

Università degli studi di Bologna

Facoltà di Scienze

Dipartimento di Scienze Biologiche e Geologiche

Corso di Laurea Triennale in Scienze Geologiche

Direttore Prof. Alessandro Gargini

Materia di Tesi: Geologia Applicata

**Compressibilità di terreni sabbioso-limosi appartenenti
alla coltre di alterazione di un substrato arenaceo**

Tesi di laurea di:
Lorenzo Savigni

Relatore:
Chiar.mo Prof.
Alessandro Simoni

Sessione III

Anno Accademico 2013-2014

Sommario

Capitolo 1	4
Introduzione.....	4
Capitolo 2	5
Stato dell'arte	5
Capitolo 3	20
Materiale e metodi.....	20
Capitolo 4	34
Analisi dei risultati	34
Capitolo 5	46
Conclusioni.....	46
Bibliografia	47

Alla mia famiglia

Capitolo 1

Introduzione

Obiettivo del lavoro è quello di caratterizzare, sia dal punto di vista della compressibilità, che di quello della permeabilità, due campioni di terreno appartenenti alla coltre di alterazione di un substrato arenaceo situato in località Madognana di Granaglione sull'Appennino Bolognese.

Le caratteristiche misurate tramite prove di laboratorio verranno messe in relazione con le caratteristiche granulometriche e di plasticità del materiale e paragonate a quelle misurate su terreni della stessa tipologia in differenti contesti.

I campioni sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- prove edometriche;
- prove di permeabilità a carico variabile in cella edometrica;
- determinazioni dei limiti di Atterberg;
- prove granulometriche.

Le varie fasi del lavoro sono state principalmente:

- Esecuzione della prova edometrica ad incrementi di carico costante (IL- Incremental Loading) su due provini di forma cilindrica di dimensioni note;
- Esecuzione delle prove di permeabilità a carico variabile in cella edometrica tramite due burette graduate, sempre sui due provini a forma cilindrica;
- Esecuzione su materiale sciolto, ma appartenente agli stessi campioni , di prove di laboratorio di setacciatura e di areometria (densimetro) per ricostruire la curva granulometrica del materiale;
- Esecuzione, sempre su materiale sciolto analogo al precedente, delle prove dei Limiti di Atterberg per ricavare il limite di liquidità e il limite di plasticità del terreno in esame;
- Considerazioni finali.

Capitolo 2

Stato dell'arte

I campioni analizzati appartenengono alla coltre d'alterazione di un substrato arenaceo sito in località Madognana di Granaglione in provincia di Bologna.

Da alcune relazioni geologiche (Elmi e Lucchi, 2008) e dalla cartografia della Regione Emilia Romagna (Fig. 2.1) viene riportato che nella zona affiorano come rocce di substrato delle arenarie note come Arenarie di Suviana, Formazione di Castiglione dei Pepoli (torbiditi arenaceo-pelitiche), Formazione di Stagno (torbiditi arenaceo pelitiche e alternanze pelitico-arenacee), Formazioni del torrente Carigiola (torbiditi Arenaceo-pelitiche con intercalazioni di potenti strati arenatici).

Tutte queste rocce hanno uno spessore dei banchi variabile da circa 50- 60 cm a quasi 2 m con intercalazioni di marne fogliettate a frattura scheggiata.

Le rocce di substrato immergono verso NE nel margine settentrionale della loro area d'affioramento e a SW in quella meridionale, formando una anticlinale parzialmente rovesciata con asse WNW – ESE.

Queste rocce dal punto di vista meccanico sono molto resistenti e a comportamento rigido, con presenza frequente di ammassi rocciosi pervasi da fratture beanti.

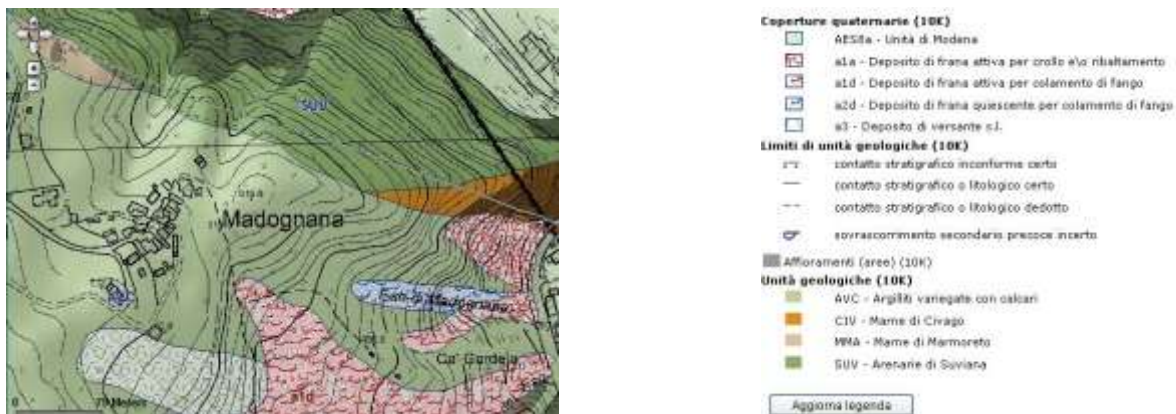


Fig 2.1 Carta geologica della zona di Madognana (estratto dalla carta geologica Emilia Romagna 1:10000. sezioni 251080 e 251040)

La copertura detritica di tale substrato è composta terreni sabbiosi o sabbioso-limosi con spessori addirittura rilevanti sui pianori e nelle aree ad impluvio poste alla base dei versanti.

Nella zona in oggetto comunque lo spessore della copertura detritica è piuttosto limitato e non supera gli 1,5- 2.0 m.

Secondo il Dr. Vassallo (Unibas) alcuni materiali come le sabbie, se sottoposti ad una prova edometrica nel campo delle pressioni di interesse per la geotecnica hanno una compressibilità molto bassa dovuta, principalmente, al fatto che lo scheletro solido è meno comprimibile rispetto a quello di un'argilla pur essendo più rapidamente soggetti a perdita di acqua interstiziale a causa della maggiore conduttività idraulica.

Da una relazione (Turba, 2008) fatta su materiali di cava classificabili come sabbie limose dal punto di vista granulometrico seppur non analoghi dal punto di vista litologico (si tratta in realtà di marmi) analizzati in località Porta di Pietrasanta in provincia di Massa Carrara, si vede che questi hanno particolari caratteristiche che possono risultare utili ai fini della classificazione del terreno in oggetto.

Questi terreni, indicati nella relazione con le sigle C3 e C4, sono assai simili alle sabbie oggetto di studio e infatti rientrano nel campo delle "sabbie ghiaiose e limose debolmente argillose".

La granulometria tipica e più abbondante è infatti la sabbia, sempre intorno circa al 50-60%, seguita in ordine da:

- Limo in media attorno al 25%
- Ghiaia in media intorno al 15%
- Argilla in media intorno al 5%

Si può dire quindi che i terreni in oggetto sono caratterizzati da una granulometria da media a fine, con un abbondante quantitativo di sabbia e con poca ghiaia e poco limo oltre ad argilla praticamente scarsa.

I valori di plasticità dei campioni citati nella relazione sono:

Limite di Liquidità con valore 40 e 34, rispettivamente per il campione C3 e C4;

Limite di Plasticità con valore 34 e 28, rispettivamente per il campione C3 e C4;

Indice di Plasticità con valore 6 per entrambi i campioni.

Dalla classificazione usata in base all'indice di plasticità, tali terreni possono essere classificabili come "poco plastici".

Attraverso le loro caratteristiche geotecniche, i terreni sono stati classificati attraverso la Carta di Plasticità di Casagrande, dove risultano cadere nella categoria dei "limi inorganici di media compressibilità".

Questi materiali sono stati sottoposti anche a prove edometriche, i cui risultati sono visibili nella seguente tabella (Fig. 2.2)

Incrementi di carico	Variazioni di altezza	Deformazione percentuale	Indice dei vuoti	Indice di compressibilità	Modulo edometrico	Coefficiente di consolidazione	Coefficiente di permeabilità	Coefficiente di consolidazione secondaria
σ_v	δH	e	e	a_v	M	C_v	K	C_{α}
(Kg/cm ²)	(mm)	(%)		(Kg/cm ²) ⁻¹	(Kg/cm ²)	(cm ² /s)	(m/s)	(%)
0.254	0.0577	0.2883	0.9250					
0.509	0.0840	0.4200	0.9227	1.0140×10^{-4}	307.8	1.44×10^{-3}	1.41×10^{-10}	0.080
1.019	0.1627	0.8133	0.9150	1.5064×10^{-4}	154.2	5.84×10^{-3}	4.75×10^{-10}	0.0197
2.039	0.3107	1.5533	0.9007	1.4059×10^{-4}	150.5	3.02×10^{-3}	2.49×10^{-10}	0.0403
4.079	0.4910	2.4550	0.8833	8.4807×10^{-5}	239.3	2.74×10^{-3}	1.38×10^{-10}	0.0543
8.157	0.7650	3.8250	0.8567	6.4060×10^{-5}	357.1	2.39×10^{-3}	7.70×10^{-11}	0.0703
16.315	1.2313	6.1567	0.8107	5.3270×10^{-5}	392.0	1.88×10^{-3}	1.88×10^{-10}	0.1780
32.630	1.9637	9.8183	0.7383	4.0363×10^{-5}	506.5	6.01×10^{-3}	2.06×10^{-10}	0.2687

Fig. 2.2: valori del coefficiente di consolidazione per i campioni C3 e C4 (da relazione tecnica Ex Cava Viti Dr.Turba)

Da quello che si può intuire i campioni hanno dei cedimenti piuttosto limitati, segno che evidentemente sono poco compressibili.

Anche i valori del cedimento verticale C_v sono piuttosto ridotti, anche questo segno della scarsa compressibilità dei campioni.

Sulla base di questi dati, che indicano dei materiali fondamentalmente poco plastici e poco compressibili, ci si può attendere che anche il materiale oggetto di studio si comporti in maniera analoga, con una bassa o nulla plasticità e con una bassissima compressibilità.

Questa sabbia ha un valore dell'indice dei vuoti iniziale che è ovviamente più alto rispetto a quello che ci si può aspettare, ad esempio, da un'argilla

A titolo d'esempio per quanto riguarda le caratteristiche di compressibilità delle sabbie, si può prendere la sabbia di Cipro, sottoposta ad un esperimento (Uygar e Doven, 2006).

Sotto ponendo alcuni campioni di sabbie a prova edometrica con elevati carichi, sia in condizioni drenate che saturate, si è visto che la curva di deformazione per le sabbie si crea solo con pressioni molto elevate. (non meno di 15Kpa).

Secondo Cubrinowski e Ishihara (2002), la compressione nelle sabbie avviene attraverso vari meccanismi, tra cui rotolamento, schiacciamento, ribaltamento dei granuli.

Secondo i loro studi inoltre, il valore dell' indice dei vuoti non diminuisce tra minimo e il massimo oltre il 10% in sabbie pulite, mentre può arrivare a oltre il 10% in sabbie contenenti particelle fini.

Per i test sono stati usati vari campioni preparati con diverse densità relative (dette I_d), i quali sono stati sottoposti a vari tipi di prove edometriche, sia a vari carichi che in condizioni asciutte e saturate.

I campioni in condizioni asciutte provati nei test hanno dimostrato che il loro valore di modulo edometrico è più alto di quello dei campioni in condizioni saturate, ed inoltre le sabbie saturate subiscono una fratturazione maggiore dei granuli a causa della pressione interstiziale del fluido, il quale tende a spaccare i granuli.

Questo significa che i campioni in condizioni saturate subiscono uno schiacciamento maggiore di quelli in condizioni asciutte (Fig. 2.3 A e B)

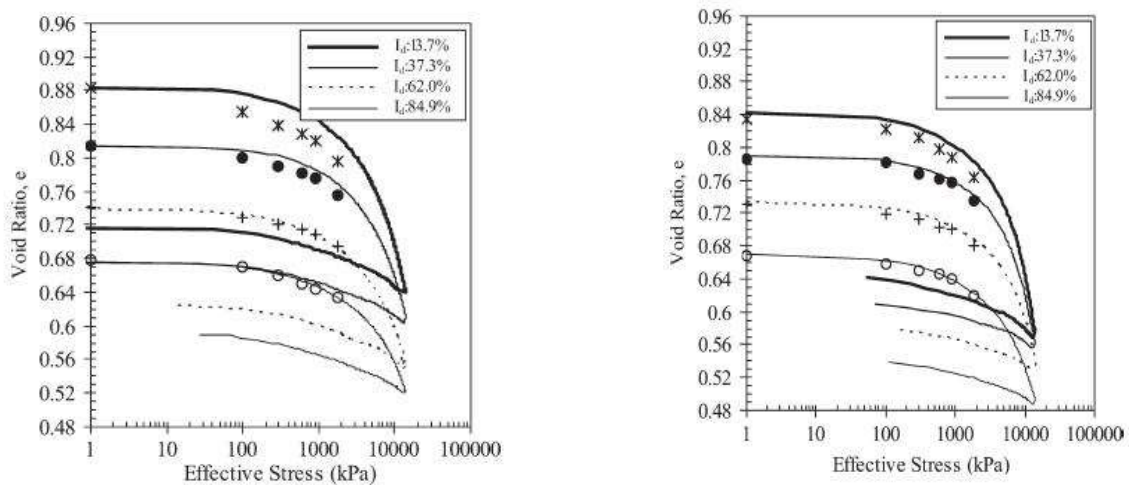


Fig.2.3: Differenza di schiacciamento tra sabbia in condizioni asciutte (A) e saturate (B) (Uygar e Doven, 2006)

Da notare inoltre l'influenza della saturazione sull'indice dei vuoti; infatti nei provini asciutti l'indice dei vuoti iniziale è più alto che in quelli saturi, ma anche quello finale risulta essere più alto, il che significa che l'acqua agisce nella frantumazione dei granuli facendo diminuire l'indice dei vuoti a parità di pressione applicata.

Nel test inoltre si è notato che una sabbia può essere compressa in sicurezza con un edometro non superando i 1800Kpa.

Anche la densità del materiale è importante, infatti i testando varie sabbie a diversa densità (indicata con I_d %), è ben visibile il fatto che l'indice dei vuoti di partenza è più piccolo all'aumentare della densità; ciò significa che più il campione è compatto, più avrà indice dei vuoti basso come dimostrano i grafici (Fig 2.4 A e B)

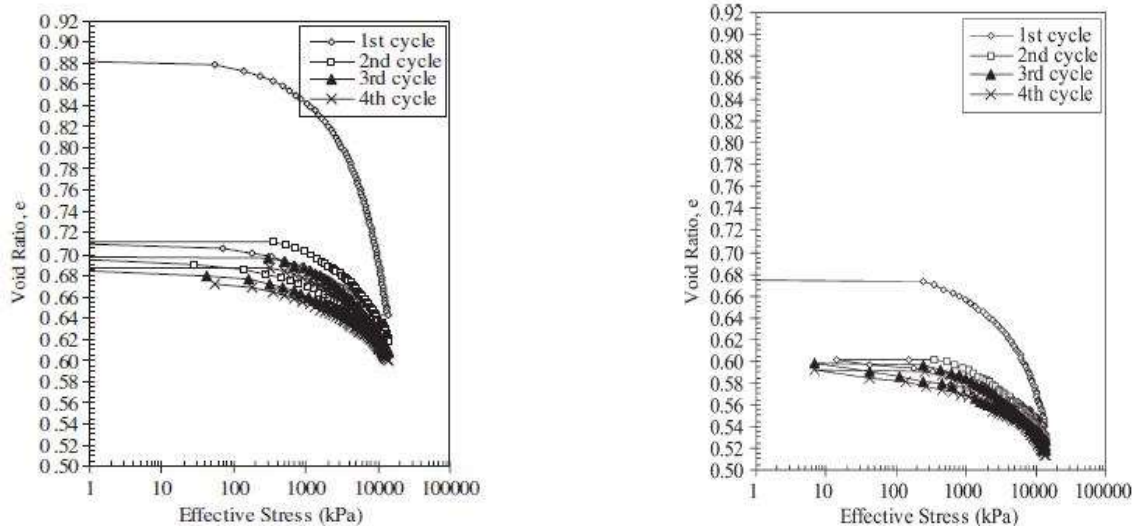


Fig2.4: Differenza di indice dei vuoti tra un campione di sabbia con una densità del 13,7% (A) e dell' 84,9% (B) (Uygar e Doven, 2006)

Per confrontare i dati dei campioni di materiale proveniente dalla cava con quelli del terreno in esame, è quindi necessario sottoporre i campioni a disposizione ad una serie di prove di laboratorio che sono principalmente:

- La prova edometrica
- La prova di permeabilità
- Le prove di setacciatura e del densimetro
- Le prove dei limiti di Atterberg

Accenni sul comportamento dei terreni granulari fini e medio- fini durante la prova edometrica

Quando il campione viene sottoposto ad una prova edometrica, esso subisce una compressione, la quale produce sia delle deformazioni legate all'espulsione dell'acqua, sia delle deformazioni plastiche indotte dal riassetto della struttura, in particolar modo dagli spostamenti delle singole particelle.

Nei terreni granulari sono presenti due tipi di meccanismi di deformazione non necessariamente indipendenti tra loro:

- Distorsione e rottura dei singoli granuli
- Spostamenti mutui dei singoli grani dovuti all'appiattimento e al rotolamento.

Esistono inoltre alcune componenti reversibili ed altre irreversibili; la flessione delle particelle argillose ad esempio è una deformazione di tipo reversibile, la riorentazione della particella dovuta al suo cambiamento di forma invece è di tipo irreversibile.

2.1 Accenni sulla consolidazione

L'analisi del processo di consolidazione su un provino di terreno eseguito tramite prova edometrica, ha lo scopo di prevedere nel corso del tempo l'andamento del cedimento e della sovrappressione interstiziale.

Il terreno è un sistema detto trifasico, costituito cioè da tre fasi che sono fondamentalmente lo scheletro solido, l'acqua e l'aria.

Sia l'aria che l'acqua si trovano nei vuoti intergranulari interposti ai granuli dello scheletro solido.

L'azione di compressione eseguita sul provino, produce una riduzione di volume ,causata fondamentalmente da tre cause:

- Deformazione delle particelle solide;
- Compressione dell'acqua o dell'aria intergranulari;
- Fuoriuscita e allontanamento dell'acqua o dell'aria dai vuoti.

Di queste tre cause, solo la fuoriuscita dell'acqua provoca una variazione di volume significativa, mentre le altre sono praticamente trascurabili.

La fuoriuscita dell'acqua provoca infatti una "risistemazione" delle particelle che si mettono in una configurazione più stabile e densa, con una diminuzione della porosità.

La velocità del processo dipende in larga parte dalla conducibilità del terreno e dalla rigidità dello scheletro.

Per quanto riguarda le argille questo processo può andare avanti per mesi, in quanto la loro struttura con materiale molto fine e pori molto piccoli consente una bassa permeabilità.

Nel caso invece delle sabbie questo processo è più veloce in quanto queste, avendo una maggior permeabilità dovuta a pori più grandi, permettono all'acqua di uscire molto più in fretta e quindi di avere una maggiore velocità di uscita.

Questo processo viene definito consolidazione ed è stato trattato da Terzaghi nel 1923, in condizioni monodimensionali, ponendo una serie di condizioni:

- Terreno omogeneo, isotropo e saturo;
- Compressibilità dello scheletro solido e dell'acqua trascurabili;
- Peso proprio del terreno trascurabile;
- Carico esterno applicato in direzione verticale e distribuito uniformemente;
- Pressione iniziale costante in relazione alla profondità;
- Deformazioni e drenaggio unidirezionali;
- Flusso idraulico monodimensionale regolato dalla legge di Darcy;
- Parametri di compressibilità e di consolidazione costanti all'interno del gradino di carico applicato;
- Relazioni tensioni efficaci-deformazione lineare all'interno del gradino di carico applicato;
- Deformazioni non dipendenti dal tempo (comportamento non viscoso).

Durante il processo di consolidazione si distinguono due fasi fondamentali:

- La consolidazione primaria
- La consolidazione secondaria

La consolidazione primaria avviene nella prima fase ed è dovuta principalmente al moto di filtrazione del fluido legato all'espulsione dai pori.

Attraverso questo moto, le tensioni totali vengono scaricate sullo scheletro solido, perché il carico viene per primo trasferito interamente al liquido, il quale, muovendosi, mette in sollecitazione zone del provino prima non interessate da essa e provocando così una graduale riduzione degli interstizi tra i granuli e un progressivo spostamento della tensione dal fluido al solido.

Durante questo processo la sovrappressione idraulica iniziale viene esaurita e le tensioni totali derivate dall'applicazione del carico diventano tensioni efficaci.

La consolidazione secondaria (dipendente dal tempo) è invece dovuta al comportamento viscoso del terreno (riassetto della struttura interna) e viene sviluppata in condizioni costanti di stato tensionale.

Nel seguente grafico che riporta l'esempio di un gradino di una prova edometrica, è possibile notare sia il primo tratto relativo alla consolidazione primaria (in rosso), sia quello relativo alla consolidazione secondaria (in blu) (fig.2.5).

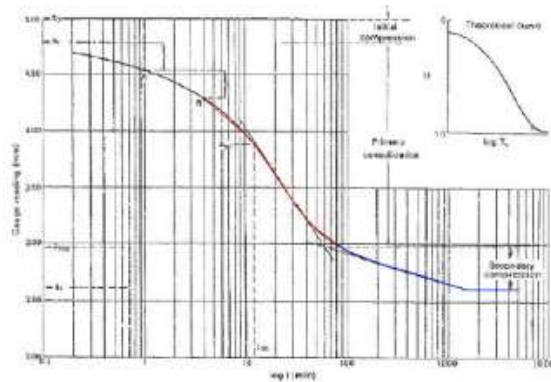


Fig.2.5: Esempio di curva di un gradino edometrico (Ing. Alessandra Nocilla, leggermente modificato)

I due fenomeni coesistono durante tutta la fase di scarico delle pressioni neutre, ma la consolidazione primaria ha un ruolo predominante nella deformazione a differenza di quella secondaria che apporta solo lievi modifiche al terreno.

Quest'ultima inoltre dipende dal tipo di terreno, dal suo stato tensionale e, infine, dalla storia di carico.

2.2 Accenni sulla teoria dell'elasticità nei terreni granulari

Secondo la teoria dell'elasticità, se si applica ad un cilindro di materiale elastico un carico verticale (σ_z), esso subirà due effetti: un accorciamento in direzione verticale ed una espansione laterale.

La deformazione risulterà come:

$$\varepsilon_z = \sigma_z / E$$

dove:

ε_x , ε_y ed ε_z sono le deformazioni lungo le tre direzioni spaziali

E = modulo di elasticità di Young;

μ = modulo di Poisson

Lo scorrimento mutuo che si verifica in seguito all'applicazione di uno sforzo tangenziale (τ_{zx}) è:

$$\gamma_{zx} = \tau_{zx} / G$$

dove G è il modulo d'elasticità tangenziale.

L'invariante di dilatazione cubica corrisponde a:

$$\Delta V/V = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$$

Se $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \sigma_0$ e $\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$, la formula risulterà:

$$\Delta V/V = 3\sigma_0 / E (1 - 2\mu)$$

In condizione di compressione isotropa si definisce come Modulo Edometrico D come il rapporto tra la tensione e la deformazione assiale.

Ponendo $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$, si ottiene:

$$\sigma_x = \sigma_y = (\mu / (1 - \mu)) \sigma_z$$

$$D = E (1 - \mu) / (1 + \mu) (1 - 2\mu)$$

La curva sforzo- deformazione di un terreno non è lineare, per linearizzarla occorre fare riferimento al modulo di Young (E) e al modulo di Poisson (μ) che non sono costanti per i terreni, ma descrivono il comportamento del terreno in funzione del suo stato tensionale.

Si utilizzano il modulo tangente, proporzionale alla pendenza della retta tangente in un punto della curva sforzo- deformazione, e il modulo edometrico (M), proporzionale alla pendenza del segmento che collega due punti sulla curva.

Questi moduli coincidono nel caso di un materiale completamente elastico.

2.3 Cenni sulla relazione tra Tensione e Deformazione nella prova di compressione edometrica

Il legame esistente tra le tensioni e le deformazioni presenti un terreno è assai complesso a causa della natura particellare dello scheletro solido dei terreni.

Lo scopo della prova edometrica è quello di simulare, in condizioni controllate, la consolidazione monodimensionale con deformazione laterale impedita, così come descritta da Terzaghi.

Esistono numerosi fattori che determinano i risultati della prova, ad esempio la temperatura del terreno, il disturbo del campione al momento del prelievo, le dimensioni del provino, l'eventuale attrito laterale tra fustella e provino.

Attraverso la curva edometrica otteniamo un grafico detto tensione-deformazione o tensione-indice dei vuoti, che sintetizza le fasi di esecuzione della prova, e che presenta determinate caratteristiche:

- Andamento fortemente non lineare
- Presenza di uno o più cappi (o cicli) di isteresi rappresentanti la non reversibilità del processo di deformazione
- Cicli di carico e scarico che producono delle deformazioni permanenti nel provino ed una maggior rigidità dello stesso in funzione della tensione applicata.

La prova consiste fondamentalmente nell'applicazione di un carico verticale ad un provino cilindrico in condizioni sature, contenuto lateralmente in un anello rigido e compreso tra due pietre porose, in maniera da consentire il drenaggio nella sola direzione verticale.

La prova può essere eseguita in vari modi che sono:

- A gradini di carico costante (IL, Incremental loading);
- A velocità di deformazione costante (CRS, Constant Rate of Strain)
- A velocità di carico costante (CRL, Constant Rate of Load)
- A gradiente idraulico controllato (CHG, Constant Hydraulic Gradient)

Il metodo più adottato è senz'altro quello a gradini di carico costante: esso prevede l'applicazione di una serie di gradini di carico, ottenuti con dei pesi, ed applicati al provino per una durata massima di 24 ore, all'interno dei quali si rileva il cedimento di consolidazione in funzione del tempo.

Il risultato è una curva sforzo-deformazione che descrive il comportamento meccanico del terreno attraverso una serie di fasi.

Nel grafico infatti è possibile "isolare" quattro tratti della curva a diversa pendenza (Fig.2.6)

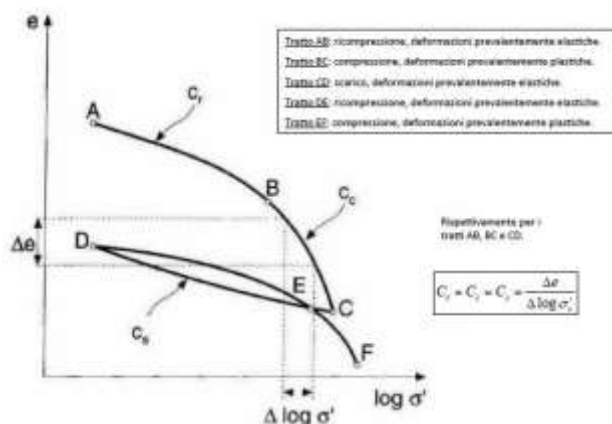


Fig.2.6: Esempio dell'andamento della curva edometrica (Ing. Alessandra Nocilla)

- Il primo tratto (da A a B) il quale ha una bassa pendenza, viene chiamato fase di ricomprensione, e corrisponde al momento in cui il terreno, sottoposto a carico, ripercorre il campo delle deformazioni elastiche, ma non subisce deformazioni plastiche, in quanto nella sua storia tensionale le ha già subite e queste non sono più recuperabili. Si può definire in sostanza come il tratto di preconsolidazione del terreno.
- Il secondo tratto (da B a C) a pendenza maggiore, che inizia dalla pressione di preconsolidazione (σ'_p), viene chiamato fase di consolidazione; in questo tratto il terreno non ha ancora subito deformazioni, né plastiche, né elastiche e quindi sarà molto più compressibile perché agiranno entrambi i tipi di deformazione.
- Il terzo tratto invece (da C a D) appartiene alla fase di scarico del coppia di isteresi e viene appunto definito fase di scarico. In questa fase avviene il rigonfiamento del terreno e si riassorbono in parte le deformazioni, ma solo la componente elastica viene recuperata, mentre quella plastica è irreversibile.
- L'ultimo tratto del coppia di isteresi (da D ad E) è invece analogo ad una curva di ricomprensione e il campione infatti, percorrendolo nella fase di ricomprensione, ritorna fino alla sua nuova σ'_p raggiunta prima dello scarico deformandosi solo per deformazione elastica, per poi ritornare a deformarsi anche plasticamente lungo la cosiddetta "curva vergine".

Tale andamento della curva è stato osservato generalmente per tutti i terreni a composizione argillosa o sabbiosa, pur essendoci delle differenze:

L'argilla infatti è molto più compressibile rispetto ad una sabbia, che però, se sottoposta a valori di pressione molto elevati, ha una frantumazione dei suoi grani e può raggiungere valori di compressibilità analoghi a quelli delle argille.

In generale però, per le sabbie solo una parte delle deformazioni che si verificano durante la fase di carico viene poi restituita durante la fase di scarico e le deformazioni dovute allo spostamento e al riassetamento dei grani sono irreversibili.

Accenni su tensione di preconsolidazione σ'_p , tensione efficace σ'_{V0} e grado di sovraconsolidazione OCR.

Viene definita come tensione o pressione di preconsolidazione σ'_p la massima tensione di consolidazione cui il terreno viene sottoposto durante la sua storia tensionale.

La tensione efficace σ'_p può anche essere vista dal punto di vista grafico come la tensione efficace alla quale il provino passa dalla fase di consolidazione alla fase di scarico (Fig.2.7).

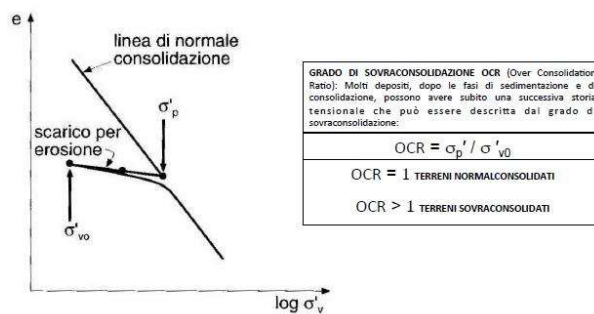


Fig.2.7: Rappresentazione grafica della σ'_p e della σ'_{v0} (Ing. Alessandra Nocilla)

La tensione efficace σ'_{V0} è la tensione minima efficace a cui è stato sottoposto il provino durante la sua storia tensionale e, dal punto di vista grafico, rappresenta la minima tensione efficace a cui viene sottoposto il provino durante la fase di scarico (Fig. 2.5)

La tensione σ'_p è ricavabile graficamente dal grafico della prova edometrica, in quanto è sufficiente prolungare tramite una retta i due rami di sovraconsolidazione e di consolidazione e proiettare sull'asse del logaritmo degli sforzi efficaci il punto d'incrocio tra le due rette (metodo di Terzaghi) (fig.2.8)



Fig.2.8: metodo di Terzaghi per ricavare la σ'_p (Ing. Alessandra Nocilla)

Anche σ'_{v0} è ricavabile graficamente in quanto è sufficiente proiettare il punto del cappio di isteresi col valore più piccolo (dove praticamente c'è l'inversione tra scarico e ricarico) sull'asse delle ascisse.

Questi due valori sono visibili nella seguente figura (fig.2.9):

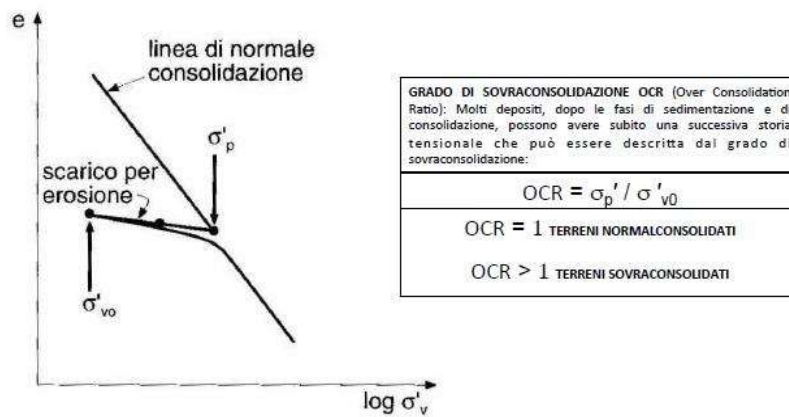


Fig.2.9: Rappresentazione grafica della σ'_p e della σ'_{v0} (Ing. Alessandra Nocilla)

Questi due valori sono importanti perché permettono di ottenere il cosiddetto grado di sovraconsolidazione del terreno (OCR)

Che cos'è il grado di sovraconsolidazione di un terreno?

E' praticamente un valore che permette di definire se il terreno, al momento del prelievo, è ancora un terreno vergine cioè ancora inalterato nelle sue condizioni di formazione, oppure se ad esempio invece è stato sottoposto ad una erosione e quindi non è più un terreno rimasto inalterato.

Solitamente un terreno viene definito come normalconsolidato quando non ha subito fenomeni di erosione (terreno ancora vergine), viceversa se è stato sottoposto ad una erosione ed è stata asportata una parte della copertura sedimentaria che lo comprimeva, allora verrà definito come sovraconsolidato, cioè è più consolidato di quanto ci si aspetterebbe al livello di pressione attuale; esistono inoltre alcuni terreni detti sottoconsolidati, i quali hanno ricevuto una tensione minore di quella che ci si aspetterebbe dalle loro caratteristiche, ma sono piuttosto rari.

Il valore di OCR viene calcolato in questo modo:

$$OCR = \sigma'_v / \sigma'_{v0}$$

Dove σ'_v e σ'_{v0} sono tensioni efficaci, cioè depurate della pressione dovuta all'acqua contenuta nei pori.

ad esempio: $\sigma'_v = \sigma_v - u$

dove u è la pressione del fluido

Perché è importante sapere il grado di sovraconsolidazione?

Perché permette di ricostruire la storia tensionale del terreno in esame.

Questo valore è ottenibile anche in laboratorio attraverso la curva edometrica, facendo il rapporto tra il valore di carico individuabile come σ'_v nel ramo di sovraconsolidazione, o in quello di ricompressione, e il valore del carico individuabile come σ'_{v0} ricavabile nel tratto di scarico della curva.

Attraverso una apposita tabella (fig.2.10) è poi possibile classificare il terreno a seconda del suo valore di OCR.

Il coefficiente di spinta laterale a riposo K_0 dipende dal grado di sovraconsolidazione OCR (che è inoltre funzione della quota). I modo empirico sono stati ricavate le seguenti relazioni per terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

OCR = 1 TERRENI NORMALCONSOLIDATI	$\begin{cases} K_0^{nc} \sim 1 - \sin \phi_{cv} & \text{(sabbie)} \\ K_0^{nc} \sim 0,95 - \sin \phi_{cv} & \text{(argille)} \end{cases}$ $K_0^{nc} = 0,4 + 0,6$
Con ϕ_{cv} , angolo di attrito del terreno (a volume costante). Durante il processo di carico in condizioni normalconsolidate (NC) il rapporto tra le due componenti dello sforzo efficace (orizzontale e verticale), ovvero il K_0 , rimane costante.	
OCR > 1 TERRENI SOVRALCONSOLIDATI	$K_0^{oc} = K_0^{nc} (OCR)^\alpha \quad \text{con } 0,4 < \alpha < 0,5$
Quando il terreno passa da uno stato normalconsolidato a uno sovraconsolidato, il coefficiente di spinta a riposo K_0 aumenta e non è più costante.	
NB: LO STATO TENSIONIALE IN SITO, QUINDI, NON È IN GENERE ISOTROPO, PERCHÉ LA TENSIONE VERTICALE E LA TENSIONE ORIZZONTALE SONO DIVERSE FRA LORO.	

Fig.2.10: classificazione indicativa del terreno in base all'OCR (Ing. Alessandra Nocilla)

Se il terreno risulta sovraconsolidato cioè con un $OCR > 1$, esiste un'ulteriore tabella (fig.2.11) che permette, sempre in base al valore di OCR, di stimare il grado di sovra consolidazione del terreno.

GENERICAMENTE : per TERRENI NC	$K_0^{nc} \sim 1 - \sin \phi_{cv}$
per TERRENI OC	$K_0^{oc} \sim K_0^{nc} (OCR)^{0,5}$

Se $\phi'_{cv} = 30^\circ$		
OCR = 1	TERRENI NORMALCONSOLIDATI	$K_0 \sim 0,5$
OCR = 2	TERRENI DEBOLMENTE SOVRACONSOLIDATI	$K_0 \sim 0,71$
OCR = 4	TERRENI MEDIAMENTE SOVRACONSOLIDATI	$K_0 \sim 1$
OCR = 10	TERRENI FORTEMENTE SOVRACONSOLIDATI	$K_0 \sim 1,58$

In un terreno NC la tensione geostatica orizzontale è circa la metà di quella verticale, per OCR =4 lo stato tensionale è ISOTROPO, mentre per OCR>4 la tensione geostatica orizzontale diventa la tensione principale maggiore.

Fig.2.11: classificazione indicativa del grado di sovraconsolidazione (Ing. Alessandra Nocilla)

2.4 Accenni sui parametri di compressibilità ricavabili dalle prove edometriche

Nella tabella seguente (Fig.2.12) sono riportati i parametri che caratterizzano il legame tensioni-deformazioni ricavabili dalla prova edometrica:

	Modulo edometrico	Coefficiente di compressibilità volumetrica	Coefficiente di compressibilità	Indice di compressibilità
Modulo edometrico	$D = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon$	$D = 1/mv$	$D = 1+e_0/av$	$D = (1+e_0)\sigma_v / 0,435Cc$
Coefficiente di compressibilità volumetrica	$Mv = 1/D$	$Mv = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon$	$Mv = av / 1+e_0$	$Mv = 0,435Cc / (1+e_0)\sigma_v$
Coefficiente di compressibilità	$av = 1+e_0/D$	$av = (1+e_0)/mv$	$av = \Delta\varepsilon / \Delta\sigma_v$	$av = 0,435Cc / \sigma_v$
Indice di compressibilità	$Cc = (1+e_0)\sigma_v / 0,435D$	$Cc = (1+e_0)\sigma_v / mv / 0,435$	$Cc = av \sigma_v / 0,435$	$Cc = -\Delta\varepsilon / \Delta \log \sigma_v$

Fig 2.12 Tabella riportante i principali parametri di compressibilità

2.4.1 Modulo Edometrico (M)

Il valore del modulo edometrico M dipende principalmente dallo sforzo efficace applicato al provino e alla storia tensionale del terreno stesso.

In figura (fig.2.13) è mostrato un esempio di come varia il modulo edometrico in funzione dello sforzo, per cicli di carico, scarico e ricarico (Jambu,1963)

Dalle esperienze precedenti è emerso che i dati ricavati dalle prove di laboratorio sono dalle 4 alle 5 volte superiori rispetto ai dati prelevati in situ.

Questa differenza è dovuta principalmente al fatto che, il terreno, per essere campionato, subisce un disturbo che può essere più o meno accentuato; tuttavia tale discordanza è eliminabile sottoponendo il provino ad un primo ciclo di carico di assestamento.

Alcuni ricercatori, sulla base di prove eseguite su campioni di adeguate dimensioni, ritengono estremamente attendibile la determinazione indiretta a partire da campioni che abbiano dimensioni sufficientemente grandi, mentre altri hanno concordato che esistono comunque delle discordanze e quindi, hanno suggerito dei fattori di sicurezza empirici che risultano comunque poco attendibili.

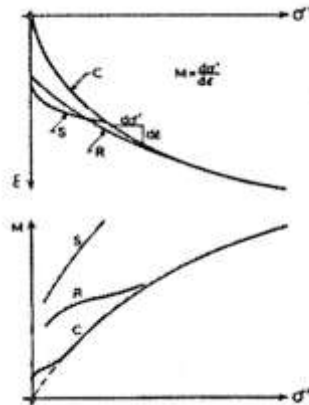


Fig.2.13: Variazione del modulo Edometrico in funzione dello sforzo (Jambu,1963)

Sulla base di dati ricavati da argille normalconsolidate, sovraconsolidate e sabbie, è stato dimostrato che:

- Per argille normalconsolidate, il modulo edometrico è una funzione lineare degli sforzi efficaci per carichi superiori a quello di preconsolidazione ($M = m\sigma'$, dove m è una costante sperimentale);
- Per argille normalconsolidate sottoposte a carichi inferiori a quello di preconsolidazione (σ'_0), il valore di M rimane costante;
- Per le argille sovraconsolidate il valore di M rimane costante;
- Per le sabbie il valore di M varia con σ' in funzione della porosità.

Dagli studi condotti da Jambu (1963) è risultato che la variazione del modulo edometrico in funzione degli sforzi efficaci per i diversi tipi di suoli è esprimibile attraverso la seguente relazione:

$$M = m\sigma_a [\sigma' / \sigma'_a]^{1-a}$$

Dove:

$\sigma_a = 1$ atmosfera;

$a =$ numero puro compreso tra 0 e 1

m è una costante sperimentale corrispondente a:

$$(1+e_0)/C_c \ln 10$$

Dove C_c è l'indice di compressione.

Nel grafico $M-\sigma'$ (Fig.2.14) è possibile vedere gli andamenti della funzione per diversi tipi di materiale:

- Argille normalconsolidate $a=0$ (comportamento plastico)
- Sabbie mediamente dense, il valore di a si attesta a circa 0,5
- Con $a=1$ il materiale è completamente elastico.

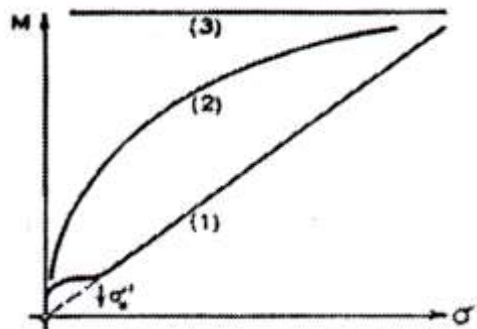


Fig.2.14: Andamento del modulo edometrico in funzione del materiale (Jambu,1963)

Da risultati sperimentali inoltre, è stato dimostrato come la costante m diminuisca all'aumentare del contenuto in acqua e del carico di preconsolidazione.

In figura (Fig.2.15) sono mostrati i grafici rappresentanti gli andamenti dei parametri a ed m in funzione della porosità (n) (Jambu, 1963).

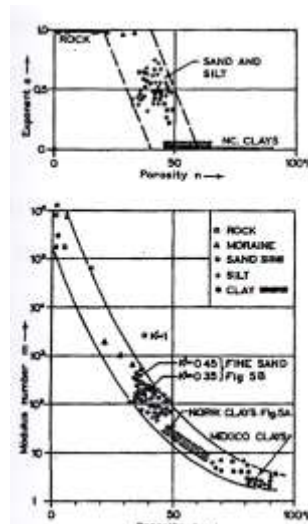


Fig.2.15: Andamenti dei parametri a ed M in funzione della porosità (Jambu,1963)

Per terreni con una porosità inferiore al 20% il valore di a si avvicina all'unità (comportamento elastico), per terreni con una porosità compresa tra il 20 e il 60%, il valore diminuisce fino ad arrivare a 0 (comportamento plastico).

Il valore del modulo di m è di 10^{-5} e di 10^{-6} per le rocce, ma diminuisce rapidamente all'aumentare della porosità.

Da dati sperimentali dell'autore risulta che per materiali morenici, con una porosità compresa tra il 20 e il 35%, il valore di m varia un massimo di 10.000 ad un minimo di 500, per le sabbie e i limi con porosità dal 35 al 50% varia da un massimo di 500 ad un minimo di 50, mentre per i terreni argillosi con porosità tra il 50 e il 90%, tale valore è compreso tra un massimo di 30 e un minimo di 2.

2.4.2 Indice di compressibilità (C_c)

In genere, i terreni con un elevato indice di plasticità presentano un indice di porosità e un indice di compressibilità più alti.

Sulla base di risultati sperimentali di Skempton ed altri ricercatori, Terzaghi e Peck (1948) hanno proposto una relazione tra il coefficiente di compressione verticale e il contenuto d'acqua (W_L) contenuto nel campione per terreni normalconsolidati:

- Terreni rimaneggiati $C_c = 0,007(W_L - 10\%)$;
- Terreni indisturbati $C_c = 0,009(W_L - 10\%)$

Dove W_L è il contenuto d'acqua del terreno in percentuale.

Dai numerosi dati raccolti sulle caratteristiche di compressibilità e sui limiti di Atterberg di minerali argillosi e terreni naturali, si deduce però che le correlazioni tra questi parametri, che sono solo approssimative, possono essere impiegate solamente per stimare in prima approssimazione le caratteristiche di un terreno, ma non possono sostituire in alcun modo i risultati delle prove sperimentali.

2.4.3 Coefficiente di consolidazione (C_v)

Il coefficiente di consolidazione (C_v) descrive il processo di consolidazione ed è direttamente proporzionale a K e inversamente proporzionale ad mv .

La sua determinazione è complessa, in quanto è influenzato da diversi parametri:

- Storia tensionale del terreno: C_v decresce avvicinandosi al carico di preconsolidazione (σ'_p) e rimane costante nel tratto normalconsolidato;
- Grado di disturbo del campione;
- Condizioni di carico: Ladd e Luscher (1965) hanno riscontrato che i valori di C_v nella fase di scarico possono superare quelli relativi alla fase di carico. Il motivo è stato riscontrato nel fatto che il terreno, in fase di scarico, non si comporta come previsto teoricamente da Terzaghi, Bronwell e Lambe (1968) e quindi hanno proposto una relazione per il calcolo del C_v in fase di scarico:

$$C_{vs} = C_v(mv / m_{vs})$$

dove mv ed m_{vs} si riferiscono allo stesso indice dei vuoti.

- Eterogeneità del materiale: C_v può variare considerevolmente anche nell'ambito di provini ricavati dallo stesso campione. A tal proposito si può riportare l'esperienza di Burghignoli e Calabresi (1975), che hanno analizzato il contenuto d'acqua, sensitività e variazioni di plasticità su di un provino di grandi dimensioni di argilla di Fiumicino (Fig.2.16) avente altezza di 1,7 m e diametro di 0,5m. In relazione a queste variazioni, il C_v ricavato da prove eseguite su provini di grandi dimensioni (con almeno 25 cm di altezza) è risultato il doppio di quello ricavato da prove convenzionali.

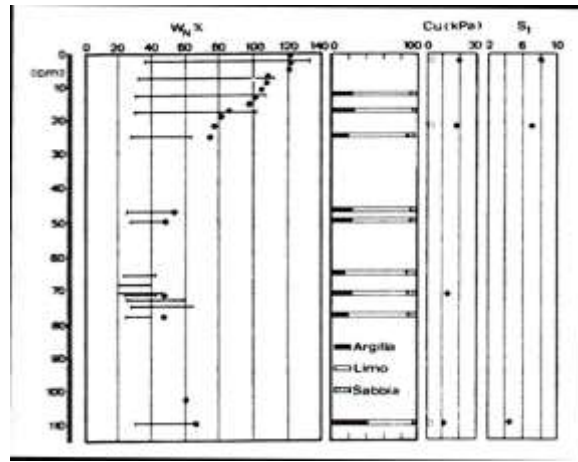


Fig.2.16 Variazioni del contenuto d'acqua e della sensitività in Argilla di Fiumicino (Burghignoli e Calabresi)

Interessante segnalare l'esperienza di Burghignoli e Calabresi, in cui hanno confrontato il valore del C_v con diversi metodi di laboratorio: Sridharan et al. (1987) e (1995), Cortellazzo (2002), Casagrande, Taylor.

Gli autori hanno confrontato i valori di C_v ottenuti applicando i vari metodi ad uno stesso tipo di argilla ed hanno notato che tra un metodo e l'altro possono venire fuori risultati completamente diversi.

In particolar modo, la costruzione grafica di Casagrande fornisce dei valori di C_v che si discostano praticamente da tutti i valori degli altri metodi.

Gli autori hanno quindi eseguito una campagna di misure dei cedimenti in situ e li hanno confrontati con quelli stimati in laboratorio, dimostrando che l'attendibilità delle misure ricavate in laboratorio non è completa, a differenza delle prove in situ che paiono molto più affidabili.

Tra tutti i metodi finora conosciuti però, sembra che il metodo di Sridharan sia il più affidabile, dato che si avvicina molto di più rispetto agli altri ai risultati delle prove empiriche in campagna.

Capitolo 3

Materiale e metodi

3.1 Il materiale dei campioni

I campioni in esame sono costituiti da materiale eluviale proveniente dalla località Madognana di Granaglione in provincia di Bologna.

Si tratta in sostanza di materiale di alterazione di tipo sabbioso- limoso, proveniente da una coltre di alterazione di tipo arenaceo che, come indicato nel capitolo precedente, ha uno spessore ridotto, variabile tra 70 cm e 1 m.

La profondità a cui sono stati prelevati i campioni è pari a 40 cm ca..

I campioni a disposizione erano:

- a) due fustelle cilindriche in acciaio di dimensioni note contenenti materiale proveniente da due carotaggi diversi (C14 e C15) (fig.3.1)
- b) due sacchi di plastica, contenenti materiale sciolto provenienti dai medesimi carotaggi (C14 e 15).



Fig 3.1 Fustelle cilindriche con provini

Sul materiale contenuto nelle due fustelle sono state effettuate due prove edometriche in parallelo tramite due edometri tipo Bishop per valutare la resistenza alla compressione del materiale; sulla stessa macchina inoltre erano presenti anche due permeametri a carico variabile (burette graduate) che hanno permesso di effettuare delle prove di permeabilità in parallelo sempre sui medesimi campioni.

Sul materiale sciolto invece, sono state effettuate altre prove, consistenti principalmente nella setacciatura e nell'areometria per ricostruire la curva granulometrica completa e nelle prove per ricavare i Limiti di Atterberg.

3.2 Metodi di analisi dei campioni

3.2.1 Prova Edometrica

Lo scopo principale della prova edometrica è stato quello di valutare la compressibilità e la deformazione del terreno, sottoponendolo ad un ciclo completo di carichi via via crescenti, in modo da compattare sempre di più il terreno.

In sostanza la prova edometrica simula una compressione del terreno dovuta al sedimento che si forma sopra, il quale produce una costipazione del terreno che si trova sotto di esso.

Nella prova però non vi sono soltanto gradini di carico ma, ad intervalli regolari, sono stati fatti anche dei gradini di scarico per simulare una variazione della falda freatica (o un'erosione di sedimento) che determina una de-costipazione del materiale stesso.

Con la costipazione del terreno inoltre, si riduce drasticamente la porosità dello stesso, quindi è utile effettuare anche prove di permeabilità al fine di valutare appunto la riduzione di porosità e lo schiacciamento del terreno.

- L'Edometro

Il macchinario usato, chiamato Edometro di tipo Bishop (fig.3.2), serve appunto per eseguire una prova edometrica o di consolidazione del materiale.

E' costituito fondamentalmente da una leva montata su coltelli in acciaio temprato con movimento senza attrito.

Questa leva, che ha rapporto moltiplicatore di carico di 1:10 (che vuol dire che se applico 1Kg di peso sul piattello posteriore, al campione vengono in realtà applicati 10Kg), nella parte anteriore è collegata al piattello anteriore dove viene installata la cella edometrica la quale viene poi spinta verso l'alto attraverso delle guide; nella parte posteriore invece, è presente un braccio verticale con dei piattelli, sui quali vengono posizionati i pesi con cui viene simulato il carico.

Il principio di funzionamento in sostanza è che, aumentando la quantità di pesi, il braccio della leva tenderà ad andare verso il basso spingendo ovviamente il campione sempre più in alto e comprimendolo.

I pesi applicati però non hanno indicazioni su che forza danno in Mpa, ma indicano solo il proprio peso in Kg; come fare quindi per ottenere la pressione in Mpa?

La risposta è semplice: si tratta di moltiplicare il valore in Kg (peso) per l'accelerazione di gravità (moltiplicata per 10 causa il rapporto della leva).

Se ad esempio quindi ho un peso di 0,2Kg, per scoprire che pressione mi origina basta che faccia il prodotto $0,2 \times 98,16 = 19,63 \text{ Mpa}$.

Quindi un peso di 0,2 Kg origina una pressione di circa 20Mpa.



Fig.3.2: Edometri tipo bishop (foto Savigni e Ismesgeo.it)

Oltre che dal braccio di leva, l'edometro è costituito anche da altre parti:

- 1) La cella edometrica
- 2) Il volantino di regolazione
- 3) Il micrometro comparatore collegato all'acquisitore dati
- 4) Un permeametro a carico variabile collegato alla cella edometrica

1) La cella edometrica è il contenitore dove viene inserito il provino ed è costituita sua volta da altre parti (Fig.3.3)



Fig. 3.3: cella edometrica smontata ((Ing. Alessandra Nocilla)

- La fustella con all'interno il campione
- Una testina di carico che ha integrata la pietra porosa superiore e che va messa sopra al provino in modo che garantisca una pressione costante su di esso.
- La scatola edometrica che è poi l'intelaiatura della cella edometrica, contenente la pietra porosa inferiore e dotata di un rubinetto per la filtrazione e l'espulsione dell'acqua dal campione.
Questa cella viene poi riempita di acqua distillata in modo che il campione lavori sempre al di sotto del livello dell'acqua.

2) Il volantino di regolazione invece ha lo scopo di liberare il campione dal blocco al momento dell'inizio dell'acquisizione dati.

Il provino infatti, al fine di non provocare cedimenti indesiderati, viene bloccato con un dado prima di far partire l'acquisitore dati.

Una volta fatto partire l'acquisitore, è sufficiente far compiere un paio di rotazioni al volantino per sbloccare il dado e far partire il cedimento del campione e l'acquisizione dei dati; questo dado poi dev'essere svitato bene al fine di non farlo interferire col lavoro della macchina.

3) Il micrometro comparatore, con precisione del centesimo di millimetro, ha il compito di misurare i cedimenti del provino in esame.

Questo comparatore è dotato di una testina che misura gli spostamenti relativi del campione appoggiandosi ad un piccolo supporto regolabile collegato al sistema della cella edometrica.

La cella edometrica, alzandosi, provoca un innalzamento del supporto, il quale andando a comprimere la molla del micrometro permette la misurazione degli spostamenti.

Il micrometro, oltre a consentire la lettura analogica dello spostamento, invia anche un segnale all'acquisitore dati, il quale elabora una lettura in automatico di tutte le misure nell'arco delle 24 ore.

4) Il permeametro a carico variabile, invece ha lo scopo di effettuare le misure di permeabilità sul campione: verrà trattato approfonditamente nel paragrafo sulle prove di permeabilità.

- Taratura dell'edometro

L'edometro, come tutte le macchine, è soggetto ad una deformazione propria, dovuta in parte alla temperatura (dilatazione) e in parte alle deformazioni meccaniche durante la prova.

Queste deformazioni proprie però vanno a sommarsi ai valori dei cedimenti calcolati, e quindi portano ad avere una sovrastima dei dati.

Per eliminare questa sovrastima, è necessario quindi sapere quali sono i valori di taratura degli edometri usati e sottrarli al valore del cedimento.

Questi valori sono stati ottenuti facendo dei gradini di prova sia in carico che in scarico, alle varie pressioni di esercizio a cui deve lavorare l'edometro, mettendo all'interno della cella edometrica un provino d'acciaio di dimensioni analoghe a quelle della fustella e facendo partire l'acquisitore dati fino a quando la curva di acquisizione diventava completamente piatta.

Si sono ottenute così due tabelle (una per edometro) come da esempio (Fig.3.4), con i valori di deformazione in carico/scarico per i due edometri ai vari gradini di carico.

Tali valori vanno poi sottratti dalle misure ottenute, controllando sia la pressione applicata al provino, sia se il gradino è di carico o di scarico e andando a sottrarre il valore corrispondente.

Gradino (Kpa)	Def. Scarico (mm)	Def. Carico (mm)
20	0,143	0,088
40	0,155	0,098
80	0,176	0,112
160	0,205	0,136
320	0,221	0,169
640	0,24	0,206

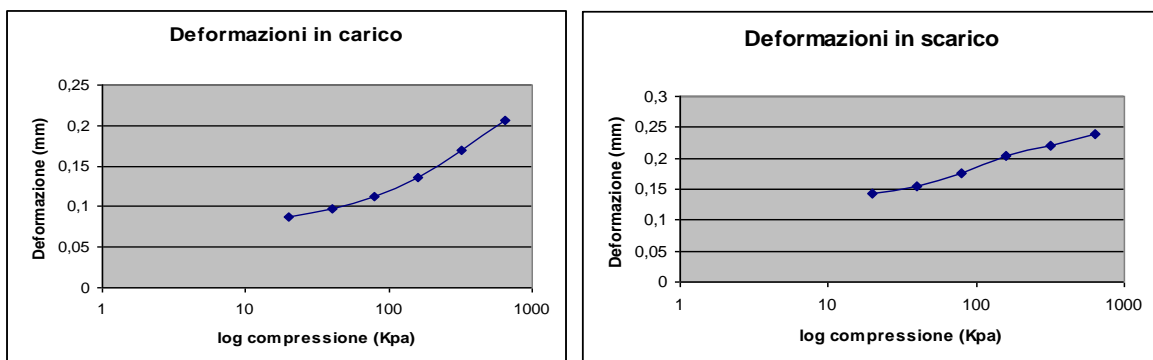


Fig 3.4: esempio di tabella con valori di taratura dell'edometro e relativi grafici in carico e scarico

- Esecuzione della prova

Prima dell'inizio della prova vera e propria, una volta inserite le fustelle con il materiale nelle celle edometriche, bisogna applicare ad entrambi gli edometri un piccolo carico di assestamento (1-5 Kpa) e successivamente azzerare i comparatori agendo sulla vite micrometrica; poi una volta terminata l'applicazione del carico di assestamento, si inizia ad applicare il primo carico.

La sequenza di carichi applicata è crescente e i carichi vengono raddoppiati ad ogni gradino; in questo caso la sequenza è stata di 20, 40, 80, 160, 320, 640 Kpa.

Prima dell'applicazione del carico, al fine di evitare schiacciamenti indesiderati del provino, bisogna prima bloccare la macchina tramite un dado posto in basso.

Per sbloccare la macchina si fa partire l'acquisitore dati, e dopo pochi secondi, si fa girare in senso antiorario il volantino per almeno due giri, avendo cura che la leva rimanga il più possibile orizzontale.

Una volta iniziata la prova, alla fine di ogni carico è stato necessario registrare i dati di cedimento sia dai comparatori analogici che dal pc, questo per monitorare il cedimento dei due campioni. Alla fine di ogni carico applicato all'edometro, si sono ottenuti dei grafici come quello mostrato di seguito (Fig.3.5).

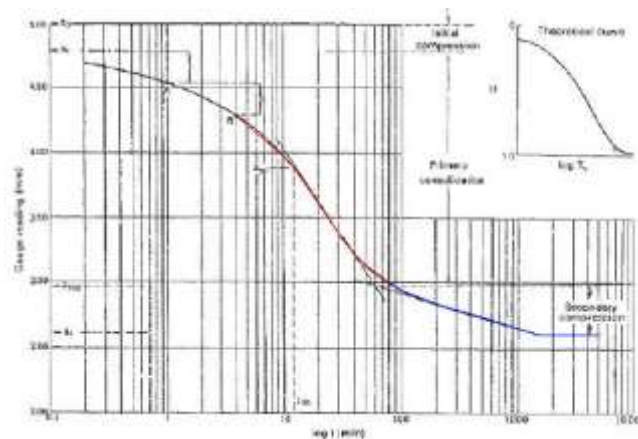


Fig.3.5: Esempio di curva di un gradino edometrico (Ing. Alessandra Nocilla, leggermente modificato)

Come già spiegato, questi grafici misurano il cedimento nel tempo del campione attraverso una scala di tempi di tipo logaritmico, che ha delle letture molto fitte all'inizio (pochi secondi le une dalle altre) per poi diventare sempre più distanti ed arrivare a 86400 s che sono le 24 ore.

Dall'insieme dei cedimenti ottenuti e trovando sia la deformazione verticale del provino ϵ_v , che l'indice dei vuoti e , è stato poi possibile ricavare le curve edometriche vere e proprie dei due provini

3.2.2 Prova di permeabilità

- Tipo di prova di permeabilità e funzionamento del permeametro.

La prova di permeabilità che ho eseguito sui campioni è una prova cosiddetta di tipo indiretto a carico variabile.

Cosa significa che questa prova è indiretta e a carico variabile?

Significa che il terreno viene sottoposto ad una misura della filtrazione di tipo indiretto, cioè non misurando direttamente il valore della filtrazione nel terreno, ma attraverso la variazione del carico idraulico e dell'altezza dell'acqua all'interno di un tubicino di vetro graduato, chiamato buretta.

La prova viene definita a carico variabile perché nel momento che in cui si inizia la prova, il livello dell'acqua nel tubicino graduato diminuisce e quindi anche il carico idraulico, cioè la forza che viene impressa all'acqua dal peso della colonna idraulica sovrastante, varia nel tempo diventando sempre più piccola.

La portata all'interno del tubicino viene regolata dalla legge di Darcy (Fig.3.6)

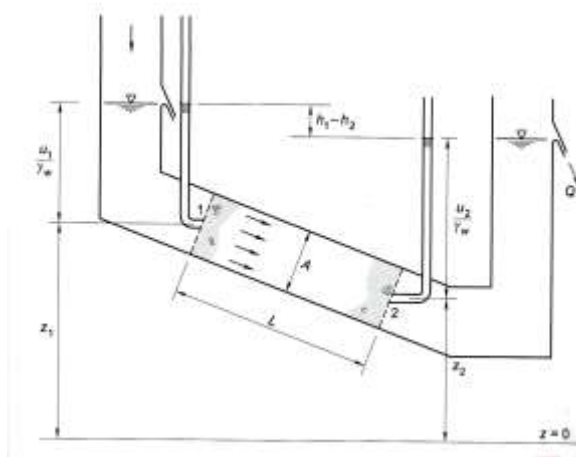


Fig 3.6: rappresentazione grafica della legge di Darcy

$$Q = k \cdot i \cdot a$$

Dove:

k = costante di permeabilità

i = gradiente idraulico

a = area o sezione del tubo

Il gradiente idraulico può anche essere scritto come il rapporto tra l'altezza di caduta del fluido Δh e lo spessore del provino L

$$i = \Delta h / L$$

Quindi la legge può essere scritta come:

$$Q = K \cdot \Delta h / L \cdot a$$

La legge di Darcy può anche essere scritta come integrale del volume V

$$d'V = (k \cdot \Delta h) / I \cdot a \cdot dt$$

che è uguale a:

$$d'V = k \cdot \Delta h / I \cdot a \cdot dt$$

la formula può essere scritta anche come

$$d'v = -a \cdot d'(\Delta h)$$

Il segno meno (-) è dovuto al fatto che l'altezza Δh dell'acqua all'interno della buretta cala con il procedere della prova.

Riscrivendo la formula si ottiene:

$$(d'(\Delta h)) / (\Delta h) = -k \cdot (A/L) \cdot (1/A) \cdot dt$$

Integrando si ottiene:

$$\ln(\Delta h_1 / \Delta h_2) = (k \cdot A) / (L \cdot a) \cdot (t_2 - t_1)$$

ottenendo la formula del coefficiente di permeabilità con una prova a carico variabile

$$k = (L \cdot a) / A \cdot \ln(\Delta h_1 / \Delta h_2) \cdot 1 / (t_2 - t_1)$$

La prova di permeabilità è stata effettuata sui due campioni contenuti nelle fustelle, inseriti all'interno delle celle edometriche.

La cella edometrica dove è contenuto il campione è dotata di un rubinetto che consente, tramite un opportuno tubicino flessibile, di collegarla ad una buretta graduata molto finemente.

Aperto il rubinetto, a causa della differenza di altezza tra il livello dell'acqua nella cella edometrica e nella buretta, si crea un moto di filtrazione dal basso verso l'alto che permette la misura della permeabilità del provino.

Questo tipo di prova viene detta a carico variabile, perché il "carico" della colonna idraulica presente nella buretta diminuisce man mano che il livello si abbassa; ne consegue che la spinta data dall'acqua sarà sempre minore e quindi anche i valori di filtrazione si abbasseranno sempre di più al diminuire del livello dell'acqua nella buretta.

- Esecuzione della prova

Per prima cosa va misurata l'altezza di "caduta" dell'acqua, cioè l'altezza tra il livello dell'acqua nella buretta e il bordo superiore della cella edometrica, anch'essa riempita d'acqua: questo passaggio va fatto per entrambe le burette dei due campioni.

Si applica poi ad entrambe le burette un righello graduato con la scala in mm per poter misurare anche piccole variazioni di altezza.

Una volta stabilito il livello iniziale dell'acqua delle burette, si aprono qualche minuto i rubinetti per fare in modo che il regime di filtrazione tra i campioni e le burette passi dalla fase di transizione ad un flusso stazionario.

Fatto questo si richiudono i rubinetti, si riempiono le burette con acqua distillata fino al livello di partenza e, stabilito quando far partire il tempo di misurazione, si aprono contemporaneamente i due rubinetti e si fa partire il cronometro per misurare gli spostamenti di altezza dell'acqua.

Nelle prime prove, si è notato che le velocità di filtrazione erano piuttosto alte, ma con la progressiva compattazione del terreno durante la prova edometrica queste velocità si sono drasticamente ridotte a causa probabilmente della diminuzione della porosità.

Un particolare delle prove di permeabilità è che sono sempre state effettuate al termine dell'ultimo gradino della prova edometrica eseguito, nell'intervallo tra un gradino e il successivo.

Successivamente, dai dati raccolti, sono stati elaborati dei grafici di permeabilità che permettono di confrontare i valori della permeabilità dei due provini ed eventualmente capire se essi hanno una porosità diversa tra di loro.

3.2.3 Limiti di Atterberg

I limiti di Atterberg sono dei limiti che indicano la quantità di acqua che è presente in un terreno nel momento in cui si trova al limite liquido (quindi praticamente sciolto), al limite plastico (simile alla plastilina) e limite solido (quando il materiale sta per diventare completamente asciutto).

Per la determinazione dei limiti di Atterberg, è stato necessario utilizzare una parte del materiale dei sacchetti, il quale è stato sottoposto a una vagliatura per via umida attraverso il setaccio 40 ASTM in maniera da utilizzare solo il passante al setaccio 40 (Fig.)



Fig 3.7: polvere ottenuta dal passante al setaccio 40 ASTM

- Limite liquido e metodo del Cucchiaino di Casagrande

La prima operazione svolta dopo aver preparato il passante al setaccio 40 ASTM, è stata di pesare 100 grammi di polvere, la quale è stata poi versata su una lastra di vetro molato per poterla lavorare.

Attraverso una spatola e dell'acqua distillata, la polvere è stata ridotta ad una sorta di pasta dall'aspetto simile alla plastilina.

Questa pasta è stata poi distesa sempre con l'ausilio della spatola, all'interno di un apparecchio apposito chiamato Cucchiaino di Casagrande (Fig.3.8), il quale ha lo scopo di permettere di ricavare il limite di liquidità di un terreno attraverso il conteggio del numero di colpi provocati dall'attrezzo fino alla chiusura del solco prodotto nel materiale con un apposito utensile, per almeno 13 mm.



Fig 3.8: Cucchiaino di Casagrande

Per prima cosa si effettua una prova col materiale appena mescolato e si controlla che il numero di colpi con cui avviene la chiusura non sia troppo basso o troppo alto: nel primo caso il materiale va asciugato, mentre nel secondo va rimescolato con altra acqua.

Ottenuta una prima prova valida (con numero di colpi compreso tra i 15 e i 35) si prende nuovamente il materiale e si asciuga per far diminuire il contenuto d'acqua, poi si ripete la procedura della prova per almeno altre due volte, cercando di abbassare ogni volta il contenuto d'acqua, ma rimanendo sempre tra i 15 e i 35 colpi.

Il numero dei colpi di ogni singola prova, contati tramite il conta colpi del cucchiaino, va poi diagrammato in un grafico semilogaritmico, il quale serve a mettere in relazione i numeri di colpi con il contenuto d'acqua presente nel campione e ricavare così il limite di liquidità che corrisponde al valore del contenuto d'acqua a 25 colpi.

Bisogna poi tracciare, una volta fatte un numero di prove sufficienti, una retta "contenuto d'acqua-numero di colpi" che approssima tutti i punti delle varie prove.

Questa retta incrocia ad un certo punto il valore di 25 colpi; andando a vedere a che valore di contenuto d'acqua corrisponde questo valore, si ottiene il limite di liquidità o WL (Fig.3.9).

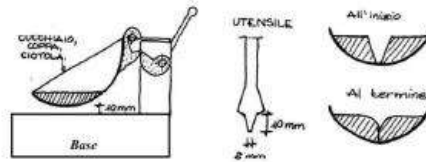


Figura 3.2

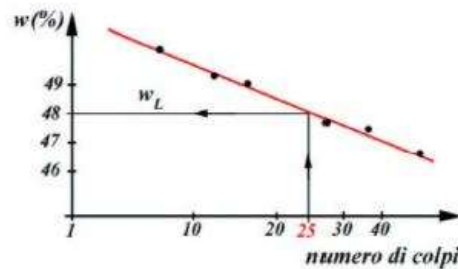


Fig.3.9: Schematizzazione del cucchiaino e diagramma per il Limite di Liquidità (Salvatore Grasso, corso di Geotecnica, UNICA)

Dato che il materiale era piuttosto scivoloso, per effettuare la prova è stato necessario ricorrere al cucchiaino con superficie rugosa per limitarne lo scivolamento indesiderato.

Una volta effettuate almeno 3 prove valide (con un numero di colpi compreso tra i 15 e i 35), per ricavare il contenuto d'acqua, bisogna prelevare almeno 3 campioni di materiale (uno per ogni prova), dall'area dove si è chiuso il solco, pesarli ancora umidi sulla bilancia di precisione e annotarne il peso umido.

Fatto questo i campioni vanno messi in forno e fatti asciugare per almeno 12 ore; fatto questo vanno nuovamente pesati e va annotato questa volta il peso secco.

Una volta ottenuti i due pesi è sufficiente sottrarre il peso secco da quello umido (entrambi depurati della tara del contenitore) per ottenere il peso dell'umidità del terreno.

Per ricavare il contenuto d'umidità del terreno in percentuale, è poi sufficiente usare una semplice formula a cui rimando nei risultati.

- Limite plastico e metodo dei bastoncini

Terminata la prova col Cucchiaino di Casagrande, col materiale rimanente va effettuata la prova del limite di plasticità.

Questa prova consiste nel produrre con il palmo delle mani una pallina di terreno, la quale va modellata fino a quando appaiono sulla superficie le prime fessurazioni.

A questo punto la pallina va suddivisa in due parti pressoché uguali, delle quali una verrà usata per la prova e l'altra usata in un secondo momento per la prova successiva.

Con il materiale della prima parte, bisogna ricavare quattro bastoncini, ognuno del diametro di circa 6 mm; ottenuti questi quattro bastoncini, essi vanno fatti sfregare (uno per volta) sopra la lastra di vetro fino a ridurli ad un diametro di circa 3mm, tenendo come riferimento la bacchetta apposita (Fig.3.10)

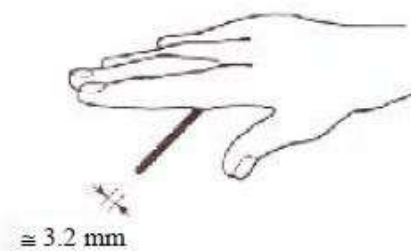


Fig.3.10: Schematizzazione del metodo dei bastoncini (Salvatore Grasso, corso di Geotecnica, UNICA)

Fatto questo si prova a rompere il bastoncino e, se questo si rompe o si crepa, significa che il terreno ha raggiunto il limite plastico. Diversamente, se il bastoncino non si rompe, va riplasmato e va ripetuta la prova fino al raggiungimento del limite plastico.

Successivamente, una volta effettuate le prove, bisogna fare come nel limite liquido, cioè prendere i campioni di bastoncini, pesarli ancora umidi su contenitori di tara nota e annotare il peso umido; dopodiché i campioni vanno messi in forno ed estratti dopo circa 12 ore, in modo che siano asciutti.

Allo stesso modo i campioni asciutti vanno pesati e, una volta depurati i due pesi del valore della tara, è sufficiente sottrarre dal peso umido il peso secco per ottenere il peso dell'acqua.

Il contenuto d'acqua va trovato tramite la formula usata per il limite liquido, ma in questo caso esso fornisce direttamente il valore del limite di plasticità relativo ad un bastoncino.

Per ricavare un valore di limite di plasticità dell'intero campione è quindi necessario fare la media dei valori di tutti i bastoncini.

3.2.4 Ricostruzione della curva granulometrica dei terreni.

- Materiale per la ricostruzione della curva granulometrica

Per la ricostruzione della curva granulometrica dei terreni, si è fatto largo uso di diversi materiali. Questi materiali sono stati:

- una parte del contenuto dei sacchetti contenenti il materiale sciolto analogo ai due campioni C14 e C15 contenuti nelle fustelle (per due analisi distinte).
- una serie di setacci unificati (5, 10, 20, 40, 80 e 200 ASTM) che sono serviti per le setacciature del materiale;
- due tubi di vetro graduati detti tubi di sedimentazione;
- una vasca di acqua a riscaldamento termostatico (detta vasca di sedimentazione);
- del sale anti flocculante (esametafosfato di sodio);
- mortaio e pestello per la disgregazione del passante 200;
- Un areometro (o densimetro) ed un termometro.

- Metodo per la ricostruzione della parte a granulometria grossolana della curva granulometrica

Questo materiale è stato sottoposto ad un diverso tipo di setacciatura per via umida rispetto a quello usato per i limiti di Atterberg, in quanto è stata predisposta una serie di setacci (5, 10, 20, 40, 80 e 200 ASTM) attraverso i quali è stato vagliato tutto il materiale. In figura (Fig.3.11) è riportato un possibile esempio di serie di setacci.

Analisi Granulometrica	Setaccio ASTM	Apertura maglie (mm)
Analisi per Setacciatura	10	2,000
	16	1,180
	20	0,850
	40	0,425
	60	0,250
	80	0,180
	100	0,150
	140	0,106
	170	0,090
	200	0,075

Fig.3.11: Esempio di serie di setacci ASTM per setacciatura (Salvatore Grasso, corso di Geotecnica, UNICA)

Durante la stacciatura, il materiale trattenuto in ciascun setaccio viene riposto in coppette di porcellana, suddividendolo per granulometria decrescente e raccogliendo l'ultimo materiale (detto passante al setaccio 200) in una vasca che è stata successivamente svuotata dall'acqua per recuperarne il materiale nel frattempo sedimentato.

Successivamente, una volta raccolte le varie granulometrie nelle coppette di porcellana (di tara già nota), si è provveduto a metterle in forno per l'asciugatura e successivamente pesate per determinarne la massa secca del materiale (depurato dalla tara).

Le masse delle varie granulometrie sono state annotate e sono poi servite per la ricostruzione della parte più grossolana della curva granulometrica (dalla ghiaia fino al limo).

Nelle figure sono visibili alcune delle granulometrie ottenute con la setacciatura per via umida (Fig.3.12-A e B)



Fig.3.12-A: Esempi di granulometrie fini



B: esempi di granulometrie grossolane

- Metodo per la ricostruzione della parte a granulometria fine della curva granulometrica.

La misurazione della quantità di materiale fine della curva granulometrica (al di sotto del setaccio 200 ASTM) viene effettuata attraverso il metodo del densimetro che permette di misurare indirettamente il diametro delle particelle attraverso il loro tempo di sedimentazione, in base alla legge di Stokes.

La legge di Stokes infatti, permette di ricavare il diametro della particella (approssimabile ad una sfera perfetta) conoscendo il suo peso specifico (γ_s), la densità del fluido (γ_L) e la velocità di caduta (V) in cm/s della particella.

La legge di Stokes viene espressa con la seguente formula:

$$D = \sqrt{\frac{1800 \cdot \eta L}{\gamma_s - \gamma_L}} \cdot V$$

In figura (Fig.3.13) è riportata una tabella con le granulometrie ottenute tramite il metodo del densimetro.

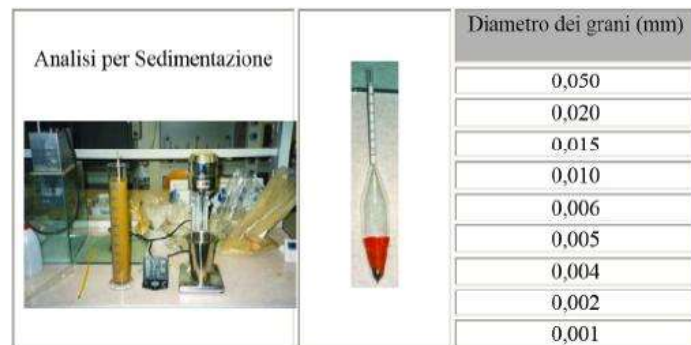


Fig.3.13: Diametri delle particelle ricavate tramite il metodo del densimetro

Preparazione della vasca di sedimentazione e dei tubi di sedimentazione

Per la ricostruzione della parte a granulometria fine, è stato necessario utilizzare il passante al setaccio 200 separato precedentemente tramite la vagliatura (Fig.3.14)



Fig.3.14: polvere ottenuta dal passante al setaccio 200 ASTM

Una volta svuotata la vasca dove era sedimentato il materiale, esso è stato riversato in una ciotola di massa nota e messo in forno per l'asciugatura.

Terminata l'asciugatura anche questo materiale è stato pesato a secco e poi, tramite un mortaio ed un pestello, è stato tritato in particelle più piccole (passanti al setaccio 40 ASTM, ma non a quello 200) questo per garantire la presenza di aggregati di particelle detti flocculi).

Una volta ridotto il passante a particelle più piccole facendolo passare attraverso il setaccio 40 ASTM, ne sono stati pesati 40 grammi, i quali sono stati utilizzati per preparare una soluzione da utilizzare con i tubi di sedimentazione.

Per la preparazione di questa soluzione sono stati necessari:

- 40 grammi di passante 200 per tubo;
- 250 grammi di soluzione di esametafosfato di sodio;
- acqua distillata;
- 3 becker graduati.

Per prima è stata preparata in un becker da 500ml la soluzione di esametafosfato di sodio, pesandone con la bilancia 20 g e aggiungendo acqua distillata fino ad arrivare ad un peso complessivo di 500 g pari a 500 ml di soluzione; si è poi messo il tutto a mescolare fino a completa diluizione.

In altri due becker da 250 ml sono stati pesati 20 g di polvere di passante 200, ai quali successivamente è stata aggiunta la soluzione di esametafosfato nella quantità di 125 g per becker, miscelando poi il tutto.

Una volta lasciata a riposo la soluzione per almeno 16 ore, questa è stata nuovamente agitata per riattivare l'antiflocculante ed è stata poi messa nei tubi di sedimentazione, aggiungendo ulteriore acqua distillata alla soluzione per portare il livello totale dell'acqua ad un litro.

I tubi sono stati poi lasciati a riposo durante la taratura del densimetro.

- Taratura del densimetro

Prima di procedere con le misurazione dei tubi vere e proprie è stato necessario effettuare una taratura densimetro, questo al fine di avere una temperatura media a cui far lavorare il densimetro per effettuare le misure.

Per fare questo sono stati utilizzati l'areometro o densimetro (che è lo strumento con cui fare anche le letture vere e proprie durante la sedimentazione), un termometro con la precisione del decimo di grado con cui misurare la temperatura dell'acqua e altri due tubi di sedimentazione, uno riempito con gli altri 250 g di esametafosfato rimanenti più acqua distillata fino ad un litro di soluzione e l'altro con sola acqua distillata fino ad un litro.

Il densimetro è uno strumento di misura in grado di galleggiare in equilibrio nell'acqua o nella soluzione e di dare attraverso la sua scala graduata, il valore di densità del fluido.

Questa scala è divisa in centesimi e millesimi ma riporta numeri difficili da leggere a causa della velocità di abbassamento molto rapida, questo perché la scala è basata su una relazione del tipo $R = (r-1) \times 1000$, dove r è un valore qualsiasi che appare nella scala dell'areometro.

E' possibile però linearizzare ad occhio la lettura della scala prendendo come riferimento solo i centesimi e "immaginandoli" come dei numeri interi: se ad esempio sulla scala leggo un numero come 1,010 lo leggerò come se fosse un 10, se invece leggo 1,020 lo leggerò come se fosse un 20 eccetera, mentre le tacche intermedie appaiono come suddivisioni in decimi.

Preparato tutto il materiale, si mettono i tubi per la taratura all'interno della vasca e si regola il termostato su una temperatura "minima" (ad esempio a 18°C misurati col termometro).

Dopo aver aspettato circa un'ora si misura con l'areometro la densità prima del disperdente e poi della sola acqua segnandole su una tabella assieme alla temperatura di riferimento.

Si ripete la stessa procedura ogni ora per almeno 7-8 ore, aumentando ogni volta la temperatura della vasca di almeno 2 gradi.

Terminata la procedura si fa la media dei valori di temperatura misurati e il valore ricavato sarà la temperatura di lavoro della vasca di sedimentazione.

- Misurazione della velocità di sedimentazione tramite densimetro.

Effettuata la taratura della vasca e regolata quest'ultima sulla temperatura di lavoro, si inseriscono i due tubi contenenti il sedimento tenendo il sedimento in sospensione per evitare che si depositi sul fondo (Fig.3.15)



Fig.3.15: vasca termostatica con tubi di sedimentazione

Si fa partire ad un orario prestabilito la misurazione immergendo l'areometro nel tubo 1 e leggendo i valori dati dal densimetro secondo una sequenza logaritmica di tempo mentre, contemporaneamente, si mette in agitazione il tubo 2.

All'orario prestabilito si misura la densità anche nel tubo 2 sempre secondo la sequenza logaritmica, ma sfalsata rispetto al tubo 1.

Si continua così la misurazione in entrambi i tubi, effettuando le ultime due letture alle 24 ore del giorno successivo.

Una volta ottenuti i valori di densità depurati della correzione del menisco e i tempi di misura, questi vanno inseriti in un foglio elettronico dove, attraverso la legge di Stokes, viene ricostruita la parte terminale della curva granulometrica (nello stesso foglio è possibile anche ricostruire la parte grossolana della curva con i dati ricavati precedentemente dalla setacciatura).

Capitolo 4

Analisi dei risultati

In questo capitolo verranno descritti i principali risultati ottenuti con le diverse prove di laboratorio.

4.1 Risultati delle prove edometriche

L'obiettivo dell'elaborazione dei dati delle due prove è stato quello di ottenere due tipi di parametri, con i quali ricavare poi i grafici della curva edometrica vera e propria.

- Parametri di compressione volumetrica
- Parametri di consolidazione primaria

4.1.1 Determinazione dei parametri di compressione volumetrica

- Elaborazione dei risultati di acquisizione

Prima di arrivare ad ottenere i parametri di compressione edometrica è stato necessario elaborare i dati provenienti dalle acquisizioni in una serie di grafici logaritmici $\Delta H/\log t$ (differenziale d'altezza/ logaritmo del tempo) chiamati "gradini di carico" (Fig.4.1)

Questi grafici sono importanti perché sono la base di partenza da cui poi ottenere le curve edometriche: infatti da essi è possibile ricavare alcuni importanti parametri come ad esempio la deformazione verticale ϵ_v .

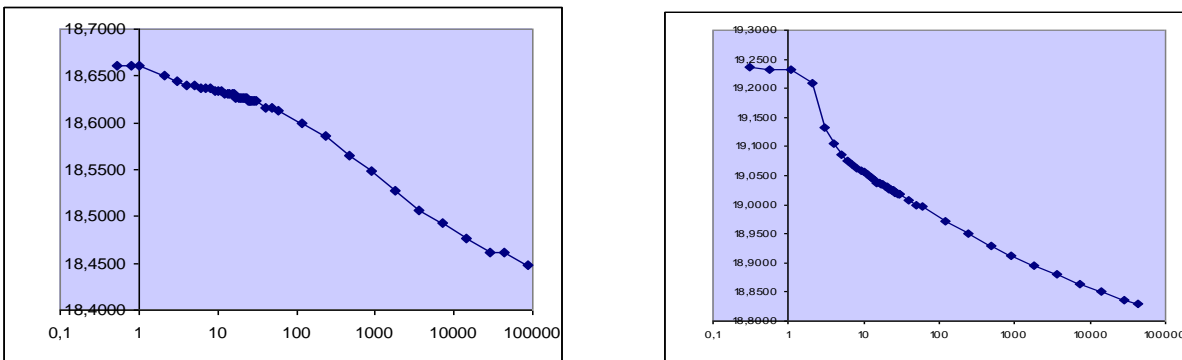


Fig 4.1:esempi di grafici $\Delta H/ \log t$ ottenuti dalle prove edometriche

Per ogni gradino la deformazione verticale (ϵ_v) è stata ottenuta tramite questo rapporto:

$$\epsilon_v = \delta_H / H_0$$

dove:

δ_H = variazione di altezza del provino (dove H corrispondente al termine del gradino n-1 corrisponde all'altezza del provino dopo 86400s di applicazione del carico n).

H_0 = altezza iniziale del provino.

L'indice dei vuoti iniziale e_0 per ogni gradino è stato ricavato nel seguente modo:

$$e_0 = (e + \epsilon_v) / (1 - \epsilon_v)$$

dove e corrisponde all'indice dei vuoti finale, ricavabile dalla formula:

$$e = (G_s / \gamma_d) - 1$$

mentre ε_v è la deformazione del campione.

Essendo:

G_s = peso specifico dei grani;

γ_d = peso del volume secco (peso secco/volume finale);

L'indice dei vuoti per ogni gradino è stato ottenuto come:

$$e = e_0 (1 - \varepsilon_v) - \varepsilon_v$$

Non avendo però a disposizione l'indice dei vuoti iniziale in quanto impossibile da misurare, si è calcolato l'indice dei vuoti a ritroso per ciascun gradino, partendo dall'ultimo.

Nell'ultimo gradino l'indice dei vuoti finale è possibile calcolarlo tramite la formula:

$$e = V_v / V_s$$

dove V_v è il volume dei vuoti e V_s è il volume dei solidi.

Questi due valori però sono sconosciuti.

Essendo il provino saturo d'acqua, sappiamo con certezza che il volume dei vuoti è occupato dall'acqua, la quale ha la proprietà di avere il peso equivalente al suo volume.

Sappiamo infatti che:

$$1 \text{ grammo di acqua} = 1 \text{ cm}^3 \text{ di acqua}$$

Quindi il volume dei vuoti è equivalente al volume d'acqua contenuto nel campione.

Il volume d'acqua è però equivalente anche al peso dell'acqua e quindi conoscendo il peso dell'acqua sappiamo anche qual è il suo volume.

Il peso dell'acqua è ricavabile sottraendo dal peso umido del campione il peso secco del campione stesso dopo asciugatura.

$$P_{H_2O} = P_U - P_S$$

Ricavato il peso dell'acqua in grammi lo converto in cm^3 ed ottengo il volume dell'acqua del campione.

Il volume del solido invece è ricavabile sottraendo dal volume totale del provino saturo (volume del cilindro $V = A \cdot h$) dove h è l'altezza finale del provino cilindrico, il volume dell'acqua.

$$V_s = V_t - V_{H_2O}$$

Ricavati il volume dell'acqua e il volume dei solidi è possibile ricavare l'indice dei vuoti finale e .

Una volta ricavato l'indice dei vuoti finale dell'ultimo gradino, dovrò ricavare l'indice dei vuoti iniziale dell'ultimo gradino; per far questo utilizzo la formula inversa dell'indice dei vuoti finale trovata in precedenza:

$$e_0 = (-e - \varepsilon_v) - \varepsilon_v$$

L'indice dei vuoti iniziale dell'ultimo gradino è equivalente all'indice dei vuoti finale del gradino precedente, quindi sarà sufficiente per il gradino precedente considerare e_0 dell'ultimo gradino come il suo indice dei vuoti finale e riapplicare la formula inversa per ricavare l'indice dei vuoti iniziale al gradino precedente e così via per tutti gradini.

Al termine delle due prove, i dati ottenuti sia in maniera diretta che in maniera indiretta dai grafici dei gradini di carico sono stati rielaborati al fine di ottenere le cosiddette "curve edometriche".

- Ricostruzione delle curve edometriche

Una volta ottenuti i valori delle deformazioni verticali e degli indici dei vuoti dai gradini (Fig.4.2 A B C D E F), è stato possibile ricostruire due curve edometriche come mostrato in esempio, secondo due modalità:

- Attraverso l'andamento dei cedimenti in funzione del carico ($\Delta\varepsilon-\Delta\sigma'_v$) visibili in figura (fig.4.3 A)
- Attraverso la variazione dell'indice dei vuoti in funzione del carico ($\Delta e-\Delta\sigma'_v$) visibili in figura (fig. 4.3 B)

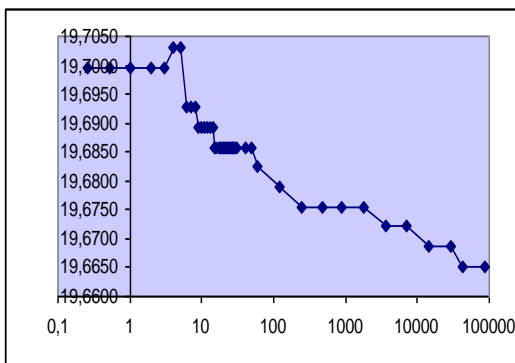
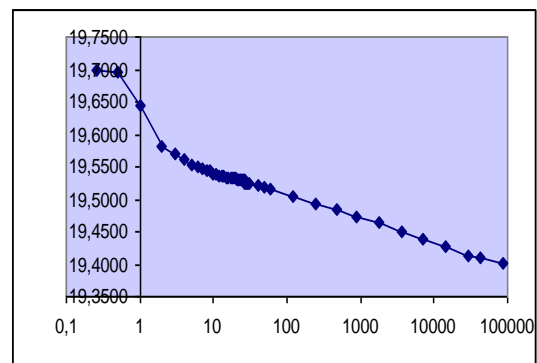
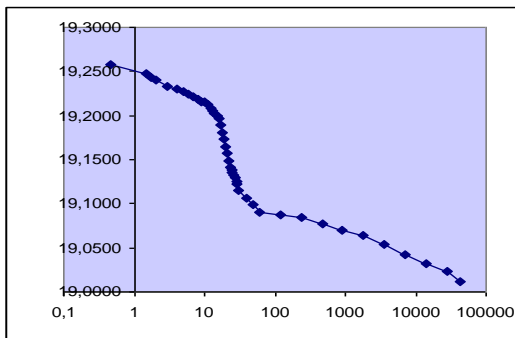


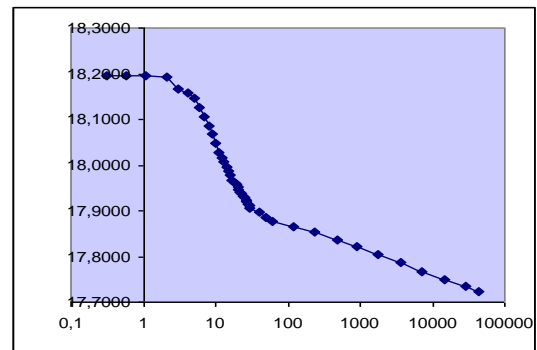
Fig 4.2:A: gradino di carico 80Kpa campione C14



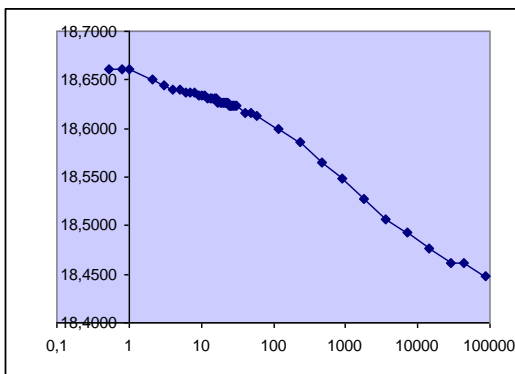
B: gradino 80Kpa campione C15



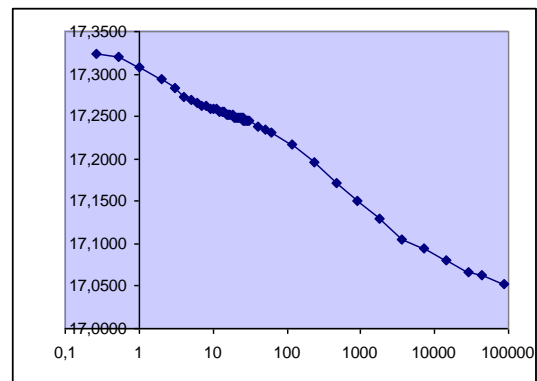
C: gradino 160Kpa per campione C14



D: gradino 160Kpa per campione C15



E: gradino 320Kpa per campione C14



F: gradino 320Kpa per campione C15

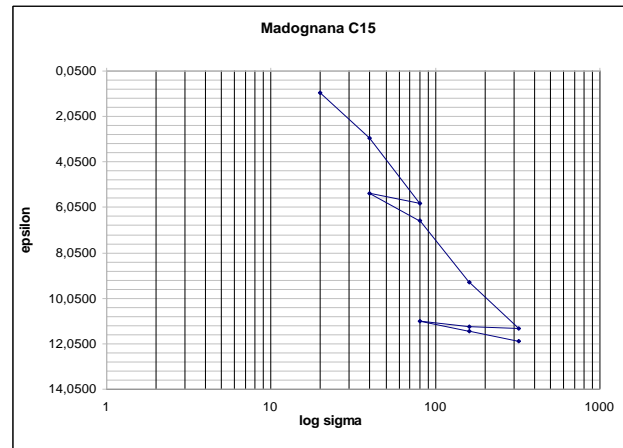
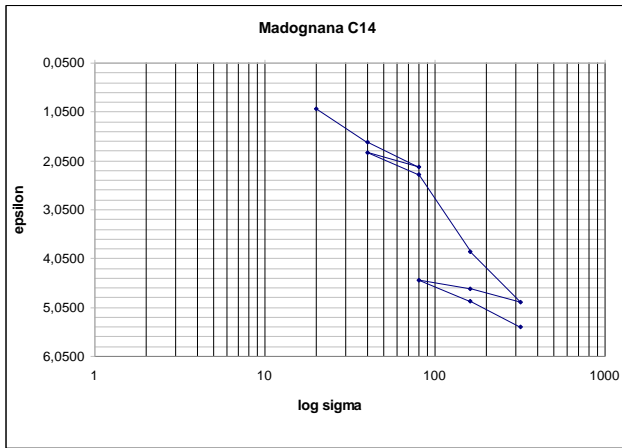


Fig 4.3 A curve edometriche relative alla deformazione ϵ per i due campioni

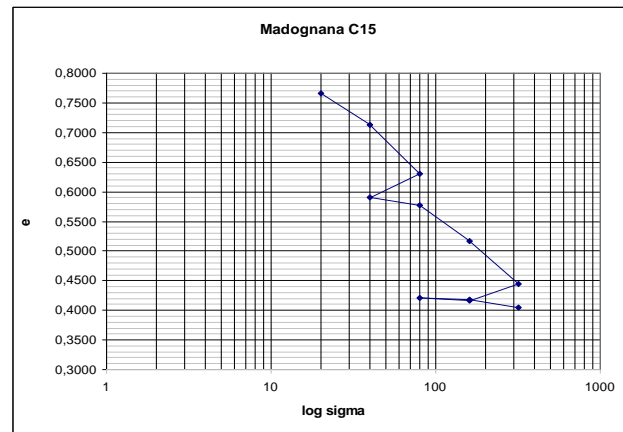
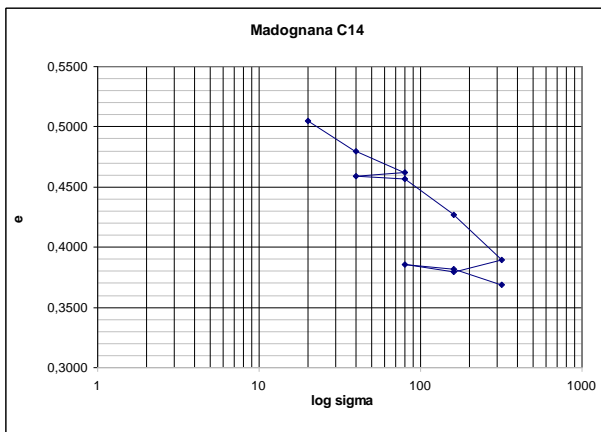


Fig 4.3 B curve edometriche relative all'indice dei vuoti e per i due campioni

Da queste due curve sono stati ricavati i seguenti valori (Fig.4.4)

Simbolo	Denominazione	Grafico di riferimento
M	Modulo Edometrico	$\epsilon - \sigma^v$
Mv	Coefficiente di compressibilità	$\epsilon - \sigma^v$
CR	Rapporto di Rigonfiamento	$\epsilon - \log \sigma^v$
RR	Rapporto di Compressione	$\epsilon - \log \sigma^v$
SR	Rapporto di Ricomprensione	$\epsilon - \log \sigma^v$
Cc	Indice di Compressione	$e - \log \sigma^v$
Cr	Indice di Ricomprensione	$e - \log \sigma^v$
Cs	Indice di Rigonfiamento	$e - \log \sigma^v$

Fig.4.4: principali valori ottenibili dalle curve edometriche

Una volta ottenuti gli ϵ_v relativi ad ogni gradino, è stato possibile ricavare un grafico $\log \sigma - \epsilon_v$ che ha permesso di determinare i seguenti parametri

- $CR = \delta \epsilon_v / \delta(\log \sigma_v) =$ pendenza del tratto di compressione
- $RR = \delta \epsilon_v / \delta(\log \sigma_v) =$ pendenza del tratto di ricomprensione
- $SR = \delta \epsilon_v / \delta(\log \sigma_v) =$ pendenza del tratto di scarico

Gli indici dei vuoti relativi ad ogni gradino hanno permesso di ricavare il grafico $\log \sigma - e$ e di conseguenza, ricavare i seguenti parametri:

- $C_c = \delta e / \delta(\log \sigma_v) =$ pendenza del tratto di compressione;
- $C_r = \delta e / \delta(\log \sigma_v) =$ pendenza del tratto di ricomprensione;
- $C_s = \delta e / \delta(\log \sigma_v) =$ pendenza del tratto di scarico.

Altri parametri ottenibili dalle curve edometriche sono il Modulo Edometrico e Coefficiente di compressibilità.

Questi parametri sono stati ricavati dalle seguenti formule:

$$M = \delta \sigma_v / \delta \varepsilon_v$$

$$mv = \delta \varepsilon_v / \delta \sigma_v$$

- Interpretazione delle curve edometriche

Come accennato in precedenza, per ognuna delle due prove edometriche sono stati ricavati due grafici equivalenti:

- un diagramma dei cedimenti in funzione del carico ($\Delta e - \Delta \sigma_v^2$)
- un diagramma dell'indice dei vuoti in funzione del carico ($\Delta e - \Delta \sigma_v^2$)

Da quello che si è potuto notare dai grafici, il terreno C14 risulta meno compressibile rispetto al terreno C15.

Questo è possibile notarlo intanto dal cedimento dei due campioni, dato che il terreno C14 ha un cedimento inferiore rispetto al terreno C15; poi è interessante confrontare i vari dati dei coefficienti C_c , C_r , ecc. perché quelli del terreno C14 sono minori di quelli del C15, il che significa che il terreno C14 è meno compressibile del terreno C15.

Dall'interpretazione dei dati raccolti dalle due prove edometriche, sembrerebbe che il provino C14 sia costituito da un materiale meno compressibile rispetto a C15, probabilmente un materiale più grossolano come sabbia, mentre il campione C15 è costituito più da una componente limoso/argillosa che è più compressibile.

4.1.2 Parametri di consolidazione primaria: determinazione del coefficiente di consolidazione C_v

Le deformazioni che vengono subite dal provino durante la prova edometrica sono riconducibili essenzialmente all'espulsione dell'acqua dai pori dal momento che il provino è confinato lateralmente e schiacciato; tuttavia oltre a queste deformazioni, sono presenti anche delle piccole componenti di deformazione elastica e plastica.

La teoria della consolidazione sviluppata da Terzaghi, mette in relazione il grado di consolidazione medio (U) de il tempo:

$$U\% = f(T_v)$$

Dove:

$U\%$ = grado di consolidazione medio, cioè la percentuale di cedimento totale avvenuta ad un certo tempo t rispetto al cedimento totale.

T_v = fattore tempo

Il T_v si può ricavare attraverso questa relazione:

$$T_v = C_v t/H^2$$

Dove:

C_v = coefficiente di consolidazione;

H = percorso di drenaggio, corrispondente alla metà dello spessore del provino;

t = tempo corrispondente al grado di consolidazione U .

Si può dedurre dalla formula che il grado di consolidazione per il raggiungimento di un certo grado di consolidazione varia con il quadrato di H .

Per ricavare il coefficiente di consolidazione C_v , è stato utilizzato il metodo di Taylor che si basa sulla costruzione di un grafico cedimento/radice quadrata del tempo (Fig.4.5)

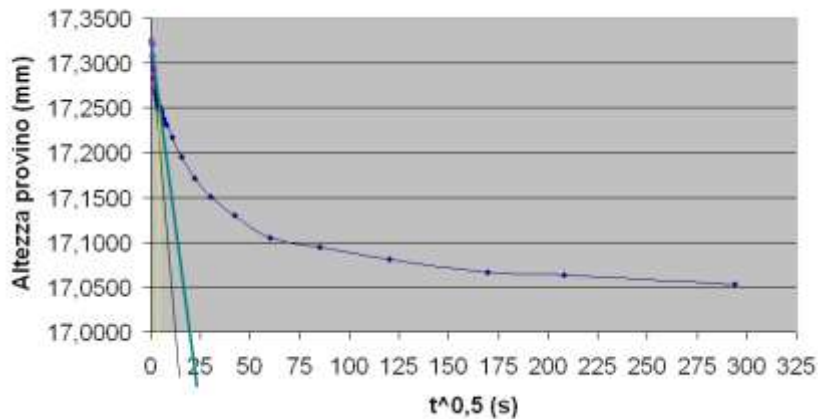


Fig.4.5: Metodo di Taylor applicato ad un gradino di carico

In questo grafico, va tracciata all'inizio una retta (nera) che interpola i primi punti corrispondenti all'incirca ad una saturazione del 60%, i quali hanno un andamento più o meno lineare.

Tracciata questa retta, si prendono i punti in questione e si ricalcolano aumentando il valore delle ascisse di un 15% in maniera da ottenere una nuova retta incrementata del 15%.

Si traccia appunto una seconda retta (blu) con pendenza incrementata del 15% rispetto a quella originaria e si prolunga fino a incrociare la curva del grafico.

Proiettando il punto di incrocio tra la retta incrementata del 15% e il tratto della curva ancora rettilineo (linea gialla) sull'asse delle ascisse, si ottiene il t_{90} (tempo al 90% della consolidazione).

Se durante la prova sono stati annotati manualmente i valori di altezza del provino prima dell'applicazione del gradino successivo, il valore di cedimento è un dato reale perché basato su dati sperimentali ricavati dalla prova.

Il cedimento complessivo di consolidazione è dato da:

$$\Delta H_{100} = 10/9 \Delta H_{90} \text{ E}$$

Mentre il valore del coefficiente di consolidazione è dato da:

$$C_v = 0,848 (H^2/t_{90})$$

Dove H '= percorso di drenaggio, cioè il semispessore del provino in quel momento.

Dai valori del coefficiente di compressione verticale C_v , che sono estremamente bassi, è emerso che questi campioni sono poco compressibili (Fig.4.6) inoltre il provino C14 risulta ancor meno compressibile rispetto al C15, segno che probabilmente esso è costituito da materiale più grossolano e quindi più difficilmente comprimibile rispetto al materiale più fine del campione C15.

Gradini di carico (Kpa)	Valori di Cv per il campione C14	Valori di Cv per il campione C15
80Kpa	2,70 E-04	3,21 E-03
160Kpa	1,37 E-03	2,26 E-03
640Kpa	2,80 E-03	2,89 E-03

Fig.4.6: Valori di Cv per alcuni gradini di carico dei campioni

4.2 Risultati delle prove di permeabilità

Dai risultati delle prove di permeabilità ottenuti è emerso che le velocità di filtrazione nei campioni sono piuttosto basse, in linea con i valori che possono essere riscontrabili in una sabbia fine o in un limo sabbioso, nell'ordine di 10^{-6} - 10^{-8} m/s con modesti abbassamenti dell'altezza del livello dell'acqua della buretta (log delta L) indice di una bassa velocità di permeabilità, come visibile dai grafici sotto relativi ad alcuni gradini di carico e scarico (Fig. A B C D)

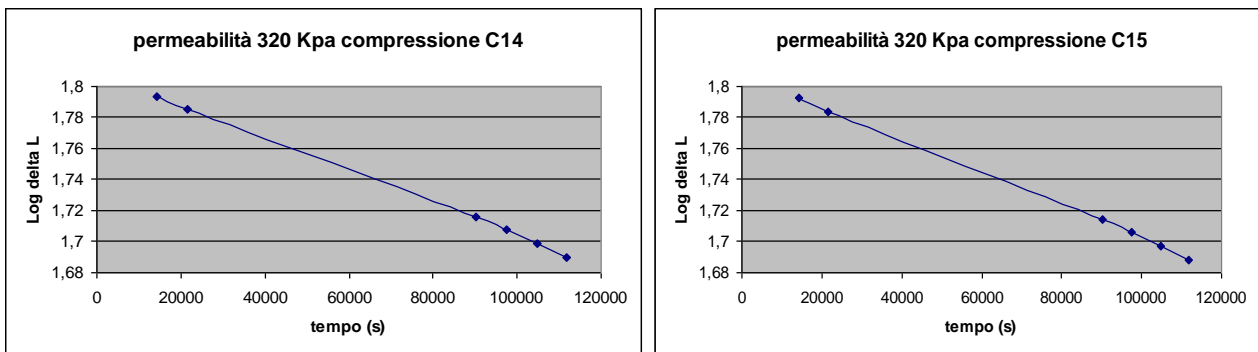


Fig.4.7 A: permeabilità dei due campioni ad una pressione di 320Kpa in carico

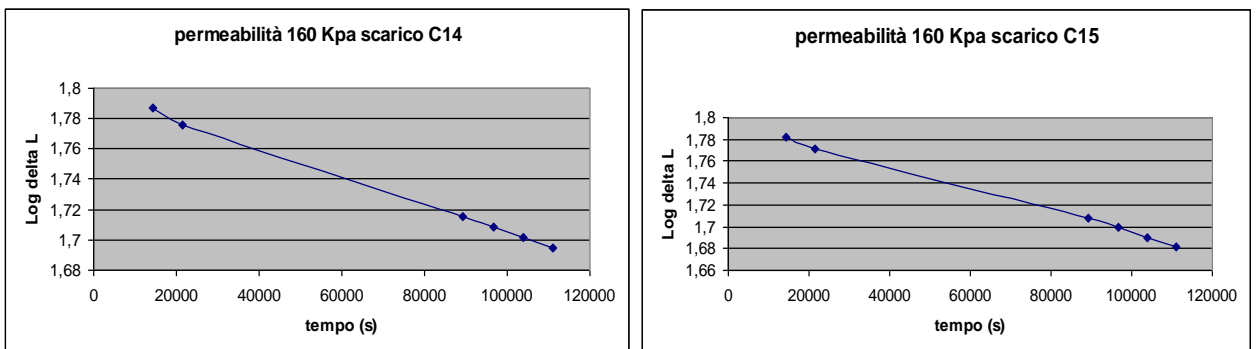


Fig.4.7 B: permeabilità dei due campioni ad una pressione di 160Kpa in scarico

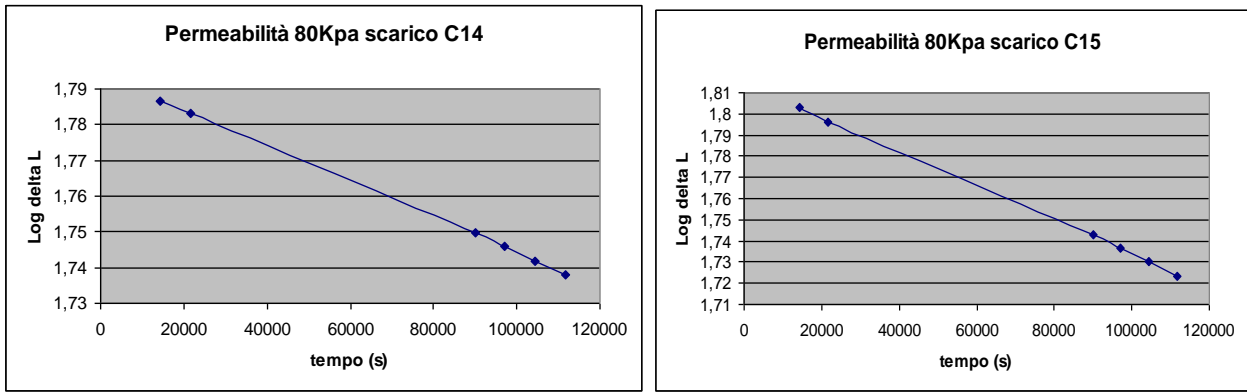


Fig.4.7 C: permeabilità dei due campioni ad una pressione di 80Kpa in scarico

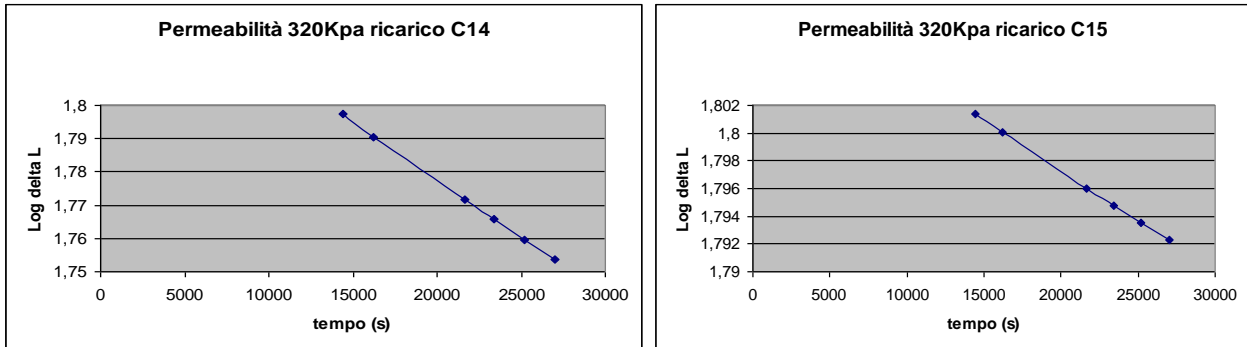


Fig.4.7 D: permeabilità dei due campioni ad una pressione di 320Kpa in ricarica

Da alcuni valori medi della velocità di permeabilità relativi ad alcuni gradini di carico è ancora più evidente il fatto che il campione C14 ha una velocità di permeabilità maggiore rispetto a C15 (fig.4.8)

Gradini di carico (Kpa)	Permeabilità K (m/s) campione C14	Permeabilità K (m/s) campione C15
40	6,97 E-5	2,21 E-5
80	9,00 E-6	6,23 E-6
160	1.00 E-6	1,61E-7
320	3,87 E-9	3,47E-10

Fig.4.8: Tabella riassuntiva dei valori di permeabilità nei due provini

Anche diagrammando i risultati sottoforma di grafico con il logaritmo della permeabilità si nota questa differenza (Fig.4.9)

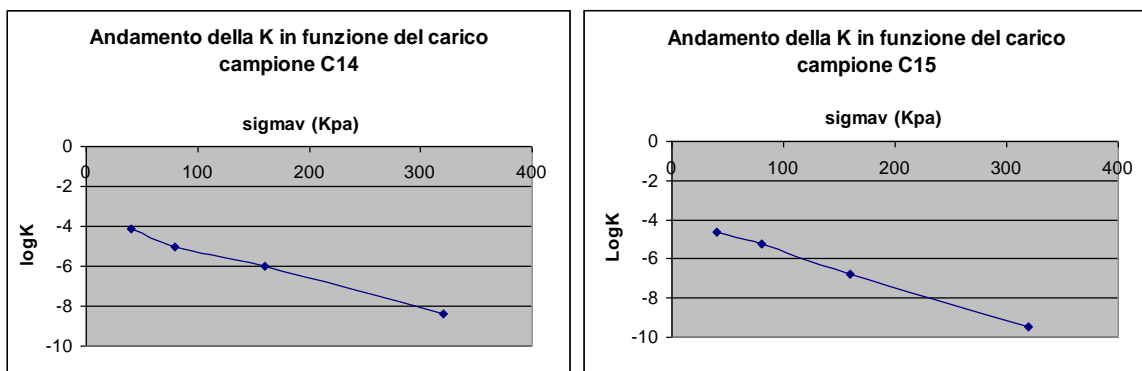


Fig.4.9: Diagrammi permeabilità ov dei due campioni

Questo conferma che il materiale prevalente è una sabbia fine limosa debolmente argillosa e che c'è una differenza tra il campione C14 e il campione C15, probabilmente dovuta al fatto che C14 è più sabbioso di C15, o comunque costituito da un materiale più grossolano.

4.3 Risultati delle prove di granulometria e del tubo di sedimentazione

4.3.1 Prove di granulometria

Dall'analisi della distribuzione granulometrica dei campioni (figg. 4.10 e 4.11), si evince che il campione C14, come già in parte confermato dagli altri dati, è costituito da materiale più grossolano, rispetto a C15, anche se sostanzialmente i due campioni sono identici.

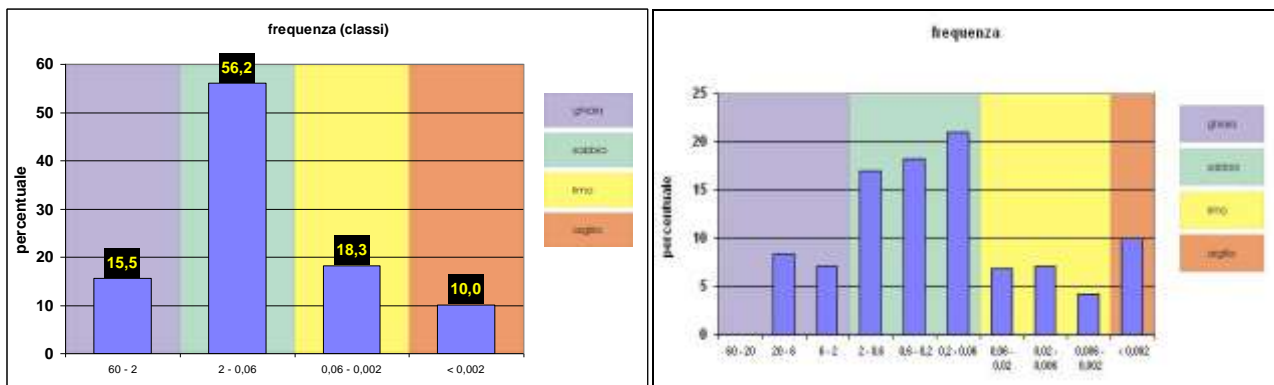
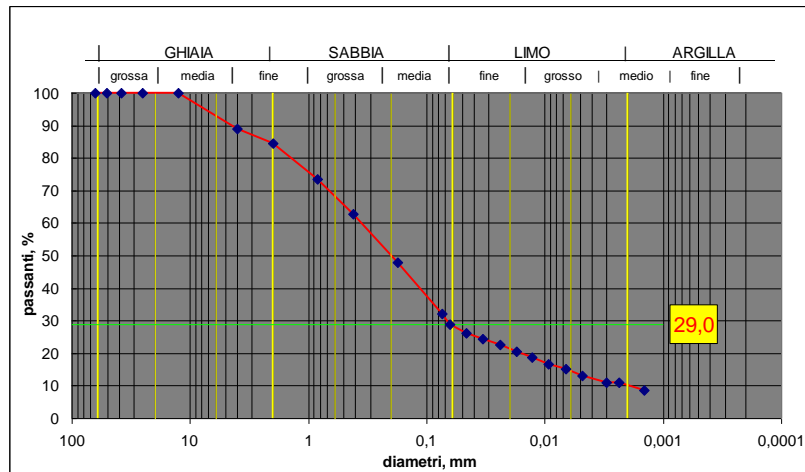


Fig.4.10: risultati della granulometria e del tubo di sedimentazione per C14

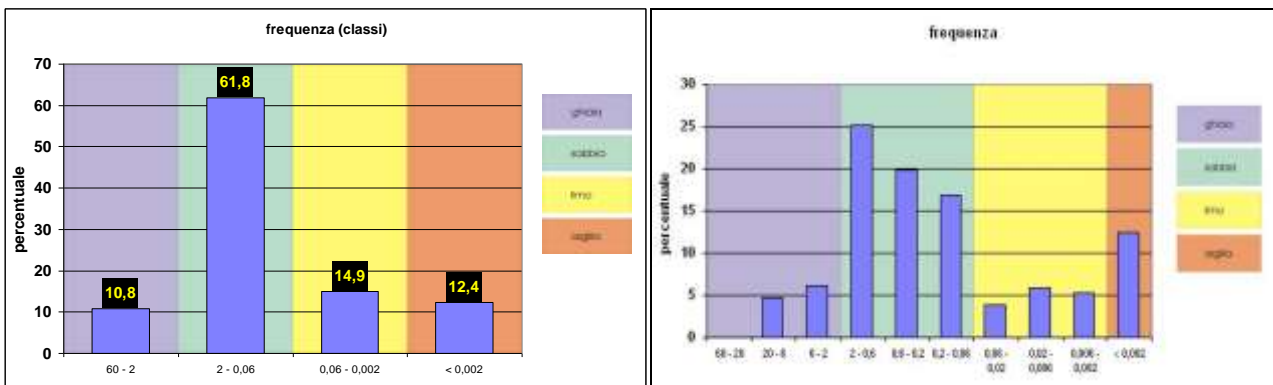
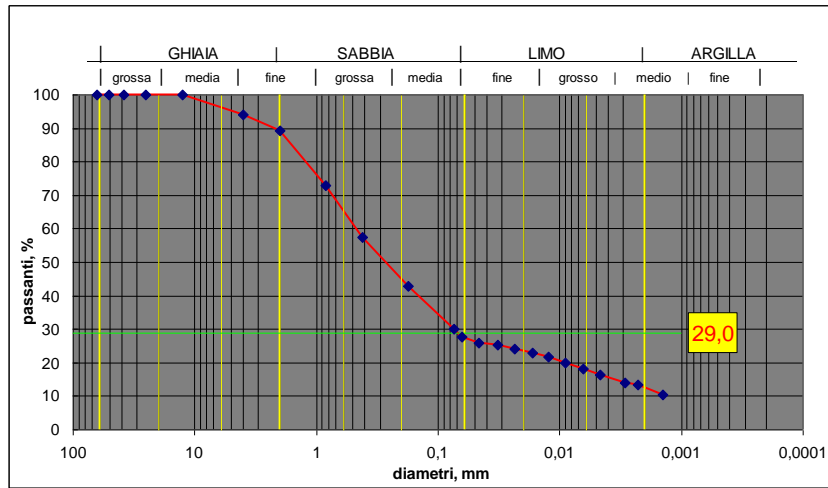


Fig.4.11: risultati della granulometria e del tubo di sedimentazione per C14

In particolare nella curva di distribuzione di C14 si nota una maggiore presenza di particelle ghiaiose rispetto a C15; infatti in C14 queste vanno a poco oltre il 15% mentre in C15 arrivano intorno al 10%.

Nel contenuto di sabbia invece non ci sono differenze apprezzabili tra i due campioni, infatti si attesta a circa un 56% nel campione C14 e a circa il 61% nel campione C15, il che rende i due campioni pressoché identici dal punto di vista della percentuale di sabbia.

Curiosamente la distribuzione granulometrica della sabbia nei due campioni è invertita, con una presenza maggiore di sabbia media e fina in C14 rispetto a C15, che invece ha una maggior quantità di sabbia media e grossolana, pur avendo molta meno ghiaia.

Ad ogni modo, il fatto che in C14 siano presenti più granuli appartenenti alla ghiaia, fa pensare che in esso vi siano pori più grandi dato che queste particelle sono meno compressibili, e che quindi la velocità di filtrazione di C14 sia più elevata che in C15.

4.3.2 Tubo di sedimentazione

L'analisi della parte di curva granulometrica ottenuta tramite il tubo di sedimentazione invece è un po' strana, anche se nel complesso i due campioni possono essere ritenuti pressoché analoghi.

In C14 infatti, il contenuto di limo è maggiore rispetto a C15; infatti abbiamo che C14 ha circa il 18% di contenuto in limo, contro circa il 14% di C15.

Questo fatto sembra apparentemente in contraddizione con quanto sostenuto ora, ma va fatto notare che la composizione del terreno non è sempre uguale e può avere delle variazioni pur essendo sempre il medesimo tipo di terreno.

Per le argille invece il discorso cambia, perché C14 ha un contenuto d'argilla attorno al 10%, mentre C15 ne contiene circa un 12%.

Dalle distribuzioni granulometriche comunque si può dire che i due campioni possono essere classificabili come sabbie limose debolmente argillose, compatibili con i detriti colluviali di alterazione presenti nelle frane in terra.

4.4 Risultati delle prove dei limiti di Atterberg

4.4.1 Risultati del test del Limite di Liquidità

Dai risultati delle prove, è emerso che i campioni hanno un valore del limite liquido inferiore a 50, il che li colloca nel campo dei terreni a bassa plasticità. In particolare il campione C14 ha un valore di W_L pari a 29, mentre il campione C15 ha un W_L pari a 30 (Fig.4.12)

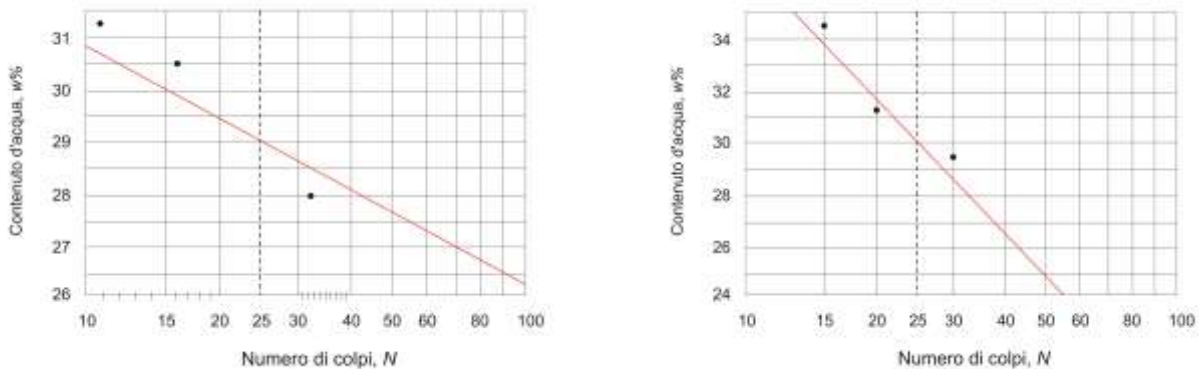


Fig.4.12: risultati del limite liquido per i due campioni

Considerando la natura del terreno (sabbia limosa) è presumibile, controllando la Carta di Plasticità di Casagrande che tali terreni rientrino nel campo delle sabbie e argille inorganiche a bassa plasticità, indicate con il simbolo CL.

4.4.2 Risultati del test del Limite di Plasticità

Dal risultato delle prove eseguite sui bastoncini d'argilla, è risultato che i due campioni hanno rispettivamente i seguenti valori di limite plastico ($W_P\%$)

$W_P\%=22$ per il campione C14

$W_P\%=26$ per il campione C15

Ne risulta quindi che entrambi i campioni hanno un valore di indice di plasticità basso e sono poco plastici

- Indice di plasticità (I_P)

Dalla differenza tra il limite liquido e il limite plastico è possibile ricavare un'ulteriore grandezza che permette la classificazione del terreno, chiamata Indice di Plasticità

$$I_P = W_L - W_P$$

Di seguito si riporta una tabella (Fig.4.13) con i principali valori dei limiti di Atterberg per i due campioni esaminati:

	Limite di Liquidità WL%	Limite di Plasticità WP%	Indice di Plasticità IP
Campione C14	29	22	5
Campione C15	30	26	5

Fig.4.13: principali valori dei limiti di Atterberg per i due campioni

Da quello che emerge sui limiti di Atterberg per i due campioni, si vede che rientrano perfettamente nel campo delle sabbie e dei limi inorganici a bassa o nulla plasticità.

Confrontando i dati dei limiti di Atterberg del detrito di cava analogo alla sabbia, si può dire che la coltre d'alterazione presente a Madognana è assolutamente simile come valori e che può essere classificabile come una sabbia ghiaiosa e limosa debolmente argillosa, non compressibile (IP=5).

Capitolo 5

Conclusioni

Questo lavoro ha avuto come obiettivo la caratterizzazione di un terreno di coltre superficiale di alterazione formatosi da un substrato arenaceo.

La caratterizzazione del terreno ha avuto come scopo quello di misurare le caratteristiche di compressibilità e verificare se il terreno avesse effettivamente le caratteristiche che potevano essere trovate in un terreno simile, attraverso il confronto con dati di esperienze precedenti

Le analisi della prova edometrica hanno evidenziato che questo terreno sabbioso, pur contenente una discreta quantità di limo, è poco compressibile e quindi non si deforma facilmente, questo potrebbe essere in accordo con il protolite originario, di cui il terreno mantiene in parte la struttura.

Si è anche notato, attraverso la prova di permeabilità, che tale terreni pur non essendo così fini come un limo o un'argilla, in realtà si comportano come un limo per quanto riguarda la permeabilità, dato che essa risulta piuttosto bassa.

I valori di permeabilità tuttavia sono piuttosto variabili e vanno da velocità dell'ordine di 10^{-5} - 10^{-6} m/s durante i primi gradini di carico che sono analoghi a quelli delle sabbie, fino ad arrivare addirittura a valori di 10^{-8} - 10^{-9} m/s, analoghi a quelli riscontrabili in un limo.

Tuttavia si sono riscontrate differenze tra il campione C14 e campione C15, con una maggior permeabilità del primo rispetto al secondo, segno che probabilmente c'è una grossa variazione di permeabilità a seconda del tipo di granulometria presente nel campione (più grossolana o più fine) e quindi anche nella zona di prelievo del materiale.

Con le prove di setacciatura e di areometria, si è potuto classificare il terreno ed è risultato come una sabbia fine limosa e ghiaiosa debolmente argillosa, in accordo con i dati ricavati da esperienze precedenti, che riportavano materiali classificati in tale maniera come aventi percentuali delle varie granulometrie molto simili a quelle trovate.

Si è inoltre visto che i risultati confermano una maggior grossolanità del campione C14 rispetto al campione C15, segno che evidentemente la granulometria tra i due è piuttosto diversa, pur essendo simili.

I risultati delle prove si dimostrano coerenti dato che il campione più grossolano e meno plastico si è rivelato meno compressibile e più permeabile. I risultati ottenuti indicano che i terreni di coltre sono caratterizzati da una variabilità granulometrica che ne influenza il comportamento. Tale variabilità può essere messa in relazione con ogni probabilità con l'eterogeneità litologica che caratterizza i depositi torbiditici che costituiscono il substrato.

Attraverso i limiti di Atterberg infine, si è notato che il campione è classificabile come poco plastico grazie al suo Indice di Plasticità; anche questo è in accordo con quanto riportato dai dati di partenza, dato che le sabbie fini limose sono classificate come poco plastiche nei lavori presi ad esempio.

Si può dire quindi che il materiale della coltre di alterazione di Madognana sia un materiale sabbioso contenente limo, ghiaia e argilla, poco plastico e con un comportamento meccanico piuttosto rigido.

Bibliografia

A.Nocilla "Lezione 7 geotecnica: sforzi e deformazioni, tensione litostatica, teoria della consolidazione monodimensionale pp 14, 17, 19, 24, 25, 27, 28

C.A.Turba "Discarica per rifiuti non pericolosi località Porta, Comuni di Montignoso e Pietrasanta" pp.15-19

E.Uygar e Ata G Doven "Monotonic and cyclic oedometer test on sand at high stress levels" pp.1-7

G. Elmi e E.Lucchi "Variante al piano strutturale comunale (psc) del Comune di Granaglione, relazione geologica" pp 4,5,25

S.Grasso "Limiti di Atterberg" corso di Geotecnica UNICA pp1, 2, 6, 8, 11, 15

Sito della cartografia geologica e del servizio geologico della regione Emilia Romagna per la cartografia geologica a scala 1:10000 e il sito ismigeo.it per il materiale fotografico.