzontalmente (perpendicolari al carico assiale applicato) davano un aumento di rigidità e un incremento significativo di resistenza. I provini con fibre orientate verticalmente presentavano invece una rigidità addirittura minore e un incremento di resistenza simile a quello dei provini con fibre disposte in modo casuale, ma mobilitato a deformazioni maggiori (Figura 7.9).

Questo perché mentre le fibre orizzontali fanno sentire fin da subito il loro effetto, le fibre orientate con una certa inclinazione o addirittura verticalmente rispetto alla direzione di applicazione del carico agiscono da rinforzo solo una volta allineate perpendicolarmente rispetto al carico, e ciò accade all'aumentare dello stesso e all'aumentare della deformazione.

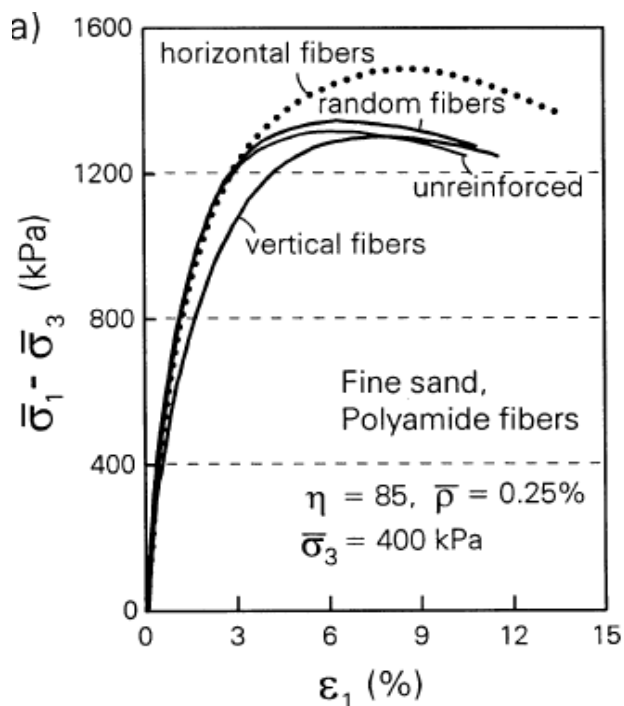


Figura 7.9. Grafico sforzo-deformazione di sabbia fine rinforzata con fibre in poliammide orientate in modo diverso (η = "aspect ratio", ρ = contenuto di fibre, σ_3 = pressione di consolidazione) (Michalowski e Cermàk, 2002).

La stessa anisotropia era stata dimostrata da Yamaguchi (1985) campionando provini di torba verticalmente e orizzontalmente (Figura 7.10).

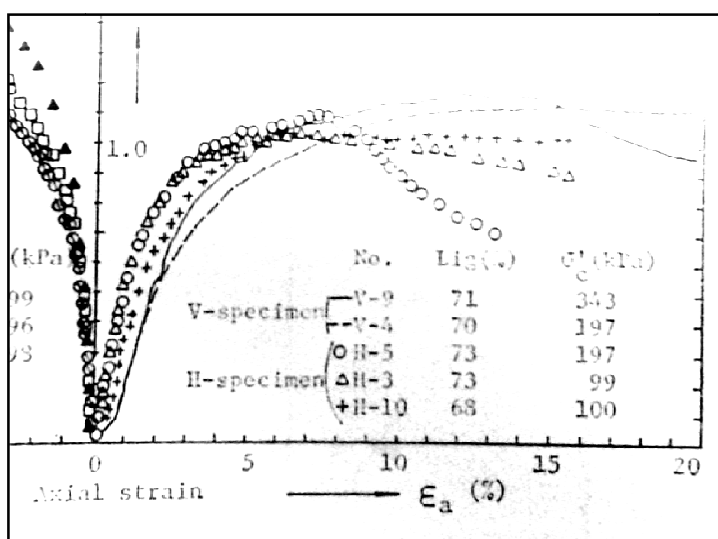


Figura 7.10. Grafico sforzo normalizzato-deformazione di provini di torba campionati verticalmente (V-specimen) e orizzontalmente (H-specimen) (Yamaguchi, 1985).

Come si è già detto nei capitoli precedenti, normalmente le fibre vengono inserite nei terreni da rinforzare in modo casuale, perché è un procedimento più semplice e perché si limitano i potenziali piani di rottura, mentre nelle torbe si trovano disposte prevalentemente lungo il piano orizzontale, dando rinforzo solo in questa direzione.

Un altro modo per stimare il grado di anisotropia dei terreni, visto nel capitolo 5, è considerare l'inclinazione dei loro percorsi tensionali nel loro tratto elastico in condizioni non drenate: se questa è nulla significa che il provino si comporta in modo isotropo, altrimenti significa che è presente un certo grado di anisotropia.

Consideriamo, per esempio, i percorsi tensionali dei provini di argilla rinforzata con fibre in PP e non dello studio di Freilich et al. (2010) (Figura 7.11).

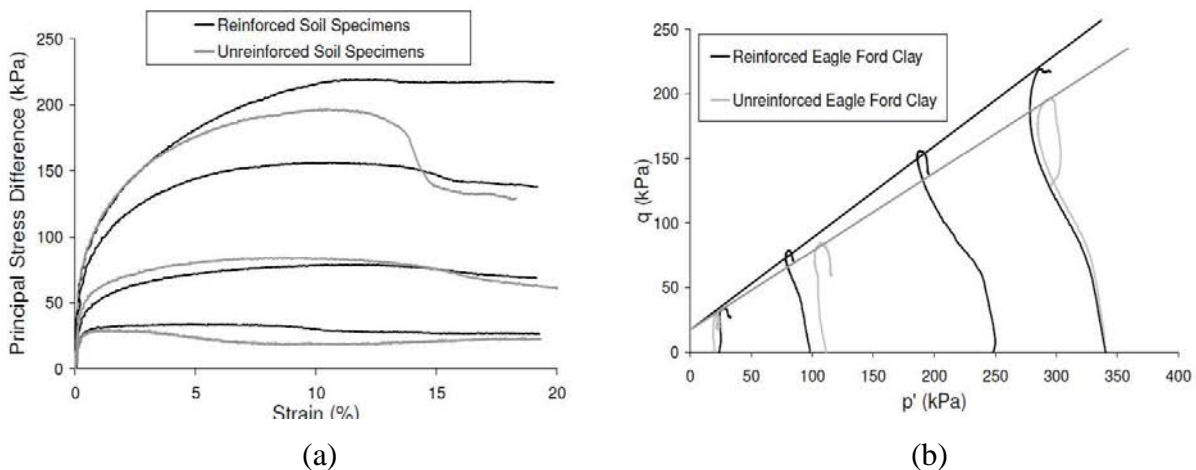


Figura 7.11. (a) Grafico sforzo-deformazione e (b) percorsi tensionali di argilla rinforzata e non (Freilich et al., 2010).

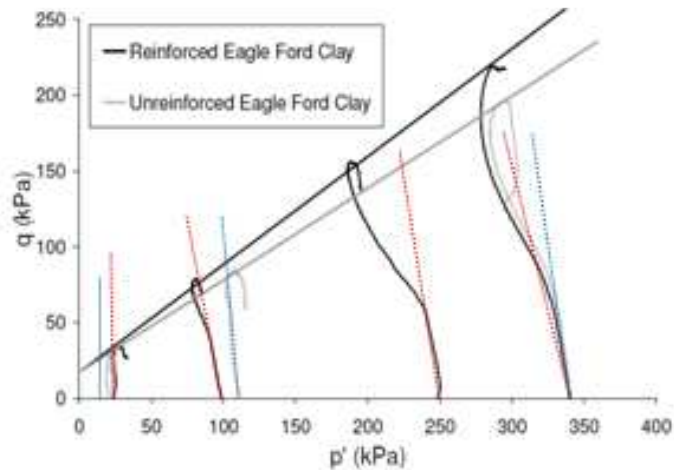
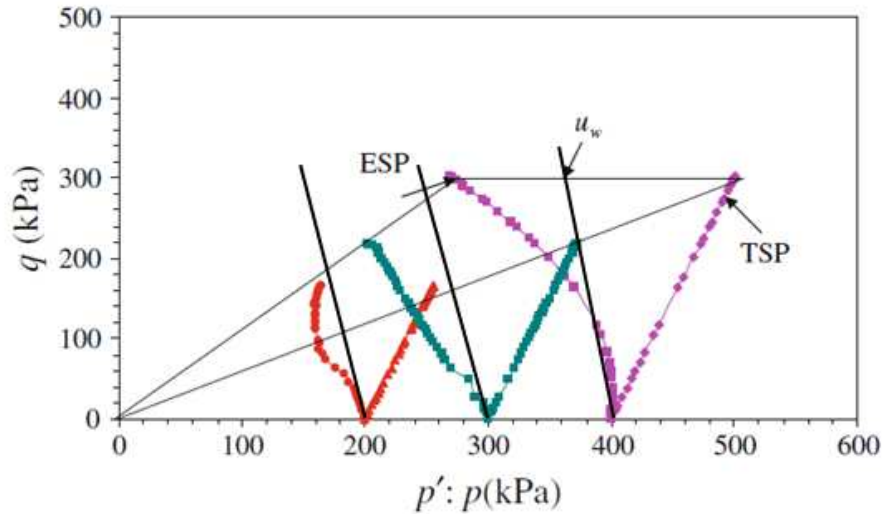


Figura 7.12. Percorsi tensionali dei provini dello studio di Freilich et al. con evidenziate le varie inclinazioni.

Valutando solo la parte elastica, stimata a partire dalle curve sforzo-deformazione, si nota come l'inclinazione dei percorsi tensionali (in blu in Figura 7.12) dei provini non rinforzati sia praticamente verticale, indicando isotropia, mentre quella dei provini rinforzati (in rosso in figura 7.12) è nulla o quasi a pressioni di confinamento basse e aumenta ad alte pressioni di confinamento. L'anisotropia crescente dei provini rinforzati è probabilmente dovuta al fatto che a pressioni di consolidazione maggiori le fibre hanno modo di interagire meglio tra di loro e con la matrice di terreno, facendo sentire di più poi sotto carico il loro effetto di rinforzo.

È possibile notare l'anisotropia dovuta alla presenza delle fibre anche analizzando le inclinazioni della parte iniziale dei percorsi tensionali dei provini rinforzati con il 10% e con il 30% di fibre di palma dello studio di Estabragh et al. (2013).

Dal confronto tra Figura 7.13 e Figura 7.14 si nota come le inclinazioni riguardanti il rinforzo con la minore percentuale di fibre siano meno evidenti rispetto a quelle del rinforzo col 30%, a conferma del fatto che contenuti in fibre maggiori forniscono maggior rigidità e resistenza nel piano perpendicolare a quello di carico.



7.13. Percorsi tensionali dei provini rinforzati con il 10% di fibre dello studio di Estabragh et al. con evidenziate in linea continua le varie inclinazioni della parte elastica.

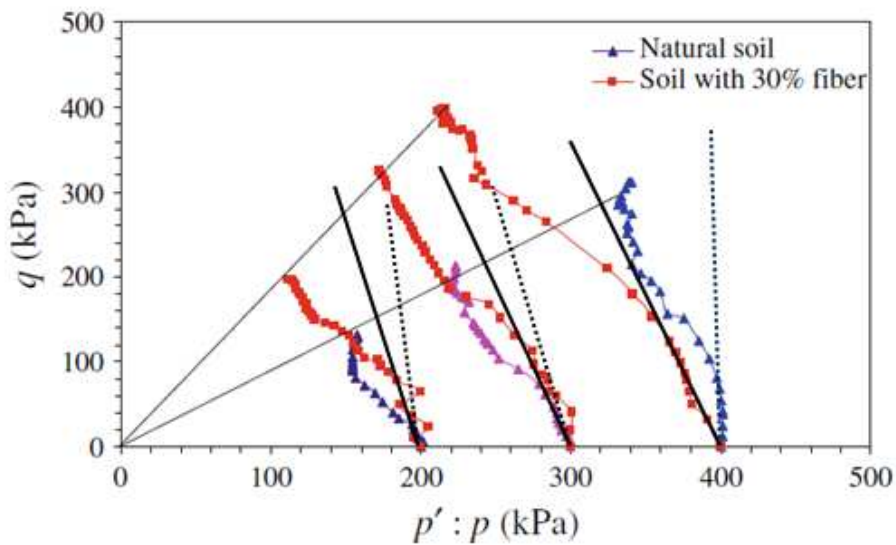


Figura 7.14. Percorsi tensionali dei provini rinforzati con il 30% di fibre e non rinforzati dello studio di Estabragh et al. con evidenziate le varie inclinazioni della parte elastica: in linea continua quelle dei provini rinforzati, in linea tratteggiata quelle dei provini non rinforzati.

Inclinazioni diverse che attestano diversi gradi di anisotropia causati dall'effetto delle fibre erano state trovate anche per i provini indisturbati e ricostituiti delle torbe di Adria e Correzzola (paragrafo 5.2).

7.4. Meccanismi di interazione tra fibre e terreno

7.4.1. Test di trazione

Fattore chiave del comportamento dei terreni fibrorinforzati è il meccanismo di interazione tra le fibre e la matrice di terreno. Per valutare i fattori che influenzano le proprietà di resistenza d'interfaccia, molti autori hanno effettuato prove di trazione e di sfilamento delle fibre, utilizzando anche strumentazioni innovative.

Vediamo alcuni di questi studi.

- **Tang et al.** (2010) hanno eseguito prove di sfilamento (*pull-out*) su fibra singola in PP in terreno argilloso utilizzando uno speciale apparecchio modificato (Figura 7.15).

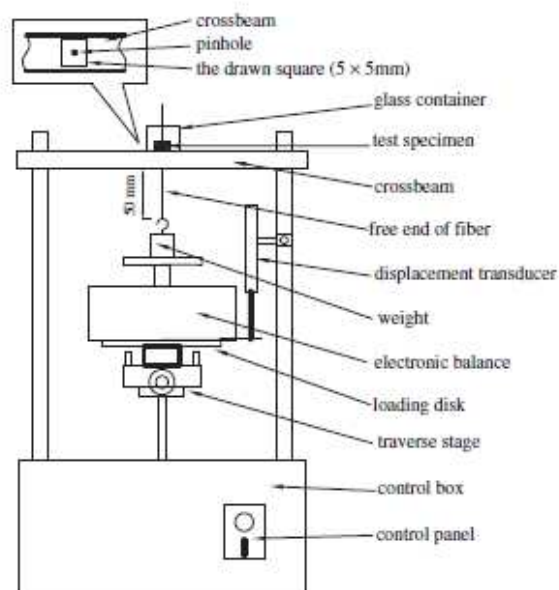


Figura 7.15. Schema dell'apparecchio di pull-out su fibra singola (Tang et al., 2010).

La curva carico-spostamento per tutte le prove effettuate ha lo stesso andamento: il carico aumenta gradualmente con lo spostamento fino ad un picco, poi improvvisamente decade ad un valore costante, che corrisponde allo sfilamento della fibra.

Si è visto che la resistenza d'interfaccia di picco e residua tra fibra e terreno aumenta aumentando la densità secca del terreno e diminuisce aumentando il contenuto d'acqua (Figura 7.16).

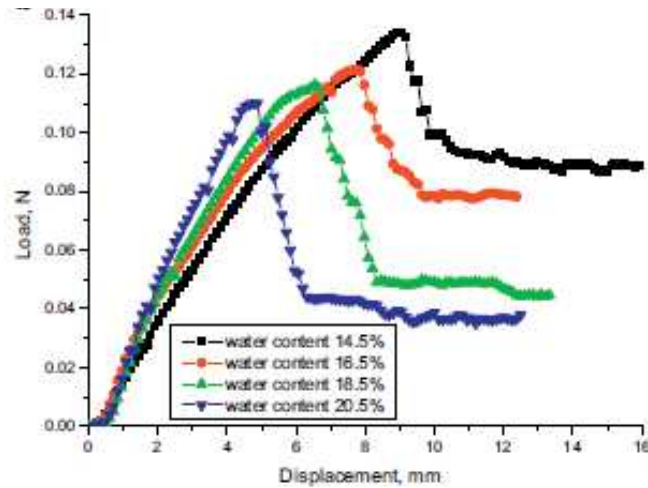


Figura 7.16. Tipiche curve carico-spostamento di prove di sfilamento di provini con diversi contenuti d'acqua (Tang et al., 2010).

Ciò è dovuto probabilmente al fatto che, aumentando il contenuto d'acqua, diminuiscono le tensioni efficaci tra le particelle di terreno. La forza di legame e l'attrito tra particelle adiacenti diminuiscono e di conseguenza le particelle sul piano d'interfaccia con la fibra possono essere facilmente spostate e riarrangiate durante il processo di sfilamento. Inoltre, l'acqua gioca un ruolo importante nel lubrificare la parte di contatto fibra-terreno.

Invece, aumentare la densità del terreno significa diminuire l'indice dei vuoti e quindi ampliare l'area di contatto tra fibra e matrice del terreno. Aumenta così la forza di legame di interfaccia.

- **Li et al.** (2014) hanno sviluppato un apparecchio innovativo allo scopo di studiare la resistenza a trazione del terreno fibrorinforzato (Figura 7.17). Sono state inserite fibre in PP lunghe 12 mm e sono stati fatti variare il contenuto di fibre, il contenuto d'acqua e la densità secca del terreno.

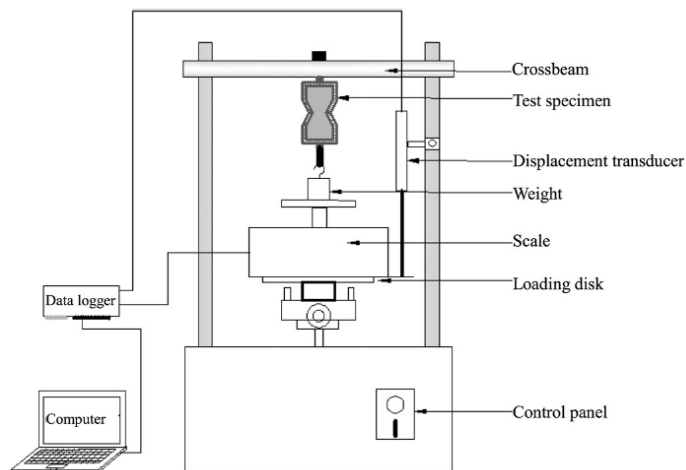


Figura 7.17. Schema dell'apparecchio della prova di trazione (Li et al., 2014).

I risultati mostrano che il picco di resistenza è più alto se aumentano il contenuto di fibre e la densità secca, mentre diminuisce se aumenta il contenuto d'acqua, in linea con lo studio esaminato precedentemente.

Anche piccoli contenuti di fibre (0,2%) migliorano la resistenza: le fibre sono capaci di ripartire parte del carico di trazione nel terreno, aumentando così il picco di resistenza (7.18a). Inoltre, dopo la rottura viene mantenuto un carico residuo dovuto al fatto che ulteriori spostamenti del provino sono concentrati sull'estensione delle fibre che si trovano nel piano di frattura (Figura 7.18b).

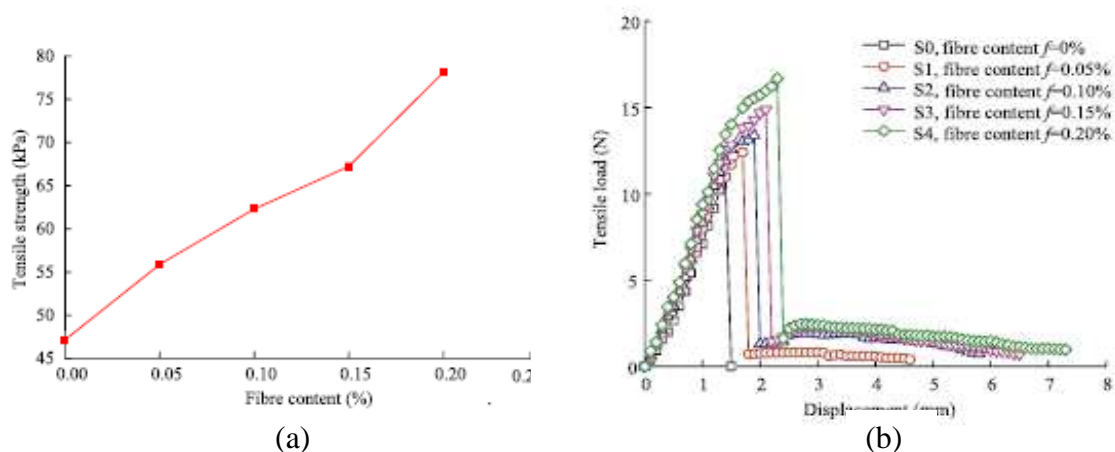


Figura 7.18. (a) Variazione della resistenza a trazione con il contenuto di fibre e (b) curve di trazione dei provini con diversi contenuti di fibre (Li et al., 2014).

- **Divya et al.** (2014) hanno effettuato prove di trazione diretta su un limo rinforzato con fibre in poliestere utilizzando lo strumento di Figura 7.19. Hanno fatto variare il contenuto in fibre da 0 a 0,75% e la lunghezza delle fibre (30, 60 e 90 mm) inserite per studiarne l'effetto sulle caratteristiche tenso-deformative e sulla formazione di fessure.

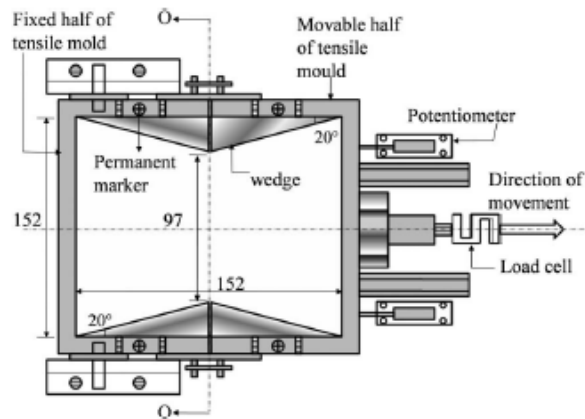


Figura 7.19. Vista in piano dell'apparecchio della prova di trazione. Le dimensioni sono in mm (Divya et al., 2014).

I provini rinforzati mostrano un picco di tensione più alto rispetto a quelli non rinforzati, poi gradualmente perdono resistenza man mano che le fibre vengono sfilate dal terreno con l'aumento della deformazione, il che dimostra chiaramente la duttilità del terreno rinforzato. L'attrito di interfaccia e la coesione tra l'area di contatto delle particelle di terreno e le fibre contribuiscono al trasferimento di tensione tra di loro e concorrono a migliorare la resistenza a trazione del terreno fibrorinforzato.

Fibre più lunghe aumentano la resistenza di picco e il valore della deformazione all'inizio della fessurazione (Figura 7.20): l'adesione per ogni fibra che contribuisce alla resistenza è collegata all'area di superficie, che è maggiore per fibre più lunghe.

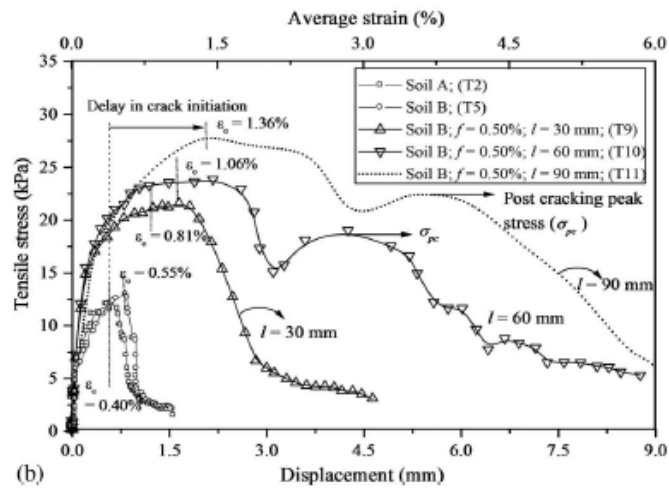


Figura 7.20. Grafico tensione di trazione - spostamento per diverse lunghezze di fibre (Divya et al., 2014).

7.4.2. Immagini al microscopio elettronico

Le immagini al microscopio elettronico (SEM) dei terreni fibrorinforzati sono un utile strumento per capire come interagiscono fibre e terreno.

Le fibre sono generalmente distribuite in modo casuale nei terreni fibrorinforzati e agiscono come una rete tridimensionale che intrappola le particelle più piccole di terreno (Figura 7.21 e 7.22). Questo forma una matrice coerente, che limita gli spostamenti durante il taglio.

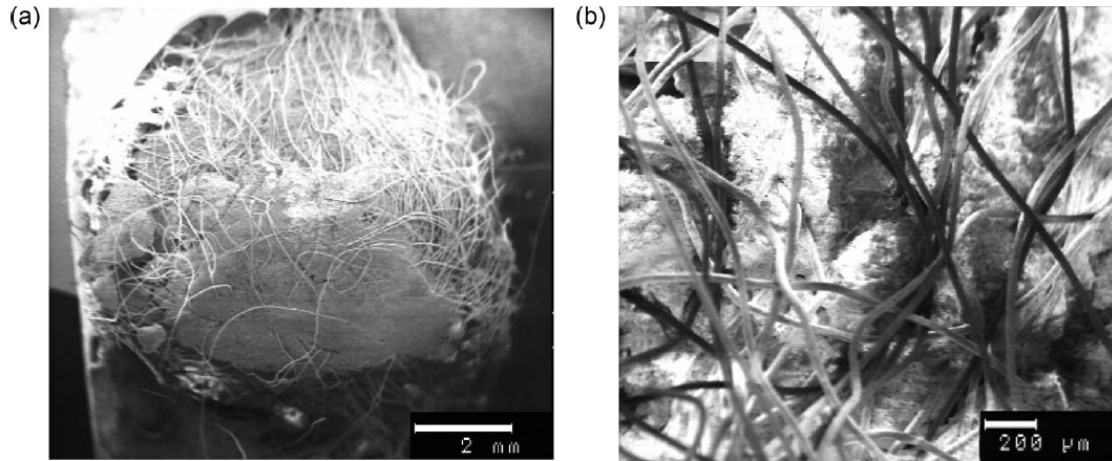


Figura 7.21. Immagini al microscopio elettronico di un'argilla limosa rinforzata con fibre in PP che mostra la caratteristica distribuzione casuale tridimensionale e la dispersione delle fibre con un ingrandimento di: (a) 9 volte e (b) 50 volte (Anagnostopoulos et al., 2013).

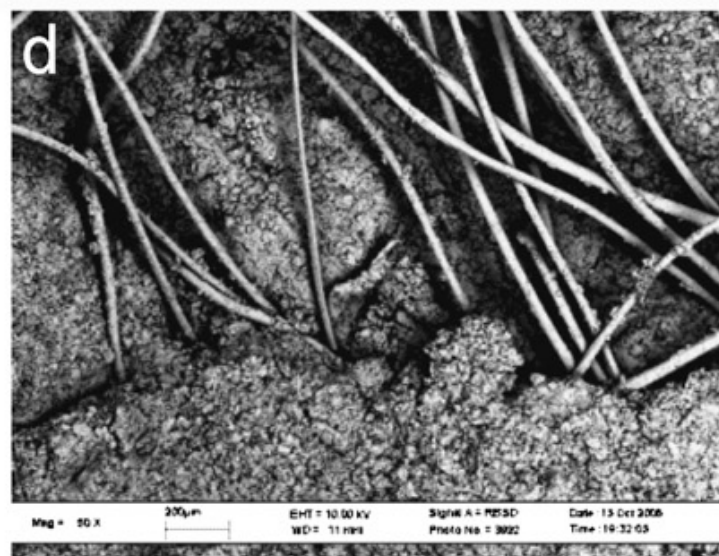


Figura 7.22. Immagine SEM della distribuzione delle fibre nella matrice di terreno (Tang et al., 2007).

Una struttura a rete può essere individuata anche da immagini al microscopio della torba (Figura 7.23).

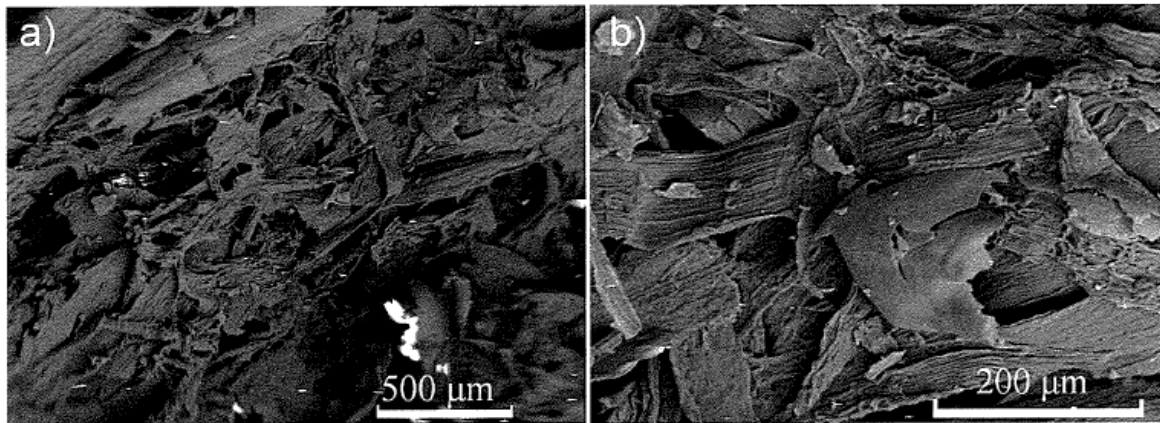


Figura 7.23. Immagini SEM dei provini di torba dal sito di Edson a due diversi ingrandimenti (a) e (b) (Hendry et al., 2013).

In particolare, il meccanismo dominante che controlla il rinforzo micromeccanico nel caso dei terreni fibrorinforzati sembra essere la resistenza d'interfaccia dovuta all'"*interlocking*" sulla superficie fibra-terreno. Le figure 7.24 e 7.25 mostrano che sulla superficie della fibra sono rimasti attaccati resti di argilla dopo il disturbo all'interfaccia causato dalla tensione di trazione, indicando una forza di legame accresciuta tra le fibre e le matrici argillose.

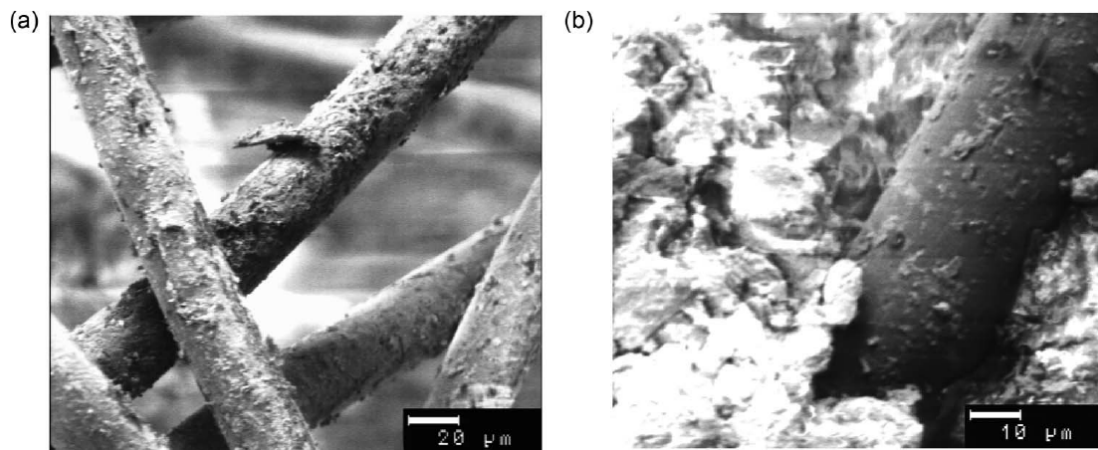


Figura 7.24. Immagini SEM dell'argilla rimasta sulla superficie delle fibre con un ingrandimento di: (a) 500 volte e (b) 1000 volte (Anagnostopoulos et al., 2013).

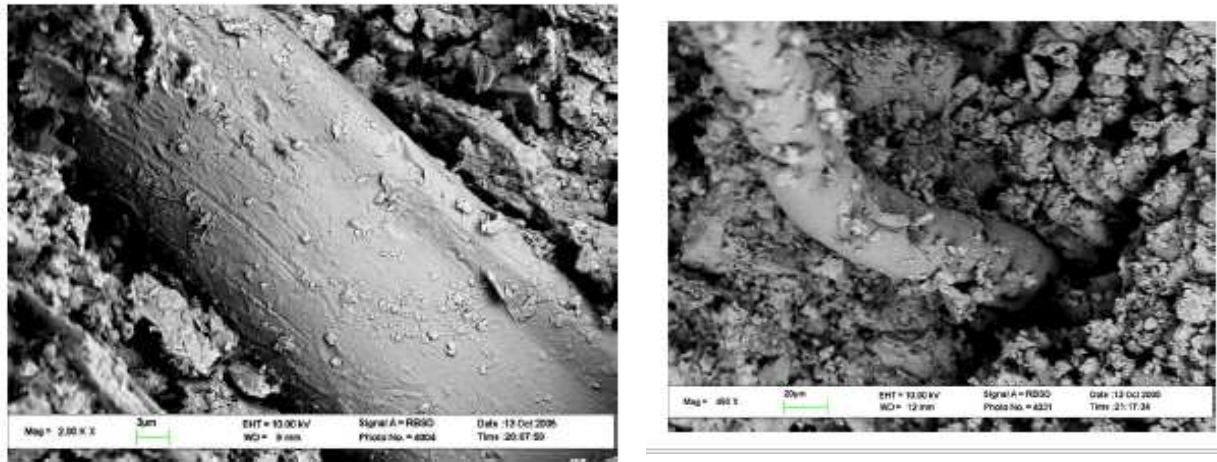


Figura 7.25. Immagini SEM di particelle di terreno attaccate alla superficie della fibra (Tang et al. 2010)

Inoltre, Figura 7.26 e Figura 7.27 rivelano alcune caratteristiche cavità formatesi sulle fibre dall'impatto con le particelle dure di argilla, le quali ne raschiano la superficie durante il taglio.

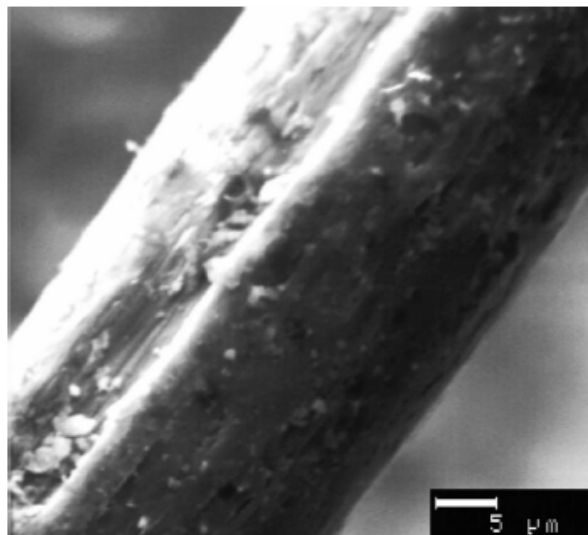


Figura 7.26. Immagine SEM con un ingrandimento di 2000 volte che mostra una fibra con le cavità dovute all'impatto con le particelle di terreno (Anagnostopoulos et al., 2013).

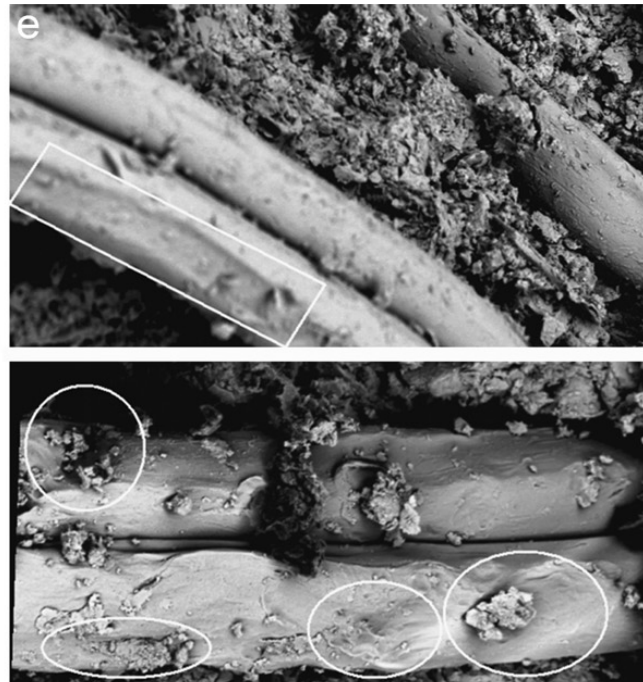


Figura 7.27. Immagine SEM delle cavità formatesi sulla superficie delle fibre (Tang et al., 2007).

Durante la fase di consolidazione, microforze locali che agiscono sulle particelle di terreno vengono trasferite sulle fibre duttili, causandone una deformazione locale plastica e anche la rimozione di una parte dello strato superficiale. Queste cavità portano ad un aumento della ruvidezza della superficie delle fibre e della resistenza d'interfaccia. Di conseguenza, il meccanismo di interazione tra fibre e matrice di terreno migliora. Se l'area di contatto tra fibre e particelle aumenta, aumenta anche il numero e la profondità delle cavità formate dalla penetrazione delle particelle nelle fibre, il che porta ad una significativa crescita della resistenza di interfaccia e dell'attrito.

Questo vale soprattutto per le fibre sintetiche, in generale le fibre naturali utilizzate per rinforzare i terreni e che si trovano nelle torbe hanno una superficie già per natura più ruvida e irregolare che facilita l'attrito e l'*interlocking*.

7.4.3. Conclusioni

Abbiamo visto come le fibre formino una rete tridimensionale che intrappola le particelle di terreno in un'unica matrice coerente cosicché le proprietà di resistenza del terreno aumentano.

Nel caso che il terreno sia sabbioso, la resistenza del composto fibre-terreno è migliorata soprattutto se le dimensioni relative di fibre e grani soddisfano certi criteri (Zornberg, 2002; Michalowski e Cermàk, 2003). In particolare, la lunghezza delle fibre deve essere almeno un ordine di grandezza in più rispetto alla dimensione delle particelle di sabbia, altrimenti la struttura del composto non permette l'attivazione dell'interazione delle fibre. Allo stesso modo, se il diametro delle fibre è un ordine di grandezza minore della dimensione dei grani nessuno sforzo può essere trasferito alle fibre perché, essendo disposte "comodamente" negli spazi vuoti, scivolano durante la deformazione della matrice.

Nel caso di terreno argilloso, essendo le particelle di terreno molto piccole, non ci sono questi limiti di dimensioni per le fibre: tutti gli studi su terreni coesivi rinforzati hanno mostrato un significativo miglioramento della resistenza a taglio con l'inclusione di fibre.

Un'analisi statistica sul comportamento di terreni fibrorinforzati ha dimostrato che il terreno argilloso è la tipologia di terreno più sensibile all'effetto della fibra, portando maggiori benefici a parità di mezzi impiegati (Gibin, 2014), a sostegno del fatto che la grandezza delle particelle di terreno è un fattore importante nell'interazione con le fibre.

Altri fattori rilevanti che influenzano l'aumento della resistenza a taglio sono la percentuale di fibre inserite e la loro lunghezza.

Quasi tutti gli studi effettuati concordano con il fatto che, aumentando il contenuto e la lunghezza delle fibre, migliori il comportamento a taglio perché aumenta la superficie di interazione tra fibra e terreno.

Alcuni di questi studi hanno però evidenziato che, oltre una certa percentuale di fibre inserite, non si riscontrano benefici nella resistenza. Anzi, a volte si è notato che i valori dei parametri φ' e c' diminuiscono. Fibre in gran quantità si trovano a interagire non solo con le particelle di terreno, ma anche tra di loro e probabilmente l'attrito di interfaccia fibra-fibra è minore rispetto a quello fibra-terreno. Questo è vero soprattutto se le fibre sono sintetiche e quindi con una superficie più liscia e regolare rispetto a quelle naturali.

Tuttavia, le quantità ottimali di fibre da inserire nei terreni da rinforzare consigliate dai ricercatori vanno dall'1 al 3 %, sia che le fibre siano sintetiche che naturali.

Per quanto riguarda la lunghezza, gli studi affermano che la resistenza dei provini migliora con l'aumento del rapporto tra lunghezza e diametro delle fibre. Una maggior lunghezza significa un'area di contatto più ampia con il terreno, la quale a sua volta aumenta la resistenza attritiva del composto terreno-fibre.

Inoltre, fibre più lunghe forniscono una maggior resistenza alla formazione di fessure, con il cosiddetto "effetto ponte" (Figura 7.28). Queste, infatti, resistono meglio alla sfilamento (in Figura 7.29 il comportamento delle fibre sulla superficie di taglio).

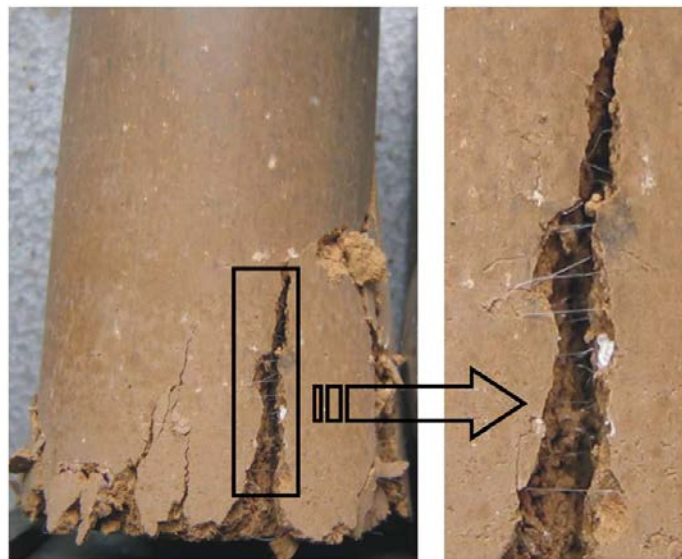


Figura 7.28. L' "effetto ponte" del rinforzo delle fibre nel terreno (Tang et al., 2007).

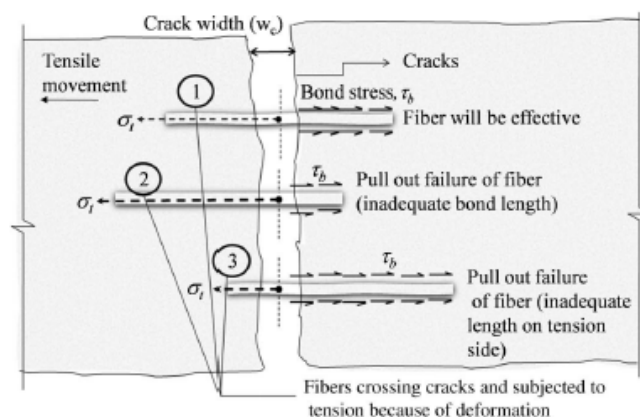


Figura 7.29. Diagramma schematico delle fibre sottoposte a trazione (Divya et al., 2014).

Nel caso delle torbe, i meccanismi di interazione che si stabiliscono tra fibre e matrice sembrano un po' diversi.

Le percentuali di fibre che si trovano in questi terreni (così come vengono calcolate secondo le regole ASTM) sono molto più alte rispetto a quelle utilizzate per rinforzare i terreni, arrivando anche a più del 90% del peso secco dei provini. Risulta quindi difficile pensare ad una interazione tra fibre e particelle di terreno, mentre pare più probabile che valori così alti di resistenza siano dati dall'interazione tra le fibre stesse e con la materia organica presente. La struttura della torba al microscopio elettronico appare molto complessa: ciò che gioca un ruolo importante è l'*interlocking* tra i vari elementi. Tra i fattori che influiscono nel meccanismo di incastro ci sono la ruvidezza e irregolarità delle fibre, l'aggrovigliamento tra di esse nel caso siano lunghe e la presenza di elementi organici appuntiti nella matrice torbosa (come visto anche nello studio di Cheng et al., al paragrafo 4.2).

Le torbe di Adria e Correzzola, con un contenuto in fibre di circa il 25%, sono considerate poco fibrose.

Si è trovata una certa corrispondenza nel tipo di fibre e nel comportamento tra la torba di Adria e l'argilla rinforzata con fibre di palma di 4 mm dello studio di Estabragh et al. (2013).

Una percentuale di fibre così alta è inusuale per i terreni fibrorinforzati, ma anche la loro lunghezza (in genere le fibre inserite sono più lunghe di 10 mm). Un contenuto in fibre così alto è stato necessario per avere gli stessi miglioramenti di resistenza che si hanno con meno fibre ma di lunghezza maggiore.

Gli autori hanno ipotizzato che in questo caso non si sviluppi resistenza di trazione significativa nelle fibre. L'interazione con il terreno non avviene attraverso una resistenza di trazione addizionale che nasce lungo le fibre (e quindi dipendente dalla loro lunghezza), ma attraverso l'aggiunta di un materiale più resistente rispetto al terreno. Questa potrebbe essere la spiegazione sull'alta resistenza a taglio della torba di Adria, contenente un'alta quantità di fibre corte e decomposte.

Nella torba di Correzzola sono state trovate invece fibre più lunghe e meno decomposte: l'interazione tra di esse e l'aggrovigliamento sembrano quindi i fattori principali degli alti valori dell'angolo di attrito dei provini indisturbati.

7.5. Applicazione del modello di Zornberg alle torbe

Si è provato ad applicare un modello di solito utilizzato per i terreni fibrorinforzati alle torbe di Adria e Correzzola.

Come visto al paragrafo 6.5, Zornberg propose un modello che fosse in grado di predire la resistenza a taglio del terreno fibrorinforzato basato sulle proprietà indipendenti delle fibre e del terreno (contenuto in fibre, *aspect ratio* e resistenza a trazione ultima delle fibre, parametri di resistenza del terreno non rinforzato).

Si assume che le fibre contribuiscano all'aumento della resistenza a taglio mobilizzando uno sforzo di trazione lungo il piano di taglio. Perciò la resistenza a taglio equivalente del terreno fibrorinforzato ha le seguenti due componenti: resistenza a taglio della matrice di terreno e trazione indotta dalla fibra.

In particolare, quando la rottura è dominata dallo sfilamento delle fibre le espressioni proposte sono:

$$S_{eq.p} = c_{eq.p} + \tan\varphi_{eq.p}\sigma_n \quad [16]$$

$$c_{eq.p} = \left(1 + \alpha v_f \left(\frac{L_f}{d_f}\right) c_{i,c}\right) c \quad [17]$$

$$(\tan\varphi)_{eq.p} = \left(1 + \alpha v_f \left(\frac{L_f}{d_f}\right) c_{i,\varphi}\right) \tan\varphi \quad [18]$$

ricordando che:

v_f = contenuto volumetrico di fibre (rapporto tra il volume di fibre sul volume di terreno fibrorinforzato)

L_f = lunghezza delle fibre

d_f = diametro equivalente di una singola fibra.

$$c_{i,c} = \frac{a}{c} \quad [19]$$

$$c_{i,\varphi} = \tan\delta / \tan\varphi \quad [20]$$

a = componente di adesione della resistenza a taglio all'interfaccia tra terreno e fibra polimerica

$\tan\delta$ = componente attritiva

c e φ = parametri di resistenza del terreno non rinforzato

S = resistenza a taglio

α = coefficiente empirico che tiene conto del contributo parziale delle fibre

σ_n = pressione normale

Dato che i parametri di coesione trovati per le due torbe sono nulli o comunque molto bassi sia per i provini indisturbati che per quelli ricostituiti, viene considerata solo l'espressione [18] e il confronto viene fatto tra il φ del terreno ricavato dal modello e il φ ricavato dalle prove triassiali sui provini ricostituiti delle torbe.

Si applica quindi il modello di Zornberg in senso inverso: partendo dai dati più certi, cioè gli angoli di attrito dei provini indisturbati delle torbe.

Questi vengono assunti come angoli di attrito del terreno rinforzato φ_{equiv} , α viene considerato unitario come raccomandato da Zornberg per fibre disposte casualmente o comunque non disposte lungo il piano di rottura, $c_{i,\varphi}$ viene stimato pari a 0,8, valore che risulta da prove di sfilamento effettuate dallo stesso autore.

Gli altri parametri sono un po' più difficili da determinare, poiché le fibre che si trovano nelle torbe non hanno una stessa lunghezza o uno stesso diametro. Si cerca quindi di considerare dei valori medi, tenendo conto che la torba di Adria ha un contenuto prevalente di fibre fini (con diametro minore di 1 mm) mentre quella di Correzzola ha circa la stessa quantità di fibre fini e fibre grosse. Le fibre della torba di Correzzola sono poi più lunghe rispetto a quelle trovate nella torba di Adria.

Invece del contenuto volumetrico viene utilizzato il contenuto in peso delle fibre, più facile da determinare. Rispetto a quello calcolato durante le prove (circa 33% per entrambe le torbe), viene ipotizzato che il contenuto in fibre che realmente contribuisce alla resistenza sia un po' minore, dato che radici e pezzetti di legno creano, anzi, piani preferenziali di rottura.

ADRIA			CORREZZOLA		
α	1	1	α	1	1
L [mm]	4	5	L [mm]	7	10
d [mm]	0,75	0,75	d [mm]	1	1
L/d	5,333333	6,666667	L/d	7	10
ν	0,25	0,25	ν	0,25	0,25
$c_{i,\varphi}$	0,8	0,8	$c_{i,\varphi}$	0,8	0,8
φ equiv [°]	49	49	φ equiv [°]	48	48
$\tan \varphi$ equiv	1,150368	1,150368	$\tan \varphi$ equiv	1,110613	1,110613
$\tan \varphi$ terr	0,55663	0,493015	$\tan \varphi$ terr	0,462755	0,370204
φ terreno [rad]	0,507919	0,458044	φ terreno [rad]	0,43341	0,354559
φ terreno [°]	29	26	φ terreno [°]	25	20
φ torba riman [°]	36	36	φ torba riman [°]	26	26

Tabella 7.3. Applicazione del modello di Zornberg alle torbe di Adria e Correzzola.

In Tabella 7.3 sono riportati i parametri utilizzati. Sono stati calcolati due diversi angoli di attrito facendo variare la lunghezza delle fibre, parametro più incerto e difficile da stimare.

Vediamo come l'angolo φ ricavato dal modello sia molto sensibile alla variazione della lunghezza delle fibre: facendola aumentare di pochi mm, φ varia di 3°-5°. Per quanto riguarda la torba di Correzzola il φ del modello si avvicina molto a quello ricavato dalle prove se ipotizziamo una lunghezza media delle fibre di 7 mm, mentre con una lunghezza di 10 mm l'angolo di terreno non rinforzato scende a 20°.

Per la torba di Adria, è stata stimata una lunghezza media delle fibre di 4-5 mm. I φ del terreno non rinforzato ricavati dal modello risultano però molto minori rispetto a quelli dei provini ricostituiti.

Questa discrepanza può essere dovuta al fatto che nei provini ricostituiti sono state eliminate o comunque rotte le fibre più grandi e visibili, mentre le fibre più piccole sono probabilmente rimaste. Ciò è avvalorato anche dall'analisi del parametro α inerente al grado di anisotropia dei provini ricostituiti. Nel paragrafo 5.2 si è visto infatti che anche questi provini mostrano un comportamento non isotropo, probabilmente a causa delle fibre rimaste dalla frantumazione della torba. Essendo le fibre della torba di Adria più corte e decomposte, e quindi più difficili da eliminare, i provini ricostituiti di Adria mostrano una resistenza a taglio maggiore rispetto a quelli di Correzzola, proprio a causa della maggior quantità di fibre rimaste.

Ecco che quindi le differenze di 5°-10° tra i φ del modello e quelli dei provini rimaneggiati possono essere attribuiti alle fibre non eliminate con la ricostituzione della torba.

7.6. Conclusioni sui modelli per le torbe

Non esistono al momento modelli pensati per caratterizzare il comportamento a taglio delle torbe.

Se le fibre vengono considerate come un rinforzo a trazione, possono essere adottati modelli proposti per determinare la resistenza a taglio dei terreni rinforzati.

Tra questi, il modello proposto da Hausmann (1976) e Hausmann e Lee (1976) considera un rinforzo a trazione orizzontale, che aumenta il contenimento e limita l'espansione.

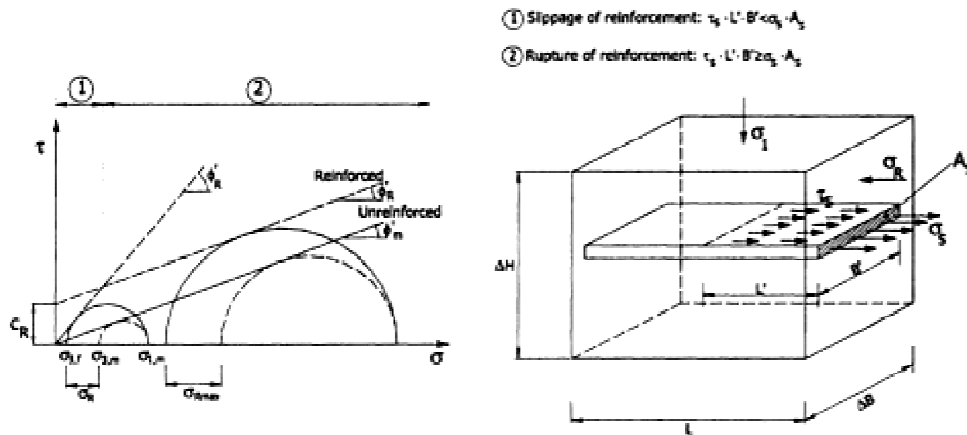


Figura 7.30. Tipici meccanismi di rottura in terreni rinforzati (adattato da Hausmann, 1990).

Figura 7.30 mostra i possibili meccanismi di rottura che intervengono in materiali rinforzati nella direzione dello sforzo principale minore: i rinforzi sono indicati come bande orizzontali che sviluppano uno sforzo di trazione σ_s sulla sezione A_s .

A basse pressioni di confinamento la rottura avviene per sfilamento del rinforzo mentre ad alte pressioni di confinamento è più probabile che il collasso avvenga per rottura del rinforzo.

Questo modello, applicato con successo ai terreni rinforzati con geosintetici, ci aiuta a capire l'effetto di rinforzo delle fibre ed ha ispirato modelli più precisi, come quello di Zornberg per i terreni fibrorinforzati.

Quest'ultimo prende in considerazione tutti i parametri importanti del terreno non rinforzato e delle fibre inserite ed è di facile applicazione dato che questi parametri (lunghezza, diametro, contenuto, resistenza ultima a trazione delle fibre e resistenza del terreno non rinforzato) sono dati/scelti o agevolmente stimabili.

Si è visto invece come il modello di Zornberg non sia così facilmente applicabile alle torbe. Parametri come lunghezza e diametro delle fibre sono molto variabili anche all'interno dello stesso provino di torba e il modello risulta essere molto sensibile a queste due proprietà. Non sembra invece essere altrettanto sensibile al contenuto di fibre.

Anche determinare quest'ultimo aspetto risulta essere un problema: la norma ASTM valida per le torbe definisce fibra "qualsiasi frammento vegetale che mantenga una struttura

riconoscibile e sia grande abbastanza da essere trattenuta al vaglio 100 ma non sia maggiore di 20 mm". Frammenti vegetali lunghi quindi più di 20 mm non vengono considerati fibre, ma senza dubbio concorrono anch'essi ad aumentare la resistenza a taglio. Per rinforzare i terreni, infatti, si utilizzano fibre lunghe anche più di 30 mm.

Sono quindi necessari ulteriori studi per comprendere quali fattori intervengono nell'aumentare la resistenza a taglio delle torba e per sviluppare un modello che meglio si adatta a questo tipo di terreno. Proprietà determinanti sembrano essere il contenuto di fibre, il contenuto organico e il grado di decomposizione: tutti e tre influenzano i meccanismi di interazione tra fibre e terreno.

Ulteriori studi sono anche raccomandati per capire quale metodo è più adatto a trovare la resistenza a taglio della matrice di terreno senza l'effetto di rinforzo delle fibre nella torba, cercando quindi di confrontare i risultati di prove di taglio diretto, prove di taglio anulare e prove su provini ricostituiti.

8. CONCLUSIONI

In questo lavoro di tesi si è cercato di studiare il comportamento a taglio delle torbe, uno degli aspetti che più caratterizza questo tipo di terreno rispetto ai terreni inorganici.

In particolare si sono analizzati dati e risultati di prove triassiali non drenate eseguite su provini di torba di due siti della Pianura Padana, Adria e Correzzola. I dati delle prove riguardavano provini indisturbati e provini ricostituiti, questi ultimi ottenuti frantumando la torba e togliendo le fibre più grandi rimaste. La torba di Adria era leggermente sovraconsolidata e con un grado di decomposizione più alto e un contenuto di fibre più fini e corte rispetto alla torba di Correzzola.

Caratteristiche come parametri di resistenza, modulo elastico, sviluppo di pressioni neutrali durante le prove dei provini sono risultate in linea con quelli riportati in letteratura.

L'analisi dell'inclinazione dei percorsi tensionali nella parte elastica ha mostrato come i provini indisturbati presentino un comportamento anisotropo, invariante rispetto alle pressioni applicate, indicando la presenza di un'anisotropia in sito, dovuta alla presenza di fibre disposte soprattutto orizzontalmente. I provini ricostituiti sono risultati avere un grado di anisotropia più basso e variabile con la pressione di confinamento, ma non nullo come ci si sarebbe aspettato: si è imputato questo fatto alla probabile non totale eliminazione delle fibre durante il rimescolamento della torba, difficile da ottenere soprattutto per quella di Adria.

Si è poi applicato un nuovo metodo, proposto da Hendry et al. (2012), per trovare la resistenza a taglio della torba della matrice senza il contributo delle fibre, considerate la causa principale degli alti valori dei parametri di resistenza delle torbe. Si è trovata corrispondenza tra la resistenza calcolata con questo metodo e quella dei provini ricostituiti per il caso di Correzzola, mentre nel caso di Adria è risultata simile, ma minore rispetto a quella dei provini ricostituiti. Si è quindi portati a pensare, date anche le analisi precedenti, che questa discrepanza sia dovuta alle fibre rimaste.

Questo metodo ha comunque bisogno di essere convalidato da altri dati.

Il confronto del comportamento a taglio delle torbe e dei terreni fibrorinforzati non è risultato così agevole, in particolare a causa del diverso contenuto di fibre che si trovano in questi due

materiali: nelle torbe troviamo quantità di fibre che arrivano anche al 90% rispetto al peso del provino, mentre la quantità di fibre inserite per rinforzare un terreno arriva al massimo al 3%.

Non sembrano quindi nemmeno gli stessi i meccanismi di interazione che intervengono: nei terreni fibrorinforzati l'aspetto preponderante sembra essere l'interazione di interfaccia tra fibra e terreno, nelle torbe quella tra le fibre stesse, le quali formano una sorta di rete tridimensionale. Questi aspetti dipendono però molto dalla lunghezza delle fibre presenti e dal grado di decomposizione della torba.

E' stato infine applicato il modello analitico di Zornberg, sviluppato per determinare la resistenza a taglio dei terreni fibrorinforzati, alle torbe di Adria e Correzzola. La difficoltà nello stimare i valori da dare ad alcuni parametri e l'alta sensibilità che hanno questi sul modello lo rendono non adatto ad essere applicato alle torbe con precisione nei risultati.

Si raccomandano quindi ulteriori studi sull'influenza delle fibre nelle torbe e sullo sviluppo di un modello analitico in grado di stimare in modo accurato la resistenza a taglio di questo tipo di terreno senza l'effetto di rinforzo delle fibre.

Ringraziamenti

Desidero ringraziare tutti coloro che mi hanno aiutato nella realizzazione della mia Tesi.

Ringrazio innanzitutto il professor Cortellazzo, per la sua enorme disponibilità e per avermi dedicato parte del suo tempo a consigliarmi e indirizzarmi in questo lavoro.

Ringrazio i compagni di corso con cui ho potuto confrontarmi e con cui ho collaborato, in particolare Giovanna che ho conosciuto il primo anno di Università e con cui ho condiviso tutto il percorso di studi.

Ringrazio Marco per avermi supportato e avermi aiutato quando incontravo delle difficoltà.

Ringrazio infine i miei amici e la mia famiglia, in particolare i miei genitori per tutto quello che hanno sempre fatto per me e per il loro costante appoggio.

BIBLIOGRAFIA

Ahmad, F., Bateni, F., Azmi, M. (2010) Performance evaluation of silty sand reinforced with fibres, *Geotextiles and Geomembranes*, 28, 93-99.

Anagnostopoulos, C.A., Tzetzis, D., Berketis, K. (2013) Shear strength behaviour of polypropylene fibre reinforced cohesive soils, *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 1-11.

Canzonieri, G. (2013) Resistenza al taglio di terreni limosi fibrorinforzati, tesi di laurea, Università degli Studi di Padova, Padova.

Chen, C.W. e Loehr, J.E. (2008) Undrained and drained triaxial tests of fiber-reinforced sand, *Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics*, Shanghai, China, 114-120.

Cheng, X.H., Ngan-Tillard, D.J.M., Den Haan, E.J. (2007) The causes of the high friction angle of Dutch organic soils, *Engineering Geology*, 93, 31-44.

Cola, S., Cortellazzo, G. (2005) The shear strength behaviour of two peaty soils, *Geotechnical and Geological Engineering*, 23, 679-695.

Divya, P.V., Viswanadham, B.V.S., Gourc, J.P. (2014) Evaluation of Tensile Strength-Strain Characteristics of Fiber-Reinforced Soil through Laboratory Tests, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, 26, 14-23.

Estabragh, A.R., Bordbar, A.T., Javadi, A.A. (2013) A Study on the Mechanical Behavior of a Fiber-Clay Composite with Natural Fiber, *Geotech Geol Eng*, 31, 501-510.

Freilich, B.J., Li, C. e Zornberg, J.G. (2010) Effective Shear Strength of Fiber-Reinforced Clays, *9th International Conference on Geosynthetics, Brazil*, 1997-2001.

Gatti, P. (1998) La torba di “Loreo” – studio sperimentale -, tesi di laurea, Università degli Studi di Padova, Padova.

Gibin, F. (2014) Analisi statistica e teorica del comportamento meccanico di terreni fibrorinforzati, tesi di laurea, Università degli Studi di Padova, Padova.

Harianto, T., Hayashi, S., Du, Y.J. e Suetsugu, D. (2008) Experimental investigation on strength and mechanical behavior of compacted soil-fiber mixtures, *Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics*, Shanghai, China, 392-397.

Heyazi, S.M., Sheikhzadeh, M., Abtahi, S.M., Zadhoush, A. (2012) A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers, *Construction and Building Materials*, 30, 100-116.

Hendry, M.T., Barbour, S.L., Martin, C.D. (2014) Evaluating the Effect of Fiber Reinforcement on the Anisotropic Undrained Stiffness and Strength of Peat, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 04014054, 1-11.

Hendry, M.T., Sharma, J.S., Martin, C.D., Barbour, S.L. (2012) Effect of fibre content and structure on anisotropic elastic stiffness and shear strength of peat, *Canadian Geotechnical Journal*, 49, 403-415.

Huat, B.B.K., Kazemian, S., Prasad, A. e Barghchi, M. (2011) State of an art review of peat: General perspective, *International Journal of the Physical Sciences*, 6(8), 1988-1996.

Landva, A. O. e La Rochelle, P. (1983) Compressibility and Shear Characteristics of Radforth Peats, *Testing of Peats and Organic Soils*, ASTM STP 820, 157-191.

Li, C., Zornberg, J.G. (2013) Mobilization of Reinforcement Forces in Fiber-Reinforced Soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 139, 107-115.

Li, J., Tang, C.-S., Wang, D., Pei, X., Shi, B. (2014) Effect of discrete fibre reinforcement on soil tensile strength, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6, 133-137.

Long, M. (2005) Review of peat strength, peat characterisation and constitutive modelling of peat with reference to landslides, *Studia Geotechnica et Mechanica*, 27(3-4), 67-90.

Maliakal, T., Thiyyakkandi, S. (2013) Influence of Randomly Distributed Coir Fibers on Shear Strength of Clay, *Geotech Geol Eng*, 31, 425-433.

Marques Palmeira, E. (2009) Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis, *Geotextiles and Geomembranes*, 27, 368-390.

Michalowski, R. L., Čermák, J. (2002) Strength anisotropy of fiber-reinforced sand, *Computers and Geotechnics*, 29, 279-299.

Michalowski, R. L. (2008) Limit analysis with anisotropic fibre-reinforced soil, *Geotechnique*, 58(6), 489-501.

Noorzad, R., Mirmoradi, S.H. (2010) Laboratory evaluation on the behaviour of a geotextile reinforced clay, *Geotextiles and Geomembranes*, 28, 386-392.

Pradhan, P.K., Kar, R.K., Naik, A. (2012) Effect of Random Inclusion of Polypropylene Fibers on Strength Characteristics of Cohesive Soil, *Geotech Geol Eng*, 30, 15-25.

Schlue, B.F., Moerz, T., Kreiter, S. (2010) Influence of Shear Rate on Undrained Vane Shear Strength of Organic Harbor Mud, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 136(10), 1437-1447.

Shao, W., Cetin, B., Li, Y., Li, J. (2014) Experimental Investigation of Mechanical Properties of Sands Reinforced with Discrete Randomly Distributed Fiber, *Geotech Geol Eng*.

Sivakumar Babu, G.L. (2012) Laboratory shear strength studies of Soil admixed with Plastic waste, Final Project Report, Indian Institute of Science, Bangalore.

Tang, C.-S., Shi, B., Gao, W., Chen, F., Cai, Y. (2007) Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil, *Geotextiles and Geomembranes*, 25, 194-202.

Tang, C.-S., Shi, B., Zhao, L.-Z. (2010) Interfacial shear strength of fiber reinforced soil, *Geotextiles and Geomembranes*, 28, 54-62.

Yamaguchi, H., Ohira, Y., Kogure, K., Mori, S. (1985) Undrained shear characteristics of normally consolidated peat under triaxial compression and extension conditions, *Soils and Foundations*, 25(3), 1-18.

Yamaguchi, H., Ohira, Y., Kogure, K., Mori, S. (1985) Volume change characteristics of undisturbed fibrous peat, *Soils and Foundations*, 25(2), 119-134.

Zhang, L., O'Kelly, B.C. (2014) The principle of effective stress and triaxial compression testing of peat, *Geotechnical Engineering*, 167, 40-50.

Zwanenburg, C. (2005) The influence of anisotropy on the consolidation behaviour of peat, Ph.D. thesis, Technische Universiteit Delft, Delft, Olanda.

Zwanenburg, C. (2013) Field tests for operational shear strength assessment in peat at Uitdam, The Netherlands.