



UNIVERSITA' DI PISA
SCUOLA DI INGEGNERIA

DICI – Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale
Corso di Laurea in Ingegneria Civile, Ambientale ed Edile

TESI DI LAUREA TRIENNALE

**La prova edometrica: dalle fasi preliminari all'elaborazione
dei dati**

RELATORE
Prof. Ing. Diego Carlo Lo Presti

CANDIDATO
Lorenza Mariggìo

Anno Accademico 2018/2019

Alla mia famiglia

Sommario

1. Introduzione.....	5
2. Le indagini geotecniche.....	6
2.1 Provini disturbati e indisturbati.....	7
2.2 Prelievo dei campioni.....	8
2.3 I campionatori a pressione e rotativi.....	11
2.4 Sigillatura dei campioni e arrivo in laboratorio.....	13
3. Trattamento del campione estruso.....	16
3.1 Analisi per vagliatura meccanica con setacci.....	16
3.2 Analisi per sedimentazione: aerometria.....	19
3.3 La curva granulometrica.....	22
3.4 Limiti di Atterberg.....	23
3.4.1 Limite liquido.....	24
3.4.2 Limite Plastico.....	25
3.4.3 Determinazione indice di plasticità.....	26
3.5 I sistemi di classificazione.....	26
3.5.1 Classificazione AGI.....	27
4. La prova edometrica.....	28
4.1 Premessa sulla consolidazione.....	28
4.2 Generalità sulla prova edometrica.....	32
4.3 Confezionamento del provino.....	33
4.4 Descrizione apparecchiatura ed esecuzione della prova.....	36
4.5 Interpretazione dei dati.....	37
4.6 Determinazione del coefficiente di consolidazione C_v	39
4.6.1 Metodo di Casagrande.....	40
4.6.2 Metodo di Taylor.....	41

4.7	Determinazione dei parametri di compressibilità.....	42
4.8	Determinazione della pressione di preconsolidazione.....	44
4.9	Determinazione indiretta del coefficiente di permeabilità.....	45
5.	Conclusioni.....	46
6.	Bibliografia.....	47

1. Introduzione

Il lavoro di tesi qui presentato si riferisce all'esecuzione di una prova edometrica, in ogni sua fase, partendo dalle operazioni preliminari (prelievo del campione di terreno e costruzione del provino in laboratorio) e terminando con l'elaborazione dei dati da essa risultanti.

L'obiettivo è quello di ricercare informazioni sul terreno in esame, al fine di determinare la compressibilità dello scheletro solido, la permeabilità e la storia tensionale del materiale.

La prova edometrica è stata eseguita all'interno del Laboratorio Geotecnico della Scuola di Ingegneria dell'Università di Pisa, dove si è utilizzato un apparecchio edometrico del tipo IL, a gradini di carico, che verrà in seguito descritto.

La prima parte della tesi presenta dei cenni sulle indagini geotecniche e le prove di laboratorio e si incentra sul percorso del provino, dal prelievo in sito all'arrivo in laboratorio; la seconda parte è relativa a ciò che avviene in laboratorio, dove si classifica il materiale del provino e si decide che parametri bisogna approfondire e la relativa prova ad essi associata; la terza parte riguarda la realizzazione della prova edometrica, scelta per il provino di interesse: realizzazione e montaggio del provino sulla macchina, esecuzione della prova edometrica e analisi dei dati ottenuti.

2. Le indagini geotecniche

Quando si progetta una struttura una parte di essa interagisce con il volume significativo, cioè quel volume di terreno che per le sue peculiarità interagisce con l'opera e ne influenza la sua risposta strutturale.

Per progettare in maniera adeguata occorre conoscere le caratteristiche fisiche e il comportamento meccanico del terreno sul quale si andrà a realizzare la struttura.

In particolare, l'Associazione Geotecnica Italiana (AGI), nota per aver stilato una serie di raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, afferma che:

“Finalità dello studio geotecnico è quella di caratterizzare il sottosuolo per:

a)- accertare la fattibilità di un'opera di progetto;

b)- preparare un progetto dell'opera valido dal punto di vista tecnico economico;

c)- individuare i procedimenti costruttivi più idonei;

d)- prevedere le eventuali modifiche che l'inserimento dell'opera in progetto può arrecare nella zona circostante;

e)- valutare il grado di sicurezza di opere esistenti o di situazioni naturali, per quanto attiene gli aspetti geotecnici, ed. in entrambi i casi, progettare gli eventuali interventi (ad esempio, costruzioni su pendii, costruzioni che prevedono scavi profondi, ecc.)”.

A tale scopo si eseguono, quindi, le indagini geotecniche che permettono di definire uno schema semplificato della realtà attraverso due modelli: un modello geologico e uno geotecnico. Questi modelli sono molto utili nella determinazione della stratigrafia, del regime delle acque sotterranee e dei valori di resistenza, compressibilità, deformabilità o permeabilità assegnati a ciascuno strato e permettono di dare una soluzione quantitativa affidabile del problema ingegneristico.

Le indagini geotecniche sono di due tipi:

- Le *indagini in sito*, hanno costi e tempi ridotti e permettono di indagare su volumi di terreno molto ampi e in condizioni naturali, ma presentano lo svantaggio di essere interpretate in modo empirico o semi-empirico senza aver modo di tenere sotto controllo le condizioni di drenaggio;
- Le *indagini di laboratorio*, hanno costi e tempi maggiori, il provino di terreno è di dimensioni ridotte e soggetto al disturbo del campionamento, ma hanno il vantaggio di avere un'interpretazione analitica che permette di tenere sotto controllo le condizioni a contorno (di carico, di vincolo, di drenaggio, ...) a discapito delle reali condizioni in sito.

I due tipi di indagine sono quindi complementari ed eseguite entrambe permettono di avere un quadro completo del comportamento e della struttura del terreno.

2.1 Provini disturbati e indisturbati

L'Associazione Geotecnica Italiana (AGI-1977) classifica i provini di terreno che si utilizzano per le indagini geotecniche in base al grado di qualità che presentano in seguito all'estrazione.

Si distinguono cinque classi di qualità identificate dalla lettera Q seguita da un numero che va da 1 a 5 indicante il grado di qualità (1 per provini di scarsa qualità, 5 per provini di alta qualità), così come si evince dalla seguente tabella:

Caratteristiche geotecniche deformabili	Grado di qualità				
	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
Profilo stratigrafico	X	X	X	X	X
Composizione granulometrica		X	X	X	X
Contenuto di acqua naturale			X	X	X
Peso dell'unità di volume				X	X
Caratteristiche meccaniche					X
	DISTURBATI			A DISTURBO LIMITATO	INDISTURBATI

Tabella 1- Classi di qualità dei campioni

Si creano quindi tre famiglie di provini:

- I provini *disturbati* o rimaneggiati (di grado Q1, Q2 e Q3), sono utili per la determinazione del profilo stratigrafico, della composizione granulometrica e della suscettibilità all'acqua;
- I provini a *disturbo limitato* (di grado Q4), sono utili per determinare, oltre alle caratteristiche precedenti, anche il peso dell'unità di volume;
- I provini *indisturbati* (di grado Q5), sono utili per la determinazione, oltre alle caratteristiche precedenti, anche delle caratteristiche meccaniche dato che mantengono inalterate tutte le caratteristiche del terreno (struttura, contenuto di acqua, caratteristiche chimico-fisiche nella condizione naturale).

In base alle informazioni che bisogna ricavare dal terreno in esame si utilizzano o le indagini in sito, che si eseguono su provini disturbati, o le prove di laboratorio, che richiedono di essere eseguite su provini indisturbati.

2.2 Prelievo dei campioni

La procedura di ottenimento dei campioni di terreno viene chiamata campionamento e può essere effettuato con diverse modalità, in base alla qualità del provino che si vuole estrarre e al tipo di terreno che si andrà a campionare.

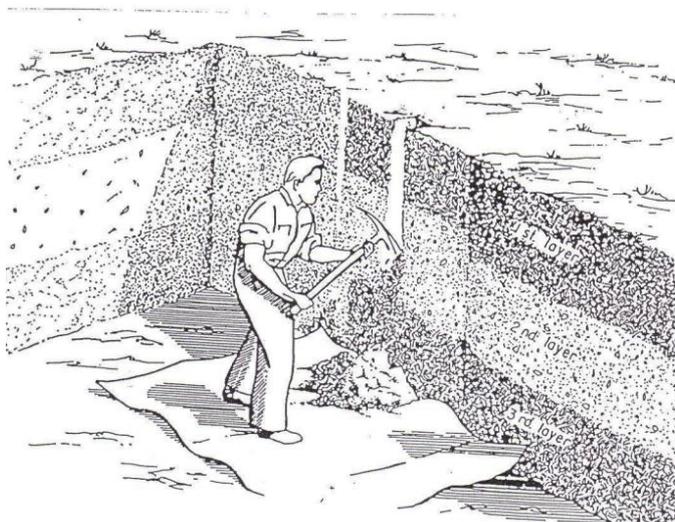


Figura 1. Scavo a trincea

Il primo approccio è quello di ricorrere a scavi di pozzi, cunicoli o trincee. Questo metodo permette l'osservazione diretta della struttura del sottosuolo seppur di modesta profondità (non maggiore di 2 m), identificando lo spessore dei singoli strati. Gli scavi

consentono di prelevare provini disturbati o indisturbati di grandi dimensioni e provini cubici. Tuttavia, bisogna tener presente che gli scavi esplorativi devono essere eseguiti in condizioni di sicurezza e da personale esperto.

Un altro metodo per l'estrazione dei campioni è affidato ai fori di sondaggio: delle perforazioni in direzione verticale del terreno. Essi sono utili per ricostruire il profilo stratigrafico, anche ad elevata profondità, attraverso il prelievo di provini disturbati e le proprietà fisiche e meccaniche in laboratorio grazie al prelievo di provini indisturbati.

I sondaggi possono essere a percussione, ad elica o a rotazione. I primi sono impiegati in terreni a grana grossa e consistono nell'infiggere a percussione o per caduta un utensile nel terreno, al fine di recuperare materiale rimaneggiato. I secondi sono eseguiti utilizzando un'elica collegata ad una barra che viene alternativamente spinta ed estratta dal terreno oppure spinta nel terreno in maniera continua. I terzi vengono eseguiti utilizzando una sonda capace di fornire spinta e rotazione necessarie all'avanzamento di un utensile nel terreno ed al suo successivo recupero per estrazione.

I sondaggi a rotazione si distinguono in:

- Sondaggi a distruzione di nucleo, nei quali si utilizza come utensile un tricono, il cui unico fine è quello di raggiungere una data profondità e realizzare delle perforazioni per installare strumentazioni varie, senza il prelievo del campione;
- Sondaggi a carotaggio continuo, nei quali si utilizza come utensile un tubo carotiere (semplice o doppio)

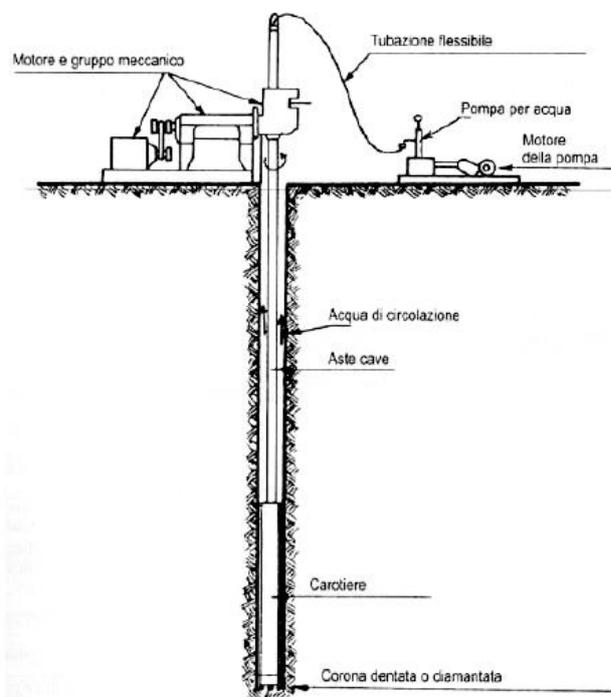


Figura 2. Sondaggio a carotaggio continuo (Facciarusso, Unifidispense)

dotato di corona tagliente provvista di denti in metallo duro che viene fatto avanzare nel sottosuolo al fine di recuperare dei provini di terreno a disturbo limitato o indisturbati.

In quest'ultimo metodo, il tubo carotiere è collegato alla superficie attraverso una batteria di aste cave unite tramite filettatura conica alle estremità. Una volta eseguita l'operazione di penetrazione, il carotiere viene estratto e si recupera la carota di terreno presente al suo interno. Si dispone la carota in delle cassette catalogatrici che presentano cinque scomparti della lunghezza di 1 m ciascuno, per un totale di 5 m di sondaggio per ogni cassetta. Su ogni scomparto della cassetta viene indicata la profondità in metri da dove è stata estratta la carota di terreno.

Dopo la perforazione, quando l'operatore si rende conto di essere in presenza di un terreno tale da essere approfondito in laboratorio, monta sul campionatore una fustella in acciaio inox con tagliente di inclinazione superiore a 6° che permette il prelievo di un provino di terreno indisturbato a fondo foro.

Prima dell'avanzamento del campionatore, è necessario ripulire il fondo del foro in modo da evitare che il materiale rimaneggiato finisca nel campione e crei disturbo e far passare il minor tempo possibile tra la perforazione e il prelievo del campione in modo da evitare il rigonfiamento del terreno.



Figura 3. Cassetta catalogatrice (Lo Presti)

2.3 I campionatori a pressione e rotativi

Due grandi famiglie di campionatori sono i campionatori *infissi a pressione* e i campionatori *rotativi*.

I campionatori infissi a pressione sono di tre tipi:

- I campionatori a pareti sottili aperto, o Shelby;
- I campionatori a pistone fisso, o Osterberg;
- I campionatori Laval.

Il campionatore di tipo *Shelby* è il più diffuso al mondo. Presenta cilindri in acciaio inossidabile di diametro variabile tra 86 e 100 mm (costante lungo tutto il tubo), lunghezza pari a 650 mm e spessore della parete laterale molto sottile (2 mm), tale per cui l'*aspect ratio* (ovvero il rapporto tra il diametro interno e lo spessore della parete) sia maggiore di 50. Viene definito "aperto" in

quanto il cilindro presenta alla base un'apertura con bordo tagliente che può causare la raccolta di materiale disturbato a fondo foro durante la discesa del dispositivo. Una volta infisso trattiene il campione grazie alla chiusura di una valvola a sfera unidirezionale collocata nella testa di spinta. Il cilindro metallico, o fustella, costituisce il contenitore nel quale il campione viene conservato e per questo motivo risulta altamente resistente alla corrosione.

Il campionatore *Osterberg* è dotato di un pistone fisso, collegato direttamente alla batteria di aste di perforazione, che durante l'immissione del campionatore nel foro si trova completamente abbassato, ostruendo l'estremità inferiore dell'alloggiamento del campione, in modo che non vi entri materiale rimaneggiato.

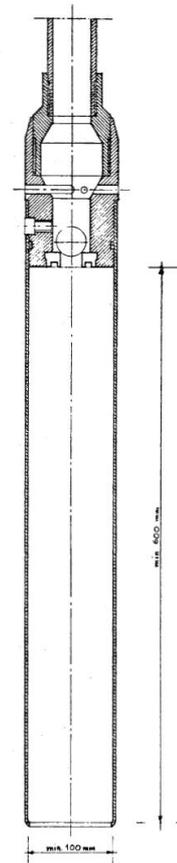


Figura 4. Campionatore Shelby (AGI, 1977)

Il tubo campionatore viene spinto da un pistone mobile attraverso l'invio di acqua in pressione. Il pistone mobile è collegato al pistone fisso per mezzo di un'asta cava che permette lo scarico dell'acqua e dell'aria verso la superficie.

Il campionatore *Laval* permette il recupero di provini di grandi dimensioni (200 mm di diametro) in cui il disturbo dovuto al campionamento è ridotto al minimo. Alla quota di recupero viene bloccato il carotiere, aperta la valvola di sicurezza e si infigge staticamente il campionatore a pareti sottili.

A questo punto si chiude la valvola di sicurezza e si fa avanzare a rotazione il tubo carotiere che permette il recupero del campione.

I campionatori rotativi sono quelli di tipo *Denison* o *Mazier*. In essi sono presenti due cilindri coassiali: uno interno in acciaio inox a parete sottile e dotato di scarpa tagliente che accoglie il campione;

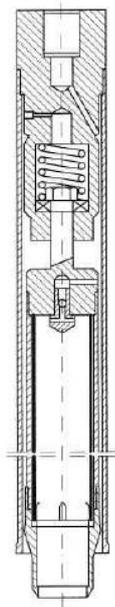


Figura 6. Campionatore Mazier (Tornaghi, 1981)

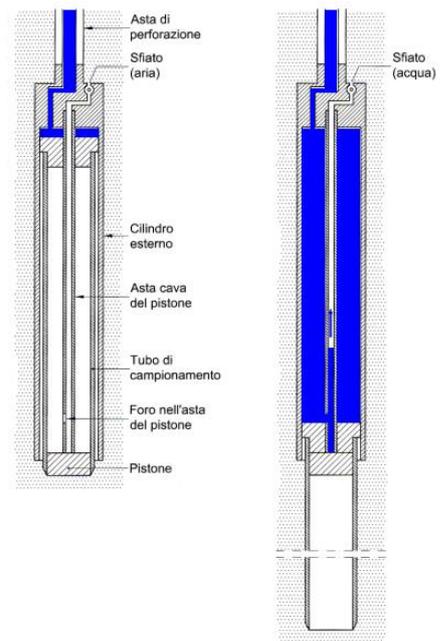


Figura 5. Campionatore Osterberg (Vassallo, Unibas-slide delle lezioni)

tagliente che ruota e asporta una parte del terreno per favorire l'ingresso del campione nell'alloggiamento. La scarpa del tubo interno è avanzata rispetto la corona tagliente per impedire il disturbo del campione dovuto alla rotazione del tubo interno. Nel campionatore *Denison*, la sporgenza del tagliente interno rispetto alla corona dentata può essere adattata al tipo di terreno modificando la geometria della scarpa interna. Nel campionatore *Mazier* l'avanzamento

della scarpa interna è regolato automaticamente mediante una molla. I campioni prelevati hanno diametro di 60-150 mm e lunghezza di 400-800 mm.

2.4 Sigillatura dei campioni e arrivo in laboratorio

Dopo l'estrazione, il campione è conservato nella fustella di acciaio inox ad alta resistenza. Si provvede, quindi, a ripulire la parte alta del campione, eliminando tutte le parti rammollite eventualmente raccolte al fondo del foro. La pulizia è effettuata con un attrezzo alla cui estremità presenta delle lame posizionate a croce.

Si procede a riempire eventuali vuoti all'interno della fustella con polistirolo espanso o sabbia, se ne sigillano le estremità con paraffina fusa e il tutto viene completato con un ulteriore tappo di plastica e opportuna nastratura. Questa operazione è necessaria per mantenere inalterata l'umidità e la consistenza di prelievo, in condizioni naturali, del campione.

A questo punto il campione arriva in laboratorio dove si procede alla stesura del verbale di apertura del campione, nel quale sono inserite tutte le informazioni sul prelievo dello stesso: data, profondità, attrezzatura utilizzata, tipo e condizioni del campione, ecc.

La fase successiva consiste nell'estrusione del campione dalla fustella, operazione che richiede la massima attenzione da parte dell'operatore per evitare di danneggiare il provino indisturbato. Per questa procedura si utilizza un macchinario, chiamato estrusore, in cui si fissa la fustella e per mezzo di un pistone idraulico alimentato da un motore passo passo il campione viene separato dal suo contenitore.

Il campione estruso può, quindi, essere valutato con una serie di esami approfonditi. Il primo approccio è la descrizione visiva che permette di valutare l'aspetto del terreno, l'eventuale presenza di elementi estranei e il colore.

Il campione viene comparato attraverso i codici internazionali della scala della carta dei colori del terreno di Munsell, elaborata per la prima volta da Albert Munsell, che consiste in una tabella in cui sono presenti i colori primari (rosso, giallo, verde, blu e violetto) indicati in inglese e ulteriori cinque colori intermedi, adiacenti ad esso, oltre al bianco, per un totale di 18 colori. Valutare il colore è importante perché può rivelare l'ambiente di sedimentazione del campione.



Figura 7. Campione estruso con tavola di Munsell e penetrometro

Per una prima classificazione del materiale può essere utile misurare la resistenza a compressione del campione attraverso un penetrometro tascabile che misura la consistenza del terreno. Lo strumento ha una forma tubolare, con una punta di diametro pari a 6,4 mm che viene spinta, fino ad un riferimento fisso, in diversi punti del campione. La molla calibrata registra un valore di compressione che viene letto su una scala graduata in Kg/cm^2 posta sul lato dello strumento. In base al valore si può definire la consistenza del terreno:

Compressione (Kg/cm^2)	Consistenza
< 0.25	Molto molle
0.25-0.50	Molle
0.50-1.00	Plastico
1.00-2.00	Consistente
2.00-4.00	Molto consistente
>4.00	Duro

Tabella 2. Classificazione del terreno sulla base delle resistenze misurate con penetrometro tascabile

Descrizione Campione

Cantiere: _____ Data: _____

Sondaggio: _____ Campione: _____ Profondità da _____ a _____ metri

Attrezzatura di Sondaggio	<input checked="" type="checkbox"/> Rotazione	<input type="checkbox"/> Percussione	<input type="checkbox"/> Elica
Attrezzatura di Prelievo	<input type="checkbox"/> Osterberg	<input checked="" type="checkbox"/> Shelby	<input type="checkbox"/> Continua
	<input type="checkbox"/> Parete Spessa	<input type="checkbox"/> Carotiere Rotativo	<input type="checkbox"/>
Modalità di Prelievo	<input type="checkbox"/> Percussione	<input checked="" type="checkbox"/> Pressione	<input type="checkbox"/>
Contenitore del Campione	<input checked="" type="checkbox"/> Inox o trattato	<input type="checkbox"/> Ferro	<input type="checkbox"/> PVC
	<input type="checkbox"/> Corpo deformato	<input type="checkbox"/> Sacchetto	<input type="checkbox"/> Cassetta cubica
	<input checked="" type="checkbox"/> Tagliente > 6°	<input type="checkbox"/> Tagliente deformato	<input type="checkbox"/> Tagliente affilato
Campione Cilindrico	<input type="checkbox"/> < 2"	<input checked="" type="checkbox"/> tra 3" e 4"	<input type="checkbox"/> > 4"
Campione Cubico	<input type="checkbox"/> < 20 cm	<input type="checkbox"/> tra 20 e 40 cm	<input type="checkbox"/> Rimescolato
Condizioni del Campione	<input checked="" type="checkbox"/> Buone	<input type="checkbox"/> Mediocri	<input type="checkbox"/> Cattive
	<input type="checkbox"/> Rammollito	<input type="checkbox"/> Strati Piegati	<input type="checkbox"/> Rimescolato

Aspetto del Campione

Progressiva dall'alto [cm]	Pocket [kg/cm ²]	Vane [kg/cm ²]	Prove previste
5			
10			
15			
20			
25			
30			
35			
40			
45			
50			
55			
60			
65			
70			
75			

Figura 8. Verbale di apertura campione

3. Trattamento del campione estruso

Una volta ottenute informazioni circa il colore e la consistenza del campione estruso, si passa ad identificare il terreno e a classificarlo, cioè a descriverlo attraverso la tessitura superficiale, la mineralogia e le peculiarità strutturali.

La classificazione dei terreni ha come obiettivo quello di stabilire se il loro comportamento meccanico è tipico dei terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie, con diametro medio dei grani superiore a 60 μm) o di quelli a grana fine (limi e argille, con diametro medio dei grani inferiore a 60 μm). Per i primi il comportamento è caratterizzato fundamentalmente dalla distribuzione granulometrica; mentre per i secondi i parametri caratterizzanti sono la composizione mineralogica, il contenuto d'acqua, il grado di saturazione e la struttura. Identificare un terreno in base al suo assortimento granulometrico e ai limiti di Atterberg, i cui valori indicano la suscettibilità all'acqua, risulta quindi un'operazione fondamentale.

Per ottenere le varie frazioni granulometriche di un campione di terra si procede con due metodi: la vagliatura con setacci per le particelle di diametro maggiore e l'analisi per sedimentazione per le particelle di diametro inferiore ai 75 μm . L'elaborato finale è la curva granulometrica che rappresenta su un piano semilogaritmico i diametri delle particelle costituenti un terreno in funzione della loro percentuale in peso.

Per la veridicità dei risultati è fondamentale che l'analisi venga fatta su un campione statisticamente rappresentativo del terreno in esame.

3.1 Analisi per vagliatura meccanica con setacci

Ogni campione è posto in forno ed essiccato per 24 ore a 105° C. Successivamente viene disgregato e si valuta il tipo di materiale dal quale è costituito.

Per ottenere le varie frazioni granulometriche, si procede all'analisi granulometrica mediante setacci: si fa passare il campione di terreno attraverso le maglie di setacci, standardizzati secondo la norma ASTM e impilati l'uno sull'altro. Alla fine della pila è presente un fondello chiuso che raccoglie la frazione granulometrica più piccola. Si procede quindi ad applicare delle vibrazioni alla pila di setacci per mezzo di un vibrovagli che permette ai grani di



Figura 9. Disgregazione del campione

dimensione inferiore di attraversare le maglie e a quelli di diametro superiore di essere trattieneuti e, al termine di tale procedura, pesati.

La norma ASTM prescrive l'utilizzo di undici setacci con apertura minima di 0,075mm e massima di 75 mm disposti l'uno sull'altro con apertura via via decrescente e in modo. Le maglie di ogni setaccio sono realizzate con fili di acciaio disposti in modo tale da ricreare un'apertura quadrata.

Si utilizzano setacci in cui il sottostante ha una maglia pari a circa la metà del precedente in modo da permettere la costruzione di una buona curva granulometrica.

N° setaccio ASTM	Apertura maglie in mm
4	4,76
10	2,00
20	0,840
40	0,425
80	0,180
200	0,075

Tabella 3. Serie di setacci standard utilizzati per vagliatura

La setacciatura può avvenire "per via secca" o "per via umida": nella prima il campione essiccato e disgregato è sottoposto a setacciatura meccanica per vibrazione e le varie frazioni vengono pesate di volta in volta; nella seconda il

campione, precedentemente essiccato e pesato, viene lavato durante la vagliatura; il trattenuto da ogni setaccio è fatto essiccare e pesato ogni volta. La setacciatura per via secca è idonea per terreni grossolani, mentre quella per via umida è indicata per terreni a grana fine. Nel caso in esame, il campione è un terreno a grana fine, per cui si procederà con la setacciatura per via umida.

Nella setacciatura “per via umida”, il campione iniziale è ridotto a 120g (massa determinata in funzione della dimensione massima dei grani presenti in percentuale significativa >10%).

Questa piccola quantità di materiale essiccato si immerge in acqua fino a quando non avviene il completo distacco della frazione fine dai granuli più grossi e la disgregazione dei grumi: operazione che viene agevolata per mezzo di un agitatore meccanico.



Figura 10. Agitatore meccanico

Seguendo le indicazioni della norma, il materiale idratato si versa su una pila di setacci, disposti, con diametro delle maglie decrescente: 2 mm, 0,840 mm, 0,425 mm, 0,250 mm, 0,106 mm e 0,075mm. A questo punto si favorisce il passaggio del materiale con getti di acqua distillata, utilizzando una spruzzetta e un pennello con setole di nylon morbide, finché le acque di lavaggio non escono pulite.

Il trattenuto è riportato in forno ad essiccare alla temperatura di 105°C.

Il passate al setaccio n°200 (di 0,075 mm) invece, si lascia decantare in una bacinella fin quando il materiale non si è completamente depositato sul fondo; a questo punto si rimuove l'acqua con una spruzzetta facendo attenzione a non portar via neanche una minima porzione di terreno. Tolta l'acqua in eccesso, il residuo è posto in forno a 105°C per la disidratazione.

Dopo l'essiccazione, il trattenuto è stato versato sul setaccio superiore della serie usata e si è proceduto alla setacciatura per via secca, usando un pennello a setole morbide per i setacci a maglia fine, per non danneggiarli, pesando di volta in volta il trattenuto seccato e prendendone nota in apposite tabelle.

Raggiunto il setaccio con apertura di 0,075 mm si è proceduto nuovamente con il lavaggio finché l'acqua uscente dal setaccio non appariva pulita e il passante è stato conservato per la prova di sedimentazione.

Le percentuali di passante ai singoli setacci sono state ottenute come rapporto tra la massa del passante e quella iniziale (120g). Il passante al setaccio da 0,075 mm è stato ricavato come differenza fra la massa totale iniziale prima del lavaggio (120g) e quella misurata in seguito alla setacciatura.



Figura 11. Setacci utilizzati per vagliatura "umida"

3.2 Analisi per sedimentazione: aerometria

L'analisi per sedimentazione, o aerometria, è effettuata per il passante al setaccio n° 200, cioè caratterizzato da diametro dei grani inferiori a 0,075mm, e risulta utile per individuare le percentuali delle frazioni più fini.

La procedura sfrutta la Legge di Stokes, secondo la quale la velocità di caduta di una particella sferica in un fluido viscoso dipende dal quadrato del suo diametro:

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18 \eta} \cdot gD^2 = cD^2$$

In cui:

- ρ_s è la densità dei grani [Mg/m^3];
- ρ_w è la densità dell'acqua [Mg/m^3];
- η è la viscosità dell'acqua alla temperatura di prova [$\text{Pa}\cdot\text{s}$];

- g è l'accelerazione di gravità, $9,8 \text{ m/s}^2$;
- D è il diametro delle particelle in mm^2 .

Si procede disciogliendo 40g di materiale passante a 0,075 mm in una soluzione antiflocculante, mescolata meccanicamente per 15 minuti. Questa soluzione viene ulteriormente diluita, aggiungendo acqua distillata in un cilindro calibrato, fino a ricreare 1 litro di soluzione che viene capovolto più volte per portare in sospensione tutte le particelle presenti e posato delicatamente fino all'inizio della prova. A questo punto si procede misurando, ad intervalli di tempo prestabiliti, la densità della soluzione con un densimetro e rilevando la temperatura ad ogni lettura.

All'istante iniziale le particelle sono disperse nella soluzione in maniera omogenea, ma dopo un certo intervallo di tempo Δt le particelle più grandi, che sedimentano più velocemente, si troveranno sospese più in basso rispetto a



Figura 12. Dispersore

quelle di diametro inferiore.

Ad una certa profondità z è possibile ricavare il diametro D della particella dalla legge di Stokes:

$$v = \frac{z}{\Delta t} = cD^2 \rightarrow D = \sqrt{\frac{z}{\Delta t \cdot c}}$$

Si può quindi concludere che è possibile trovare la percentuale di particelle precipitate con un certo diametro partendo da misure di densità: per ogni lettura di unità di peso ad una certa profondità z dopo un certo tempo Δt si ottiene un punto

della curva granulometrica. L'ipotesi fondamentale è che le particelle siano di forma sferica, questo non è rappresentativo della realtà fisica, ma le evidenze sperimentali hanno dimostrato che la procedura standardizzata supera tale limite sperimentale.

Entrando nello specifico, la sedimentazione viene effettuata nei casi in cui la percentuale di passante al setaccio 0,075 mm è maggiore del 20% (Raccomandazioni per le indagini geotecniche AGI) e in base a quanto detto, in

laboratorio si procede a misurare la densità e la temperatura di una soluzione contenente 40 g di passante al suddetto setaccio opportunamente essiccato, ottenuto per setacciatura per via umida. Come già detto, il passante si lascia decantare con acqua distillata in una bacinella fino alla sua deposizione sul fondo, quindi si rimuove l'acqua in eccesso e il materiale si pone in forno a 105°C per l'essiccamento. In seguito si pesano i 40 g necessari che vengono trasferiti in un beker con 125g di soluzione disperdente antiflocculante. Questa soluzione "di lavoro" è ottenuta diluendo 33g di esametafosfato di sodio e 7g di carbonato di sodio con 1 litro di acqua distillata. La sospensione viene messa a riposare per 24h in modo che tutti i singoli grani vengano rivestiti da essa e ne impedisca la flocculazione. Successivamente si trasferisce il materiale dal beker al recipiente del dispersore lavando il contenitore di decantazione con acqua distillata per non perdere materiale. In seguito, la soluzione è mescolata meccanicamente per 15 minuti con un dispersore normalizzato per la prova a 10000giri/min.

Una volta spento il dispersore il preparato si versa nel cilindro di prova graduato aggiungendo acqua distillata fino a raggiungere 1 litro; in seguito il cilindro si chiude con un tappo idoneo e si capovolge 10 volte in un minuto al fine di omogeneizzare la soluzione.

Il cilindro di vetro è standardizzato (diametro di 70 mm e altezza di 330 mm), ha un volume di 1000 cm³ ed è tarato ogni 10 ml da 100 a 1000 ml.

Per misurare la densità della soluzione si utilizza un densimetro, calibrato in modo da misurare una densità di 1000g/dm³ se posto in acqua distillata a 20°C.

Le misurazioni di densità si effettuano facendo letture in progressione geometrica: 30 secondi, 1 minuto, 2, 4, 8, fino a 48 ore dall'inizio della prova. Ad ogni lettura di densità si fa corrispondere una misura di temperatura realizzata con un apposito termometro, la cui sonda è viene fatta penetrare nella soluzione lentamente in modo tale da non disturbare la soluzione e influenzare la prova.



Figura 13. Densimetro

3.3 La curva granulometrica

Con i dati raccolti dalle due analisi descritte precedentemente, si costruisce la curva granulometrica, ovvero la distribuzione dei grani in scala semilogaritmica avente in ascissa il diametro dei grani e in ordinata la percentuale in peso di materiale passante.

Si utilizza la scala logaritmica per permettere una buona rappresentazione anche quando l'intervallo di variazione dei diametri è molto ampio.

Per determinare la percentuale di passante ad ogni setaccio, si è fatto il rapporto tra il peso secco del trattenuto a ogni setaccio e il peso secco del campione iniziale usato per l'analisi granulometrica.

Osservando la curva granulometrica è possibile dare un giudizio qualitativo sulla composizione del campione, infatti la pendenza, quindi l'estensione, della curva è proporzionale all'omogeneità del campione.

Si definisce:

- *ben assortito* un campione che contiene tutte le frazioni granulometriche e quindi la sua curva granulometrica è regolare e con concavità verso l'alto;
- *poco assortito* un campione a cui mancano una o più classi granulometriche o che è omogeneo, cioè costituito da particelle che hanno tutte lo stesso diametro.

Per un'analisi quantitativa dei campioni sono stati calcolati dei coefficienti che descrivono il grado di uniformità del materiale:

- Il coefficiente di uniformità U_c è inversamente proporzionale al grado di uniformità della granulometria del terreno e si calcola come rapporto tra il diametro equivalente corrispondente al 60% del passante (D_{60}) e il diametro equivalente corrispondente al 10% del passante (D_{10}). Esso indica materiali uniformi per valori di U_c fino a 2, poco assortito fino a 6, assortito per valori superiori;
- Il coefficiente di curvatura C_c descrive l'andamento della curva e la presenza di eventuali cuspidi, dovuti alla mancanza di elementi di un certo diametro. E' anch'esso un numero puro ed è dato dal rapporto $C_c =$

$\frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ in cui i D_i sono i diametri equivalenti corrispondenti all' i -esimo percentile di passante; per valori di C_c esterni all'intervallo (1; 3) si ha la mancanza di alcune frazioni granulometriche.

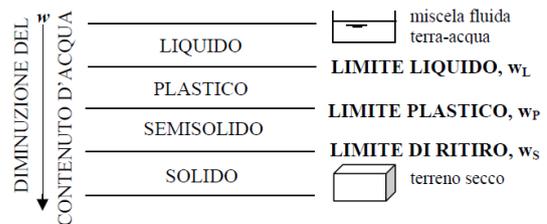
3.4 Limiti di Atterberg

La classificazione della componente fine dei campioni (passante al setaccio n°40 ASTM di diametro $d = 0,425$ mm) è completata determinando delle proprietà indice che dipendono da quei valori del contenuto d'acqua per cui la terra ha comportamenti rilevanti, detti Limiti di Atterberg.

Il contenuto di acqua in un terreno è un fattore rilevante perché fa variare lo stato fisico e la consistenza del terreno: se a dell'argilla secca viene aggiunta gradualmente dell'acqua, questa passa dallo stato solido allo stato semisolido, cominciandosi a fessurare, e poi allo stato plastico, in cui il terreno è deformabile con continuità, ed infine allo stato liquido.

Atterberg intuì la possibilità di individuare dei valori che indicassero il passaggio da uno stato di consistenza ad un altro:

- Limite liquido (LL);
- Limite plastico (LP);
- Limite di ritiro (LR).



Il limite di ritiro LR è il contenuto d'acqua al di sotto del quale una perdita d'acqua non comporta una

Figura 14. Limiti di Atterberg (Facciarusso, Unifi-dispense)

riduzione del volume. Si determina essiccando per gradi il provino di terreno indisturbato e misurando di volta in volta il volume e il contenuto d'acqua.

Il limite liquido LL indica il contenuto d'acqua al di sopra del quale il materiale si presenta come fluido, mentre per un contenuto di acqua compreso tra il limite liquido e il limite plastico il materiale ha un comportamento plastico (lavorabile con le mani). I valori di questi indici sono convenzionali in quanto il passaggio da uno stato all'altro non avviene istantaneamente, si dovrebbe quindi

individuare un intervallo di contenuto d'acqua che permetta il cambiamento di consistenza.

Una volta misurati i Limiti di Atterberg, gli indici calcolabili e rappresentativi della consistenza dei terreni coesivi, sono:

- Indice di plasticità (IP), pari a $LL - LP$ ovvero l'ampiezza dell'intervallo di contenuto di acqua in cui il terreno rimane plastico, che permette di descrivere alcuni aspetti del comportamento meccanico dei terreni;
- Indice di consistenza (IC), pari a $\frac{LL - w}{IP}$ dove w indica il contenuto d'acqua naturale, al cui aumento, per un terreno coesivo, corrispondono una minore compressibilità e una maggiore resistenza al taglio; è il corrispondente della densità relativa per i terreni non coesivi;
- Indice di liquidità (LI), vale $\frac{w - LP}{IP}$ e permette di descrivere lo stato corrente del materiale.

Per la determinazione dei limiti in laboratorio ed il calcolo degli indici sono state seguite le procedure standardizzate di seguito esposte.

3.4.1 Limite liquido

Il limite liquido LL si determina in laboratorio con un'apposita apparecchiatura che prende il nome di cucchiaio di Casagrande: una bacinella in ottone collegata



Figura 15. Cucchiaio di Casagrande

ad una manovella manuale che ad ogni giro effettua “un colpo”, ovvero una battitura della bacinella su una superficie di bachelite.

La procedura consiste nel disporre 100g di materiale passante al setaccio n° 40 ASTM da 0,425 mm, precedentemente lavorato con acqua distillata, nel cucchiaio e nel praticare un solco con un solcatore standard.

A questo punto il cucchiaio viene lasciato cadere ad intervalli di tempo regolari (2 colpi al secondo) da un'altezza di 1 cm e si contano i colpi necessari a far richiudere il solco per circa 13 mm.

Questo numero dipende dal contenuto di acqua del terreno: il limite liquido è quel contenuto d'acqua per il quale il solco si richiude per una lunghezza di 13 mm dopo 25 colpi.

Ottenere 25 colpi esatti è un'operazione molto difficile, perciò si procede per tentativi, variando di volta in volta il contenuto di acqua: generalmente in laboratorio si ripete tre volte per ogni campione.

Si riportano su un diagramma semilogaritmico le coppie contenuto d'acqua (%) – n° di colpi per ogni ripetizione di procedura e si procede interpolando linearmente i risultati in modo da leggere sulla retta risultante il contenuto d'acqua corrispondente a 25 colpi, cioè il limite liquido.

3.4.2 Limite Plastico

Il limite plastico LP è il contenuto di acqua al di sotto del quale il campione di terreno non diminuisce il suo volume; è definito anche come il contenuto di acqua per il quale il terreno inizia a perdere il suo comportamento plastico.

Si ottiene in laboratorio modellando manualmente dei bastoncini di terreno di 3 mm di diametro su di un piano di vetro ed individuando il contenuto di acqua per il quale il materiale inizia a fessurarsi. Nonostante la procedura sia standardizzata, è soggetta alla sensibilità dell'operatore, per cui si utilizzano come riferimento dei bastoncini di acciaio di 3 mm.

Su ogni campione si effettuano tre prove finché ogni cilindretto di 3 mm non si fessura e si chiudono in una scatola stagna per evitare che perdano l'umidità. Appena terminata la procedura



Figura 16. Modellazione del bastoncino di terreno

ognuno di essi viene pesato ed infornato per determinare il contenuto d'acqua (%) il cui valore medio rappresenta proprio il limite plastico.

3.4.3 Determinazione indice di plasticità

Una volta determinati i Limiti di Atterberg sono state calcolate le proprietà indice caratterizzanti i campioni.

Questo rappresenta l'ampiezza dell'intervallo di variazione del contenuto d'acqua in cui il terreno continua a mantenere un comportamento plastico, cioè risulta lavorabile senza variare di volume o fessurarsi. Dipende dalla percentuale e dal tipo di argilla ed è dato da:

$$IP = LL - LP$$

Tanto è più elevato il valore di IP, tanto più è critico il materiale dal punto di vista della sua suscettibilità all'acqua.

A seconda del suo valore, i terreni coesivi si dividono in:

- non plastici ($0 < IP < 5$);
- poco plastici ($5 < IP < 15$);
- plastici ($15 < IP < 40$);
- molto plastici ($IP > 40$).

3.5 I sistemi di classificazione

Classificare vuol dire collocare i campioni con comportamento simile in classi, cioè definirlo con sostantivi che aggettivi che ne indicano la composizione granulometrica e mineralogica.

Per gli scopi d'indagine del presente lavoro ci si riferisce al comportamento meccanico dei terreni, usando come parametri la dimensione, la forma e la composizione mineralogica delle particelle; questi si ritengono indici idonei in quanto non dipendono dalle condizioni ambientali o di sollecitazione e sono facilmente determinabili.

Esistono diversi sistemi di classificazione, in base alla natura del terreno e allo scopo delle indagini, cioè delle caratteristiche di cui si vuole tenere conto. I sistemi di classificazione adottabili sono tre: AGI, USCS e AASHTO. Il primo tiene conto della distribuzione granulometrica del terreno; il secondo considera la composizione mineralogica attraverso i limiti di Atterberg; il terzo fa riferimento sia alla granulometria che ai limiti di Atterberg e classifica il terreno in base all'idoneità di essere usato come materiale da costruzione.

Il sistema usato per classificare i campioni disturbati consegnati in laboratorio per lo svolgimento di questo studio è quello dell'Associazione Geotecnica Italiana (AGI).

3.5.1 Classificazione AGI

L'Associazione Geotecnica Italiana ha adottato un sistema di classificazione basato unicamente sulla granulometria, valido sia per i terreni a grana grossa che fine e riportato interamente nelle *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche* (1997).

A conclusione dell'analisi granulometrica i campioni sono stati denominati con il nome della frazione prevalente e completati nominando le altre frazioni in funzione del loro valore percentuale: se questo è compreso tra il 25 e il 50% si mette il nome della frazione preceduto dalla preposizione "con" (Es. Sabbia con limo); se è tra il 10 e il 25%, il nome della frazione viene integrato con il suffisso "-oso" (Es. Sabbia con limo argilloso); infine, se il valore si trova tra il 5 e il 10% viene aggiunto "debolmente" prima del nome della frazione con suffisso "-oso" (Es. Sabbia con limo argilloso debolmente ghiaioso). Per valori inferiori al 5% la frazione non viene nominata.

4. La prova edometrica

4.1 Premessa sulla consolidazione

Il terreno è costituito da un insieme di particelle solide (scheletro solido) i cui vuoti interstiziali possono essere riempiti di acqua o gas (rispettivamente fase liquida e fase gassosa).

Sotto ponendo un terreno a forze di compressione, il suo volume si riduce per la compressione delle particelle solide e la fuoriuscita dell'acqua dai vuoti interstiziali. Inizialmente il carico applicato si trasferisce totalmente alla fase liquida che inizia a filtrare verso le zone non sollecitate e man mano che il volume degli interstizi si riduce, il carico si distribuisce gradualmente dalla fase liquida allo scheletro solido.

Nel caso di terreno costituito da sabbia satura, l'acqua interstiziale filtra rapidamente e la variazione di volume è immediata. Nel caso di argille l'acqua fuoriesce lentamente e ciò permette di valutare in modo apprezzabile le variazioni del volume nel corso del tempo.

Questo processo prende il nome di *consolidazione* ed è stato trattato da Terzaghi nel 1923, adottando le seguenti assunzioni:

- Il flusso idraulico è solo in direzione verticale (condizioni monodimensionali) e regolato dalla legge di Darcy (che stabilisce che la velocità di filtrazione è direttamente proporzionale al gradiente idraulico ed al coefficiente di permeabilità del terreno);
- Il terreno è omogeneo, isotropo e saturo;
- La compressibilità dello scheletro solido e dell'acqua sono trascurabili;
- Il carico esterno è applicato in direzione verticale e distribuito in maniera uniforme;
- La pressione interstiziale iniziale è costante con la profondità;
- I parametri di compressibilità e di consolidazione sono costanti all'interno del gradino di carico applicato;

- Le deformazioni avvengono solo in direzione verticale, sono infinitesime, di natura viscosa (indipendenti dal tempo), ma dipendenti dalle tensioni efficaci.

Partendo dalle ipotesi precedenti, è stata ottenuta l'equazione che regola il flusso idraulico transitorio in condizioni monodimensionali:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \cdot \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} + \frac{\delta \sigma_v}{\delta t}$$

Dove C_v è il coefficiente di consolidazione; ∂u è la variazione di pressione interstiziale; $\delta \sigma_v$ la variazione della tensione totale applicata; ∂t l'intervallo di tempo considerato e ∂z l'intervallo di altezza dello strato di terreno nel quale si considera la variazione di pressione interstiziale.

Applicando l'equazione differenziale ottenuta per la prova edometrica di tipo II, possiamo risolverla utilizzando le seguenti condizioni al contorno:

1. $\frac{\delta \sigma_v}{\delta t} = 0$, la consolidazione avviene a carico costante nel tempo;
2. $\partial u = \delta \sigma_v$ per $z \in [0; 2H]$, al tempo $t=0$ la pressione interstiziale è pari al carico applicato;
3. $u = 0$ per $z = 0$ e per $z = 2H$, per $t > 0$ la pressione interstiziale si annulla in corrispondenza delle superfici di drenaggio.

Si ottiene quindi come soluzione dell'equazione differenziale una funzione del tempo e della profondità:

$$u = f(t, z)$$

Tuttavia Taylor propose una semplificazione dell'equazione introdotta da Terzaghi, risolvibile in forma chiusa, introducendo le seguenti grandezze adimensionali, con H pari all'altezza di drenaggio:

- grado di consolidazione, definito come rapporto tra la pressione dell'acqua dissipata e la pressione iniziale: $U_z = \frac{u_0 - u(t)}{u_0}$;
- coefficiente di profondità: $Z = \frac{z}{H}$;
- fattore tempo: $T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$.

L'equazione proposta da Taylor è nella forma:

$$\frac{\partial u}{\partial T_v} = \frac{\delta^2 u}{\delta Z^2}$$

e la sua soluzione è in funzione del fattore tempo T_v e del coefficiente di profondità Z e dipende essenzialmente dalle condizioni iniziali e idrauliche al contorno. Le prime sono definite dalla forma dell'isocrona iniziale (ovvero dalla distribuzione delle sovrappressioni interstiziali al tempo $t=0$) e le seconde dipendono essenzialmente dalle condizioni di drenaggio che può essere monolatero (da un solo lato) o bilatero (da entrambi i lati).

$$u(z, t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} \cdot \sin MZ \cdot e^{-M^2 T_v} \quad \text{con } M = \frac{\pi}{2}(2m + 1)$$

La soluzione di Taylor si trova spesso diagrammata in funzione del fattore tempo T_v e del grado di consolidazione U_z .

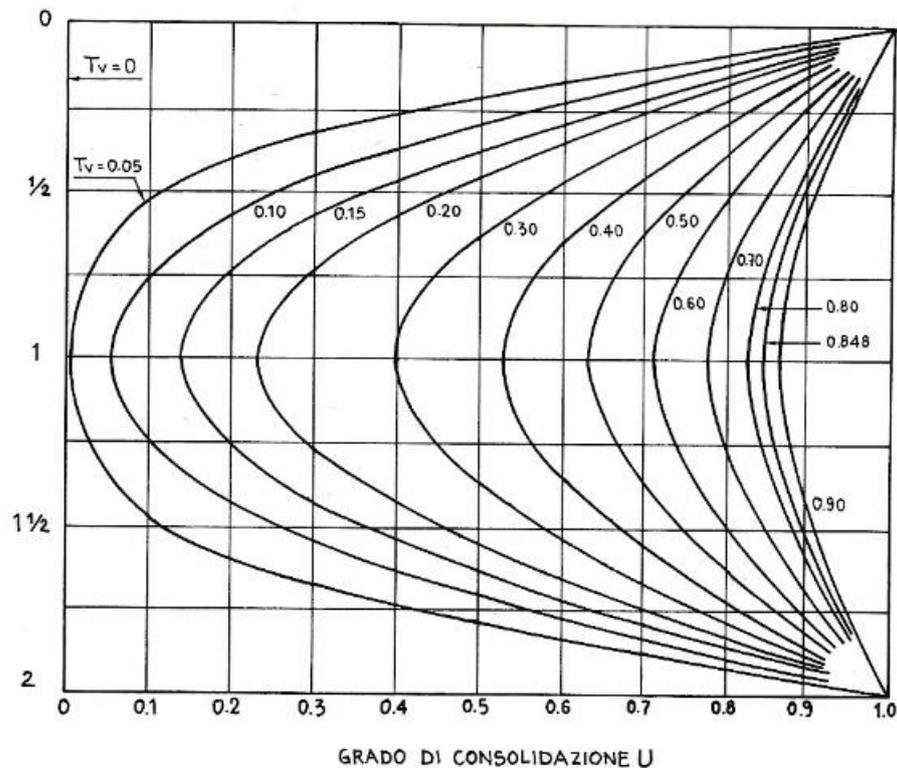


Figura 17. Soluzione equazione di Taylor $U=f(T_v, Z)$ (Raviolo, 1993)

Dal grafico si osserva che la forma dell'isocrona iniziale è rettangolare: u_0 è costante con la profondità e quindi il grado di consolidazione è zero lungo tutta l'altezza del provino.

Per un generico istante successivo il grado di consolidazione alla testa e alla base del provino è pari a 1 per effetto delle pietre porose (drenaggio bilatero); mentre nella zona intermedia è ancora pari a zero. Con il passare del tempo il grado di consolidazione della sezione media aumenta fino ad arrivare a circa 0.87 per $T_v = 0.9$.

Introducendo il grado di consolidazione medio (grandezza utile nella pratica e ottenuta per integrazione del grado di consolidazione), possiamo valutare il decorso dei cedimenti nel tempo, in quanto il grado di consolidazione medio in termini di sovrappressione dissipata coincide con quello in termini di cedimento definito come rapporto tra il cedimento al tempo t , $S(t)$, e il cedimento totale finale S_f :

$$U_m = 1 - \int_0^{2H} \frac{u_0 - u(z, t)}{u_0} dz = \frac{S(t)}{S_f}$$

Si introducono le curve teoriche $U_m - \log t$ e $U_m - \sqrt{T_v}$:

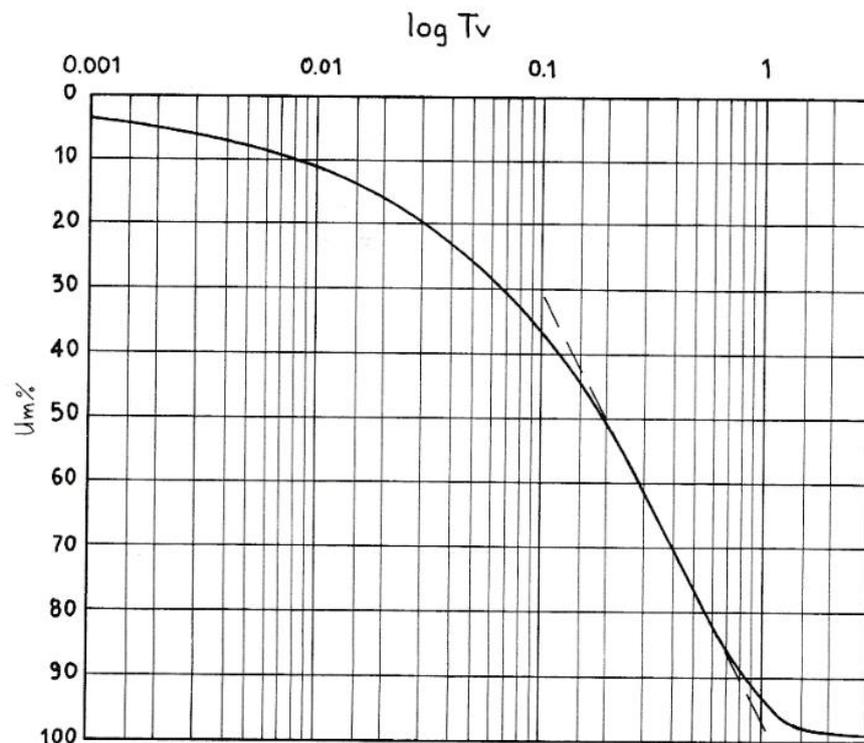


Figura 18. Curva teorica $U_m - \log T_v$

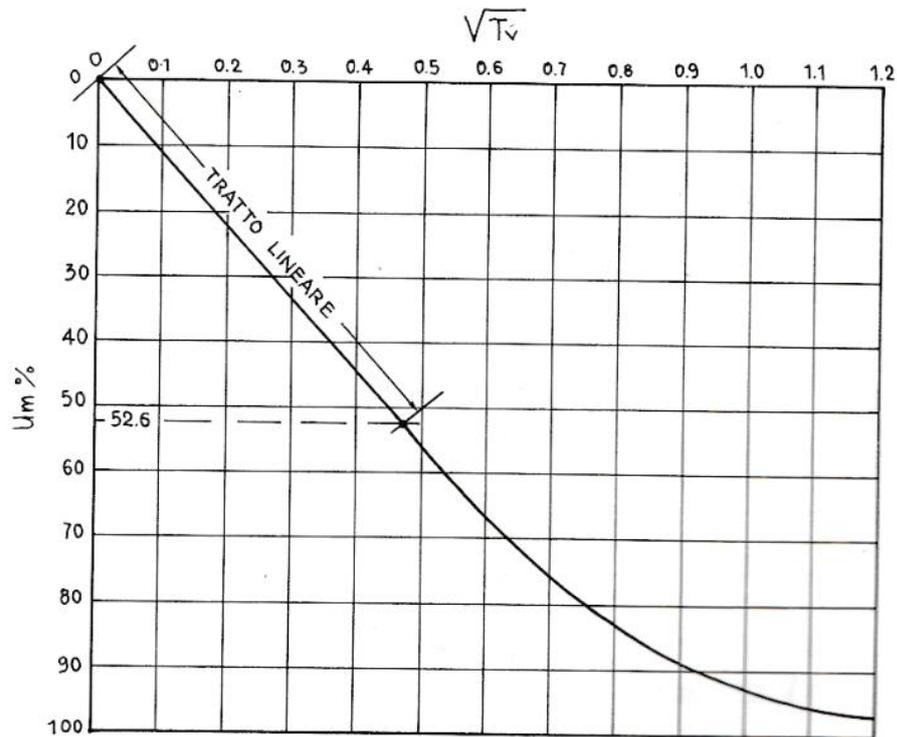


Figura 19. Curva teorica $U_m - \sqrt{T_v}$

4.2 Generalità sulla prova edometrica

Dopo aver estruso il campione indisturbato, averne determinato il colore, la consistenza, la granulometria e i limiti di Atterberg, ed essendo in presenza di terreno a grana fine, possiamo decidere di effettuare una prova edometrica, al fine di ricercare informazioni circa la compressibilità dello scheletro solido e di ottenere indicazioni sulla permeabilità del materiale e sul grado di sovraconsolidazione (OCR).

In particolare dall'analisi dei risultati è possibile determinare:

- Parametri di consolidazione e coefficiente di permeabilità;
- Parametri di compressibilità volumetrica;
- Moduli di deformazione;
- Pressione e grado di preconsolidazione;
- Parametri di rigonfiamento.

Lo studio della *compressibilità*, cioè della variazione dell'indice dei vuoti (volume) sotto incremento di carichi tensionali, è necessario per stimare nel tempo le deformazioni volumetriche e i conseguenti cedimenti; mentre lo studio della *consolidazione*, ovvero la legge di variazione del volume nel tempo, è necessario per studiare l'evoluzione delle deformazioni volumetriche e dei cedimenti.

La prova viene eseguita imponendo carichi verticali crescenti ad un provino cilindrico di terreno saturo confinato all'interno di un anello metallico. In queste condizioni il provino non arriva mai alla rottura: è soggetto solamente alle deformazioni verticali e la presenza dell'anello metallico impedisce le deformazioni laterali.

I carichi possono essere incrementati a gradini di carico costante (apparecchio di tipo IL= Incremental Loading) oppure in modo continuo a velocità di deformazione costante (apparecchio di tipo CRS= Constant Rate of Strain).

La prova di seguito effettuata è stata realizzata con un apparecchio edometrico di tipo IL.

4.3 Confezionamento del provino

Per confezionare il provino, si infigge per mezzo di un torchietto manuale un anello di acciaio inossidabile con bordo tagliente (di diametro $D=50$ mm e altezza $H=20$ mm) nella testa del campione.

Si procede con la scalfitura, ovvero la rasatura laterale del provino, in modo da permettere all'anello di penetrare perfettamente. A questo punto si livella la superficie superiore del provino con una lama sottile e si procede a separarlo dal resto del campione.

Si pesa il provino e il materiale di scarto che andrà successivamente posto in forno per 24 ore, per effettuare un'ulteriore verifica sul contenuto di acqua naturale prima di effettuare la prova.



Figura 20. Fasi confezionamento provino

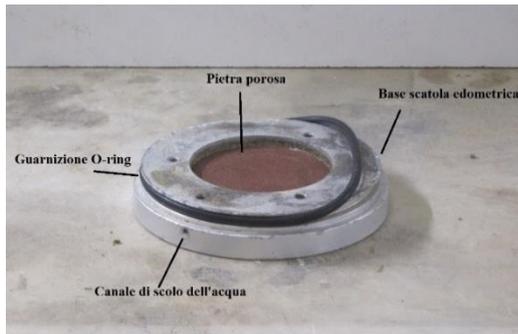


Figura 21. Base della scatola edometrica

Si procede all'assemblaggio della cella edometrica, ovvero l'alloggiamento del provino che andrà successivamente posto sull'apparecchio edometrico.

La base della scatola è rappresentata da una piastra metallica corredata di una pietra porosa di materiale inerte

(bronzo sinterizzato o carburo di silicio) dove viene disposto un o-ring di tenuta. Essa presenta al suo interno dei canali che permettono all'acqua di fuoriuscire dalla sede del provino durante la fase di compressione.

Le pietre porose sono protette da dei dischi di carta filtro che impediscono l'occlusione dei pori da parte delle particelle fini che costituiscono il campione. Il filtro inferiore viene fermato da un anello metallico, anch'esso dotato di guarnizione o-ring, che costituisce la sede del provino.

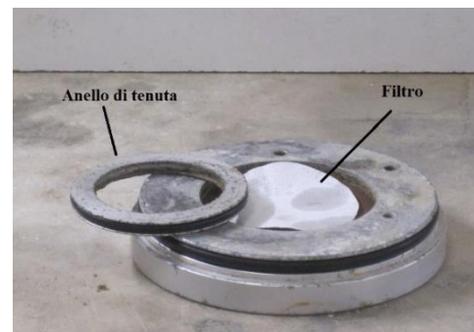


Figura 22. Anello di tenuta e filtro

Inserito l'anello, si fissa il provino con un sistema di bloccaggio e si completa il tutto inserendo un secondo filtro, una pietra porosa sulla parte superiore dell'alloggiamento del provino e un sistema di trasmissione del carico.

Si correda il tutto con un basamento che verrà riempito di acqua dopo essere stato fissato sulla macchina: questa

operazione è necessaria per saturare il campione, in quanto i risultati che ci interessa ottenere devono ricreare in laboratorio la peggiore condizione possibile che si può avere nella realtà, ovvero la falda al livello del piano campagna.



Figura 23. Inserimento del provino sulla base

Inoltre, questa operazione evita l'essiccamento del provino e ne permette il rigonfiamento in fase di scarico.

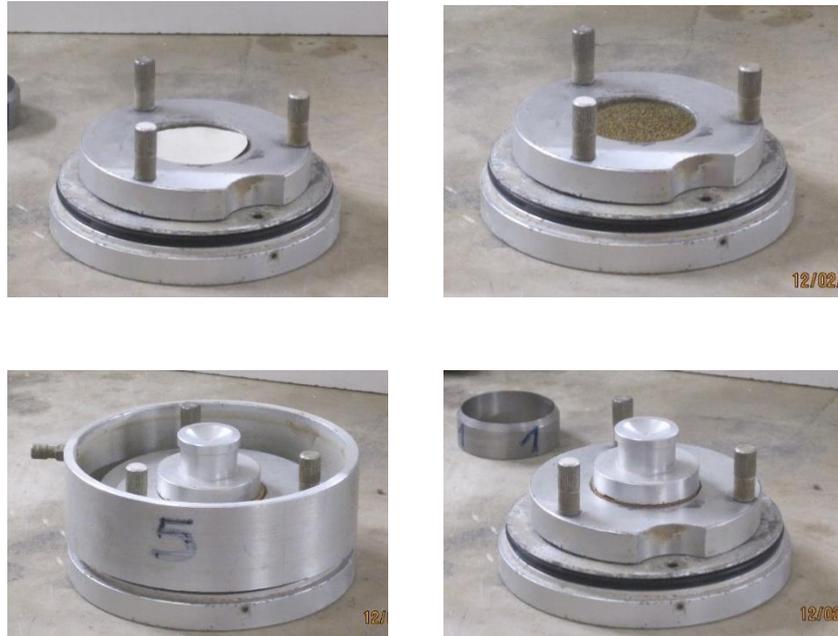


Figura 24. Bloccaggio provino

4.4 Descrizione apparecchiatura ed esecuzione della prova

L'edometro è costituito da:

- La cella edometrica precedentemente descritta;
- Un sistema di leve che permette di applicare il carico attraverso un capitello metallico che poggia sulla sommità del provino;
- Pesi calibrati di piombo per applicare la pressione verticale desiderata sulla testa del provino;
- Un sistema automatico della misura degli spostamenti verticali della testa del provino rispetto ad un punto fisso (sensori LVDT-linear variable differential transformer).



Figura 25. Edometro

L'apparecchio edometrico di tipo IL permette di realizzare la prova a gradini di carico in progressione geometrica, ovvero raddoppiando il valore dei pesi di piombo ad ogni incremento (0,25 – 0,50 – 1 – 2 – 4 – 8 – 16 – 32 – 64 Kg) e mantenendo per 24 h l'applicazione di ogni gradino, per permettere la completa dissipazione della sovrappressione interstiziale generata dall'applicazione del carico ed il successivo sviluppo di uno spostamento di natura viscosa.



Figura 26. Particolare edometro

Dopo gli step di carico, si procede alla fase di scarico procedendo in modo analogo ma saltando i carichi intermedi: 64 – 16 – 4 – 1 – 0,25 Kg.

Il carico viene applicato sul provino per mezzo del sistema di leve che permettono l'inserimento manuale dei pesi di piombo e durante la sua applicazione si procede alla misura della variazione di altezza del provino nel tempo. Un sensore a contatto con la parte superiore della leva, in comunicazione diretta con il provino, rileva

un segnale in millivolt che viene elaborato attraverso la centralina di acquisizione ed inviato ad un computer. Attraverso un software dedicato si convertono i segnali elettrici in micron di deformazione.

4.5 Interpretazione dei dati

Per ogni gradino di carico è possibile rappresentare l'evolversi nel tempo degli spostamenti verticali o abbassamenti della testa del provino, in modo da calcolare il coefficiente di consolidazione C_v . Si utilizzano diverse interpretazioni grafiche del fenomeno basate su diverse scale e grandezze. Generalmente in ascissa viene rappresentata la variabile tempo (normalmente in scala logaritmica), mentre in ordinata si può indicare la variazione dell'altezza del provino o suo cedimento, la deformazione verticale (rapporto tra il

cedimento e l'altezza iniziale del provino), oppure l'indice dei vuoti, che si possono ricavare o calcolare dai risultati della prova edometrica.

Per ognuna di queste grandezze ne risulta una tipica curva "ad esse" con cambiamento di concavità in un punto di flesso.

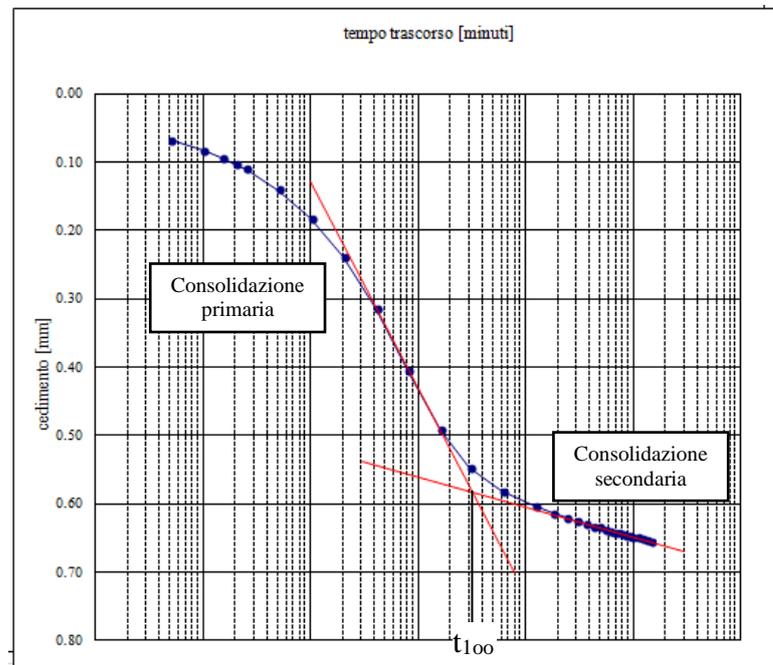


Figura 27. Tipica curva cedimenti-log(t)

Questo andamento permette di distinguere due diverse fasi nel processo di consolidazione:

- La consolidazione primaria, che si esaurisce al raggiungimento del tempo t_{100} , ovvero l'istante di tempo finito raggiunto il quale le sovrappressioni interstiziali sono nulle e le tensioni efficaci costanti. Il valore t_{100} viene determinato graficamente dall'intersezione della retta tangente al punto di flesso e quella che interpola il secondo ramo della curva "ad esse". In questa fase si ipotizzano trascurabili le deformazioni viscosi rispetto a quelle di consolidazione (si assume che i cedimenti si sviluppino nel tempo solo per effetto della variazione delle tensioni efficaci, come espresso dalla teoria di consolidazione monodimensionale di Terzaghi);
- La consolidazione secondaria, si sviluppa per tempi $t > t_{100}$. Contrariamente alla consolidazione primaria, in questa fase si assume che i cedimenti siano di natura puramente viscosa e tendono ad esaurirsi

con il tempo, fatto che si evince dall'osservazione nella curva della pendenza costante della retta secondaria che è pari a:

$$C_{\alpha e} = \frac{-\Delta e}{\Delta \log(t)} \quad \text{in funzione dell'indice dei vuoti oppure}$$

$$C_{\alpha \varepsilon} = \frac{-\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log(t)} \quad \text{in funzione della deformazione verticale}$$

4.6 Determinazione del coefficiente di consolidazione C_v

Per calcolare il coefficiente di consolidazione C_v si utilizza la relazione proposta da Taylor per la valutazione del coefficiente adimensionale:

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$$

Essa mette in relazione il tempo t che corrisponde ad un certo grado di consolidazione con l'altezza del provino in quel dato tempo. Apparentemente sembrano grandezze slegate tra loro, ma attraverso dei metodi di confronto si possono mettere in relazione per ricavare il coefficiente di consolidazione C_v : si paragona la curva teorica del grado di consolidazione U_m in funzione del coefficiente adimensionale T_v (figura 18 e 19), con la curva sperimentale dei cedimenti in funzione del tempo. Questo è possibile perché per gradini di carico in cui la pressione del provino si raddoppia, l'andamento delle curve sperimentale segue quello delle teoriche. Questo è anche confermato dalla proporzionalità tra variazione di volume (cedimento) e grado di consolidazione medio, come è stato esposto nel paragrafo 4.1 della presente tesi, e pertanto le curve teoriche $U_m = f(T_v)$ devono presentare lo stesso andamento delle curve sperimentali $\Delta H = f(t)$.

Si tratta a questo punto di determinare il tempo t che corrisponde ad un certo grado di consolidazione nel diagramma sperimentale. Questo si può fare attraverso due metodi:

- il metodo di Casagrande(t_{50}) che utilizza come curva sperimentale un diagramma cedimenti-logaritmo del tempo;

- il metodo Taylor (t_{90}) che utilizza come curva sperimentale un diagramma cedimenti-radice quadrata del tempo.

Con questi metodi si ricavano tanti valori di C_v quanti sono i gradini di carico applicati per ogni provino.

4.6.1 Metodo di Casagrande

Osservando il diagramma teorico U_m -log T_v si nota che la tangente alla curva interseca l'asintoto della stessa ad un valore corrispondente all'incirca al 100% della consolidazione, cosa che si valuta analogamente per le curve sperimentali ΔH - log t , che permettono di individuare l'istante di tempo e il cedimento corrispondenti al termine della consolidazione.

Il punto di partenza è l'individuazione dello zero corretto necessario a definire il cedimento corrispondente al termine della consolidazione, ΔH_{100} .

Dalla curva teorica si riscontra che per valori di U_m inferiori al 60%, la curva è di tipo parabolico. Avendo lo stesso andamento, anche per la curva sperimentale dei cedimenti potrà essere rappresentata nel tratto iniziale da una parabola di equazione:

$$t = \alpha \Delta H^2$$

Applicando la stessa legge a due punti sperimentali, corrispondenti ad un grado di consolidazione inferiore al 60% e facendone il rapporto si ottiene:

$$\frac{\Delta H_2}{\Delta H_1} = \sqrt{\frac{t_2}{t_1}}$$

La relazione così ottenuta viene usata per valutare la misura del cedimento corrispondente all'istante iniziale della consolidazione, per $t=0$, e per calcolare il cedimento complessivo di consolidazione. Pertanto assumendo $t_2=4t_1$, risulterà $\Delta H_2=2\Delta H_1$ e questo permette di risalire alla lettura corrispondente all'inizio della consolidazione, ovvero lo zero corretto, ribaltando rispetto all'orizzontale il segmento $\Delta H_2-\Delta H_1$.

Conoscendo lo zero corretto, si individua il ΔH_{100} e di conseguenza la sua metà che corrisponde al ΔH_{50} . Tramite il ΔH_{50} si trova sulla curva sperimentale il

valore di t_{50} . Si ricava l'altezza di drenaggio $H = \frac{H_{50}}{2} = \frac{H_0 - d_0}{2}$ (con H_{50} altezza del provino in corrispondenza del 50% della consolidazione e H_0 altezza iniziale del provino) conoscendo i valori della lettura del cedimento d_0 all'inizio della consolidazione,

mentre il valore di T_{50} si ottiene dalla curva teorica e sarà pari a 0,197. Questi dati permettono di ricavare il C_v nell'equazione di Taylor per la valutazione del tempo adimensionale.

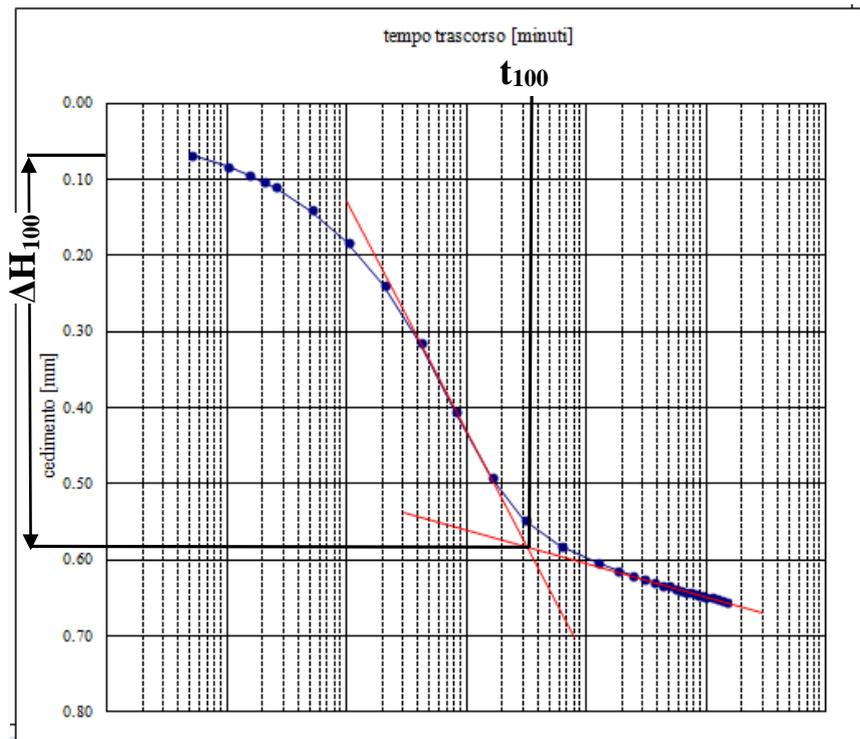


Figura 28. Procedura di Casagrande

4.6.2 Metodo di Taylor

Per il metodo di Taylor si fa riferimento al diagramma teorico $U_m - \sqrt{t}$ dove si osserva un tratto lineare per valori di $U_m < 52,6\%$. Si traccia una retta che parte dall'origine con pendenza ridotta del 15%. L'intersezione di questa retta con la curva teorica corrisponde al grado di consolidazione medio del 90%.

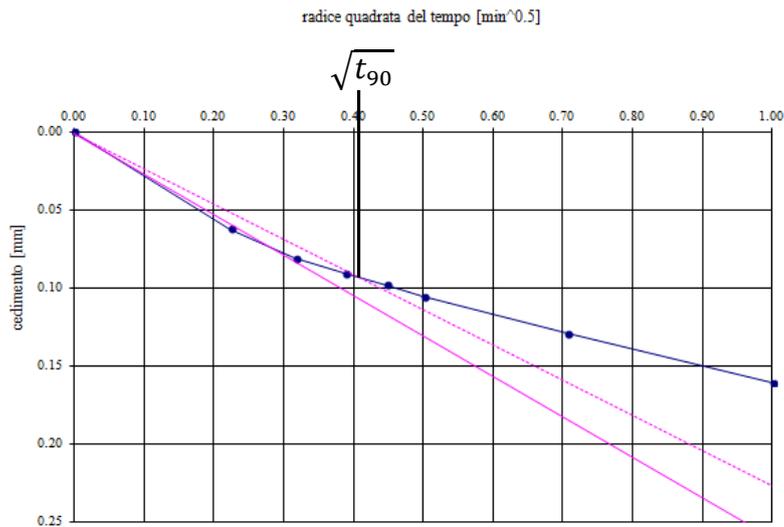


Figura 29. Metodo di Taylor

Applicando questa costruzione alla curva sperimentale dei cedimenti, si ricava il punto corrispondente al 90% della consolidazione da cui segue la lettura del tempo t_{90} . Il t_{90} così trovato assieme al $T_{90} = 0.848$ (valore corrispondente ad un grado di consolidazione del 90%) e all'altezza di drenaggio $H = \frac{H_{50}}{2}$ ricavata come in precedenza permetterà di ottenere il valore di C_v .

4.7 Determinazione dei parametri di compressibilità

I parametri di compressibilità si ricavano dalla curva che presenta in ordinata la variazione di altezza, il cedimento, la deformazione verticale o l'indice dei vuoti e in ascissa la tensione verticale efficace in scala logaritmica che per una prova edometrica di tipo IL è ricreata unendo con dei tratti rettilinei i singoli punti.

Nel complesso si vengono a ricreare tre tratti:

- La retta di *ricompressione*, corrispondente al tratto iniziale in cui i cedimenti sono quasi nulli;
- La retta di *compressione*, o retta di normalconsolidazione, corrispondente al secondo tratto del grafico, in cui la pendenza cambia bruscamente al

raggiungimento di un limite di snervamento σ'_p e il provino risulta maggiormente comprimibile;

- La retta di *scarico*, corrispondente al terzo tratto, che rappresenta il rigonfiamento subito dal provino in seguito alla rimozione del carico applicato.

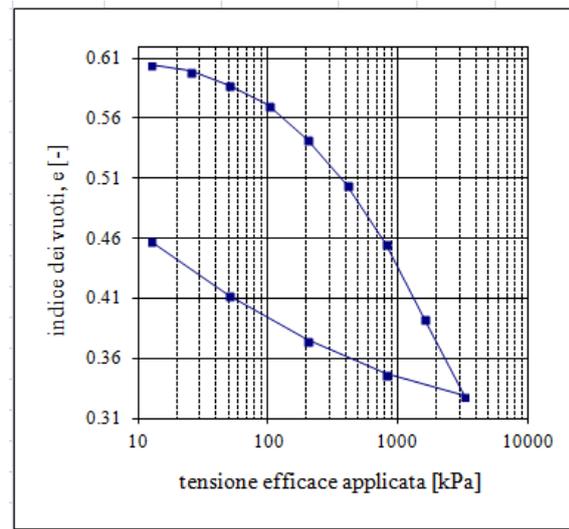


Figura 30. Esempio di curva edometrica di tipo II

I parametri di compressibilità rappresentano le pendenze dei tre tratti e sono rispettivamente:

- RR (rapporto di ricompressione, se in ordinata è riportata la deformazione verticale) o C_r (indice di ricompressione, se in ordinata è riportato l'indice dei vuoti):

$$RR = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\log \sigma'_{v2} - \log \sigma'_{v1}}$$

$$C_r = \frac{e_2 - e_1}{\log \sigma'_{v2} - \log \sigma'_{v1}}$$

con coppie di valori letti nel primo tratto;

- CR (rapporto di compressione) o C_c (indice di compressione), analoghe alle precedenti ma coppie di valori determinate nel secondo tratto;
- SR (rapporto di scarico) o C_s (indice di scarico), con relazioni analoghe alle precedenti ma coppie di valori letti nel terzo tratto.

Se il cedimento del provino viene considerato in funzione della variazione della tensione verticale efficace, invece del suo logaritmo, si possono definire:

- Il coefficiente di compressibilità $m_v = \frac{\delta \varepsilon}{\delta \sigma'_v}$;
- Il modulo edometrico $M = \frac{1}{m_v}$;
- L'indice di compressibilità $a_v = \frac{-\delta e}{\delta \sigma'_v}$.

4.8 Determinazione della pressione di preconsolidazione

Per determinare la pressione di preconsolidazione σ'_p si utilizza il metodo empirico proposto da Casagrande che si esegue con le seguenti operazioni:

- Individuare sulla curva il punto di massima pendenza;
- Da tale punto tracciare una linea orizzontale e la tangente alla curva;
- Tracciare la bisettrice dell'angolo formato dalla retta orizzontale e tangente;
- Tracciare la retta che interpola il tratto di compressione
- Individuare σ'_p come intersezione tra la bisettrice e la retta che interpola il tratto di compressione.

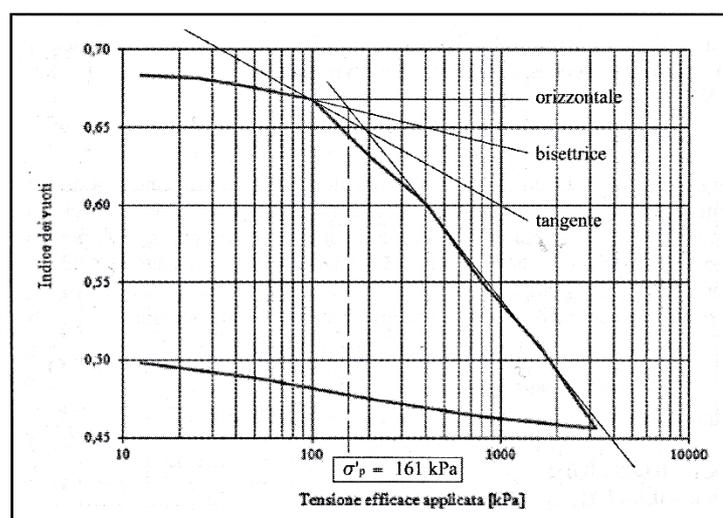


Figura 31. Procedura di Casagrande per la determinazione della tensione di preconsolidazione (Lo Presti, 2013)

Determinare la tensione di preconsolidazione vuol dire rendere noto anche il grado di sovraconsolidazione (over consolidation ratio), ovvero il rapporto tra σ'_p e la tensione verticale efficace σ'_{v0} :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

Esso indica il livello di sovraconsolidazione, ovvero di quanto il livello tensionale attuale sia inferiore di quello massimo sperimentato dal deposito nel corso della sua vita geologica. La tensione di preconsolidazione è rappresentativa della memoria del materiale in quanto ad un medesimo livello tensionale possono corrispondere diverse risposte deformative a seconda che il terreno si trovi in condizioni di ricomprensione $OCR > 1$ o di normalconsolidazione $OCR = 1$.

4.9 Determinazione indiretta del coefficiente di permeabilità

Il coefficiente di consolidazione C_v e quello di compressibilità m_v sono legati tra loro per mezzo del coefficiente di permeabilità K che si determina con la seguente relazione:

$$C_v = \frac{K}{\gamma_w \cdot m_v}$$

Dove γ_w rappresenta la densità dell'acqua.

5. Conclusioni

Come già descritto in precedenza, la prova edometrica permette di ricavare:

- Coefficiente di consolidazione primaria C_v e coefficiente di consolidazione secondaria C_α ;
- Coefficiente di permeabilità K ;
- Parametri di compressibilità RR , CR , SR e C_r , C_c , C_s ;
- Coefficiente di compressibilità m_v e indice di compressibilità a_v
- Modulo di deformazione edometrico M ;
- Pressione e grado di preconsolidazione: σ'_p e OCR .

Questi parametri sono utili al fine di ricercare informazioni circa la compressibilità dello scheletro solido e di ottenere indicazioni sulla permeabilità del materiale e sul grado di sovraconsolidazione.

In particolare, la prova edometrica permette di stabilire l'entità dei cedimenti e la loro evoluzione nel tempo e di mostrare come il metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi (metodo edometrico), su cui si basa l'intera prova, possa fornire previsioni adeguate e affidabili circa il comportamento del terreno argilloso.

Nonostante il metodo sia semplificativo della realtà, le previsioni da esso ricavate sono equiparabili alle analisi effettuate con modelli sofisticati e permettono di trovare un riscontro applicativo nella progettazione delle fondazioni su argille.

6. Bibliografia

Libri e Norme

- Diego Carlo Lo Presti, *Manuale di ingegneria geotecnica vol.I*, Pisa University Press, 2013
- Diego Carlo Lo Presti, *Manuale di ingegneria geotecnica vol.II*, Pisa University Press, 2013
- Renato Lancellotta, *Geotecnica*, Zanichelli, 2012
- Pier Luigi Raviolo, *Il laboratorio geotecnico-procedure di prova*, elaborazione, acquisizione dati, Editrice Controls, 1993
- Associazione Geotecnica Italiana, *Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio*, Gennaio 1994
- British Standard, *Soils for civil engineering purpose- part 5: compressibility, permeability and durability tests*, 1990

Dispense

- J. Facciarusso, C. Madiari, G. Vannucchi, *Dispense di geotecnica*, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale- Sezione Geotecnica, Università degli Studi di Firenze, Settembre 2011
- Associazione ALIG, *La qualità dei campioni di terreno prelevati per prove ed analisi*, 2016
- S. Cianci, F. Garbin, F.Ori, M. Parente, M. Scarapazzi, *La caratterizzazione geotecnica mediante prove di laboratorio*, Ordine dei Geologi del Lazio
- Giulia Viggiani, *Indagini e misure geotecniche*, Università degli Studi di Roma Tor Vergata
- Roberto Vassallo, *Indagini geotecniche*, Università degli Studi della Basilicata