



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea triennale in Ingegneria Edile

**PROVE EDOMETRICHE PER L'ANALISI DELLA  
COMPRESSIBILITÀ E DEL GRADO DI  
CONSOLIDAZIONE DI UN DEPOSITO ARGILLOSO**

**OEDOMETER TESTS TO ANALYSE COMPRESSIBILITY  
AND CONSOLIDATION OF A CLAYEY DEPOSIT**

Relatore:  
**Prof.ssa Evelina Fratolocchi**

Tesi di Laurea di:  
**Giovanni Romagnoli**

ANNO ACCADEMICO 2020/2021

# INDICE

1. OGGETTO E SCOPO DELLA TESI.....	2
2. QUADRO GENERALE DEL SITO .....	3
2.1 Idrogeologia, stratigrafia e caratteristiche dei terreni .....	3
2.2 Campagna di indagini 2021 .....	5
3. SPERIMENTAZIONE E RISULTATI.....	7
3.1 Finalità della prova edometrica.....	7
3.2 Preparazione del provino ed allestimento della prova .....	7
3.3 Svolgimento della prova .....	12
3.4 Analisi della curva di consolidazione sperimentale.....	15
3.5 Ricostruzione della storia tensionale .....	20
3.6 Risultati e discussione.....	22
3.7 Analisi dello stato di consolidazione del deposito.....	30
4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	34
Bibliografia .....	35
Ringraziamenti .....	36

# **1. OGGETTO E SCOPO DELLA TESI**

La presente tesi, di carattere sperimentale, si inquadra nell'ambito della caratterizzazione meccanica di depositi argillosi mediante prove di laboratorio, ed in particolare riguarda l'analisi della compressibilità e del grado di consolidazione dei terreni argillosi mediante prove edometriche ad incremento di carico.

Sono state eseguite complessivamente 6 prove edometriche su provini ricavati da altrettanti campioni indisturbati prelevati a diverse profondità da due sondaggi a carotaggio continuo. I sondaggi sono stati eseguiti presso il quartiere Madonnetta del Comune di Pioraco (MC) nell'ambito di una campagna di indagini essenzialmente finalizzata alla individuazione delle cause dei cedimenti cui è soggetto il quartiere da anni ed alla stima del decorso futuro dei cedimenti.

## **2. QUADRO GENERALE DEL SITO**

### **2.1 Idrogeologia, stratigrafia e caratteristiche dei terreni**

Il quartiere Madonnetta del comune di Pioraco si trova su un'area morfologicamente sub-pianeggiante, alla quota media di 442 m s.l.m., all'interno di una valle del fiume Potenza.

Le Figure 2.1.1, 2.1.2 e 2.1.3 riportano la ricostruzione stratigrafica dell'area del quartiere Madonnetta. L'area insiste su depositi alluvionali argillosi fluvio-lacustri di recente formazione, di spessore variabile da zero fino ad almeno 50 m, poggiati lateralmente e verso il basso su ghiaie di origine fluviale, conoidi e detriti di versante, aventi spessore nell'ordine dei metri o della decina di metri. Lo strato ghiaioso poggia su un substrato roccioso costituito da rocce calcaree.

L'assetto idrogeologico dell'area è caratterizzato da un acquifero nell'ambito dei depositi ghiaiosi alimentato principalmente dalle strutture carbonatiche. Il Fiume Potenza ed il canale della Cartiera risultano sospesi.

Il deposito argilloso risulta costituito da frazione fine (limo, argilla), classificato come argilla inorganica di elevata plasticità (CH), di consistenza plastica, localmente con elevato contenuto di frazione organica. Le indagini pregresse eseguite nell'area hanno mostrato che si tratta di un terreno di caratteristiche meccaniche molto scadenti (bassa resistenza al taglio, elevata compressibilità). Risulta inoltre identificato come "sottoconsolidato" sulla base principalmente della storia di deposizione e sui risultati di alcune prove edometriche.

Lo strato ghiaioso risulta costituito prevalentemente da frazione ghiaiosa, di diversa genesi (alluvionale, fluviale e detriti di versante), con presenza di frazione più grossolana (ciottoli) e/o più fine (sabbia, limo). Tale strato si identifica di permeabilità alta.

Il substrato roccioso è costituito da calcari (Calcare Massiccio e Corniola) in strati da medi a molto spessi. Viene classificato di permeabilità alta in quanto il Calcare Massiccio è dotato sia di permeabilità secondaria per fratture e canali di dissoluzione chimica, sia di permeabilità primaria per porosità, e la Corniola è dotata di permeabilità secondaria.

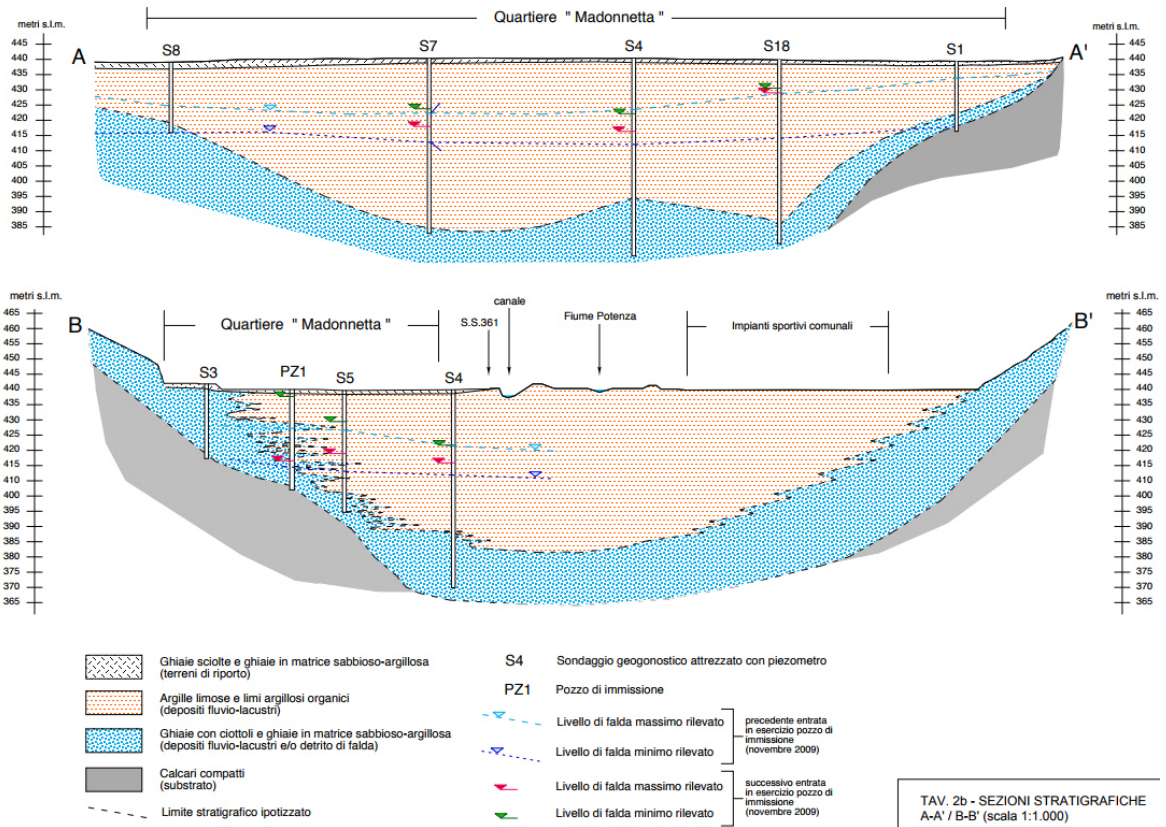


Figura 2.1.1 - Sezioni stratigrafiche dell'area in esame (ubicazione sezioni in Figura 2.1.3)

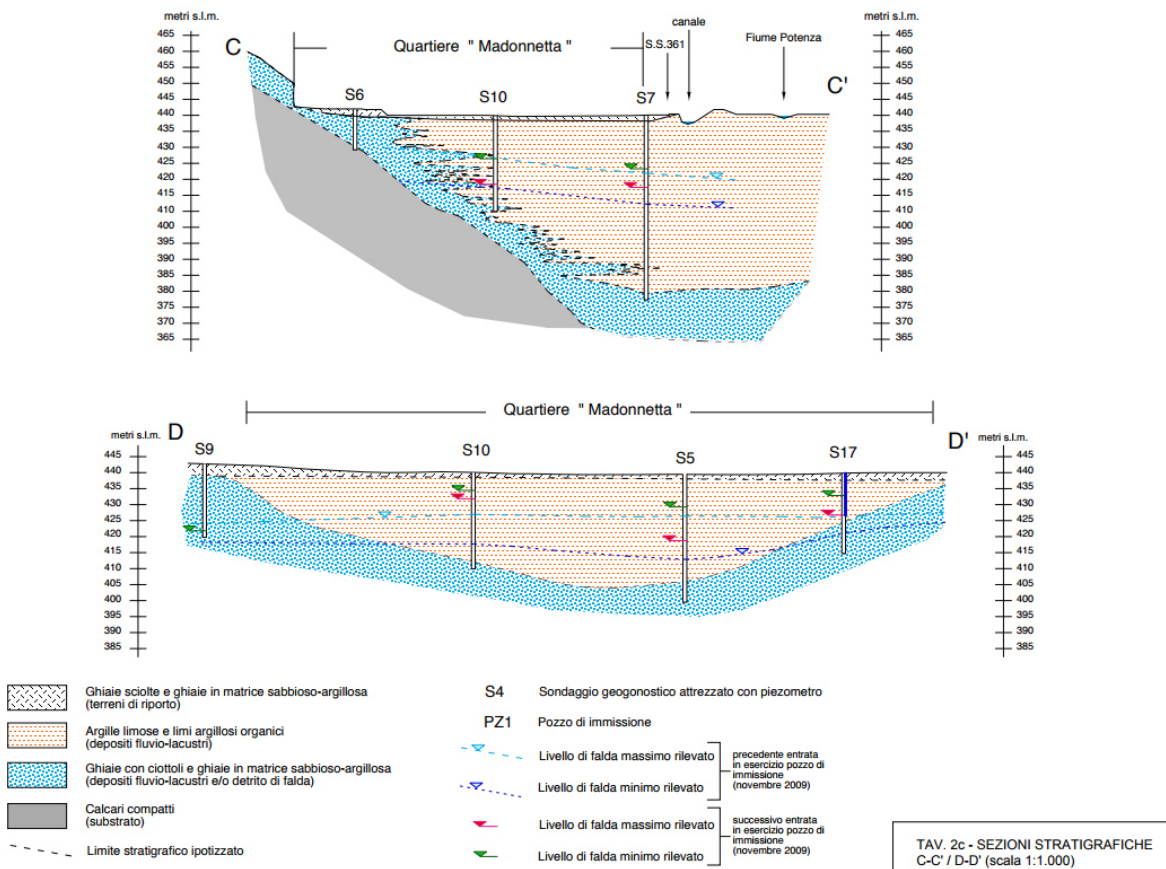


Figura 2.1.2 - Sezioni stratigrafiche dell'area in esame (ubicazione sezioni in Figura 2.1.3)

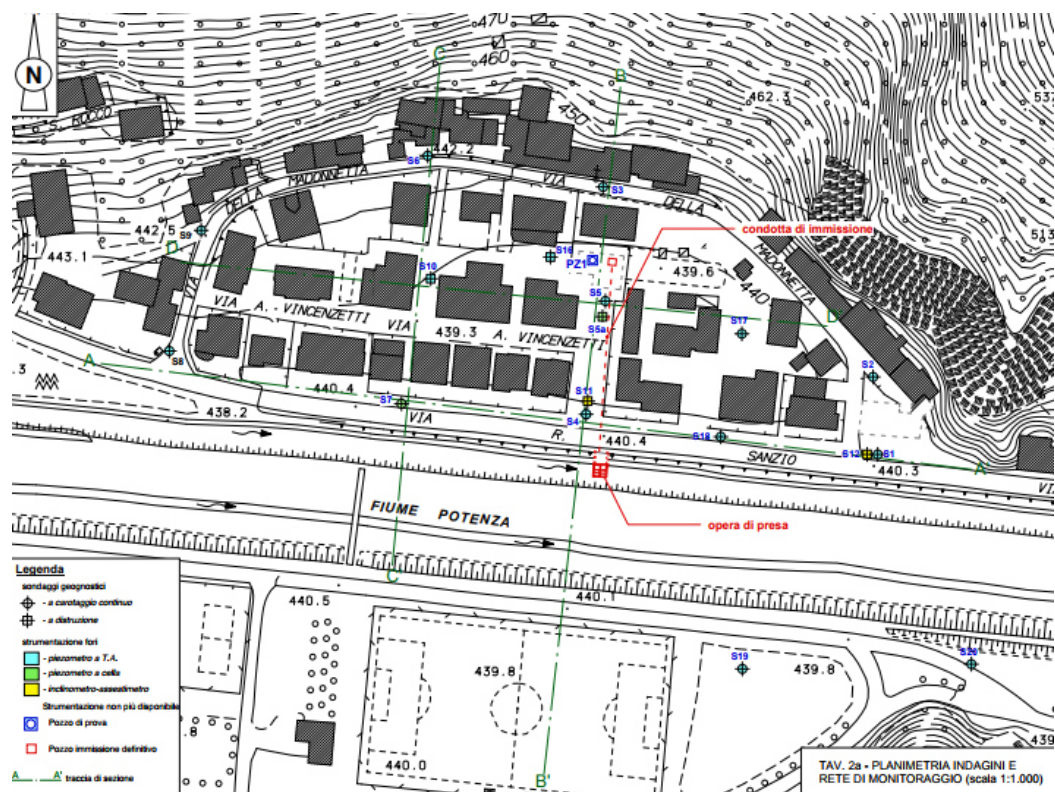


Figura 2.1.3 - Ubicazione delle sezioni stratigrafiche di Figura 2.1.1 e 2.1.2

## 2.2 Campagna di indagini 2021

Sulla base delle informazioni disponibili (precedenti campagne di indagine e relazioni geologiche), è stata eseguita una campagna di indagini geotecniche integrative finalizzate alla ricostruzione della stratigrafia di dettaglio dell'area, alla caratterizzazione idraulica, meccanica e sismica del deposito argilloso ed alla determinazione dei livelli piezometrici nell'area in esame. La campagna di indagini si è resa indispensabile per poter eseguire una stima dell'andamento dei cedimenti futuri nell'area e per eseguire un'analisi di Risposta Sismica Locale 2D, con l'obiettivo di valutare la possibilità di eseguire interventi di ricostruzione nell'area in oggetto.

La caratterizzazione meccanica ed idraulica del deposito argilloso è stata impostata con lo scopo di determinare sia i parametri necessari alla stima del decorso dei cedimenti nel tempo, sia i parametri utili ad orientare la eventuale futura progettazione di nuovi edifici o di interventi sugli edifici esistenti.

In questa tesi verranno riportati ed analizzati i risultati delle prove edometriche eseguite su campioni indisturbati prelevati dal sondaggio geognostico a carotaggio continuo eseguito nella parte centrale del quartiere dove lo spessore del deposito argilloso risulta superiore a 30 m e su un altro sondaggio nella parte ovest (Tabella 2.2.1, Figura 2.2.1).

Tabella 2.2.1 - Campagna 2021: Campioni prelevati dal sondaggio S3.21 e prove eseguite sui campioni (ED=edometriche)

denominazione	sondaggio	prof. dal p.c. (m)	campioni Indisturbati/ piezometro	prof. dal p.c. (m)	prove eseguite
S3(21)	carotaggio continuo	30.5	S3.C1	3.0-3.5	ED,
			S3.C2	6.0-6.5	TX-CIU, LL, LP
			S3.C3	10.5-11.0	Gs, GR, LL, LP, ED, OR
			S3.C4	16.5-17.0	ED, OR
			S3.C5	19.5-20.0	ED, TX-CIU
			S3.C6	24.5-25.0	ED, TTC, CR,
			S3.C7	30.0-30.5	campione risultato disturbato
S8(21) bis	carotaggio continuo fino a 5 m poi distruzione	14	S8.C1	4.5-5.0	ED, k, GR



Figura 2.2.1 - Ubicazione dei sondaggi

## 3. SPERIMENTAZIONE E RISULTATI

### 3.1 Finalità della prova edometrica

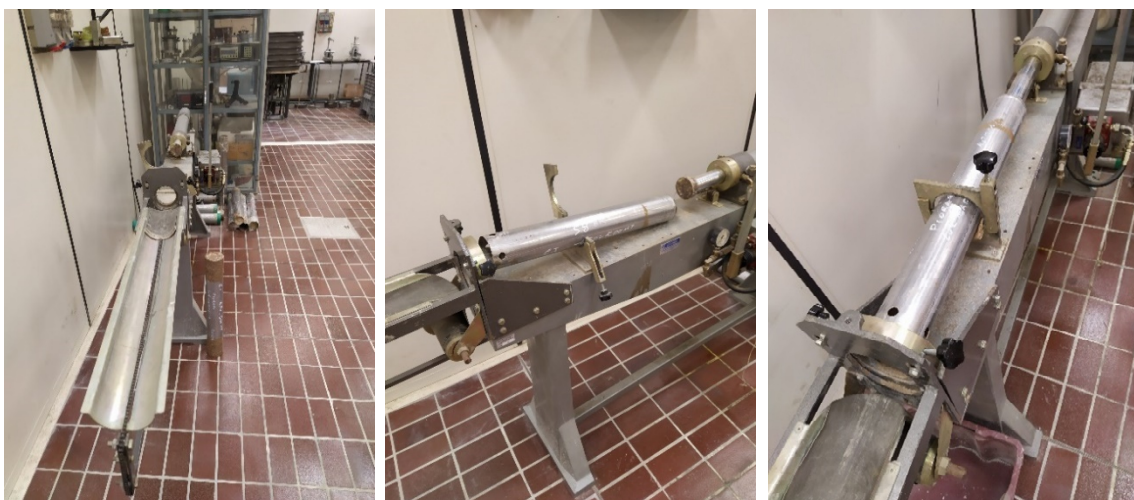
La prova di compressione edometrica, a fronte di una notevole semplicità esecutiva, permette il conseguimento di molteplici obiettivi; essa consente infatti di:

- 1- determinare la relazione tensione-deformazione che caratterizza le proprietà di compressibilità e di rigonfiamento per effetto di variazioni di stato tensionale effettivo in condizioni monodimensionali (edometriche, o di deformazione trasversale impedita);
- 2- determinare le caratteristiche che governano la variabilità di tali deformazioni nel tempo, per effetto dei fenomeni di consolidazione primaria e secondaria;
- 3- ricostruire la storia tensionale del deposito naturale da cui è stato prelevato il campione.

### 3.2 Preparazione del provino ed allestimento della prova

Il primo passo da svolgere, una volta raccolti i campioni indisturbati e dopo averli trasportati in laboratorio, è effettuare l'estrazione (Figure 3.2.1).

Questa fase deve essere eseguita in maniera meticolosa in quanto un errore nel forzamento o nella sola mobilità del campione può causare disturbi.



*Figura 3.2.1 - Estrazione campione*



Successivamente il campione liberato dalla fustella viene misurato, per definire l'altezza effettiva prelevata ed utilizzabile, viene ripulito dalla paraffina presente su ambo i lati e infine ricoperto con pellicola per evitare perdite d'acqua. (Figure 3.2.2)



Figure 3.2.2 - Misurazione e copertura del campione

Scelto il giorno di inizio prova il campione viene sfoderato dalla pellicola nella quale esso era stato avvolto (Figura 3.2.3) e tramite l'ausilio di un archetto di acciaio viene ricavata la porzione di terreno (Figura 3.2.4) dalla quale sarà ricavato, mediante *trimming*, il provino da sottoporre a prova.



Figura 3.2.3 – Rimozione pellicola



*Figure 3.2.4 - Taglio porzione di campione*

Successivamente individuato l'anello rigido da utilizzare, con una leggera pressione di quest'ultimo sul disco di terreno prima preparato, si ottiene il provino che verrà poi posizionato nell'edometro (Figura 3.2.5).



*Figura 3.2.5 - Provino per la prova*

Importante in questa fase è anche la pesatura dell'anello, quindi vuoto, e con il relativo terreno all'interno per ricavare in maniera rapida il peso netto del campione testato. Si procede poi con la determinazione del peso dei componenti della cella edometrica (Figura 3.2.6).



Figure 3.2.6 - Componenti della cella pesati

Pronti tutti i componenti ci si appresta al montaggio. Come primo step viene posizionata la pietra porosa alla base e sopra di essa la carta filtro precedentemente bagnata.

Si poggia poi l'anello rigido con il terreno e di seguito il supporto laterale.

Si blocca quindi il supporto con gli appositi dadi e si posiziona la testa di carico a chiudere il tutto, sempre interponendo un disco di carta filtro (Figure 3.2.7).



*Figure 3.2.7 - Conclusione montaggio cella*

Concluso l'assemblaggio della cella si procede con il posizionamento di quest'ultima direttamente sul supporto che consente l'applicazione dei carichi.

Si effettuano le regolazioni di braccio e molla, si azzera la lettura iniziale del micrometro e in ultimo si riempie la cella con acqua (Figure 3.2.8).

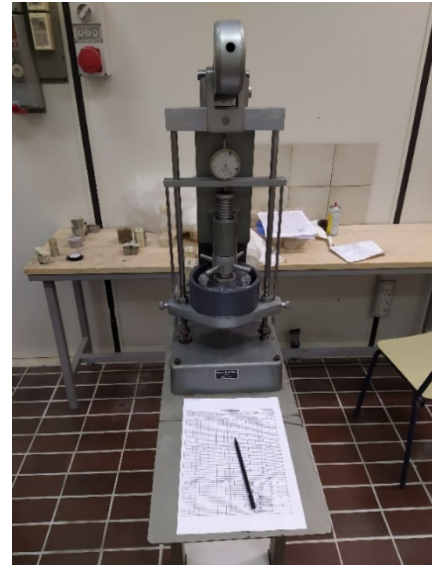


Figure 3.2.8 - Regolazione edometro

### 3.3 Svolgimento della prova

Nelle celle edometriche tradizionali (Figure 3.3.1), un provino cilindrico di terreno, confinato lateralmente entro le pareti rigide di un anello metallico, viene sottoposto ad una sollecitazione verticale in modo da trovarsi in condizioni di deformazione trasversale impedita.

Il rapporto tra altezza  $H$  e diametro  $D$  del provino è contenuto, per favorire la massima uniformità delle tensioni verticali  $\sigma_v$ . L'altezza  $H$  deve essere convenientemente ridotta, per minimizzare sia gli attriti tra la superficie laterale e l'anello, sia i tempi di consolidazione. Il rapporto tra l'altezza  $H$  ed il diametro nominale massimo delle particelle,  $d_{max}$ , deve infine risultare sufficientemente elevato da ridurre al minimo gli effetti di scala dovuti alla dimensione finita dei grani.

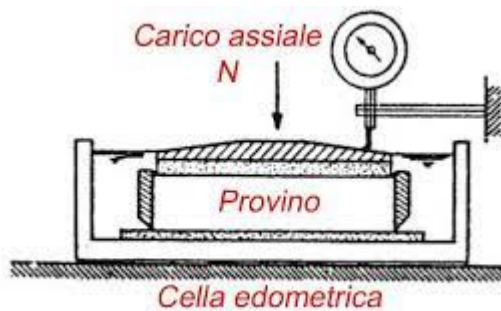


Figure 3.3.1 - Cella edometrica

La procedura sperimentale più tradizionale è quella a gradini di carico, realizzata sottoponendo il provino, in genere mediante un sistema di pesi (Figure 3.3.2), ad incrementi/decrementi di tensione verticale  $\sigma_v$ , variabili secondo una progressione geometrica di ragione 2 (Tabella 3.3.1).



*Figure 3.3.2 - Struttura edometro*

Le condizioni di drenaggio libero in direzione verticale sono consentite dalla presenza di carta da filtro e pietre porose (Figura 3.3.3) sulle basi inferiore e superiore del provino.



*Figura 3.3.3 - Pietre porose e carta filtro*



*Figura 3.3.4 - Micrometro*

Durante ciascun incremento di carico, i cedimenti verticali  $w$  della piastra di applicazione del carico sono misurati mediante un micrometro o un trasduttore di spostamento (Figura 3.3.4), registrando nel tempo il valore del cedimento cumulato (curva di consolidazione)  $w(t)$ . La lettura e memorizzazione dei cedimenti va effettuata ad intervalli di tempo prefissati, articolata ad esempio come riportato in Tabella 3.3.2.

6.25	12.5	25	50	100	200	400	800	1600	3200
------	------	----	----	-----	-----	-----	-----	------	------

6''	15''	30''	1'	2'	4'	8'	15'	30'	1 <sup>h</sup>	2 <sup>h</sup>	4 <sup>h</sup>	24 <sup>h</sup>	48 <sup>h</sup>
-----	------	------	----	----	----	----	-----	-----	----------------	----------------	----------------	-----------------	-----------------

Ogni incremento di carico va mantenuto costante nel tempo finché non si sviluppa completamente la consolidazione primaria, e vengano così garantiti la dissipazione delle sovrappressioni neutre  $u$  ( $\Delta u(t) \rightarrow 0$ ) ed il trasferimento dell'incremento di tensioni totali in tensioni efficaci ( $\Delta \sigma_v \rightarrow \Delta \sigma'_v$ ). Allo scopo è in genere sufficiente una durata di 24 h dell'applicazione del carico. Prima di procedere ad un ulteriore incremento, è però comunque necessario controllare che il decorso della consolidazione primaria si sia esaurito, mediante l'analisi della curva cedimenti-tempi registrata.

Al termine della prova, il provino va smontato con cura, pesato (recuperando anche il terreno presente sulle pietre porose e sulle superfici laterali della cella) e poi fatto essiccare in forno a 105° per almeno 24 h (Figure 3.3.5). Dopodiché ne viene registrato il peso secco e si può quindi determinare il contenuto d'acqua finale del provino.





Figure 3.3.5 - Estrazione provino a prova ultimata e dopo essiccamento

### 3.4 Analisi della curva di consolidazione sperimentale

Per effetto di ciascun incremento di carico, la curva cedimenti-tempi sperimentale è caratterizzata dalla presenza di tre diverse fenomenologie di cedimento:

- un *cedimento immediato*,  $w_0$ , dovuto a svariate concause (deformabilità finita del sistema di applicazione dei carichi, non completa saturazione del provino e degli elementi drenanti, etc.);
- un *cedimento da consolidazione primaria*,  $w_c$ , cioè dovuto al processo idrodinamico, descritto dalla teoria di Terzaghi (1923), in cui deformazioni di volume e cedimenti sono associati a dissipazioni di sovrappressioni neutre  $\Delta u$  (secondo lo schema di Figura 3.4.1 a);
- un *cedimento da consolidazione secondaria*,  $w_s$ , cioè associato a deformazioni che avvengono indipendentemente dalla variazione nel tempo della pressione neutra (Figura 3.4.1 b); queste possono essere dovute, tipicamente, a deformazioni viscosi (o da ‘creep’) dei granuli (p.es. nei terreni ricchi di sostanze organiche) o dei contatti interparticellari (nel caso di terreni fini molto plastici), o ancora a rottura progressiva degli elementi (nel caso dei terreni a grana grossa con particelle fragili, come p.es. le piroclastiti, le sabbie calcaree organogene, i terreni prodotti da rocce metamorfiche alterate).



Poiché la curva di consolidazione sperimentale è caratterizzata dalla coesistenza di questi tre fenomeni deformativi, per dedurne il ‘coefficiente di consolidazione verticale’  $c_v$  (che caratterizza il decorso della consolidazione primaria), è necessario anzitutto ‘depurarla’ dell’assestamento iniziale,  $w_0$ , e poi dell’aliquota di cedimento variabile nel tempo dovuta agli ‘effetti secondari’. Questi si manifestano quando  $\Delta u \rightarrow 0$ , conferendo alla curva di consolidazione sperimentale la classica ‘coda’ con un asintoto obliquo (Figura 3.4.1 c).

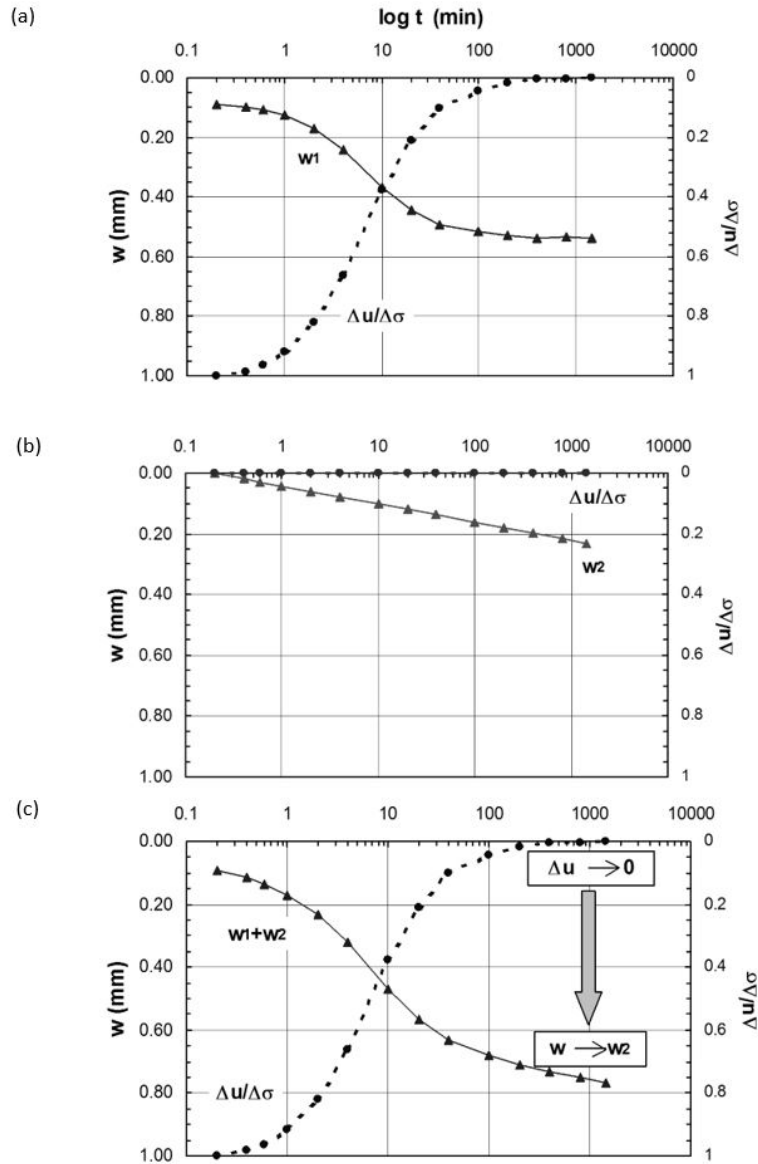


Figura 3.4.1 - a) consolidazione primaria, b) consolidazione secondaria, c) curva sperimentale risultante

La più diffusa procedura di interpretazione della curva cedimenti-tempi si deve a Casagrande ed è riassunta in Figura 3.4.2. Da questo metodo è possibile dedurre l'aliquota  $w_c$  del cedimento totale dovuta al solo fenomeno di consolidazione idrodinamico, il coefficiente  $c_v$  ed il coefficiente di consolidazione secondaria,  $c_\alpha$ .

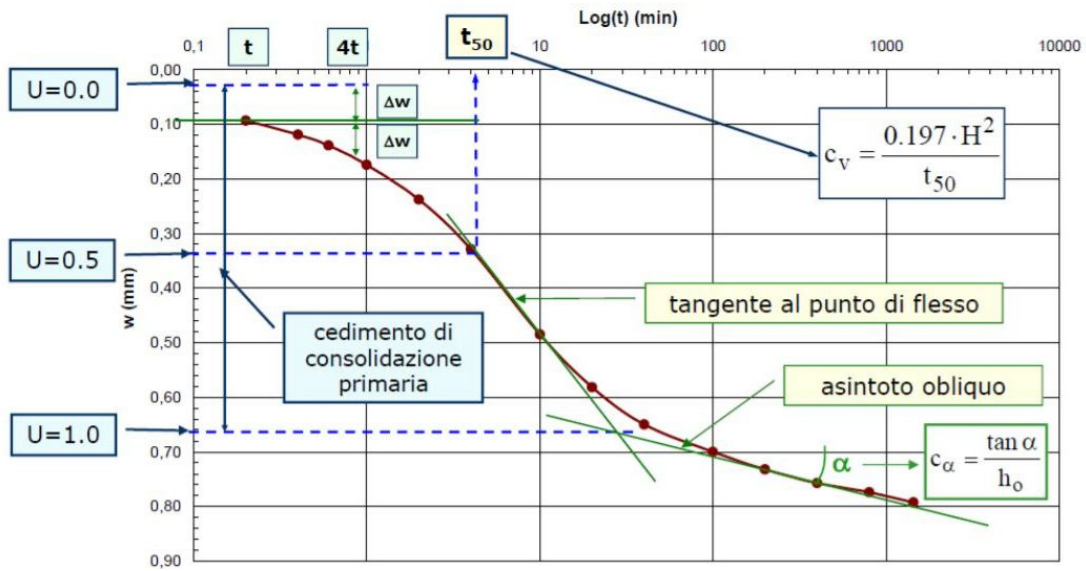


Figura 3.4.2 – Interpretazione curva cedimenti-tempi (Casagrande)

Altro metodo di interpretazione della curva cedimenti-tempi si deve a Taylor, il quale permette di ottenere gli stessi risultati della procedura precedente ad eccezione del calcolo del coefficiente  $c_\alpha$  (Figura 3.4.3) il quale non è ricavabile.

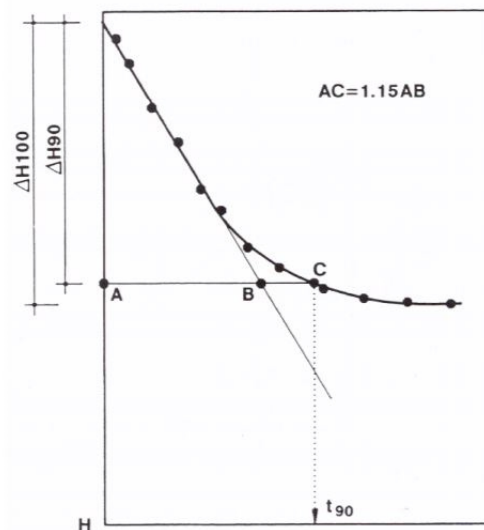


Figura 3.4.3 – Interpretazione curva cedimenti-tempi (Taylor)

La relazione costitutiva tra tensione effettiva  $\sigma'_v$  e deformazione verticale  $\varepsilon_z$  è deducibile esprimendo quest'ultima in funzione dei cedimenti cumulati ( $\varepsilon_z = w/H$  con  $w = \sum_i w_i$ ) ad ogni incremento di carico. Se rappresentata nel piano  $\sigma'_v: \varepsilon_z$  (Figura 3.4.4), la relazione evidenzia un comportamento tensio-deformativo del terreno di tipo prevalentemente non reversibile, con deformazioni totali  $\varepsilon$  caratterizzate da un'aliquota plastica non recuperabile,  $\varepsilon_p$ , e da una elastica,  $\varepsilon_e$ , viceversa recuperabile allo scarico.

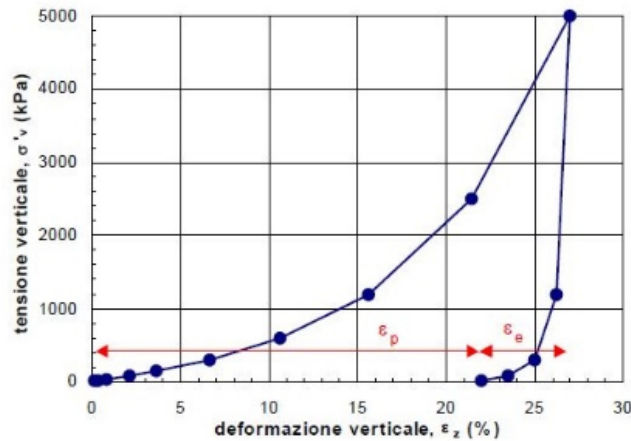


Figura 3.4.4 – Relazione tra  $\sigma'_v$  e  $\varepsilon_z$

Il modulo di compressione edometrica secante:

$$E_{ed} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \varepsilon_z}$$

si presenta crescente con  $\sigma'_v$  (Figura 3.4.5), salvo un breve tratto iniziale in cui ha di solito un andamento non monotono.

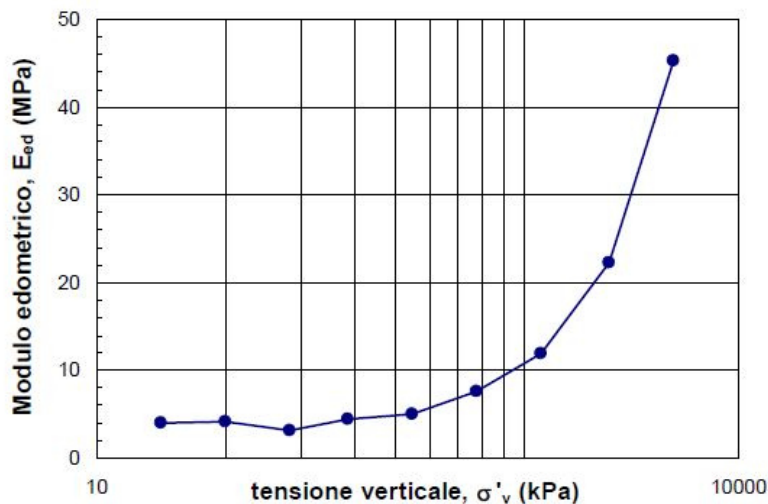


Figura 3.4.5 – Relazione tra  $\sigma'_v$  ed  $E_{ed}$

Per ottenere una rappresentazione più conveniente ai fini dell'analisi della storia tensionale del deposito e del calcolo dei cedimenti, la relazione di compressibilità si diagramma tradizionalmente anche nel piano ( $e$ :  $\log \sigma'_v$ ), sfruttando l'esistenza di una relazione lineare tra deformazioni ed indice dei vuoti:

$$\varepsilon_z = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \Rightarrow e = e_0 - \varepsilon_z (1 + e_0) = e_0 - \frac{\sum_1^i w_i}{h_{ss}} \quad \left( h_{ss} = \frac{h_0}{1 + e_0} \right)$$

essendo  $e_0$  e  $h_0$ , rispettivamente, indice dei vuoti ed altezza del provino prima della prova.

A seguito della trasformazione di scala, la curva di compressibilità (Figura 3.4.6) si presenta in genere caratterizzata da:

- un primo tratto di 'ricomprensione' (o di 'ricarico iniziale'), con pendenza relativamente modesta fino al raggiungimento di una 'tensione di snervamento' (o 'di preconsolidazione'),  $\sigma'_{vy}$  (o  $\sigma'_{vp}$ ); se il provino viene sottoposto ad uno scarico tensionale in questo tratto, le deformazioni risultano praticamente quasi del tutto reversibili ('elastiche');
- un secondo tratto, oltre  $\sigma'_{vy}$ , in cui la pendenza incrementa sensibilmente, a segnalare la presenza di deformazioni plastiche prevalenti su quelle elastiche; il tratto lineare con pendenza massima (da individuare con almeno tre punti allineati della curva) prende il nome di 'curva di normal-consolidazione' o 'compressione vergine';
- un terzo tratto di 'rigonfiamento' (o di 'scarico'), con pendenza prossima a quella del tratto di ricomprensione; anche in questo tratto, le deformazioni risultano praticamente reversibili (come potrebbe essere verificato sottoponendo il provino ad un ulteriore ciclo di ricarico).

Questa formulazione del legame costitutivo può essere quindi sintetizzata attraverso tre diversi parametri di compressibilità, esprimenti la pendenza nei tre diversi tratti, opportunamente linearizzati, in cui è possibile schematizzare la curva:

- l'indice di ricomprensione  $C_R$  (lungo il ramo di ricarico iniziale)
- l'indice di compressibilità  $C_C$  (lungo la 'retta di normal-consolidazione')
- l'indice di rigonfiamento  $C_S$  (lungo i rami di scarico ed eventuale ricarico)

I parametri appena definiti risultano di notevole utilità nel calcolo dei cedimenti di un deposito naturale.

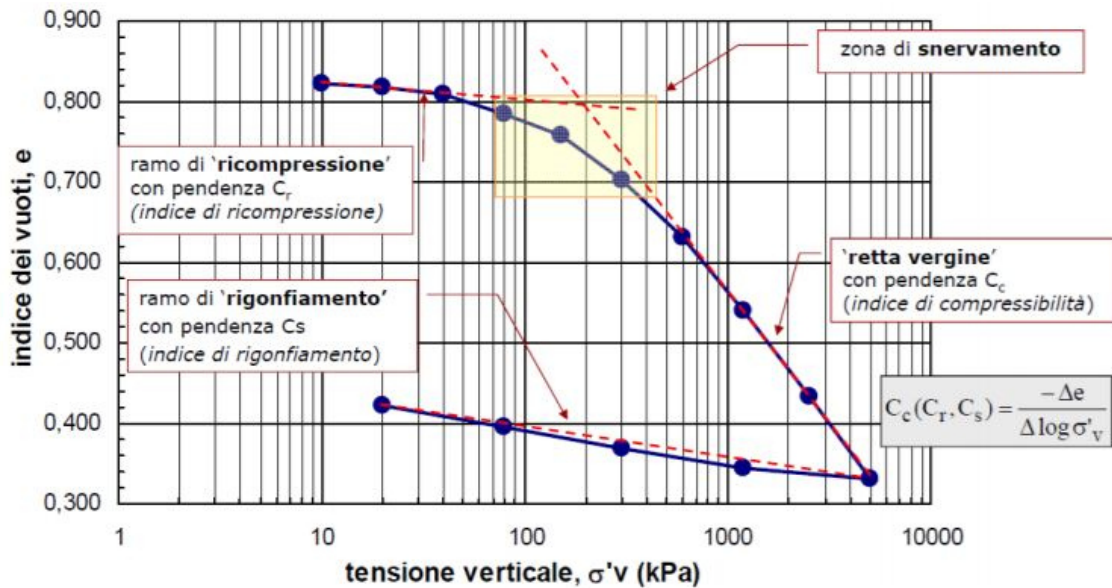


Figura 3.4.6 – Curva di compressibilità

### 3.5 Ricostruzione della storia tensionale

Quasi nessun deposito naturale conserva indefinitamente nel tempo le caratteristiche di porosità e lo stato tensionale geostatico che assume all'atto della sua formazione.

In particolare, durante la fase di sedimentazione si verifica che il terreno è più comprimibile che durante una fase di erosione. D'altro canto, le tensioni orizzontali non vengono 'scaricate' in misura proporzionale a quelle verticali, e pertanto il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  (costante in fase di sedimentazione), in erosione varia con lo stato tensionale, aumentando progressivamente in relazione all'entità della riduzione delle tensioni geostatiche.

Si definisce tensione di preconsolidazione,  $\sigma'_{vp}$  la massima tensione geostatica verticale a cui un elemento di terreno è stato sottoposto nella sua 'storia tensionale', e grado di sovraconsolidazione OCR il rapporto:

$$OCR \doteq \frac{\sigma'_{vp}}{\sigma'_{v0}} \geq 1$$

In tale spirito, un terreno 'normalmente consolidato' (NC) non è mai stato sottoposto a stati tensionali superiori a quello geostatico attuale, per cui risulta  $\sigma'_{vp} = \sigma'_{v0}$  e  $OCR = 1$ .

Un terreno si dice invece 'sovracconsolidato' (OC) quando accade che  $\sigma'_{vp} > \sigma'_{v0}$  e quindi  $OCR > 1$ .

La prova di compressione edometrica consente in qualche modo di ricostruire la storia tensionale del campione su cui viene effettuata, e da questa trarre utili indicazioni per le previsioni delle deformazioni del deposito sotto carichi di esercizio.

La procedura per identificare la pressione di preconsolidazione dalla curva di compressibilità si deve ancora una volta a Casagrande, ed è sintetizzata in Figura 3.5.1; questo metodo a rigore conduce alla determinazione della pressione di preconsolidazione  $\sigma'_{vp}$  (precisamente  $\sigma'_p$  nella rappresentazione in questione) come intersezione fra la retta con pendenza  $C_r$  e la retta con pendenza  $C_c$ .

Una volta in possesso della  $\sigma'_{vp}$  si può svolgere un rapido confronto come sopra esplicitato con la  $\sigma'_{v0}$ .

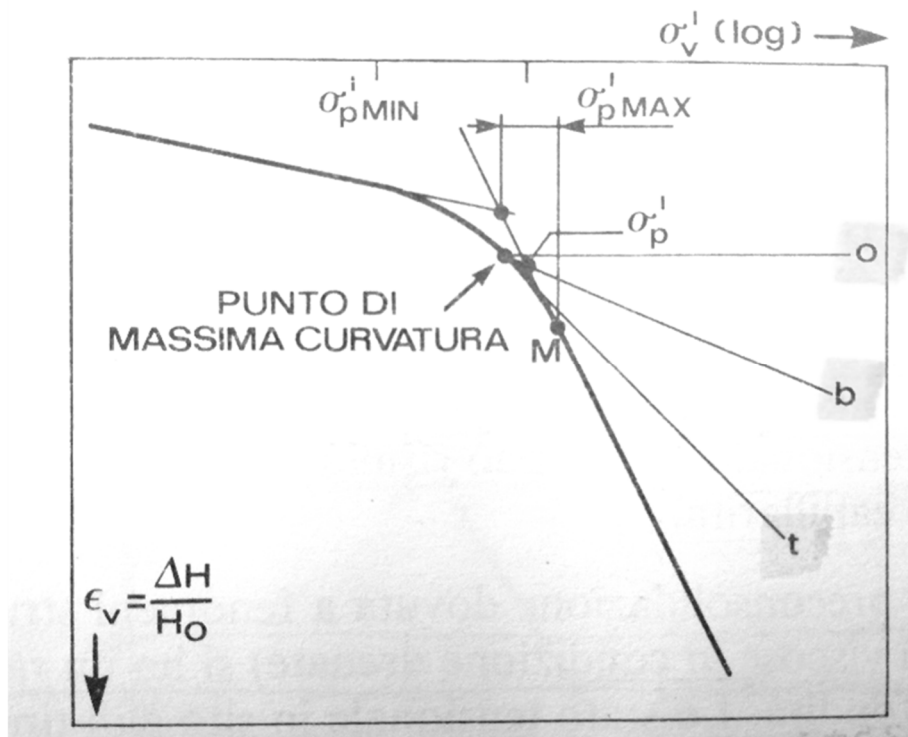


Figura 3.5.1 – Determinazione  $\sigma'_p$  (Casagrande)

### 3.6 Risultati e discussione

Nella campagna di indagine 2021 sono state eseguite complessivamente 6 prove edometriche ad incremento di carico, 5 delle quali su campioni prelevati dalla verticale di indagine principale S3(21) a diverse profondità ed 1 campione dal sondaggio S8(21). Il campione C7, prelevato a 30.0-30.5 m di profondità, è risultato disturbato (rammollimento e fessurazione) e pertanto non idoneo per alcuna prova. Tutti i campioni su cui sono state eseguite le prove edometriche sono risultati di classe di qualità 1 (Eurocodice 7).

La Figura 3.6.1 riporta l'insieme delle curve di compressibilità ottenute dalle prove edometriche. Tali andamenti non hanno consentito di determinare la pressione di preconsolidazione (pressione di snervamento,  $\sigma'_y$ ) mediante il metodo grafico di Casagrande a causa, nella maggior parte dei casi, della difficoltà di individuare il punto di massima curvatura di ciascuna curva. In ogni caso, da ciascuna curva è stato possibile stimare i valori della tensione di snervamento minima e massima secondo il suddetto metodo, valori che sono risultati in un intervallo molto ampio.

Per determinare la pressione di snervamento dei provini in esame è stato fatto riferimento all'approccio in scala bi-logaritmica invece del tradizionale  $e\text{-log}(\sigma'_v)$ , come suggerito in letteratura per terreni molto comprimibili (Butterfield, 1979; Oikawa, 1987; Onitsuka et al., 1995) e/o sotto-consolidati (Liu et al., 2014). Fra i diversi metodi bi-logaritmici, Onitsuka et al. (1995) trovano che l'approccio  $\ln(1+e)\text{-log}(\sigma'_v)$  fornisce i risultati più attendibili. Con tale metodo, la pressione di snervamento si determina dall'intersezione delle due rette di interpolazione dei valori pre e post snervamento. Mediante tale approccio sono stati ricavati i valori della  $\sigma'_y$  (Figure dalla 3.6.2 alla 3.6.7), riepilogati in Tabella 3.6.1. È stato verificato che ciascun valore fosse compreso nel range dei valori minimo e massimo derivanti dalla costruzione di Casagrande.

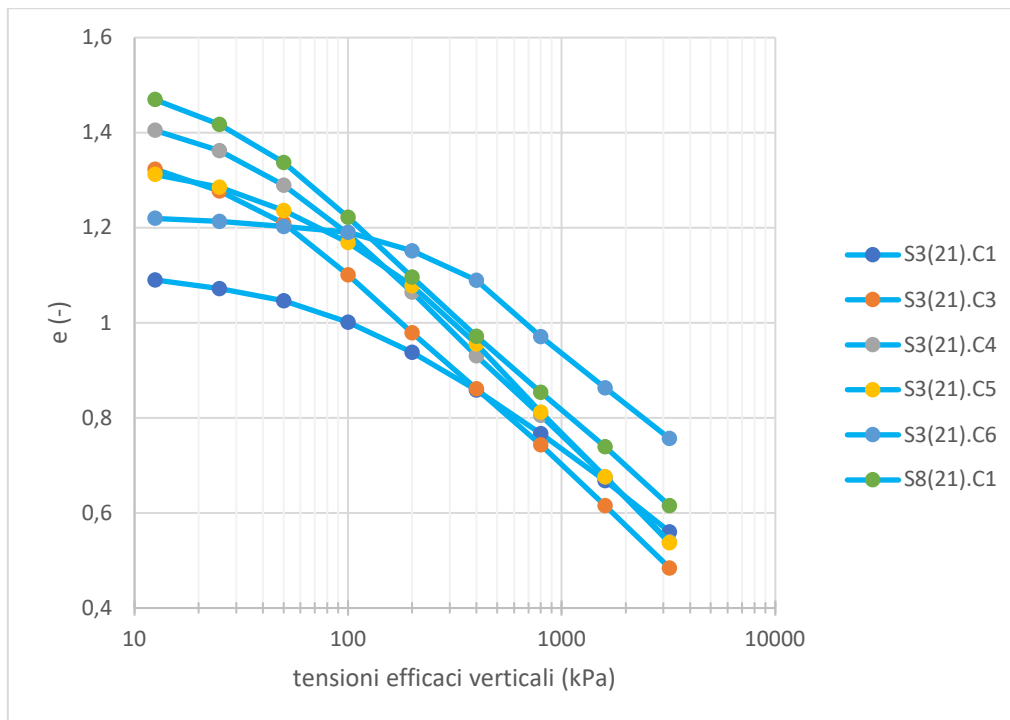


Figura 3.6.1 - Curve di compressibilità da prove edometriche eseguite nel deposito argilloso

Tabella 3.6.1 - Valori della pressione di snervamento ricavati dalle prove edometriche

sondaggio	campione	prof. campione dal p.c. (m)	prof. provino dal p.c. (m)	$\sigma'_y$ (kPa)
S3(21)	C1	3.0-3.5	3.2	200
	C3	10.5-11.0	10.7	160
	C4	16.5-17.0	16.7	150
	C5	19.5-20.0	19.7	235
	C6	24.5-25.0	24.6	285
S8(21)	C1	4.5-5.0	4.6	125



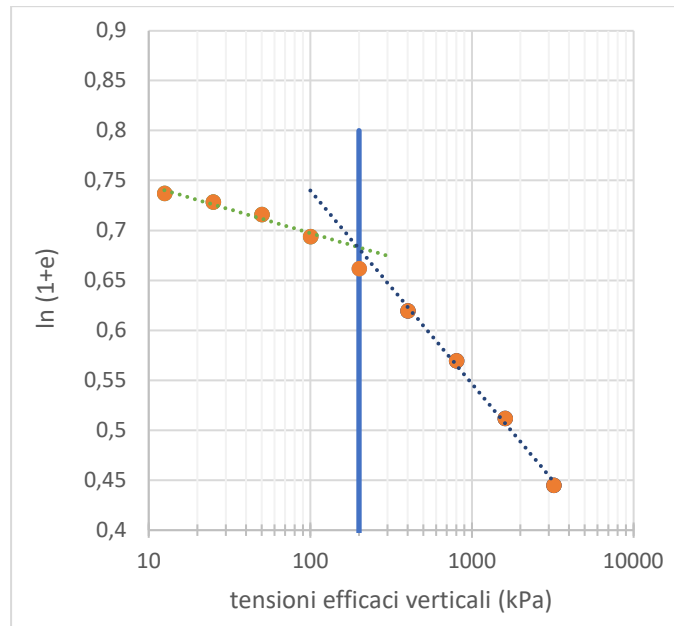


Figura 3.6.2 - Curva di compressibilità del campione S3(21).C1 e determinazione del valore della pressione di snervamento

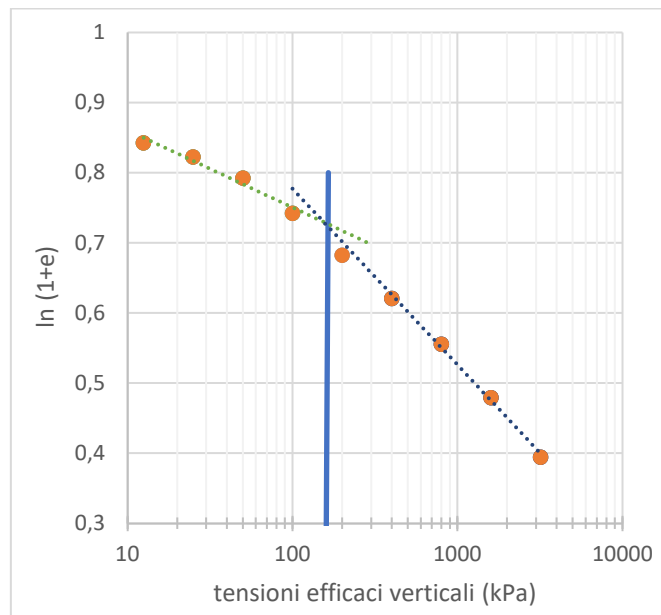


Figura 3.6.3 - Curva di compressibilità del campione S3(21).C3 e determinazione del valore della pressione di snervamento

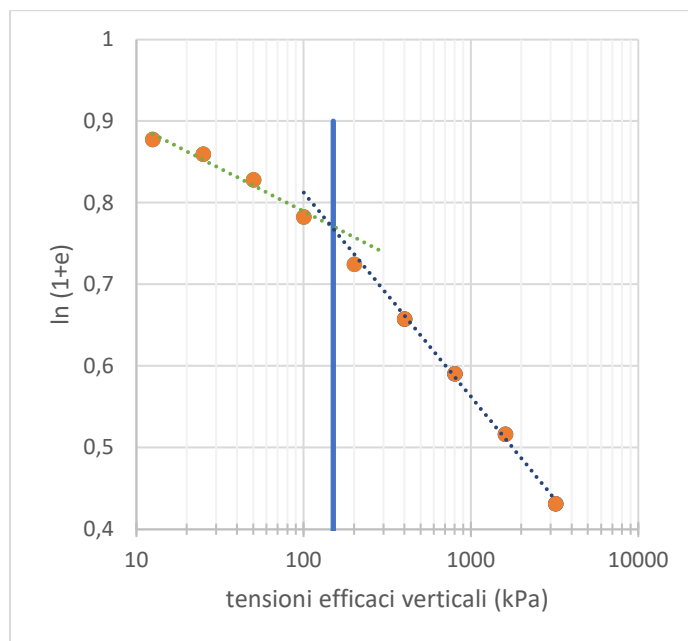


Figura 3.6.4 - Curva di compressibilità del campione S3(21).C4 e determinazione del valore della pressione di snervamento

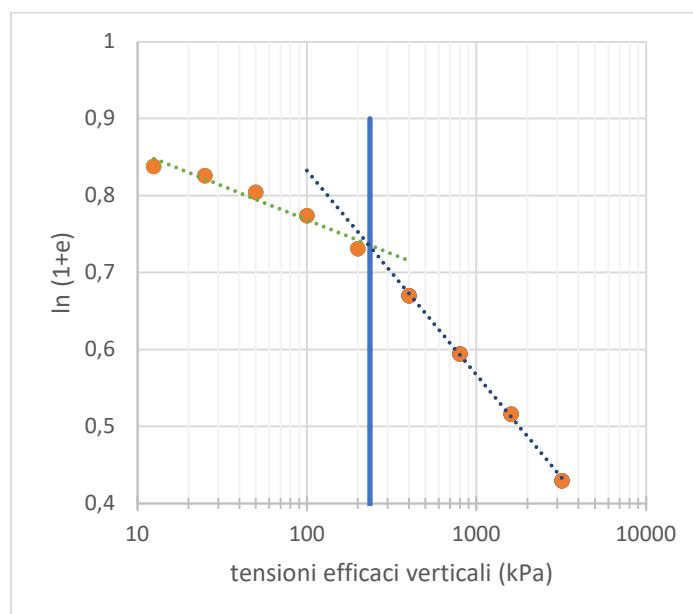


Figura 3.6.5 - Curva di compressibilità del campione S3(21).C5 e determinazione del valore della pressione di snervamento

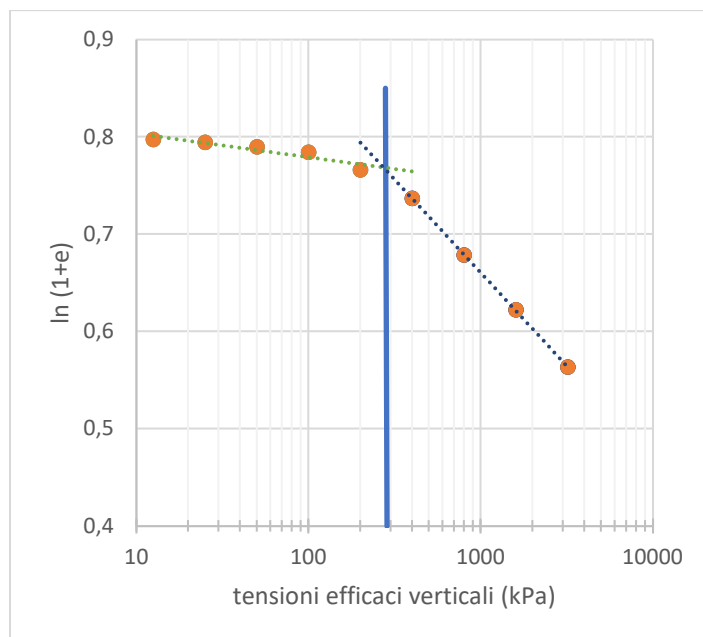


Figura 3.6.6 - Curva di compressibilità del campione S3(21).C6 e determinazione del valore della pressione di snervamento

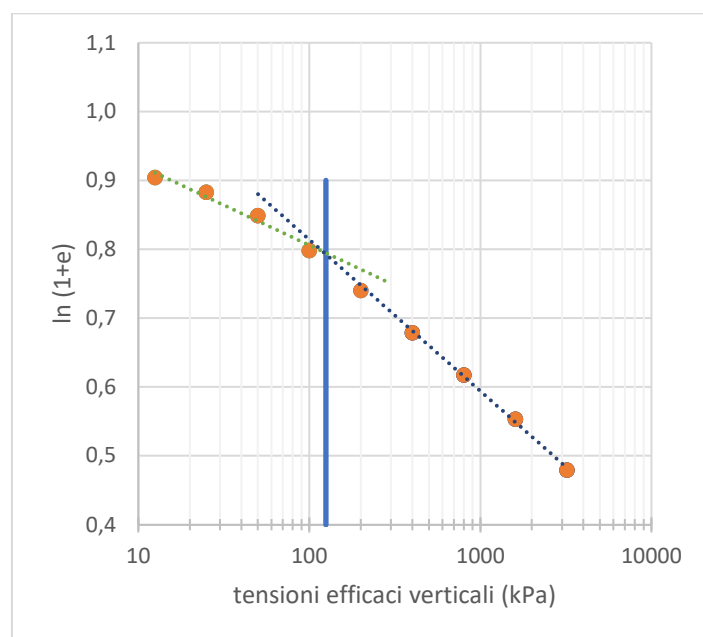


Figura 3.6.7 - Curva di compressibilità del campione S8(21).C1 e determinazione del valore della pressione di snervamento

In Figura 3.6.8 sono riportati i valori dell'indice di compressione,  $c_c$ , al variare della pressione efficace verticale. Il valore dell'indice di compressione è stato riportato considerando l'intervallo di tensioni efficaci superiori alla tensione di snervamento. In particolare, considerando tutti i valori nell'intervallo di pressioni efficaci fra 400 kPa e 3200 kPa, l'indice di compressione medio del terreno risulta pari a  $c_c = 0.41$ .

Il valore dell'indice di ricompressione,  $c_r$ , è stato determinato dalle curve in cui la pendenza nel tratto di ricompressione fosse costante per un significativo intervallo di tensioni, vale a dire per il campione S3.C6 e per il campione S8.C1 per il quale è stato eseguito uno scarico ed un ricarico dopo aver raggiunto la pressione di 800 kPa. In Figura 3.6.9 sono riportati i valori dell'indice di ricompressione ottenuti da tali campioni. Il valore risulta compreso fra 0.01-0.04 fino a pressioni efficaci di 100 kPa.

Dalla fase di scarico di tutte le prove edometriche (dopo la pressione di 3200 kPa e dopo 800 kPa nel caso della prova su S8.C1), sono stati determinati gli indici di scarico,  $c_s$ . I valori ottenuti risultano compresi fra 0.02 e 0.1 (Figura 3.6.10), decrescenti all'aumentare della tensione efficace verticale.

In merito alla compressibilità secondaria del deposito argilloso, in figura 3.6.11 sono riepilogati i valori del coefficiente di consolidazione secondaria,  $c_{ae}$ , ottenuti dalle prove edometriche. Tali valori sono compresi fra 0.1-1%, valori tipici dei depositi argillosi.

Con riferimento al coefficiente di consolidazione verticale,  $c_v$ , in figura 3.6.12 sono riportati i valori ottenuti dalle prove edometriche al variare della pressione efficace verticale. Il coefficiente  $c_v$  è risultato scarsamente influenzato dalla pressione efficace, con valori che rientrano nell'intervallo  $1 \times 10^{-7}$ - $1 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s, caratteristici dei terreni fini di bassa permeabilità.

Il valore del coefficiente di permeabilità verticale,  $k_v$ , del terreno argilloso in esame è stato valutato indirettamente dai risultati delle prove edometriche (ricorrendo alla teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi). In Figura 3.6.13 sono riportati i valori di  $k_v$  ottenuti dalle prove edometriche, con un andamento di  $k_v$  tipicamente decrescente all'aumentare della pressione efficace.

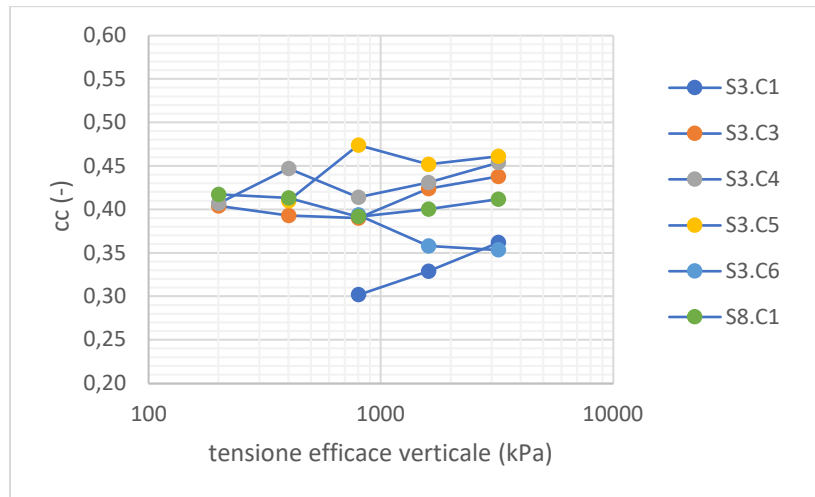


Figura 3.6.8 - Valori dell'indice di compressione al variare della pressione verticale efficace

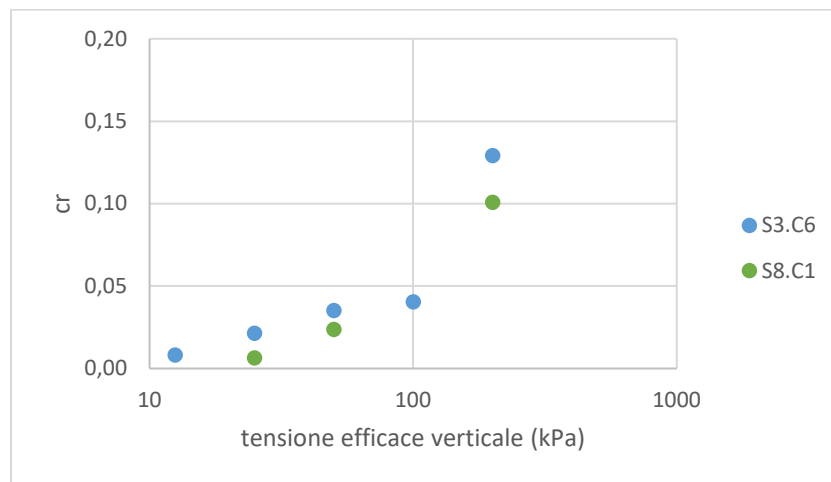


Figura 3.6.9 - Valori dell'indice di ricompressione al variare della pressione verticale efficace

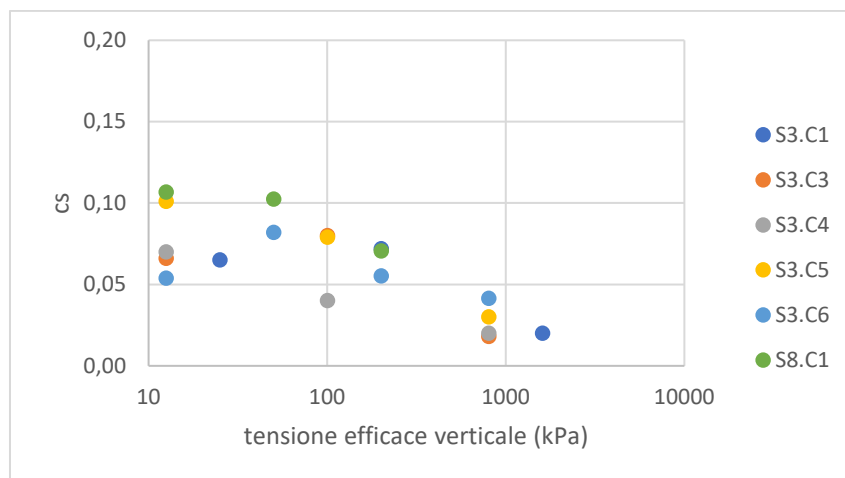


Figura 3.6.10 - Valori dell'indice di scarico al variare della pressione verticale efficace

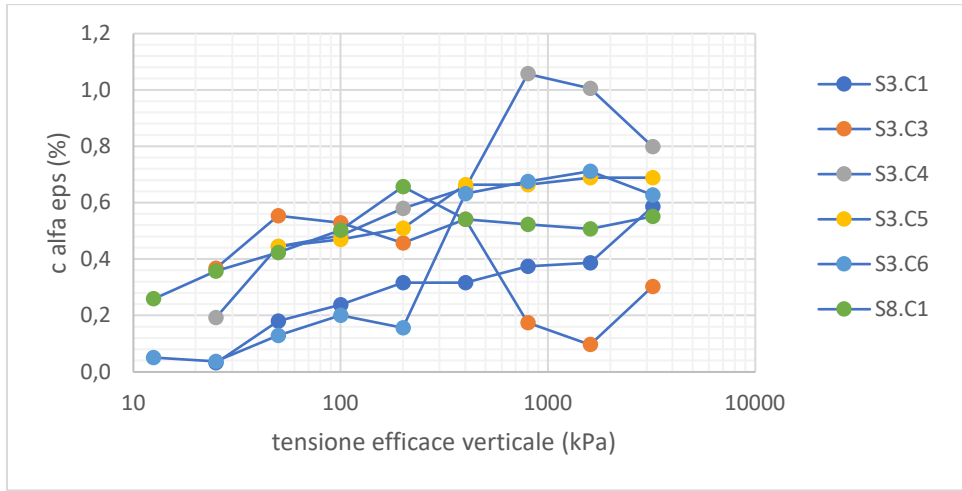


Figura 3.6.11 - Valori dell'indice di compressione secondaria al variare della pressione verticale efficace

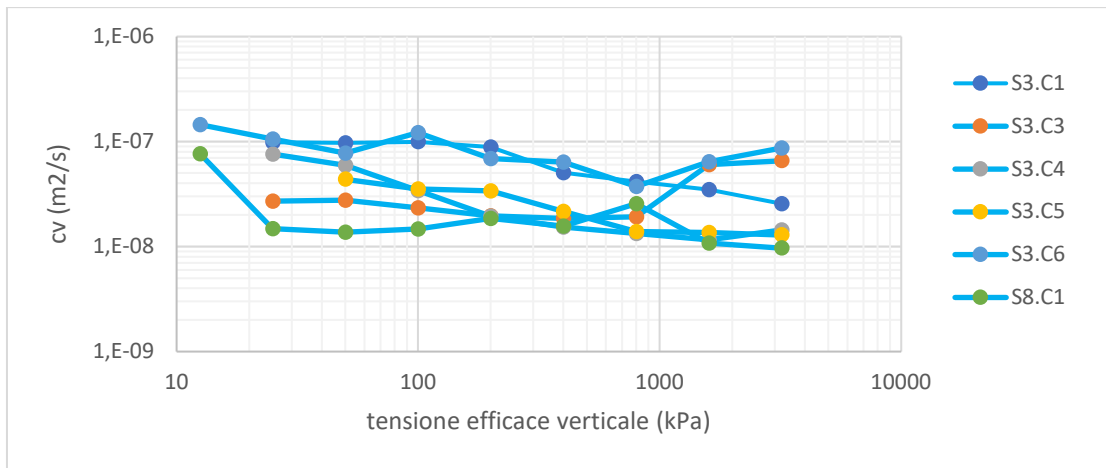


Figura 3.6.12 - Andamento dei valori del coefficiente di consolidazione verticale al variare della pressione verticale efficace

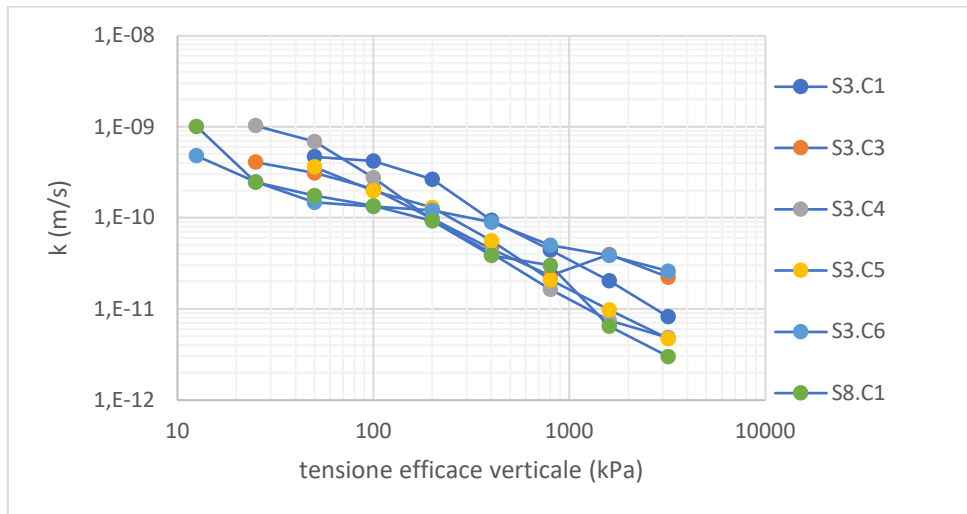


Figura 3.6.13 - Andamento del coefficiente di permeabilità verticale al variare della pressione verticale efficace

### 3.7 Analisi dello stato di consolidazione del deposito

La profondità dello strato di argilla nella verticale S3(21) (sondaggio eseguito fino a 30 m) è stato ricavato dai risultati di una prova penetrometrica statica con piezocono CPTU eseguita in adiacenza e risulta di ca. 35.8 m.

Il sondaggio S3(21) è stato eseguito in prossimità di due edifici, ad una distanza di circa 3 m da ciascuno di essi. È pertanto necessario considerare che, al variare della profondità della verticale di indagine, oltre alla pressione verticale geostatica,  $\sigma_{v0}$ , sono presenti tensioni verticali indotte dagli edifici in adiacenza,  $\Delta\sigma_v$ . La valutazione delle tensioni indotte può risultare significativa nel calcolo delle tensioni verticali efficaci agenti e quindi per l'analisi dello stato di consolidazione dei campioni prelevati alle diverse profondità.

Mediante diverse analisi (Figura 3.7.1), è stato ottenuto che le tensioni indotte possono essere considerate trascurabili oltre i primi metri di profondità. Pertanto, nel calcolo delle tensioni necessario per analizzare i risultati delle prove edometriche, si può trascurare il contributo dovuto alla presenza degli edifici.

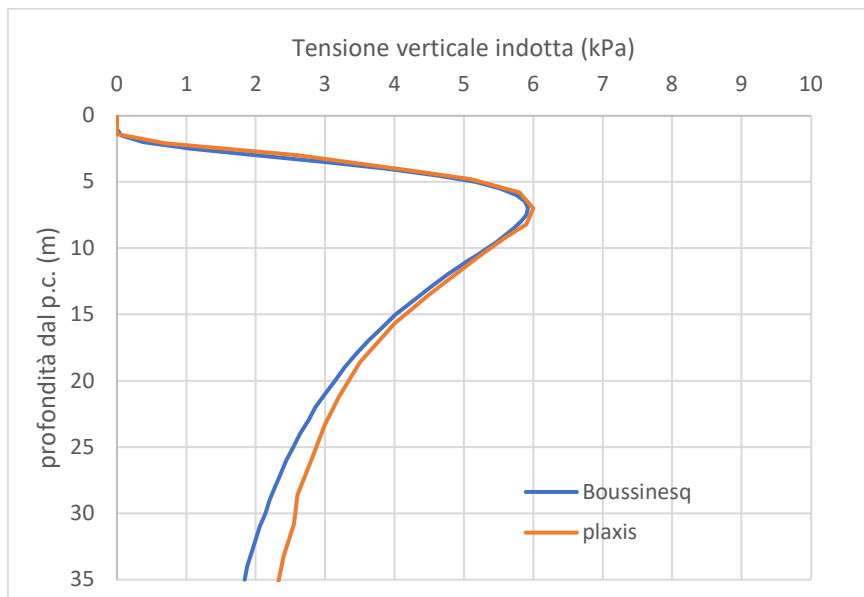


Figura 3.7.1 - Stima della distribuzione delle tensioni indotte lungo la verticale di indagine S3(21) da due strisce di carico uniformemente distribuito di 50 kPa applicate alla profondità di 1 m dal p.c. ad una distanza di 3 m dalla verticale di indagine

Nell'analisi dei risultati delle prove eseguite sui campioni prelevati al di sopra del livello di falda occorre tenere conto dell'altezza della frangia capillare (dipendente dalla storia delle oscillazioni del livello piezometrico), che assume comunque valori elevati nel caso dei depositi argillosi (Lame e Washburn, 1946; Hansbo, 1975). Nella frangia capillare il terreno risulta saturo e le pressioni interstiziali sono negative proporzionalmente alla distanza dalla superficie piezometrica. Lo spessore della frangia capillare nelle argille può essere stimato mediante la seguente equazione (Terzaghi e Peck, 1967):

$$h_c [\text{cm}] \simeq C_s / (e D_{10})$$

dove  $D_{10}$  è il diametro (in cm) corrispondente al 10% di passante, e è l'indice dei vuoti, e  $C_s$  è una costante empirica (dipendente dalla forma dei grani), che assume valori compresi fra 0.1-0.5  $\text{cm}^2$ . Non avendo a disposizione il valore del  $D_{10}$  per il terreno in esame, per la stima di  $h_c$  è stato assunto, cautelativamente, il  $D_{40}$  (diametro corrispondente al 40% di passante), pari a circa 0.001 mm (da curve granulometriche disponibili), ed un valore di  $C_s = 0.2 \text{ cm}^2$ . Assumendo il valore medio dell'indice dei vuoti,  $e \sim 1.4$  (ricavato dai provini), si stima un valore di  $h_c$  superiore a 14 m.

In base a questa stima si può considerare che per il terreno in esame, in condizioni di equilibrio, la frangia capillare possa essere superiore a 10 m. In Figura 3.7.2 è riportato l'andamento delle pressioni interstiziali idrostatiche relativo alla verticale di indagine S3(21) con il dettaglio della profondità di prelievo dei campioni.

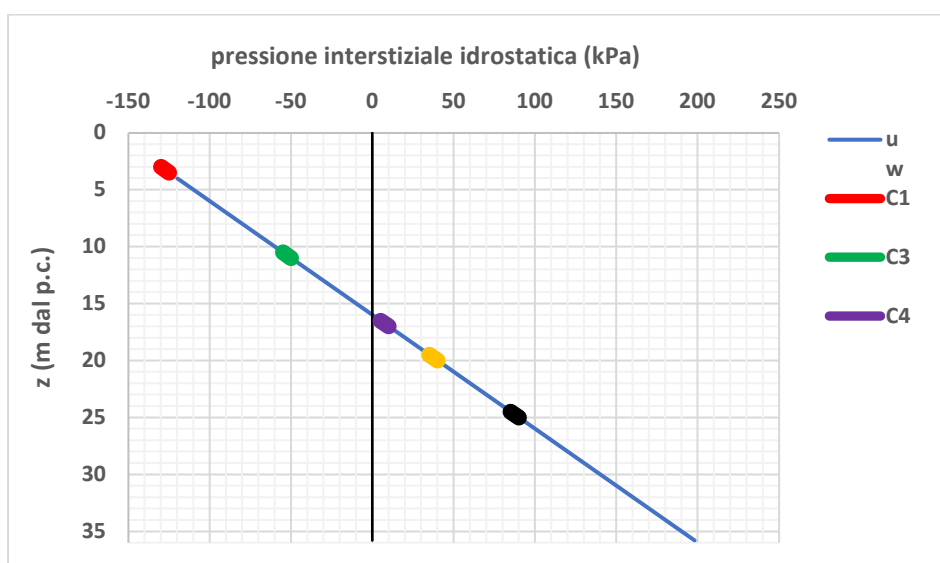


Figura 3.7.2 - Sondaggio S3.21: Pressioni interstiziali idrostatiche e profondità di prelievo dei campioni dai quali sono state eseguite le prove edometriche



Assumendo il valore medio del peso di volume saturo del terreno dalle numerose determinazioni disponibili, pari a  $16.9 \text{ kN/m}^3$ , sono state determinate le pressioni efficaci verticali geostatiche corrispondenti alla profondità dei provini e sono stati confrontati con le tensioni efficaci di snervamento risultate dalle curve di compressibilità. In tabella 3.7.1 sono riepilogati i suddetti valori.

È evidente che la massima pressione efficace agente (pressione di snervamento) risulta sempre significativamente inferiore alla tensione efficace verticale geostatica, il che conferma che il terreno è sottoconsolidato, tranne che nel caso del campione S3(21).C1 prelevato in prossimità della superficie, per il quale risulta una tensione di snervamento superiore a quella geostatica di circa il 10%. Tenendo conto dell'approssimazione nella determinazione della  $\sigma'_y$ , nella determinazione dello spessore della frangia capillare e del seppur minimo valore delle tensioni indotte dagli edifici adiacenti in prossimità della superficie, OCR è ragionevolmente prossimo all'unità. Le pressioni interstiziali residue a tale profondità risultano nulle.

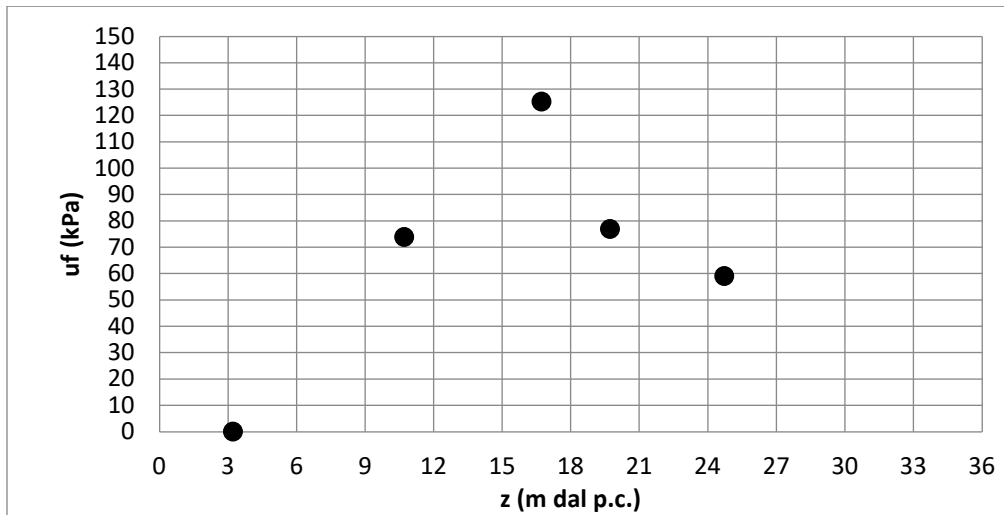
In figura 3.7.3 è riportato l'andamento delle pressioni interstiziali residue al variare della profondità dello strato di argilla nella verticale S3(21). Si osserva che la differenza fra  $\sigma'_{v0}$  e  $\sigma'_y$ , pari alla pressione interstiziale residua di consolidazione,  $u_f$ :

$$u_f = \sigma'_{v0} - \sigma'_y$$

tende ad aumentare verso il centro dello strato di argilla e risulta minore verso il piano campagna e verso lo strato di ghiaia sottostante, coerentemente con il fatto che entrambi questi bordi sono superfici drenanti.

Tabella 3.7.1 - Riepilogo delle pressioni efficaci ed interstiziali ricavati dalle prove edometriche, al variare della profondità

Sondaggio	Campione	prof. provino (m dal p.c.)	Prof. falda (m dal p.c.)	$u_w$ (kPa)	$s'_{v0}$ (kPa)	$s'_y$ (kPa)	$u_f$ (kPa)
S3(21)	C1	3.2	16	-128	182.1	200	0
	C3	10.7	16	-53	233.8	160	73.8
	C4	16.7	16	7	275.2	150	125.2
	C5	19.7	16	37	311.9	235	76.9
	C6	24.7	16	87	344.0	285	59.0
S8(21)	C1	4.7	12.5	-78	157.4	125	32.4



*Figura 3.7.3 - Andamento delle pressioni interstiziali residue ricavate dalle prove edometriche nella verticale S3(21)*

## **4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE**

I risultati delle prove edometriche eseguite su campioni indisturbati prelevati a diverse profondità hanno confermato che nel deposito argilloso nel quartiere Madonnetta del Comune di Pioraco è tuttora in corso un processo di consolidazione, responsabile dei cedimenti registrati nel tempo negli ultimi anni e che determinerà quindi ulteriori cedimenti futuri.

Si conferma inoltre che il deposito argilloso risulta molto comprimibile, con valori dell'indice di compressione elevati, e di scadenti caratteristiche meccaniche.

I risultati ottenuti dalle prove edometriche, unitamente agli altri risultati della campagna di indagini in sito e di laboratorio svolta nel 2021, hanno consentito la determinazione dei parametri indispensabili per la modellazione del comportamento idraulico e meccanico del deposito argilloso finalizzato alla stima dei cedimenti futuri.

## **Bibliografia**

- Dispense di Geotecnica (Rev. marzo 2015) - Università degli Studi di Firenze - Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale - Sezione Geotecnica J. Facciorusso, C. Madaia, G. Vannucchi
- Prove e controlli su materiali e prodotti da costruzione, terre e rocce, in sito ed in laboratorio - Laboratorio autorizzato dal Min. Infrastrutture e Trasporti – C.G.G. S.r.l.
- Renato Lancellotta, *Geotecnica*, Zanichelli – 2012
- Prove geotecniche di laboratorio - Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale ed Architettura ( DICAAR) - Giuseppe Tropeano

## Ringraziamenti

A conclusione di questo elaborato, desidero menzionare e ringraziare tutte le persone che, con dedizione e pazienza, hanno contribuito al raggiungimento di questo fantastico obiettivo.

In primis, un ringraziamento speciale al mio relatore, la Professoressa Evelina Fratolocchi, e tutti i suoi collaboratori, per la loro immensa pazienza, per i loro indispensabili consigli e per le conoscenze trasmesse durante questi mesi di lavoro.

Ringrazio di cuore i miei genitori. Grazie per avermi sostenuto, grazie per avermi appoggiato in ogni mia decisione, grazie per essermi sempre stati accanto.

A mia sorella un grazie speciale per il suo appoggio, per avermi consigliato e affiancato in questo cammino.

Grazie a tutti i miei amici che in questi anni hanno creduto in me e che con ricchi momenti di spensieratezza hanno reso tutto veramente più semplice.

Ringrazio, inoltre, tutti i miei colleghi di corso, per avermi sempre incoraggiato fin dall'inizio di questo percorso universitario.

In ultimo, dedico questa tesi a me stesso, ai miei sacrifici e alla mia tenacia che mi hanno permesso di arrivare fin qui.

Grazie di nuovo a tutti, senza di voi non ce l'avrei mai fatta.