

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA SPECIALISTICA

in

GEOTECNICA

**CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI LABORATORIO
DEI TERRENI ARGILLOSI PROVENIENTI DAL
SOTTOSUOLO DI OZZANO DELL'EMILIA (BO)**

Candidato:
Luca Andreini

Relatore:
Chiar.mo Prof. Guido Gottardi

Correlatori:
Dott. Ing. Gianfranco Marchi
Dott. Ing. Gianmarco Ferrari

Sessione II

Anno Accademico 2012/13

INDICE DELLA TESI**PARTE PRIMA : INQUADRAMENTO**

1.1 Scopi della dissertazione	6
1.2 Planimetria e stratigrafia del campo prova	7

PARTE SECONDA : PROVE DI LABORATORIO

2.1 Il laboratorio	
2.1.1 Introduzione al laboratorio di geotecnica	10
2.1.2 Apertura dei campioni e procedure preliminari	11
2.2 Prova di analisi granulometrica	
2.2.1 Analisi granulometrica per vagliatura	13
2.2.2 Analisi granulometrica della frazione fine	13
Metodo del densimetro.	
2.3 Prove per la determinazione dei limiti di Atterberg	15
2.4 Prove per la determinazione di umidità, peso specifico reale e densità	
2.4.1 Determinazione del contenuto d'acqua	23
2.4.2 Determinazione del peso specifico reale dei grani	24
2.4.3 Determinazione della densità	30
2.5 Prove di caratterizzazione chimica	
2.5.1 Determinazione del contenuto organico	31
2.5.2 Determinazione dei carbonati di calcio	32
2.6 Prova di caratterizzazione meccanica	
2.6.1 Prova edometrica	37
2.7 Prove di caratterizzazione idraulica	
2.7.1 Prove di permeabilità nella cella triassiale	52
2.7.1.1 Test di permeabilità triassiale con due sistemi di back-pressure	55

2.7.1.2 Test di permeabilità triassiale con un sistema di back-pressure	61
2.7.1.3 Test di permeabilità triassiale con due burette	64
2.7.1.4 Misura di permeabilità molto piccole	66
2.7.1.5 Normativa in merito alle prove di permeabilità nella cella triassiale	69

PARTE TERZA:

ELABORAZIONE DATI E RAPPRESENTAZIONE RISULTATI

3.1 Determinazioni preliminari: pocket penetrometer e scissometro	80
3.2 Analisi granulometrica per vagliatura e sedimentazione	81
3.3 Determinazione limiti di Atterberg	85
3.4 Determinazione contenuto d'acqua nel campione	87
3.5 Determinazione del peso specifico dei grani col metodo del picnometro	89
3.6 Determinazione della densità	91
3.7 Determinazione della sostanza organica	93
3.8 Determinazione dei carbonati di calcio	96
3.9 Prove edometriche	97
3.9.1 Calcolo del coefficiente di consolidazione primaria C_v	103
3.9.2 Determinazione dei parametri edometrici : m_v, a_v, M, K	112
3.9.3 Correlazioni tra parametri edometrici e tensioni verticali efficaci in funzione dei livelli di profondità	122

PARTE QUARTA:

DISCUSSIONE DATI E CONSIDERAZIONI

4.1 Natura e scopo di questa dissertazione	126
4.2 Campione BH3-C1 (profondità 1,5-2 m)	127
4.3 Campione BH3-C2 (profondità 3-3,5 m)	128

4.4 Campione BH3-C3 (profondità 4-4,5 m)	129
4.5 Campione BH3-C4 (profondità 6-6,5 m)	131
4.6 Conclusioni sul sondaggio tre	132
Appendice Moduli AGI	133
Bibliografia	137
Ringraziamenti	138

PARTE PRIMA: INQUADRAMENTO

1.1 SCOPI DELLA DISSERTAZIONE

Questa tesi specialistica del mio corso di Laurea in Ingegneria Civile, svolta nell'ambito della geotecnica pratica, ha preso spunto dalla commissione che la società d'ingegneria Trevi ha assegnato all'Università di Bologna per progetto di ricerca, il quale, ha per oggetto lo studio di una tecnica alternativa che sfrutta il fenomeno dell'elettrosmosi, già conosciuto in campo geotecnico come intervento di consolidamento dei terreni coesivi per reidratare in maniera stabile e permanente il terreno.

Tale progetto di ricerca, denominato THS (Trevi Hydration System) prevede l'applicazione di un campo elettrico ad una massa di terreno coesivo saturo in modo da generare un moto di filtrazione che si muove dall'anodo (elettrodo positivo), al catodo (elettrodo negativo).

L'obiettivo del progetto di ricerca THS è quello di capire se il sistema di idratazione, basato sui principi dell'elettrosmosi, è in grado di stabilizzare le variazioni volumetriche stagionali del terreno e quindi ridurre la formazione di crepe e cedimenti verticali del terreno.

Nel periodo tra maggio e settembre 2012 sono state condotte indagini geognostiche in sito (con installazione di prove penetrometriche , sondaggi a carotaggio continuo e canne piezometriche per la misura della falda superficiale), nel campo prove a Cà del Rio presso Ozzano dell'Emilia (Bo).

Si sono dunque prelevati in sito numerosi campioni tramite sondaggi a carotaggio continuo e dei campionatori di tipo Controls e Shelby e portati in laboratorio per analizzarli.

L'obiettivo della mia tesi è quello di eseguire una caratterizzazione geotecnica di laboratorio dei campioni prelevati nei terreni argillosi nei campi prova presso Cà del Rio ad Ozzano dell'Emilia.

Durante i mesi di frequenza presso il laboratorio dell'Università sono state svolte prove standard per la classificazione e la caratterizzazione meccanica, fisica e chimica dei provini di terreno.

Dopo aver estratto i campioni tramite un estrusore ed averli descritti visivamente con delle schede si è provveduto a classificarli mediante metodi, cioè:

- Analisi granulometrica e analisi per sedimentazione per determinare le dimensioni dei grani di terreno-
- Limiti di Atterberg per analizzare il grado di plasticità tramite valutazione dell'indice plastico e carta di plasticità di Casagrande.

Si è svolta poi una caratterizzazione di tipo:

- meccanica (prova edometrica)
- fisico (calcolo del peso specifico e umidità)
- chimico (contenuto del carbonato di calcio mediante analisi calcimetrica e contenuto sostanza organica).

1.2 PLANIMETRIA E STRATIGRAFIA DEL CAMPO PROVA

Come già accennato precedentemente i campi prove in questione dove si sono prelevati i campioni da analizzare in laboratorio sono situati a Cà del Rio ad Ozzano dell'Emilia.

Vengono sotto riportate una planimetria nella quale si possono visualizzare le indagini geognostiche eseguite in sito e una stratigrafia del campo prove.

Il mio studio si è concentrato in particolare su uno di questi campi prove, il campo prove A.

Il deposito di terreno, situato a circa 80 metri sul livello del mare, è composto sostanzialmente da uno strato superiore di spessore di circa 10 metri di argille e argille limose di colore marrone e nocciola con lenti di limi sabbiosi e sabbie limose di colore nocciola e da uno stato inferiore di sabbie e ghiaie.

I campioni oggetto del mio studio provengono da estrazione meccanica con punta a parete sottili, detta anche Shelby.



LEGENDA PLANIMETRIA

INDAGINI GEOGNOSTICHE (Maggio 2012)

CPTU4/10  Prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono spinte alla profondità di 10 m dal piano campagna con installazione di canne piezometriche (SGT di Bagnacavallo - RA)

CPTU7/20  Prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono spinte alla profondità di 20 m dal piano campagna con installazione di canne piezometriche (SGT di Bagnacavallo - RA)

BH1/15-P  Sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 15 m dal piano campagna con installazione di piezometro a tubo aperto tipo Norton (GEOPROBE - BO)

BH2/15-MT  Sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 15 m dal piano campagna con installazione di picchetto per mira topografica (GEOPROBE - BO)

INDAGINI GEOGNOSTICHE (Settembre 2012)

CPTU6b/8  Prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono spinte alla profondità di 8 m dal piano campagna (SGT di Bagnacavallo - RA)

U-SP-n  Canna piezometrica per la misura della falda superficiale nel II metro di profondità. U=ID campo, n=numero progressivo

Fig.1 : Planimetria campo prove A

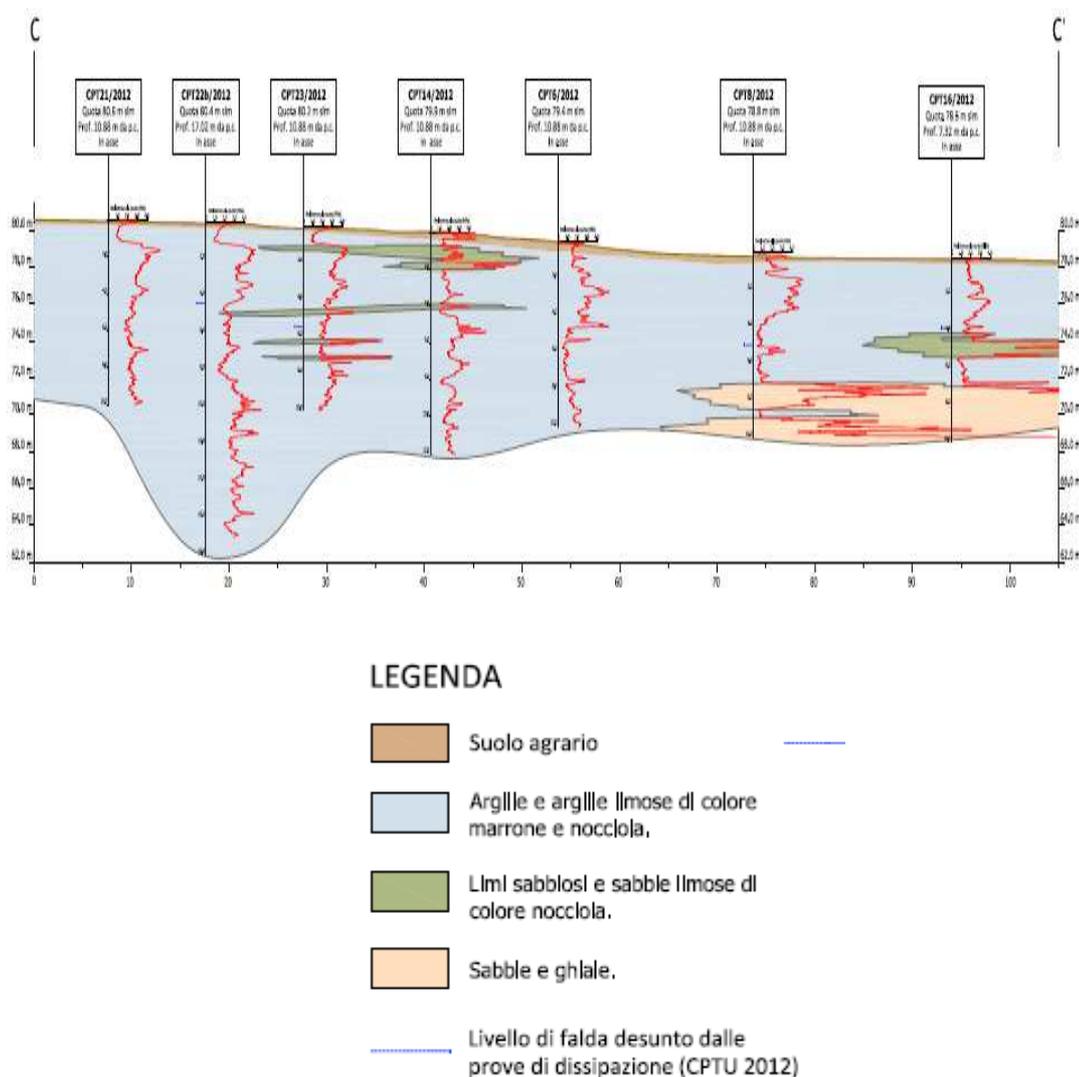


Fig.2 : Profilo stratigrafico Campo Prove A

PARTE SECONDA: PROVE DI LABORATORIO

CAPITOLO 1:

2.1 IL LABORATORIO

2.1.1 INTRODUZIONE AL LABORATORIO DI GEOTECNICA

Nel laboratorio geotecnico vengono eseguite tutte quelle prove per la determinazione delle caratteristiche fisiche, chimiche, idrauliche e meccaniche dei terreni.

Per l'ingegneria strutturale le prove principe restano quelle di caratterizzazione meccanica, quali ad esempio la prova edometrica.

Il laboratorio, a fine lavori, dovrà fornire al committente dell'indagine, spesso il progettista stesso, un rapporto coi parametri ottenuti, riportati in forma chiara e capibile.

Primo passo di ogni laboratorio è la formazione del personale, nel caso il sottoscritto, sulle norme di sicurezza, sulle procedure in caso di rischio, grazie ad un breve corso e alla fornitura di materiale cartaceo a riguardo.

Dopo l'ordinario stoccaggio del campione il comune procedere riguardo lo svolgimento di un'analisi granulometrica, per vagliatura prima e sedimentazione dopo così da capire con che materiale si ha da lavorare.

Si usano dei densimetri ad immersione, chiamati pesci per la prova a sedimentazione. Caratterizzata la tessitura si passa a fare i limiti di Atterberg così da definire la plasticità o meno del campione, esprimendo quindi il limite liquido, quello plastico e l'indice plastico. L'ottenimento del limite liquido è stato effettuato col metodo del cucchiaino di Casagrande. Noti i limiti di Atterberg è possibile entrare nella carta di plasticità di Casagrande da cui si definisce con buona approssimazione di che materiale si sta facendo l'analisi.

Successivamente si passa all'ottenimento di dati quali l'umidità naturale attraverso l'essiccazione in stufa, peso specifico dei grani col metodo del picnometro e il peso di volume, o densità.

L'analisi chimica del campione è lo step successivo. Le due determinazioni classiche prevedono prove quantitative sulla sostanza organica e sui carbonati di calcio. Per la sostanza organica si ricorre alla differenza di pesate prima e dopo combustione delle catene carboniche in muffola oltre i 400°C. Mentre per quanto concerne i carbonati di calcio si ricorre al calcimetro, dove l'acido cloridrico serve da reagente per lo sviluppo dell'anidride carbonica gassosa che va poi misurata.

Le prove di caratterizzazioni meccanica quali edometria e taglio diretto sono le regine di un normale laboratorio di geotecnico, anche perché il committente delle indagini nella maggior parte dei casi è interessato a i parametri ottenuti da queste prove per il progetto della sua opera.

Dalla prova edometrica attraverso innumerevoli grafitazioni e successive elaborazioni attraverso i metodi di Casagrande o Taylor si estrapolano informazioni quali ad esempio il coefficiente di consolidazione primaria C_v , il coefficiente di compressibilità m_v ed M , il suo reciproco e anche l'indice di compressibilità a_v e il coefficiente di permeabilità K .

2.1.2 APERTURA DEI CAMPIONI E PROCEDURE PRELIMINARI

Preparazione del provino

Per prima cosa si estrae il campione dalla fustella metallica mediante l'estrusore (vedi Fig.3).



Fig.3 : estrusione del provino dalla fustella metallica.

La prassi prevede che i contenitori cilindrici (vedi Fig.4), vengano privati di tappo solo all'inizio delle prove così da mantenere inalterato il contenuto naturale d'acqua.

Campioni prelevati in parete sottile, detti Shelby, sono contenuti in fustelle del diametro di 90 mm circa contro un diametro delle carote di terreno di circa 84 mm.

Il lato della fustella contenente la parte inferiore del campione ha la cera a raso con la bocca d'entrata, invece l'estremità meno profonda del campione sta dalla parte della bocca della fustella con 2 fori. Tolti i tappi dalle due estremità la fustella viene saldamente fissata all'estrattore meccanico a pistone, questo specialmente nel caso di materiali molli oppure molto umidi può disturbare notevolmente il campione, comprimendo anche di un ventesimo e spremendone fuori l'acqua.



Fig.4 : Particolare di apertura del campione.

Una volta estratto si fa una rapida analisi visiva del campione riportando le osservazioni in moduli indicati dall'associazione geotecnica italiana del tipo di quelli riportati in appendice (pagina 136).

Tali moduli, vanno aggiornati con le prove via via svolte sul campione indicate alle profondità corretta, nonché integrati con foto e descrizione litologica di prima impressione.

Corpi estranei come sassi, elementi vegetali, o altro eventualmente rinvenuto va riportato per iscritto sul modulo e separatamente catalogato con foto.

Eventuali palesi discontinuità o lamine di materiali diversi vanno registrati nei suddetti moduli.

Fatto questo si provvede ad asportare, con l'ausilio di un seghetto a filo o di un coltello, le due estremità di paraffina messe al momento del prelievo per il mantenimento dell'umidità.

Per l'inquadratura del campione si effettuano da subito a cadenza di profondità di 5 o 10 cm, prove con lo scissometro tascabile, anche detto tor vane, che restituisce la coesione non drenata. Altra prova preliminare

è il pocket penetrometer che dovrebbe dare valori che divisi per 2 danno la coesione non drenata. Parlando in valori assoluti si ottengono valori doppi rispetto a quelli del tor vane, questo in via teorica perché nella realtà pratica i dati ottenuti si discostano sempre dal doppio. Una volta dimezzate, le letture del pocket penetrometer forniscono a loro volta la tensione non drenata.

CAPITOLO 2:

PROVA DI ANALISI GRANULOMETRICA

2.2.1 ANALISI GRANULOMETRICA PER VAGLIATURA

L'obiettivo dell'analisi granulometrica è quello di raggruppare, in diverse classi di grandezza, le particelle costituenti il terreno e di determinare successivamente le percentuali in peso di ciascuna classe, riferite al peso iniziale del materiale secco.

La procedura più semplice per effettuare un'analisi granulometrica è costituita dalla vagliatura per mezzo di una serie di setacci, di apertura via via decrescente, che devono essere sovrapposti e fatti vibrare, in modo da separare i granuli in frazioni di diverse dimensioni, ciascuna trattenuta al corrispondente setaccio.

Questo metodo tuttavia viene utilizzato esclusivamente per definire la granulometria di materiali grossolani (ghiaie e sabbie). La distribuzione dei granuli di dimensioni inferiori a 0,0075 mm (cioè le particelle limose e argillose) si effettua invece con metodi indiretti, che si basano sui tempi di sedimentazione delle particelle in acqua. In questo modo è possibile identificare elementi di dimensioni minime dell'ordine del micron, cosa che sarebbe impossibile servendosi esclusivamente dei setacci che hanno in genere un'apertura minima di 0,0075 mm.

2.2.2 ANALISI GRANULOMETRICA DELLA FRAZIONE FINE: METODO DEL DENSIMETRO

Per quanto riguarda l'analisi granulometrica della frazione fine vogliamo porci l'obiettivo di determinare la distribuzione granulometrica del terreno le cui particelle presentano diametro dei grani inferiore a 0.075 m (secondo le norme ASTM) , oppure a 0.063 mm (secondo le norme BS, AFNOR).

Le dimensioni delle particelle vengono determinate indirettamente, misurandone il tempo di sedimentazione all'interno di un cilindro, contenente una dispersione delle particelle stesse in acqua distillata. Per il calcolo del diametro del singolo granulo di limo e di argilla, si fa riferimento alla legge di Stokes (1880), la quale permette di determinare il diametro di una sfera (alla quale viene quindi approssimata ogni particella) avente peso specifico noto, della quale sia nota la velocità di caduta V (in cm/sec), all'interno di un liquido di peso specifico e viscosità conosciuti:

$$D = \sqrt{V \left(\frac{1800 * \eta_L}{\gamma_s - \gamma_L} \right)}$$

con:

D = diametro della sfera (mm)

η_L = viscosità dinamica del liquido ($g * sec / cm^3$)

γ_s = peso specifico della particella (g / cm^3)

γ_L = densità del liquido (g / cm^3)



Fig.5 : Densimetro

Nella figura 5 viene riportato un densimetro. Nel corso della prova infatti si tratta dunque di misurare la velocità di caduta delle particelle, vale a dire del tempo che la singola particella impiega per percorrere una determinata distanza. Le letture di tale distanza vengono effettuate mediante un densimetro, che viene introdotto nel cilindro contenente le particelle in esame. La distanza a cui si fa riferimento è rappresentata dal percorso compreso tra il pelo libero della soluzione acqua terreno e il baricentro del densimetro stesso.

Per quanto riguarda l'apparecchiatura di prova si utilizza un densimetro del tipo quello di figura 5, costituito da uno stelo e da un bulbo di vetro a sezione circolare, perfettamente assialsimmetrico, in modo da poter galleggiare sempre in posizione verticale, per qualsiasi posizione del baricentro rispetto al pelo libero.

Lo stelo del densimetro è correlato da una scala graduata, solitamente variabile da 995 a 1030 per soluzioni di densità variabile da 0,995 a 1030 g/cm^3 , tarata in modo tale che il densimetro posto in acqua distillata a 20°C, misuri una densità pari a 1000 g/cm^3 .

La temperatura corrispondente a tale lettura è comunque indicata sullo stelo (solitamente espressa in gradi Fahrenheit: 68°F = 20°C).

La minima suddivisione della scala graduata è pari a 0.0005 g/cm^3 .)

Per quanto riguarda la temperatura di prova, le Norme ammettono la possibilità di effettuare le misure di densità a temperatura variabile, misurando la temperatura e adottando appropriati coefficienti correttivi per riportare le misure ed i risultati alla temperatura di 20° C.

CAPITOLO 3:

2.3 PROVE PER LA DETERMINAZIONE DEI LIMITI DI ATTERBERG

L'analisi granulometrica permette di ottenere valutazioni quantitative per quanto riguarda le dimensioni delle particelle componenti un terreno, ma non dà alcuna informazione sulle caratteristiche dei minerali di argilla che nel caso di materiali coesivi rivestono una importanza prevalente e ne influenzano il comportamento fisico-meccanico.

Quest'ultimo, nel caso delle argille, è strettamente legato alla presenza di acqua, che viene assorbita dalle singole particelle, creando legami più o meno saldi.

Quando si aggiunge una certa quantità di acqua ad un terreno argilloso essiccato, viene a crearsi una sottile pellicola d'acqua adsorbita intorno alla singola particella. Al crescere della quantità d'acqua si ottiene una pellicola di spessore maggiore, che ad un certo punto permette alle particelle di scorrere reciprocamente.

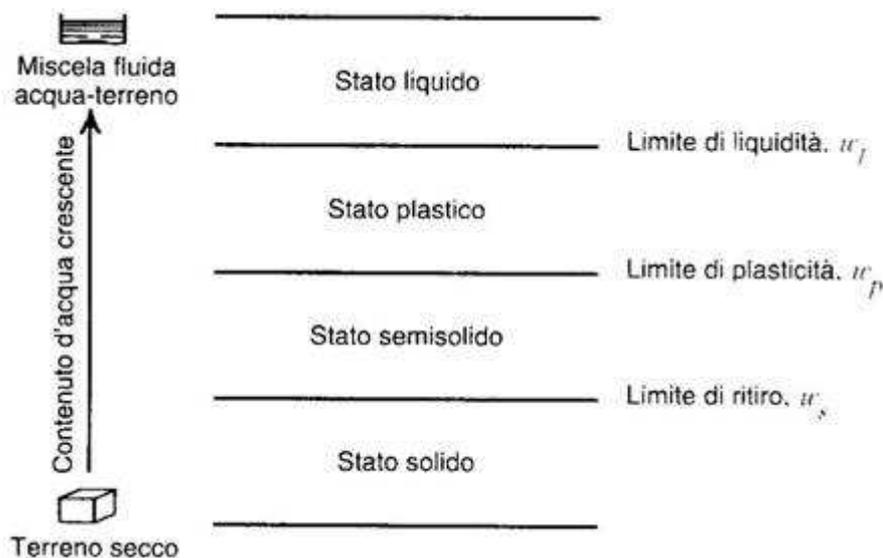


Fig. 6 : Rappresentazione dei limiti di Atterberg

I limiti di consistenza, introdotti dall’agronomo svedese A. Atterberg nel 1911, si basano sul concetto che un terreno argilloso può esistere in uno dei quattro stati seguenti, in funzione del suo contenuto d’acqua (vedi Fig. 6):

- Stato liquido
- Stato plastico
- Stato semisolido
- Stato solido

I contenuti d’acqua corrispondenti ai limiti di separazione tra due stati contigui sono appunto i Limiti di Atterberg:

- Limite liquido: minimo contenuto d’acqua per il quale il terreno scorre per effetto di una piccola pressione (dell’ordine di 2-3 kPa) e si comporta come un fluido viscoso.
- Limite plastico: minimo contenuto d’acqua per il quale il terreno può essere deformato plasticamente senza frantumarsi.
- Limite di ritiro: contenuto d’acqua al di sotto del quale il terreno non subisce più riduzione di volume se viene essiccato.

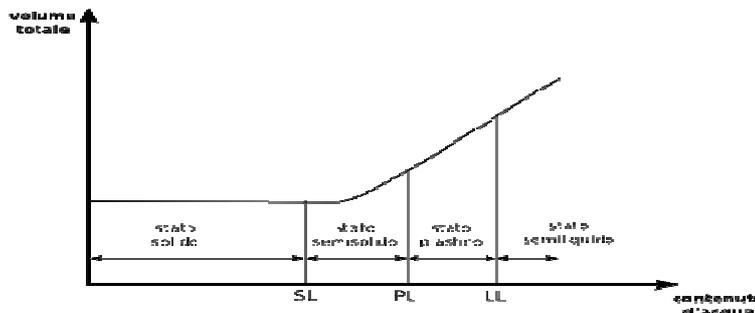


Fig. 7 : Curva di essiccamento di un’argilla (Head, 1980)

Mettendo in diagramma il volume di un campione di terreno argilloso in funzione del contenuto d'acqua (Fig. 7), si osserva che al crescere di quest'ultimo esiste una relazione pressoché lineare a partire da un contenuto d'acqua leggermente inferiore al limite plastico. Al diminuire del contenuto d'acqua, la curva ha un andamento asintotico e il terreno raggiunge un valore limite minimo. Questo significa che la ulteriore riduzione di acqua non comporta riduzione di volume, ma determina l'ingresso di aria all'interno di vuoti interstiziali, che non possono essere ridotti se non artificialmente mediante compattazione. Il punto di intersezione che viene determinato congiungendo i tratti rettilinei che schematizzano il comportamento reale del terreno, definisce il limite di ritiro.

Analizzando ancora il diagramma di Fig.7, si può osservare che il contenuto d'acqua in se stesso non è sufficiente per definire lo stato di consistenza di un terreno argilloso. Il contenuto d'acqua deve infatti essere correlato ai limiti plastico e liquido. Quindi allo scopo di caratterizzare meccanicamente un terreno argilloso sulla base dei limiti di Atterberg, è stato introdotto l'indice di consistenza, definito come:

$$I_c = \frac{W_L - W_N}{I_p}$$

con :

W_L = limite liquido

W_N = contenuto d'acqua

I_p = indice plastico = $W_L - W_p$

W_p = limite plastico

Da tale definizione si osserva che :

$W_N \leq W_p \rightarrow I_c \geq 1$ cioè terreno molto consistente

$W_N \geq W_L \rightarrow I_c \leq 0$ cioè terreno inconsistente

L'indice di consistenza può pertanto essere correlato a grandezze meccaniche, quali: resistenza al taglio, compressibilità, ecc.

Il parametro complementare dell'indice di consistenza è rappresentato dall'indice di liquidità, definito da:

$$I_L = \frac{W_N - W_p}{I_p} = 1 - I_c$$

Ne segue che un terreno molto consistente presenta un indice di liquidità negativo; un terreno di bassa consistenza presenta indice di liquidità intorno a 1. Il significato fisico dei limiti di Atterberg può altresì essere spiegato come segue:

- maggiore è la quantità d'acqua che un terreno contiene, minore è l'interazione che si crea fra due particelle contigue e maggiormente il terreno si comporta come un liquido.
- D'atra parte però, nel caso delle argille, l'acqua adsorbita per effetto di forze elettrochimiche può esercitare alte forze di attrazione e per una determinata quantità di questa il terreno non si comporta quindi come un liquido.
- Se confrontiamo ad esempio due terreni A e B e se il terreno A presenta maggiore tendenza ad attirare acqua sulla superficie delle singole particelle, ci si deve aspettare che il contenuto d'acqua per il quale i due terreni incominciano a comportarsi come liquidi sia maggiore per il terreno A. Il terreno A presenta infatti un limite liquido maggiore di B.

Lo stesso ragionamento qui esposto può essere ripetuto con riferimento al limite plastico. Si è altresì osservato che la capacità di adsorbire acqua è direttamente proporzionale alla quantità di argilla contenuta e ancor più dipende dai minerali costituenti, che possono presentare una maggiore o minore superficie specifica.

Allo scopo di evidenziare l'influenza sui limiti di Atterberg della quantità di argilla presente in un terreno è stato definito, come già detto precedentemente l'indice di attività (Skempton, 1953) :

$$A = \frac{I_p}{\% \text{ in peso delle particelle } < 0,002 \text{ mm}}$$

Sulla base dell'indice di attività si può proporre la seguente classificazione:

Argille non attive: $A < 0,75$

Argille normali: $A = 0,75-1,25$

Argille attive: $A = 1,25-2$

Argille fortemente attive: $A > 2$

Tenendo conto che le definizioni proposte da Atterberg sono essenzialmente qualitative, allo scopo di pervenire ad una standardizzazione che permettesse di ottenere dati riproducibili e universalmente interpretabili, i limiti tra i vari stati del terreno sono stati definiti attraverso la realizzazione di particolari procedure, che verranno descritte a seguire.

Il significato fisico dei limiti di Atterberg va pertanto interpretato, da un punto di vista ingegneristico, come un mezzo per l'identificazione e la classificazione dei terreni.

Sulla base delle modalità esecutive del limite liquido viene formulata nei seguenti termini:

- Contenuto d'acqua per il quale il campione di argilla, posto in una coppa di ottone di dimensioni normalizzate, suddiviso in due parti da un apposito utensile solcatore e fatto rimbalzare da un'altezza costante di 10 mm per 25 volte, determina la chiusura del solco per una lunghezza di 13 mm.



Fig. 8 : Cucchiaino di Casagrande



Fig. 9 : Apparecchiatura per l'individuazione del limite liquido.

Dalla definizione e dalle caratteristiche dell'apparecchiatura si può osservare che i risultati sono influenzati dai seguenti fattori:

- quantità di campione posto nella coppa

- profondità del solco che viene incluso
- velocità con cui la coppa viene fatta rimbalzare
- tempo di permanenza del campione nella coppa prima della prova
- materiale, stato di usura, grado di levigatezza e pulizia della coppa
- precisione dell'altezza di rimbalzo
- condizioni di usura del sistema di aggancio della coppa
- caratteristiche del materiale con cui è costruita la base di appoggio
- condizioni di umidità ambientale e tempo complessivo di esecuzione della prova.

Alcuni di questi fattori possono essere eliminati, dando precise indicazioni, ad esempio sui materiali di costruzione dello strumento.

Altri dipendono dall'esperienza e dalla perizia dell'operatore; la loro influenza può essere limitata soltanto dalla pratica e dalla ripetitività esecutiva.

Tenendo conto che lo scopo delle analisi è quello di indagare il comportamento dei terreni limosi e argillosi, i limiti di Atterberg (liquido, , plastico e di ritiro) vengono eseguiti sui materiali passanti al setaccio da 0.475 mm. Generalmente si preferisce effettuare questa operazione sul materiale essiccato all'aria anziché in forno. Esperienze condotte da vari Autori hanno dimostrato che i materiali essiccati in forno presentano valori, sia del limite liquido che del limite plastico, inferiori dal 2 al 6% circa. Nel caso di argille organiche le differenze dei risultati tra materiale essiccato in forno o all'aria sono molto più sensibili, dell'ordine del 50%.

Le Normative, d'altra parte, consigliano la procedura ad umido e l'essiccamento all'aria , pur consentendo l'essiccamento in forno ad una temperatura comunque non superiore a 60°C.

In base alla definizione presentata precedentemente, la determinazione dell'indice liquido risulterebbe di difficile attuazione; è abbastanza casuale infatti ottenere la chiusura del solco per una lunghezza di 13 mm, esattamente in corrispondenza dei 25 colpi. Si è comunque dimostrato che mettendo in diagramma il contenuto d'acqua , espresso in scala aritmetica, in funzione del numero di colpi, espresso in scala logaritmica, si può assumere una relazione lineare (per un numero di colpi compreso all'incirca tra 15 e 35).

La prova si effettua pertanto sottoponendo il campione ad un contenuto d'acqua variabile e determinando, per diverse condizioni di umidità , il corrispondente numero di colpi; dal diagramma ottenuto è dunque possibile definire il limite liquido. Naturalmente, più i campioni analizzati presentano un numero di colpi nell'intorno di 25, maggiore risulta la precisione nell'estrapolare il limite liquido dalla retta indicata.

Per quanto riguarda le modalità esecutive per l'individuazione del limite plastico, esso può essere definito come il contenuto d'acqua per il quale un bastoncino di argilla, plasmato più volte manualmente fino a portarlo al diametro di 3 mm, tende a disgregarsi e a sbriciolarsi a causa della riduzione di umidità. Come si può dedurre, le modalità esecutive dipendono sostanzialmente dall'esperienza e dalla pratica dell'operatore, in quanto la strumentazione di prova è essenzialmente costituita dalla mano di quest'ultimo, dalla quantità di materiale utilizzato per plasmare i bastoncini di argilla, dalla pressione e dalla velocità di rotolamento esercitate. La procedura indicata dalle Normative si rivolge essenzialmente alla descrizione dettagliata di come il materiale deve essere plasmato, in modo da definire operazioni il più possibile standardizzate.

Infine, secondo la definizione indicata precedentemente, il limite di ritiro rappresenta il minimo contenuto d'acqua che un terreno può avere per riempire i vuoti intergranulari e quindi il minimo contenuto d'acqua per saturare il terreno. Quantità maggiori d'acqua continuano a mantenere il provino saturo, ma determinano allo stesso tempo un aumento di volume. La determinazione del limite di ritiro si pone pertanto 2 obiettivi:

- determinare il contenuto d'acqua minimo per saturare i vuoti intergranulari.
- studiare la variazione di volume al variare del contenuto d'acqua.

Si definisce il coefficiente di ritiro la seguente quantità:

$$R_s = \frac{\delta V}{V_0} * \frac{1}{\delta W} \quad \text{dove:}$$

δV è la variazione di volume, compresa tra limite di ritiro e contenuto d'acqua iniziale, V_0 è il volume minimo e δW è la variazione di contenuto d'acqua.

Terreni che subiscono forti variazioni di volume al variare del contenuto d'acqua possono dare grossi problemi se utilizzati come materiali da costruzione per rilevati stradali, dighe, ecc., oppure se destinati a sopportare opere di fondazione, a causa di cedimenti differenziali o rigonfiamenti.

I limiti plastico e liquido permettono di valutare la suscettività dei terreni coesivi nei confronti dell'acqua; il limite e il coefficiente di ritiro permettono di dare una valutazione quantitativa a questo fenomeno.

Da quanto esposto, si può osservare che la variazione di volume al variare del contenuto d'acqua può essere studiata sui terreni sia in condizioni naturali, indisturbati che rimaneggiati.

In effetti le Normative danno indicazioni di procedura soltanto sui materiali rimaneggiati, in quanto dovrebbero rappresentare la situazione più critica. Nel caso dei terreni indisturbati si preferisce studiare il comportamento di rigonfiamento sia per effetto della variazione del contenuto d'acqua che della riduzione dello stato tensionale applicato. A questo scopo sono state predisposte particolari prove udometriche che poi vedremo.

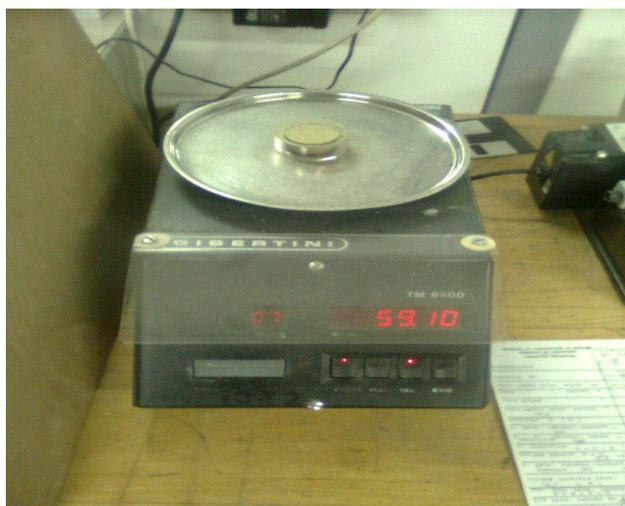


Fig.10 : capsule in vetro pesate sulla bilancia tecnica



Fig.11 : provino essiccato immerso in paraffina

Nel corso della prova sono state determinate le seguenti quantità:

- P_1 peso della capsula in vetro.
- P_2 peso della capsula in vetro contenente il campione in condizioni di umidità iniziale.
- P_3 peso della capsula in vetro contenente il campione essiccato.

- V = volume della capsula in vetro.
- V_0 = volume del campione essiccato.

Si è poi calcolata l'umidità iniziale del campione, contenuto nella capsula in vetro come segue:

$$W_i = \frac{P - P_0}{P_0} * 100 \quad \text{con:}$$

$$P = P_2 - P_1, \text{ peso del campione umido}$$

$$P_0 = P_3 - P_1, \text{ peso del campione secco}$$

Una volta calcolata l'umidità iniziale del campione si è calcolato il limite di ritiro secondo la relazione :

$$W_s = W_i - \frac{V - V_0}{P_0} * 100$$

CAPITOLO 4:

PROVE PER LA DETERMINAZIONE DI UMIDITÀ, PESO SPECIFICO REALE E DENSITÀ

2.4.1 DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO D'ACQUA

2.4.1.1 GENERALE

La determinazione del contenuto d'acqua è una delle procedure più comunemente effettuate in laboratorio. Si tratta infatti di pesare il materiale nelle condizioni naturali, di farlo essiccare in stufa e di pesarlo nuovamente. Il contenuto naturale si calcola come la differenza tra le due pesate riferita al peso secco e viene espresso in percentuale.

Se si è interessati a valutare il contenuto d'acqua naturale del terreno, è importante che la prova venga effettuata immediatamente dopo il prelievo per impedire l'evaporazione dell'acqua del campione prelevato.

2.4.1.2 APPARATO

- 1) Forno di essiccazione in grado di mantenere una temperatura costante di 110°C.
- 2) Serie di bilance di sensibilità di 0,01 g.
- 3) Capsule per contenere i campioni da analizzare.

2.4.1.3 PROCEDURA DI PROVA

Si seleziona un quantitativo sufficientemente rappresentativo del campione in esame e lo si pesa con il contenitore, precedentemente

tarato. Si sistema quindi il contenitore con il materiale in forno alla temperatura di 110°C per almeno 16 ore.

Terminato il periodo di essiccamento si preleva il contenitore dal forno per farlo raffreddare e lo si copre in modo da evitare che il materiale assorba umidità. Si pesa quindi il tutto a temperatura ambiente.

2.4.1.3 ELABORAZIONE DATI ED ESPRESSIONE RISULTATI

Durante la prova sono stati determinati:

P_T = peso del contenitore

P_1 = peso del contenitore con il materiale umido

P_2 = peso del contenitore con il materiale essiccato

Il contenuto d'acqua, espresso in percentuale, si calcola con la seguente relazione:

$$W = \frac{P_1 - P_2}{P_2 - P_T} * 100$$

2.4.2 DETERMINAZIONE DEL PESO SPECIFICO REALE DEI GRANI

2.4.2.1 GENERALE

A questo tipo di prova vengono sottoposti i terreni passanti al setaccio No.4 (ASTM) e i terreni passanti per il 90% al setaccio di apertura pari a 2 mm (BS).

Per quanto riguarda l'attrezzatura di prova occorrono uno o più picnometri, corredati di apposito tappo, della capacità di 50-100 (vedi figura 12).



Fig.12 : Picnometro.

Il tappo deve essere di vetro smerigliato e di dimensione e forma tali da essere facilmente inserito nella bottiglia ad una posizione fissa.

Il tappo è inoltre dotato di foro centrale per favorire l'espulsione dell'aria e dell'acqua in eccesso.

La scelta tra il picnometro da 50 cm^3 o da 100 cm^3 dipende dalla massima dimensione dei grani e quindi dalla quantità minima di materiale richiesto per la prova.

Occorre inoltre un essiccatore dotato di valvola per il collegamento alla pompa a vuoto, un eventuale banco per picnometri, in sostituzione dell'essiccatore, da collegarsi alla pompa a vuoto, un altro essiccatore completo di gel di silice, per consentire il raffreddamento dei campioni senza assorbimento di umidità dall'ambiente esterno, una pompa a vuoto, (vedi figura 13) da collegare al banco o all'essiccatore.

È importante anche possedere un fornello gas o elettrico o apparecchiatura similare, necessario per far bollire il materiale contenuto nel picnometro prima del trattamento col vuoto, una bilancia di sensibilità pari a $0,01 \text{ g}$ per picnometri da 100 , e di sensibilità pari a $0,001 \text{ g}$ per picnometri da 50 cm^3 , un forno a controllo termostatico in grado di mantenere una temperatura costante di 110°C , una spruzzetta in plastica contenente acqua distillata, una bacchetta di vetro del diametro di circa 3 mm e lunghezza 150 mm circa e un termometro per misurare temperature comprese tra 0 e 50°C con la precisione di $0,1^\circ\text{C}$.



Fig.13 : Contenitore collegato alla pompa a vuoto

La taratura dei picnometri è un'operazione che si rende necessaria per conoscere esattamente il volume d'acqua distillata contenuta nel picnometro nel corso della prova.

La taratura ha pertanto lo scopo di predisporre una tabella o un diagramma, che definisca il peso del picnometro pieno d'acqua al variare della temperatura.

Sebbene essa sia ottenibile anche teoricamente è preferibile adottare il metodo sperimentale che porta a un maggior grado di precisione.

Il procedimento sperimentale è il seguente:

- contrassegnare il picnometro da tarare insieme al tappo, pulirlo accuratamente e asciugarlo.

Per essere sicuri che il picnometro sia perfettamente asciutto, si consiglia di farlo essiccare in forno a 110°C e successivamente lasciarlo raffreddare nell'essiccatore.

- pesare il picnometro completo di tappo con la precisione di 0, o di 0,001 g (rispettivamente per i picnometri da 100 e da 50 cm³).

- riempire il picnometro di acqua distillata disaerata, mantenuta alla temperatura ambiente.

Inserire il tappo smerigliato e controllare che il foro centrale sia pieno d'acqua e non presenti bolle d'aria.

- asciugare accuratamente il picnometro pieno d'acqua e pesarlo con la precisione di 0,01 g (ovvero 0,001 g).

- togliere il tappo e introdurre un termometro attraverso la bocca del picnometro, in modo da misurare la temperatura dell'acqua con la precisione di 0,1 °C.

Mantenere il termometro in diverse posizioni all'interno del picnometro per controllare che la temperatura sia uniforme.

- se si osservano variazioni di temperatura, estrarre il termometro, tappare con un dito la bocca del picnometro e capovolgerlo più volte in modo da mescolare l'acqua.

- in questa operazione tenere il picnometro appoggiando le dita solo sul collo per evitare di riscaldare l'acqua con il palmo della mano.

- utilizzando un bagno termostatico, immergervi il picnometro pieno d'acqua e portare la temperatura ad un valore diverso dal precedente.

Ripetere quindi le stesse operazioni di pesatura e di misura della temperatura.

- quando sono disponibili almeno tre punti sperimentali nell'intorno delle temperature medie di lavoro, mettere in diagramma il peso del picnometro pieno d'acqua in funzione della temperatura, collegando con una curva i punti ottenuti.

- completare tale diagramma con il peso del picnometro stesso (vuoto) e la sigla di identificazione.

La taratura teorica può essere realizzata nel modo seguente:

- seguire la procedura precedentemente indicata per misurare il peso del picnometro contenente acqua distillata alla temperatura ambiente T_0 .

- predisporre un grafico oppure una tabella che metta in relazione i valori dei pesi del picnometro pieno d'acqua P_T con una serie di valori di temperatura, compresi ad esempio tra 15 e 30°C.
- per il calcolo P_T di fare riferimento alla seguente espressione :

$$P_T = \frac{\rho_{aT}}{\rho_{aT_0}} * (P_A - P_p) + P_p$$

con :

T_0 = temperatura ambiente.

P_A = peso del picnometro pieno d'acqua distillata, misurato alla temperatura .

P_p = peso del picnometro vuoto.

P_T = peso del picnometro pieno d'acqua distillata, calcolato alla temperatura .

ρ_{aT} = densità dell'acqua distillata alla temperatura .

ρ_{aT_0} = densità dell'acqua distillata alla temperatura .

Alcuni autori (Lambe, 1951) suggeriscono la seguente espressione che tiene conto anche della dilatazione termica del materiale costituente il picnometro :

$$P_T = P_p + V_p * [1 + (T - T_0) * \varepsilon] * (\gamma_T - \gamma_A)$$

con :

V_p = volume del picnometro alla temperatura .

ε = coefficiente di dilatazione cubica del vetro in pirex pari a $0,1 * 10^{-4}$ per °C.

γ_T = densità dell'acqua alla temperatura T .

γ_A = densità dell'aria alla temperatura T in condizioni di pressione atmosferica normale. Si può assumere un valore medio pari a $0,0012 \text{ g} / \text{cm}^3$

Per quanto riguarda la preparazione del campione i grani del terreno possono essere sottoposti a prova sia in condizioni di umidità naturale che essiccati in forno.

La preparazione del campione viene effettuata separando le particelle più grossolane mediante setacciatura.

La scelta della maglia del setaccio (4.75-2.00-0,075-0,063 mm) viene effettuata in funzione dell'utilizzo dei risultati.

Considerando il campione in condizioni di umidità naturale, dalla frazione passante al setaccio prescelto, si preleva mediante quartatura un

campione del peso (umido) minimo di circa 30 g, ovvero di 15 g (rispettivamente per il picnometro da 100 o 50 cm^3).

Se il campione è costituito da limo o argilla, si disperdono le particelle in acqua distillata per mezzo dell'apposito agitatore utilizzato per le prove di sedimentazione.

In questo caso la prova dovrebbe essere eseguita con il picnometro da 500 cm^3 .

Il peso secco del campione verrà determinato al termine della prova, facendo evaporare l'acqua mediante essiccazione in forno a 110°C.

Considerando invece il campione essiccato, dopo aver fatto essiccare in forno il campione per almeno 12 ore a 110 °C, lo si raffredda nell'essiccatore, lo si passa attraverso il setaccio prescelto e, mediante quartatura, dalla frazione passante si preleva un campione del peso minimo di 25 o di 10 g (rispettivamente per il picnometro da 100 o da 50 cm^3).

Analizzando la procedura di prova, nel caso di materiale costituito da limo o argilla in condizioni di umidità naturale, si mescola il campione in una ciotola in porcellana con acqua distillata fino a farlo diventare un impasto viscoso.

Si sistema poi il fango così ottenuto nella coppa dell'agitatore e si aggiunge acqua distillata fino ad ottenere una miscela di circa 200 cm^3 . Infine si disperde il campione di prova e lo si versa nel picnometro da 500 cm^3 di peso noto.

Nel caso invece di materiale essiccato in forno si trasferisce il campione nel picnometro asciutto, si sistema il tappo e si pesa il tutto.

Si introduce poi nel picnometro una certa quantità di acqua distillata e si lascia saturare il materiale per almeno 12 ore.

Fatto questo si aggiunge acqua distillata fino a riempire il picnometro per circa 3/4 e successivamente, utilizzando il fornello, si fa bollire il picnometro per almeno 15-20 minuti, in modo da fare uscire l'aria intrappolata fra le particelle solide.

Per evitare di surriscaldare il picnometro, cosa che potrebbe modificarne la forma, si interpone tra la piastra elettrica e il picnometro l'apposita reticella di amianto, oppure si sistema il picnometro all'interno di una vaschetta piena d'acqua fatta bollire a sua volta.

È necessario controllare che la bollitura non sia eccessivamente vivace, in modo da evitare fuoriuscite di particelle solide.

Se necessario, si aiuta l'espulsione di aria rimescolando il campione con la bacchetta di vetro, ripulendola accuratamente con spruzzi di acqua distillata.

Poi si sistema il picnometro nell'essiccatore e lo si lascia raffreddare e si passa quindi il picnometro all'essiccatore dotato di attacco per la pompa a vuoto oppure all'apposito banco.

Si inserisce la pompa e gradatamente si applica il vuoto fino ad una pressione minima di circa 100 mm di mercurio, controllando che la bollitura non sia troppo violenta ; dopo circa un'ora si porta il vuoto a zero e si estrae il picnometro.

Tutte queste operazioni sono effettuate a temperatura ambiente.

Immediatamente dopo si riempie il picnometro con acqua distillata disaerata, si sistema il tappo controllando che il foro interno sia pieno d'acqua e che non vi siano bolle d'aria e si asciuga accuratamente la superficie esterna del picnometro.

Si pesa dunque il picnometro con la precisione di 0,01 g o 0,001 g (rispettivamente per il picnometro da 100 o da 50 cm^3).

Successivamente si toglie il tappo e si introduce il bulbo del termometro in modo da determinare la temperatura dell'acqua con la precisione di 0,1 °C.

Queste operazioni vengono effettuate evitando il contatto diretto del picnometro con le mani che potrebbero riscaldarne l'acqua.

Se il peso del campione secco non è stato determinato all'inizio della prova, si vuota parzialmente il picnometro, facendo attenzione a fare uscire soltanto acqua pulita.

Infine si lascia il picnometro in forno a 110 °C fino a quando il campione si è essiccato, lo si fa raffreddare, si sistema il tappo e si prende nota del peso complessivo.

Se la prova è stata eseguita con il picnometro da 500 cm^3 si consiglia di accelerare l'essiccamento versando il contenuto del picnometro in una ciotola in porcellana.

Procedura di calcolo

Nel corso della prova sono stati determinati :

P_1 = peso del picnometro vuoto completo di tappo.

P_2 = peso del picnometro completo di tappo, contenente il campione secco.

P_3 = peso del picnometro completo di tappo pieno di acqua distillata e del campione saturato alla temperatura T .

P_4 = peso del picnometro pieno di acqua distillata, completo di tappo alla temperatura di prova T , ottenuto dalla curva di taratura.

Il peso specifico, riferito al peso unitario dell'acqua distillata misurata alla temperatura T , è dato da :

$$(G_s)_T = \frac{(P_2 - P_1)}{[P_4 + (P_2 - P_1)] - P_3}$$

Poiché il peso specifico viene generalmente riferito alla temperatura di 20°C, si ha:

$$G_s = (G_s)_T * K$$

dove K è ottenuto dividendo la densità dell'acqua alla temperatura T per la densità dell'acqua a 20°C.

La prova dovrebbe essere ripetuta, in modo che il peso specifico sia il risultato di almeno tre determinazioni, ciascuna delle quali non deve differire dal valore medio di una quantità superiore a 0,03 g/cm^3 (oppure all'1%).

In caso contrario la prova deve essere ripetuta.

Nel caso che il campione di prova contenga una certa quantità di sali solubili in acqua, l'acqua distillata può essere sostituita dal kerosene oppure da olio di paraffina.

In questo caso la taratura dei picnometri va effettuata con lo stesso liquido e l'eliminazione dell'aria tra le particelle del campione viene effettuata esclusivamente sotto vuoto.

Per il calcolo vale la seguente espressione:

$$(G_s)_T = \frac{\gamma_L * (P_2 - P_1)}{[P_4 + (P_2 - P_1)] - P_3}$$

essendo γ_L la densità del liquido utilizzato.

2.4.3 DETERMINAZIONE DELLA DENSITÀ

2.4.3.1 GENERALE

Per la determinazione della densità in laboratorio bisogna ricorrere a campioni indisturbati, bisogna cioè prevedere appropriati metodi e mezzi per l'estrazione in situ e per la conservazione dei provini al fine di mantenere inalterata due caratteristiche fondamentali per la determinazione in esame: l'umidità e la struttura.

Il mantenimento dell'umidità in fase di trasporto dalla campagna al laboratorio viene normalmente garantita, dalla sigillatura a cera dei contenitori dove sono riposte le carote subito dopo l'estrazione. Dopo l'apertura dei contenitori e il taglio dei tappi di paraffina, il campione, se deve attendere prima dell'esecuzione della prova, viene di norma riposto

in busta sigillate, in scatole di elastica o polistirolo che non consentono il passaggio dell'area provocando un'alterazione dell'umidità caratteristica del campione.

La struttura del suolo in esame è invece caratteristica molto difficile da rispettare, questo per via dei rimaneggiamenti che subisce il campione dall'estrazione all'esecuzione della prova: il primo è l'estrazione stessa dal macchinario per i carotaggi, a seconda della coesione del materiale questo fattore può essere più o meno pronunciato; un secondo disturbo lo si ha in fase di estrazione della carota di terreno, dal contenitore d'acciaio e infine l'ultimo fattore di disturbo; anche se abbastanza ridotto è il rimaneggio e la rasatura del campione sulla fustella a volume noto necessaria alla determinazione del peso di volume stesso.

La normativa di riferimento per la determinazione del peso di volume del terreno, è la CNR ANNO VII N.40 1973.

Le metodologie attuabili sono due: quella della pesata idrostatica e quella pesata a volume noto. Il principio della prova deriva direttamente dalla definizione di peso di volume, cioè il rapporto tra il peso del campione e il suo volume, noto trattandosi di una fustella metallica:

$$\gamma = \frac{\text{MassaCampione}}{\text{VolumeFustella}}$$

2.4.3.2 PROCEDURA DI PROVA

Si sfruttano normalmente contenitori metallici di altre prove, quali la fustella della prova edometrica e quella della prova a taglio diretto, di cui risulta facile determinare il volume. Prendere e pesare la fustella, vuota, a volume noto. Va inserito il campione al suo interno senza sforzare e con l'aiuto di un coltello rasarne le due bocche. Effettuare la pesata finale.

CAPITOLO 5:

PROVE DI CARATTERIZZAZIONE CHIMICA

2.5.1 DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO ORGANICO

La frazione organica presente nel terreno è costituita da residui di piante, di animali e microrganismi vari a vari stadi di decomposizione. La componente organica di una terra influenza fortemente le proprietà fisiche del terreno, variazioni anche piccole del contenuto organico

possono comportare grandi mutamenti delle caratteristiche fisiche del suolo.

2.5.1.2 PROCEDURA DI PROVA

Con l'ausilio di un mortaio si frantuma il terreno. Si preleva poi un'aliquota rappresentativa del campione passante al setaccio 2 mm, di circa 100 g, in un qualsiasi contenitore posto in fornello a 110°C fino a peso costante del campione. Otto ore in linea di massima dovrebbero bastare. Raggiunto il peso costante il campione va riposto nell'essiccatore fino al completo raffreddamento, così da avere dopo un'ora circa un campione anidro a temperatura ambiente.

Effettuato il raffreddamento della terra, alla bilancia tecnica si preleva una quantità di poco più di 20 g rappresentativa del campione e la si ripone in una capsula di ceramica. Le capsule di ceramica coi campioni vanno messe in muffola a 450°C, per un tempo ritenuto necessario alla completa combustione e allontanamento dalla terra in esame della sostanza organica. Trascorsi 2 giorni coi campioni in muffola trasferirli nell'essiccatore e, dopo raffreddamento fino a temperatura ambiente, pesarli alla bilancia tecnica. La sostanza organica si ottiene come differenza di pesate tra prima e dopo la messa in muffola.

2.5.2 DETERMINAZIONE DEI CARBONATI DI CALCIO

Analisi Calcimetrica

Il contenuto in carbonato presente in un sedimento o in un terreno viene determinato attraverso un'analisi che si basa sulla reazione chimica tra il materiale in esame e l'acido cloridrico.

Il calcimetro è in grado di determinare la quantità di anidride carbonica che si sviluppa dalla reazione chimica tra una quantità nota di campione opportunamente preparato e l'acido cloridrico secondo la seguente reazione chimica:



La percentuale del carbonato di calcio nel campione può essere calcolata a partire dalla misurazione della quantità di anidride carbonica che si sviluppa e tenendo conto che per ogni mole di $CaCO_3$ si forma una mole di CO_2 .

Apparecchiatura

Esistono varie tipologie di calcimetro che si differenziano prevalentemente per forma e basano il loro funzionamento sull'equazione (1).

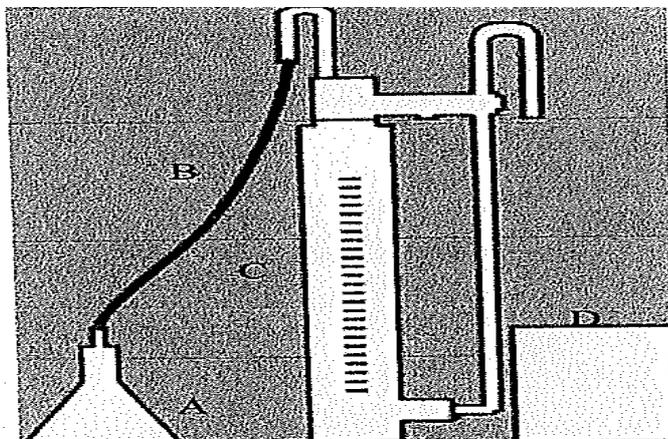


Fig.14 : schema del calcimetro

- Tutti i calcimetri hanno in comune come schematizzato in figura 14 :
- un contenitore in vetro con tappo (A) che può essere costituito da una beuta, un cilindro oppure un matraccio, in cui avviene la reazione chimica tra l'acido cloridrico e il campione preso in esame;
 - un tubo di collegamento (B) in cui avviene il passaggio dell'anidride carbonica prodotta dalla reazione chimica;
 - un cilindro graduato (C) dove avviene lo spostamento della colonna di liquido mediante l'anidride carbonica, con termometro utilizzato per il controllo della temperatura ambientale;
 - ed infine un becker (D) in cui si raccoglie il liquido che viene spostato dalla pressione dell'anidride carbonica.
 - un barometro per misurare la pressione durante la reazione.

Reagente

Il reagente utilizzato è l'acido cloridrico (HCl), di cui esistono in commercio soluzioni a diversa percentuale, quindi con concentrazioni diverse, e che generalmente viene diluito.

Preparazione del campione

La preparazione del campione in laboratorio consiste nelle seguenti operazioni:

- dalla busta viene prelevato, pesato e messo in un becker siglato un certo quantitativo rappresentativo dell'intero campione (ad esempio per i sedimenti marini circa 100 g, per i suoli da 50 a 0,5 g a seconda del contenuto di carbonati ipotizzato per kg).

- si essicca in forno a 105°C per 24 ore, quindi, se litoide si macina con mulino meccanico, se semicoerente si macina grossolanamente con un mortaio di agata per disgregare la parte grossolana e si passa al setaccio con maglia 0,5 mm, raccogliendo la parte fine che rappresenterà il campione finale; se necessario il campione può essere visionato con una lente o con un microscopio per eliminare eventuali tracce di gusci o altro materiale che potrebbe alterare il risultato;
- una volta prelevato si prelevano e pesano esattamente, con bilancia analitica ad almeno tre cifre decimali, il quantitativo necessario per l'analisi (ad esempio 0,5 g) e per ogni campione si preparerà lo stesso quantitativo per effettuare almeno due analisi.

Procedimento

- si introduce il campione polverizzato nella busta (A), facendo attenzione a non disperderlo sul collo della beuta stessa;
- si riempie la provetta in vetro con 5 di soluzione di HCl;
- con una pinza si introduce la provetta nella beuta senza versarne il contenuto prima di aver chiuso con l'apposito tappo a rubinetto.
- azzerare l'apparecchiatura eguagliando la pressione interna a quella esterna mediante il rubinetto;
- a questo punto si inclina la beuta in modo che l'acido arrivi a contatto con la polvere e dia luogo alla reazione;
- contemporaneamente lo sviluppo di anidride carbonica abbasserà il livello del liquido colorato all'interno del cilindro (C);
- roteare ed agitare delicatamente la beuta sino al termine della reazione, cioè quando non si osserva più effervescenza e cessa la discesa del liquido nel cilindro (dopo circa 1-3 minuti);
- quando il menisco si è stabilizzato leggere il valore sulla graduazione della buretta (C).

Standardizzazione del volume di gas svolto e contenuto di calcare totale

Tenendo conto della temperatura e della pressione atmosferica alle quali è stata eseguita l'analisi, standardizzare il volume di sviluppatosi alla temperatura di 0°C e alla pressione di 760 mmHg, mediante

$$\text{l'espressione: } V_0 = \frac{V_t(P-j)273}{760(273+t)}$$

dove:

V_0 = volume della CO_2 , svolta, corretto a $0^\circ C$ e alla pressione atmosferica di 760 mm di Hg

V_t = volume della CO_2 svolta alla temperatura e alla pressione atmosferica alle quali è stata eseguita l'analisi, espresso in MI

P = pressione atmosferica, espressa in mm di Hg, alla quale è stata eseguita l'analisi.

t = temperatura, espressa in $^\circ C$, alla quale è stata eseguita l'analisi.

j = tensione di vapore dell'acqua alla temperatura t , espressa in mm di Hg.

I valori della tensione di vapore (j) alle diverse temperature sono riportati nella tabella di figura 15.

Temperatura $^\circ C$	Tensione di vapore mm di Hg	Temperatura $^\circ C$	Tensione di vapore mm di Hg
10	9,2	23	21,1
11	9,8	24	22,4
12	10,5	25	23,7
13	11,2	26	25,2
14	12,0	27	26,7
15	12,8	28	28,4
16	13,6	29	30,0
17	14,5	30	31,8
18	15,5	31	33,7
19	16,5	32	35,7
20	17,5	33	37,7
21	18,6	34	39,9
22	19,8	35	42,1

Fig.15

Per cui indicando con C il contenuto di calcare totale espresso in $g * kg^{-1}$ si utilizza la seguente equazione:

$$C = \frac{V_0 * 0,0044655 * 1000}{M}$$

con :

V_0 = volume della CO_2 svolta, corretto a $0^\circ C$ e alla pressione atmosferica di 101,325 kPa, espresso in millilitri.

M = massa del campione utilizzato per l'analisi, espresso in grammi.

in cui il numero 0,0044655 è l'equivalente del gas volumetrico.

Curva di calibrazione

Nel caso in cui si vuole prescindere dal valore della temperatura e della pressione e della standardizzazione del volume di gas sciolto e delle caratteristiche costruttive del calcimetro, si deve effettuare prima delle operazioni descritte precedentemente la costruzione della curva di calibrazione.

Il diagramma di calibrazione permette di valutare la qualità, la sensibilità, l'attendibilità di un'analisi.

Per costruire la curva di calibrazione è necessario utilizzare degli standard noti la cui concentrazione dei campioni incogniti cada all'interno dell'intervallo di concentrazione degli standard utilizzati.

Per fare ciò si pesano con la massima precisione ed accuratezza due campioni di carbonato di calcio puro, rispettivamente delle seguenti aliquote: 0,1 g, 0,2 g, 0,3 g, 0,4 g e 0,5 g.

A questo punto si esegue l'analisi per ogni campione di $CaCO_3$ puro.

Su di un foglio di carta millimetrata o con l'ausilio di programmi informatici (esempio Microsoft Excel, Matlab), si riporta su un diagramma cartesiano rispettivamente sulle ordinate la CO_2 svolta alla fine di ogni analisi e sulle ascisse il peso dei campioni analizzati.

Sulla base dei valori ottenuti si costruisce la curva di calibrazione (vedi figura 16).

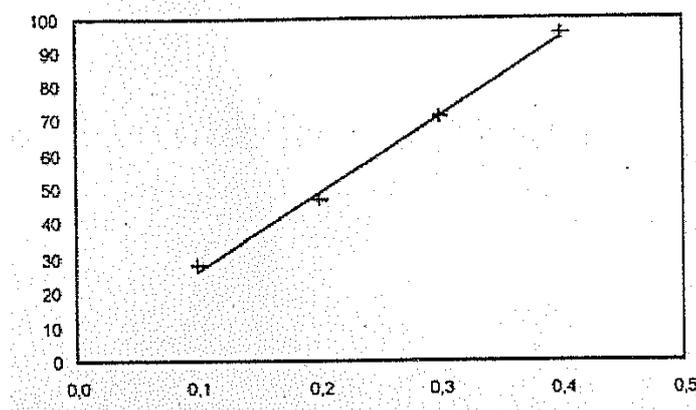


Fig.16 : Curva di calibrazione

Quindi si effettuano le analisi dei campioni di suolo o di sedimento che rientrano negli standard di calibrazione (ad esempio 0,3 g) e tramite interpolazione si determina la concentrazione incognita.

Esistono diversi modelli di calcimetro che si basano sulla teoria appena descritta.

CAPITOLO 6 :

PROVA DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA

2.6.1 PROVA EDOMETRICA

Apparecchiatura di prova.

La cella edometrica è costituita sostanzialmente da 3 elementi, ciascuno destinato a funzioni specifiche:

- anello rigido, all'interno del quale viene sistemato il provino, contenuto fra due pietre porose.
- testina di carico, sufficientemente rigida, atta a distribuire il carico concentrato in maniera uniforme sulla superficie del provino.
- cella di contenimento del provino, che riempita d'acqua evita l'essiccamento del materiale di prova e ne permette il rigonfiamento in fase di scarico.

Esistono due tipi di celle edometriche: ad anello fisso e ad anello flottante (vedi figura 17 e 18). Nel modello ad anello flottante, entrambe le pietre porose superiore ed inferiore sono di diametro leggermente inferiore rispetto all'anello. Pertanto quest'ultimo è libero di muoversi verticalmente, trattenuto esclusivamente dall'attrito con il provino. Il vantaggio consiste nella riduzione dell'attrito tra anello e terreno (di circa il 50%) e nella compressione uniforme del provino sia nella parte superiore che in quella inferiore, con riduzione dei tempi di prova.

L'anello tuttavia, sostenuto esclusivamente dall'attrito, può rappresentare una causa di disturbo per i terreni particolarmente teneri. Dovendo altresì essere leggero e di spessore limitato, può subire deformazioni laterali quando sottoposto a carichi elevati e non rispettare così le condizioni edometriche.

Questo apparecchio non permette di effettuare misure dirette di permeabilità, in quanto l'anello non risulta appoggiato nella parte inferiore e non è possibile isolare idraulicamente il provino dalla cella di contenimento.

Nel modello ad anello fisso la pietra porosa di base presenta diametro superiore all'anello e ne permette l'appoggio. In questo modo il cedimento avviene solo superiormente, l'attrito risulta maggiore, l'anello può essere rigido e indeformabile. L'adozione di un o-ring di tenuta nella

parte inferiore della cella, compreso esternamente all'anello, permette di isolare il provino dalla cella e di effettuare prove di permeabilità diretta (figura 19). In entrambi i modelli la pietra porosa superiore dovrebbe essere tronco-conica in modo da minimizzare i contatti con le pareti interne dell'anello che comporterebbero riduzioni del carico effettivamente trasmesso al provino.

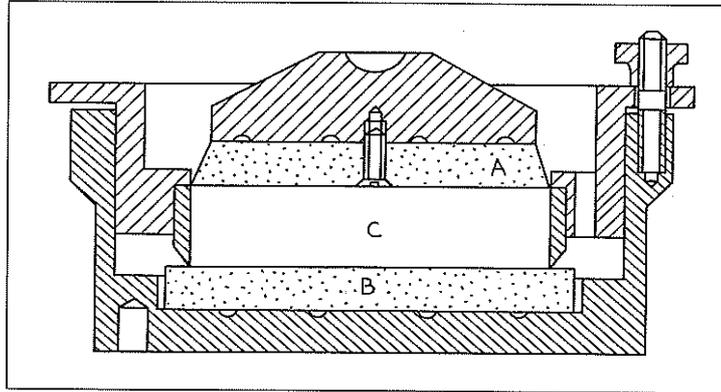


Fig.17 : Cella edometrica ad anello fisso. A, B sono le pietre porose, C è il provino.

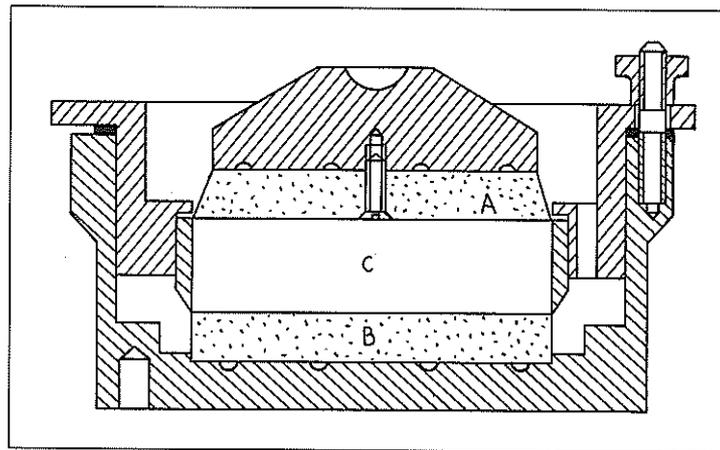


Fig.18 : Cella edometrica ad anello flottante. A, B sono le pietre porose, C è il provino.

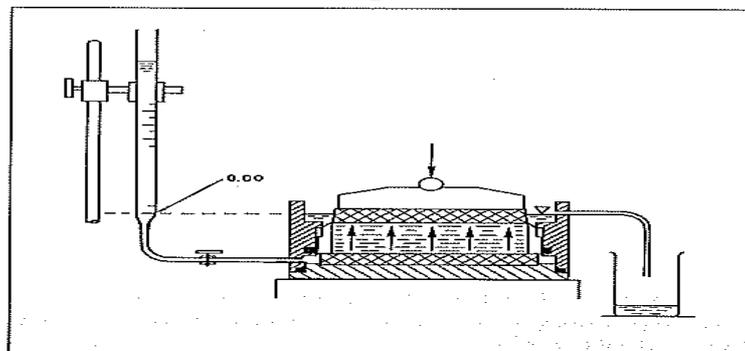


Fig.19 : Schema dell'apparecchiatura per la misura diretta della permeabilità nel corso della prova edometrica.

L'anello, costruito in acciaio inossidabile può essere dotato di bordo tagliente in modo da poter essere utilizzato direttamente come fustella per la preparazione del provino, e ridurre così il disturbo.

La deformabilità dell'anello dovrebbe essere tale da garantire una deformazione laterale massima inferiore allo 0.03%.

Le caratteristiche del provino, e quindi le dimensioni dell'anello, devono tener conto di opposte esigenze:

- diametro minimo di 50 mm e inferiore di almeno 10 mm al diametro dei campioni prelevati nel corso dei sondaggi geognostici.
- altezza minima di 15 mm, maggiore o uguale a 10 volte le dimensioni massime delle particelle del terreno di prova.
- elevato rapporto diametro-altezza in modo da minimizzare l'attrito laterale.
- basso rapporto diametro-altezza per evitare possibili flessioni del provino in fase di preparazione.
- sezione del provino compatibile con i sistemi di applicazione del carico verticale.

Nella tabella di figura 20 vengono presentate le dimensioni solitamente adottate per i provini edometrici. Il rapporto diametro-altezza viene generalmente mantenuto tra 2,5 e 4,5. Le sezioni variano da 20 a 100 cm^2 .

Tenendo conto dell'elevata rigidità e del minimo spessore richiesti, gli anelli vengono realizzati in acciaio inossidabile ed eventualmente, rivestiti all'interno con un sottile strato di teflon, in modo da ridurre il disturbo nel corso della preparazione del provino e l'attrito in fase di prova. La cella contenente l'anello consiste in una vaschetta cilindrica di altezza superiore a quella del provino, in modo che l'acqua in essa contenuta permetta di sommergere completamente il provino.

Alcuni modelli sono dotati di attacchi e collegamenti per l'esecuzione di prove di permeabilità diretta.

Caratteristiche delle celle edometriche

Dimensioni interne anello		Sezione del provino	Volume del provino	Dimensioni cella edometrica
\varnothing (mm)	H (mm)	(cm^2)	(cm^3)	$\varnothing \times H$ (mm)
50.47	20.00	20.00	40.00	140 · 75
71.40	20.00	30.00	60.00	140 · 75
78.80	20.00	50.00	100.00	140 · 75
112.80	25.00	100.00	250.00	200 · 75

Fig.20

Nel modello ad anello fisso la pietra porosa inferiore può essere di diametro superiore all'anello in modo da sostenerlo, mentre quella superiore deve essere di diametro leggermente inferiore (0.5 mm) a quello interno dell'anello e di forma tronco-conica per le ragioni già espresse.

Lo spessore delle pietre porose deve essere tale da non rischiare rotture e inflessioni quando sottoposte a carichi elevati (dell'ordine di 10000-15000 kPa). Possono essere di materiale sinterizzato (alluminio o bronzo) oppure di carburo di silicio con una permeabilità dell'ordine di $10^{-6} m/sec$. Nella scelta delle pietre porose occorre verificare che non si determinino reazioni chimiche con i materiali costituenti la cella edometrica e con l'acqua interstiziale del provino.

L'adozione di dischi di carta da filtro(di diametro pari a quello delle pietre porose) si rende necessario per evitare l'intasamento delle pietre porose da parte delle particelle argillose dei provini ed è sconsigliata soltanto nelle prove di rigonfiamento e per i terreni particolarmente consistenti, dove la determinazione della deformabilità del provino (particolarmente bassa) può essere influenzata dalla compressibilità della carta stessa.

Naturalmente la permeabilità deve essere dello stesso ordine di quella della pietra porosa (si consiglia carta Whatman No. 54, che presenta valori di permeabilità compresi tra $1,7 \cdot 10^{-5}$ e $3 \cdot 10^{-7} m/sec$ al crescere della pressione applicata).

Esistono sostanzialmente due modelli di edometro che si distinguono per il sistema di applicazione del carico:

- modello a carico frontale (figura 21), dove la pressione al provino viene applicata dall'alto verso il basso.
- modello a carico posteriore (modello Bishop, figura 22), dove la pressione viene applicata dal basso verso l'alto.

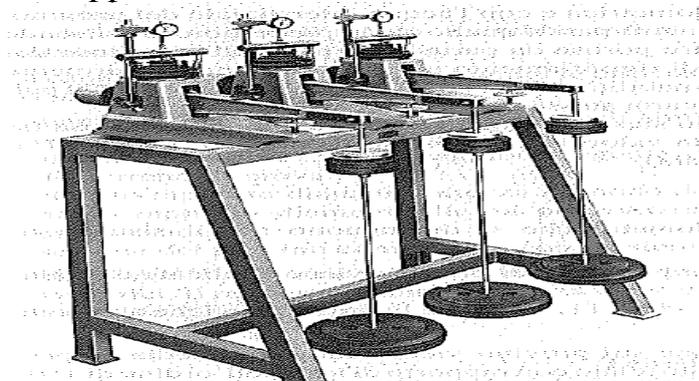


Fig.21 : Edometro a carico frontale

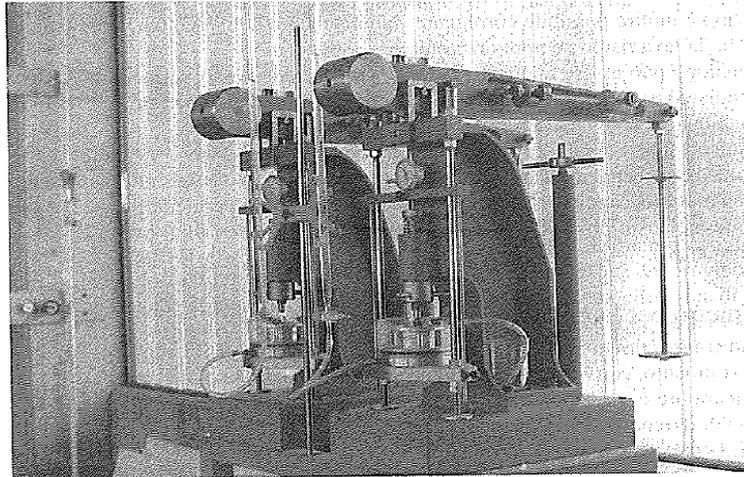


Fig.22 : Edometro Bishop (Labortec, Pescara)

In entrambi i casi l'applicazione della pressione sul provino viene realizzata mediante pesi calibrati, opportunamente moltiplicati da apposito telaio con rapporto leva 1:10-1:15. Per ogni gradino le reazioni di carico devono essere contenute entro un limite di $\pm 0,5\%$.

Il bilanciamento del braccio di leva e del piattello porta pesi è realizzato da un contrappeso che viene regolato in fase di taratura dello strumento. Nel modello Bishop è inoltre possibile correggere l'allineamento del braccio nel corso della prova, in modo che la leva risulti sempre orizzontale.

Un dispositivo analogo può essere applicato all'edometro frontale: esso permette di variare verticalmente, mediante una vite senza fine, la posizione del fulcro per riportare il braccio in posizione orizzontale nel corso della prova.

Entrambi gli strumenti sono in grado di seguire la compressione del provino fino ad un valore pari a circa 1,5 volte il cedimento massimo previsto (pari cioè a circa l'80% dell'altezza iniziale).

Un apposito sistema di bloccaggio della leva o del sistema di carico permette l'applicazione istantanea della pressione sul provino (con tempi di applicazione inferiori al limite di 2 sec previsto dalle Normative).

Gli edometri sono dotati di un micrometro per la misura dei cedimenti. Esso è costituito da un comparatore bi millesimale (minima suddivisione = 0.002 mm) collegato al basamento dello strumento, con lo stelo appoggiato al di sopra del telaio di carico.

La corsa del comparatore è solitamente di 10 mm (dell'ordine cioè del 50% dell'altezza del provino). Nel caso di terreni particolarmente teneri (argille organiche, torbe), caratterizzati da elevati cedimenti, la corsa deve essere ovviamente maggiore.

La serie di pesi deve essere in grado di permettere l'applicazione per gradini successivi di un carico minimo di 3200 kPa.

I pesi sono costituiti da dischi in ghisa oppure in acciaio asolati, in modo da poter essere sistemati sul piattello porta pesi, devono essere calibrati con la precisione dell'1%.

Nell'ipotesi di utilizzare l'anello da 20 cm² di sezione, e di adottare un rapporto di leva di 1 a 10, la serie di pesi consigliata può essere desunta dalla tabella di figura 23.

Serie consigliata di pesi per l'applicazione del carico

peso	quantità
2.5 N	2
5.0 N	2
10.0 N	2
20.0 N	4
40.0 N	6
80.0 N	4

Figura 23

Oltre all'anello rigido a bordo tagliente, sono richiesti un estrusore, un fustellatore verticale, una serie di anelli adattatori, una lama rigida, un seghetto a filo d'acciaio.

Se il laboratorio è privo di un sistema di condizionamento che permetta di mantenere costante la temperatura, si consiglia di adottare un termografo che permetta di controllare le massime variazioni di temperatura nel corso delle prove.

Le escursioni massime ammesse non dovrebbero essere superiori a +/- 4°C.

Sistemazione e taratura dell'edometro.

L'edometro, fissato su un apposito banco metallico, deve essere sistemato in una zona del laboratorio non soggetta a scosse o vibrazioni. Se necessario, occorre isolare l'area destinata agli edometri con giunti elastici realizzati con materiali assorbenti ed inseriti nella pavimentazione. In ogni caso è opportuno sistemare al di sotto di ogni piedino di appoggio del banco uno zoccolo in gomma di dimensioni adeguate. Si consiglia altresì di prevedere un apposito scaffale dove sistemare le serie di pesi da utilizzare per l'applicazione dei carichi.

La taratura dello strumento si rende necessaria per tener conto delle deformazioni proprie dell'insieme costruttivo e sottrarle ai cedimenti misurati, per risalire alle deformazioni effettivamente subite dal provino. La procedura consiste sostanzialmente nel caricare, in condizioni di prova, un provino sufficientemente rigido (di acciaio o di materiale analogo), inserito nella stessa cella edometrica e nel misurare il cedimento finale per ciascun gradino di carico e di scarico applicato. Il provino di acciaio, di altezza pari a quello dell'anello e di diametro leggermente inferiore, viene sistemato all'interno della cella edometrica, completo di pietre porose preventivamente saturate e di dischi di carta da filtro.

Successivamente, per ogni gradino di carico e scarico applicato, si prende nota del cedimento finale. Può essere necessario attendere un certo tempo a causa della compressibilità della carta da filtro.

La taratura viene ripetuta più volte in modo da ottenere valori medi.

Dai cedimenti misurati, depurati dalla deformabilità del provino di acciaio, si risale alla deformazione effettiva dell'apparecchio.

La curva di taratura così ottenuta (figura 24) si intende riferita allo strumento nel suo insieme. Pertanto se un singolo componente (pietra porosa, anello, comparatore..) viene sostituito, la taratura deve essere ripetuta.

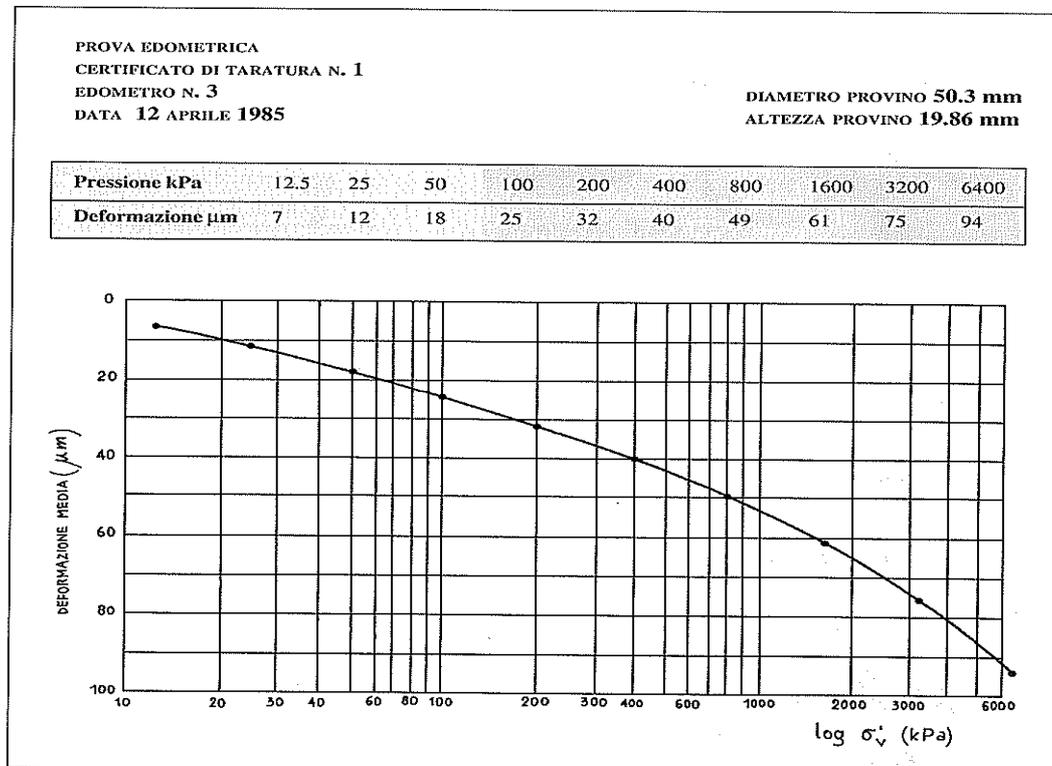


Fig.24: Esempio di curva di taratura di un edometro.

Ciascun anello edometrico deve essere numerato e pesato con la precisione di 0,01 g. Per mezzo di un calibro si misura quindi il diametro interno dell'anello, effettuando almeno 3 letture con la precisione di 0,1 mm (vedi figura 25).

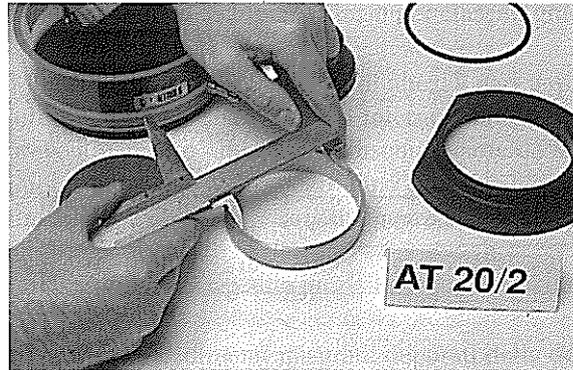


Fig.25 : Misura del diametro dell'anello edometrico.

Allo stesso modo se ne determina l'altezza con la precisione di 0.1 mm; questo può essere ottenuto sistemando la fustella su una superficie piana ed effettuando una coppia di letture con un comparatore centesimale. Tali misure dovrebbero essere verificate saltuariamente, in quanto suscettibili di variazione per usura. Dopo aver descritto il campione e valutato l'omogeneità e la compattezza, in modo da individuare la zona sulla quale si intende eseguire la prova edometrica si procede con il tagliare il campione perpendicolarmente al suo asse, in modo da isolare una sezione di materiale dello spessore di circa 4 cm. Si presta attenzione in modo che le superfici di taglio risultino essere piane. Si procede quindi con lo spalmare sulla superficie interna ed esterna dell'anello edometrico un leggero strato al silicone, in modo da ridurre l'attrito e sistemarlo al centro del cilindro di terreno, con il bordo tagliente rivolto verso il basso.

Con la lama rigida o con il seghetto a filo d'acciaio si taglia verticalmente il cilindro di terreno intorno alla fustella in modo da ottenere un secondo cilindro di diametro leggermente superiore a quello della fustella. In questa operazione si procede con la massima delicatezza, verificando l'omogeneità e l'integrità del materiale sezionato.

Servendosi di un fustellatore verticale, si spinge molto lentamente ma con continuità la fustella all'interno del cilindro di terreno, tenendo quest'ultimo saldamente con una mano. Si utilizza un anello adattatore o un'altra fustella identica alla precedente in modo che il terreno sporga dal bordo superiore della fustella di almeno 2-3 mm (vedi figura 26 e 27).

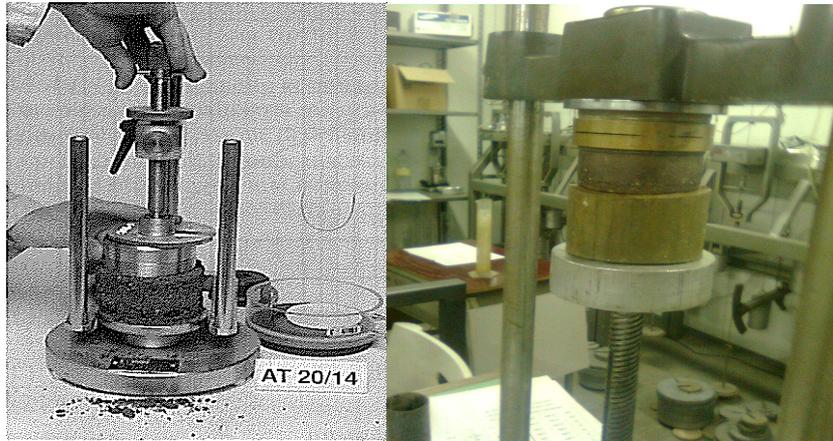


Fig.26 e Fig.27 : Particolari preparazione del provino.

Usando il filo d'acciaio e successivamente la lama rigida si porta la superficie del provino al livello del bordo della fustella.

Si procede quindi alla spianatura della superficie, evitando però di chiudere i micropori del terreno, cosa che potrebbe influenzare la misura dei tempi di consolidazione.

Con il materiale asportato si chiudono gli eventuali fori superficiali; si elimina il materiale in eccesso, si capovolge la fustella e si ripete l'operazione sulla superficie opposta.

Se la prova edometrica prevede la determinazione della deformazione di rigonfiamento, occorre ridurre l'altezza del provino, in modo che il rigonfiamento rimanga sempre contenuto lateralmente dalle pareti dell'anello.

In questi casi si può utilizzare un disco metallico perfettamente piano di spessore adeguato (3-4 mm) e di diametro leggermente inferiore a quello dell'anello (di circa 0,5 mm).

Si misura lo spessore del disco metallico con la precisione di 0,01 mm, in modo da ricavare successivamente l'altezza del provino per differenza rispetto all'altezza dell'anello rigido.

Si appoggia poi il disco metallico su una lastra di vetro e si sovrappone l'anello rigido, contenente il provino, con il bordo tagliente rivolto verso il basso (vedi figura 28).

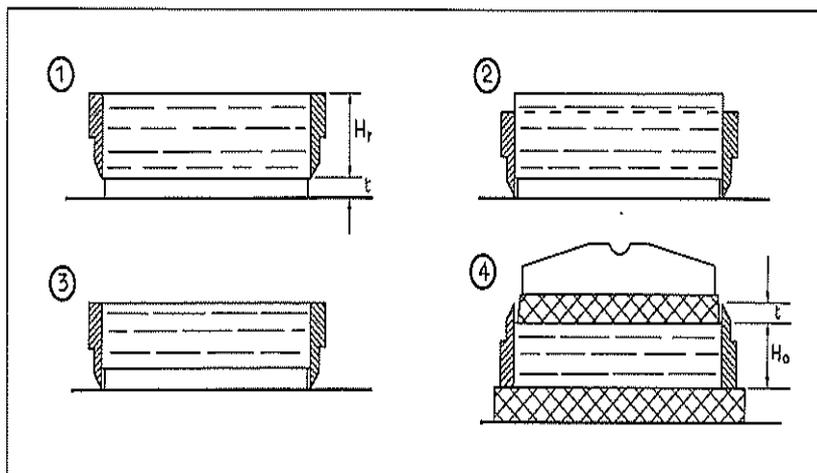


Fig.28 : Procedura per la preparazione di un provino sottoposto a misure di rigonfiamento illustrata da Head, nel 1982.

Utilizzando un cilindro adattatore, si spinge verso il basso l'anello, in modo da far sporgere il provino superiormente e con la lama rigida o con filo d'acciaio si porta la superficie a livello del bordo dell'anello. Successivamente si toglie il disco metallico e si sistema il provino così preparato nella cella edometrica con il bordo tagliente rivolto verso l'alto.

Eseguito queste operazioni si pulisce accuratamente la fustella contenente il provino, la si pesa con la precisione di 0,01 g, si utilizza il materiale tagliato per la determinazione dei limiti di Atterberg e delle altre caratteristiche fisiche (umidità, granulometria, peso specifico, ecc). Terminata questa fase si smonta la cella edometrica e la si sistema in questo ordine (vedi figura 29):

- pietra porosa inferiore
- disco di carta da filtro inferiore
- anello contenente il provino (con il bordo tagliente rivolto verso il basso o verso l'alto secondo i modelli).
- eventuale "o ring" esterno all'anello (se è prevista la misura della permeabilità in maniera diretta).
- disco di carta da filtro superiore.
- piastra di bloccaggio dell'anello, avvitata alla base.
- pietra porosa superiore.
- piastra superiore di distribuzione del carico.



Fig.29 : Cella edometrica smontata con accessori.

Quando la prova si esegue su terreni normalmente consolidati saturi, sia le pietre porose che la carta da filtro devono essere umide senza però acqua in eccesso, che potrebbe essere assorbita dal provino, alterandone l'umidità.

Solitamente le pietre porose vengono fatte bollire in acqua per circa 10 minuti al termine di ogni prova, in modo da eliminare le particelle eventualmente penetrate, e conservate in acqua distillata fino al loro riutilizzo.

Prima di utilizzarle pertanto, per eliminare l'acqua in eccesso, si consiglia di appoggiarle per qualche minuto su uno strato asciutto di carta da filtro.

Nel caso di materiali sovra consolidati e sensibili a variazioni di contenuto d'acqua, si consiglia di operare con pietre porose asciutte. Se il materiale di prova è particolarmente consistente, si preferisce lavorare in assenza di carte da filtro, data la loro compressibilità. Nelle foto da figura 30 a 5.30 possiamo vedere un edometro del laboratorio di geotecnica dell'Università di Ingegneria a Bologna, (figura 30), una cella edometrica (figura 31), un anello edometrico (figura 32), un esempio di pietra porosa (figura 33) e un micrometro collegato all'edometro per la misura dei cedimenti (figura 34).



Fig.30 : Edometro di laboratorio



Fig.31 : Cella edometrica



Fig.32 : Anello edometrico



Fig.33 : Pietra porosa



Fig.34 : micrometro per la misura dei cedimenti

Esecuzione della prova

Dopo aver verificato che il braccio dell'edometro sia bilanciato, si sistema la cella edometrica nell'apposita sede; sollevando il braccio di leva si posiziona il telaio di carico in modo che il pistone si inserisca nella sede sferica della testina di distribuzione del carico e si applica un carico di assestamento dell'ordine di 1-5 kPa. Tale carico può essere realizzato utilizzando il peso calibrato da 2,5 N, sistemato sul braccio di leva alla minima distanza dalla cella (vedi figura 35), in modo che il rapporto di leva sia dell'ordine di 3-4 kPa per un provino di 20 cm^2 di sezione.

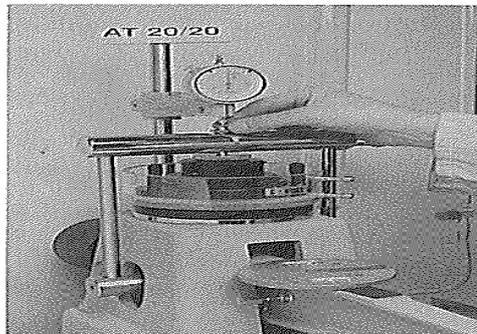


Fig.35 : Applicazione del minimo carico di assestamento.

Servendosi di una bolla torica appoggiata all'estremità del braccio di leva dell'edometro, si posiziona quest'ultimo in orizzontale. Tale regolazione viene solitamente effettuata facendo ruotare un volantino oppure una ghiera filettata posizionata al di sopra della piastra di carico e solidale al telaio dello strumento.(figura 36).



Fig.36 : Regolazione del braccio di leva in orizzontale.

Una volta fatto ciò si fissa il comparatore per la misura dei cedimenti in modo che lo stelo appoggi sulla vite micrometrica di azzeramento e si regola quest'ultima portando a zero la lettura.

Si deve tenere presente che nella maggioranza degli strumenti il cedimento del provino coincide con uno spostamento verso il basso dello stelo e pertanto il comparatore deve quindi essere posizionato con lo stelo compresso.

Se è prevista la misura del rigonfiamento occorre prevedere uno spostamento verso l'alto dello stelo dell'ordine di 2-3 mm.

Se l'edometro non permette di regolare la posizione del braccio nel corso della prova senza influenzare la misura, il braccio dovrebbe essere posizionato in modo che, per effetto dei cedimenti, la sua rotazione avvenga simmetricamente rispetto all'orizzontale (figura 37).

Successivamente si verifica che il sistema di bloccaggio del carico sia disinserito e sul piattello porta pesi si sistema il carico da 2,5 N, in modo da realizzare un carico da 12kPa (per un provino da 20 cm² di sezione) e, contemporaneamente si fa partire il contasecondi; poi si toglie quindi il peso da 2,5 N utilizzato per le operazioni di azzeramento.

In questa prima fase è importante verificare che non si abbia rigonfiamento del provino, nel qual caso occorre aumentare la pressione verticale a piccoli incrementi fino a quando si osserva un cedimento.

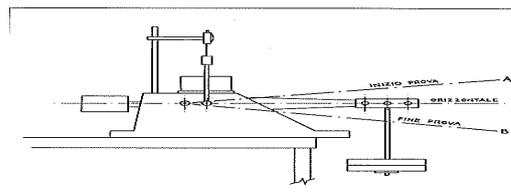


Fig.37 Edometro a fulcro fisso. Posizioni della leva nel corso della prova edometrica.

Si immette poi acqua nella cella edometrica (possibilmente della stessa concentrazione ionica di quella del provino, oppure acqua distillata o demineralizzata), in modo che il provino risulti completamente immerso.

Nel caso di terreni sovra consolidati si consiglia di immettere acqua nella vaschetta dopo aver raggiunto un carico pari alla tensione geostatica efficace presente in sito.

Eseguita questa operazione si controlla ancora che non si abbiano rigonfiamenti e se necessario si aumenta la pressione applicata come in precedenza.

Dopo un'attesa di circa 12 ore si prende nota del cedimento ottenuto, si porta il volantino di bloccaggio del carico a contatto con la leva, osservando un leggero spostamento dell'ago del comparatore.

Inoltre si sistemano i pesi necessari a raddoppiare la pressione sul provino, utilizzando il piattello superiore per i pesi piccoli e quello inferiore per i pesi grandi.

Successivamente si abbassa il volantino di bloccaggio, in modo da caricare il provino in maniera istantanea e allo stesso tempo si fa partire il contasecondi; si eseguono le letture del cedimento in funzione del tempo con la seguente scansione: 6, 15, 30 sec; 1,2,4,8,15,30 min; 1,2,4,8,24 ore. Una scansione più fitta di lettura può essere necessaria nei primi istanti di applicazione del carico (nei primi 15 min), nel caso in cui l'interpretazione della curva venga effettuata con il metodo di Taylor che vedremo in seguito.

Dopo 24 ore si ripetono le operazioni descritte per raddoppiare la pressione applicata e per registrare i cedimenti in funzione del tempo. Dopo aver lasciato l'ultimo gradino di carico per 24 ore, si inizia la fase di scarico mantenendo ciascun gradino per un periodo di circa 12 ore e prendendo nota solo della lettura finale di rigonfiamento.

Il numero dei gradini di scarico viene solitamente impostato pari alla metà dei gradini di carico, in quanto sufficienti per completare la descrizione della curva $\varepsilon_v - \log \sigma_v'$ (oppure $e - \log \sigma_v'$).

Nel caso in cui si intenda descrivere il rigonfiamento in funzione del tempo, si effettuano le letture allo stesso modo della fase dei carichi. Terminata la fase di scarico, si effettua la lettura del cedimento finale, si tolgono i pesi rimasti, si solleva il braccio di leva, si toglie la cella edometrica e si estrae il provino contenuto nell'anello e poi lo si pesa e lo si fa essiccare in forno a 110°C per almeno 12 ore per poi pesarlo nuovamente.

Determinazione del coefficiente di consolidazione C_v

Il calcolo per la determinazione del coefficiente di consolidazione C_v viene effettuato con i grafici sperimentali dei cedimenti in funzione del tempo.

La variazione di volume (e quindi il cedimento) è direttamente proporzionale al grado di consolidazione medio.

Il coefficiente di consolidazione primaria C_v può essere ricavato graficamente mediante costruzioni grafiche di Taylor o Casagrande sulla curva deformazioni-tempo.

Una volta calcolato si può poi ricavare in maniera indiretta il valore del coefficiente di permeabilità mediante la relazione:

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

essendo rispettivamente m_v e γ_w rispettivamente il coefficiente di compressibilità e il peso specifico dell'acqua.

CAPITOLO 7:

PROVE DI CARATTERIZZAZIONE IDRAULICA

2.7.1 PROVE DI PERMEABILITÀ NELLA CELLA TRIASSIALE

Principi

L'apparecchiatura di prova triassiale fornisce servizi per mantenere un flusso di acqua attraverso un campione sotto una differenza di pressione nota, e per misurare la velocità del flusso, mentre il campione è sottoposto ad uno sforzo noto efficace.

Da queste misurazioni può essere calcolata la permeabilità del terreno.

Vantaggi

Alcuni vantaggi della misurazione della permeabilità in una cella triassiale sono i seguenti:

- (1) Il campione può essere saturo sotto l'applicazione di una pressione negativa, riducendo o eliminando ostruzioni al flusso a causa di bolle di gas.
La presenza di aria porta a misurazioni inaffidabili di cambiamenti del volume e conduce ad un accumulo di bolle in uscita dal campione.
Bjerrum e Huder (1957) hanno registrato un aumento di sei volte della permeabilità misurata di un'argilla sabbiosa in cui la pressione dei pori è stata sollevata da zero fino a circa 800 kPa.
- (2) La saturazione da "back pressure" (pressione interna al campione dell'acqua) può essere utilizzata e la si ottiene molto più velocemente che della saturazione dovuta a inondazioni prolungate o a circolazione soltanto.
Questo vale in particolare per terreni compatti.
- (3) La prova può essere effettuata sotto tensioni efficaci ed a pressioni dei pori che si riferiscono a condizioni di campo.
- (4) Possono essere misurate facilmente velocità di flusso piccole.
- (5) Possono essere applicati e misurati accuratamente una vasta gamma di gradienti idraulici.
- (6) Terreni di permeabilità intermedia, come i limi, possono essere esaminati, così come le argille.
- (7) I campioni indisturbati possono essere impostati con facilità e non ci sono effetti delle pareti della cella che potrebbero dare condizioni di flusso non uniformi.

Metodi di prova

Al fine di eseguire prove di permeabilità in una cella triassiale standard sono riportati quattro metodi.

I metodi comprendono:

- (1) Utilizzare due sistemi indipendenti di pressione costante, addizionali al sistema che fornisce la pressione di confinamento, per mantenere un flusso di acqua.
- (2) Utilizzare un sistema supplementare di pressione e di drenaggio a una buretta aperta.

- (3) Utilizzare due burette.
- (4) Sfruttare le caratteristiche di volume di un trasduttore di pressione per misurare velocità molto piccole di flusso che attraversa materiali aventi permeabilità molto bassa.

Distribuzione di pressione nei pori

Un campione sottoposto a prova triassiale è rappresentato in figura 38 (a)

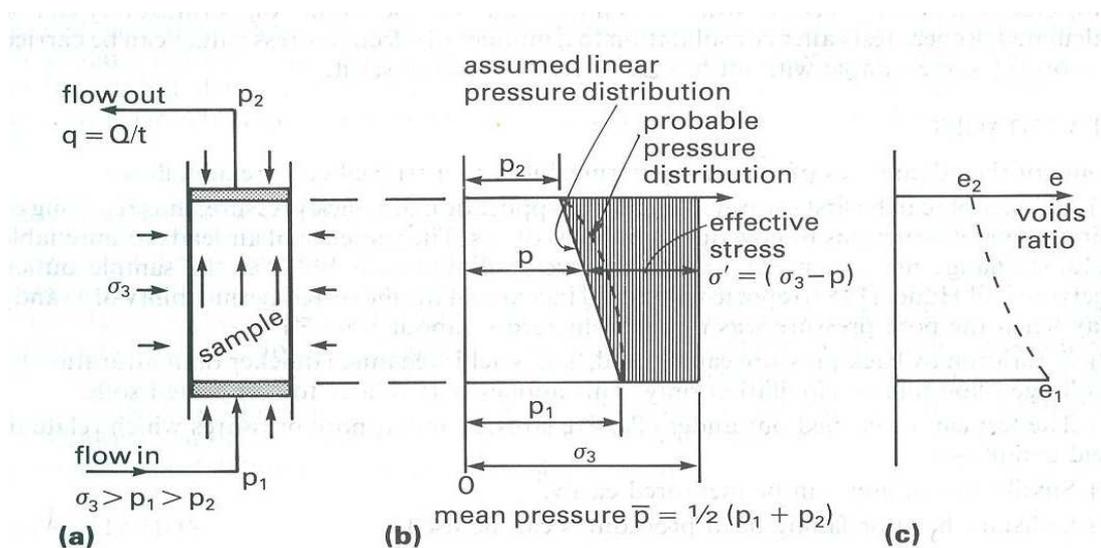


Fig.38 Prova di permeabilità triassiale : (a)disposizione del campione
 (b) disposizione pressione dei pori lungo l'asse del campione
 (c) probabile variazione dell'indice dei vuoti.

La pressione di confinamento di cella σ_3 è maggiore delle pressioni dell'acqua in ingresso ed in uscita p_1 e p_2 .

La distribuzione della pressione nei pori lungo la lunghezza del campione viene inizialmente assunta lineare come mostrato nella figura 38 (b).

La tensione efficace σ' , a qualsiasi altezza, è la quantità per la quale la pressione di cella σ_3 supera la pressione dei pori in quel punto e aumenta, dall'ingresso alla base all'uscita in alto.

L'indice dei vuoti è legato alla tensione efficace e quindi deve essere più grande all'ingresso che all'uscita (figura 38 (c)).

La permeabilità dipende dall'indice dei vuoti e deve variare in modo analogo.

In una condizione di flusso stazionario la velocità di flusso dell'acqua è identica in tutte le sezioni orizzontali, cioè il flusso q è costante.

Dalla legge di Darcy si ha che:

$$i = \frac{Q}{Akt} = \frac{q}{Ak}$$

dove i è il gradiente idraulico, Q è la portata, q è il flusso, t è il tempo, A è la sezione trasversale e k è il coefficiente di permeabilità.

Per un aumento locale dell'indice dei vuoti sia l'area A che la permeabilità k aumentano, e pertanto il gradiente i diminuisce.

Quindi il gradiente idraulico nel campione deve essere inferiore al valore medio in prossimità dell'estremità di ingresso e maggiore al valore medio vicino all'estremità di uscita.

Quindi la distribuzione di pressione interstiziale per tutta l'altezza del campione non è uniforme, ma di forma mostrata dalla curva tratteggiata in figura 6.1 (b).

Se la curva si presume essere parabolica la pressione dei pori media è uguale a $\frac{1}{3}(p_2 + 2p_1)$ e la tensione media efficace è pari a $\sigma_3 - \frac{1}{3}(p_2 + 2p_1)$.

Tuttavia per molti scopi pratici la pressione dei pori media è considerata uguale a $\frac{1}{2}(p_1 + p_2)$ e la tensione media efficace risulta essere uguale a:

$$\sigma_3 - \frac{1}{2}(p_1 + p_2).$$

Misura della permeabilità

2.7.1.1 TEST DI PERMEABILITÀ TRIASSIALE CON DUE SISTEMI DI BACK-PRESSURE

Apparato :

Un sistema a pressione costante è connesso alla base del campione, uno in alto in aggiunta al sistema usato per applicare la pressione di confinamento di cella, come mostrato in figura 39.

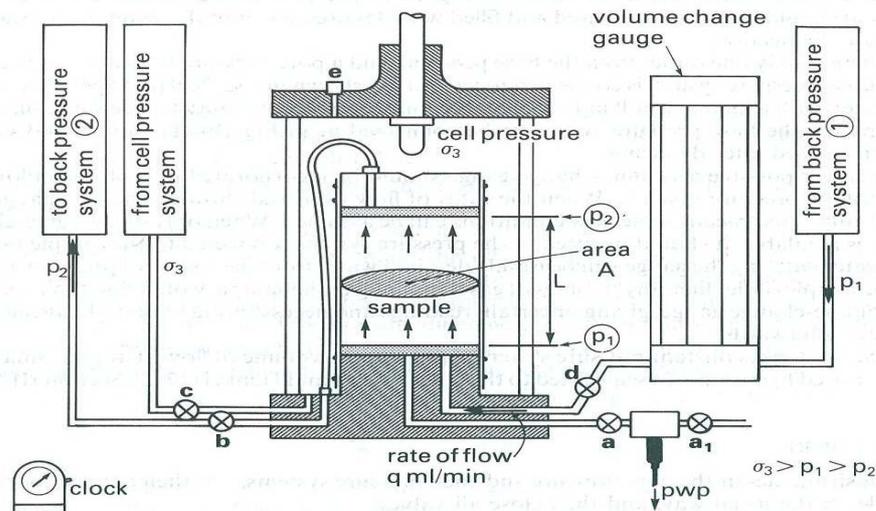


Fig.39 : Disposizione dell'apparato per test di permeabilità triassiale Usando due sistemi di pressione(back-pressure).

La pressione di cella deve essere sempre più grande rispetto alle altre pressioni.

Se la cella triassiale è dotata di due uscite dal piedistallo di base, una uscita è collegata al sistema di pressione dei pori attraverso una valvola a come al solito e l'altra è collegata al sistema di back-pressure tramite una valvola d come mostrato in figura 39.

La connessione tra la valvola d e il piedistallo di base deve essere lavata, deareata e riempita di acqua senza aria allo stesso modo della connessione di pressione dei pori.

Se vi è solo un'uscita dal piedistallo di base e viene utilizzato un trasduttore di pressione dei pori, il sistema di pressione addizionale è connesso ad una valvola a_1 come mostrato in figura 40 (a).

Se la pressione dei pori è misurata con un indicatore nullo al mercurio, all'uscita del piedistallo di base è presente una giunzione che consente al sistema di pressione di base di essere connesso come in figura 40 (b) tramite una valvola f e la valvola a viene chiusa dopo la deareazione.

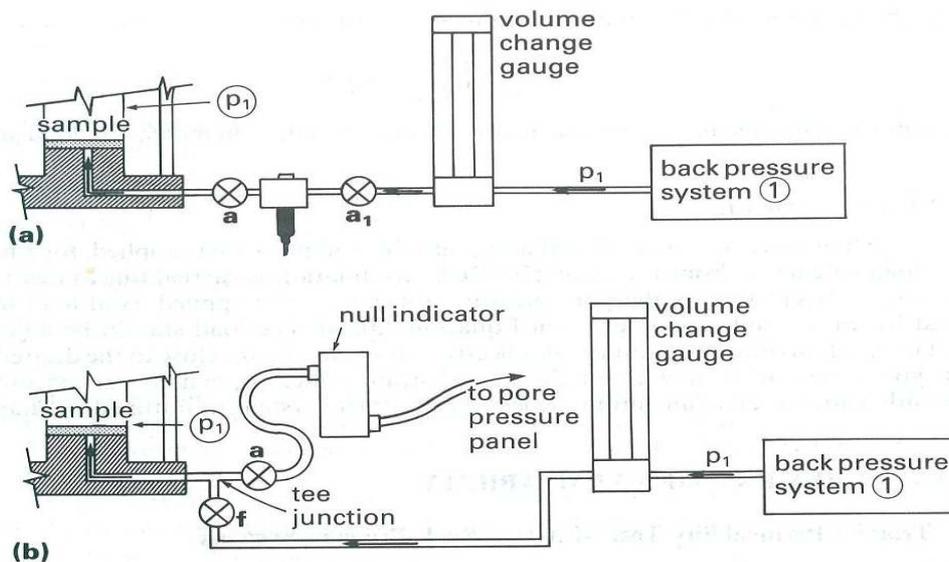


Fig.40 Collegamenti con cella triassiale con una uscita dal piedistallo di base per la prova di permeabilità:

(a) utilizzando un trasduttore di pressione dei pori.

(b) Utilizzando un indicatore manuale nullo.

Ovunque possibile un indicatore di variazione di volume dovrebbe essere incorporato sia all'ingresso che all'uscita dei sistemi di pressione. Quando la velocità dei flussi osservati attraverso i due indicatori sono praticamente uguali, le condizioni di flusso possono essere assunte stazionarie.

Quando un solo indicatore di variazione di volume è disponibile, dovrebbe essere montato nel sistema di pressione collegato alla presa in ingresso del campione in modo che l'acqua che entra nel misuratore sarà acqua disaerata dalla fonte di pressione.

Se montato sulla linea di uscita del campione, le bolle di gas che rimangono nel campione avrebbero trovato la loro strada nel misuratore di variazione di volume dando letture incerte e necessitando delle burette dopo per la disaerazione.

Procedura :

- (1) Lavare e togliere l'aria nei sistemi di pressione dei pori e di back-pressure e nelle loro connessioni al campione, nel solito modo, e poi chiudere tutte le valvole.
- (2) Preparare e misurare il campione e configurarlo in modo normale Tra due grossi dischi porosi saturi.
- (3) Saturare il campione per garantire che praticamente tutta l'aria nei

vuoti sia guidata nella soluzione.

- (4) Consolidare il campione utilizzando solo il drenaggio superiore solo alla tensione efficace desiderata fino a quando la pressione dei pori misurata alla base eguaglia la back-pressure o finché il drenaggio di acqua verso l'esterno è cessato.

La valvola b viene mantenuta aperta.

- (5) Regolare la pressione p_1 nel sistema di pressione di base ad un valore leggermente superiore alla back-pressure p_2 nella parte superiore del campione, ma inferiore alla pressione di cella σ_3 .

La differenza di pressione ($p_1 - p_2$) da applicare dipende dalla pressione necessaria per ottenere una ragionevole velocità di flusso attraverso il campione.

Una differenza di 20 kPa, a volte molto di più, può essere necessaria per avviare un qualsiasi flusso in un terreno argilloso.

- (6) Registrare la lettura del misuratore di variazione di volume sulla linea di back-pressure quando essa è ferma.

- (7) Aprire la valvola d (figura 39) o la valvola f (figura 40b) o la valvola a_1 (figura 40a) per ammettere la pressione alla base del campione.

Quando una condizione stazionaria viene raggiunta la tensione media efficace nel campione è approssimativamente uguale a

$$\sigma_3 - \frac{1}{2}(p_1 + p_2).$$

Se una pressione differenziale maggiore è desiderata, p_2 può essere ridotta (ma non abbastanza per consentire a bolle d'aria di formarsi) e p_1 può essere aumentata della stessa quantità per mantenere la stessa tensione media efficace.

Qualche tempo potrebbe essere necessario per l'equilibrio da stabilire.

- (8) Quando la velocità del flusso sembra essere costante, leggere il misuratore di variazione di volume e avviare il timer.

Registrare la lettura del misuratore di variazione di volume a intervalli di 30 minuti o a intervalli regolari appropriati per la velocità di flusso.

- (9) Se la lettura di variazione del volume del misuratore si avvicina alla fine della sua corsa in modo che il verso del flusso nelle burette deve essere invertito, questo dovrebbe essere fatto rapidamente azionando la valvola o le valvole di inversione nel momento stesso in cui la lettura della buretta viene osservata e registrata.

Questa lettura fornisce il nuovo dato per le letture successive, per cui il flusso cumulativo fino al tempo di inversione deve essere aggiunto.

Se il flusso viene interrotto chiudendo una o entrambe le valvole di ingresso e di uscita b , d , a o f , può avvenire una certa redistribuzione di pressione interstiziale all'interno del campione e la condizione di stato stazionario non può essere ripresa fino a qualche tempo dopo il riavvio del flusso.

Calcoli :

(10) Calcolare il flusso cumulativo Q (ml) fino al momento di ogni lettura e tracciare il grafico di Q in funzione del tempo espresso in minuti finché si raggiunge una velocità di flusso costante cioè il grafico è lineare.

(11) Dalla parte lineare del grafico si misura la pendenza per calcolare la velocità del flusso q (ml/minuto); cioè $q = \frac{\delta Q}{\delta t}$ (ml/minuto).

Un tipico grafico e calcolo della velocità di flusso è mostrato in figura 41.

(12) Se la velocità di flusso è relativamente piccola, può essere trascurato l'effetto delle perdite di carico nelle tubazioni e nei raccordi e la differenza di pressione attraverso un campione è uguale a $(p_1 - p_2)$.

Ma se la calibratura delle perdite di carico indica che le perdite sono una parte significativa della differenza di pressione, queste perdite devono essere dedotte dalla differenza di pressione misurata.

La perdita totale nella tubazione p_c osservata durante la prova viene letta dalla calibrazione e Δp è uguale a

$$(p_1 - p_2) - p_c.$$

La permeabilità k (m/s) del campione calcolata dalla seguente equazione:

$$k = \frac{q}{60 * A * i} \quad m/s \quad [6.1]$$

dove A è l'area della sezione trasversale del campione (mm^2),
 i è il gradiente idraulico attraverso il campione e q è la

velocità di flusso (ml/minuto).

Una differenza di pressione di 1kPa è equivalente ad una colonna di acqua di 1/9,81 metri cioè 101,97 mm.

Il gradiente medio idraulico è:

$$i = \frac{102}{L} * \Delta p$$

dove L è la lunghezza del campione (mm).

Sostituendo all'equazione [6.1] si ottiene :

$$k = \frac{qL}{60A * 102\Delta p} \quad [6.1a]$$

Se la lunghezza L del campione è di circa 100 mm, per ogni diametro, $i = \Delta p$ approssimativamente, cioè il gradiente idraulico medio è numericamente circa uguale alla differenza di pressione in kPa.

L'equazione [6.1], diventa allora :

$$k = \frac{q}{60A * \Delta p}$$

Per un campione di altezza 100 mm e di diametro di 100 mm,

$$k = \frac{q}{60 * 7854 * \Delta p} = \frac{2,08q}{\Delta p} * 10^{-6} m/s$$

La permeabilità derivata riguarda la tensione media efficace sul Campione in cui è stata effettuata la prova.

Ciò dovrebbe essere riportato con i risultati, insieme al Gradiente idraulico applicato.

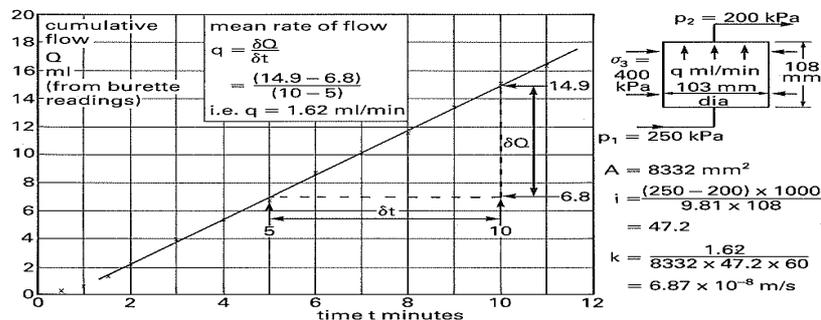


Fig.41 : Dati grafici di prova di permeabilità triassiale, con calcoli della velocità di flusso, del gradiente idraulico e della permeabilità.

2.7.1.2 TEST DI PERMEABILITÀ TRIASSIALE CON UN SISTEMA DI BACK-PRESSURE

La permeabilità può essere misurata con un solo sistema a pressione costante collegato al campione (in aggiunta al sistema di fornitura di pressione della cella) se l'uscita dal campione è collegata ad una buretta aperta come mostrato in figura 42.

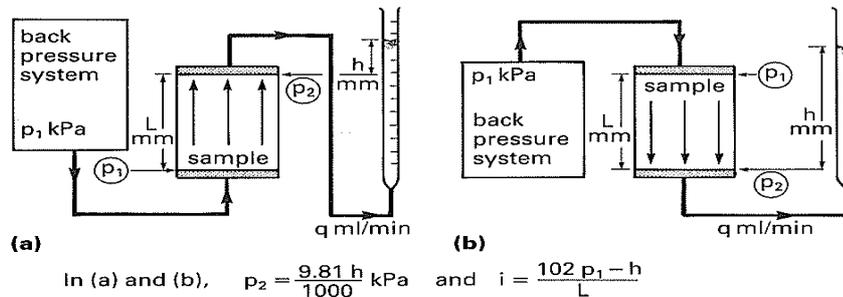


Fig.42 Disposizione per prova di permeabilità triassiale utilizzando un Sistema di back-pressure : (a) flusso ascendente, (b) flusso Discendente.

Se la permeabilità è sufficientemente elevata per consentire lo spostamento di aria dai vuoti nel campione dal movimento verso l'alto dell'acqua il sistema di back pressure dovrebbe essere collegato alla base permettendo il drenaggio dall'alto (vedi figura 42a).

Se la saturazione viene raggiunta prima dell'applicazione di incrementi di back-pressure, il verso del flusso è irrilevante e la buretta può essere collegata alla valvola f (in figura 40 (b)); oppure alla valvola a_1 (in figura 40 (a)) dopo avere disconnesso il pannello di pressione dei pori o l'indicatore nullo.

Il flusso è allora discendente come indicato in figura 42 (b).

La pressione di uscita può essere sollevata in modo leggermente superiore alla pressione atmosferica elevando la buretta in modo che il livello dell'acqua sia superiore al punto di uscita dal campione.

Per ogni incremento di metro in altezza la pressione è incrementata di 9,81 kPa.

Quando il gradiente idraulico supera l'unità, il flusso verso l'alto può portare ad instabilità e a sifonamento specialmente nei terreni non coesivi.

Il flusso verso il basso dà condizioni stabili ed è generalmente preferibile.

Bolle d'aria o gas possono emergere dal campione a queste basse pressioni.

Se le bolle emergessero attraverso la buretta le letture del livello dell'acqua ne risentirebbero.

L'aria può essere rimossa inserendo una trappola d'aria, riempita con acqua inizialmente.

Il tubo che conduce ad essa dovrebbe avere una pendenza verso l'alto in modo da non formare un'altra trappola d'aria.

Quindi dalle letture della buretta si misura il volume totale (acqua più aria) uscente dal campione e questo dovrebbe essere uguale al volume di acqua che entra.

Procedura:

(1) Piccola velocità di flusso.

Se la velocità di flusso è piccola, la prova viene eseguita in modo simile a quella descritta nel primo metodo eccetto le misure di flusso che sono ottenute leggendo la buretta.

Potrebbe essere usato un misuratore di variazione di volume sulla linea di pressione in ingresso per il confronto, se desiderato.

La condizione di carico costante è applicabile se la buretta viene progressivamente abbassata in modo che l'acqua in essa contenuta venga mantenuta costante al livello iniziale.

La lunghezza del tubo di connessione deve essere sufficientemente lunga per permettere questo movimento.

Il gradiente idraulico i attraverso il campione, trascurando le perdite delle condotte, è data dall'equazione:

$$i = \frac{102p_1 - h}{L} \quad [6.2]$$

Se il carico di pressione dovuto all'altezza dell'acqua nella buretta è piccolo (diciamo meno del 5% di p_1), l'equazione [6.2] può essere approssimata a :

$$i = \frac{102p_1}{L}$$

La velocità di flusso q (ml/minuto) è ottenuta da un grafico dalla lettura della buretta per un periodo di tempo.

Il coefficiente di permeabilità k m/s è calcolato dall'equazione [6.1a] se l'approssimazione sopra è valida, cioè

$$k = \frac{qL}{60A \cdot 102 p_1} = \frac{qL}{6120A p_1}$$

(2) Grande velocità di flusso.

Se la velocità di flusso è relativamente grande, tale che durante il periodo della prova il flusso totale supera la capacità della buretta, allora si adotta un assetto per il traboccamento tale per cui il livello dell'acqua in uscita rimanga costante e la portata viene misurata raccogliendo l'acqua in un cilindro graduato.

Il flusso cumulato dovrebbe essere registrato in modo che può essere applicato il metodo grafico per determinare la velocità di flusso in condizioni stazionarie.

Potrebbe essere necessaria una correzione per le perdite nelle tubazioni.

(3) Prova per la perdita di carico

Se la pressione in ingresso non è molto superiore alla pressione in uscita sotto il carico di acqua nella buretta e non viene utilizzato un livello costante, la variazione della pressione di uscita potrebbe essere significativa poiché il livello dell'acqua nella buretta sale (vedi figura 43a).

Le condizioni sono poi quelle di un test di perdita di carico e il calcolo della permeabilità è dato da:

$$k = 3.84 \left[\frac{aL}{At} \log_{10} \left(\frac{102p_1 - h_0}{102p_1 - h_f} \right) \right] \times 10^{-5} \text{ m/s} \quad [6.3]$$

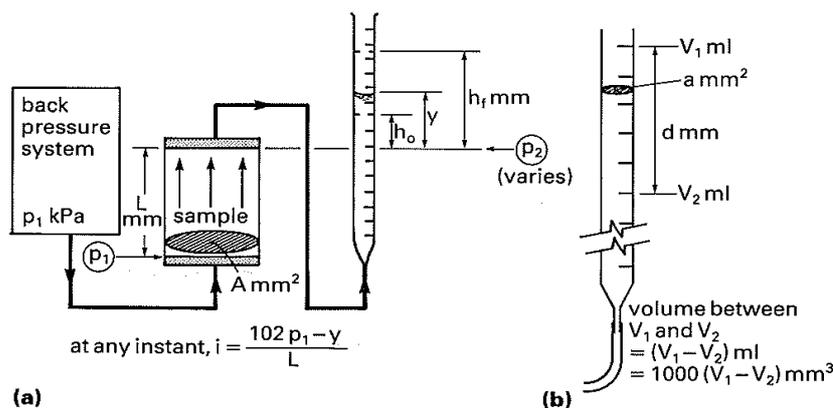


Fig.43 : Test di permeabilità triassiale sotto le condizioni di perdita di carico : (a) pressioni e gradiente idraulico.

(b) misurazioni per determinare l'area della sezione trasversale della buretta.

Nell'equazione [6.3] abbiamo che:

$$a = \text{area della sezione trasversale della buretta (mm}^2) = \frac{V_1 - V_2}{d} * 1000 \text{mm}^2.$$

h_0 = altezza del livello d'acqua nella buretta sopra l'estremità di uscita campione inizialmente (mm).

h_f = corrispondente altezza dopo un tempo t (mm).

t = durata in minuti.

L = lunghezza del campione.

A = sezione trasversale del campione (mm^2).

p_1 = pressione in ingresso.

L'equazione [6.3] bisogna usarla solo se la pressione di uscita, a causa del livello dell'acqua nella buretta, è più di circa il 10% della pressione di ingresso cioè se :

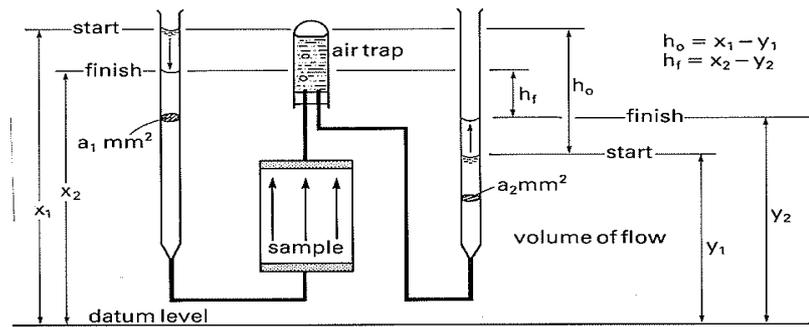
$$\frac{9,81h}{1000} > 0,1p_1 \quad \text{kPa}$$

$$h \text{ mm} > 10 p_1 \quad \text{kPa}$$

cioè, per esempio, se la pressione p_1 di ingresso è 100 kPa, l'altezza h potrebbe essere fino a 1 m.

2.7.1.3 TEST DI PERMEABILITÀ TRIASSIALE CON DUE BURETTE

Una semplice forma di prova di permeabilità triassiale può essere effettuata in terreni di permeabilità intermedia utilizzando due burette come mostrato in figura 44.



$$\text{Volume of flow in time } t = Q \text{ ml} = \frac{a_1 (x_1 - x_2)}{1000} = \frac{a_2 (y_2 - y_1)}{1000}$$

$$\text{Change in head in time } t = (h_0 - h_f) \text{ mm}$$

$$\text{Equivalent area of 'standpipe'} = \frac{1000 Q}{(h_0 - h_f)} \text{ mm}^2$$

Fig.44 : Schema dell'apparato della prova di permeabilità con due burette con i calcoli rappresentativi.

Una trappola d'aria dovrebbe essere inclusa sulla linea di uscita se il campione non è completamente saturo.

Un'attenta applicazione di un vuoto parziale superiore nella linea di uscita alla fine del campione può essere necessaria inizialmente per rimuovere le bolle d'aria che potrebbero altrimenti raccogliersi lì e impedire il flusso.

Metodo della perdita (caduta) di carico.

La differenza di livello tra l'acqua nelle due burette viene misurata inizialmente h_0 (mm), e nuovamente h_f (mm) dopo che il flusso sia avvenuto in condizioni stabili dopo un tempo conosciuto t (minuti). Poiché questa è una prova di perdita di carico la permeabilità è data dalla:

$$k = 3.84 \left[\frac{1000 Q L}{h_0 - h_f A t} \log_{10} \left(\frac{h_0}{h_f} \right) \right] \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

dove Q è il volume d'acqua (ml), misurato in entrambe le burette, che fluisce attraverso il campione nel tempo.

Metodo a carico costante

Se le burette sono collegate alla cella triassiale da lunghi segmenti di tubi flessibili, entrambi i livelli dell'acqua possono essere mantenuti costanti alzando la buretta all'ingresso ed abbassando la buretta all'uscita.

La prova viene quindi effettuata sotto un battente (carico) costante di h_0 (mm) e il gradiente idraulico è h_0/L_0 .

Se la velocità media di flusso è q (ml/minuto), la permeabilità è

calcolata tenendo conto che $i = \frac{h_0}{L}$, cioè:

$$k = \frac{qL}{60Ah_0} \quad m/s$$

2.7.1.4 MISURA DI PERMEABILITÀ MOLTO PICCOLE

Il seguente metodo si basa su una procedura descritta da Remy (1973) e può essere utilizzato per misurare permeabilità molto basse quando la velocità di flusso dell'acqua è troppo piccola per misurarla in maniera soddisfacente con i metodi usuali.

Esso si avvale delle caratteristiche di variazione di volume di un trasduttore di pressione o di un indicatore nullo al mercurio.

Apparato

Il campione viene posto nella cella triassiale con un trasduttore di pressione dei pori collegato al piedistallo di base, come mostrato in figura 45.

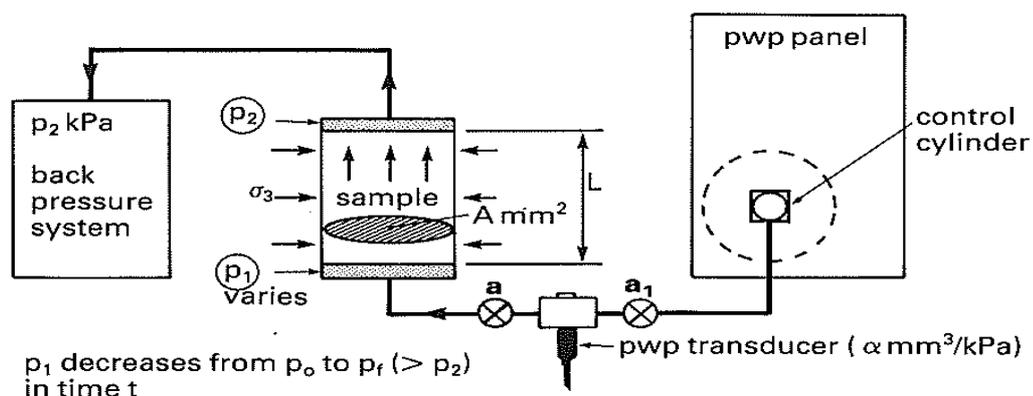


Fig.45 : Schema dell'apparato per la misura delle permeabilità molto piccole utilizzando un trasduttore di pressione (la linea di pressione dei pori deve essere completamente priva di aria e di perdite).

Il sistema di pressione dei pori deve essere opportunamente deareato e tutte le valvole, giunti e tubi devono essere controllati per assicurarsi che sono completamente privi di perdite.

Nessuna percettibile perdita di pressione deve essere indicata dal trasduttore per diverse ore dopo la pressurizzazione e chiusura delle valvole a e a_1 .

Procedura

Il campione viene prima saturato come di consueto mediante l'applicazione della back-pressure in alto fino ad ottenere un valore B vicino all'unità, seguito dalla consolidazione alla desiderata tensione efficace finché l'equilibrio è stabilito.

La pressione alla base del campione è poi incrementata sopra il valore della back-pressure utilizzando un cilindro di controllo per dare un gradiente di pressione appropriato attraverso il campione.

Un incremento di 100 kPa o più, può essere necessario.

La valvola a_1 viene chiusa e da quel momento le letture del trasduttore di pressione dei pori sono prese ad intervalli di tempo regolari.

In figura 46 è disegnato un grafico delle letture di pressione in funzione del tempo.

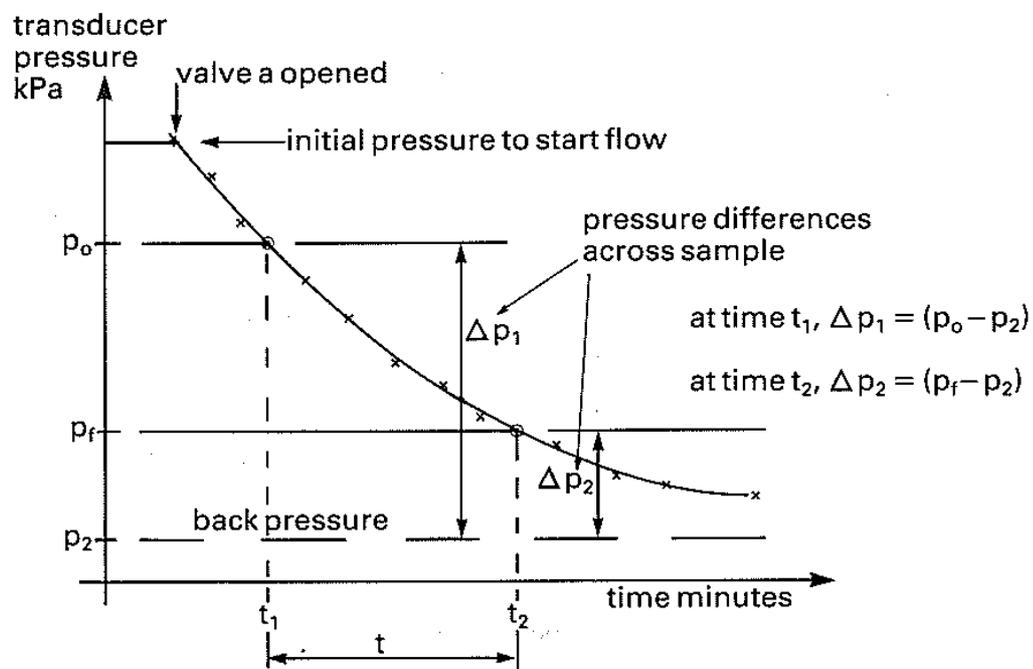


Figura 46 : grafico della pressione interstiziale di base in funzione del tempo per la determinazione delle permeabilità molto piccole.

Calcoli

Durante un intervallo di tempo t espresso in minuti, la pressione alla base cala da p_0 a p_f (kPa).

Il volume di acqua che scorre nel campione può essere calcolato dalle caratteristiche di deformazione del trasduttore di pressione espresso in $\frac{mm^3}{kPa}$ e denotato da $\alpha [\frac{mm^3}{kPa}]$.

Quindi la permeabilità del campione può essere calcolata nel modo seguente:

$$k = \left[3.84 \frac{\alpha L}{102 At} \log_{10} \left(\frac{p_0 - p_2}{p_f - p_2} \right) \right] \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

Per fare un esempio, se per un trasduttore il valore di α è dell'ordine di $10^{-2} \frac{mm^3}{kPa}$, l'equazione sopra diventa circa:

$$k = \left[3.8 \frac{L}{At} \log_{10} \left(\frac{p_0 - p_2}{p_f - p_2} \right) \right] \times 10^{-9} \text{ m/s}$$

Uso dell'indicatore nullo al mercurio.

Un metodo alternativo quando un trasduttore di pressione non è disponibile è quello di misurare il movimento di un filetto di mercurio in un indicatore nullo al mercurio per determinare il volume del flusso sotto l'applicazione di una pressione costante applicata (vedi figura 47).

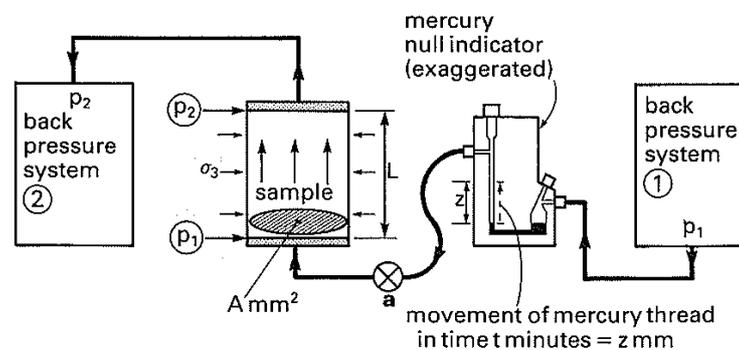


Fig.47 : Misura di permeabilità molto piccole utilizzando un indicatore nullo al mercurio.

Assumendo un filetto di mercurio di 1,5 mm di diametro, un movimento di z mm dà un volume di spostamento di $\frac{0,1767z}{1000\text{cm}^3}$ (= ml).

Poi si applica la condizione di carico costante e la permeabilità è data da:

$$k = \frac{1.767z}{1000} \times \frac{L}{60A \times 102(p_1 - p_2)t} \quad \text{m/s}$$

cioè:

$$k = \frac{2.89zL}{A(p_1 - p_2)t} \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

L'accuratezza di questi cambiamenti di volume molto piccoli dipende assolutamente dalle perdite nelle tubazioni, nelle valvole e nelle connessioni tra il dispositivo di misura ed il campione.

2.7.1.5 NORMATIVA SULLE PROVE DI PERMEABILITÀ NELLA CELLA TRIASSIALE

Il Comitato europeo di normazione (European Committee for Standardization in inglese, Comité européen de normalisation in francese), meglio noto con l'acronimo CEN, è un ente normativo che ha lo scopo di armonizzare e produrre norme tecniche (EN) in Europa in collaborazione con enti normativi nazionali e sovranazionali quali per esempio l'ISO.

La normativa europea CEN ISO/TS 17892-11 in vigore dall'ottobre del 2004 è un documento che copre le aree in campo internazionale di ingegneria geotecnica mai standardizzate precedentemente.

Questa normativa specifica i metodi di prova di laboratorio per determinare il coefficiente di permeabilità di terreni saturi di acqua.

I campioni di terreno sottoposti alle prove di laboratorio sono sottoposti ad un flusso di acqua che passa attraverso il campione.

Sono misurate le condizioni di pressione e di volume dell'acqua che passa attraverso i campioni per la valutazione della permeabilità. I risultati ottenuti servono per calcolare il flusso delle acque sotterranee e valutare la permeabilità di strati impermeabili artificiali e strati filtranti. Ai fini del presente documento si applicano i termini e le definizioni seguenti:

$$Q$$

È la quantità di acqua che passa attraverso un campione per unità di tempo

$$v$$

È la velocità del flusso dell'acqua, per unità di superficie del terreno normale alla direzione del flusso.

$$i$$

Gradiente idraulico, rapporto tra la differenza di carico totale dell'acqua fra due punti (perdita di carico) e la lunghezza del percorso del flusso (distanza fra due punti misurata nella direzione del flusso).

Il campione sottoposto alla prova di permeabilità deve essere indisturbato cioè deve essere di classe di qualità 1 o di classe di qualità almeno 2 secondo prEN 1997-2.

Il coefficiente di permeabilità k di un terreno saturo d'acqua, in accordo con la legge di Darcy per flusso laminare, ($v = ki$), è il rapporto tra la velocità di flusso v e il gradiente idraulico i , cioè

$$k = \frac{v}{i}$$

Per un terreno parzialmente saturo il coefficiente di permeabilità è sempre minore rispetto ad un terreno completamente saturo d'acqua a causa della turbolenza causata dai vuoti d'aria.

Procedura di prova

Requisiti generali.

La classificazione e la struttura delle particelle non devono modificarsi durante la misurazione della permeabilità.

La consolidazione e il rigonfiamento dovrebbero sostanzialmente essere completati prima che le misurazioni della permeabilità siano fatte.

La consolidazione e il rigonfiamento delle argille non possono completamente essere evitate a meno che non siano prese disposizioni per evitare ciò.

Pertanto l'altezza del campione deve essere bloccata o il carico regolato per impedire variazioni dell'altezza.

L'altezza del campione deve essere registrata e qualsiasi cambiamento significativo in altezza deve essere rappresentato, sia in termini di acqua espulsa sia nel cambiamento del percorso di infiltrazione.

Proprietà dell'acqua

L'acqua usata per le prove non deve alterare i costituenti del campione, depositare qualsiasi sostanza disciolta o sospesa in essa o alterare lo stato colloidale del terreno.

Per quanto possibile deve essere usata acqua di tipo simile a quella nei pori (interstiziale) e l'acqua deareata del rubinetto in genere risulta essere adeguata.

Se necessario, l'acqua deve essere trattata o ottenuta da una determinata sorgente in modo che le condizioni naturali possano essere attendibilmente riprodotte (ad esempio dove i sedimenti marini sono da testare).

Grado di saturazione

Il campione deve rimanere saturo durante la misurazione della permeabilità.

La saturazione del campione può essere ottenuta applicando una "back-pressure u_0 " (come specificato nella tabella 48) che viene prodotta sottoponendo l'acqua interstiziale nel campione ad una pressione idrostatica che deve essere mantenuta durante la prova.

Questo può essere realizzato adottando una disposizione come in figura 49).

Initial saturation S_r %	Back pressure u_0 kN/m ²
100	0
95	300
90	600
85	900

Tabella 48 Back-pressure in funzione della saturazione iniziale.

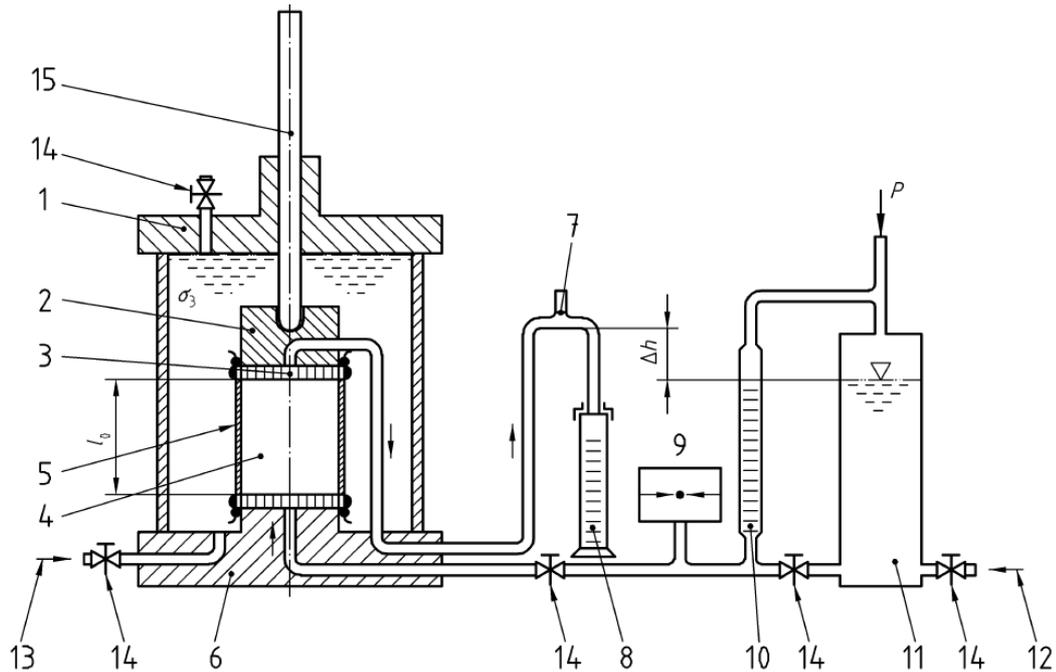


Fig.49

- 1) Piastra superiore
- 2) Parte alta della cella con scanalatura a spirale
- 3) Blocco filtro con $k \geq 10k$ del campione da esaminare
- 4) Campione
- 5) Membrana di gomma con anelli
- 6) Piedistallo
- 7) Tubo di vetro con l'apertura di sfiato minore di 1 mm di diametro
- 8) Cilindro di vetro graduato o un sensore di variazione del volume
- 9) Manometro
- 10) Buretta per determinare la quantità di acqua affluente
- 11) Recipiente contenente acqua deareata pressurizzata
- 12) Fornitura di acqua deareata
- 13) Ingresso per acqua nella cella e per la pressione di cella
- 14) Valvola
- 15) Pistone per applicare carico anisotropo al campione

Dove:

l_0 = lunghezza del campione (= lunghezza del percorso di filtrazione)

p = pressione per produrre un gradiente idraulico

Nelle prove con back-pressure, la pressione nell'apertura di sfiato deve essere portata a corrispondere alla back-pressure u_0 e la pressione p aumenta a $p + u_0$.

A piena saturazione, la quantità di acqua in entrata ed in uscita dal campione deve essere uguale, con pressione costante e presumendo il gradiente idraulico costante.

Ci sono diversi metodi per saturare il campione; può essere fatto ad esempio lavando il campione con acqua o sostituendo l'aria del campione secco con CO_2 prima di riempire il campione con acqua.

Bolle di CO_2 possono più facilmente essere sciolte in acqua.

Gradiente idraulico

Il gradiente idraulico può essere selezionato per soddisfare considerazioni pratiche purché le caratteristiche di flusso fornite dal gradiente siano conformi alla legge di Darcy.

Dove il flusso non è lineare il gradiente idraulico in laboratorio deve approssimare quello nel campo.

Temperatura

La prova deve essere effettuata ad una temperatura ambiente costante (più o meno $2^\circ C$) e la temperatura del campione e dell'acqua deve essere in equilibrio.

La temperatura deve essere misurata e registrata.

Per ottenere risultati riproducibili il valore della permeabilità k determinato dalla prova deve essere convertito in una temperatura di riferimento di $10^\circ C$ usando la seguente equazione empirica di Poiseuille:

$$k_{10} = \alpha \times k_T$$

$$\alpha = \frac{1,359}{1 + 0,0337 \times T + 0,00022 \times T^2}$$

Dove:

T è la temperatura dell'acqua ($^\circ C$) durante tutto il test

K_T è il coefficiente di permeabilità a temperatura ambiente (m/s)
 α è un fattore di correzione che può essere calcolato o riportato nella
Tabella di figura 50

Temperature T [°C]	5	10	15	20	25
Correction factor α [-]	1,158	1,000	0,874	0,771	0,686

Figura 50 : Fattore di correzione α che tiene conto della viscosità dell'acqua.

Per valori intermedi è permessa l'interpolazione lineare.
Una temperatura di riferimento di 10°C equivale alla temperatura media delle acque sotterranee.

Dimensioni del campione

Il diametro e l'altezza del campione del campione devono essere selezionati in modo da evitare eventuali disomogeneità che influenzano i risultati del test.

Il rapporto fra la dimensione massima delle particelle e il diametro o lunghezza del campione non deve essere minore di 1:5 per suoli non uniformi e 1:10 per terreni uniformi.

Per terreni coesivi (a grana fine) la sezione trasversale A del campione non deve essere minore di 1000 mm^2 e per terreni a grana grossa non deve essere minore di 2000 mm^2 , a meno che l'apparecchiatura di prova richieda l'utilizzo di campioni maggiori.

Prova nella cella triassiale a carico costante

Apparato (vedi figura 49)

Il seguente apparato è richiesto:

- 1) unità di alimentazione di acqua deareata
- 2) stampo per la preparazione dei campioni
- 3) tamping rod (asta di pigiatura)
- 4) cella triassiale

- 5) dispositivo in grado di mantenere la pressione di cella costante
- 6) sistema di pressione capace di mantenere la pressione nelle tubazioni, con manometro

Disposizione della prova

La prova deve essere effettuata a gradiente di carico costante.

La cella deve avere dimensione selezionata in funzione della dimensione massima delle particelle.

Un sistema di pressione deve essere collegato alla cella attraverso cui l'acqua viene fornita deareata al provino a pressione costante.

Il campione deve essere racchiuso in una membrana di gomma, con un filtro di blocco in alto e in basso.

I filtri di blocco devono essere sufficientemente permeabili, cioè il loro coefficiente di permeabilità deve essere almeno di un ordine di grandezza superiore rispetto a quello del campione altrimenti devono essere introdotte nella valutazione della prova dovute correzioni per perdite di pressione nei dischi porosi e nei tubi.

La parte superiore della cella e il piedistallo devono avere ciascuno una scanalatura a spirale o simile in modo da consentire un flusso uniforme dell'acqua attraverso il campione e per facilitare la deareazione del campione.

Il flusso dell'acqua attraverso il campione deve essere dal basso verso l'alto, la membrana di gomma viene sottoposta ad una pressione costante di cella che è maggiore della pressione all'ingresso della cella.

La pressione di cella deve essere sufficientemente alta da contrastare la tendenza del campione a disintegrarsi sotto la pressione dell'acqua nella zona di ingresso.

Nell'esempio mostrato in figura 49 la pressione di ingresso è generata da aria compressa.

Il carico all'uscita misurato al punto 7 deve essere al di sopra della faccia superiore del campione.

La quantità di acqua fluente attraverso il campione è misurata utilizzando un cilindro graduato o più accuratamente da un sensore di variazione di volume (vedi punto 8).

Per evitare dissoluzione di aria nel sistema di acque interstiziali un sottile strato di olio di paraffina deve essere fornito tra l'aria e l'acqua del sensore di variazione di volume (punto 8), della buretta (punto 10) e del recipiente (punto 11). Per la misurazione del volume di piccolissime quantità di acqua a pressione calibrata può anche essere utile un tubo capillare di vetro o trasparente con bolle d'aria.

Preparazione dell'apparato

L'aria intrappolata nelle tubazioni deve essere rimossa mediante lavaggio.

Si deve assicurare che i sistemi di filtro siano saturi.

Il seguente metodo è adatto per terreni con permeabilità inferiore a $10^{-5} m/s$.

Preparazione del campione

I campioni indisturbati possono essere inseriti nella cella dopo il livellamento delle loro facce terminali senza ulteriori preparazioni.

Il materiale disturbato è omogeneizzato per quanto possibile e posto a strati in uno stampo, avendo cura di evitare la segregazione del materiale.

Dove il materiale ha una densità particolare la quantità richiesta per uno strato è determinata mediante pesatura.

Il materiale è poi posto a strati e quindi viene uniformemente costipato o compattato allo spessore desiderato.

Il campione così preparato è installato nella cella triassiale.

Dopo che il campione è stato introdotto e i tubi sono stati montati alla cella l'afflusso alla cella deve essere attentamente aperto permettendo al livello dell'acqua nel campione di salire lentamente senza inglobamenti di aria nei vuoti.

Per rimuovere le piccole quantità di aria, inevitabilmente intrappolata nel campione, è consentito far passare l'acqua deareata attraverso il campione per un certo periodo.

Se il lavaggio è inadeguato sia la pressione di cella che la back-pressure dovrebbero essere aumentate contemporaneamente secondo la tabella 48.

Successivamente il campione deve essere consolidato per lo stato tensionale desiderato.

Esecuzione della prova

Con applicata la pressione di cella, deve essere aperta la valvola tra il recipiente e la cella (vedi figura 49).

La quantità di acqua che scorre nel campione è misurata utilizzando la buretta e il volume di acqua in uscita utilizzando il cilindro graduato.

La pressione di ingresso deve essere misurata per mezzo di un manometro montato sul recipiente.

La temperatura dell'acqua deve essere misurata ad ogni lettura.

Il coefficiente di permeabilità deve essere calcolato quando la quantità di acqua entrante nel campione e quella uscente dallo stesso sono uguali nell'unità di tempo.

La valvola di ingresso della cella deve essere chiusa e la prova va ripetuta ad una pressione di ingresso diversa quando è richiesto.

Risultati della prova

Perdita di carico

Deve essere eseguito un grafico della variazione di carico ($\ln \frac{h_1}{h_2}$) in

funzione del tempo.

Il coefficiente di permeabilità k deve essere determinato dalla parte lineare della curva dall'equazione:

$$k = \frac{a * l}{A * t} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

Dove:

a è la sezione trasversale del tubo piezometrico (m^2)

l è la lunghezza del campione durante la prova (m)

A è la sezione trasversale del campione (m^2)

t è l'intervallo tra le misurazioni (s)

h_1 è il carico piezometrico all'inizio dell'intervallo selezionato (m)

h_2 è il carico piezometrico alla fine dell'intervallo selezionato (m)

Nota: h_1 e h_2 sono misurati con riferimento al carico in uscita.

Carico costante

Deve essere fatto un grafico della quantità di acqua raccolta in funzione del tempo, poi si calcola la portata di flusso Q dall'equazione:

$$Q = \frac{\Delta V}{\Delta t}$$

Dove:

ΔV è la quantità di acqua raccolta nell'intervallo di tempo selezionato espressa in m^3 .

Δt è il corrispondente intervallo di tempo.

Il coefficiente di permeabilità è ottenuto dalla seguente equazione:

$$K = \frac{Q * l}{A * h}$$

Dove :

h è la differenza di carico nei tubi piezometrici (m)

l è la distanza tra i punti in cui sono collegati i due tubi piezometrici (m)

A è l'area della sezione trasversale del campione (m^2)

Permeabilità nella cella triassiale

Deve essere fatto un grafico del volume d'acqua che entra ed esce dal campione in funzione del tempo.

Deve essere calcolata la portata secondo l'equazione:

$$Q = \frac{\Delta V}{\Delta t}$$

Dove:

ΔV è la quantità di acqua raccolta nell'intervallo di tempo (m^3)

Δt è il corrispondente intervallo di tempo (s)

Il carico applicato dell'acqua deve essere calcolato dall'equazione:

$h = \frac{p}{\gamma_w}$ dove p è la pressione nel recipiente contenente acqua deareata

(kPa) e γ_w è la densità dell'acqua (KN/ m^3).

Il coefficiente di permeabilità è dato da :

$$K = \frac{Q * l}{A * h}$$

Dove:

l è l'altezza del campione (m)

A è l'area della sezione trasversale del campione (m^2)

I verbali delle prove devono affermare che il test sia stato effettuato in accordo con questo documento e deve includere i seguenti punti:

- a) il metodo della prova.
- b) identificazione del campione (materiale), ad esempio numero del sondaggio, numero del campione, numero della prova.
- c) Descrizione del suolo incluso le dimensioni delle particelle del campione.
- d) Dimensioni del campione.
- e) Forma del campione, indisturbato o disturbato.
- f) Densità e indice dei vuoti prima e dopo la prova.
- g) Contenuto d'acqua prima e dopo la prova.
- h) Gradiente idraulico o nel caso di gradiente idraulico variabile i valori del massimo e del minimo carico corrispondenti a differenti valori di gradiente idraulico.
- i) Back-pressure o grado di saturazione all'inizio e alla fine della prova.
- j) Temperatura ambientale.
- k) Temperatura di riferimento.
- l) Verso del flusso.
- m) Coefficiente di permeabilità alla temperatura di riferimento.
- n) Livello di tensione se applicato.
- o) Qualsiasi deviazione dalla procedura specificata o dall'apparato.
- p) Osservazioni in merito al tipo della prova e/o apparato.

PARTE TERZA:**ELABORAZIONE RISULTATI ED ESPRESSIONE
RISULTATI****3.1 DETERMINAZIONI PRELIMINARI: POCKET
PENETROMETER E SCISSOMETRO**

I campioni da me esaminati sono quelli del campo prova A del sondaggio BH3.

Campione BH3-C1 profondità 1,5- 2 m

Profondità <i>m</i>	Pocket penetrometer <i>kg / cm²</i>
1,60	11
1,75	11
1,85	10

Campione BH3-C2 profondità 3- 3,5 m

Profondità <i>m</i>	Pocket penetrometer <i>kg / cm²</i>	Tor Vane <i>kg / cm²</i>
3,10	4,7	-
3,25	4,7	20
3,35	4,6	-
3,40	4,4	-
3,45	4,4	17,5

Campione BH3-C3 profondità 4,5- 5 m

Profondità <i>m</i>	Pocket penetrometer <i>kg / cm²</i>
4,60	5,2
4,80	4,6
4,90	4,8

Campione BH3-C4 profondità 6- 6,5 m

Profondità <i>m</i>	Pocket penetrometer <i>kg / cm²</i>
6,10	4,6
6,25	4,8
6,35	4,35

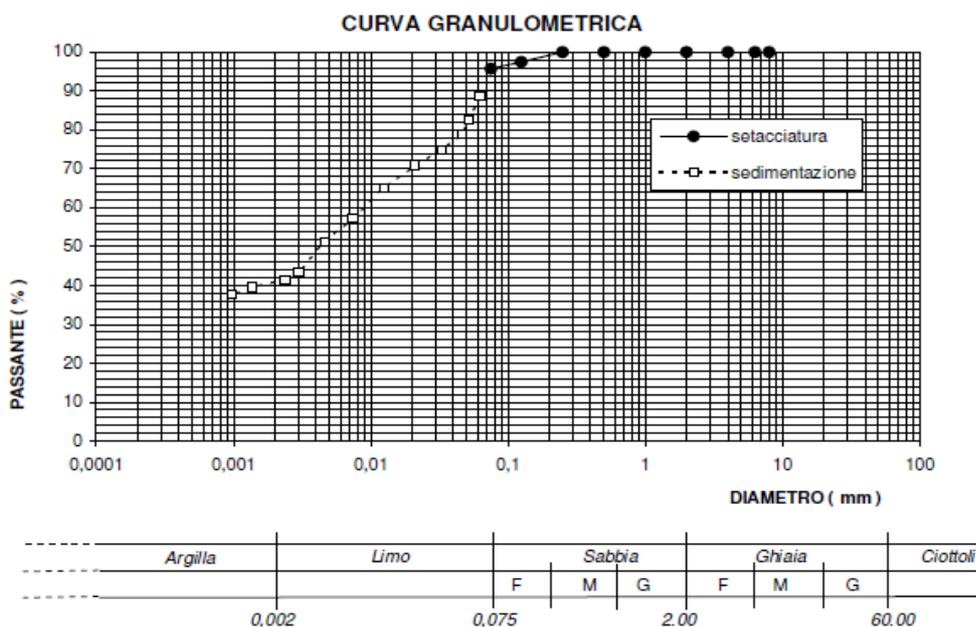
3.2 ANALISI GRANULOMETRICA PER VAGLIATURA E SEDIMENTAZIONE

Per prima cosa si è proceduto separando il materiale fine da quello grossolano utilizzando il setaccio 0,075 mm. Sul materiale passante, che costituiva la frazione nettamente predominante, l'analisi granulometrica è stata svolta tramite sedimentazione, sul materiale trattenuto si è proceduto con la vagliatura. I risultati ottenuti da entrambi i procedimenti sono stati riportati in un unico grafico, che riportiamo qui di seguito per ogni campione.

**ANALISI GRANULOMETRICA PER VIA UMIDA (CNR B.U. N° 23)
E PER SEDIMENTAZIONE (METODO DELL'AREOMETRO - RACCOMANDAZIONI AGI 1994)**

SOND. BH3 - CAMP. 1 (m 1,50-2,00)

GRANULOMETRIA PER VIA UMIDA		GRANULOMETRIA PER SEDIMENTAZIONE		
SETACCI Luce di maglia (mm)	PASSANTE (%)	DIAMETRO EQUIVALENTE (mm)	PASSANTE (%)	
SETACCI	12,5	100,00	6,23E-02	88,57
	10	100,00	5,22E-02	82,70
	8	100,00	4,59E-02	78,78
	6,3	100,00	3,29E-02	74,86
	4	100,00	2,11E-02	70,94
	2	100,00	1,25E-02	65,06
	1	100,00	7,40E-03	57,22
	0,5	100,00	4,62E-03	51,34
	0,25	100,00	2,99E-03	43,50
	0,125	97,50	2,38E-03	41,54
	0,075	95,70	1,38E-03	39,58
		9,83E-04	37,62	

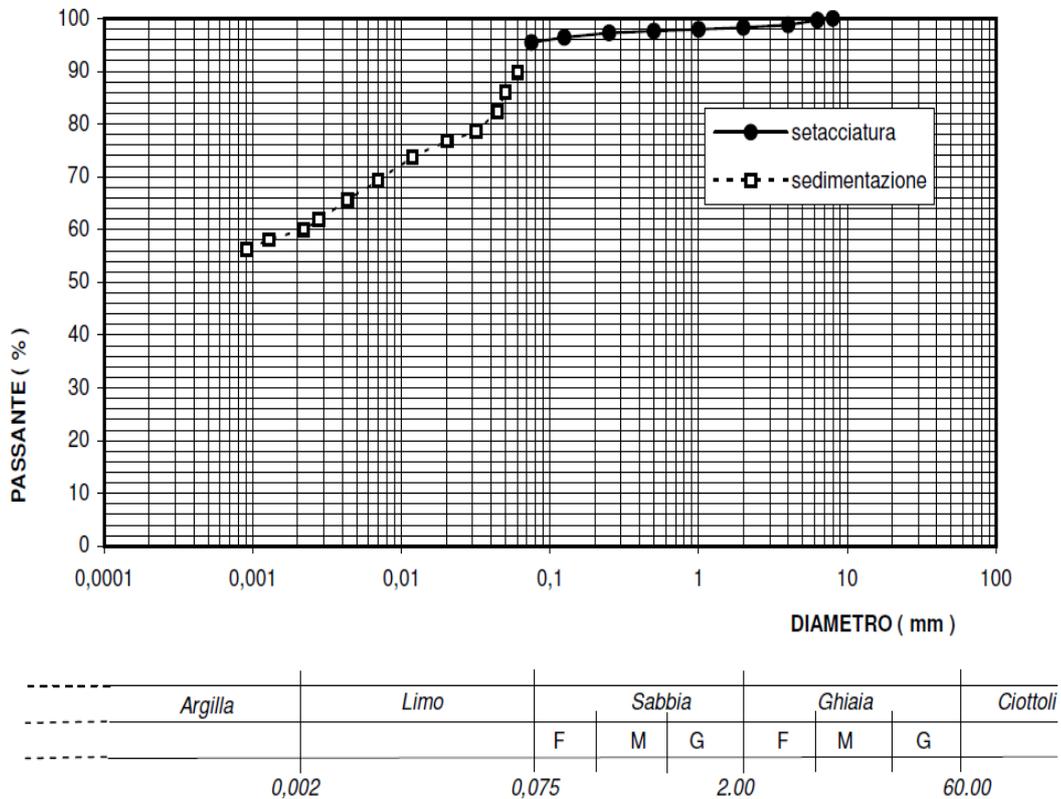


**ANALISI GRANULOMETRICA PER VIA UMIDA (CNR B.U. N° 23)
E PER SEDIMENTAZIONE (METODO DELL'AREOMETRO - RACCOMANDAZIONI AGI 1994)**

SOND. BH3 - CAMP. 2 (m 3,00-3,50)

GRANULOMETRIA PER VIA UMIDA			GRANULOMETRIA PER SEDIMENTAZIONE	
SETACCI <i>Luce di maglia (mm)</i>	PASSANTE (%)	DIAMETRO EQUIVALENTE (mm)	PASSANTE (%)	
SETACCI	12,5	100,00	6,06E-02	89,81
	10	100,00	5,03E-02	86,08
	8	100,00	4,43E-02	82,35
	6,3	99,67	3,18E-02	78,63
	4	98,77	2,03E-02	76,76
	2	98,29	1,19E-02	73,78
	1	97,95	6,97E-03	69,31
	0,5	97,61	4,33E-03	65,59
	0,25	97,27	2,78E-03	61,86
	0,125	96,43	2,21E-03	60,00
	0,075	95,46	1,29E-03	58,13
		9,15E-04	56,27	

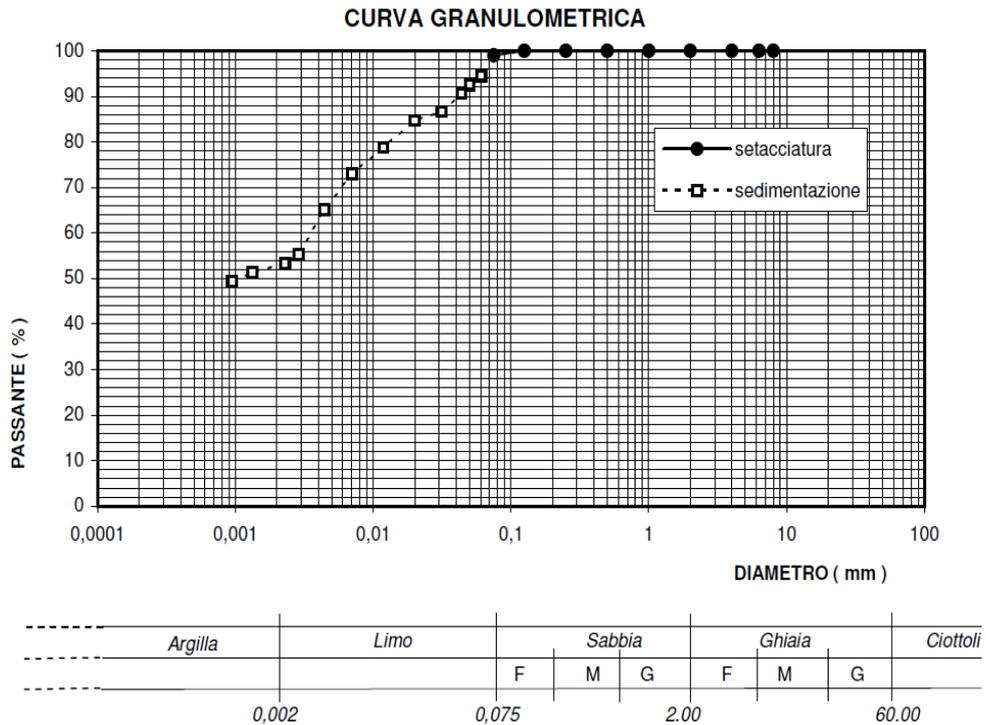
CURVA GRANULOMETRICA



**ANALISI GRANULOMETRICA PER VIA UMIDA (CNR B.U. N° 23)
E PER SEDIMENTAZIONE (METODO DELL'AREOMETRO - RACCOMANDAZIONI AGI 1994)**

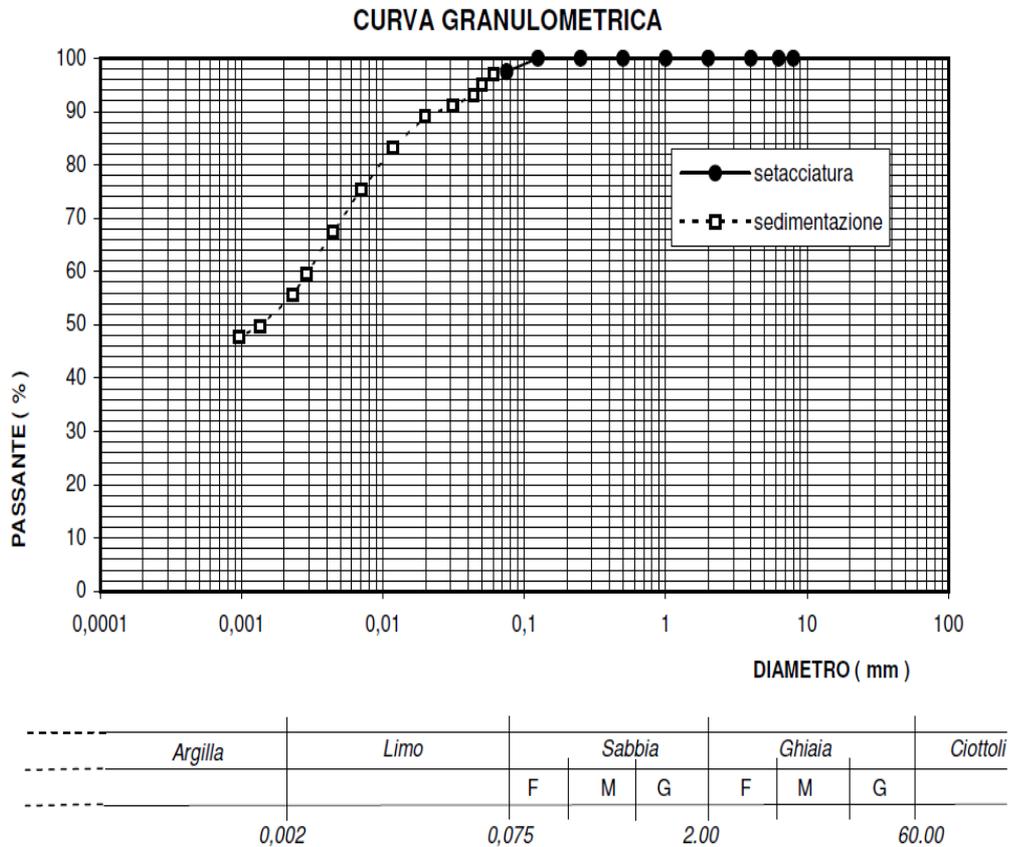
SOND. BH3 - CAMP. 3 (m 4,00-4,50)

GRANULOMETRIA PER VIA UMIDA			GRANULOMETRIA PER SEDIMENTAZIONE	
SETACCI <i>Luce di maglia (mm)</i>	PASSANTE (%)		DIAMETRO EQUIVALENTE (mm)	PASSANTE (%)
SETACCI	12,5	100,00	6,08E-02	94,49
	10	100,00	5,01E-02	92,53
	8	100,00	4,37E-02	90,57
	6,3	100,00	3,14E-02	86,65
	4	100,00	2,01E-02	84,69
	2	100,00	1,19E-02	78,81
	1	100,00	7,00E-03	72,93
	0,5	100,00	4,41E-03	65,09
	0,25	100,00	2,88E-03	55,28
	0,125	100,00	2,30E-03	53,32
	0,075	99,00	1,33E-03	51,36
			9,49E-04	49,40



SOND. BH3 - CAMP. 4 (m 6,00-6,50)

GRANULOMETRIA PER VIA UMIDA			GRANULOMETRIA PER SEDIMENTAZIONE	
SETACCI <i>Luce di maglia (mm)</i>	PASSANTE (%)	DIAMETRO EQUIVALENTE (mm)	PASSANTE (%)	
SETACCI	12,5	100,00	6,07E-02	96,98
	10	100,00	5,00E-02	95,01
	8	100,00	4,37E-02	93,04
	6,3	100,00	3,12E-02	91,07
	4	100,00	1,99E-02	89,10
	2	100,00	1,18E-02	83,18
	1	100,00	7,00E-03	75,30
	0,5	100,00	4,41E-03	67,41
	0,25	100,00	2,87E-03	59,53
	0,125	100,00	2,30E-03	55,59
	0,075	97,50	1,35E-03	49,67
			9,62E-04	47,70



3.3 DETERMINAZIONE DEI LIMITI DI ATTERBERG

A tale scopo riportiamo una tabella con i nomi dei campioni prelevati in sito, il loro valore numerico di limite liquido, limite plastico e indice di plasticità tenendo conto che $I_p = W_L - W_p$

L'indice plastico è ottenuto come differenza fra limite liquido e limite plastico

NOME CAMPIONE	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE PLASTICO
BH3 - C4 (campo A)	59,23	20,37	38,86
N°3 Van Zutphen con con penetrometro	52,5	20,17	32,33
BH3 - C2 (campo A)	79,4	24	55,4
N°2 Van Zutphen con con penetrometro	73,14	21,75	51,39
N°1 Van Zutphen con con penetrometro	55	20,35	34,65
BH4 - C3 (campo B)	50,9	20,53	30,37
BH3 - C3 (campo A)	59,1	20,04	39,06
BH3 - C1 (campo A)	57,7	19,63	38,07
BH4 - C1 (campo B)	44,3	17,7	26,6
BH4 - C2 (campo B)	74	22,9	51,1
BH2 - C1 (campo C)	43,7	19,15	24,55
BH4 - C4 (campo B)	49,4	18,8	29,6
BH2 - C2 (campo C)	45,2	20,5	24,7
BH1 - C2 (campo C)	43,7	18,18	25,52

I campioni che ho analizzato io sono quelli del campo A (evidenziati in giallo).

In accordo con la classificazione U.S.C.S che si avvale della carta di plasticità di Casagrande ho provveduto a identificare tutti i campioni prelevati in sito, in particolare i campioni del campo A (sondaggio 3) risultano dalla carta essere tutti argille inorganiche ad alta plasticità.

In particolare il campione BH3-C2 che si trovava alla profondità di 3-3,5 m, avendo un indice plastico di 55,4 risulta essere molto plastico.

A titolo di esempio, riporto la procedura per il calcolo del limite liquido del BH3-C4. Essa è poi stata iterata per tutti gli altri campioni.

N° colpi	34	23	18
recipiente	d	c	e
peso lordo del campione umido (gr)	47,46	48,82	39,86
peso lordo del campione asciutto (gr)	36,78	37,98	27,48
peso acqua (grammi)	10,68	10,84	12,38
tara (grammi)	17,96	19,56	6,72
peso netto secco (gr)	18,82	18,42	20,76
Umidità (%)	56,75	58,85	59,63

Definendo il limite liquido come l'umidità per avere la chiusura del solco standard dopo 25 colpi, risulta un limite liquido pari a circa il 59%.

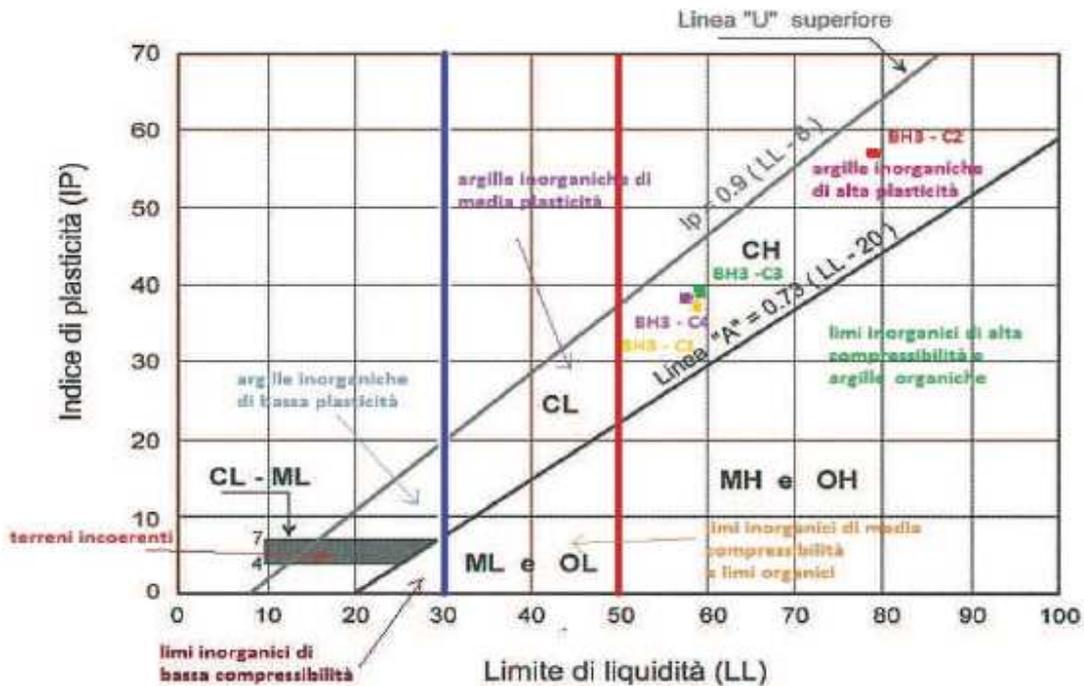
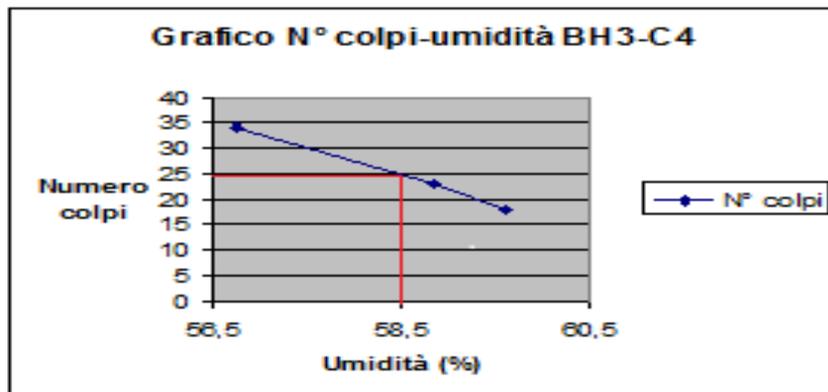


Figura 2.40. uscs: Criteri di classificazione in laboratorio (parte 2)



La formula utilizzata per calcolare le umidità sopra riportate nella tabella è la seguente:

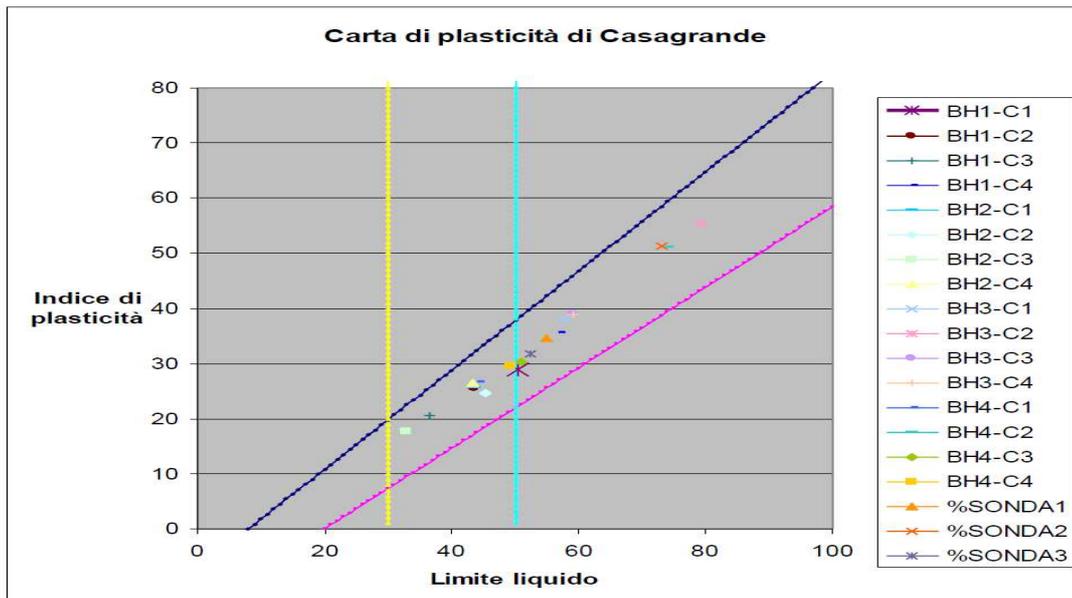
$$Umidità(\%) = \frac{PL_u - PL_s}{PL_s - tara} * 100 = \frac{PH_2O}{PN_s} * 100$$

dove :

PL_u = peso lordo umido (g) ; PH_2O = peso acqua (g)

PL_s = peso lordo secco (g) ; PN_s = peso netto secco (g)

Conoscendo le equazioni è stato possibile ricostruire la Carta di plasticità di Casagrande con un foglio di calcolo e implementare tutti i limiti liquidi e plastici di tutti i campioni del campo prove di Cà del Rio in modo da avere molte informazioni in modo compatto:



3.4 DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO D'ACQUA NEL CAMPIONE

Le determinazioni del contenuto d'acqua riferite ai campioni analizzati sono riferite ad aliquote di campioni usati per le prove edometriche.

I risultati sotto riportati si riferiscono sempre al sondaggio BH3.

Si è utilizzata la seguente equazione:

$$Umidità(\%) = \frac{PL_u - PL_s}{PL_s - tara} * 100 = \frac{PH_2O}{PN_s} * 100$$

dove :

PL_u = peso lordo umido (g) ; PH_2O = peso acqua (g)

PL_s = peso lordo secco (g) ; PN_s = peso netto secco (g)

Campione BH3-C1

Profondità (m)	1,65-1,70	1,70-1,75
Tara (g)	126,5	6,46
Peso lordo umido (g)	352,56	85,18
Peso lordo secco (g)	317,68	73,3
Peso netto secco (g)	191,18	66,84
Peso d'acqua (g)	34,88	11,88
Umidità (%)	18,24	17,77

Campione BH3-C2

Profondità (m)	3,15-3,20
Tara (g)	120,94
Peso lordo umido (g)	211,82
Peso lordo secco (g)	194,1
Peso netto secco (g)	73,16
Peso d'acqua (g)	17,72
Umidità (%)	24,22

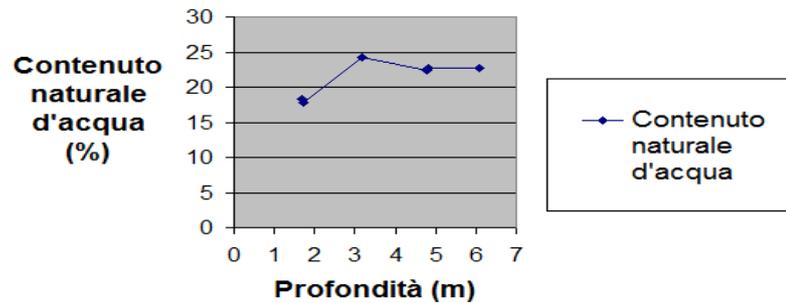
Campione BH3-C3

Profondità (m)	4,75-4,80	4,80-4,85
Tara (g)	72,3	116,08
Peso lordo umido (g)	302,54	327,62
Peso lordo secco (g)	260,46	288,36
Peso netto secco (g)	188,16	172,28
Peso d'acqua (g)	42,08	39,26
Umidità (%)	22,36	22,79

Campione BH3-C4

Profondità (m)	6,09-6,13 m
Tara (g)	129,16
Peso lordo umido (g)	287,28
Peso lordo secco (g)	258,2
Peso netto secco (g)	129,04
Peso d'acqua (g)	29,08
Umidità (%)	22,54

Sondaggio BH3 Contenuto naturale d'acqua - Profondità



Il contenuto naturale d'acqua nei campioni cresce fino alla profondità di 3,15 m circa con un picco del 24% circa per poi mantenersi costante fino a 6,10 m attorno ad un valore di circa 22-23%.

Questo potrebbe essere spiegato dalle acque delle piogge frequenti nel periodo in cui si è eseguito il sondaggio (27 aprile) che sono filtrate dalla superficie in profondità.

3.5 DETERMINAZIONE PESO SPECIFICO DEI GRANI COL METODO DEL PICNOMETRO

Si è utilizzata la seguente espressione:

$$\gamma_r = \frac{PN_s}{Volume} = PN_s * \frac{\rho_{H_2O}}{P_2 + PN_s - P_1}$$

con

$$PN_s = PL_s - tara$$

Nota: P1 è il peso di picnometro con materiale e acqua, P2 è il peso di picnometro colmo d'acqua, PN_s è il peso netto secco di materiale, ρ_{H_2O} è la densità dell'acqua a temperatura ambiente e PL_s è il peso lordo secco, γ_r o G_s è il peso specifico reale dei grani di terreno.

Campione BH3-C1

Profondità (m)	1,65-1,75
P1 (g)	91,80
P2 (g)	78,92
Peso lordo secco (g)	136,20
Tare capsule (g)	116,08
Peso netto secco (g)	20,12
Temperatura di prova (°C)	20
Densità acqua (g/cm^3)	0,9982
G_s (g/cm^3)	2,77

Campione BH3-C2

Profondità (m)	3,15-3,20	3,20- 3,25
P1 (g)	97,36	98,34
P2 (g)	80	83,14
Peso lordo secco (g)	99,48	150,98
Tara capsule (g)	72,28	127,14
Peso netto secco (g)	27,2	23,84
Temperatura di prova (°C)	20	20
Densità acqua (g/cm^3)	0,9982	0,9982
G_s (g/cm^3)	2,759	2,754
G_s medio (g/cm^3)		2,756

Campione BH3-C3

Profondità (m)	4,75-4,80	4,80- 4,85
P1 (g)	96,04	99,20
P2 (g)	83,00	84,24
Peso lordo secco (g)	141,68	152,36
Tara capsule (g)	121,32	128,68
Peso netto secco (g)	20,36	23,68
Temperatura di prova (°C)	20	20
Densità acqua (g/cm^3)	0,9982	0,9982
G_s (g/cm^3)	2,776	2,710
G_s medio (g/cm^3)		2,743

Campione BH3-C4

Profondità (m)	6,10-6,15	6,15-6,20
P1 (g)	97,54	95,40
P2 (g)	80,42	79,00
Peso lordo secco (g)	153,34	155,12
Tara capsule (g)	126,26	129,22
Peso netto secco (g)	27,08	25,9
Temperatura di prova (°C)	20	20
Densità acqua (g / cm ³)	0,9982	0,9982
G _s (g / cm ³)	2,714	2,721
G _s medio (g / cm ³)	2,717	

3.6 DETERMINAZIONE DELLA DENSITÀ

Nota: sono state utilizzate come fustelle a volume noto per la determinazione del peso di volume (o densità) le fustelle per la prova edometrica.

Fustella	Forma della base	Diametro	Altezza
Edometria	Circolare	7,077 mm	20 mm

Si sono utilizzate le seguenti formule:

Peso di volume umido (o densità umida): $\gamma = \frac{PN_u}{V} = \frac{PL_u - tara}{V}$

Peso di volume secco (o densità secca): $\gamma_s = \frac{\gamma}{(1 + \frac{U\%}{100})}$

Campione BH3-C1 :

Profondità (m)	1,65-1,70	1,70-1,75
Volume (cm ³)	78,672	78,672
Tara fustella (g)	287,38	292,12
Peso lordo umido (g)	445,66	451,28
Peso netto umido (g)	158,28	159,16
Peso di volume umido	2,012	2,023
(o densità umida) g / cm ³		
Peso di volume secco	1,711	1,710
(o densità secca) g / cm ³		

Campione BH3-C2 :

Profondità (m)	3,15-3,2
Volume (cm^3)	78,672
Tara fustella (g)	287,44
Peso lordo umido (g)	445,06
Peso netto umido (g)	157,62
Peso di volume umido	2,004
(o densità umida) g/cm^3	
Peso di volume secco	1,613
(o densità secca) g/cm^3	

Campione BH3-C3 :

Profondità (m)	4,75-4,80	4,80-4,85
Volume (cm^3)	78,672	78,672
Tara fustella (g)	228,86	229,34
Peso lordo umido (g)	390,06	388,48
Peso netto umido (g)	161,2	159,14
Peso di volume umido	2,049	2,023
(o densità umida) g/cm^3		
Peso di volume secco	1,675	1,647
(o densità secca) g/cm^3		

Campione BH3-C4 :

Profondità (m)	6,09-6,13
Volume (cm^3)	78,672
Tara fustella (g)	224,98
Peso lordo umido (g)	387,84
Peso netto umido (g)	162,86
Peso di volume umido	2,07
(o densità umida) g/cm^3	
Peso di volume secco	1,689
(o densità secca)	

Riassumiamo quindi in una tabella tutti i risultati ottenuti per la caratterizzazione di tipo fisica dei campioni del campo prove A sondaggio 3:

CARATTERIZZAZIONE FISICA CAMPO A SONDAGGIO 3						
Campioni	BH3-C1	BH3-C1	BH3-C2	BH3-C3	BH3-C3	BH3-C4
Profondità (m)	1,65-1,70	1,70-1,75	3,15-3,20	4,75-4,80	4,80-4,85	6,09-6,13
Umidità (%)	18,24	17,77	24,22	22,36	22,79	22,66
Gs(peso specifico reale)(gr/cmc)	2,77		2,756	2,743		2,717
Densità Umida (gr/cmc)	2,012	2,023	2,004	2,049	2,023	2,07
Densità Secca (gr/cmc)	1,711	1,71	1,613	1,675	1,647	1,689
LIMITE LIQUIDO (%)	57,7		79,4	59,1		59,23
LIMITE PLASTICO (%)	19,63		24	20,04		20,37
LIMITE DI RITIRO (%)	9,74		10,47	11,89		11,85
INDICE PLASTICO (%)	38,07		55,4	39,06		38,86

3.7 DETERMINAZIONE SOSTANZA ORGANICA

Il contenuto della sostanza organica è calcolato con la seguente espressione:

$$Sos.Org.(g) = P_{LI} - P_{LF}$$

dove:

P_{LI} = peso lordo iniziale (g)

P_{LF} = peso lordo finale (g)

Solitamente si esprime il contenuto organico in percentuale e quindi si utilizza la seguente espressione:

$$Sos.Org.(%) = \frac{Sos.Org.(g)}{P_{NF}} * 100$$

dove:

P_{NF} = peso netto finale (g)

che a sua volta è definito dalla seguente relazione:

$$P_{NF} = P_{LF} - taracapsula$$

Campione BH3-C1 :

Profondità (m)	1,5-2
Tara (g)	25,12
Peso lordo iniziale (g)	46,62
Peso lordo finale (g)	45,86
Peso netto finale (g)	20,74
Sostanza organica (g)	0,76
Sostanza organica (%)	3,66

Campione BH3-C2 :

Profondità (m)	3-3,5
Tara (g)	26,24
Peso lordo iniziale (g)	47,06
Peso lordo finale (g)	46,22
Peso netto finale (g)	19,98
Sostanza organica (g)	0,84
Sostanza organica (%)	4,20

Campione BH3-C3

Profondità (m)	4-4,5
Tara (g)	28,44
Peso lordo iniziale (g)	50,98
Peso lordo finale (g)	50,5
Peso netto finale (g)	22,06
Sostanza organica (g)	0,48
Sostanza organica (%)	2,17

Campione BH3-C4

Profondità (m)	6-6,5
Tara (g)	28,58
Peso lordo iniziale (g)	49,94
Peso lordo finale (g)	49,44
Peso netto finale (g)	20,86
Sostanza organica (g)	0,5
Sostanza organica (%)	2,39

Con la stessa procedura di calcolo è stato possibile calcolare anche gli altri contenuti organici in percentuale di tutti gli altri campioni del deposito:

SOSTANZA ORGANICA (%)	
CAMPIONE N.	SOSTANZA ORGANICA (%)
BH1 C1	3,558
BH1 C2	3,289
BH1 C3	3,755
BH1 C4	2,013
BH2 C1	2,983
BH2 C2	3,242
BH2 C3	2,138
BH2 C4	2,907
BH3 C1	3,664
BH3 C2	4,204
BH3 C3	2,176
BH3 C4	2,397
BH4 C1	2,903
BH4 C2	3,825
BH4 C3	2,622
BH4 C4	2,247

3.8 DETERMINAZIONE DEI CARBONATI DI CALCIO

Per la determinazione del contenuto di carbonati di calcio si usa l'espressione contenente il coefficiente di taratura del calcimetro K :

$$\text{Contenuto.Carbonati}(\%) = \frac{\text{Volume.LetturaCO}_2(\text{ml})}{\text{Massa.Campione}(\text{gr}) * K} * 100$$

con $K = 0,4283$

Il contenuto di carbonati di calcio è la media di due prove:

CAMPO PROVA Cà del Rio Sondaggio 3 (Campo A)			
CAMPIONI	PROFONDITÀ (m)		CONTENUTO CARBONATI (%)
	Da	a	
BH3-C1	1,5	2	10,89
BH3-C2	3	3,5	11,45
BH3-C3	4,5	5	10,02
BH3-C4	6	6,5	10,46

3.9 PROVE EDOMETRICHE

Ho analizzato i campioni del sondaggio 3 a varie profondità; l'apparecchiatura era ad anello fisso con drenaggio del provino consentito sia superiormente che inferiormente dalle pietre porose, provino in condizioni di saturazione vista l'acqua che lo ricopriva.

Il diametro dell'anello edometrico era di 70,77 mm per un'altezza di 20 mm. La procedura di ottenimento del provino dal campione e quella di montaggio della cella edometrica è già stata riportata nell'apposito capitolo di trattazione generale e teorica della prova.

I carichi sono stati posti in serie geometrica attraverso un sistema a leva semplice che amplificava il carico di circa venti volte, la costante di leva era pari a 19,8.

Come da procedura classica, i provini sono stati caricati fino a $23,917 \frac{kg}{cm^2}$, per poi essere scaricati fino a $0,046 \frac{kg}{cm^2}$.

Per tutti i cicli tensionali i valori dei cedimenti verticali sono stati registrati in serie temporali a cadenza geometrica, cioè dopo sei dodici ventiquattro secondi e così via.

Per una profondità quasi uguale e sullo stesso sondaggio 3 si sono svolte due modalità di prove differenti, a rigonfiamento libero, al quale al campione è stato permesso il libero rigonfiamento prima dell'applicazione dei carichi, e a contrasto a rigonfiamento nel quale appunto il rigonfiamento del provino non era possibile per applicazione di carichi successivi.

ESPRESSIONE DEI RISULTATI E GRAFICISMI

DATI IDENTIFICATIVI DEL CAMPIONE

Sondaggio :	3	Contenitore :	fustella in acciaio
Campione :	1	Dimensioni :	L = 600 mm, D = 84 mm
Profondità :	1,5-2 m	Stato :	campione indisturbato

DESCRIZIONE DEL PROVINO

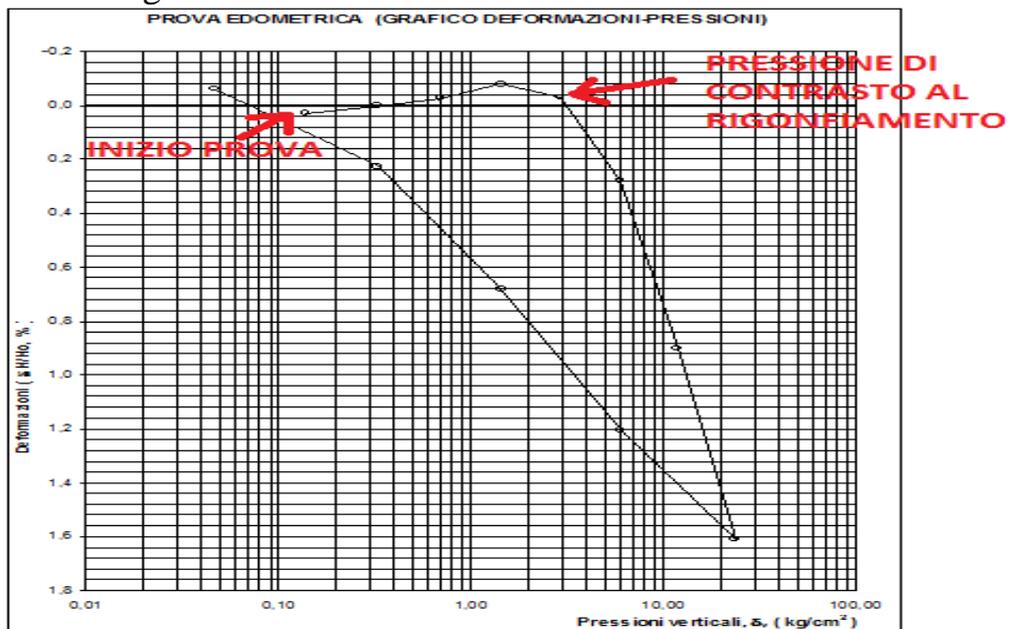
Profondità : 1,65-1,75 m

Descrizione : argilla debolmente limosa, color marrone moderatamente olivastro, molto consistente con calcinelli da millimetrici a centimetrici con residui carboniosi di frustoli vegetali color marrone scuro.

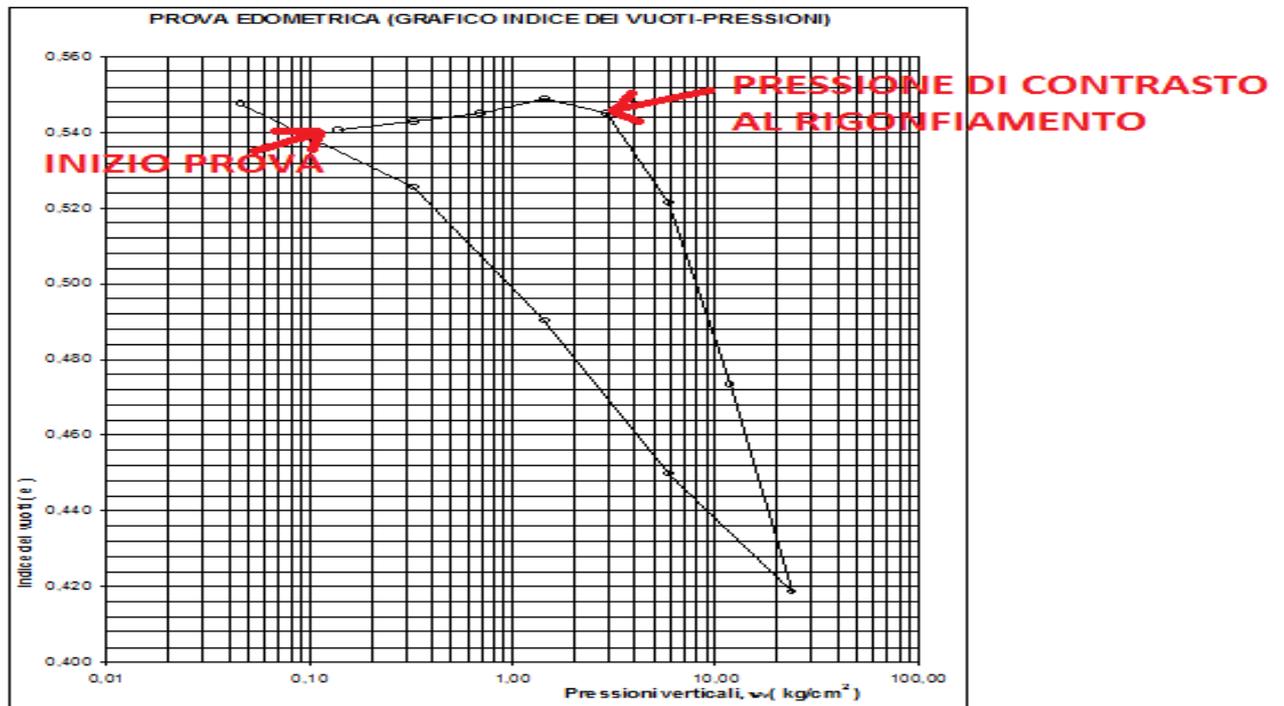
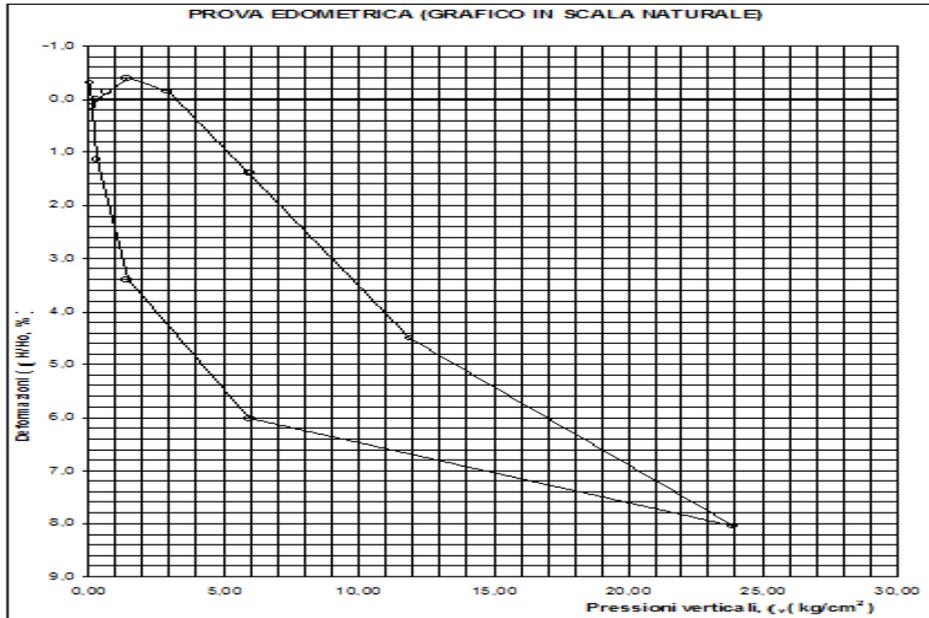
Si è poi costruito il grafico delle pressioni verticali efficaci in funzione degli indici dei vuoti:



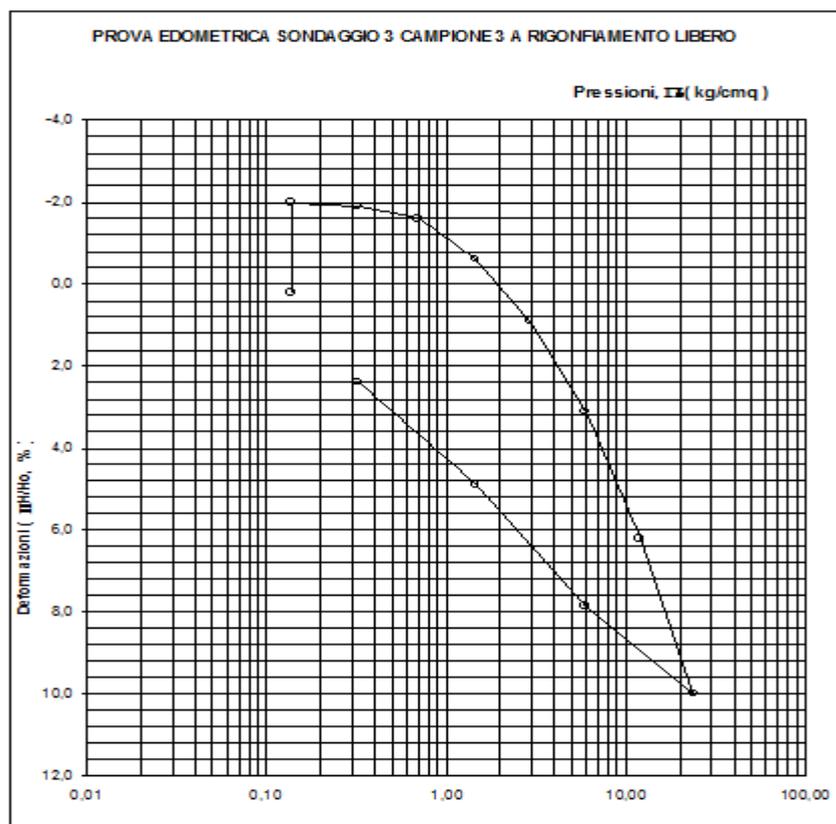
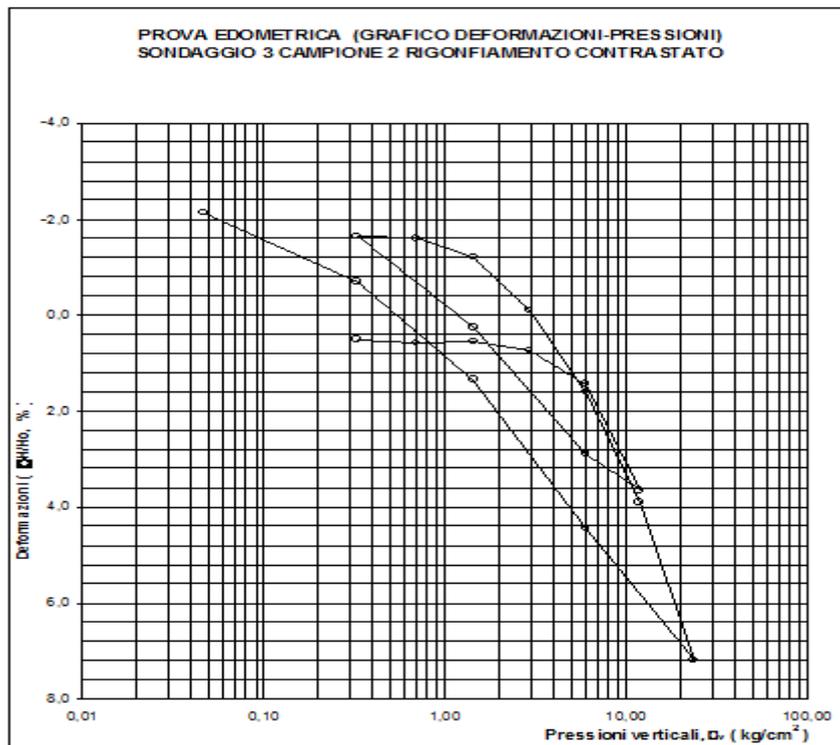
Si è poi analizzato un provino sempre nello stesso sondaggio e a profondità leggermente più profonda (m 1,70-1,75) ma stavolta si è fatta una prova a rigonfiamento contrastato. Il campione è stato chiamato BH3-C1 a rigonfiamento contrastato.

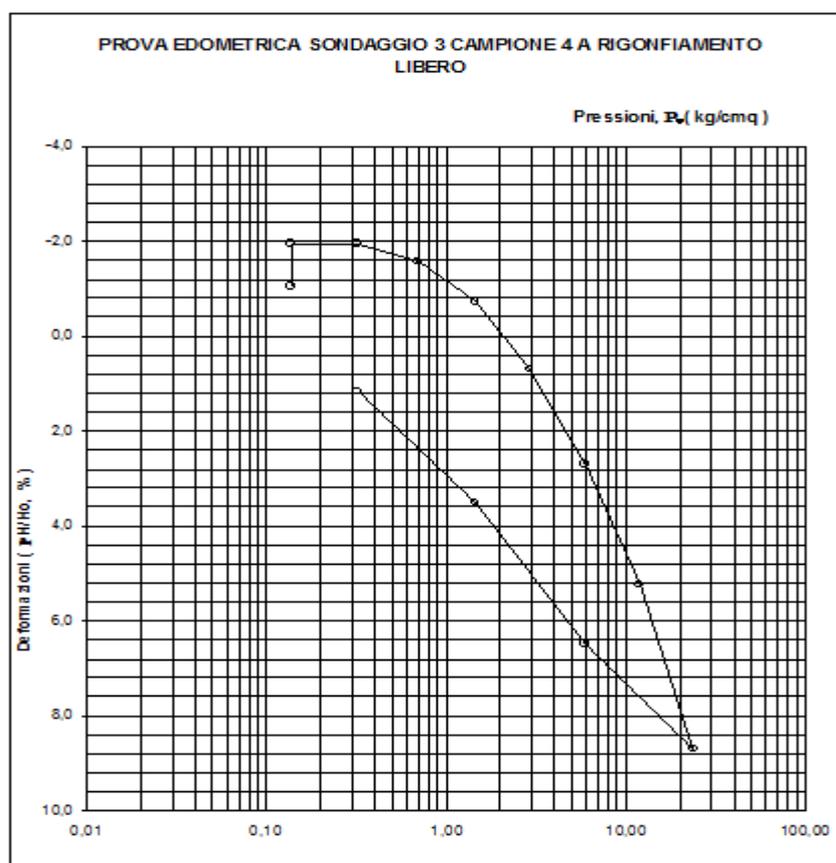
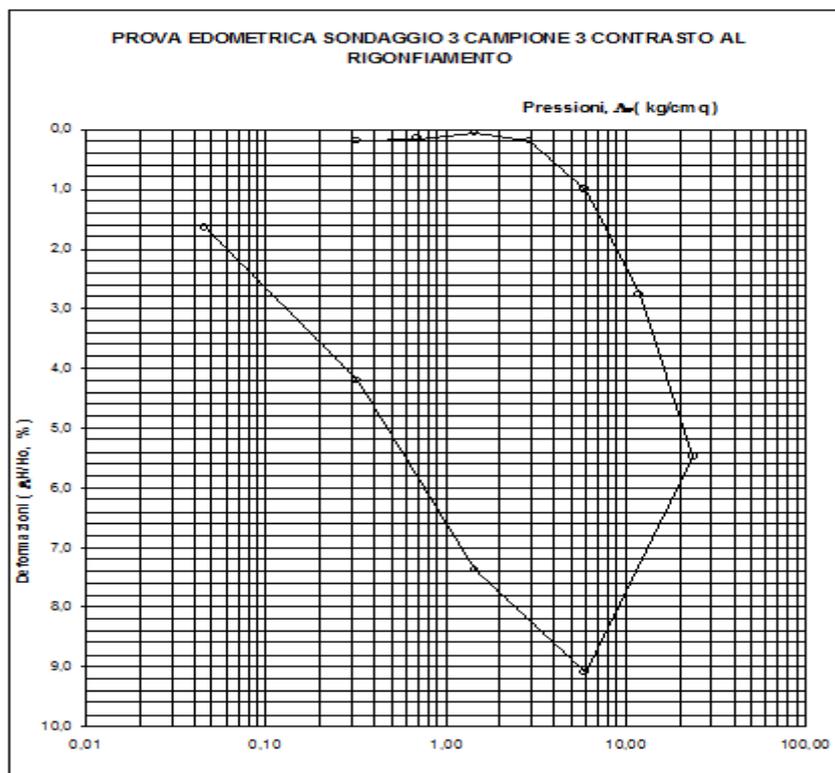


Il campione rigonfiava fino alla pressione di $2,948 \frac{kg}{cm^2}$. Il rigonfiamento è stato contrastato applicando al provino carichi successivi.



In modo analogo sono stati tracciati i grafici edometrici dei campioni prelevati sullo stesso sondaggio a profondità rispettivamente di 3-3,5 m (BH3-C2), 4-4,5 m (BH3-C3), 6-6,5 m (BH3-C4).





3.9.1 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA C_v

Tramite costruzioni grafiche sui grafici deformazioni-log tempo e deformazioni- radice quadrata si sono calcolati i coefficienti di consolidazione primaria con i metodi rispettivamente di Casagrande e di Taylor di tutti i campioni del sondaggio 3.

$$\text{Secondo Casagrande : } C_v = T_v * \frac{H^2}{t_{50}}$$

dove: T_v = fattore adimensionale per consolidazione monodimensionale

Questo valore viene assunto pari a 0,197.

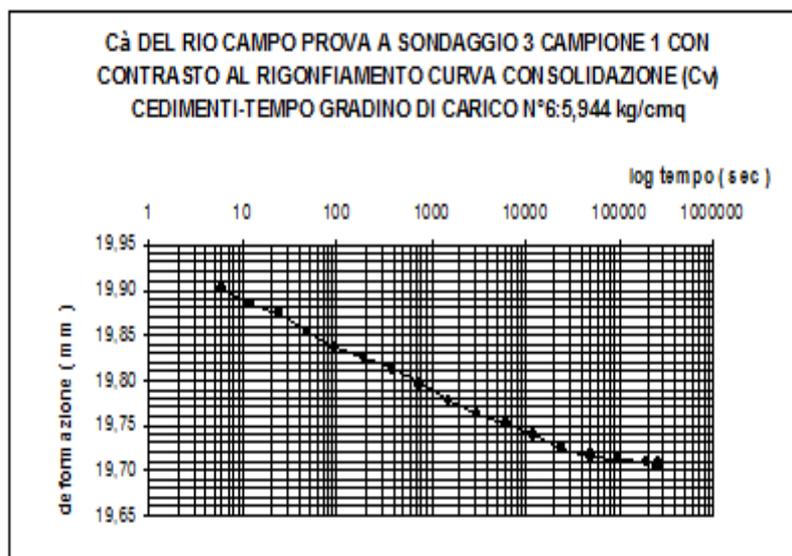
H = altezza di drenaggio che è il massimo percorso di drenaggio che compie la particella d'acqua più lontana dalle due pietre porose poste rispettivamente alla testa e alla base del provino.

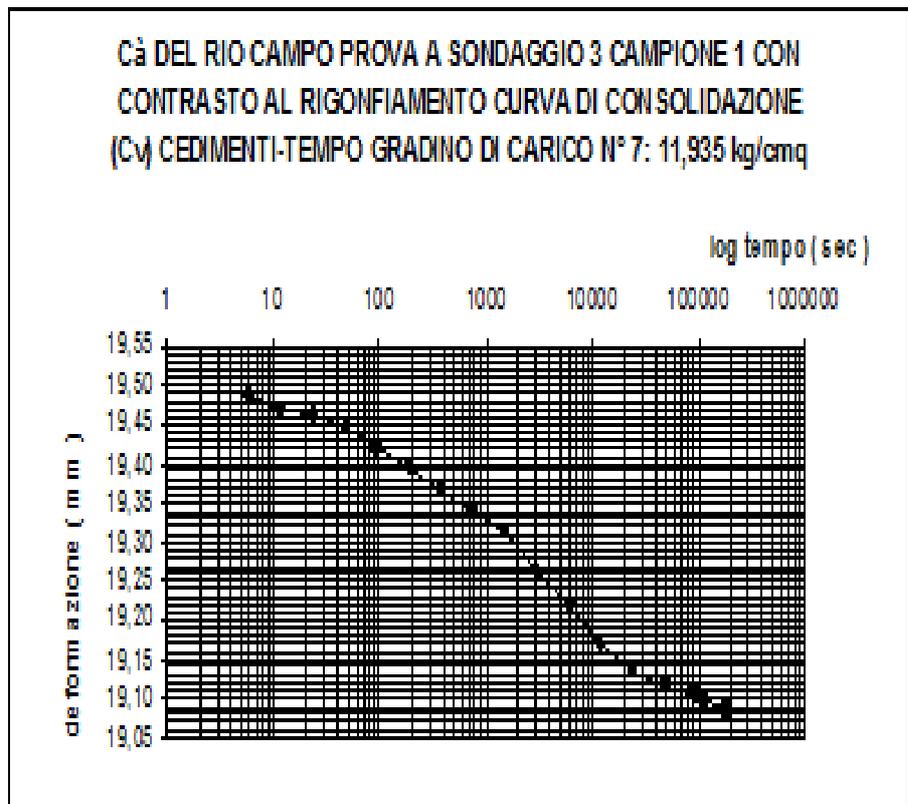
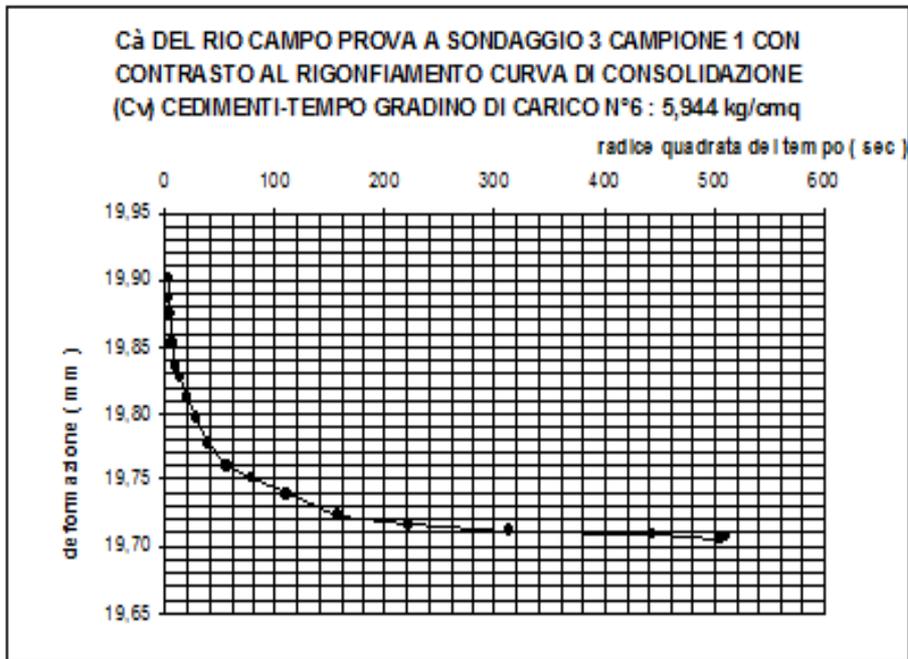
t_{50} = è il tempo ottenuto dalla curva sperimentale deformazioni - log tempo in corrispondenza del 50 % della consolidazione.

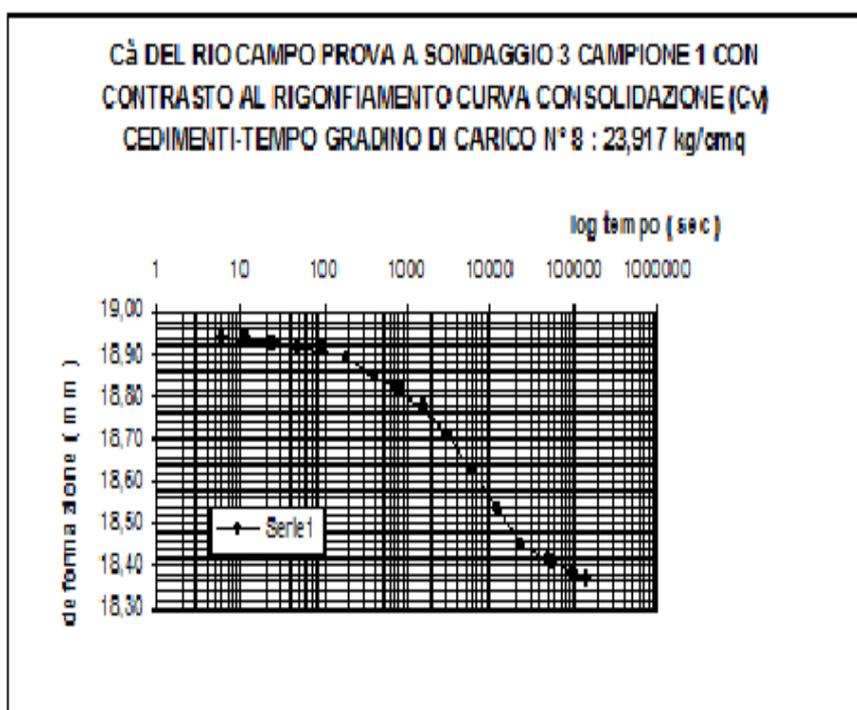
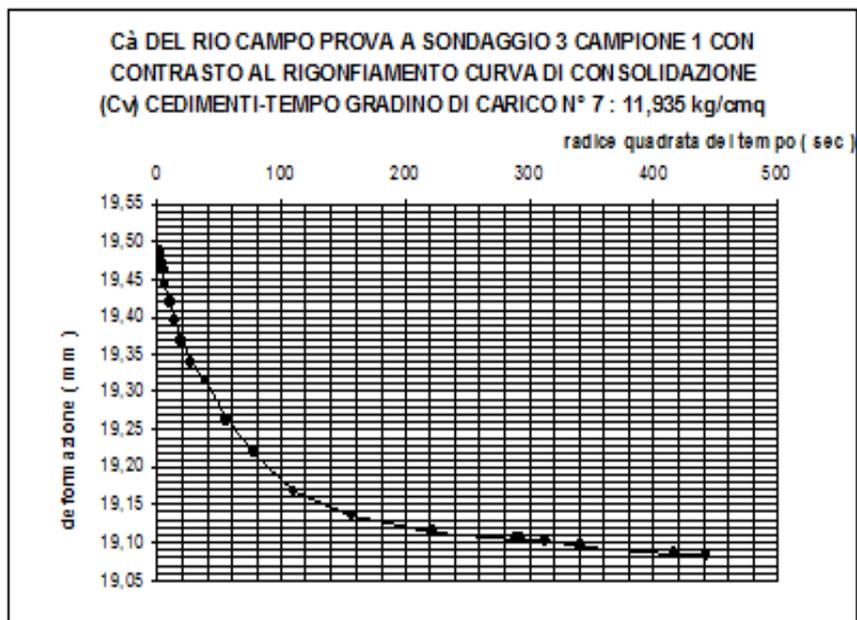
$$\text{Secondo Taylor : } C_v = T_v * \frac{H^2}{t_{90}}$$

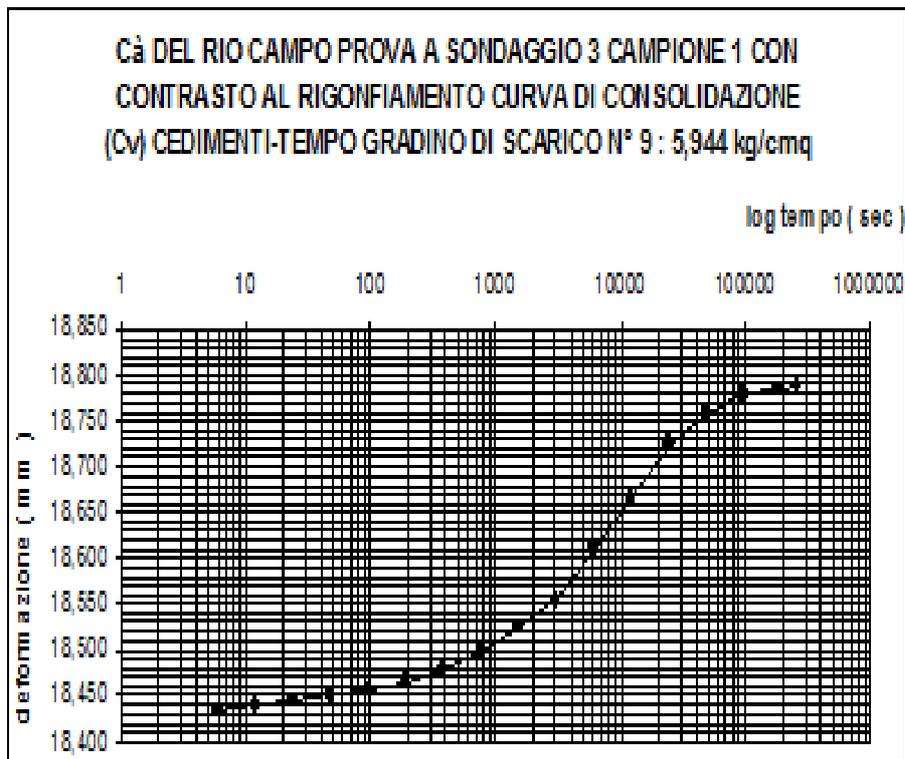
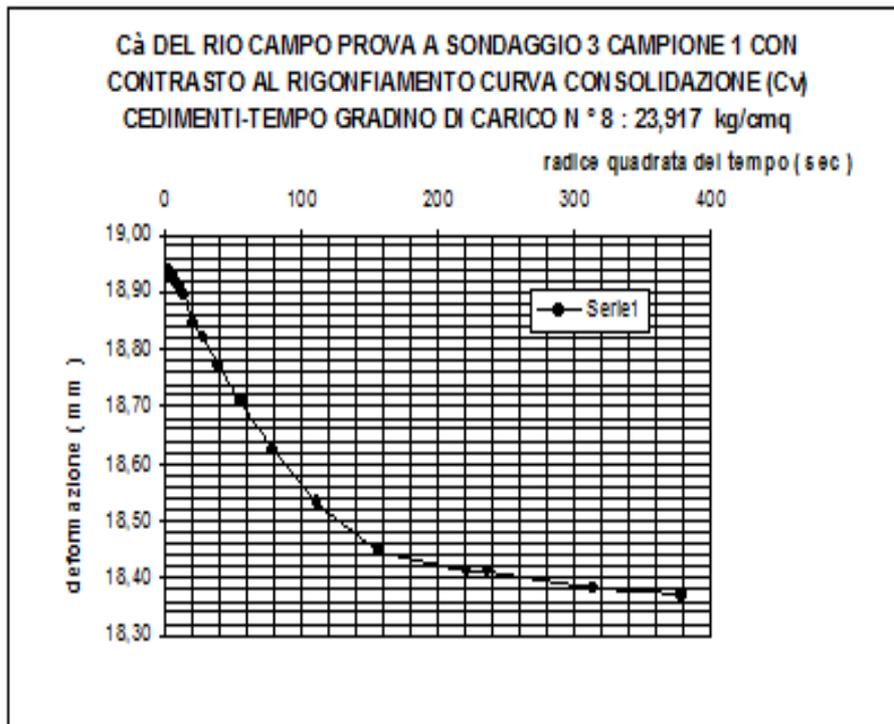
Dove T_v stavolta viene assunto pari a 0,848 e t_{90} è il tempo ottenuto dalla curva sperimentale deformazioni – radice quadrata del tempo in corrispondenza del 90% della consolidazione.

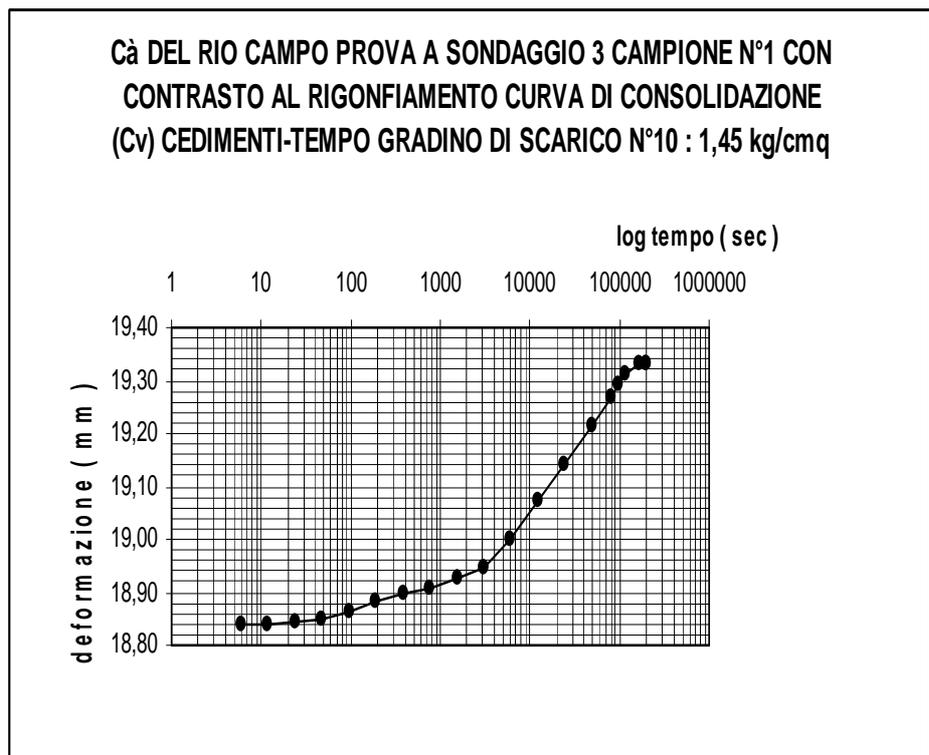
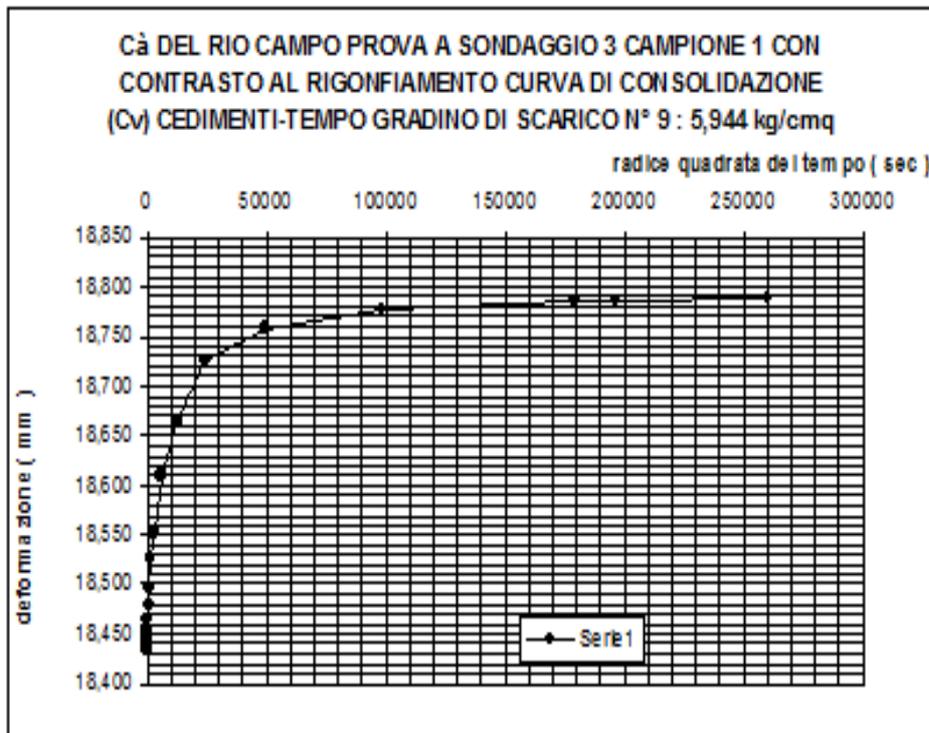
Di seguito dunque sono riportate a titolo di esempio i grafici in funzione del logaritmo e della radice quadrata del tempo per i quali è stato determinato il valore di C_v .

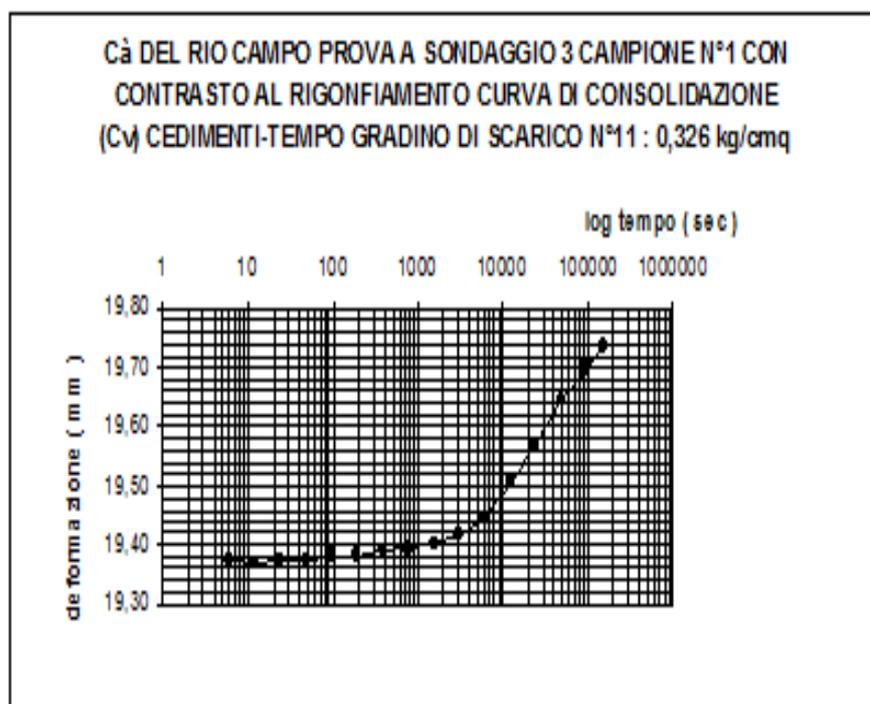
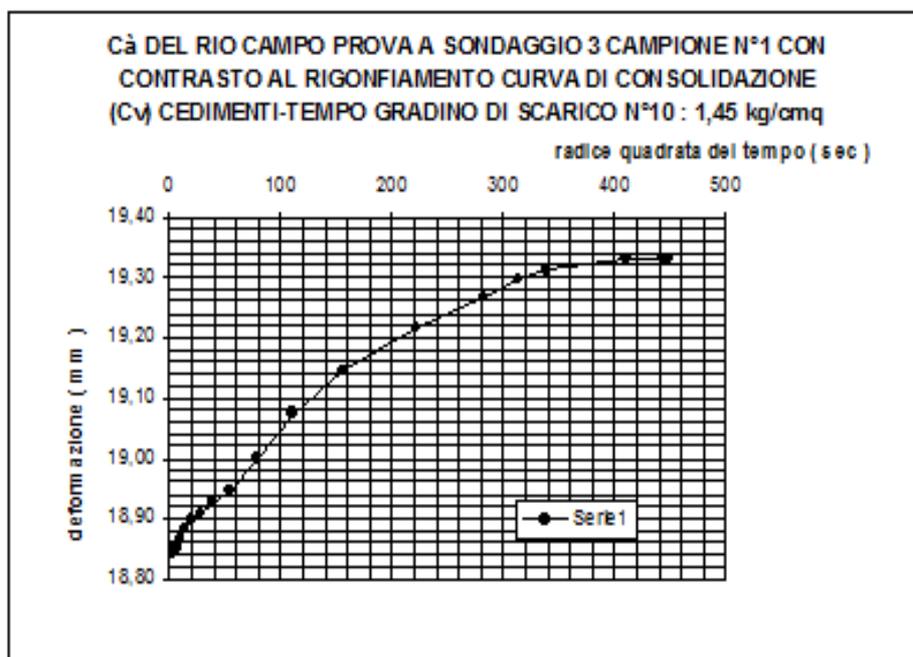


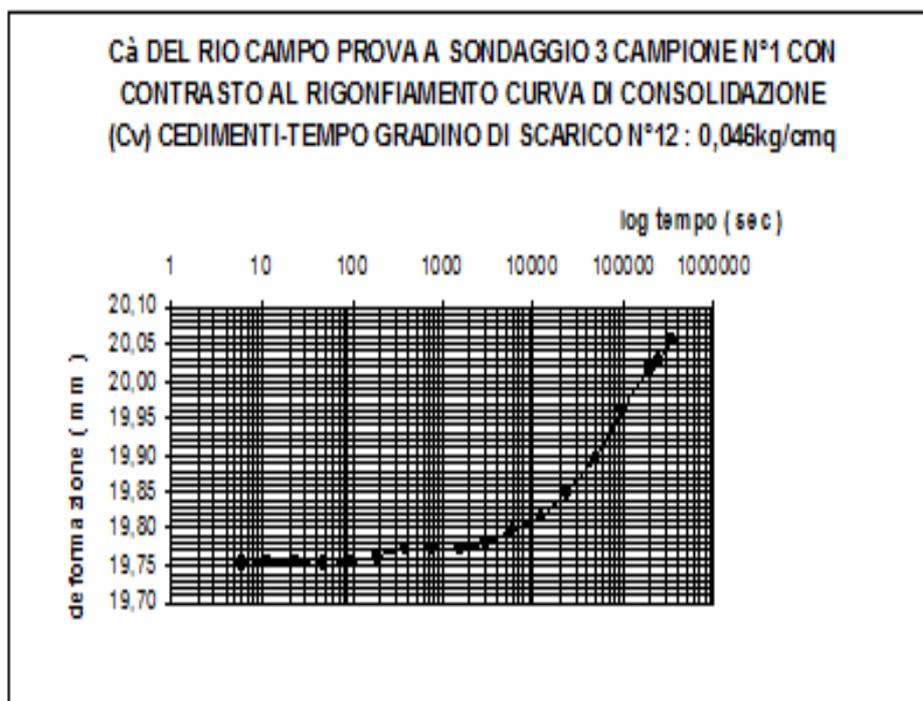
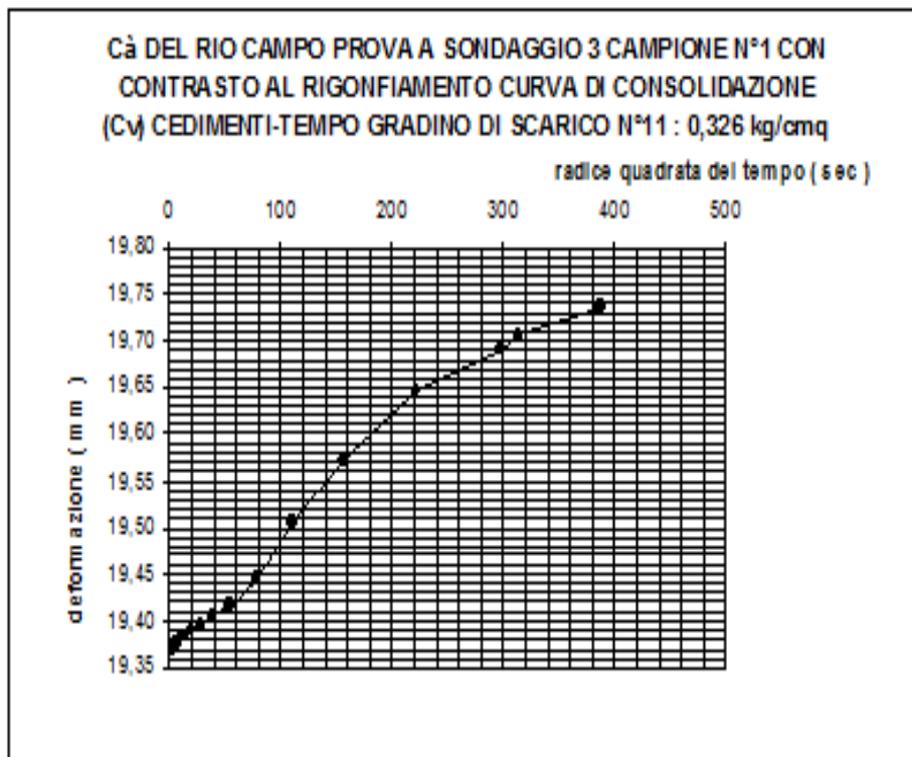


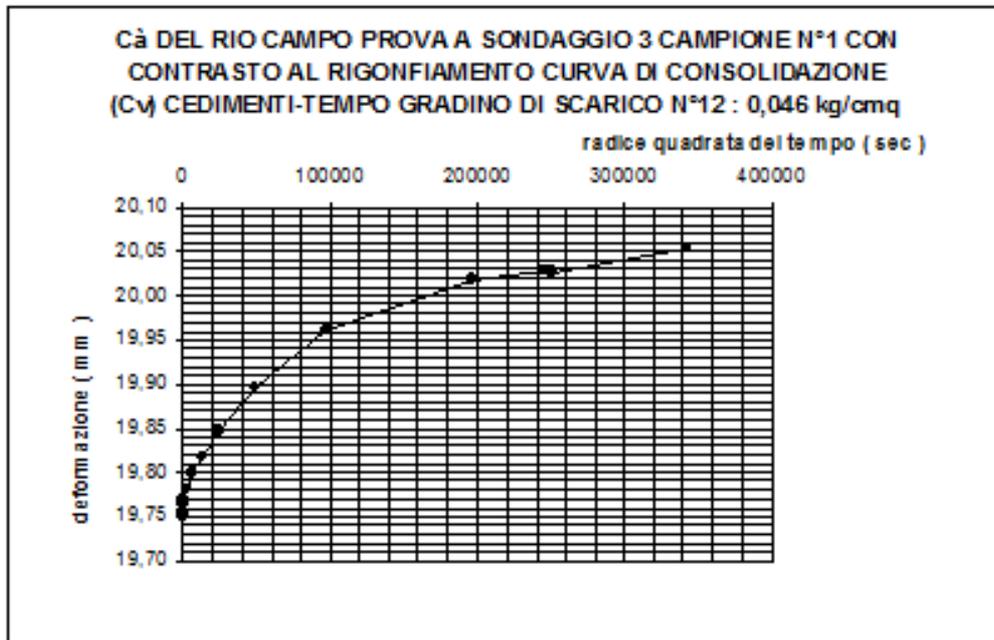






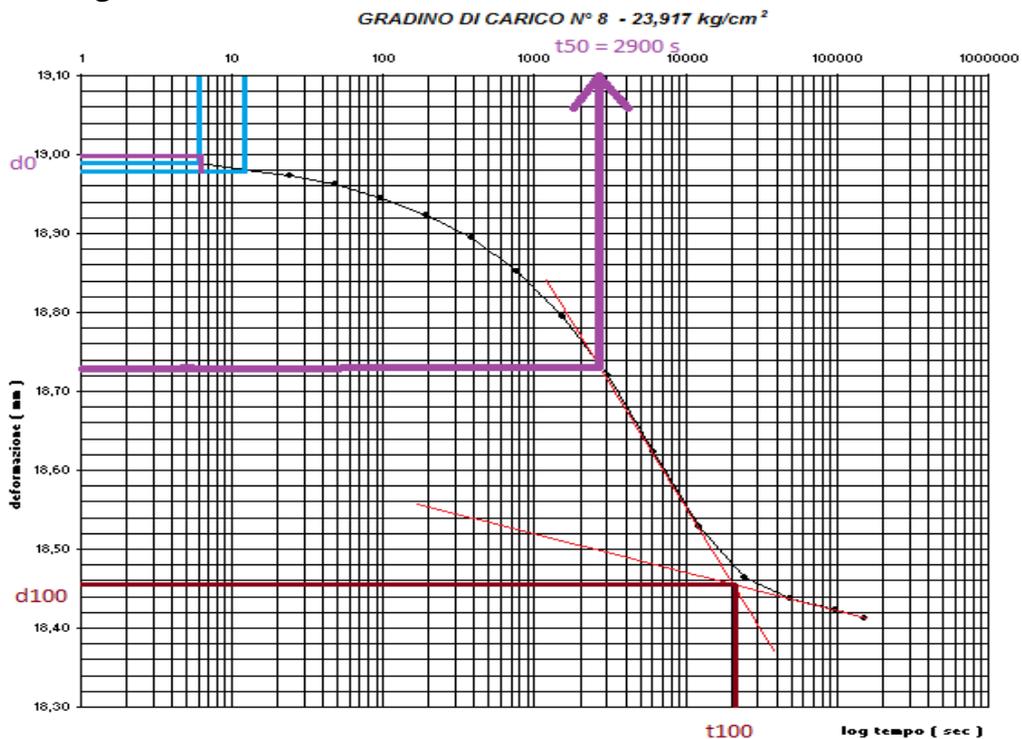




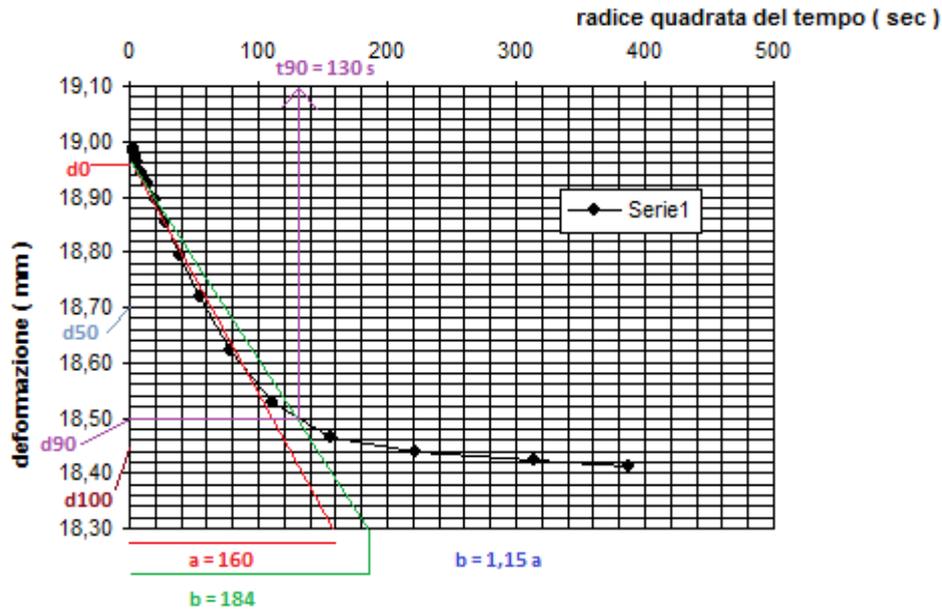


A titolo di esempio riporto alcune costruzioni grafiche secondo i metodi di Casagrande e Taylor per la valutazione dei coefficienti di consolidazione primaria.

Metodo di Casagrande : Sondaggio 3 Campione 1 con rigonfiamento libero gradino di carico N°8



Metodo di Taylor : Sondaggio 3 Campione 1 con rigonfiamento libero gradino di carico N°8



Quindi il diagramma cedimenti-tempo viene costruito sulla base dei dati derivanti da un singolo ciclo di carico o scarico edometrico.

Il metodo di Taylor viene utilizzato in alternativa al metodo di Casagrande nel caso di curva sperimentali di difficile interpretazione.

Il valore del cedimento iniziale d_0 viene ricavato prolungando la prima retta (interpolatrice del tratto rettilineo) con l'asse delle ordinate.

Il metodo di Taylor fornisce vari di C_v , e conseguentemente valori di K (coefficiente di permeabilità) più alti rispetto al metodo di Taylor.

Il metodo di Casagrande in genere è più raffinato per terreni a grana fine e in particolar modo per le argille.

3.9.2 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI EDOMETRICI : m_v , a_v , M , K

Chiariti i calcoli per la determinazione del coefficiente di consolidazione primaria C_v si è passato a definire la metodologia per il calcolo di altri parametri derivanti dalla prova edometrica e applicabili a strutture di fondazioni quali :

Coefficiente di permeabilità K :

$$K = C_v * \gamma_w * m_v$$

dove :

$$C_v = \text{Coefficiente di consolidazione primaria} \left[\frac{cm^2}{sec} \right]$$

$$m_v = \text{Coefficiente di compressibilità} \left[\frac{cm^2}{kg} \right]$$

$$\gamma_w = \text{Densità dell'acqua} \left[\frac{kg}{cm^3} \right]$$

Coefficiente di compressibilità m_v :

$$m_v = \frac{\delta \varepsilon_v}{\delta \sigma'_v}$$

dove :

$\delta \varepsilon_v$ = Variazione di deformazione verticale del campione tra due gradini di carico o scarico successivi

$\delta \sigma'_v$ = Incremento o decremento di carico verticale tra due gradini di carico o scarico successivi $\left[\frac{kg}{cm^2} \right]$

Indice di compressibilità a_v :

$$a_v = m_v * (1 + e_0)$$

dove :

e_0 = indice dei vuoti iniziale

$$\text{Modulo edometrico } M = \frac{1}{m_v} \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

ESPRESSIONE RISULTATI PROVE EDOMETRICHE

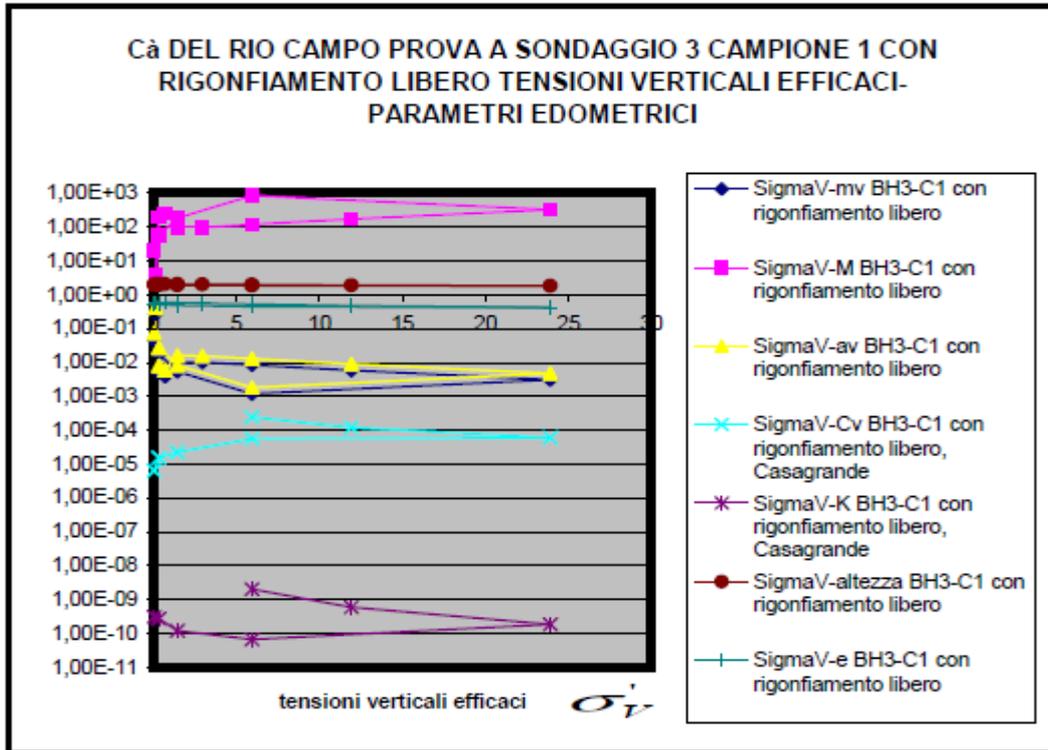
Inserendo i dati (in fogli di calcolo Excel) provenienti dalle letture delle prove edometriche di tutti i campioni appartenenti al campo prova A del sondaggio 3 prelevati a diversa profondità è stato possibile ottenere, per quasi tutti i gradini di carico e scarico, i parametri edometrici e costruire diversi grafici sul comportamento di questi e di conseguenza desumere il comportamento meccanico e anche idraulico di questi campioni a grana fine.

È stato possibile effettuare un confronto tra i due metodi grafici di Taylor e Casagrande e tra le due metodologie di prova (con contrasto a rigonfiamento e a rigonfiamento libero).

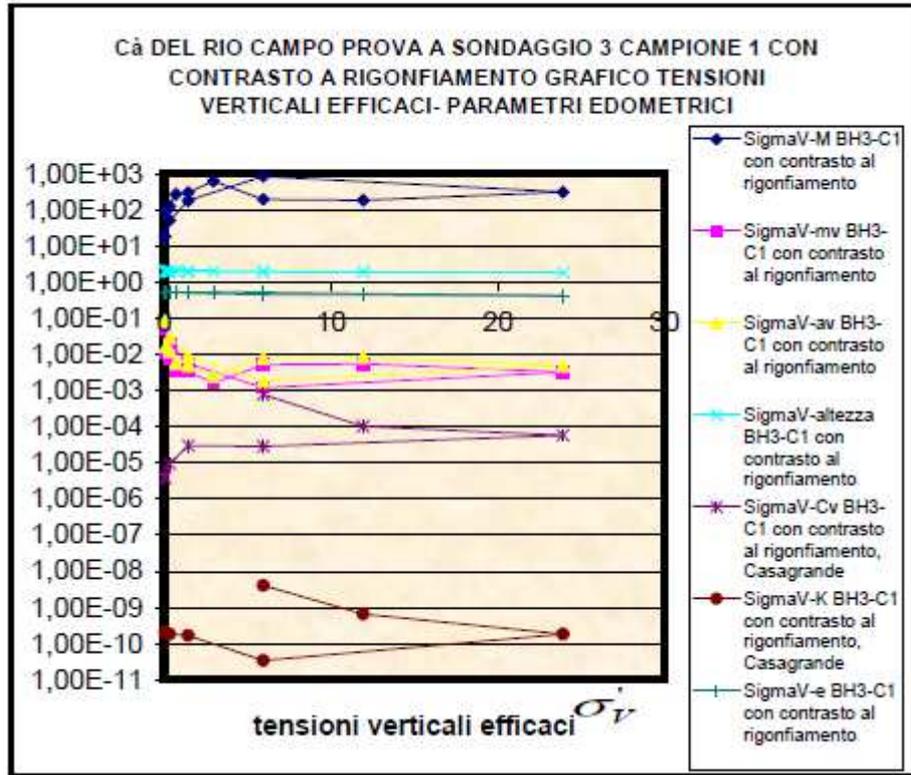
Inoltre, sono state eseguite correlazioni in funzione della profondità per vedere come variassero i parametri edometrici di ogni campione a quota differente.

Campione BH3-C1 con rigonfiamento libero (m 1,65-1,70)							
Campo A							
gradini	h.provino	SigmaV	mv	M	av	Cv	K
1	2,078	0,139	2,70E-01	3,704	4,16E-01	n.d.	n.d.
2	2,078	0,326	5,15E-03	194,288	7,94E-03	n.d.	n.d.
3	2,073	0,700	3,87E-03	258,465	5,97E-03	n.d.	n.d.
4	2,057	1,450	1,04E-02	96,423	1,60E-02	n.d.	n.d.
5	2,026	2,948	1,02E-02	97,905	1,57E-02	n.d.	n.d.
6	1,976	5,944	8,45E-03	118,399	1,30E-02	2,44E-04	2,06E-09
7	1,910	11,935	5,81E-03	172,028	8,96E-03	1,20E-04	5,92E-10
8	1,840	23,917	3,10E-03	322,581	4,78E-03	5,96E-05	1,85E-10
9	1,880	5,944	1,18E-03	846,024	1,82E-03	5,69E-05	6,73E-11
10	1,927	1,450	5,43E-03	184,264	8,37E-03	2,23E-05	1,21E-10
11	1,966	0,326	1,76E-02	56,660	2,72E-02	1,55E-05	2,74E-10
12	1,993	0,046	4,84E-02	20,668	7,46E-02	6,40E-06	3,10E-10

n.d. = non determinabile graficamente

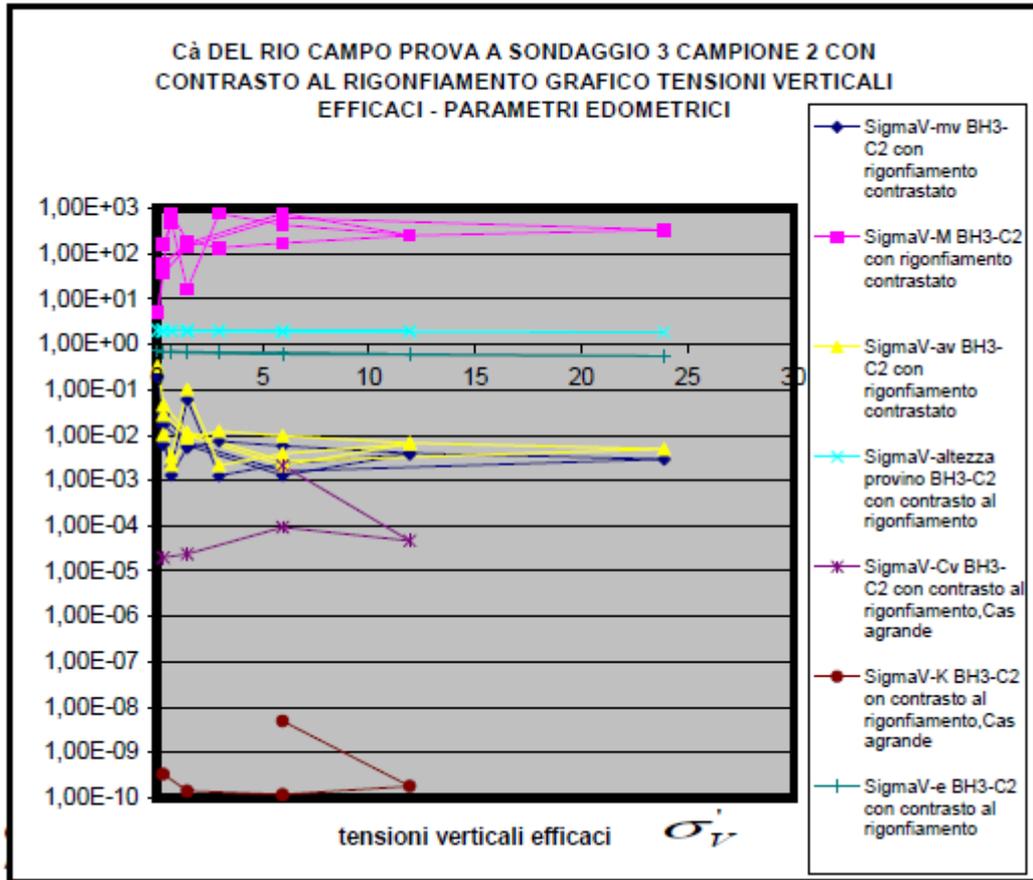


Campione BH3-C1 con contrasto al rigonfiamento (m 1,70-1,75)							
Campo A							
gradini	h.provino	SigmaV	mv	M	av	Cv	K
1	1,997	0,139	1,08E-02	92,52	1,67E-02	n.d.	n.d.
2	2,000	0,326	8,02E-03	124,67	1,24E-02	n.d.	n.d.
3	2,003	0,7	3,74E-03	267,52	5,77E-03	n.d.	n.d.
4	2,008	1,45	3,32E-03	301,20	5,12E-03	n.d.	n.d.
5	2,003	2,948	1,60E-03	625,00	2,47E-03	n.d.	n.d.
6	1,972	5,944	5,21E-03	191,84	8,04E-03	7,74E-04	4,04E-09
7	1,910	11,935	5,45E-03	183,36	8,42E-03	1,02E-04	6,54E-10
8	1,839	23,917	3,21E-03	311,24	4,96E-03	5,74E-05	1,84E-10
9	1,880	5,944	1,20E-03	834,03	1,85E-03	2,84E-05	3,4E-11
10	1,928	1,45	5,60E-03	178,64	8,64E-03	2,99E-05	1,67E-10
11	1,976	0,326	1,96E-02	51,04	3,02E-02	9,41E-06	1,84E-10
12	2,006	0,046	5,43E-02	18,42	8,38E-02	3,90E-06	2,12E-10

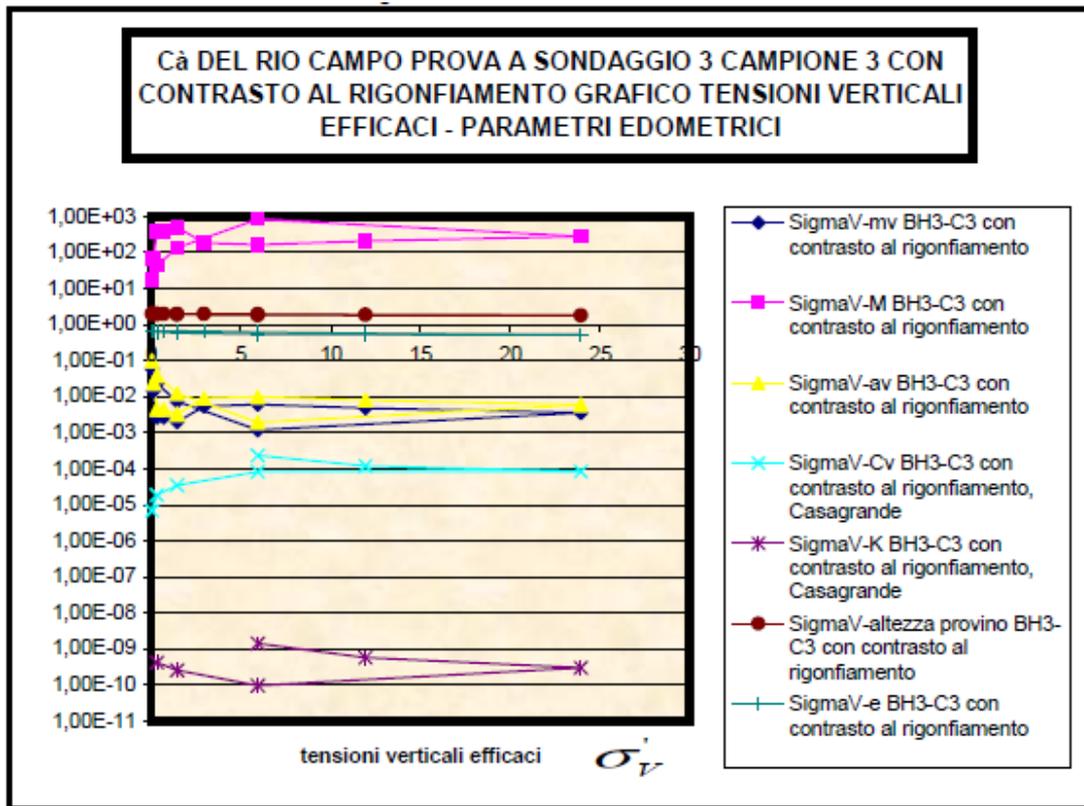


Campione BH3-C2 con rigonfiamento contrastato (m 3,15-3,20) Campo A							
gradini	h.provino	SigmaV	mv	M	av	Cv	K
1	1,996	0,326	6,15E-03	162,68	1,03E-02	n.d.	n.d.
2	1,995	0,7	2,01E-03	497,27	3,37E-03	n.d.	n.d.
3	1,989	1,45	6,10E-02	16,39	1,02E-01	n.d.	n.d.
4	1,985	2,948	1,28E-03	782,47	2,14E-03	n.d.	n.d.
5	1,972	5,944	2,32E-03	431,22	3,88E-03	2,14E-03	4,95E-09
6	1,973	11,935	3,86E-03	259,40	6,45E-03	4,67E-05	1,8E-10
7	1,942	5,944	1,29E-03	775,80	2,16E-03	9,21E-05	1,19E-10
8	1,995	1,45	5,91E-03	169,15	9,90E-03	2,39E-05	1,41E-10
9	2,033	0,326	1,66E-02	60,13	2,78E-02	1,99E-05	3,31E-10
10	2,032	0,7	1,32E-03	759,88	2,20E-03	s.c.	s.c.
11	2,024	1,45	5,27E-03	189,75	8,82E-03	s.c.	s.c.
12	2,002	2,948	7,34E-03	136,31	1,23E-02	s.c.	s.c.
13	1,968	5,944	5,78E-03	173,13	9,67E-03	s.c.	s.c.
14	1,922	11,935	4,00E-03	250,31	6,69E-03	s.c.	s.c.
15	1,856	23,917	2,97E-03	336,93	4,97E-03	s.c.	s.c.
16	1,911	5,944	1,60E-03	624,61	2,68E-03	s.c.	s.c.
17	1,973	1,45	6,99E-03	143,02	1,17E-02	s.c.	s.c.
18	1,984	0,326	2,74E-02	36,46	4,59E-02	s.c.	s.c.
19	2,043	0,046	1,96E-01	5,11	3,28E-01	s.c.	s.c.

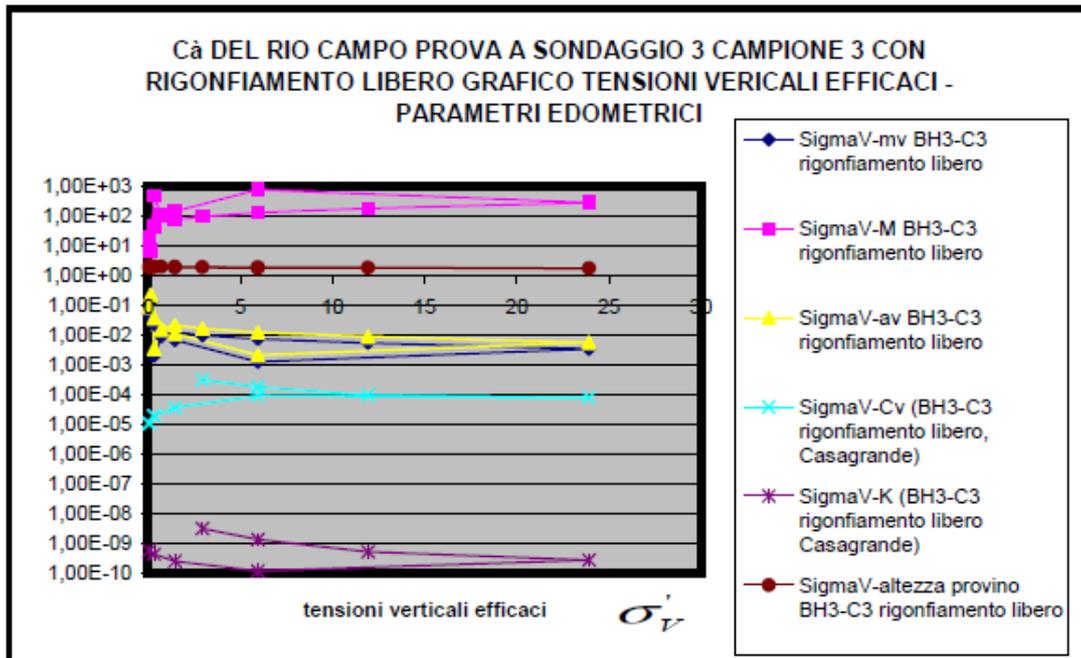
s.c = saltata corrente



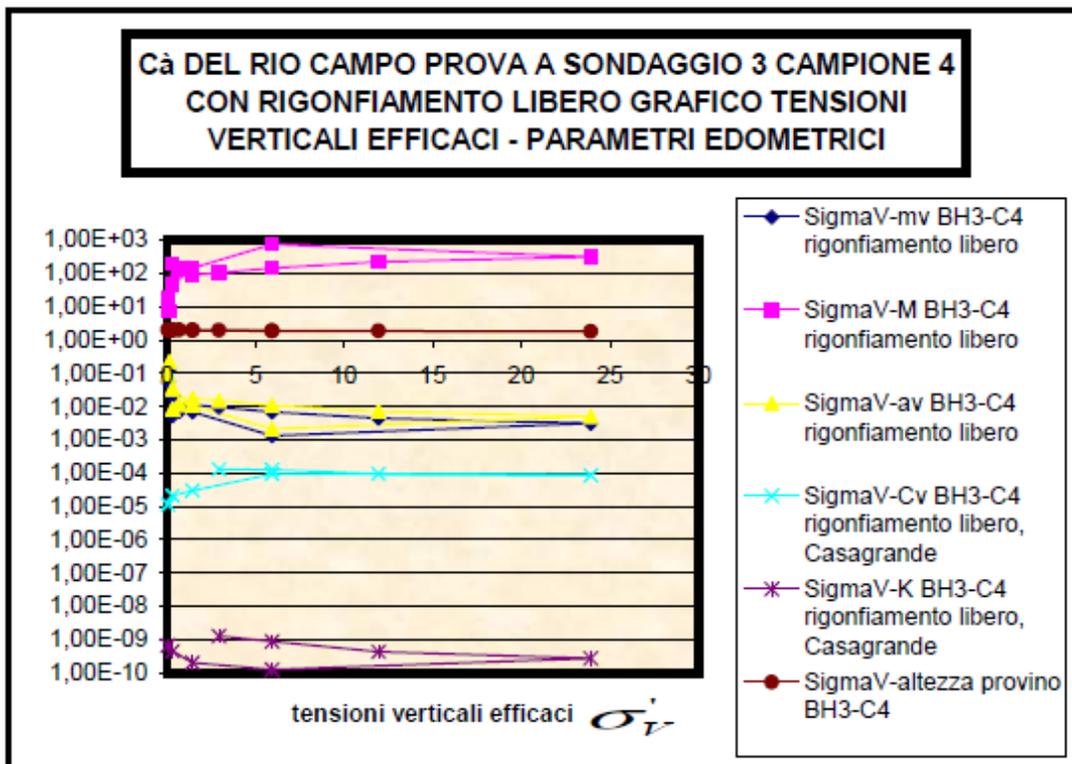
Campione BH3-C3 con contrasto al rigonfiamento (m 4,75-4,80) Campo A								
gradini	h.provino	SigmaV	mv	M	av	Cv	K	
1	1,996	0,139	1,44E-02	69,36	2,40E-02	n.d.	n.d.	
2	1,997	0,326	2,68E-03	373,41	4,45E-03	n.d.	n.d.	
3	1,999	0,7	2,68E-03	373,83	4,45E-03	n.d.	n.d.	
4	1,996	1,45	2,00E-03	499,00	3,33E-03	n.d.	n.d.	
5	1,980	2,948	5,39E-03	185,39	8,96E-03	n.d.	n.d.	
6	1,945	5,944	6,04E-03	165,54	1,00E-02	2,37E-04	1,43E-09	
7	1,891	11,935	4,79E-03	208,59	7,97E-03	1,20E-04	5,75E-10	
8	1,813	23,917	3,57E-03	280,27	5,93E-03	8,46E-05	3,02E-10	
9	1,853	5,944	1,19E-03	843,17	1,97E-03	8,28E-05	9,82E-11	
10	1,916	1,45	7,38E-03	135,59	1,23E-02	3,50E-05	2,58E-10	
11	1,967	0,326	2,31E-02	43,35	3,83E-02	1,85E-05	4,27E-10	
12	2,000	0,046	5,89E-02	16,97	9,79E-02	6,91E-06	4,07E-10	



Campione BH3-C3 con rigonfiamento libero								(m 4,80-4,85)
Campo A								
gradini	h.provino	SigmaV	mv	M	av	Cv	K	
1	2,040	0,139	1,40E-01	7,12	2,34E-01	n.d.	n.d.	
2	2,039	0,326	2,10E-03	476,64	3,50E-03	n.d.	n.d.	
3	2,032	0,7	9,21E-03	108,57	1,54E-02	n.d.	n.d.	
4	2,012	1,45	1,33E-02	75,45	2,21E-02	n.d.	n.d.	
5	1,982	2,948	1,01E-02	98,97	1,69E-02	3,26E-04	3,29E-09	
6	1,938	5,944	7,58E-03	131,96	1,26E-02	1,89E-04	1,43E-09	
7	1,876	11,935	5,52E-03	181,29	9,20E-03	9,97E-05	5,5E-10	
8	1,800	23,917	3,52E-03	283,77	5,88E-03	8,28E-05	2,92E-10	
9	1,843	5,944	1,30E-03	770,42	2,17E-03	9,64E-05	1,25E-10	
10	1,902	1,45	6,90E-03	144,86	1,15E-02	3,84E-05	2,65E-10	
11	1,952	0,326	2,28E-02	43,88	3,80E-02	2,03E-05	4,62E-10	
12	1,982	0,046	5,41E-02	18,50	9,02E-02	1,12E-05	6,05E-10	



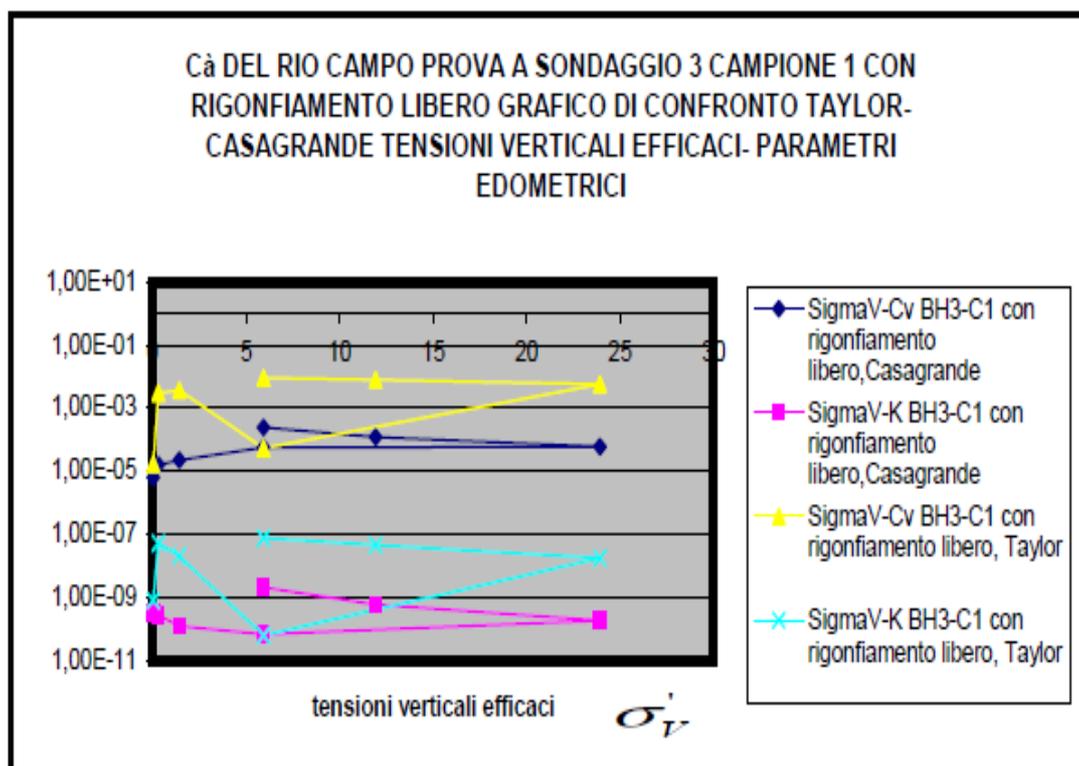
Campione BH3-C4 con rigonfiamento libero (m 6,09-6,13)							
Campo A							
gradini	h.provino	SigmaV	mv	M	av	Cv	K
1	2,039	0,139	1,38E-01	7,27	2,20E-01	2,86E-05	3,935E-09
2	2,037	0,326	5,25E-03	190,48	8,39E-03	n.d.	n.d.
3	2,0315	0,7	7,24E-03	138,14	1,16E-02	3,40E-04	2,461E-09
4	2,0145	1,45	1,13E-02	88,87	1,80E-02	n.d.	n.d.
5	1,986	2,948	9,58E-03	104,38	1,53E-02	1,31E-04	1,258E-09
6	1,946	5,944	6,86E-03	145,75	1,10E-02	1,27E-04	8,707E-10
7	1,895	11,935	4,49E-03	222,62	7,18E-03	9,57E-05	4,297E-10
8	1,8258	23,917	3,16E-03	316,16	5,05E-03	8,54E-05	2,7E-10
9	1,8705	5,944	1,33E-03	751,88	2,13E-03	9,36E-05	1,245E-10
10	1,9297	1,45	6,83E-03	146,48	1,09E-02	2,96E-05	2,021E-10
11	1,977	0,326	2,13E-02	46,98	3,40E-02	2,09E-05	4,44E-10
12	2,009	0,046	5,69E-02	17,58	9,09E-02	1,15E-05	6,531E-10



Il confronto fra i due metodi grafici ha portato a dire che quello di Casagrande per i quali otteniamo valori di C_v e di K di circa un ordine di grandezza più piccolo (a parità di gradino di carico o scarico) riflette meglio la realtà fisica del problema per quanto riguarda la permeabilità. In altri termini caricando il provino si abbatte l'indice dei vuoti, l'acqua incontra più difficoltà a fluire nei pori del terreno per cui la permeabilità che ha dimensioni di una velocità si abbatte. Allo scarico la permeabilità aumenta leggermente in entrambi i metodi ma non recupera il valore iniziale in virtù della natura del terreno non elastica, bensì plastica.

Sondaggio 3 Campione 1 con rigonfiamento libero (m 1,65 -1,70)

gradini	SigmaV	Cv (Cas.)	K (Cas.)	Cv (Taylor)	K (Taylor)
1	0,139	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
2	0,326	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
3	0,7	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
4	1,45	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
5	2,948	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
6	5,944	2,44E-04	2,06E-09	9,02E-03	7,62E-08
7	11,935	1,20E-04	5,92E-10	7,92E-03	4,61E-08
8	23,917	5,96E-05	1,85E-10	5,71E-03	1,77E-08
9	5,944	5,69E-05	6,73E-11	5,27E-05	6,23E-11
10	1,45	2,23E-05	1,21E-10	3,67E-03	1,99E-08
11	0,326	1,55E-05	2,74E-10	2,98E-03	5,25E-08
12	0,046	6,40E-06	3,1E-10	1,66E-05	8,03E-10

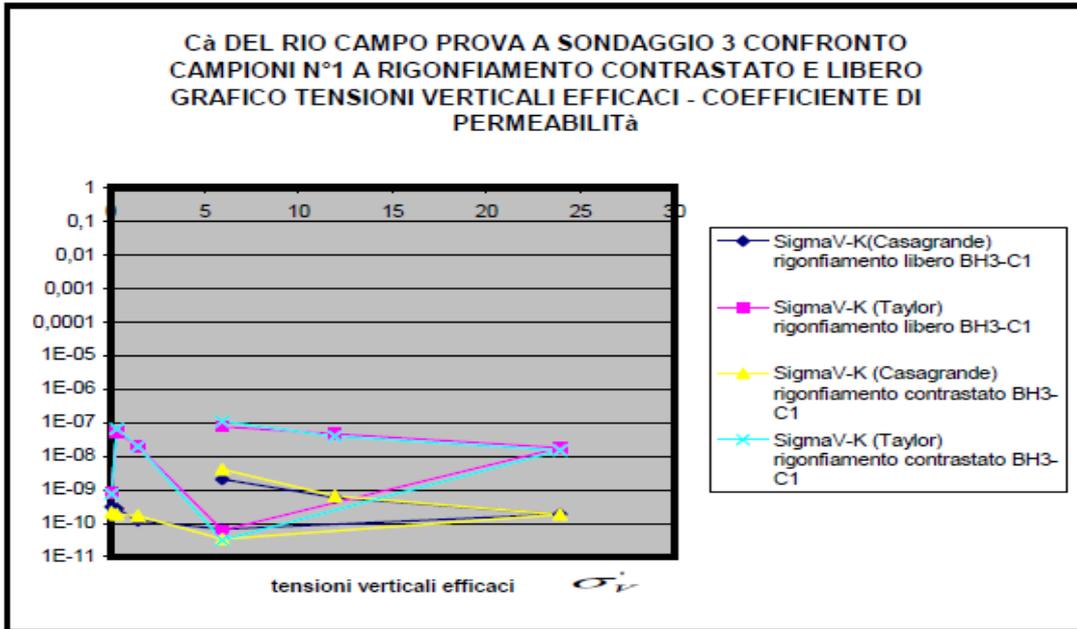


Si è proceduto inoltre a fare un confronto anche fra le due modalità di prove di prove, a rigonfiamento libero e a contrasto a parità di provini appartenenti allo stesso range di profondità. Si è constatato che a parità di gradini di carico e scarico e a parità di metodo utilizzato (Casagrande o Taylor) le permeabilità del BH3-C1 con rigonfiamento libero e contrastato risultano pressoché uguali.

La leggera differenza potrebbe essere dovuta al fatto che il provino utilizzato per il BH3-C1 a rigonfiamento libero era a profondità di m 1,65-1,70, quello utilizzato per il rigonfiamento contrastato si trovava a profondità di m 1,70-1,75.

Ragionamenti analoghi per il BH3-C3 a rigonfiamento libero e contrastato.

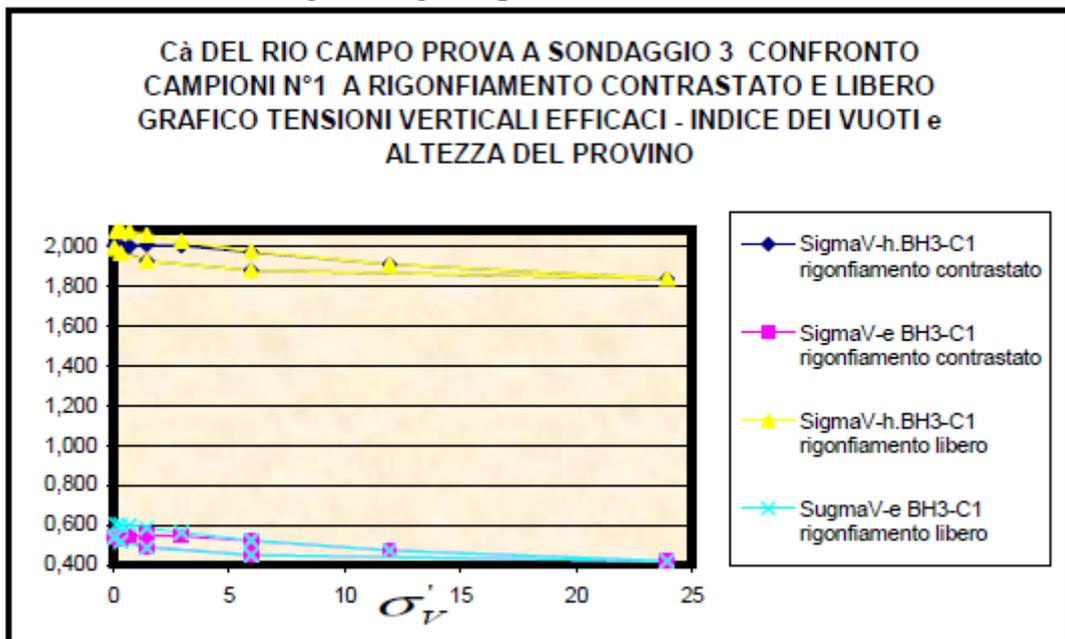
CONFRONTO BH3-C1 A RIGONFIAMENTO LIBERO E CONTRASTATO						
gradini	SigmaV	K (Cas.)r.l	K(Tayl)r.l	K(Cas.)r.c	K(Tayl)r.c	
1	0,139	n.d	n.d	n.d	n.d	
2	0,326	n.d	n.d	n.d	n.d	
3	0,7	n.d	n.d	n.d	n.d	
4	1,45	n.d	n.d	n.d	n.d	
5	2,948	n.d	n.d	n.d	n.d	
6	5,944	2,06E-09	7,62E-08	4,04E-09	1,09E-07	
7	11,935	5,92E-10	4,61E-08	6,54E-10	3,91E-08	
8	23,917	1,85E-10	1,77E-08	1,84E-10	1,5E-08	
9	5,944	6,73E-11	6,23E-11	3,4E-11	3,15E-11	
10	1,45	1,21E-10	1,99E-08	1,67E-10	1,96E-08	
11	0,326	2,74E-10	5,25E-08	1,84E-10	6,6E-08	
12	0,046	3,1E-10	8,03E-10	2,12E-10	7,55E-10	



Altro possibile confronto fra le due modalità di prove è quello che riguarda la variazione dell'indice dei vuoti e dell'altezza del provino durante la prova edometrica.

Nella prova a rigonfiamento libero si permette il rigonfiamento per cui l'altezza del provino è superiore nei primi gradini di carico rispetto alla modalità di prova con rigonfiamento contrastato ; come si può vedere dal grafico sottostante all'8° gradino di carico le altezze dei 2 provini vengono pressoché a coincidere tanto che le due curve vengono a sovrapporsi.

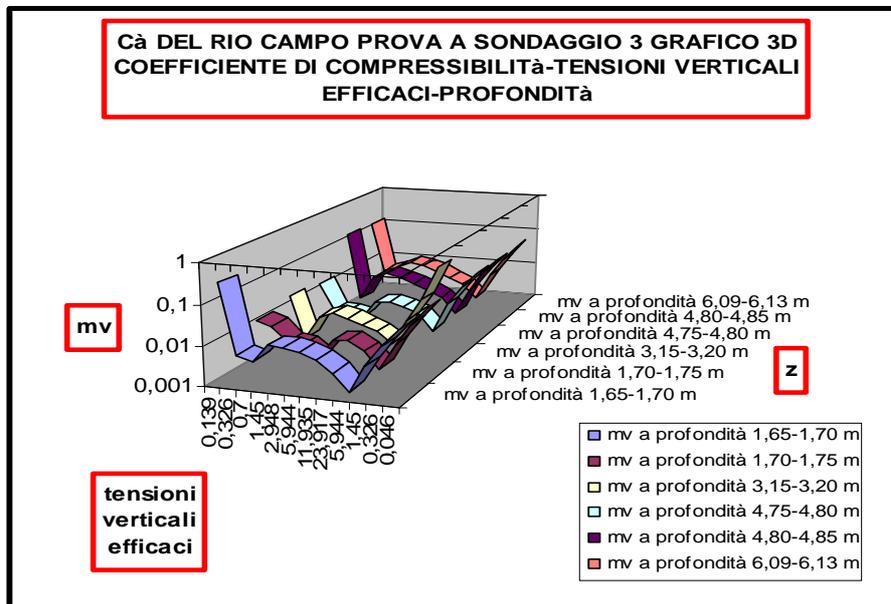
Considerazioni analoghe valgono per l'evolversi dell'indice dei vuoti.



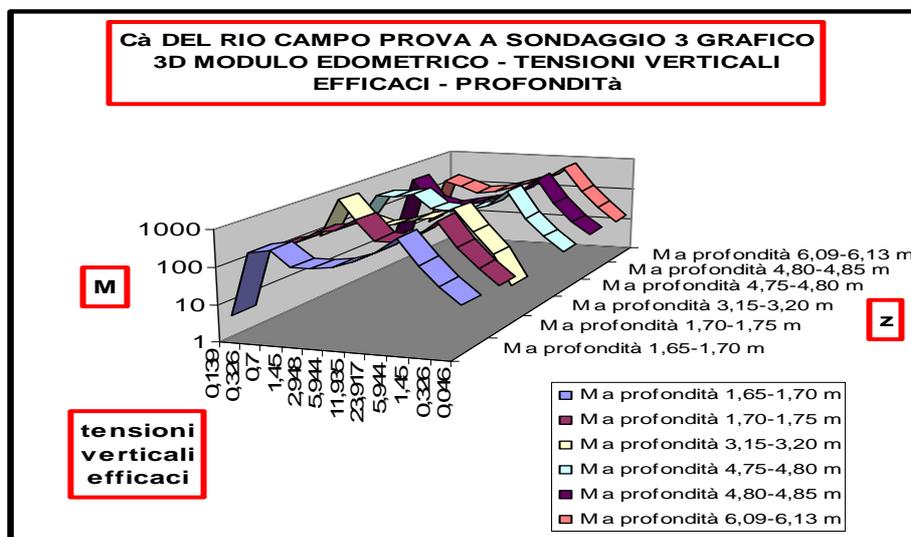
3.9.3 CORRELAZIONE TRA PARAMETRI EDOMETRICI E TENSIONI VERTICALI EFFICACI IN FUNZIONE DEI LIVELLI DI PROFONDITÀ

Come anticipato prima si è cercata anche una correlazione tra i parametri edometrici e la profondità. Grazie a tutti i dati che ho estrapolato ciò è stato possibile.

Si è scoperto che il valore del coefficiente di compressibilità m_v assume un valore di $10^{-1} \div 10^{-2} \frac{cm^2}{kg}$ nei primi gradini di carico e negli ultimi gradini di scarico e assume un valore dell'ordine di $10^{-3} \frac{cm^2}{kg}$ nei gradini di carico e di scarico centrali.



Le linee 3D nel grafico sopra sono accomunate dal fatto che hanno due “gobbe” di valori minimi ciascuna.

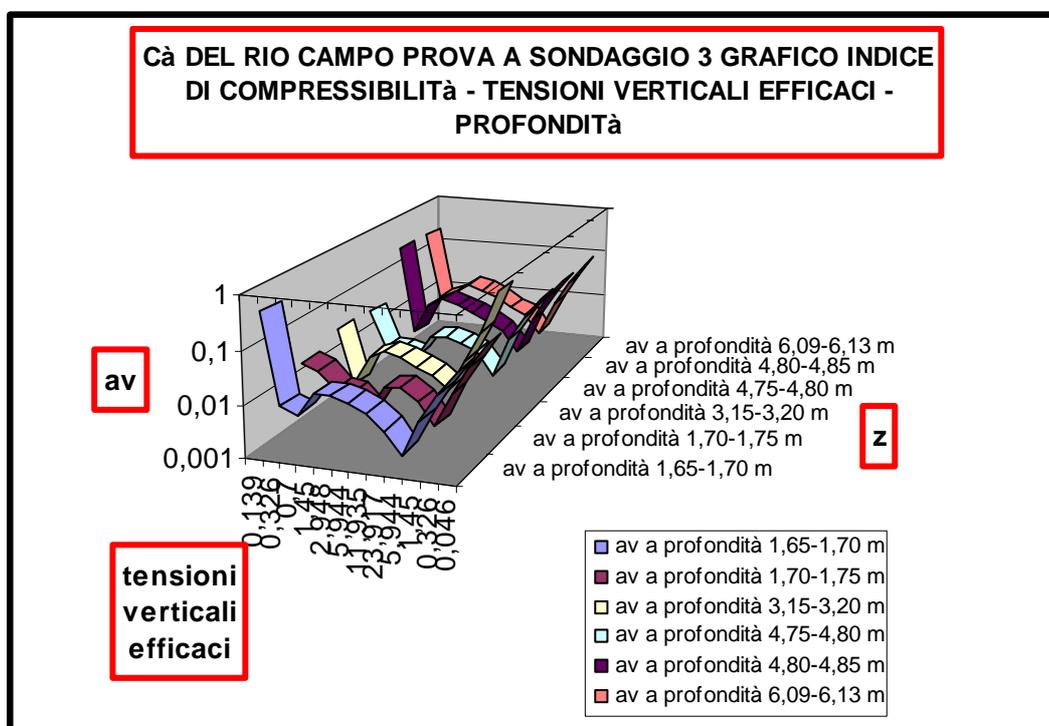


Come si può vedere dal grafico 3D precedente considerando gli stessi gradini di carico e di scarico l'andamento dei moduli edometrici M a diversa profondità è molto simile.

Quindi anche in ragion del fatto che M è l'inverso di m_v anche il comportamento che descrive il modulo edometrico M rimane sostanzialmente costante con la profondità.

Nel grafico si può osservare come, una volta fissate le tensioni verticali efficaci σ'_v e i livelli di profondità z , si vede che il modulo edometrico

varia in un range di $1 \div 10^3 \frac{kg}{cm^2}$ e che le linee 3D sono tutte accomunate dal fatto di avere due "picchi" di valori massimi ciascuna.

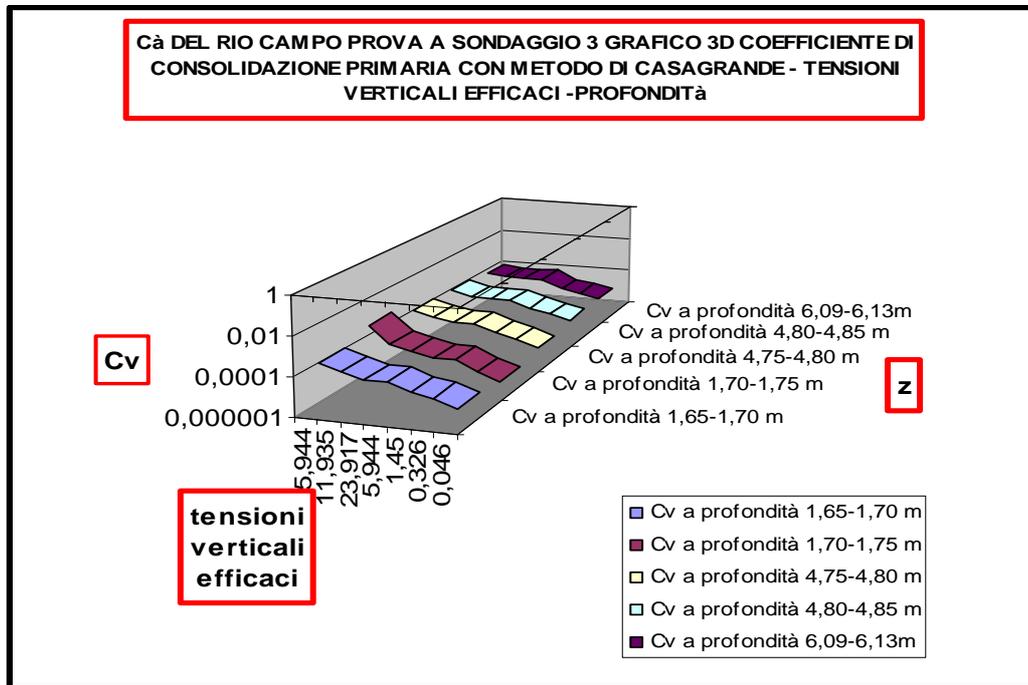


Considerando gli stessi gradini di carico e scarico l'andamento degli a_v a profondità diverse è molto simile; l'ordine di grandezza varia nel range di $1 \div 10^{-3} \frac{cm^2}{kg}$; ne consegue che anche il comportamento delle linee 3D

che descrivono l'indice di compressibilità in funzione delle tensioni verticali efficaci risulta sostanzialmente costante con la profondità.

Le linee 3D sono accomunate dal fatto che hanno due "gobbe" di valori minimi ciascuna. Inoltre è da notare la somiglianza del grafico sopra con quello del coefficiente di compressibilità: ciò è dovuto alla stretta

parentela fra questi due parametri edometrici relazionati fra loro dalla seguente equazione empirica : $a_v = m_v \cdot (1 + e_0)$.



Il coefficiente di consolidazione primaria C_v ottenuto col metodo di Casagrande varia in un range di circa $10^{-4} \div 10^{-5} \frac{cm^2}{sec}$.

Le linee 3D sono accomunate dal fatto che sono tutte in discesa a “scivolo” e questo significa che dopo aver caricato i provini fino a $23,917 kg/cm^2$ e dopo aver eseguito lo scarico fino a $0,046 kg/cm^2$ il coefficiente di consolidazione primaria C_v diminuisce partendo da valori dell’ordine di $10^{-4} cm^2/sec$ fino a scendere su valori dell’ordine di $10^{-5} cm^2/sec$.

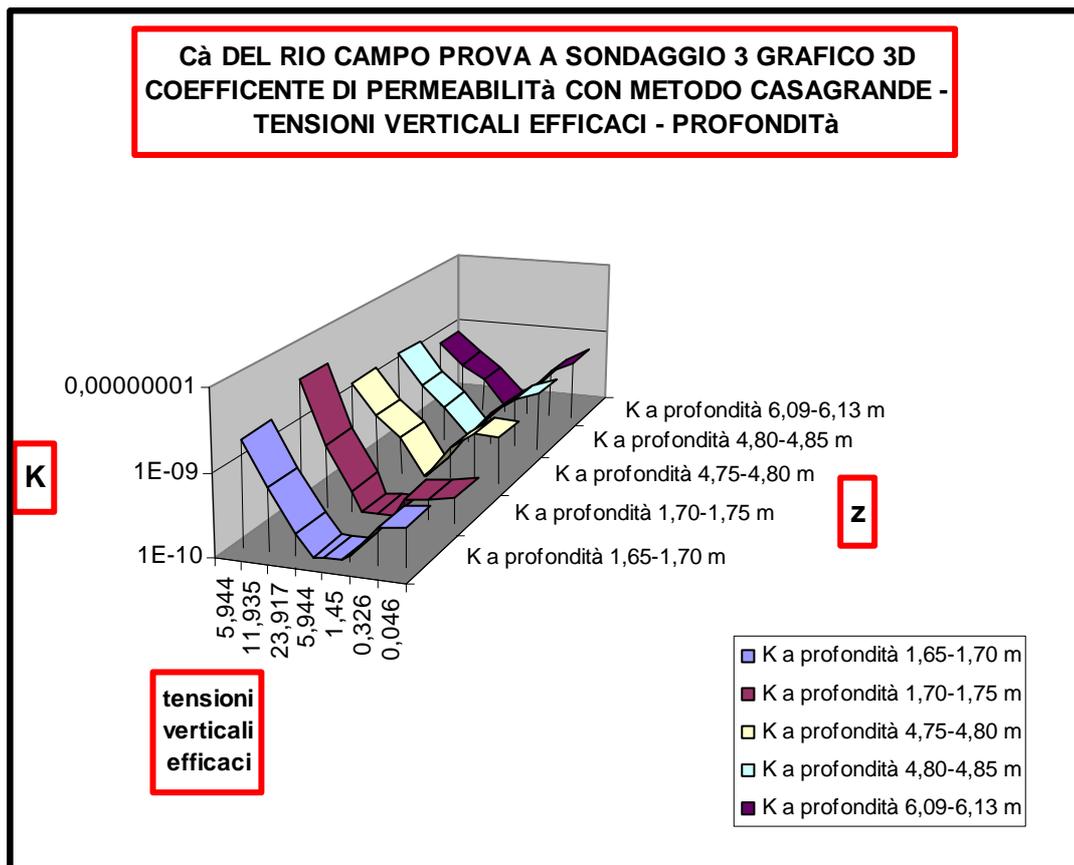
Nel grafico a seguire è mostrato come varia il coefficiente di permeabilità K espresso in cm/sec in funzione dei cicli di carico-scarico ed in funzione della profondità z .

L’ordine di grandezza varia all’incirca nel range di $10^{-9} \div 10^{-10} cm/sec$ e ne consegue che anche il comportamento delle curve che descrivono il coefficiente di permeabilità K in funzione delle tensioni verticali efficaci rimane sostanzialmente costante con la profondità.

La spiegazione fisica è la seguente : aumentando il carico la permeabilità diminuisce perché diminuisce l’indice dei vuoti e l’acqua incontra maggior difficoltà a fluire nei pori del terreno e quindi calando la velocità vi è un abbattimento anche della permeabilità che ha le stesse

dimensioni fisiche. Allo scarico vi è un leggero recupero della permeabilità ma che non raggiunge il suo valore iniziale in virtù del comportamento non elastico del terreno.

L'andamento di queste linee 3D "a scivolo" ricorda l'andamento delle linee 3D dei coefficienti di consolidazione primaria C_v . Questo è dovuto al fatto che il coefficiente di permeabilità K è una combinazione del coefficiente di consolidazione primaria C_v essendo : $K = C_v * \gamma_w * m_v$.



PARTE QUARTA :

DISCUSSIONE DATI E CONSIDERAZIONI

4.1 NATURA E SCOPO DI QUESTA DISSERTAZIONE

Dopo l'accordo sul progetto di tesi col Professore Ingegnere Guido Gottardi, relatore, si è subito passati alla ricerca di campioni di terreni da analizzare. La scelta è caduta su una serie di campioni estratti dal sondaggio tre del campo prova A in località Cà del Rio, ad Ozzano dell'Emilia, in provincia di Bologna.

Sin dal primo giorno di frequentazione del laboratorio di geotecnica, del DICAM, dipartimento di ingegneria civile, ambientale e dei materiali, della facoltà di Ingegneria, dell'Università di Bologna, ho condiviso il luogo di lavoro e svolto le prove geotecniche sotto la supervisione del tecnico Gianfranco Maltoni, sempre pronto e disponibile, nel periodo che va dal 1 settembre al 9 dicembre duemiladodici.

Dal sondaggio numero tre sono stati estratti 4 campioni, tutti, nei giorni a cavallo del ventisette aprile, con campionatore a parete sottile, tipo Shelby.

Resta ora da fare un riassunto del lavoro svolto, quindi delle risultanze sperimentali. Le pagine che seguono hanno appunto questo scopo; seguono quattro sezioni dedicate ciascuna ad un campione e ai risultati da esso ottenuti. A chiudere un breve confronto tra i 4 campioni, in cui si cerca di dare una caratterizzazione di massima dell'intero sondaggio tre del campo prove A.



Sondaggio tre, campo prova A

4.2 CAMPIONE BH3-C1 (PROFONDITÀ 1,5 – 2 m)

All'apertura della fustella contenente il campione BH1, avvenuto nella mattinata del sedici settembre corrente anno, si è presentata una carota di materiale coeso, a prima vista un'argilla debolmente limosa, color marrone moderatamente olivastro, con calcinelli da millimetrici a centimetrici, con residui carboniosi di frustoli vegetali color marrone scuro.

Dopo aver pulito le superfici laterali con l'archetto di ferro si è calcolata la coesione non drenata con il pocket penetrometer. Le determinazioni preliminari con il pocket penetrometer, che non hanno alcun valore quantitativo ma solo qualitativo del comportamento del materiale, hanno mostrato una coesione non drenata, c_u , variabile da 10 a 11 $\frac{kg}{cm^2}$, lungo

tutto lo sviluppo della carota, molto consistente e compatto dunque.

L'analisi granulometrica svolta per vagliatura ha mostrato una percentuale di trattenuto al setaccio 0,075 mm non superiore al 5 %, il materiale era quindi da considerarsi a grana fine.

L'analisi per sedimentazione ha mostrato che il materiale passante al diametro equivalente di 0,002 mm era di circa il 41,50 % per cui è da considerarsi anche presente una certa componente di limo.

La determinazione del contenuto naturale d'acqua in percentuale ha portato ha valori di 18,24% e di 17,77% a due differenti quote.

Il peso di volume umido (o densità umida) ha portato un valore di 2 $\frac{g}{cm^3}$ mentre il peso di volume secco (o densità secca) un valore di

1,71 $\frac{g}{cm^3}$. Il valore del peso specifico dei grani invece è stato mediamente

di 2,77 $\frac{g}{cm^3}$ valore linea con quello ottenuto con gli altri campioni, a confermare l'ipotesi della stessa composizione mineralogica del materiale argilloso sotto esame.

Le prove per determinare i limiti di Atterberg hanno portato a stimare un limite liquido pari a 57,7%, un limite plastico di 19,63% e un indice plastico di 38,07%.

Secondo la carta di plasticità di Casagrande queste determinazioni sono tipiche di un'argilla inorganica ad elevata plasticità. C'è da dire che l'aliquota di campione sottoposta al calcolo dei limiti di Atterberg è una parte del campione BH1 e quindi questo campione nel suo complesso sembrerebbe composto oltre che da argilla anche da una componente non trascurabile di limo.

Le determinazioni di carattere più strettamente chimico hanno rilevato un contenuto organico del campione che si aggira attorno al 3,6 % ed un contenuto di carbonati di calcio del 10,89% .

Dalla prove edometrica sono emersi valori di coefficienti di consolidazione primaria C_v di $10^{-4} \div 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{sec}$ e valori di permeabilità molto piccole dell'ordine del $10^{-10} \text{ cm} / \text{sec}$ tipici di materiale argilloso.

Concludendo : è possibile affermare dai risultati delle prove di laboratorio che il campione BH1 è un'argilla debolmente limosa, molto plastica e consistente e poco organica.



4.3 CAMPIONE BH3-C2 (PROFONDITÀ 3 – 3,5 m)

Il campione numero 2, BH2, è stato il primo aperto dei quattro oggetti di analisi, nella mattinata del ventuno maggio duemiladodici. Avvenuta l'estrazione dalla fustella, con l'apposito macchinario a pistone, si è subito presentato una carota di materiale indisturbato. Di colore giallo oliva intenso con presenza di calcinelli sia di dimensioni pari a 3 cm sia millimetrici sparsi all'interno del campione.



Inoltre ad occhio nudo, si osservava una presenza diffusa su tutto il campione di puntinature nerastre di natura organica.

Le procedure preliminari con il pocket penetrometer hanno stimato un valore di coesione non drenata, c_u , variabile tra 4,4 e 4,7 kg / cm^2 , lungo tutta la lunghezza del campione, abbastanza compatto dunque.

La natura argillosa, quindi l'assoluta prevalenza della componente fine su quella grossolana, nella pezzatura del materiale componente il secondo campione, è stata confermata dall'analisi granulometrica

condotta per via umida secondo le raccomandazioni CNR B.U. N°23 che hanno stimato un passante al setaccio 0,075mm pari al 95,45% e dalla prova per sedimentazione con il metodo dell'aerometro, svolta secondo le raccomandazioni AGI 1994, che hanno rilevato un passante al diametro equivalente di 0,002mm pari al 60%.

A supportare anche la natura strettamente argillosa del campione due sono le determinazioni sui limiti di Atterberg che hanno portato a valori di limite liquido, limite plastico e indice plastico rispettivamente del 79%, del 24% e del 55,4 % ; secondo la classificazione USCS tali valori conducono ad un'argilla inorganica altamente plastico.

Per quanto riguarda la caratterizzazione di tipo fisica si sono determinati i valori del peso specifico reale dei grani, del peso di volume umido, del peso di volume secco e del contenuto naturale d'acqua e si sono trovati valori in linea con quelli degli altri campioni del sondaggio tre e che valgono rispettivamente $G_s_{medio} = 2,756 g / cm^3$, $\gamma = 2,004 g / cm^3$, $\gamma_s = 1,613 g / cm^3$ e di $U(\%) = 24,22\%$ a confermare l'ipotesi di una stessa composizione mineralogica dei campioni analizzati.

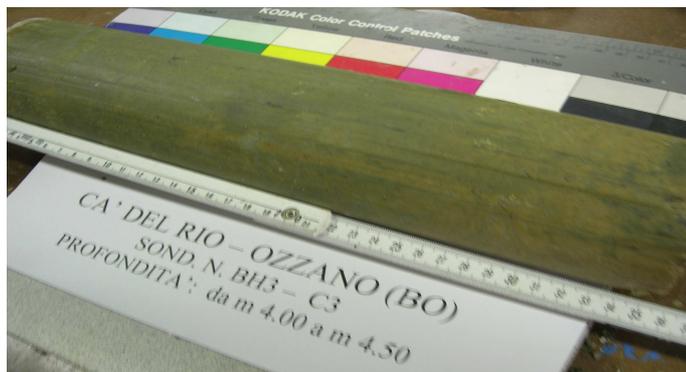
Per quanto riguarda le caratteristiche strettamente chimiche, quali sostanza organica e contenuto dei carbonati di calcio, si aggirano attorno al 4,20% in peso di contenuto organico ed il 11,45% per quanto riguarda i carbonati. I parametri edometrici calcolati, quali m_v , C_v e K , quantificabili in un valore medio dell'ordine di circa rispettivamente di $10^{-3} cm^2 / kg$, di $10^{-5} cm^2 / sec$ e di $10^{-10} cm / sec$ conducono ad un materiale indubbiamente argilloso.

I C_v determinati con le costruzioni di Casagrande e Taylor presentano tra loro una variazione di circa un ordine di grandezza. Con valori assoluti dell'ordine di $10^{-4} \div 10^{-5} cm^2 / sec$ i C_v risultano essere in linea coi valori attesi per un campione argilloso, quale si è dimostrato essere quello in esame.

4.4 CAMPIONE BH3-C3 (PROFONDITÀ 4-4,5 m)

Il campione tre è stato estratto in laboratorio dalla fustella metallica che lo racchiudeva il giorno sedici settembre corrente anno, la sua lunghezza era di trentasei centimetri. Lo stato del campione era indisturbato, come gli altri campioni esaminati. Si è subito passati ad una descrizione litologica preliminare : a prima vista il campione sembrava un'argilla debolmente limosa di colore marrone moderatamente olivastro nella parte alta e di colore marrone leggermente olivastro nella parte bassa.

Il campione presentava inoltre rari calcinelli da millimetrici a centimetrici.



Dopo aver pulito le superfici laterali con l'archetto a filo di ferro si è passati a determinare in maniera qualitativa la coesione non drenata, c_u , con il pocket penetrometer, il quale ha fornito valori variabili tra $4,6 \div 5,2 \text{ kg/cm}^2$ lungo tutta la lunghezza della carota, valori molto simili al campione due, abbastanza consistente quindi.

L'analisi granulometrica per vagliatura ha confermato che il materiale era costituito quasi esclusivamente da materiale a grana fine tanto che al setaccio $0,075 \text{ mm}$ la frazione passante era del 99%.

L'analisi per sedimentazioni ha rilevato inoltre che il materiale passante al diametro equivalente di $0,002 \text{ mm}$ era del 53,32 %.

Si trattava quindi di argilla debolmente limosa. I limiti di Atterberg hanno portato a stimare un valore del limite liquido, del limite plastico e dell'indice plastico rispettivamente del 59,1%, del 20,04% e del 39,06% per cui nella carta di plasticità di Casagrande si trattava di argilla inorganiche a media plasticità.

Le prove fisiche hanno condotto a valori di un contenuto d'acqua nel campione dell'ordine del 22,35%, di un peso specifico medio reale dei grani pari a $G_{s, \text{medio}} = 2,743 \text{ g/cm}^3$, di una densità umida pari a $\gamma = 2,049 \text{ g/cm}^3$, di una densità secca pari a $\gamma_s = 1,675 \text{ g/cm}^3$.

Il contenuto della sostanza organica in percentuale è stata stimata pari a 2,176% e il contenuto dei carbonati di calce pari a 10,02%.

I valori edometrici, meccanici ed idraulici ottenuti dalla prova edometrica non mostrano significative differenze con i campioni esaminati precedentemente. Concludendo il campione tre si può catalogare come argilla mediamente plastica debolmente limosa e inorganico o comunque poco organico.

4.5 CAMPIONE BH3-C4 (PROFONDITÀ 6-6,5 m)

Il campione quattro del sondaggio tre, estratto in laboratorio il sedici settembre corrente anno, appariva a prima vista un'argilla debolmente limosa di colore moderatamente olivastro nella parte alta e di colore leggermente olivastro nella parte bassa.

A differenza degli altri campioni del sondaggio tre non erano presenti calcinelli e il materiale costituente il campione risultava più omogeneo rispetto agli altri provini analizzati.

Le procedure preliminari eseguite con il pocket penetrometer, per calcolare la coesione non drenata, c_u , hanno mostrato una consistenza media del campione: i valori della c_u , in vari punti del provino, variavano in un range compreso tra $4,35 \div 4,8 \text{ kg/cm}^2$.

La certezza che si trattasse esclusivamente di materiale a grana fine è stata confermata dalle analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione: il passante al setaccio $0,075 \text{ mm}$ era del 97,50 %, ed il passante al diametro equivalente $0,002 \text{ mm}$ era del 55,59 %.

Il campione quindi è da collocarsi come argilla debolmente limosa.

A dare supposto alla tesi della natura argillosa del materiale sono stati i limiti di Atterberg calcolati (limite liquido pari al 59,23%, limite plastico pari al 20,37 % e indice plastico pari al 38,86%).

Questi valori secondo la classificazione USCS sono tipici di un'argilla inorganica mediamente plastica.

Il contenuto di acqua presente nel provino si aggirava attorno al 22,66 %, il peso specifico reale dei grani calcolato con il metodo del picnometro forniva un valore di G_s medio pari a $2,717 \text{ g/cm}^3$ ed i valori di densità umida e secca determinati erano rispettivamente di $\gamma = 2,07 \text{ g/cm}^3$ e di $\gamma_s = 1,689 \text{ g/cm}^3$. Per quanto riguarda le analisi chimiche il contenuto di sostanza organica in percentuale stimato era del 2,397 % e quello dei carbonati di calcio del 10,46%. I valori dei parametri edometrici sono analoghi a quelli degli altri campioni prima citati per cui, concludendo anche questo campione ha una natura argillosa, debolmente limosa, mediamente plastico e scarsamente organico.



4.6 CONCLUSIONI SUL SONDAGGIO TRE

Sulla base dei risultati ottenuti e della loro interpretazione siamo ora in grado di trarre alcune conclusioni sul terreno in esame e di avere una visione d'insieme sulle principali caratteristiche geotecniche del sondaggio tre del campo prova A a Cà del Rio, ad Ozzano dell'Emilia. La classificazione dei vari campioni hanno mostrato la presenza di un terreno a grana fine prevalentemente argilloso, con una componente limosa più o meno significativa.

Le prove di caratterizzazione chimica hanno evidenziato l'omogeneità del materiale, che presenta un contenuto di carbonati di calcio e di sostanza organica uniformi per tutti i campioni analizzati.

Tale omogeneità è confermata anche dai dati sul peso specifico reale, sul contenuto d'acqua e sul peso specifico. Anche in queste prove non si registrano differenze significative tra i diversi campioni.

Per quanto riguarda le prove di caratterizzazione meccanica, in questa indagine ci siamo occupati esclusivamente delle prove edometriche, dalle quali abbiamo potuto ricavare un gran numero di informazioni sulla compressibilità del terreno e in generale sul comportamento meccanico del materiale esaminato; sempre tramite le prove edometriche è stato possibile trarre in maniera indiretta anche informazioni sulle caratteristiche idrauliche, ovvero sulla permeabilità di questi provini. Tali dati hanno confermato i risultati delle prove di classificazione, in quanto tutti i principali parametri ricavati rientrano tra i valori tipici delle argille.

In generale quindi possiamo affermare di avere ottenuto risultati omogenei e attendibili, ma soprattutto in accordo con le nostre conoscenze sulla stratigrafia del sito.

Nei pressi dei campi prova ad Ozzano dell'Emilia, si sono svolte e si svolgeranno numerose indagini, che comprendono prove in sito e di laboratorio, ma per caratterizzare un'intera area è necessario soprattutto valutare quanto e in che modo varia la stratigrafia all'interno della zona stessa. L'analisi che ho fatto ci ha consentito la definizione delle principali caratteristiche geotecniche del terreno presso Cà del Rio ad Ozzano dell'Emilia e i risultati ottenuti potranno servire come riferimento e punto di partenza per indagini future.

APPENDICE A

MODULI AGI

Apertura e descrizione visiva dei campioni ASTM 2488-AGI 1977

DESCRIZIONE GEOTECNICA DEL CAMPIONE	
COMMITTENTE: DITTA TREVI	via Dismano 5819 Cesena
PROVENIENZA	
CAMPIONE: OZZANO DELL'EMILIA CAMPO PROVE Cà DEL RIO	
DATI CERTIFICATIVI DEL CAMPIONE	
Contenitore del campione:	fustella metallica
SONDAGGIO: BH3 (CAMPO A)	Dimensioni del contenitore: L=600mm Ø =84 mm
CAMPIONE: C1	Lunghezza del campione: 310 mm
PROFONDITÀ 1,5-2 m (dichiarata)	Forma del campione: indisturbata
Data di estrazione in sito: 27/04/2012	Data di estrazione in laboratorio: 16/09/2012

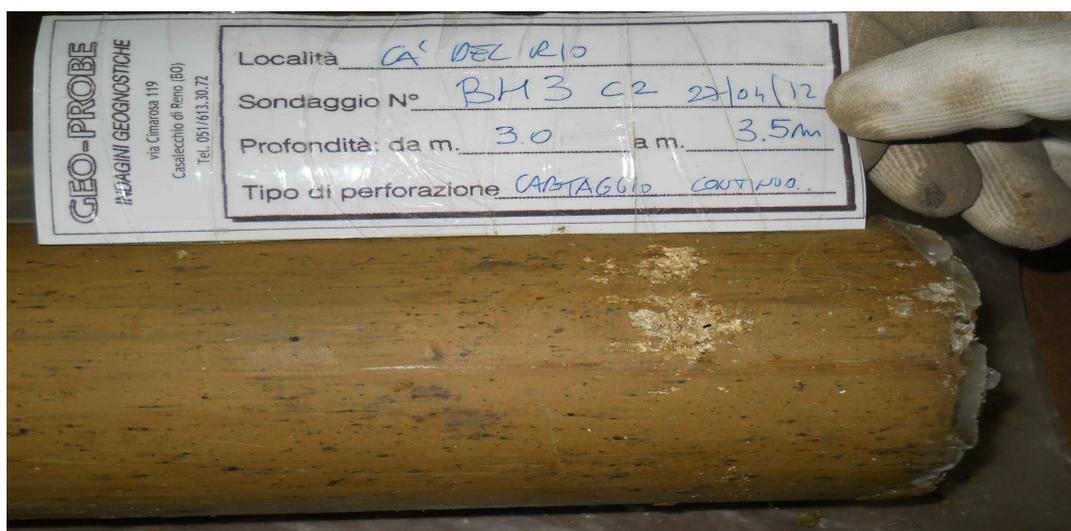
Profondità Campione	P.P (kg/cmq)	T.V (kg/cmq)	PROVE ESEGUITE DI LABORATORIO	DESCRIZIONE LITOLOGICA
1,55 m				
1,60 m		11	P.P. Umidità Limiti LL LP	Argilla debolmente limosa, color marrone moderatamente olivastro, molto consistente con calcinelli da millimetrici a centimetrici, con residui carboniosi di frustoli vegetali color marrone scuro.
1,65 m		non misurate	Densità naturale	
1,70 m			Limite di Ritiro	
1,75 m		11	1 edometria a rigonfiamento libero	
1,8 m			1 edometria con rigonfiamento contrattato.	
1,85 m		10	Permeabilità, Calcimetria	
1,9 m			Sostanza organica	
1,95 m			Analisi granulometrica per vagliatura e per sedimentazione Peso specifico reale	



Apertura e descrizione visiva dei campioni ASTM 2488-AGI 1977

DESCRIZIONE GEOTECNICA DEL CAMPIONE	
COMMITTENTE	Ditta Trevi via Dismano 5819 Cesena
PROVENIENZA	
CAMPIONE: OZZANO DELL'EMILIA CAMPO PROVE Cà DEL RIO	
DATI CERTIFICATIVI DEL CAMPIONE	
Contenitore del campione:	fustella metallica
SONDAGGIO: BH3 (CAMPO A)	Dimensioni del contenitore: L=600mm Ø =84 mm
CAMPIONE : C2	Lunghezza del campione: 280 mm
PROFONDITÀ : 3-3,50 m (dichiarata)	Forma del campione: indisturbata
Data di estrazione in sito: 27/04/2012	Data di estrazione in laboratorio: 21/05/2012

Profondità Campione	P.P (kg/cmq)	T.V (kg/cmq)	PROVE ESEGUITE DI LABORATORIO	DESCRIZIONE LITOLOGICA
3,05 m				
3,1 m	4,7		P.P. Umidità Limiti LL LP	
3,15 m			Densità naturale	
3,20 m			Limite di Ritiro	argilla di colore giallo oliva intenso con presenza di calcinelli sia di dimensioni pari a 3 cm sia
3,25 m	4,7		1 edometria con rigonfiamento contrattato.	millimetrici sparsi all'interno del campione.
3,3 m		20	Calcimetria	
3,35 m	4,6		Sostanza organica	Inoltre vi è una presenza diffusa su tutto il campione di puntinature nerastre di tipo organiche.
3,4 m	4,4	17,5	Analisi granulometrica per vagliatura e per sedimentazione	
3,45 m	4,4		Peso specifico reale	



Apertura e descrizione visiva dei campioni ASTM 2488-AGI 1977

DESCRIZIONE GEOTECNICA DEL CAMPIONE			
COMMITTENTE: DITTA TREVI	via Dismano 5819	Cesena	
PROVENIENZA			
CAMPIONE: OZZANO DELL'EMILIA CAMPO PROVE Cà DEL RIO			
DATI CERTIFICATIVI DEL CAMPIONE		Contenitore del campione: fustella metallica	
SONDAGGIO: BH3 (CAMPO A)		Dimensioni del contenitore:	L=600mm Ø =84 mm
CAMPIONE : C3		Forma del campione:	indisturbata
PROFONDITÀ : 6-6,5 m (dichiarata)		Lunghezza del campione:	360 mm
Data di estrazione in sito: 27/04/2012		Data di estrazione in laboratorio: 16/09/2012	

Profondità Campione	P.P (kg/cmq)	T.V (kg/cmq)	PROVE ESEGUITE DI LABORATORIO	DESCRIZIONE LITOLOGICA
4,05 m				
4,10 m	5,2		P.P. Umidità Limiti LL LP	
4,15 m			Densità naturale	
4,20 m		non misurate	Limite di Ritiro	Argilla debolmente limosa di colore marrone moderatamente olivastro
4,25 m	4,6		1 edometria con contrasto al rigonfiamento e 1 edometria con rigonfiamento libero	nella parte alta e di colore marrone leggermente olivastro nella parte bassa.
4,30 m			Calcimetria	Rari calcinelli da millimetrici a centimetrici.
4,35 m	4,8		Sostanza organica	
4,40 m			Analisi granulometrica per vagliatura e per sedimentazione	
4,45 m			Peso specifico reale	



alto

basso

alto

basso

Apertura e descrizione visiva dei campioni ASTM 2488-AGI 1977

DESCRIZIONE GEOTECNICA DEL CAMPIONE		
COMMITTENTE: DITTA TREVI	via Dismano 5819	Cesena
PROVENIENZA		
CAMPIONE: OZZANO DELL'EMILIA CAMPO PROVE Cà DEL RIO		
DATI CERTIFICATIVI DEL CAMPIONE	Contenitore del campione: fustella metallica	
SONDAGGIO: BH3 (CAMPO A)	Dimensioni del contenitore:	L=600mm Ø =84 mm
CAMPIONE : C4	Forma del campione:	indisturbata
PROFONDITÀ : 6-6,5 m (dichiarata)	Lunghezza del campione:	320 mm
Data di estrazione in sito: 27/04/2012	Data di estrazione in laboratorio:	16/09/2012

Profondità Campione	P.P (kg/cmq)	T.V (kg/cmq)	PROVE ESEGUITE DI LABORATORIO	DESCRIZIONE LITOLOGICA
6,05 m				
6,10 m	4,6		P.P. Umidità Limiti LL LP	
6,15 m			Densità naturale	
6,20 m		non misurate	Limite di Ritiro	Argilla debolmente limosa di colore moderatamente olivastro
6,25 m	4,8		1 edometria senza contrasto al rigonfiamento	nella parte alta e colore marrone
6,30 m			Calcimetria	leggermente olivastro nella parte bassa.
6,35 m	4,35		Sostanza organica	Non sono presenti calcinelli e il materiale risulta essere più omogeneo rispetto agli altri campioni del BH3
6,40 m			Analisi granulometrica per vagliatura e per sedimentazione	
6,45 m			Peso specifico reale	



BIBLIOGRAFIA

VOLUMI CARTACEI

Renato Lancellotta, *Geotecnica*, terza edizione, Zanichelli (2004);
John Atkinson, *Geotecnica: meccanica delle terre e fondazioni*, McGraw Hill (1993);
Pietro Colombo, Francesco Colleselli, *Elementi di geotecnica*, terza edizione, Zanichelli (2007);
Karl Terzaghi, Ralph B. Peck, *Geotecnica*, UTET (ristampa 1996);
Pier Luigi Raviolo, *Il laboratorio geotecnico: procedure di prova, elaborazione, acquisizione dati*, Controls editrice (1993);
K.H. Head, *Manual of soil laboratory testing*, Volume 3, Wiley (1980).

NORMATIVA

UNI CEN ISO 17892-2004, recepita nel 2005 dalla Repubblica Italiana, nelle sue parti:

- 1) Determinazione del contenuto d'acqua;
- 2) Determinazione densità terre a grana fine;
- 3) Determinazione densità particelle, picnometro;
- 4) Granulometria;
- 5) Prova edometrica;
- 6) Limiti di Atterberg

DS/CEN ISO/TS 17892-11 (2004)

sulle prove di permeabilità nella cella triassiale

SITI WEB

www.associazionegeotecnica.it/
www.wikipedia.org/

RINGRAZIAMENTI

Innanzitutto, un pensiero va a chi in questi anni mi ha sostenuto moralmente ed economicamente : i miei genitori, Francesco ed Anna Rosa.

Mai mi hanno fatto mancare il loro appoggio.

Ringrazio tutti gli amici, che mi hanno fatto distrarre un po' quando ne avevo bisogno, in particolare Jack, Nevio, Kalu, Rosario.

Ringrazio i miei fratelli Marco ed Elisa, ed i miei compagni di università che hanno condiviso con me diversi esami.

Ringrazio Alessia che mi ha supportato e sopportato negli ultimi momenti della realizzazione di questa tesi.

Ringrazio anche il Professore Ingegnere Guido Gottardi che mi ha dato un'occasione unica di formazione personale nel campo della geotecnica che in me desta tanto interesse e ringrazio Gianfranco Maltoni, tecnico di laboratorio, che con tanta pazienza e competenza mi ha accolto nel suo habitat e con tanta disponibilità mi ha accompagnato nelle varie attività pratiche.