

UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTÀ DI INGEGNERIA



Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Dipartimento di Scienze e Ingegneria della Materia,

dell' Ambiente ed Urbanistica

IMPIEGO DI FLY ASH NELLA STABILIZZAZIONE DI TERRENI

ARGILLOSI

**USE OF FLY ASH IN THE STABILIZATION OF CLAYEY
SOILS**

Relatrice:

Prof.ssa Marta Di Sante

Tesi di laurea di:

Mattia Del Cane

Correlatori:

Ing. Davide Bernardo

Anno Accademico: **2022/2023**

INDICE:

1. OGGETTO E SCOPO DELLA TESI.....	5
2. STATO DELL'ARTE.....	7
2.1 STABILIZZAZIONE.....	7
2.2 STABILIZZAZIONE CON CALCE.....	10
2.2.1 INTERAZIONI CALCE TERRENO.....	11
2.2.2 PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE DI TRATTAMENTI A CALCE.....	13
2.3 STABILIZZAZIONE CON LEGANTI SOSTENIBILI.....	18
2.4 CENERE VOLANTE O FLY ASH.....	19
3. MATERIALI E METODI SPERIMENTALI.....	20
3.1 MATERIALI.....	20
3.1.1 TERRENO.....	20
3.1.2 CALCE.....	26
3.1.3 FLY ASH.....	26
3.2 METODI SPERIMENTALI.....	30
3.2.1 PREPARAZIONE DEI CAMPIONI PER LO STUDIO SPERIMENTALE.....	30
3.2.2 COMPATTAZIONE PROCTOR.....	31
3.2.3 PROVA DI PERMEABILITÀ.....	35
3.2.4 PROVA DI TAGLIO DIRETTO.....	39
3.2.5 PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA.....	45
3.2.6 TEST CON BENDER ELEMENTS.....	61
3.2.7 pH.....	64
3.2.8 SEM E DRX.....	65

4. RISULTATI SPERIMENTALI.....	68
4.1 COSTIPAMENTO.....	68
4.2 CONDUCIBILITÀ IDRAULICA.....	72
4.3 RESISTENZA A TAGLIO.....	79
4.4 COMPRESSIBILITÀ.....	89
4.5 RIGIDEZZA.....	96
4.6 ANALISI AL SEM.....	99
5. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI.....	104

BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

1.0 OGGETTO E SCOPO DELLA TESI

Negli ultimi anni, i materiali ecosostenibili stanno assumendo un ruolo sempre più rilevante nel panorama ingegneristico, in quanto possono contribuire significativamente alla transizione verso un'economia circolare. Tale spinta coinvolge appieno anche il settore della geotecnica che contribuisce a tale transizione cercando metodi per migliorare le caratteristiche di terreni di scavo altrimenti destinati allo smaltimento. Se nel processo di miglioramento delle terre si riesce a coinvolgere anche materiali di scarto quali leganti, si aggiunge un'ulteriore etichetta verde al metodo utilizzato.

In questo lavoro di tesi, pertanto, si è scelto di indagare le caratteristiche meccaniche e idrauliche di un terreno trattato con la combinazione di due leganti: calce e cenere volante.

La scelta della cenere volante, o *fly ash*, è dettata dal fatto che la fly ash è un prodotto di scarto che deriva dalla combustione del carbone nelle centrali termoelettriche; pertanto, il suo riutilizzo nelle applicazioni geotecniche di *ground improvement* si colloca pienamente nell'ottica di una green economy, tanto più se si pensa che, a livello europeo, il settore delle costruzioni è responsabile di più del 50% delle materie prime estratte e di circa il 35% dei rifiuti.

Nel presente lavoro di tesi, per la descrizione della microstruttura del terreno argilloso e della cenere volante, sono state eseguite osservazioni al microscopio elettronico a scansione, SEM (Scanning Electron Microscopy), ed analisi di Diffrazione a raggi X. Queste tecniche risultano utili rispettivamente per la formazione di immagini relative alla struttura morfologica e per la determinazione della composizione chimica e mineralogica dei materiali.

Nel corso delle attività sperimentali si è scelto di testare la fattibilità della stabilizzazione con un mix design composto da un terreno argilloso a cui è stata aggiunta la combinazione del 2% di calce viva e 2% di cenere volante.

Il presente lavoro di tesi parte dall'identificazione del terreno di partenza e la verifica di idoneità al trattamento di stabilizzazione, per proseguire confezionando campioni ricostituiti mediante compattazione Proctor a energia Standard, analizzando la deformabilità del terreno additivato e non additivato mediante prove di compressione edometrica, la conducibilità idraulica del terreno trattato e non trattato, considerando nello studio diversi contenuti d'acqua di compattazione. È stato monitorato nel tempo anche il pH della miscela in forma di *slurry* per aiutare nella comprensione dello sviluppo delle reazioni a lungo termine.

Sono state inoltre eseguite prove di taglio diretto per ottenere una determinazione preliminare dei parametri di resistenza ottenibili, prove con Bender Elements per la determinazione del modulo di taglio a piccole deformazioni al progredire della stagionatura. Le osservazioni SEM del terreno

trattato hanno supportato la comprensione dei risultati ottenuti. Le prestazioni della miscela realizzata con la combinazione dei due leganti sono state confrontate con quelle di una miscela dello stesso terreno trattato alternativamente o solo con calce viva o solo con cenere volante.

Le prove sono state eseguite nel laboratorio di Geotecnica Ambientale del Dipartimento SIMAU dell'Università Politecnica delle Marche.

2.0 STATO DELL'ARTE

2.1 Stabilizzazione

Nell'ingegneria civile, la stabilizzazione del suolo è una tecnica per affinare e migliorare le proprietà ingegneristiche dei terreni attraverso la modifica biologica, chimica o meccanica delle sue proprietà. Queste proprietà includono resistenza meccanica, permeabilità, comprimibilità, durabilità e plasticità. Il miglioramento fisico o meccanico è comune, ma alcune scuole di pensiero preferiscono usare il termine “stabilizzazione” in riferimento ai miglioramenti chimici nelle proprietà del suolo mediante l'aggiunta di additivi chimici.

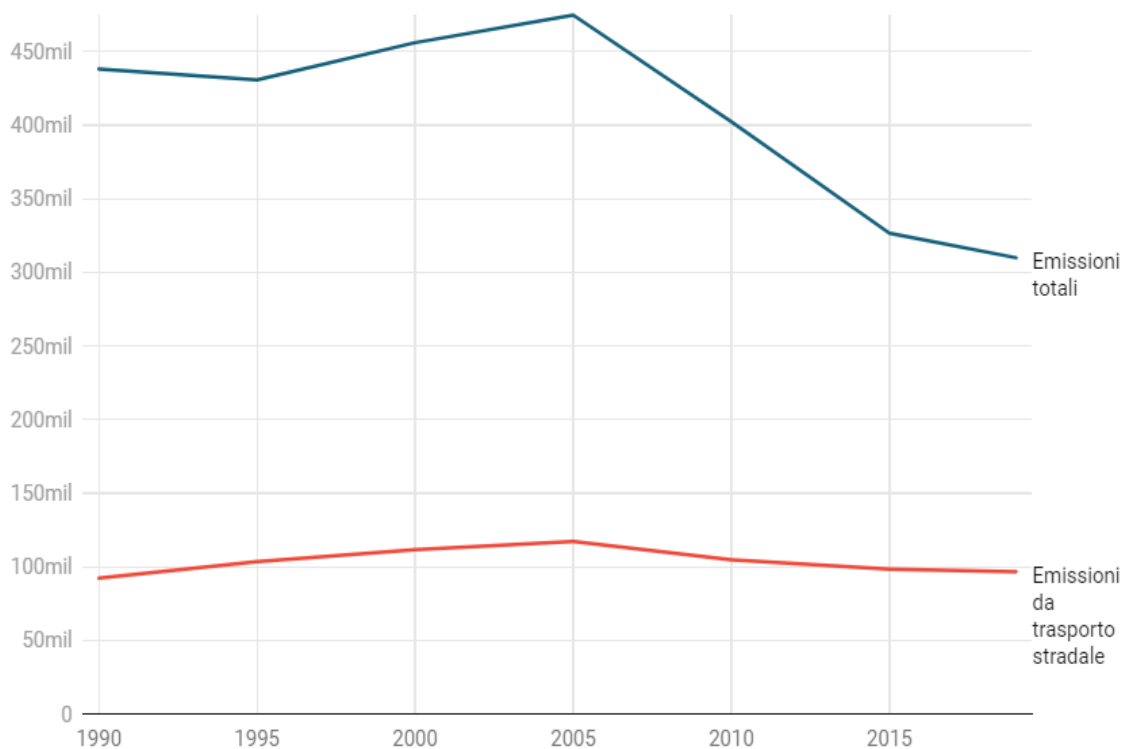
Per qualsiasi progetto di costruzione, che si tratti di un edificio, di una strada o di un aeroporto, il terreno funge da base. Inoltre, il suolo è una delle materie prime fondamentali per l'edilizia. In quanto tale, il terreno dovrebbe possedere proprietà che creino una base solida.

Per far fronte ai problemi di bassa resistenza e scarsa qualità dei terreni presenti in sito garantendo sicurezza e durata nel tempo, si possono considerare due opzioni di gestione:

1. **Sostituzione del terreno** e quindi utilizzo di materiale proveniente da cava di prestito. La sostituzione del terreno include lo scavo del terreno in posto, il suo smaltimento in discarica autorizzata e la sostituzione con terra di buona qualità proveniente da cave di prestito. Tale approccio porta con sé una serie di svantaggi, quali:
 - Svantaggi di tipo economico: il costo che impatta maggiormente è sicuramente lo smaltimento del materiale non idoneo presente in sito. Le rocce e terre da scavo non possono quindi essere smaltiti insieme agli altri rifiuti urbani, ma devono invece essere “conferiti” presso le discariche autorizzate ed anche la fase di trasporto è regolamentata. Ad oggi la normativa di riferimento sullo smaltimento del materiale di scarto da cantiere è il DRP 120/2017. Il primo criterio da tenere presente quando si effettua lo smaltimento di questi rifiuti è quello di evitarne la contaminazione con altri materiali, come ad esempio l'amianto. Per questo motivo vengono effettuate delle specifiche analisi chimiche che servono a fare la dichiarazione terre e rocce da scavo. La normativa prevede anche una fase intermedia, il “deposito temporaneo”, in attesa del risultato delle analisi. La ditta incaricata dello svolgimento del servizio di smaltimento deve caricare le terre e le rocce di scavo sui cassoni scarrabili e su altri mezzi idonei all'uso e successivamente trasportarli presso i centri di raccolta autorizzati. Per lo smaltimento di terre e rocce da scavo, che possono essere identificate con il codice CER 170504, attualmente il costo orientativo al quintale è di 13 euro, ed a questo deve essere aggiunto un ulteriore costo di 250 euro per l'esecuzione delle

necessarie ed obbligatorie analisi chimiche e per il trasporto in discarica. Naturalmente questo prezzo medio è indicativo e può aumentare in funzione della distanza del luogo di ritiro dei rifiuti dalla discarica autorizzata poiché si aggiungono i costi necessari al trasporto. Quando si effettua lo smaltimento delle terre da scavo viene rilasciato all'impresa un "formulario di identificazione" che attesta, come stabilito dalla legge, il corretto smaltimento.

- Svantaggi di tipo ambientale: nel 2019 il settore trasporti è responsabile del 25,2% del totale delle emissioni nazionali di Gas Serra, il 92,6% delle emissioni derivano dal trasporto su strada. (Fig.1)



[Fig.1 – Emissioni CO2 totali ed emissioni da trasporto stradale]

2. **Recupero del terreno** non idoneo presente in sito che, di conseguenza, non richiede l'estrazione e il trasporto dei materiali provenienti da cave di prestito con il conseguente abbattimento delle emissioni di CO₂ derivanti dal trasporto stradale.

In definitiva, la tecnica della stabilizzazione dei terreni nasce come risposta alla necessità di riutilizzare quei terreni che, per le loro proprietà intrinseche, non sono idonei per le applicazioni di ingegneria geotecnica. (Fig.2)



[Fig.2 - Obiettivo stabilizzazione delle terre]

È possibile riassumere i metodi di stabilizzazione di un terreno classificandoli in cinque gruppi:

1. Stabilizzazione meccanica: miscelazione, umidificazione e costipamento, viene usata per la costruzione di rilevati o strati di fondazione stradali ma può risultare inefficace in presenza di w troppo elevati nel terreno.
2. Stabilizzazione granulometrica: aggiunta di frazioni granulometriche ad hoc e successiva miscelazione, umidificazione e costipamento.
3. Stabilizzazione con leganti idrocarburiati: miscelazione con catrami o bitumi liquidi e successivo costipamento per aumentare la coesione e impermeabilizzare la frazione fine del terreno; sono escluse applicazioni con terre prevalentemente ghiaiose o sabbiose.
4. Stabilizzazione con cemento: miscelazione con cemento e successiva compattazione con ottenimento di elevati valori di resistenza conseguentemente ai fenomeni di presa, utilizzata per la costruzione di sovrastrutture. La stabilizzazione con cemento è utilizzata principalmente con terreni sabbiosi.
5. Stabilizzazione con calce: trattamento di terreni limo-argillosi, categoria molto diffusa in Italia. Umidificazione, miscelazione con calce viva o idrata e compattazione, utilizzata con successo nella realizzazione di rilevati e strati di base delle fondazioni e anche per la stabilizzazione di pendii in frana a supporto di interventi più specifici.

2.2 Stabilizzazione con calce

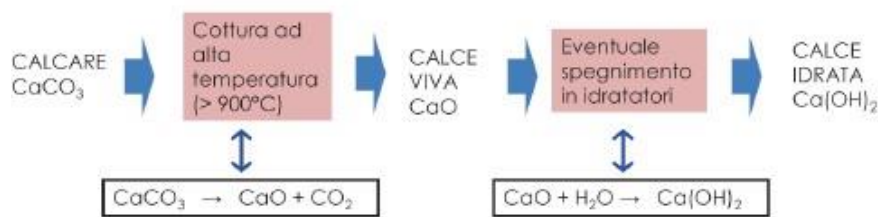
La tecnologia di stabilizzazione a calce emerge ed è ormai riconosciuta come tecnica di miglioramento delle terre vantaggiosa, in grado di offrire notevoli risparmi; è però imperativo sottolineare l'importanza di un accurato studio preliminare di laboratorio e di verifiche continue durante le fasi operative.

Il processo di stabilizzazione di terre con calce è noto fin dall'antichità. Fu impiegato per la costruzione della Grande Muraglia cinese (250 a.C.), fu utilizzato dai Romani per alcuni tratti della Via Appia, fu studiato negli Stati Uniti nei primi decenni del Novecento e, a partire dal primo Dopoguerra (anni Cinquanta), trovò largo impiego nei Paesi anglosassoni, in Germania e in Francia. In Italia, la tecnica della stabilizzazione a calce dei terreni è attualmente ancora relativamente poco diffusa a causa dei costi eccessivi richiesti per gli studi teorici e di laboratorio necessari per l'applicazione di tale tecnologia. L'esigenza di limitare lo sfruttamento delle cave esistenti, evitando il rapido esaurimento di materie prime non rinnovabili costituite da "inerti di pregio" (misto frantumato, ghiaia e sabbia), sempre più rari e costosi, nonché gli oneri economici legati allo smaltimento delle terre da scavo, spinge verso scelte maggiormente "sostenibili", sia da un punto di vista economico che ambientale. La tecnica della stabilizzazione a calce dei terreni può fornire un'adeguata risposta a tale esigenza, consentendo l'impiego di terreni con una forte componente argillosa (> 35% in peso), dalle scarse caratteristiche fisico-meccaniche e, perciò, destinati al conferimento a rifiuto, rendendoli idonei per l'impiego nell'ambito della realizzazione di opere stradali e ferroviarie. Tuttavia, è necessario eseguire preliminarmente accurate analisi di laboratorio finalizzate all'individuazione delle esatte percentuali della miscela terra-calce da utilizzare, in grado di produrre i desiderati miglioramenti delle prestazioni meccaniche, sia in termini di deformabilità che di resistenza meccanica. Infatti, errate valutazioni sulle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni stabilizzati possono condurre, da un lato, al manifestarsi di cedimenti di entità superiore a quella prevista in fase di progetto, dall'altro, alla sottostima delle sollecitazioni che si instaurano all'interno del terreno, determinando, potenzialmente, situazioni di instabilità delle opere.

È possibile definire la terra stabilizzata a calce come una miscela compattata (la compattazione è di fondamentale importanza) composta da: terreno, calce e acqua., L'aggiunta del legante nel sistema acqua-terra modifica le proprietà fisico-chimiche e quelle meccaniche del terreno trattato.

La calce proviene dalla cottura del calcare, una roccia composta principalmente da carbonato di calcio (CaCO_3), a temperature elevate (>900°C). Questo processo libera anidride carbonica (CO_2) e produce ossido di calcio (CaO), noto come calce viva. Utilizzando dispositivi appositi chiamati

idratatori, la calce viva viene spenta mediante l'aggiunta di acqua, dando luogo all'idrossido di calcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), che rappresenta il secondo tipo di calce, ovvero la calce idrata.



[Fig.3 – Sequenza di produzione della calce e reazioni chimiche coinvolte nel processo]

2.2.1 Interazioni calce-terreno

La calce viene impiegata come legante in terreni argillosi, poiché il calcio presente in essa può reagire con i minerali delle particelle di argilla, reagendo secondo meccanismi a breve e a lungo termine.

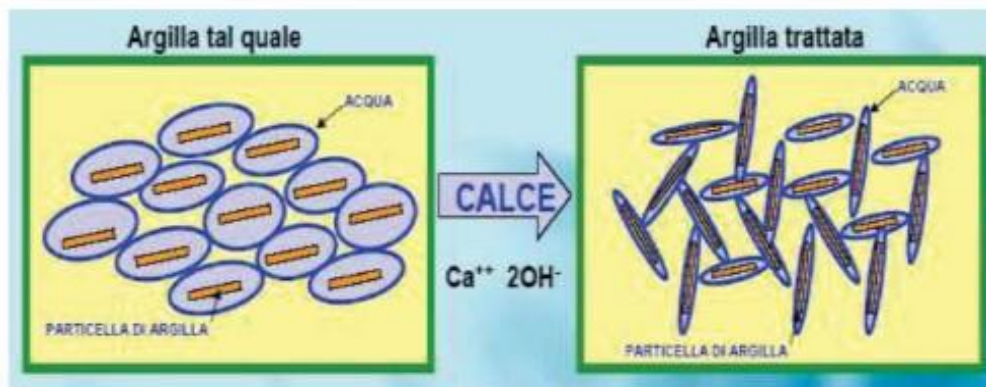
Meccanismi di reazione a breve termine (0-3 giorni)

1. Idratazione della calce: se utilizziamo calce viva essa reagisce con l'acqua presente all'interno del terreno la relazione $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca}(\text{OH})_2 + 64900 \text{ J/mol}$. L'idratazione della calce è un processo esotermico che quindi genera calore con la conseguente sottrazione di acqua dal terreno ed evaporazione dell'acqua presente, ne deriva una generale diminuzione del w del terreno.
2. Dissociazione dell'idrato: secondo la reazione $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (base forte) $\rightarrow \text{Ca}^{++} + 2(\text{OH})^-$, si formano 2 ioni ossidrilici per ogni molecola di idrato e questo causa l'aumento del pH dell'acqua interstiziale.
3. Scambio cationico: avviene solo in presenza di argilla. Il calcio derivato dalla dissociazione dell'idrossido di calcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) si sostituisce agli ioni presenti nella struttura dell'argilla provocando rapidamente la flocculazione o aggregazione delle particelle argillose, alterandone la tessitura e generando aggregati più grossolani che migliorano la capacità portante e la permeabilità. Inoltre, gli ioni calcio, con una valenza maggiore rispetto a quelli normalmente adsorbiti sulla superficie colloidale (sodio, potassio, idrogeno), sostituiscono questi cationi presenti nelle particelle, rilasciandoli in soluzione. Ciò, a sua volta, compensa parzialmente la carica negativa generata dagli ioni OH^- (Fig.4).



[Fig.4 - Scambio cationico tra gli ioni Ca⁺⁺ e quelli naturali del minerale argilloso.]

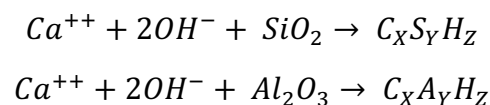
Aumentando la concentrazione di elettroliti nell'acqua interstiziale e attraverso la reazione di scambio cationico, si verifica una riduzione del doppio strato, risultando in una diminuzione dell'indice di plasticità. Questo processo porta a un incremento della lavorabilità e si associa al fenomeno della flocculazione, passando quindi da una struttura laminata delle particelle d'argilla ad una struttura flocculata delle stesse (Fig.5)



[Fig.5 - Aggregazione delle particelle d'argilla, passando da una struttura laminata ad una flocculata.]

Meccanismi di reazione a lungo termine (dopo 28 giorni)

A lungo termine si verificano le reazioni pozzolaniche che modificano le proprietà meccaniche del terreno, aumentandone la resistenza. A causa dell'aumento del pH dell'acqua interstiziale, dovuto agli ioni OH^- disciolti, aumenta la solubilità della silice (SiO_2) e dell'allumina (Al_2O_3) presenti nei minerali argillosi. Questi composti, reagendo in soluzione con gli ioni calcio presenti dopo l'aggiunta del legante generano le seguenti reazioni pozzolaniche:



I prodotti di queste reazioni sono i silicati di calcio idrato (C-S-H) e gli alluminati di calcio idrato (C-A-H), che legano tra loro le particelle del terreno, conferendogli una struttura più rigida. Le variazioni delle caratteristiche meccaniche causate da tale reazione di cementazione sono fortemente influenzate dalla temperatura e dalla stagionatura della miscela.

2.2.2 Progettazione e realizzazione di trattamenti a calce

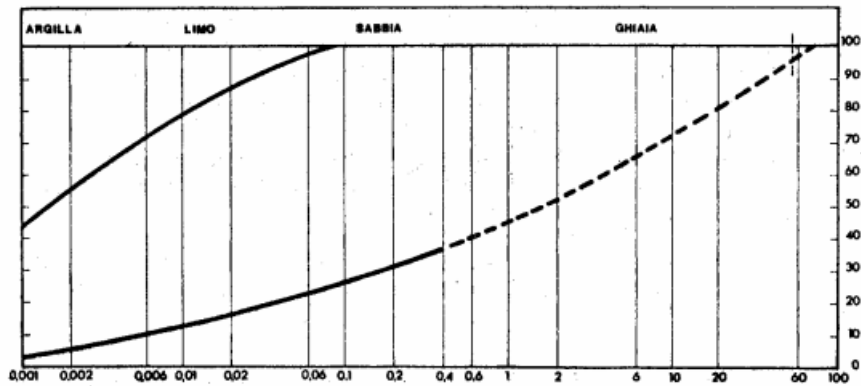
La stabilizzazione di un terreno con calce è una procedura da studiare, mettere a punto e realizzare *step by step* secondo la sequenza che segue.

1. Identificazione del terreno in esame
2. Determinazione del consumo iniziale di calce, CIC
3. Sperimentazione in laboratorio sulla miscela terra-calce con diverse % di tentativo
4. Scelta della percentuale di calce di progetto
5. Allestimento di un campo prova in sito
6. Controlli in corso d'opera e finali

Identificazione del terreno in esame

Sono idonee al trattamento con calce le terre fini plastiche limo-argillose dei gruppi A6 e A7 con valori dell'indice plastico normalmente compresi tra 10 e 50, o anche superiori, così come del gruppo A5 quando di origine vulcanica od organogena; anche ghiaie limo-argillose identificabili come A2-6 e A2-7 possono essere convenientemente stabilizzate con calce quando contengano una frazione di passante al setaccio 0.4 UNI non inferiore al 35%.

La curva granulometrica del terreno oggetto di trattamento deve rientrare all'interno del fuso riportato in figura (Fig.6) (B.U. CNR n. 36)



[Fig.6 – Fuso granulometrico di controllo]

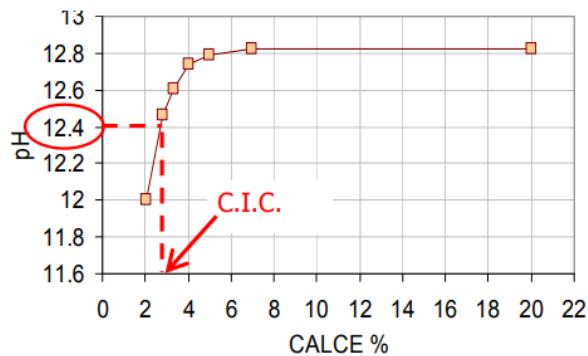
Altri requisiti da soddisfare sono:

- Contenuto di solfati $\leq 4\%$ come da norma UNI 8520 parte 11
- Contenuto di sostanza organica $\leq 4\%$ come da Standard ASTM D2974

Determinazione del consumo iniziale di calce CIC

Si definisce il consumo iniziale di calce, CIC, come la minima % di calce per ottenere a una temperatura di 25° un pH di 12,40. Il valore di CIC rappresenta la % di calce necessaria per esaurire le reazioni a breve termine, è dunque il valore minimo che si deve utilizzare per la sperimentazione e va aumentato di almeno un punto percentuale per avere i benefici corrispondenti ai meccanismi di reazione a lungo termine (vedi paragrafo 2.2.1 – Meccanismi di reazione a lungo termine).

Il procedimento per la determinazione del CIC prevede che il terreno venga preventivamente frantumato ed essiccato in forno. Si prelevano quindi campioni di 20g di terra, si collocano in un contenitore e successivamente si aggiungono, nell'ordine, la calce (a diverse percentuali per ciascun contenitore) e 100ml di acqua distillata. Il campione di terreno, acqua e calce viene miscelato per 1h agitando i contenitori ogni 10 minuti per 30 secondi. Dopo un'ora viene misurato il pH attraverso un pH-metro a basso errore di sodio. I risultati vengono riportati su un grafico-% calce - pH e da tale grafico si ricava la minima % di calce relativa a un pH di 12.4 (Fig. 7).



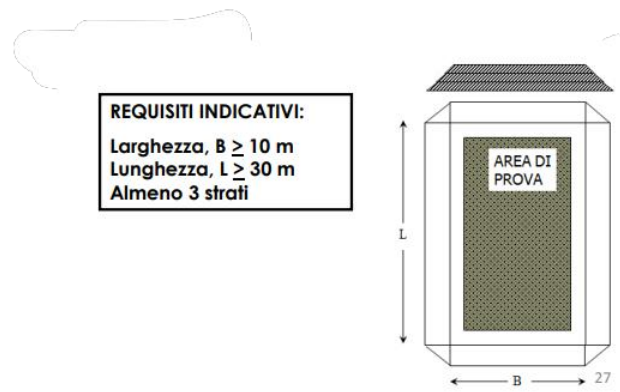
[Fig.7 – Consumo iniziale di calce CIC]

Scelta della percentuale di calce di progetto

La percentuale di calce di progetto si definisce a seguito dell'esecuzione di una serie di prove geotecniche eseguite su campioni di miscele terra-calce ricostituiti mediante compattazione Proctor (solitamente utilizzando energia standard). La sperimentazione prevede un primo set di prove eseguito con una percentuale di calce di tentativo, solitamente pari al valore CIC aumentato di 1-2 punti percentuali. Le prove geotecniche da eseguire sui campioni ricostituiti sono solitamente prove di permeabilità, prove edometriche, prove di taglio diretto o triassiali, prove di compressione non confinata e prove CBR. Solitamente, per i terreni limo-argillosi, una percentuale di calce compresa tra il 3% e il 7% di calce spenta (Ca(OH)_2) consente di ottenere buoni risultati. Percentuali inferiori (2%-5%) sono sufficienti se si usa calce viva (CaO). Le percentuali da utilizzare devono comunque essere sempre superiori o al più uguali al CIC se si intende solo migliorare la lavorabilità o aumentare la permeabilità.

Allestimento di un campo prova

L'allestimento di un campo prova (Fig.8) ha lo scopo di mettere a punto le modalità operative (spessore e numero degli strati da trattare, numero di passaggi del rullo compattatore, ecc.) e convalidare le scelte progettuali effettuate in base ai risultati ottenuti in laboratorio, mediante l'esecuzione di prove in sito. Il campo prova consente inoltre di definire valori minimi di alcuni parametri derivabili da prove in sito da verificare poi nel corso dei controlli in corso d'opera.



[Fig.8 – Allestimento campo prova]

La modalità di esecuzione del trattamento terra-calce in sito prevede le seguenti fasi:

1. Stesa dello strato di terreno, livellamento e controllo topografico dello spessore di terreno sciolto. Generalmente, si realizzano strati di circa 30cm di spessore. (Fig.9)



[Fig.9 – Stesa dello strato di terreno]

2. Stesa della calce (Fig.10), in questa fase è molto importante il controllo periodico della quantità di calce che viene aggiunta al terreno.



[Fig.10 – Stesa della calce]

3. Fresatura del terreno (Fig.11), esistono macchine stabilizzatrici in grado di miscelare e aggiungere calce e acqua allo stesso tempo o è possibile eseguire aggiunta e miscelazione in sequenza



[Fig.11 – Fresatura terreno]

4. Compattazione, allo scopo si usano rulli con protrusioni e si lavora senza vibrazione perché bisogna evitare che vibrando venga richiamata acqua in superficie perdendo quindi l'omogeneità della miscela attraverso lo spessore dello strato trattato. I rulli con protrusioni più usati sono quelli detti “a piede di montone” (Fig.12)



[Fig.12 – Rullo con protrusioni]

2.3 Stabilizzazione con leganti sostenibili

Negli ultimi anni, con l'aumento della necessità di un approccio sostenibile a tutte le fasi della progettazione, si è evidenziata la necessità di cercare leganti per la stabilizzazione delle terre in grado di minimizzare l'impatto ambientale che genera la produzione dei leganti classici come calce e cemento. In particolare, la ricerca sta esplorando la possibilità di riutilizzare allo scopo prodotti di scarto che possano avere proprietà pozzolaniche (ceneri volanti, loppa d'altoforno etc) o che, sottoposti a ulteriori processi di trasformazione, si possano sostituire efficacemente ai leganti classici.

2.4 Ceneri volanti o Fly ash

In generale, un aspetto negativo dell'industrializzazione consiste nella produzione di rifiuti industriali, il cui smaltimento non solo è oneroso ma ha un forte impatto negativo sull'ambiente. Una possibile soluzione, per affrontare tali problemi, è il riutilizzo di tali rifiuti nell'industria delle costruzioni. Infatti, quest'ultimi possono essere impiegati come additivi nei materiali, come ad esempio il calcestruzzo, o per la stabilizzazione dei terreni. Tali pratiche di reimpiego riducono la quantità di rifiuti destinati allo smaltimento, offrendo vantaggi in termini di conservazione delle risorse producendo prodotti finali ecologici ed economici.

Recentemente, come anticipato, sono state eseguite ricerche che hanno analizzato la stabilizzazione del terreno mediante l'utilizzo di sottoprodotti come la cenere volante (fly ash), cenere di buccia di riso, scarti di funghi, sansa umida di olive, polvere di marmo e scoria granulata d'altoforno.

Nel particolare, gli studi condotti su campioni di argilla trattati con fly ash hanno evidenziato i seguenti risultati:

1. il DFS (variazione di volume di un terreno argilloso quando passa da uno stato saturo ad uno stato non saturo) diminuisce a causa della natura pozzolanica e non espansiva della cenere volante oltre che per l'aumento delle particelle grandi e per la riduzione dell'area della superficie specifica. Questa diminuzione implica una minore tendenza del terreno a subire variazioni volumetriche significative;
2. l'MDD (densità massima che il terreno può raggiungere quando compattato) diminuisce;
3. il pH aumenta;
4. l'UCS (resistenza a compressione del terreno non confinato) aumenta grazie alla natura pozzolanica della fly ash, che porta alla formazione di composti cementizi e ad una buona adesione. Viene quindi incrementata la resistenza complessiva a compressione del provino;
5. l'indice CBR (rapporto fra il carico necessario a far penetrare un pistone all'interno di un provino confinato ed un carico di riferimento) risulta aumentato grazie alla modifica della struttura.

Per quanto riguarda il calcestruzzo, è stato dimostrato che l'incorporazione della fly ash come sostituto parziale del cemento Portland, aumenta la durabilità degli elementi strutturali. Questo avviene in quanto il materiale pozzolanico, durante la reazione di idratazione, reagisce con l'idrossido di calcio, formando silicato di calcio idrato.

Tale processo può ridurre la dimensione dei pori dei prodotti di idratazione cristallina e rendere la microstruttura del calcestruzzo più uniforme.

Tuttavia, ci sono ancora pochi studi che investigano l'influenza della finezza della cenere volante sulla struttura porosa e sulla microstruttura della pasta di cemento e ancora meno sono i risultati dell'applicazione geotecnica della fly ash per la stabilizzazione dei terreni.

3.0 MATERIALI E METODI SPERIMENTALI

3.1 Materiali

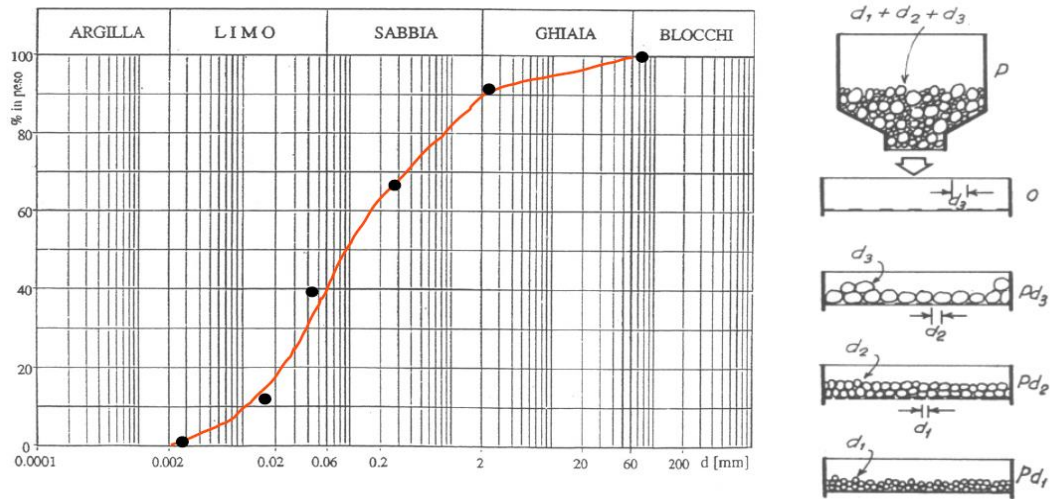
3.1.1 Terreno

Nell'ambito ingegneristico, i terreni possono essere suddivisi in quattro categorie che variano in base alla dimensione dei grani:

- Ghiaia (dimensione compresa tra 2 e 60 mm);
- Sabbia (dimensione compresa tra 2 mm e 60 μm);
- Limo (dimensione comprese tra 2 e 60 μm);
- Argilla (dimensione inferiore ai 2 μm).

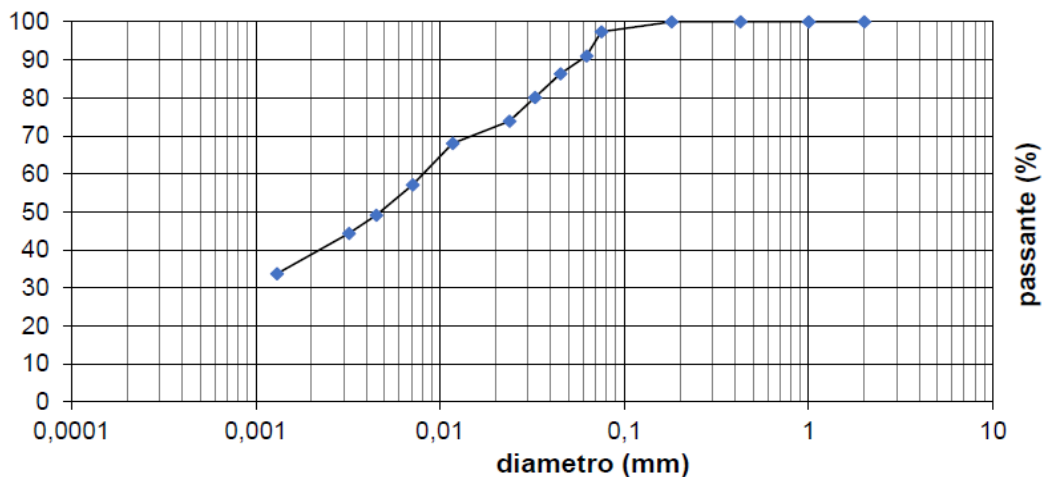
La ghiaia e la sabbia sono considerati terreni incoerenti (che presentano resistenza a trazione quasi o sempre trascurabile) o a grana grossa, mentre rientrano nei terreni coesivi o a grana fine, il limo e l'argilla.

I criteri di classificazione dei terreni e di accettazione dei materiali da costruzione si basano principalmente sull'analisi granulometrica. Le informazioni che si ricavano da questo tipo di prova vengono usate inoltre per studiare i problemi di filtrazione. L'obiettivo dell'analisi granulometrica è quello di determinare la composizione di una terra in termini di percentuali in peso di diverse classi di grandezza delle particelle che la costituiscono, riferendolo al peso secco del campione iniziale. Un'analisi granulometrica [Fig.13] si effettua per setacciatura e/o per sedimentazione; la prima viene eseguita con una serie di setacci sovrapposti con apertura via via decrescente dall'alto verso il basso, fatti vibrare in modo che i granuli di terra vengano separati in frazioni pressoché uguali e trattenuti nei setacci col diametro corrispondente.



[Fig. 13 – Esempio analisi granulometrica]

Il terreno oggetto di studio, la cui curva granulometrica viene riportata in Figura 14, proviene dalla località di San Giovanni Teatino (SGT), in provincia di Chieti ed è un terreno argilloso, composto da una percentuale di fine pari al 97%, un 39% di frazione argillosa e una percentuale di sabbia del 3%, è classificato come argilla magra (CL) secondo la carta di plasticità di Casagrande. Un'argilla si definisce magra quando prevale la parte la parte inerte costituita da minerali allo stato cristallino (ad esempio, quarzo).

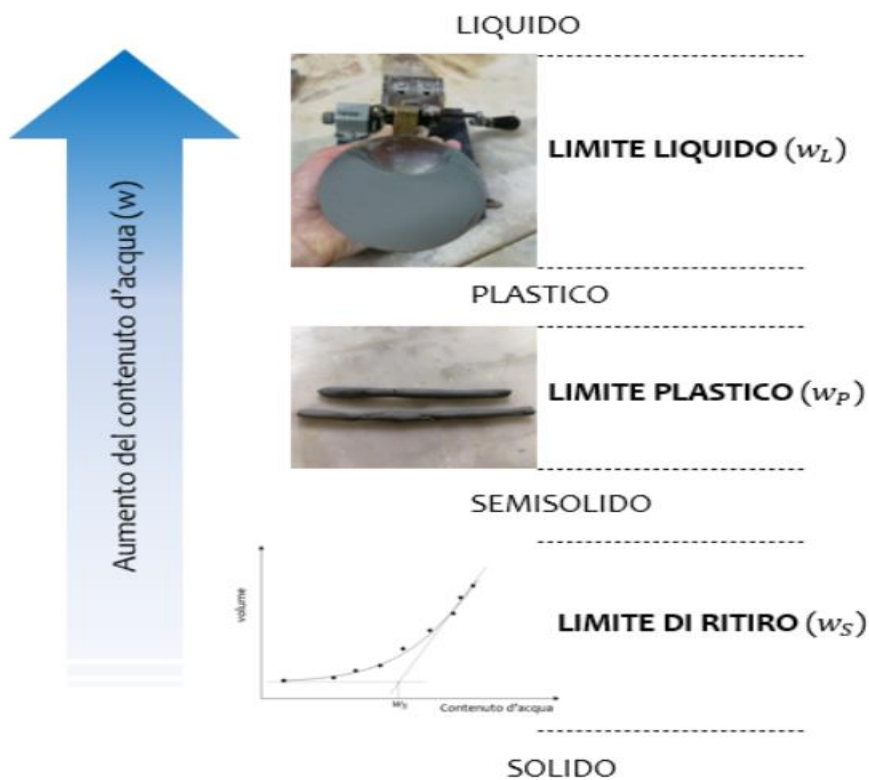


[Fig. 14 – Curva granulometrica terreno SGT]

Se il terreno è costituito da una elevata percentuale di fine (limo e argilla superiore al 30%), la composizione granulometrica da sola diventa insufficiente per caratterizzare e individuare il

materiale. Pertanto, per classificare il materiale fine ci si avvale delle caratteristiche di plasticità individuate attraverso i Limiti di consistenza o limiti di Atterberg.

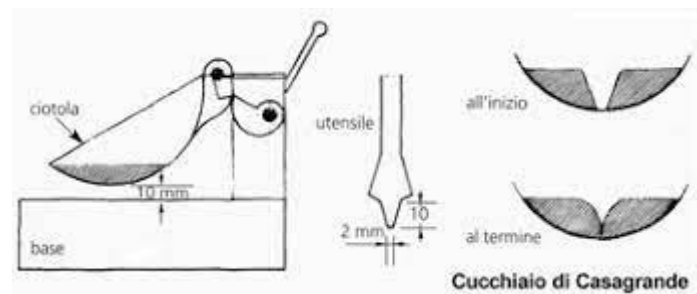
Il comportamento fisico-meccanico dei terreni a grana fine (in particolare nei terreni argillosi) è legato al contenuto d'acqua che viene adsorbita dalle particelle di argilla e che, a seconda del quantitativo presente, influenza il comportamento del terreno. Infatti, al variare del contenuto d'acqua, si ha una variazione dello stato fisico della terra. In particolare, a partire da una miscela terra-acqua a bassa umidità, all'aumentare del contenuto d'acqua si passa dallo stato solido, semisolido, plastico fino ad arrivare al liquido (Fig. 15).



[Fig.15 – Stati fisici del terreno e corrispondenti limiti di Atterberg]

Il limite liquido (w_L) si determina in laboratorio con il metodo della coppa di Casagrande (Fig. 16). Per definizione il limite liquido corrisponde al contenuto d'acqua del campione in corrispondenza del quale, dopo 25 colpi standardizzati del dispositivo, un solco, praticato con un utensile di dimensioni standard, si richiude. Poiché è difficile ottenere questa condizione, il contenuto d'acqua si determina per interpolazione: si registrano i valori del contenuto d'acqua in funzione del numero di colpi in un

diagramma semilogaritmico e, una volta tracciata la retta d'interpolazione, è possibile ottenere il valore del contenuto d'acqua in corrispondenza dei 25 colpi.



[Fig.16 – Cucchiaino di Casagrande]

Con lo stesso impasto precedentemente utilizzato (per il calcolo del limite liquido) si procede realizzando manualmente dei bastoncini di forma allungata di circa 3mm di diametro che vengono fatti rotolare su una superficie porosa in modo da perdere via via acqua. Non appena questi bastoncini iniziano a fessurarsi (Fig. 17), si determina il contenuto d'acqua che allo stesso tempo è indicativo del raggiungimento del limite plastico. Per definizione, infatti, limite plastico (W_P) è il contenuto d'acqua in corrispondenza del quale il terreno inizia a perdere il suo comportamento plastico.



[Fig. 17 – Dettaglio fessura lungo il bastoncino]

Data la sua limitata applicazione, il limite di ritiro (W_s) non viene spesso determinato e rappresenta il contenuto d'acqua al di sotto del quale il terreno non subisce una variazione del suo volume anche se dovesse diminuire ulteriormente la sua umidità. Per la sua determinazione è necessario essiccare progressivamente un campione indisturbato, misurando di volta in volta il volume e il contenuto d'acqua. Questi ultimi due valori vengono riportati in un grafico la cui intercetta sarà data da una curva e la proiezione del punto di intersezione delle due tangenti alla curva definirà il valore W_s .

Una volta determinati W_L (limite liquido) e W_P (limite plastico), dalla loro differenza sarà possibile determinare l'indice di plasticità ($IP = W_L - W_P$) che rappresenta proprio l'intervallo di umidità all'interno del quale il terreno si trova allo stato plastico. In base al valore di IP ottenuto sarà possibile classificare il terreno da "non plastico" a "molto plastico" (Fig. 18).

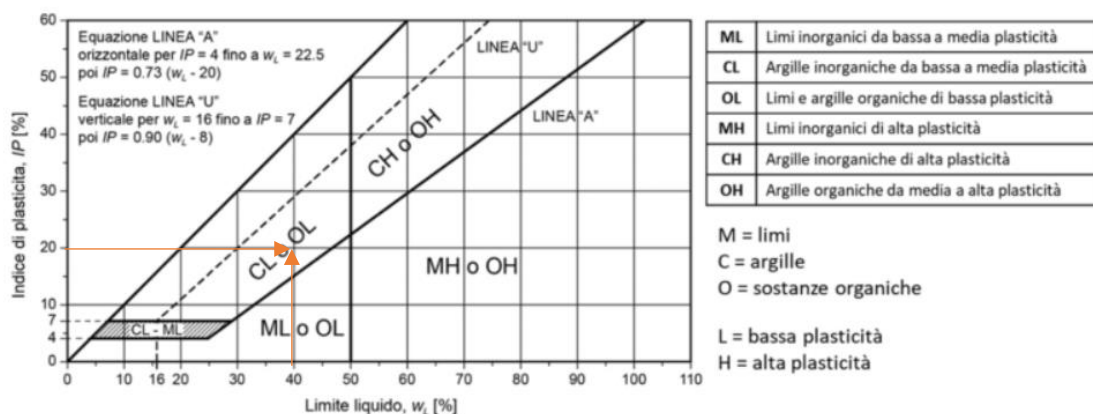
Terreno	IP
Molto molle	0-5
Non plastico	5-15
Poco plastico	15-40
Molto plastico	>40

[Fig. 18 – Classificazione dei terreni in base a IP]

Per il terreno SGT risulta in particolare che:

- Limite liquido $w_L = 40$
- Limite plastico $w_P = 20$
- Indice di plasticità $IP = 20$

I valori dell'indice di plasticità e del limite liquido risultano di fondamentale importanza per l'individuazione della tipologia del terreno nella carta di plasticità di Casagrande (Fig.19). In essa, si individuano delle zone corrispondenti a precise classi di terreno, in funzione del limite liquido (riportato in ascissa) e dell'indice di plasticità (riportato in ordinata).

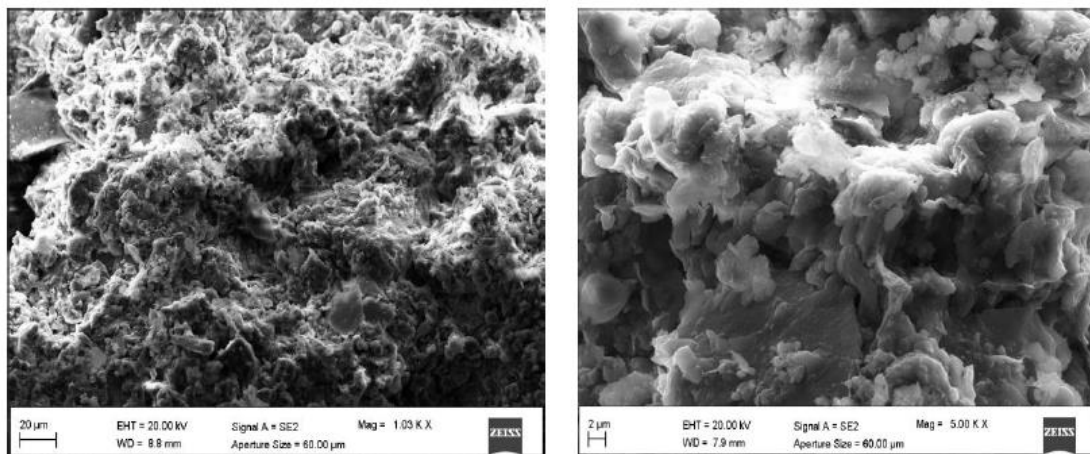


[Fig.19 – Carta di plasticità di Casagrande]

Quindi, come anticipato al paragrafo 3.1.1 ,possiamo classificare il terreno SGT come argilla inorganica di bassa plasticità (CL).

Nel caso specifico del terreno SGT, è stata eseguita una osservazione al microscopio elettronico a scansione, (Fig.20) con il microscopio Philips modello XL 20.

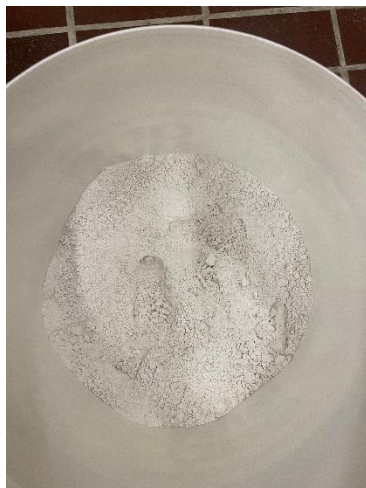
Il SEM (acronimo di Scanning Electron Microscope) è costituito da una camera operante ad un elevato valore di vuoto, nel quale il campione (dopo essiccamento all'aria e doratura) viene sottoposto all'interazione con un fascio elettronico ad elevata energia. Questo processo genera segnali utilizzabili per la formazione delle immagini relative alla struttura morfologica del campione che saranno utili per lo studio della sua composizione chimico fisica.



[Fig.20 – Immagini SEM del terreno SGT (1000x) e (5000x)]

3.1.2 Calce

La calce impiegata per comporre la miscela è identificata con la sigla CL80-Q dp come da nomenclatura di riferimento **UNI EN 459-1**. Si tratta di una calce aerea calcica (CL), caratterizzata dalla capacità di indurire esclusivamente all'aria poiché sprovvista di proprietà idrauliche. Essa è principalmente composta da ossido di calcio (CaO), indicato dalla sigla Q (*quicklime*, calce viva), con una percentuale superiore all'80% di Calcio (CL 80 Q), e si presenta sotto forma di polvere secca (dp, *dry powder*).



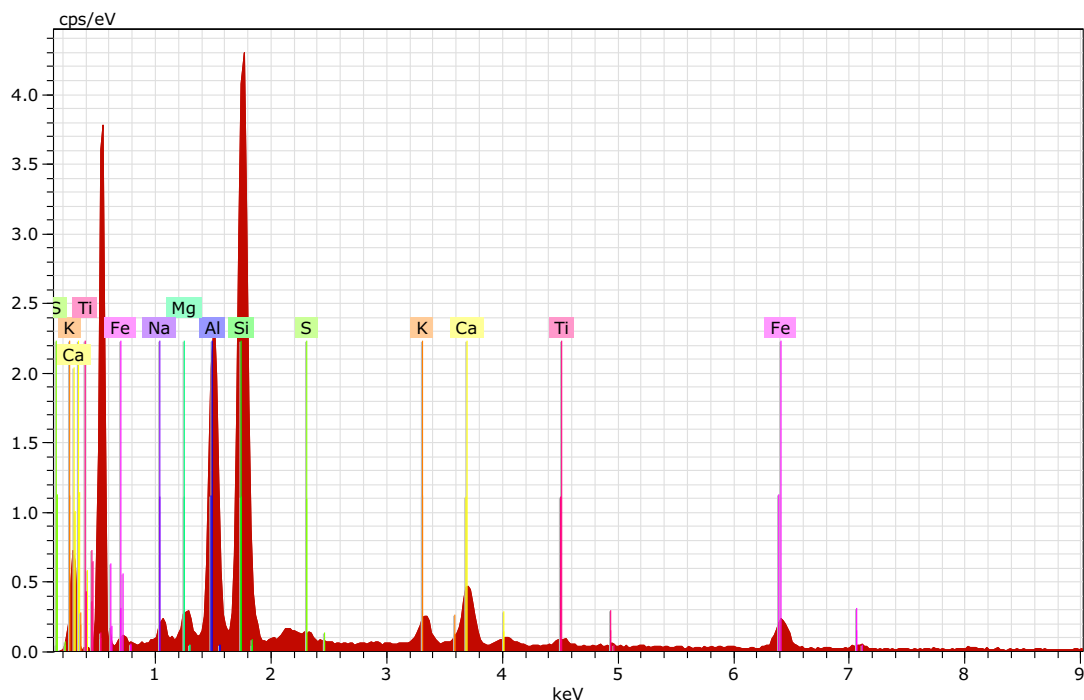
[Fig.21 – Calce aerea calcica CL80-Q dp]

3.1.3 Fly Ash

La cenere volante (fly ash) che è stata utilizzata per il presente studio è stata fornita dalla General Admixtures, un impianto chimico situato nella località di Ponzano. Al prodotto in questione è attribuito il nome commerciale di MICRO-POZZ PFA, definita come un'aggiunta minerale ad elevata attività pozzolanica che risponde ai requisiti previsti dal DM 17-01-18 sulle Norme Tecniche per le Costruzioni di **Marcatura CE** secondo le Norme **UNI EN 450-1** e **UNI EN 12620**.

Nella scheda tecnica fornita dalla General Admixtures [Appendice I] il prodotto viene descritto come un'aggiunta minerale per calcestruzzi costituita da "Cenere Volante Selezionata e Controllata", dal notevole effetto fillerizzante e di elevata attività pozzolanica che contribuisce in modo importante allo sviluppo delle prestazioni del calcestruzzo, sia allo stato fresco che a quello indurito, nonché alla riduzione del calore di idratazione.

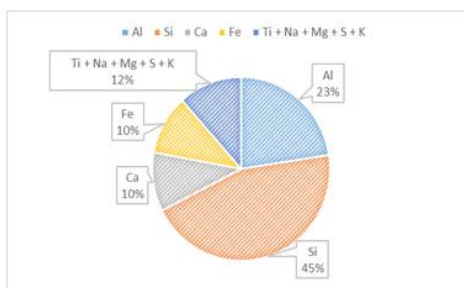
A seguire, si riporta la composizione percentuale degli elementi della cenere volante utilizzata, rilevati analizzando i picchi del relativo spettro ottenuto mediante micrografia EDS (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy - Fig.22) e le immagini SEM della microstruttura della cenere (Fig.24)



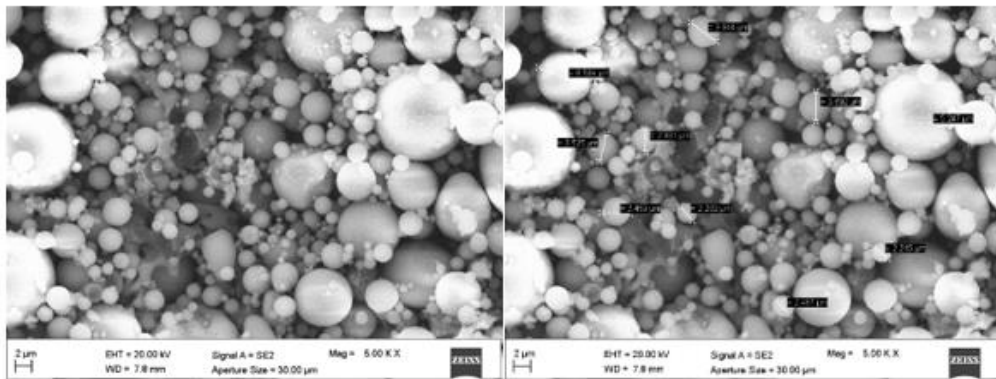
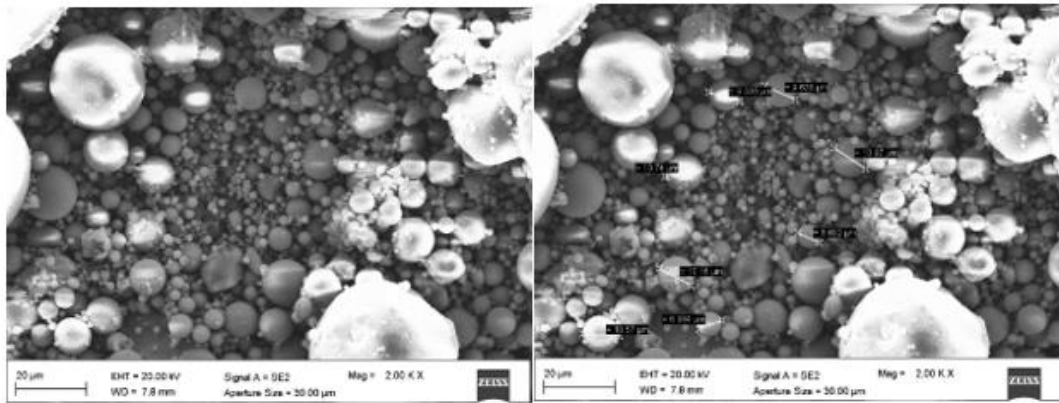
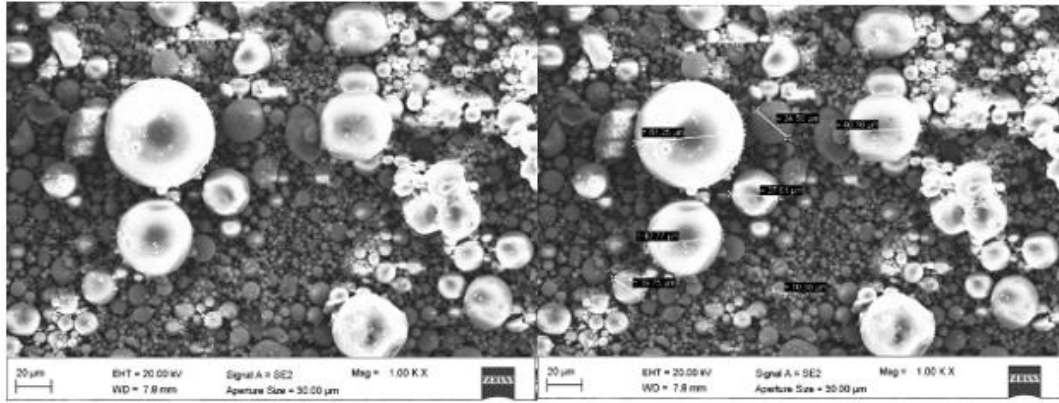
[Fig.22 – Composizione chimica della fly ash]

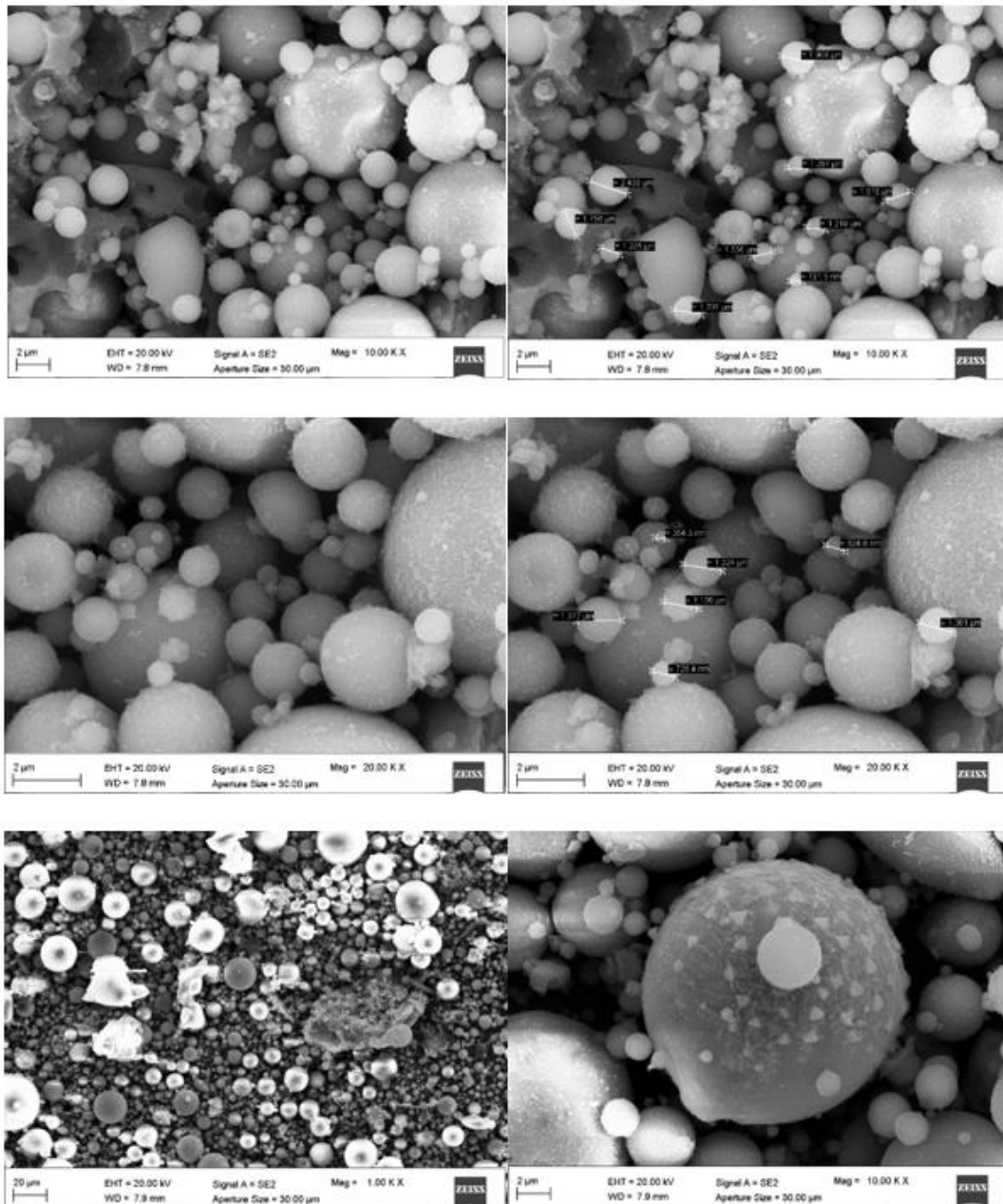
La fly ash risulta composta in massima parte da silicio e alluminio e possiede anche una significativa quantità di calcio. La struttura della cenere volante risulta composta da particelle sferiche di dimensioni variabili tra 0,35 e 61 μm , in media 10 μm (Fig.23) con una dimensione prevalente delle particelle dunque confrontabile con quella dei limi.

Elemento	Wt %
Alluminio	Al 22,58
Silicio	Si 44,93
Titanio	Ti 1,55
Sodio	Na 2,12
Magnesio	Mg 2,21
Zolfo	S 1,49
Potassio	K 4,21
Calcio	Ca 10,37
Ferro	Fe 10,53



[Fig.23 – Composizione chimica della fly ash]





[Fig. 24 – Immagini SEM della fly ash con indicazione della dimensione delle particelle]

3.2 Materiali

3.2.1 Preparazione dei campioni per lo studio sperimentale

La preparazione dei campioni è stata realizzata seguendo principalmente tre fasi:

1. Idratazione del terreno fino a w desiderato

Il terreno naturale sminuzzato ed essiccato all'aria si trovava nelle condizioni di $w \approx 2,2\%$, è stato scelto di idratare i campioni a diversi w per tracciare la curva di compattazione Proctor e per eseguire prove geotecniche considerando la variazione del contenuto d'acqua. Il calcolo del peso d'acqua da aggiungere al campione secco è stato eseguito secondo la procedura che segue:

- Scelta del peso del campione P_T da additivare con acqua, generalmente è sufficiente una quantità compresa tra 600 g e 800 g di materiale.
- Calcolo del peso secco $P_S = \frac{P_T}{1 + \frac{w}{100}}$ dove w è uguale a $w_i = 2,2\%$
- Calcolo del $\Delta_w = w_{D1} - w_i$, dove w_{D1} è la percentuale di acqua scelta
- Determinazione del peso d'acqua da aggiungere $P_{H_2O\ agg} = P_S \frac{\Delta_w}{100}$

2. Calcolo dei leganti da aggiungere

Si calcola il peso di legante da aggiungere sulla base della percentuale di legante fissata per la sperimentazione, in questo caso si è scelto di additivare il terreno con un 2% di calce più un 2% di fly ash in modo tale che la percentuale totale di legante sia pari al 4% in peso su peso di terreno secco. Tale scelta deriva dal fatto che il consumo iniziale di calce per il terreno oggetto di studio era risultato pari al 3% e di conseguenza, lavorando con la sola calce, una percentuale del 4% (CIC + 1 punto percentuale) sarebbe stata scelta come percentuale oggetto delle prove di laboratorio. Volendo procedere sostituendo almeno parzialmente la calce con un legante più sostenibile si è optato per la composizione mista calce-fly ash sopra descritta. La calce ha il compito di fungere da attivatore della fly ash innalzando il pH della miscela e contemporaneamente contribuire alle reazioni pozzolaniche.

3. Aggiunta del legante

Una volta calcolati i pesi di legante da aggiungere al campione si procede con la miscelazione degli stessi all'interno di una bacinella (Fig.25) e infine si distribuisce la miscela di calce + fly ash sul campione di terra precedentemente sminuzzata, con l'aiuto di un setaccio. Con l'aiuto di una spatola si miscelano i contenuti e contemporaneamente si sminuzza il terreno in modo da rendere il tutto più omogeneo possibile, simulando così la miscelazione che avviene in cantiere

mediante fresatura. Terminata l'aggiunta di legante il campione viene nominato e chiuso in busta in modo da mantenere inalterato il w calcolato.



[Fig. 25 - Leganti utilizzati: a sx calce viva (CaO), al centro cenere volante (FA) e a dx $CaO+FA$.]

3.2.2 Compattazione Proctor

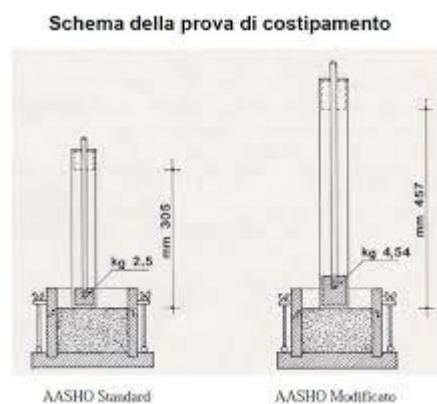
La terra può essere impiegata quale materiale da costruzione per la costruzione delle opere in terra tipiche dell'ingegneria civile (rilevati, argini, berme) e, per tale impiego, sono stati studiati e sviluppati vari metodi di miglioramento delle caratteristiche idrauliche e meccaniche del terreno di partenza. Tra tali metodi riveste particolarmente importanza il costipamento; con questo termine si indica generalmente l'aumento artificiale della densità della terra a mezzo di apparecchiature meccaniche.

Lo scopo della prova Proctor è quello di studiare l'influenza del contenuto d'acqua e dell'energia di compattazione sulla densità secca del materiale. Una volta tracciata tale curva è possibile individuare un range di valori del contenuto d'acqua del terreno che permette il raggiungimento di un elevato grado di addensamento. Solitamente nelle specifiche tecniche di cantiere è richiesta una densità pari al 90-95% della densità secca massima registrata in laboratorio, per una fissata energia di costipamento. In base alle specifiche dell'ASTM, sono identificabili due tipologie di prove denominate come Prova Proctor Standard e Prova Proctor Modificata.

La distinzione tra le due risiede nell'energia di costipamento applicata; infatti, quest'ultima può essere variata in base alle caratteristiche dell'attrezzatura e alle modalità di esecuzione della prova.

L'attrezzatura necessaria per condurre la prova consiste in un cilindro metallico di dimensioni standard, le quali sono indipendenti dalla tipologia scelta ma dipendono dalle dimensioni dei granuli. Questo cilindro è dotato di un collare rimovibile e di un pestello con un peso di 2,495 kg per la Prova Standard e di 4,535 kg per la Prova Modificata.

Il terreno da studiare, posto a strati in un recipiente metallico cilindrico, viene compattato per azione di un pestello a caduta libera; nel caso della Prova Standard, il pestello cade 25 volte per strato da un'altezza di 30 cm circa (Fig.26).



[Fig.26 – Schema Proctor standard e modificata]

Al fine di assicurare un'adeguata attribuzione di energia in relazione alla specifica prova, è fondamentale far scorrere il pestello all'interno di una guida. Ciò assicura un'allocazione di energia predefinita, con un'altezza di caduta fissata a 30,48 cm per la prova Standard e a 45,72 cm per la prova Modificata. La procedura di prova prevede la disposizione del campione di terreno a strati all'interno del cilindro metallico connesso al collare, compattando ciascuno di essi mediante il pestello per un numero prefissato di colpi. Il numero di colpi è determinato in base alle dimensioni del cilindro metallico e viene assestato in una posizione prestabilita. Nella prova Standard, vengono generalmente realizzati 3 strati, mentre nella prova Modificata vengono realizzati 5 strati.

Dopo la compattazione di tutti gli strati, si deve ottenere un riempimento che supera leggermente l'attaccatura del cilindro in presenza del collare. I passi successivi includono:

- La rimozione del collare con conseguente livellamento del campione, asportando il materiale in eccesso sopra la sommità del cilindro.

- La pesatura dell'intero sistema.
- La determinazione del contenuto d'acqua (w_{post}) mediante il prelievo di una porzione di terreno dallo scarto della rasatura del cilindro.
- Estrazione del campione per successive prove geotecniche.

Per realizzare la prova si ricostituiscono diversi campioni dello stesso terreno, facendo variare il contenuto d'acqua e mantenendo allo stesso tempo costante l'energia di compattazione. Si può calcolare la densità secca di ciascun campione e rappresentare in un diagramma le coppie w ; γ_D (peso di volume secco).

Interpolando i punti ottenuti si ottiene una curva a campana il cui punto massimo rappresenta la condizione ottimale di compattazione. I valori di γ_D e w , corrispondenti a tale punto massimo, sono rispettivamente il massimo peso per unità di volume del secco ($\gamma_{D\ max}$) e il contenuto ottimale d'acqua (w_{opt}). Questi ultimi due valori, così come la forma della curva, variano a seconda dell'energia di costipamento e del tipo di terreno compattato. Pertanto, stabilita la tipologia di prova, di fondamentale importanza è l'energia di costipamento applicata al campione in esame; al crescere dell'energia di costipamento, solitamente aumenta il $\gamma_{D\ max}$ e diminuisce il w_{opt} .

Il principio della compattazione è stato sviluppato da R.R. Proctor nel 1930-1933, egli ha stabilito che questa è funzione di 4 variabili:

1. Densità secca: è un rapporto tra il peso del secco e il volume totale (è una grandezza che dipende dal volume e che varia al variare della struttura che costituisce il volume)

$$\gamma_D = \frac{W_s}{V_t}$$

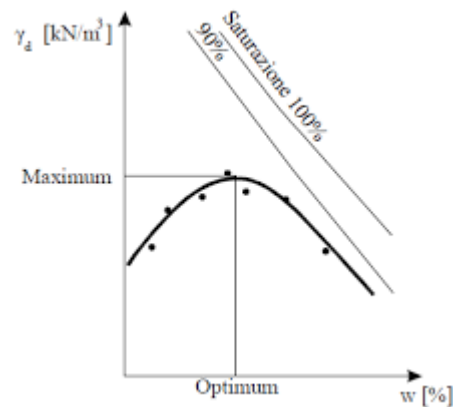
2. Contenuto di acqua: $w = \frac{W_w}{W_s} * 100$ [%];

3. Energia di compattazione: è l'energia necessaria a compattare un determinato volume di terreno in determinate condizioni di umidità, per un terreno coesivo l'energia di compattazione è elevata, per un terreno granulare ci vuole minore energia;

4. Tipo di terra (classe, granulometria, caratteristiche fisiche, ecc.).

Il contenuto d'acqua nei terreni coesivi riveste un ruolo molto importante. Il diagramma di compattazione (Proctor 1933) mostra la dipendenza della $\gamma_{D\ max}$ raggiungibile per una data energia, in relazione al w . La classica curva a “campana” di compattazione di terreni coesivi è stata oggetto di

diversi studi. Autori vari hanno analizzato la curva stabilendo che essa è funzione di diverse condizioni fisiche come la pressione interstiziale, la capillarità, le pressioni osmotiche, la permeabilità, la resistenza a taglio e la compressibilità. La curva di compattazione delle argille e dei limi (Fig.27) ha andamento tipico a campana ed il ginocchio corrispondente alla $\gamma_{D\ max}$ ad alla w_{opt} è facilmente riconoscibile.



[Fig.27 – Campana Proctor]

Qualitativamente il processo di compattazione può essere semplicemente descritto nel modo seguente: in un terreno relativamente secco la compattazione deve vincere l'adesione dovuta alle tensioni superficiali al confine tra aria e acqua, dovute al fenomeno della capillarità. L'effetto che si ottiene è l'incremento della resistenza a taglio ma non si ha un addensamento sensibile. Aumentando il w le particelle lubrificate si assestano con la compattazione ed aumenta la densità ma non altrettanto la resistenza a taglio. Aumentando ancora il w aumenta l'indice dei vuoti con riduzione della densità.

Nel caso in esame i campioni di miscela terra-calce-fly ash sono stati ricostituiti in un unico strato compattato con energia di compattazione Proctor standard.

3.2.3 Prova di permeabilità

La permeabilità di un terreno, ossia la sua capacità di lasciarsi attraversare dai fluidi, nello specifico dall'acqua, può essere determinata in base alla legge di Darcy, e le procedure di laboratorio si basano su di essa. Tale legge stabilisce che la velocità del flusso attraverso il mezzo poroso è direttamente proporzionale alla perdita di carico idraulico, Δh , e inversamente proporzionale alla lunghezza, L , del percorso considerato, secondo l'equazione:

$$v = \frac{Q}{A} = k \cdot \frac{\Delta h}{L} = k \cdot i$$

dove k rappresenta il coefficiente di permeabilità e la grandezza i è detta gradiente idraulico.

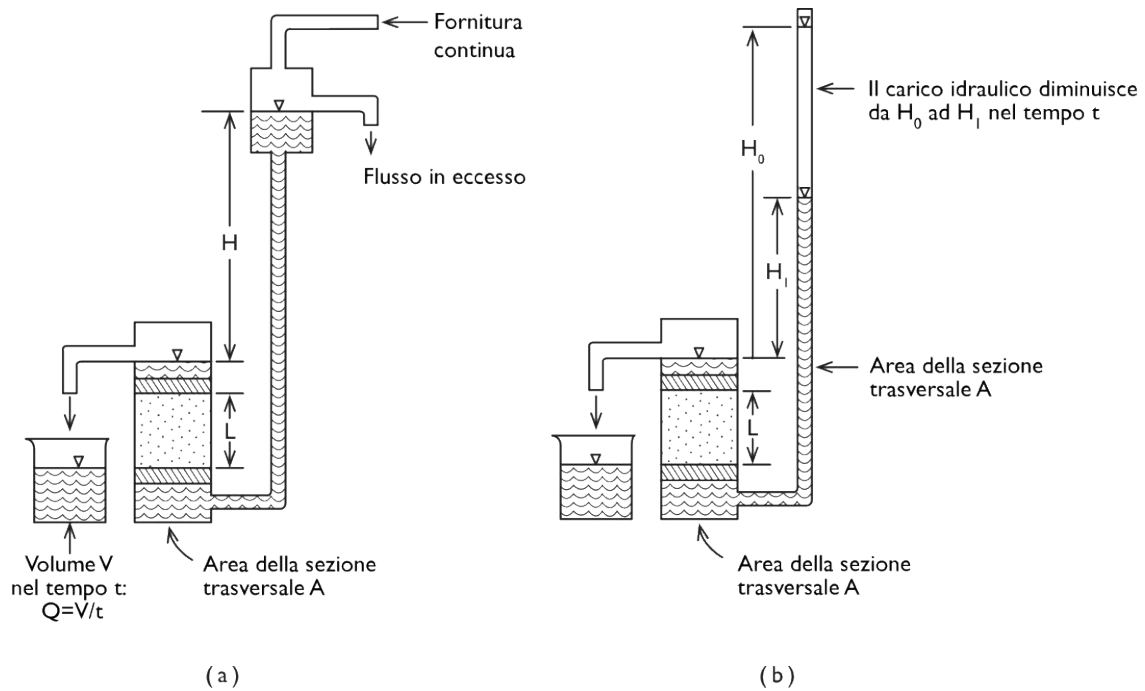
Il movimento di filtrazione avviene attraverso due punti con diverse energie, descritte dal carico idraulico

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

dove z è l'altezza geometrica rispetto a un piano orizzontale di riferimento ($z=0$), e u/γ_w rappresenta l'altezza di pressione, ossia l'altezza di risalita dell'acqua a causa della sua pressione.

Il coefficiente di permeabilità k , con dimensioni di una velocità, riflette la resistenza viscosa e frizionale alla filtrazione di un fluido in un mezzo poroso e dipende dalle proprietà del fluido e dalle caratteristiche del mezzo poroso.

Esistono due tipologie di attrezzature a seconda della natura del terreno: **permeometro per prove a carico costante**, generalmente usato per materiali a grana grossa, e **permeometro per prove a carico variabile**, utilizzato anche per materiali a grana fine, evitando fenomeni di evaporazione che potrebbero alterare le misure durante una lunga prova a carico costante. (Fig.28)



[Fig. 28 - (a) Schema di permeametro a carico costante (b) permeametro a carico variabile]

La terra è un materiale permeabile in quanto contiene spazi vuoti con dimensioni più o meno grandi e con diverso grado di interconnessione tra loro, che possono essere parzialmente o completamente occupati dall'acqua e di conseguenza, il terreno può lasciarsi più o meno facilmente attraversare dall'acqua stessa. L'intensità di questo fenomeno varia notevolmente a seconda del tipo di terreno considerato e viene influenzato da diversi fattori, tra cui la dimensione dei grani, la distribuzione delle frazioni fini e l'eventuale presenza di discontinuità e fessure.

Ciò comporta per il parametro permeabilità nei terreni un campo di variabilità molto vasto, in generale si può affermare che:

- per la ghiaia pulita, la permeabilità k varia tra 10^{-2} a 1 m/s,
- per la sabbia grossa pulita, la permeabilità k varia tra 10^{-5} e 10^{-2} m/s,
- per la sabbia fine, la permeabilità k varia tra 10^{-6} e 10^{-4} m/s,
- per il limo, la permeabilità k varia tra 10^{-8} e 10^{-6} m/s,
- per l'argilla tenera, la permeabilità k è inferiore a 10^{-9} m/s,
- per l'argilla consistente fessurata, la permeabilità k varia tra 10^{-8} e 10^{-4} m/s.

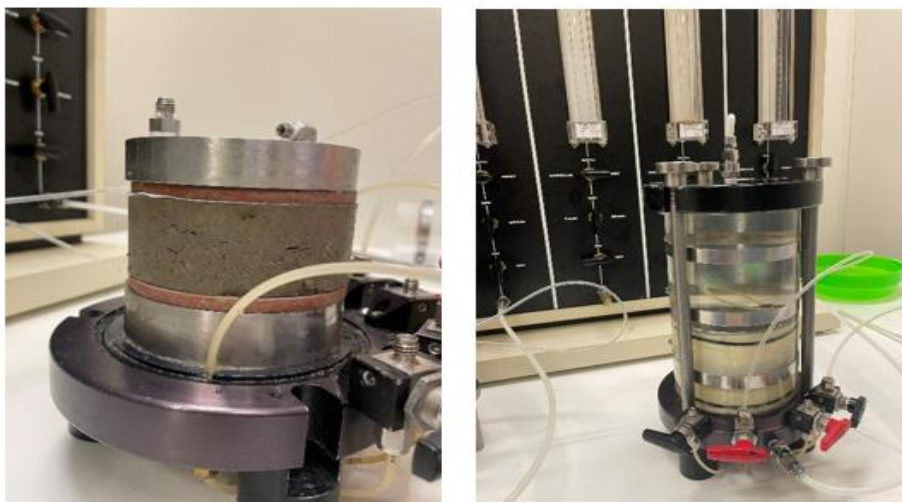
Nel caso oggetto di studio, l'apparecchiatura utilizzata per condurre le prove di permeabilità a carico variabile consiste in un contenitore cilindrico di plexiglas (cella) all'interno del quale viene posizionato il campione. Il dispositivo utilizzato nel caso in esame è un permeametro a pareti flessibili (FWP, Flexible Walls Permeameter): il campione è sottoposto a una pressione di confinamento isotropa realizzata mediante la pressurizzazione del liquido all'interno della cella.

Nel caso dei campioni di miscela terra-calce-fly ash, la prova è stata avviata dopo 24 ore dalla compattazione e tenuta in filtrazione per almeno 20 giorni. In particolare, la filtrazione è stata avviata dopo le fasi di saturazione del campione e di consolidazione di circa 24 ore, e ha consentito di monitorare l'andamento della permeabilità nel corso della stagionatura.

I provini utilizzati per il test sono i campioni Proctor stessi, senza rifilatura, sono stati quindi testati provini con diametro di 101 mm e altezza 40 mm.

La cella che ha ospitato il campione durante la prova è stata allestita secondo il procedimento che segue:

- 1) collegamento della base con tre condotti e loro successiva saturazione: uno connesso alla buretta di ingresso, che funge da indicatore visivo del flusso in entrata, uno connesso alla buretta in uscita, che mostra il flusso in uscita e l'ultima connessa alla buretta della cella che consente il monitoraggio della variazione d'acqua all'interno della cella stessa.
- 2) Disposizione di una pietra porosa, che ha il compito di distribuire l'acqua in modo uniforme, seguita da una carta filtro che previene l'occlusione dei pori della pietra da parte delle particelle di terreno.
- 3) Posizionamento del campione ottenuto dalla prova Proctor.
- 4) Disposizione di un'altra carta filtro e di una seconda pietra porosa.
- 5) Inserimento del supporto superiore dotato di bocchette collegate ai condotti di ingresso e uscita dell'acqua.
- 6) Applicazione del silicone e della membrana che viene fatta aderire al campione grazie all'uso del tendimembrana e tramite l'utilizzo di una pompa a vuoto e successivamente sigillata con l'ausilio degli o-ring.
- 7) Disposizione del cilindro esterno in plexiglass, che viene successivamente riempito con acqua.
- 8) Chiusura della cella con il tappo superiore e tre tiranti di sigillatura.



[Fig. 29 – Fasi di montaggio della prova di permeabilità]

Prima di avviare le misurazioni, è necessario saturare il campione. Per il raggiungimento di tale scopo, vengono applicati due livelli pressioni, che saranno incrementate gradualmente: una che caratterizza l'ingresso e l'uscita, fino al raggiungimento di 40 psi (1psi \approx 7kPa), ed una superiore che caratterizza l'acqua di cella, di massimo 45 psi nel caso preso in esame.

Una volta completato il processo di saturazione si impostano le pressioni che verranno utilizzate durante la prova di filtrazione, ossia 43 psi per l'ingresso, 40 psi per l'uscita e 45 psi in cella per il confinamento del campione. Per calcolare il coefficiente di permeabilità si misurano a più riprese nel corso della stagionatura, la differenza di livello d'acqua in ingresso e in uscita, il tempo in cui si sviluppa la filtrazione e la temperatura ambientale, per una eventuale correzione connessa alla viscosità cinematica dell'acqua.

Il calcolo della permeabilità k avviene attraverso la formula:

$$k = \frac{a \cdot L}{2A(t_0 - t_1)} \ln \left(\frac{\Delta h_0}{\Delta h_1} \right)$$

Dove:

a = area trasversale della buretta

L = altezza del campione (lunghezza del percorso di filtrazione)

A = area della sezione trasversale del campione

(t_0-t_1) = intervallo di tempo della permeazione

Δh_0 = differenza di carico idraulico iniziale (al tempo t_1)

Δh_1 = differenza di carico idraulico finale (al tempo t_2).

3.2.4 Prova di taglio diretto

La resistenza di un materiale è definita dallo stato tensionale ultimo che esso può sopportare prima della “rottura”.

Possiamo dire che un materiale è dotato di resistenza al taglio se può sopportare sforzi di taglio e che la sua resistenza è appunto il massimo valore dello sforzo di taglio (tangenziale) che esso può sopportare. Solo i materiali dotati di resistenza al taglio possono disporsi su una superficie inclinata, perché per mantenere stabile un pendio è necessario resistere a sforzi di taglio. Un materiale che non può disporsi lungo un pendio, come l’acqua in quiete, è, dal nostro punto di vista, privo di resistenza e il relativo cerchio di Mohr degli sforzi si riduce ad un punto.

Criterio di resistenza di Mohr – Coulomb (involuppo a rottura)

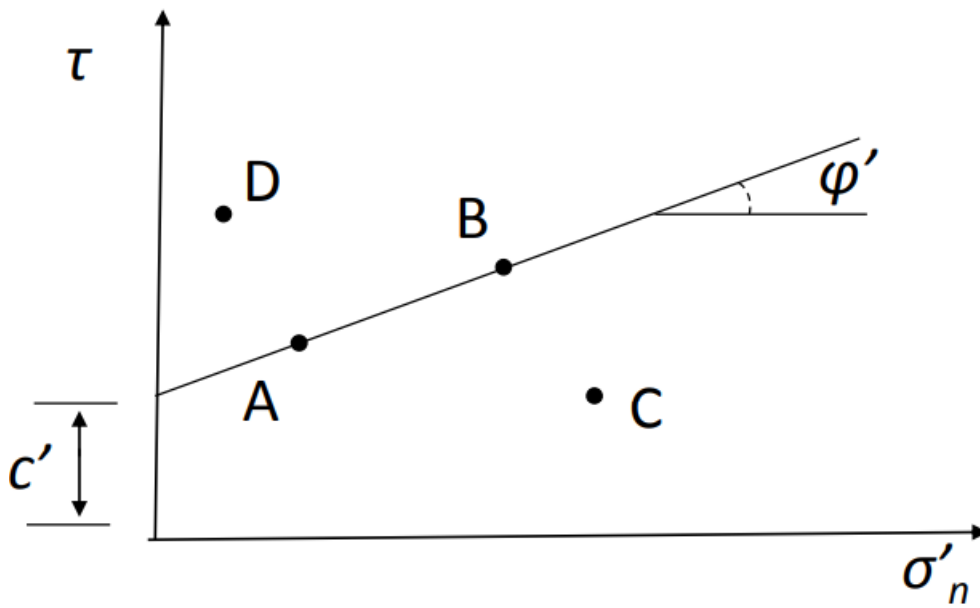
Il criterio di Mohr – Coulomb descrive la relazione tra la massima resistenza al taglio τ_f e la tensione normale σ'_n secondo l’espressione: $\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \varphi'$

Con $\sigma'_n = \sigma_n - \mu$

Dove:

- μ è la pressione dell’acqua nel campione (terreno)
- c' è la coesione in condizioni drenate
- φ' è l’angolo di attrito in condizioni drenate

L’equazione $\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \varphi'$ è rappresentata sul piano $\tau - \sigma'_n$ da una retta (Fig.30), generalmente nota come involucro di rottura. I punti che si dispongono lungo la retta di involucro (punto A e punto B) rappresentano degli stati tensionali a rottura; invece, i punti al di sopra della retta (punto D) sono degli stati fisicamente impossibili per la terra considerata e quelli al di sotto (punto C) rappresentano uno stato tensionale in condizioni di stabilità, con un certo margine di sicurezza rispetto alla rottura.

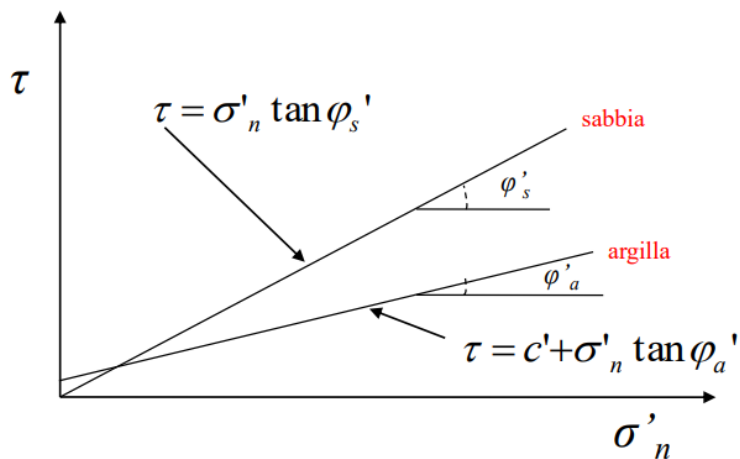


[Fig.30 – Esempio rappresentazione involucro di rottura]

In base ai parametri di resistenza al taglio, è possibile distinguere i terreni in:

- Granulari (sabbie e ghiaie) con valore nullo della coesione e valore generalmente elevato di $\tan \varphi'$ quindi di φ'
- Coesivi (limi fini e argille o terreni misti con preponderanza di argilla) caratterizzati da entrambi i parametri.

Come riportato in Fig.31, si vede come, mediamente, la resistenza a taglio delle sabbie è maggiore di quella delle argille, e solo per valori estremamente bassi di σ'_n la situazione è invertita.

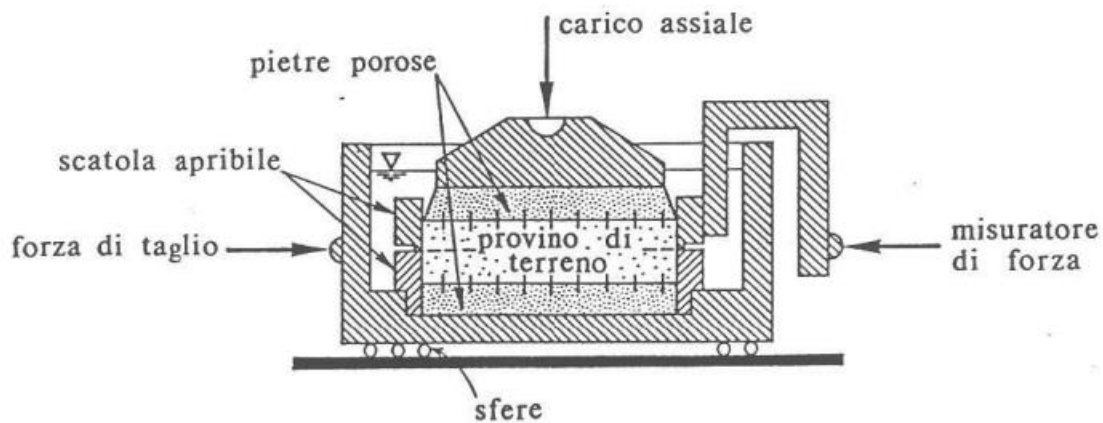


[Fig.31 – Piano $\tau - \sigma'_n$ per sabbie e argille]

L'apparecchio taglio diretto consiste in una scatola metallica, a sezione quadrata, divisa secondo un piano orizzontale in due telai che possano scorrere relativamente in direzione orizzontale. In Fig. 32 è schematizzato l'apparecchio di taglio o scatola di Casagrande. La prova consente la determinazione della resistenza al taglio dei terreni. Nella scatola, in cui inizialmente le due parti hanno i bordi coincidenti, viene inserito il provino di terreno, che ha un'altezza di 2 cm e lato di 6 cm. Le due facce del provino sono a contatto con due piastre porose che consentono il libero drenaggio dell'acqua contenuta nel provino. Il drenaggio non è controllato nel corso della prova. Attraverso la piastra superiore è possibile applicare un carico assiale centrato, che grazie alla testa superiore consente l'applicazione di tensione normale σ_n . L'applicazione dello sforzo di taglio τ si ottiene facendo scorrere a velocità costante e molto bassa le due parti della scatola.

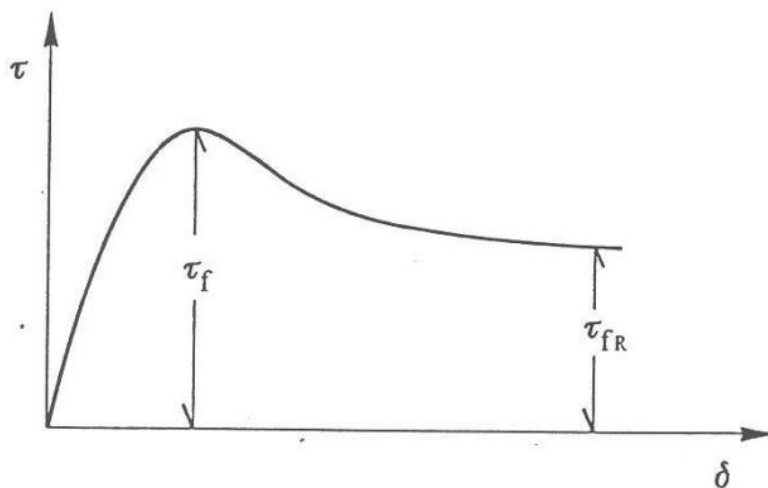
La successione delle operazioni è la seguente:

- fase di consolidazione: si applica la tensione normale σ_n fino alla stabilizzazione dei cedimenti verticali;
- fase di rottura: si fanno scorrere le due parti della scatola e si misura lo sforzo di taglio τ ; la velocità di scorrimento viene scelta in funzione della permeabilità del terreno, in modo da avere sempre condizioni drenate durante il corso della prova.



[Fig.32 – Scatola di taglio diretto]

I risultati che si ottengono sono rappresentati mediante grafici sforzo di taglio (τ)- spostamento orizzontale (δ), da cui si ricava il valore massimo della tensione di taglio (τ_f) sviluppata dal provino di terreno (Fig.33). Prolungando la prova dopo il raggiungimento della rottura, si può rilevare se il valore residuo della tensione di taglio τ_{fR} è minore di τ_f .



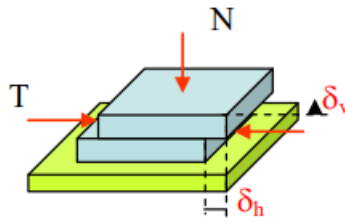
[Fig.33 – Esempio grafico τ - σ prova di taglio diretto]

Durante la fase di consolidazione si applica il carico N sulla testa del provino di sezione A , che conferisce la tensione di confinamento: $\sigma_n = \frac{N}{A}$.

Si registra il cedimento del provino durante il processo di consolidazione attraverso, che si sviluppa nelle prime 24 ore dopo l'applicazione della pressione normale. Si sottopongono a prova tre provini, preferibilmente prelevati dallo stesso campione, sotto tre tensioni di confinamento diverse (σ_{n1} , σ_{n2} , σ_{n3}).

Terminata la fase di consolidazione si dà corso alla fase di rottura. Si avvia la prova imponendo lo scorrimento del telaio inferiore a velocità costante (molto bassa, in maniera che questa fase sia drenata) e registrando la forza opposta all'avanzamento, una forza T crescente nel tempo. All'interfaccia fra le due parti di provino contenute nei due telai agisce la tensione tangenziale: $\tau_n = \frac{T}{A}$

Allo stesso tempo si misurano gli spostamenti orizzontali relativi fra le parti del provino (δ_h) ed i cedimenti (δ_v) (Fig.34). Lo stato tensionale è noto solo sulla giacitura su cui esso è imposto (cioè, la superficie di scorrimento), per cui non è completamente conosciuto.



[Fig.34 – Stato tensionale prova di taglio diretto]

Nel caso in esame la prova è stata realizzata contemporaneamente su tre provini di terreno ricavati con delle apposite fustelle in acciaio (prismatiche a sezione quadrata di dimensione 6x6x2 cm) da un campione Proctor nel quale la miscela è stata ricostituita in tre strati precedentemente compattati.

Il montaggio della scatola di taglio avviene secondo la sequenza operativa descritta di seguito:

1. si accoppia la parte inferiore della scatola con la base scanalata;
2. si posiziona la pietra porosa, tenuta precedentemente a bagno in acqua distillata;
3. si dispone la carta filtro quadrata di lato 6 cm, che servirà per evitare l'intasamento della pietra porosa con l'eventuale materiale fino rilasciato in fase di prova;
4. si colloca sopra il filtro una griglietta in acciaio ponendo la dentatura superiormente (in modo che vada a contatto con il campione di terreno) e orientata perpendicolarmente alla direzione di scorrimento;
5. si posiziona la parte superiore della scatola avvitandola alla parte inferiore della scatola stessa con 2 viti passanti (che tengono unite le due parti della scatola) e 2 viti non passanti;
6. si posiziona la fustella contenente il campione con la parte tagliente rivolta verso il basso;
7. si posiziona una griglietta dentata sopra al campione allo stesso modo della prima (questa volta con la dentatura posta inferiormente per aderire al campione) e la si spinge con un pistoncino in legno a base quadrata facendo scorrere poco alla volta il provino (che ancora si trova nella fustella) nella scatola;
8. si dispongono una ulteriore carta filtro, una pietra porosa satura di acqua distillata e la testa di carico.



[Fig.35 – Montaggio prova taglio diretto]

Una volta montate le 3 scatole, si posizionano ciascuna in una scatola di Casagrande per effettuare la prova di taglio (Fig.36). Ogni scatola è dotata di tre sensori che inviano ad un terminale i valori di:

- cedimento verticale (mm);
- scorrimento orizzontale (mm);
- forza di taglio (kN).



[Fig.36 – Apparecchiatura per prova di taglio diretto]

Dopo aver calibrato lo strumento, posizionato il sensore per il cedimento verticale e fatta la lettura di zero, sono stati caricati i bilancieri (nel caso in esame con carichi tali da realizzare pressioni di 50, 150, 250 kN . Si aggiunge acqua distillata nella cella e si aspettano 24 ore di tempo per ultimare la fase di consolidazione. Terminata la prima fase della prova si procede con la fase di rottura (togliendo le 4 viti) in cui la parte inferiore della scatola di taglio si sposta rispetto alla parte superiore con una velocità di avanzamento costante (nel caso in esame è stata impostata una velocità di 0,002438 mm/min) fino alla rottura del campione; contemporaneamente si misura la forza di taglio opposta dal provino all'avanzamento della scatola.

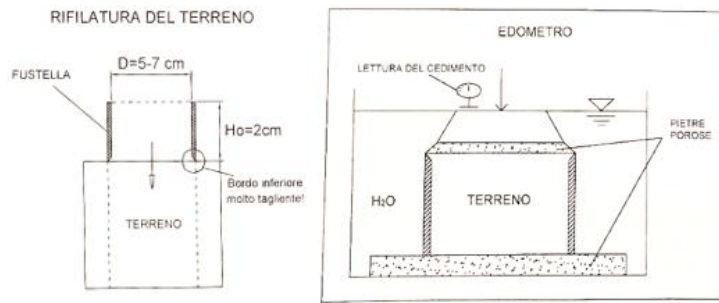
3.2.5 Prova di compressione edometrica

L'edometro (Fig.37) è lo strumento che consente di eseguire una prova di compressione su un provino di terreno con espansione laterale impedita; tale test consente lo studio della compressibilità dei terreni nelle condizioni di carico verticale infinitamente esteso, strati di terreno orizzontali, filtrazione e deformazioni limitate alle sole direzioni verticali.



[Fig.37 – Edometro in vista laterale e frontale]

Questa prova analizza la relazione tra le tensioni applicate e le variazioni di volume, seguendo percorsi di carico che non conducono a fenomeni di rottura. Inoltre, se applicata a campioni indisturbati può fornire informazioni sulla storia di un deposito attraverso il grado di sovraconsolidazione (OCR) (Fig.38).



[Fig.38 – Schema prova edometrica]

L'elemento di terra racchiuso nel cilindro è in grado di deformarsi solo in direzione verticale, poiché l'espansione radiale è impedita dalla rigidità della superficie laterale dell'anello in cui il provino è alloggiato a seguito dell'operazione di rifilatura (*trimming*). Questa restrizione all'espansione laterale simula le condizioni edometriche desiderate durante la prova di consolidazione edometrica, dove le deformazioni laterali sono limitate. Quindi si ha: $\varepsilon_1 \equiv \varepsilon_a \neq 0$ e $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 \equiv \varepsilon_r = 0$

In cui "a" e "r" indicano la dimensione assiale e radiale.

Le basi permeabili sono composte da un disco di pietra porosa che consente di controllare la pressione interstiziale "u" sulla superficie superiore e inferiore del provino, consentendo il deflusso dell'acqua durante la fase di consolidazione. Pertanto, gli elementi porosi agiscono come superfici drenanti per l'elemento di terra.

Le pietre porose, una volta sature, vengono introdotte nella cella quando è asciutta. L'acqua viene immessa nella cella di prova successivamente all'applicazione del primo carico, in modo che dopo 4 minuti venga riempita metà della cella e dopo 20 minuti la parte restante.

La presenza di acqua nella cella serve a saturare il campione ed è essenziale sia per evitare fenomeni di essiccamento del campione, dato il prolungarsi della prova, sia per consentire l'assorbimento di acqua nelle fasi di scarico tensionale.

L'unica sollecitazione applicabile al provino è associabile a una compressione assiale con pressione σ_a , che viene generalmente incrementata a gradini e mantenuta costante per un certo periodo di tempo. La deformazione assiale media del provino si determina misurando con un micrometro dotato di comparatore lo spostamento relativo delle basi δ , che corrisponde al cedimento verticale dell'elemento di terra. La deformazione assiale, ε_a , si calcola come:

$$\varepsilon_a = \frac{\delta}{H_0}$$

In cui: H_0 è l'altezza iniziale del provino. Tale deformazione coincide con la variazione relativa di volume ΔV poiché la sezione trasversale non può variare:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{A \cdot \delta}{A \cdot H_0} = \varepsilon_a$$

In cui: V_0 è il volume iniziale del provino e A la sua sezione trasversale.

La prova edometrica è generalmente condotta in laboratorio su provini di terreno fine indisturbati, (conservando, cioè, la struttura, il w e la composizione chimica del terreno in sito). Nel caso in esame i provini sono stati ricavati mediante trimming dai campioni ricostituiti mediante compattazione Proctor, come descritto al paragrafo 3.2.2.

La forma dei provini è cilindrica, con diametro di 5 o 10 cm e altezza 2 o 4 cm, garantendo un rapporto diametro/altezza tra 2,5 e 4. Questa forma schiacciata minimizza le tensioni tangenziali di attrito e aderenza laterale con la parete e riduce i tempi di consolidazione.

Durante la prova, il provino viene immerso in una cella edometrica riempita d'acqua per garantire la saturazione completa. Si applica quindi un carico verticale N a incrementi di pressione in progressione geometrica, mantenendo ciascun incremento costante per circa 24 ore, il tempo necessario per il cedimento di consolidazione primaria.

A differenza dello schema di formazione del deposito per sedimentazione, nella prova edometrica, la tensione verticale totale viene applicata per gradini con discontinuità. Sperimentalmente, gli incrementi in progressione geometrica generano gli stessi effetti sulla deformazione, indicando che il materiale diventa più rigido con l'aumentare dello sforzo applicato.

I risultati sono comunemente espressi in un diagramma semilogaritmico per evidenziare la natura esponenziale della risposta del materiale. La durata prolungata dell'applicazione del carico costante tiene conto della risposta non immediata dei materiali a grana fine, legata alla riduzione dell'indice di porosità e alla sua influenza sulla permeabilità del terreno.

La lunghezza della durata dell'applicazione del carico costante è giustificata dal fatto che, essendo la prova usualmente eseguita su materiali a grana fine, è importante considerare che la risposta del materiale non avviene immediatamente. Ciò è dovuto al fatto che la riduzione del volume del provino corrisponde a una diminuzione dell'indice dei vuoti, comportando l'espulsione di un volume equivalente di acqua interstiziale. Poiché tali materiali sono tipicamente caratterizzati da una bassa conducibilità idraulica, è essenziale mantenere costante ogni incremento di carico per un periodo di

tempo sufficiente a permettere lo sviluppo nel tempo del processo di consolidazione, un processo accoppiato che coinvolge il flusso transitorio dell'acqua e l'evoluzione nel tempo della deformazione del provino.

Per i terreni trattati con calce, caratterizzati da permeabilità tipicamente elevata e cedimenti, di conseguenza, quasi immediati, sarebbe possibile ridurre i tempi della prova. Tuttavia, è stata mantenuta la durata della prova pari a quella della prova standard.

Durante la prova, è possibile distinguere tre fasi distinte:

- Situazione iniziale: All'atto dell'applicazione del carico, rappresentato dall'incremento delle tensioni $\Delta\sigma$, in un mezzo saturo non si verificano variazioni nello stato tensionale efficace. Ciò avviene poiché l'incremento del carico si trasferisce completamente nella fase fluida, determinando un aumento corrispondente della pressione interstiziale Δu . Di conseguenza, non si osservano deformazioni o cedimenti.

$$\Delta u = \Delta\sigma \Rightarrow \Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = 0$$

- Situazione transitoria: La tensione totale $\Delta\sigma$ rimane costante, e a causa della filtrazione, le variazioni di pressione interstiziale Δu si dissolvono gradualmente. In questo modo, una parte crescente delle sollecitazioni viene assorbita dallo scheletro solido, causando un aumento delle tensioni efficaci $\Delta\sigma'$. Di conseguenza, il mezzo inizia a deformarsi, con una diminuzione della porosità e del contenuto d'acqua.

$$\Delta u \rightarrow 0 \Rightarrow \Delta\sigma' \rightarrow \Delta\sigma$$

- Situazione finale: La pressione interstiziale ha raggiunto un valore stazionario poiché le sovrappressioni si sono completamente dissolte, e la sollecitazione si è trasferita integralmente sullo scheletro solido. In questa fase si verifica un cedimento finale con una variazione di volume pari alla quantità di acqua espulsa.

$$\Delta u = 0 \Rightarrow \Delta\sigma' = \Delta\sigma$$

Per ciascun incremento di carico, vengono misurati gli spostamenti relativi delle basi, δ , utilizzando un micrometro (dotato di un comparatore), a intervalli temporali opportuni. Questi spostamenti rappresentano la variazione di altezza del provino, ΔH . Da questi dati è possibile calcolare sia la deformazione assiale, ϵ_a , che coincide con la deformazione volumetrica, poiché la deformazione radiale è impedita, sia la variazione dell'indice dei vuoti, Δe .

I valori ottenuti per la deformazione assiale e l'indice dei vuoti, in corrispondenza di ciascun incremento di carico, vengono quindi rappresentati graficamente in funzione della pressione verticale media efficace corrispondente ottenendo le curve di compressibilità edometrica.

Indice dei vuoti

La compressione rappresenta una modificazione del volume connessa a una variazione delle tensioni efficaci, che può essere descritta anche attraverso la variazione dell'indice dei vuoti. Quest'ultimo è descritto come:

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{V}{V_S} - 1$$

Nella formulazione precedente, è presente la quantità costante V_S , che rappresenta il volume dei solidi. Questo valore può essere ottenuto misurando la densità dei solidi ρ_s e il peso W_s della frazione solida al termine della prova, il quale è ottenuto attraverso il processo di essiccamento in forno.

$$V_S = \frac{W_s}{\rho_s \cdot g}$$

È possibile esprimere la deformazione volumetrica in termini di indice dei vuoti, ottenendo:

$$\varepsilon_V = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} = \frac{-\Delta e}{1 + e_0}$$

In cui, e_0 è l'indice dei vuoti iniziali dell'elemento di terreno considerato e Δe è la variazione dell'indice dei vuoti conseguente all'applicazione del carico. Tenendo in considerazione che la variazione volumetrica coincide con la deformazione assiale abbiamo che:

$$\varepsilon_a = \frac{\delta}{H_0} = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0}$$

Dunque, si ricava che l'indice dei vuoti a consolidazione avvenuta è definito come:

$$e = e_0 - \frac{\delta}{H_0} (1 + e_0)$$

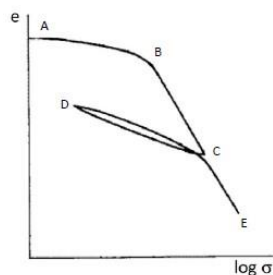
Al completamento della consolidazione per ciascun incremento di carico, viene misurato con un micrometro l'abbassamento δ del provino sotto quel carico. Questa misurazione consente di ottenere

la deformazione assiale del provino, che coincide con la deformazione volumetrica. Successivamente, è possibile determinare l'indice dei vuoti.

Curva di compressibilità

Rappresentando graficamente l'indice dei vuoti del terreno la deformazione assiale, in funzione della tensione verticale efficace applicata, si ottiene il profilo delle curve di compressibilità edometrica. Queste ultime illustrano la relazione tra tensioni e deformazioni e, nella meccanica delle terre, sono comunemente rappresentate in scala semilogaritmica. In presenza di più cicli di carico e scarico, si possono osservare i seguenti comportamenti (Fig.39):

- Nella fase di carico, il tratto iniziale della curva (AB) è noto come ramo di ricompressione, caratterizzato da una pendenza iniziale debole seguita da un aumento della pendenza. Il comportamento deformativo è elastico ma non lineare. Tale tratto è presente quando il terreno è sovraconsolidato.
- Nelle fasi di primo carico (compressione vergine) (BC e CE), il tratto della curva è definito come ramo di compressione, caratterizzato da una pendenza quasi costante. Il comportamento deformativo del terreno è elasto-plastico, poiché durante la successiva fase di scarico solo parte delle variazioni dell'indice dei vuoti (e quindi delle deformazioni) viene recuperata.
- Nella fase di scarico (CD), il tratto della curva è noto come ramo di scarico, caratterizzato da una pendenza minore e quasi costante. In questo tratto si verifica il recupero delle deformazioni reversibili.
- Nella fase di ricarico (DC), il tratto della curva assume la stessa pendenza del tratto di scarico, e entrambi i rami hanno un comportamento elastico ma non lineare.
- Sia in fase di carico vergine che in fase di scarico e ricarico, poiché la relazione $e-\sigma'$ è rappresentata da una retta in scala semilogaritmica, per ottenere un decremento assegnato dell'indice dei vuoti Δe , è necessario applicare un incremento di tensione verticale efficace $\Delta \sigma'$, proporzionale al valore iniziale della tensione. In altre parole, la rigidità del terreno aumenta progressivamente con l'aumento della tensione applicata.



[Fig.39 – Curva di compressibilità edometrica]

La curva sperimentale di compressione edometrica $e-\sigma'_v$, rappresentata in scala semilogaritmica, viene impiegata per stimare i parametri di compressibilità.

La pendenza del tratto iniziale, denominata **indice di ricomprensione Cr**, è definita come:

$$C_r = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

La pendenza del tratto successivo, corrispondente al primo carico, è chiamata **indice di compressione Cc** e viene definita in modo analogo alla precedente:

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

Infine, la pendenza del tratto finale, cioè durante lo scarico tensionale, è chiamata **indice di rigonfiamento Cs** e anch'essa è definita in modo analogo alle precedenti:

$$C_s = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

Questi parametri forniscono importanti informazioni sulla risposta del terreno durante le diverse fasi di compressione edometrica.

I valori tipici per l'indice di compressione C_c si collocano nell'intervallo tra 0,1 e 0,8, mentre C_s è compreso tra 1/5 e 1/10 del valore di C_c .

Per una stima preliminare approssimata dell'indice di compressione per argille normalconsolidate, è possibile utilizzare la seguente relazione:

$$C_c = 0,009(W_L - 10)$$

Questa relazione, che dipende principalmente dalle caratteristiche fisiche generali del terreno, è legata al limite liquido W_L .

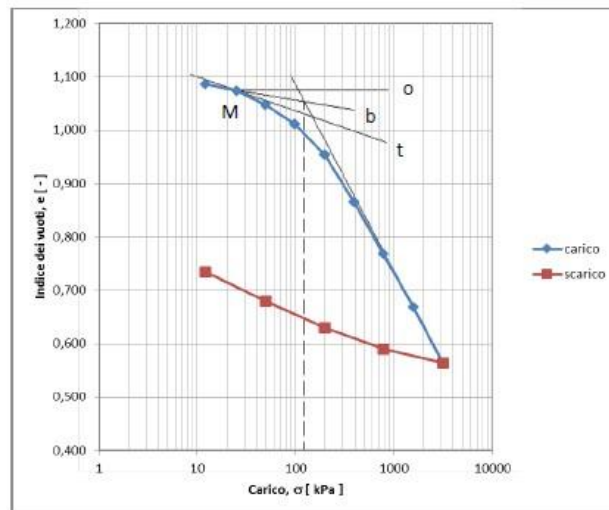
È da notare che a causa delle deformazioni irreversibili, il campione acquisisce una memoria della sua storia tensionale. Pertanto, se viene nuovamente caricato, il comportamento del campione può assumere caratteristiche elastiche fino al raggiungimento della tensione σ'_p , nota come pressione di preconsolidazione.

Pressione di preconsolidazione e OCR

Nel corso della prova edometrica, la valutazione della pressione di preconsolidazione σ'_p assume un ruolo cruciale. Tale parametro rappresenta la massima pressione verticale efficace sopportata dall'elemento di terreno nel contesto della sua storia geologica. Ogni campione di terreno fine naturale, sottoposto a questa analisi, evidenzierà distintamente un cambiamento di pendenza in corrispondenza della pressione di preconsolidazione. Quest'ultima può essere maggiore o uguale a quella applicata al campione di terreno argilloso al momento del prelievo (pressione litostatica). Nel primo scenario, ciò si verifica quando un deposito naturale ha subito, in seguito a una fase di accumulo di sedimenti, una successiva fase di erosione.

La determinazione accurata della pressione di preconsolidazione può rivelarsi complessa se la curva di compressibilità varia in pendenza in modo graduale e non distintamente, rendendo insufficientemente affidabile la semplice ispezione visiva. Tale circostanza può dipendere sia dalla natura intrinseca dei terreni sia dai disturbi generati durante il processo di campionamento.

In merito a ciò, sono state proposte diverse procedure, tra le quali la più comunemente utilizzata è la procedura grafica di Casagrande (Fig.40), descritta a seguire.



[Fig.40 – Pressione di preconsolidamento con il metodo Casagrande]

1. Si determina il punto di massima curvatura (M) del grafico semilogaritmico $e-\sigma'$.
2. Si tracciano per il punto M la retta tangente alla curva (t), la retta orizzontale (o), e la retta bisettrice (b) dell'angolo formato da t ed o.
3. L'intersezione di b con la retta corrispondente al tratto terminale della curva di primo carico individua la pressione di preconsolidazione.

Dato che individuare con precisione il punto di massima curvatura può presentare difficoltà, risulta utile confrontare sempre il valore di σ_p' ottenuto con i suoi possibili limiti inferiore e superiore:

- Il primo è rappresentato dall'ascissa del punto di intersezione tra la retta di ricompressione e quella di compressione vergine.
- Il secondo è rappresentato dall'ascissa a partire dalla quale la relazione $e-\log\sigma'$ diventa una retta.

Una volta determinata la σ_p' , si definisce il **grado di sovraconsolidazione (OCR)** nel punto di prelievo del campione come il rapporto tra la pressione di preconsolidazione sperimentalmente ottenuta σ_p' e la pressione verticale efficace in situ σ_{v0}' alla quota di prelievo del campione.

$$\text{OCR} = \frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'}$$

Poiché l'effetto della pressione di preconsolidazione è più sensibile sui terreni argillosi, essi vengono generalmente distinti in "normalmente consolidato" (o "normalconsolidato") (NC) quando il punto rappresentativo si trova sulla curva edometrica di carico vergine, corrispondente a una pressione verticale efficace che non ha mai subito nel corso della sua storia ($\sigma_p'=\sigma_{v0}'$), e in "sovraconsolidato"

(OC) quando il punto rappresentativo si trova su una delle curve edometriche di scarico-ricarico, indicando una pressione verticale efficace minore di quella di consolidazione ($\sigma_p' > \sigma_{v0}'$), cioè ha subito nella sua storia tensioni maggiori di quelle attuali. È possibile distinguere praticamente uno stato di leggera sovraconsolidazione ($OCR < 1,5-2$) da uno di forte sovraconsolidazione ($OCR > 1,5-2$).

Questa distinzione è di fondamentale importanza pratica in termini di compressibilità, poiché i terreni normalmente consolidati e sovraconsolidati avranno comportamenti deformativi molto diversi. Una variazione della tensione verticale applicata a un terreno argilloso normalmente consolidato modifica il suo stato lungo la curva vergine di compressibilità, seguendo la pendenza C_c , e le deformazioni saranno plastiche e di notevole intensità.

$$\Delta e = C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma_{v0}' + \Delta\sigma}{\sigma_{v0}'}\right)$$

In un terreno argilloso sovraconsolidato possono verificarsi due casi:

1. Variazione della tensione piccola (senza superare la pressione di preconsolidazione):

$$\Delta e = C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma_{v0}' + \Delta\sigma}{\sigma_{v0}'}\right)$$

In questo caso, lo stato del terreno si modifica lungo la curva di ricomprensione, caratterizzata dalla pendenza C_s . Le deformazioni del terreno sono quindi molto più contenute rispetto a quelle che si avrebbero se il terreno fosse normalmente consolidato.

2. Variazione della tensione significativa (superando la pressione di preconsolidazione):

$$\Delta e = C_s \cdot \log\left(\frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'}\right) + C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma_f'}{\sigma_p'}\right)$$

In questo caso, lo stato del terreno si modifica parzialmente lungo le curve di ricomprensione e parzialmente lungo la curva vergine. Le deformazioni saranno più pronunciate rispetto al caso precedente, principalmente a causa della frazione della tensione applicata che supera il valore di preconsolidazione.

Nel caso in esame, non avendo testato campioni indisturbati ma campioni ricostituiti, cioè campioni di terreno naturale trattati e compattati o semplicemente compattati, è più rigoroso parlare di pressione di snervamento che di pressione di preconsolidazione.

Modulo edometrico

In ogni punto della curva di compressibilità è possibile definire il modulo di compressibilità edometrico, E_{ed} , il quale rappresenta una misura della resistenza contro la deformazione ed è un parametro cruciale per valutare l'estensione della resistenza strutturale dell'argilla alla compressione.

Il modulo edometrico non è una proprietà intrinseca del materiale, ma dipende dal campo tensionale a cui si riferisce secondo la relazione:

$$E_{ed} = \frac{d\sigma_a'}{d\varepsilon_a} = \frac{d\sigma_a'}{de} (1 + e_0)$$

La formula del modulo edometrico rappresenta la tangente alla curva di compressione nel punto $(\varepsilon_a, \sigma_a')$.

Coefficiente di consolidazione verticale C_v

Si è vista quindi la compressibilità delle terre fini, considerando le relazioni tra tensioni applicate e variazioni finali dell'indice di porosità. Tuttavia, è evidente che la variabile tempo svolge un ruolo fondamentale nel comportamento di questi tipi di suoli.

Dopo l'applicazione di un incremento di carico alla cella di consolidazione, la deformazione di un provino di argilla o limo avviene gradualmente e con velocità decrescente nel tempo. Quando viene applicata una sollecitazione e sono presenti condizioni di drenaggio, mantenendo costanti nel tempo le tensioni totali, inizia la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali a causa della filtrazione, mentre le tensioni efficaci aumentano. Questo processo è noto come consolidazione.

Nell'edometro, vengono considerate le ipotesi della teoria della consolidazione per i terreni a grana fine, in termini di sollecitazioni e deformazioni del provino e condizioni idrauliche. In queste ipotesi, è stato introdotto un coefficiente di consolidazione verticale, C_v .

$$C_v = \frac{K_z \cdot E_{ed}}{\gamma_w}$$

Il coefficiente di consolidazione verticale, indicato come CV, è determinato dalla permeabilità della terra nella direzione verticale (k_z), lungo la quale si verificano deformazione e filtrazione, e dal peso specifico dell'acqua (γ_w). Questo coefficiente rappresenta globalmente il comportamento del terreno e può essere interpretato come un indice della velocità di consolidazione. In altre parole, esso indica la rapidità con cui si dissipano le sovrappressioni interstiziali, aumentano le tensioni efficaci e si verificano deformazioni. Pertanto, diventa essenziale considerare il fattore tempo in questo contesto.

Dalla teoria della consolidazione, emerge una relazione tra il fattore tempo adimensionale, indicato come T, e il grado medio di consolidazione, \bar{U} .

Il fattore tempo T esprime la variabile temporale in forma adimensionale, tenendo conto delle caratteristiche della terra e delle condizioni geometriche e idrauliche. La sua definizione è la seguente:

$$T = Cv \frac{t}{H^2}$$

Il grado di consolidazione medio \bar{U} descrive il procedere della dissipazione delle pressioni interstiziali, e quindi, dei cedimenti, ed è definito come:

$$\bar{U} = \frac{\delta_t}{\delta_{100}}$$

Dove δ_t e δ_{100} sono rispettivamente il cedimento a detto tempo e quello finale, dell'elemento di terra in consolidazione. Il fattore tempo presenta dei valori standard quando viene messo in relazione con il grado di consolidazione medio \bar{U} che corrispondono al raggiungimento della metà e della fine del processo di consolidazione:

$$- \bar{U} = 50\% \rightarrow T_{50} = 0,197$$

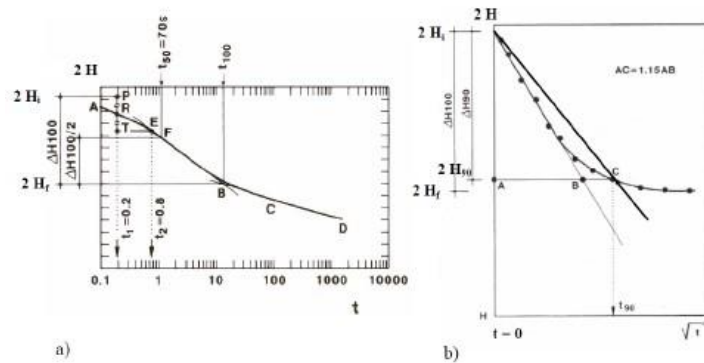
$$- \bar{U} = 90\% \rightarrow T_{90} = 0,848$$

Per il tempo adimensionale si può ricavare:

$$Cv = \frac{T \cdot H^2}{t}$$

Il coefficiente di consolidazione verticale rappresenta una misura del comportamento del terreno in risposta alle tensioni applicate e può essere calcolato per ciascun incremento di carico. Per valutare tale coefficiente, è necessario determinare il tempo richiesto per il completamento del cedimento δ_a del provino ad ogni gradino di carico. Questo tempo può essere misurato utilizzando uno specifico micrometro.

Successivamente, i risultati ottenuti possono essere rappresentati su un diagramma " δ -logt" o su uno " δ - \sqrt{t} ". Questi grafici forniscono un'illustrazione visiva del comportamento del terreno nel tempo in relazione al cedimento e al tempo trascorso. L'analisi di tali dati contribuisce a comprendere come il terreno si consolidi e deformi sotto diverse tensioni nel corso del tempo (Fig.41).



[Fig.41 - Curva di consolidazione edometrica a) in funzione del logaritmico del tempo b) in funzione della radice quadrata del tempo]

Dai diagrammi così ottenuti è possibile determinare, relativamente a ciascuno dei gradini di carico applicati, il coefficiente di consolidazione, CV, mediante una delle due procedure:

1) Metodo di Casagrande (grafico " δ -logt")

2) Metodo di Taylor (grafico " δ - \sqrt{tt} ")

Di seguito viene descritto il metodo di Casagrande che si applica al grafico cedimenti-tempo e nel quale si assume di poter distinguere un primo tratto, AB, corrispondente al processo di consolidazione edometrica primaria, e un secondo tratto lineare, BD, corrispondente alle deformazioni viscosi (consolidazione secondaria).

Ovviamente tale suddivisione è del tutto arbitraria, in quanto un'aliquota del cedimento viscoso si sovrappone al cedimento di consolidazione primaria nel tratto iniziale della curva, mentre nel tratto finale, oltre al cedimento di consolidazione secondaria sarà presente anche una componente (seppure trascurabile) del cedimento di consolidazione primaria.

Il metodo si esplica nelle seguenti fasi operative:

- Si sceglie un tempo t_1 sufficientemente piccolo pari a 0,25 min e assunto un $t_2=4t_1=1$ min e si leggono i corrispettivi cedimenti δ_1 e δ_2 .

– Dalla relazione tra grado di consolidazione medio (\bar{U}) e fattore tempo (T), che con buona approssimazione è una parabola ad asse orizzontale, si può ricavare la relazione:

$$\frac{\delta_1}{\delta_2} = \frac{\sqrt{t_1}}{\sqrt{t_2}}$$

da cui ne deriva che $\delta_2=2\delta_1$, per cui ribaltando il segmento $\delta_2-\delta_1$, rispetto al cedimento δ_1 , si trova il nuovo punto d'origine corretto (O).

– In corrispondenza del nuovo punto d'origine (O) si può leggere il valore dell'altezza del provino ($2H_i$), corrispondente all'inizio della consolidazione primaria ($\bar{U}=0\%$).

– L'altezza del provino ($2H_f$) al termine del processo di consolidazione primaria ($\bar{U}=100\%$), è ottenuto dall'intersezione della retta CD, relativa al tratto finale della curva, con la retta EB tangente e alla curva nel punto flesso F.

– Sul grafico viene riportato l'abbassamento del provino, per cui le altezze iniziale ($2H_i$) e finale ($2H_f$) sono ottenute sottraendo all'altezza iniziale del provino ($H_0=20\text{mm}$) il valore dell'abbassamento iniziale e finale.

– Mediante la relazione:

$$2H_{50} = \frac{\delta_2 H_i + 2 H_f}{2}$$

si determina l'altezza corrispondente alla metà del processo di consolidazione, ovvero l'altezza media di drenaggio H_{50} .

– In corrispondenza del punto d'intersezione tra la retta CD e la retta EB possiamo determinare il tempo (t_{100}) e l'abbassamento (δ_{100}),

misurato dal nuovo punto d'origine O, coincidente con la fine della consolidazione ($\bar{U}=100\%$).

– Per determinare il tempo coincidente al 50% della consolidazione (t_{50}) si divide in due l'abbassamento δ_{100} ricavando pertanto l'abbassamento δ_{50} .

– Ricaviamo il valore del fattore tempo (T) che corrisponde ad un grado di consolidazione medio pari al 50% ($\bar{U}=50\%$) che è pari a 0,197.

– Ricaviamo il coefficiente di consolidazione verticale tramite la relazione:

$$C_v = \frac{H^2_{50} \cdot 0,197}{t_{50}}$$

Indice di compressione secondaria

Oltre ai fenomeni meccanici derivanti dalla variazione dello stato tensionale, altri processi contribuiscono a definire la storia geologica di un elemento di terreno. In particolare, durante una prova di consolidazione su una terra fine, prolungando i tempi di osservazione del cedimento dopo ciascun incremento di carico, si nota che anche dopo la completa dissipazione della sovrappressione interstiziale, il cedimento continua ad aumentare, sebbene con una velocità notevolmente ridotta. In questa fase post-dissipazione, in cui si verifica un ulteriore decremento dell'indice di porosità, si applica il termine "consolidazione", sebbene non si possa identificare un arresto effettivo della deformazione.

C'è una differenziazione tra consolidazione primaria, associata ai fenomeni di interazione tra fase liquida e solida, cioè processi deformativi legati alla dissipazione delle sovrappressioni interstiziali e al conseguente cambiamento delle tensioni efficaci, e consolidazione secondaria, dipendente dai processi deformativi viscosi, quali il creep, che si manifestano sotto tensioni efficaci costanti e quindi dalla viscosità dello scheletro solido della terra. Dalla teoria della consolidazione di Terzaghi, è noto che la terra è un mezzo poroso con scheletro elastico e non può ulteriormente deformarsi quando le tensioni efficaci, che governano il comportamento dello scheletro solido, sono divenute costanti; quindi, la curva teorica della consolidazione edometrica di Terzaghi prevede, un asintoto orizzontale nella parte finale.

Le curve sperimentali $s(t)$, simili a quelle teoriche, mostrano invece nella parte finale un asintoto inclinato che evidenzia gli effetti secondari quando la consolidazione primaria è esaurita.

Tale differenza, tra previsione teorica e comportamento reale di una terra fine, che risulta più o meno marcata a seconda del tipo di terreno, è dovuta alle deformazioni viscosi dello scheletro solido.

La pendenza dell'asintoto inclinato nel piano semilogaritmico e - $\log t$, è detto indice di compressione secondaria, C_{α} , ed è definito dalla relazione:

$$C_{\alpha} = - \frac{\Delta e}{\Delta \log t}$$

Infatti, la variazione dell'indice dei vuoti per ciclo logaritmico di tempo è costante per un assegnato livello tensionale, inoltre, la velocità delle deformazioni viscosi è dipendente dal livello di sforzo applicato. L'indice di compressione secondaria è possibile stimarlo in quanto, il rapporto tra l'indice di compressione primaria e secondaria, benché tali indici siano dipendenti dal livello tensionale, rimane praticamente costante. Ci sono valori di riferimento per alcuni tipi di terreni (Fig.42).

Terreno	C_a/C_c
Argille tenere organiche	$0,05 \pm 0,01$
Argille tenere inorganiche	$0,04 \pm 0,01$
Sabbie	$0,015 \pm 0,03$

[Fig.42 – Valori di riferimento del rapporto C_a/C_c]

La prova edometrica è stata utile nel determinare la deformazione che subisce il terreno, dato il carico e dunque la pressione applicata (corrispondente a una certa sovrappressione interstiziale Δu iniziale) e l'entità del cedimento registrato. Come prima cosa è stato preparato il **provino**:

1. Il campione di terreno è stato rifilato attraverso l'operazione di *trimming* al fine di ottenere il provino. Generalmente il campione può essere indisturbato o ricostituito; nel caso in esame il campione era ricostituito mediante compattazione Proctor. Il *trimming* è stato eseguito mediante la fustella, ossia un anello metallico con il bordo inferiore molto tagliente precedentemente lubrificato internamente per minimizzare l'attrito tra terreno e pareti (Fig.43). La fustella utilizzata ha dimensioni caratteristiche pari a:

Diametro $D = 5 \text{ cm}$

Altezza $H_0 = 1,9 \text{ cm}$



[Fig.43 - Esecuzione del trimming manuale e mediante pressa]

2. Il provino ottenuto è stato alloggiato nella cella edometrica (Fig.44), posto su una piastra di materiale poroso per ottenere al di sotto del campione uno strato drenante, è stata collocata al di sopra del provino un'altra pietra porosa collegata ad un capitello di carico in modo da avere due superfici drenanti;



[Fig.44 – Provino dentro la cella edometrica]

4. La cella è stata posizionata nel vano dell'apparecchio edometrico per consentire l'applicazione dei carichi, amplificati grazie a un braccio leva di rapporto 1:11, e per eseguire le letture di cedimento grazie a un micrometro collegato ad un comparatore (nel caso specifico centesimale).

5. A tempi definiti (vedi sopra) tutto il sistema è stato sommerso con acqua distillata in modo da saturare sia il campione che le pietre porose.

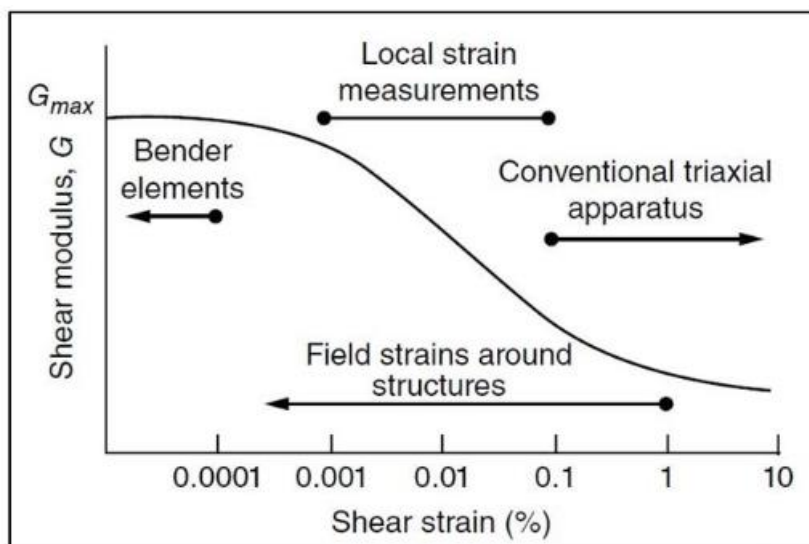
3.2.6 Test con Bender elements

Il test con bender elements è un test non distruttivo eseguito su campioni di terreno per determinare il modulo a taglio a piccola deformazione del terreno (G_{\max} o G_0).

G_{\max} è un'importante proprietà del suolo che ci aiuta a comprendere il comportamento elastico del terreno e a valutare la sua risposta ai carichi dinamici, come: terremoti, passaggi di veicoli e vibrazioni.

La Fig.45 presenta i vari test disponibili per determinare il modulo di taglio, G , di un terreno. Il modulo di taglio raggiunge il suo valore massimo (G_{\max}) ai valori di deformazione molto piccoli (all'interno del campo di deformazione elastica e solitamente a deformazioni di taglio inferiori al 10⁻³%) che possono essere ottenuti con una prova ai bender elements.

Inoltre, per la sua natura, la prova con bender elements si presta a essere combinata con un'altra prova eseguita sullo stesso campione di terreno (ad esempio prova triassiale o consolidamento). La prova con bender elements può essere eseguita più volte sullo stesso provino in quanto non provoca danni irreversibili.



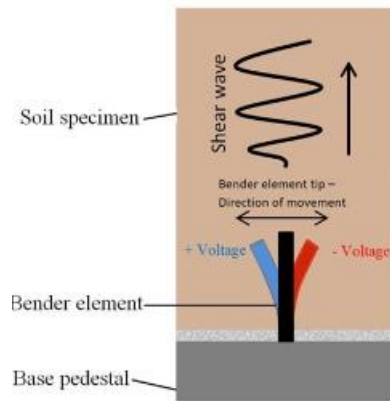
[Fig.45 - Comparazione diversi metodi per la determinazione di G_{max}]

Il bender element è un trasduttore piezoelettrico in grado di convertire l'energia elettrica in energia meccanica e viceversa. In pratica ciò significa che ogni volta che questi elementi vengono alimentati con una tensione di corrente si deformano in un modo specifico producendo una piccola tensione (Fig.46).

I bender elements vengono utilizzati per esaminare la propagazione delle onde del suolo attraverso un campione di terreno e misurando la relativa velocità di propagazione che dipende dalle sue proprietà elastiche.

Un set di bender elements è composto da due elementi che vengono installati sui lati opposti di un campione di terreno, uno funge da trasmettitore e l'altro da ricevitore. In termini semplici ogni elemento è costituito da una coppia di due piastre ceramiche separate con un sottile foglio metallico.

Esiste un modo specifico in cui le due piastre ceramiche sono cablate per consentire loro di deformarsi trasversalmente quando vengono alimentate con una corrente continua.



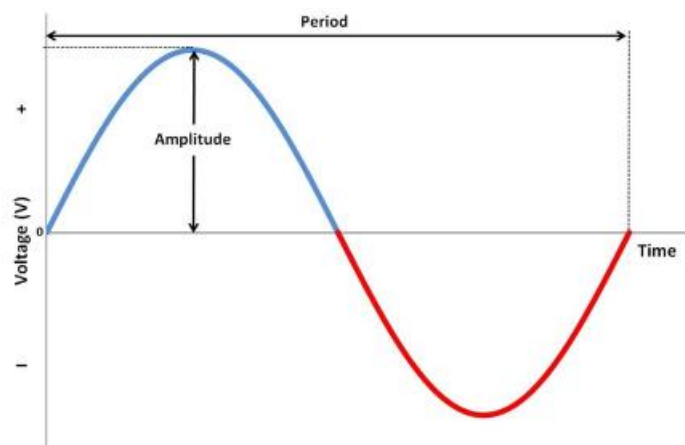
[Fig.46 – Schema funzionamento bender elements]

Di solito la corrente continua viene fornita sotto forma di un'onda sinusoidale (Fig.47) che provoca la deformazione del bender element e allo stesso modo provoca il movimento delle particelle del terreno.

Il movimento di queste particelle produce un'onda di taglio S che si propaga verso l'altro lato del campione e vi arriva dopo un certo tempo. Quando arriva, l'onda di taglio provoca la deformazione dell'elemento ricevente e questo produce un segnale elettrico corrispondente.

Confrontando i due segnali elettrici (trasmesso e ricevuto) è possibile determinare il tempo impiegato dall'onda per attraversare il campione. Pertanto, sapendo che la distanza percorsa è la distanza punta-punta tra i due trasduttori, L , la velocità dell'onda di taglio V_s può essere determinata come: $V_s = \frac{L}{T}$

Dove t è il tempo impiegato dall'onda per attraversare il campione e L è la distanza percorsa dall'onda.



[Fig.47 – Onda sinusoidale]

Il modulo di taglio a piccole deformazioni viene quindi calcolato con la seguente equazione: $G_{max} = \rho V_s^2$

Dove ρ è la densità apparente del suolo.

Nel caso in esame è stato analizzato un provino compattato in strato singolo derivante da compattazione Proctor, sottoposto a test entro due ore dalla compattazione. Nel campione sono stati infissi superiormente e inferiormente i due trasduttori a una profondità di circa 1 cm, i trasduttori sono stati collegati a un generatore di onde che manda in input un'onda di ampiezza 20 Vpp, a diverse frequenze: in particolare sono state impiegate le frequenze di 5 kHz, 10 kHz, 20 kHz, 30 kHz, 40 kHz e 50 kHz. La prova viene ripetuta ogni 24h per i primi 14 giorni e ogni 48h dal 15esimo al 28esimo giorno. Passati i 30 giorni le letture vengono effettuate a cadenza settimanale.

3.2.7 pH

Il termine pH letteralmente significa potenziale idrogenionico è una grandezza fisica identificata da un valore che va da 0 a 14, che sta a indicare se una sostanza è acida ($\text{pH} < 7$), neutra ($\text{pH} = 7$) o basica ($\text{pH} > 7$). Questo valore indica la concentrazione di ioni H^+ in una sostanza: maggiore è l'acidità, maggiore sarà la presenza di H^+ e minore sarà il valore del pH. Conoscere quanto sia alta o bassa la concentrazione di H^+ è essenziale dal momento che questi atomi sono in grado di interagire moltissimo con le altre sostanze che le circondano, permettendo addirittura reazioni chimiche e biologiche non possibili se non a quel preciso valore.

Questo termine e la relativa scala, oramai utilizzata globalmente per indicare la concentrazione di H^+ , venne introdotto dal chimico danese Søren Sørensen nel 1909.

I principali metodi per misurare il pH di una soluzione si basano sulle proprietà elettriche o chimiche degli ioni H^+ .

Nel primo caso si usa un pHmetro. Questa metodologia è la più precisa e più pratica, si basa sulla differente capacità di condurre l'elettricità da parte di una soluzione a seconda del pH. Questa metodologia richiede una calibrazione, ovvero un aggiustamento dello strumento che viene tarato su una soluzione a pH noto per essere certi dell'attendibilità del risultato.

Il secondo metodo si basa sulla capacità degli ioni H^+ di far variare il colore di alcune sostanze, cosa che succede anche in natura come, ad esempio, nelle ortensie che variano il loro colore a seconda del pH del suolo. Questa tecnica, meno precisa della prima, viene effettuata usando kit o cartine tornasole:

queste ultime sono costituite da un supporto di carta sul quale sono applicate diverse sostanze in grado di virare di colore a seconda del pH.

Nel caso in esame per la determinazione del pH è stato selezionato solo il materiale passante al setaccio n.40 ASTM (0,425mm). Sono stati pesati campioni di terreno secco da 20g ciascuno, posizionandoli in contenitori da 150ml con coperchi a tenuta stagna. sono state pesate anche diverse quantità di legante, nel nostro caso sono stati realizzati e analizzati due campioni: il primo con il 4% di calce viva e il secondo con il 2% di calce viva più il 2% di fly ash.

Il metodo utilizzato per la determinazione del pH è quello del pHmetro, i campioni sono stati agitati per circa 30 secondi prima della lettura del pH in modo da portare tutte le particelle della soluzione in sospensione. La lettura è stata eseguita giornalmente.

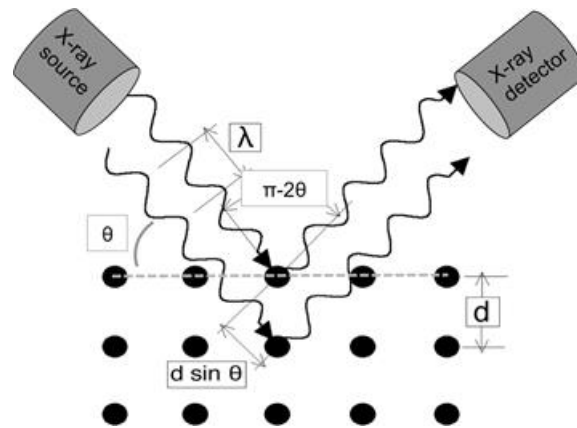
3.2.8 SEM e DRX

La diffrazione a raggi X (XRD) è una tecnica utilizzata nella scienza dei materiali per determinare la struttura atomica e molecolare di un materiale. Questo viene fatto irradiando un campione del materiale con raggi X incidenti e quindi misurando le intensità e gli angoli di diffusione dei raggi X che vengono dispersi dal materiale. L'intensità dei raggi X sparsi viene tracciata in funzione dell'angolo di diffusione e la struttura del materiale è determinata dall'analisi della posizione, dell'angolo e delle intensità dei picchi di intensità sparsi. Oltre a poter misurare le posizioni medie degli atomi nel cristallo, si possono determinare informazioni su come la struttura effettiva si discosti da quella ideale, derivante ad esempio da stress interni o da difetti.

Quando onde luminose di lunghezza d'onda sufficientemente piccola sono incidenti su un reticolo cristallino, si dissolvono dai punti reticolari. A determinati angoli di incidenza, le onde parallele difratte interferiscono in modo costruttivo e creano picchi rilevabili di intensità. W.H. Bragg identificò la relazione illustrata nella figura XX e derivò un'equazione corrispondente:

$$n\lambda = 2d_{hkl} \sin \theta$$

Qui λ è la lunghezza d'onda dei raggi X utilizzati, d_{hkl} è la spaziatura tra un particolare insieme di piani con indici di Miller (hkl) e θ è l'angolo di incidenza a cui viene misurato un picco di diffrazione. Infine, n è un intero che rappresenta l'ordine armonico della diffrazione.



[Fig.48 – Legge di Bragg]

Il risultato di una prova diffrattometrica a raggi X è un tracciato, detto diffrattogramma, caratterizzato da una serie di picchi di energia, rilevati a determinati angoli di diffrazione. La sequenza di tali picchi consente di individuare i componenti mineralogici cristallini del campione in esame.

Il microscopio elettronico a scansione (SEM per Scanning Electron Microscope) è costituito da una camera operante ad un elevato valore di vuoto e nel quale un campione viene fatto interagire con un fascio elettronico ad elevata energia. Dalla interazione tra fascio elettronico e campione vengono originati e raccolti numerosi segnali utilizzabili per la formazione delle immagini relative alla struttura morfologica del campione e per lo studio della sua composizione chimico-fisica.

Il principio di funzionamento del SEM è che un fascio elettronico generato da una opportuna sorgente viene focalizzato da un sistema di lenti elettromagnetiche e, tramite un sistema di deflessione, viene inviato sul campione da analizzare. Il sistema di deflessione permette di realizzare scansioni su aree rettangolari di dimensioni variabili. Il segnale originato a seguito dell'interazione fascio-campione viene raccolto da opportuni rilevatori e trasferito alla griglia di controllo di un tubo a raggi catodici (CRT per Cathode Ray Tube); il segnale raccolto modula l'intensità del fascio elettronico del CRT generando il contrasto nell'immagine finale che viene visualizzata sul display.

Il microscopio elettronico a scansione è costituito dunque da diverse parti: la sorgente di elettroni è il cannone elettronico, composto da un filamento di tungsteno, dal wehnelt e dall'anodo. Il cannone genera un fascio di elettroni e li accelera ad energie

comprese tra 1 e 40 keV. Il sistema di lenti serve a ridurre il diametro del fascio emesso dalla sorgente e lo focalizza sulla superficie del campione. Il sistema di deflessione deflette il fascio in modo che l'interazione con il campione avvenga punto per punto sulla sua superficie; un sistema di bobine di deflessione permette di realizzare scansioni su aree rettangolari di dimensioni variabili. I rivelatori raccolgono il segnale emesso a seguito dell'interazione del fascio con il campione. Il segnale raccolto modula l'intensità di un CRT generando il contrasto nell'immagine finale.

4.0 RISULTATI SPERIMENTALI

4.1 Costipamento

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati ottenuti dalla compattazione mediante prova Proctor standard per il terreno trattato con il 2% di calce e 2% di fly ash, con indicazione della prova a cui sono stati sottoposti i provini ottenuti dalla compattazione dei campioni. In particolare, in Tab. ... sono riportati i valori tipicamente annotati nel relativo modulo di laboratorio e i relativi calcoli al fine di ottenere i valori di umidità, w , e di densità secca, γ_d , per ciascun campione compattato. [Tab. 1 e 2]

Data compattazione	19/09/2023		20/09/2023		03/10/2023		10/10/2023	
Campione da compattare	M1		M2-A		M2-B		M3	
W iniziale del terreno =	Wpre	Wpost	Wpre	Wpost	Wpre	Wpost	Wpre	Wpost
Contenitore		213		307		307		358
Peso lordo campione umido g		63.03		57.58		55.56		52.72
Peso lordo campione asciutto g		57.73		53.3		51.1		49.72
Peso acqua g		5.3		4.28		4.46		3
Tara g		31.7		32.4		32.41		30.32
Peso netto secco g		26.03		20.9		18.69		19.4
Umidità %	21	20.4	22.6	20.5	27.4	23.9	19.2	15.5
Peso lordo fustella g	3658.79		1138.64		1117.38		1126.84	
Tara fustella g	1740.62		476		475.64		476.02	
Peso netto g	1918.17		662.64		641.74		650.82	
Peso secco g	1593.68		550.01		518.10		563.66	
Volume della fustella cm ³	938.0065489		322.0623344		322.0623344		322.0623344	
γ_d g/cm ³	1.69901		1.70777		1.60871		1.75015	
Data compattazione	23/10/2023		07/11/2023		06/12/2023		06/12/2023	
Campione da compattare	M4-B		M4-A		M6		M7	
W iniziale del terreno =	Wpre	Wpost	Wpre	Wpost	Wpre	Wpost	Wpre	Wpost
Contenitore		358		24		308		308
Peso lordo campione umido g		50.96		52.72		51.86		54.2
Peso lordo campione asciutto g		48.41		49.08		48.48		50.73
Peso acqua g		2.55		3.64		3.38		3.47
Tara g		30.33		28.62		31.26		31.27
Peso netto secco g		18.08		20.46		17.22		19.46
Umidità %	15.4	14.1	20	17.8	21	19.6	20.2	17.8
Peso lordo fustella g	1069.81		1148.05		3565.57		1122.32	
Tara fustella g	476.26		476.17		1742.27		476.29	
Peso netto g	593.55		671.88		1823.3		646.03	
Peso secco g	520.18		570.40		1524.14		548.27	
Volume della fustella cm ³	322.0623344		322.0623344		938.0065489		322.0623344	
γ_d g/cm ³	1.61516		1.77109		1.62487		1.70236	

[Tab.1 - Modulo di laboratorio recante i calcoli per la Prova Proctor eseguita sul terreno con l'aggiunta di 2% di calce viva + 2% di cenere volante (fly ash)]

CAMPIONE	M1	PROVA
Peso umido g	2011.2	Taglio diretto
w %	21	
Peso secco g	1662.7	
% calce	2	
% FA	2	
Peso calce g	33.2	
Peso FA g	33.2	

CAMPIONE	M2-B	PROVA
Peso umido g	665.1	Permeabilità
w %	27.4	
Peso secco g	522	
% calce	2	
% FA	2	
Peso calce g	10.44	
Peso FA g	10.44	

CAMPIONE	M2-A	PROVA
Peso umido g	697.9	Permeabilità
w %	22.6	
Peso secco g	569.3	
% calce	2	
% FA	2	
Peso calce g	11.39	
Peso FA g	11.39	

CAMPIONE	M3	PROVA
Peso umido g	676.58	Permeabilità
w %	19.2	
Peso secco g	567.6	
% calce	2	
% FA	2	
Peso calce g	11.352	
Peso FA g	11.352	

CAMPIONE	M4-A	PROVA
Peso umido g	707.3	Ponder Element
w %	20	
Peso secco g	589.5	
% calce	2	
% FA	2	
Peso calce g	11.78	
Peso FA g	11.78	

CAMPIONE	M4-B	PROVA
Peso umido g	853	Permeabilità
w %	15.4	
Peso secco g	739.1	
% calce	2	
% FA	2	
Peso calce g	14.8	
Peso FA g	14.8	

CAMPIONE	M6	PROVA
Peso umido g	2051.1	Taglio diretto
w %	21	
Peso secco g	1695.2	
% calce	2	
% FA	2	
Peso calce g	33.9	
Peso FA g	33.9	

CAMPIONE	M7	PROVA
Peso umido g	775	Permeabilità
w %	20.2	
Peso secco g	644.8	
% calce	2	
% FA	2	
Peso calce g	12.9	
Peso FA g	12.9	

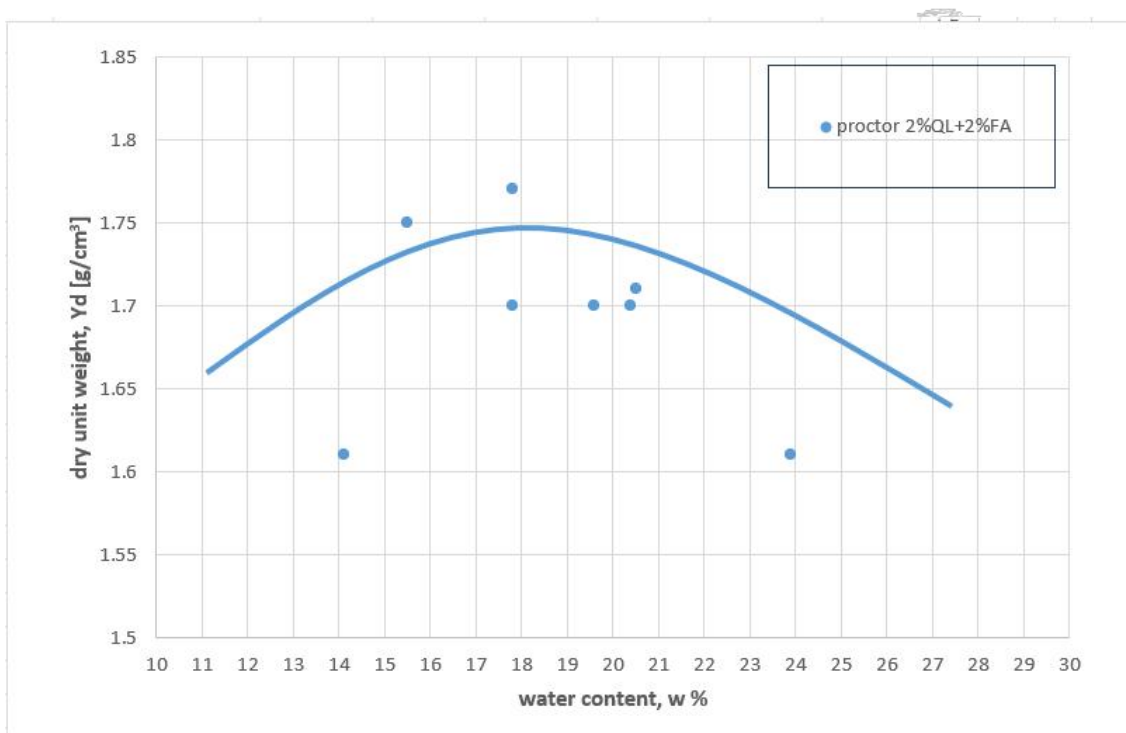
[Tab.2 – Indicazione delle prove a cui sono stati sottoposti i provini]

I campioni M1 e M6 sono stati compattati in tre strati poiché destinati alla prova di taglio diretto che necessita di tre provini per poter essere eseguita, come descritto nel paragrafo 3.2.4. Per tutti i campioni sottoposti a prova si osserva una sistematica riduzione del w a seguito dell'aggiunta del legante (Tab.3) che va da un minimo di 0.6 (M1) a 3.7 punti percentuali (M3), in media pari a 2,15%.

	M1	M2-A	M2-B	M3	M4-B	M4-A	M6	M7
Wpre (%)	21	22.6	27.4	19.2	15.4	20	21	20.2
Wpost (%)	20.4	20.5	23.9	15.5	14.1	17.8	19.6	17.8
Δw (%)	0.6	2.1	3.5	3.7	1.3	2.2	1.4	2.4
media $\Delta w = 2.15\%$								

[Tab.3 – Variazione contenuto d'acqua post aggiunta di legante]

In Fig.49 vengono riportate le coppie di valori w ; Y_d sul piano Proctor in modo da tracciare la relativa curva di interpolazione a campana. Per la miscela studiata, si individua il valore di umidità ottima pari a 17,8% e di massima densità secca pari a 1,77 g/cm³

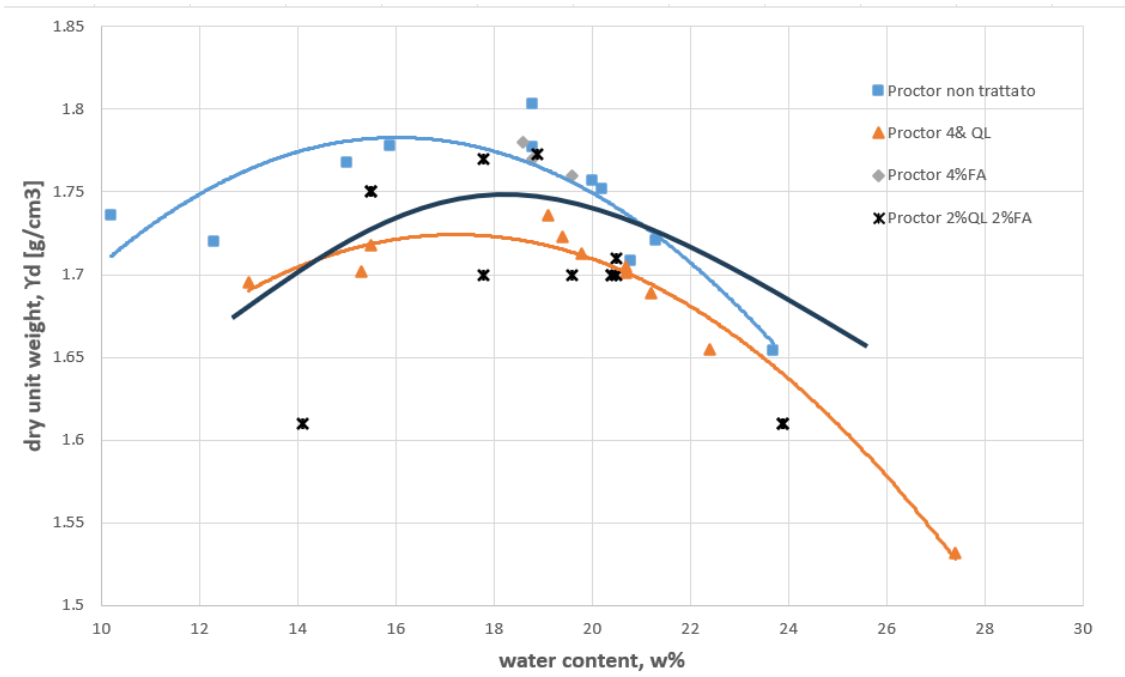


[Fig.49 – Curva Proctor miscela studiata 2%QL+2%FA]

In particolare, è possibile osservare che valori uguali o superiori al 90% della massima densità secca possono essere raggiunti con un range di contenuti d'acqua che va da 13% a 24%.

Per confrontare le caratteristiche di costipamento ottenute con quelle relative allo stesso terreno trattato con la sola calce o compattato senza aggiunta di leganti, i dati ottenuti sono stati confrontati con dati e curve di compattazione già disponibili (Fig.50). In particolare, in fig.50 sono contenute tre serie di dati:

- terreno SGT non trattato (curva celeste)
- terreno SGT trattato con il 4% di sola calce viva (curva arancione)
- terreno SGT trattato con il 4% di sola fly ash (dati grigi)
- terreno SGT trattato con il 2% di calce viva + 2% di fly ash (curva nera, oggetto del presente lavoro di tesi).



[Fig.50 – Confronto delle diverse curve Proctor]

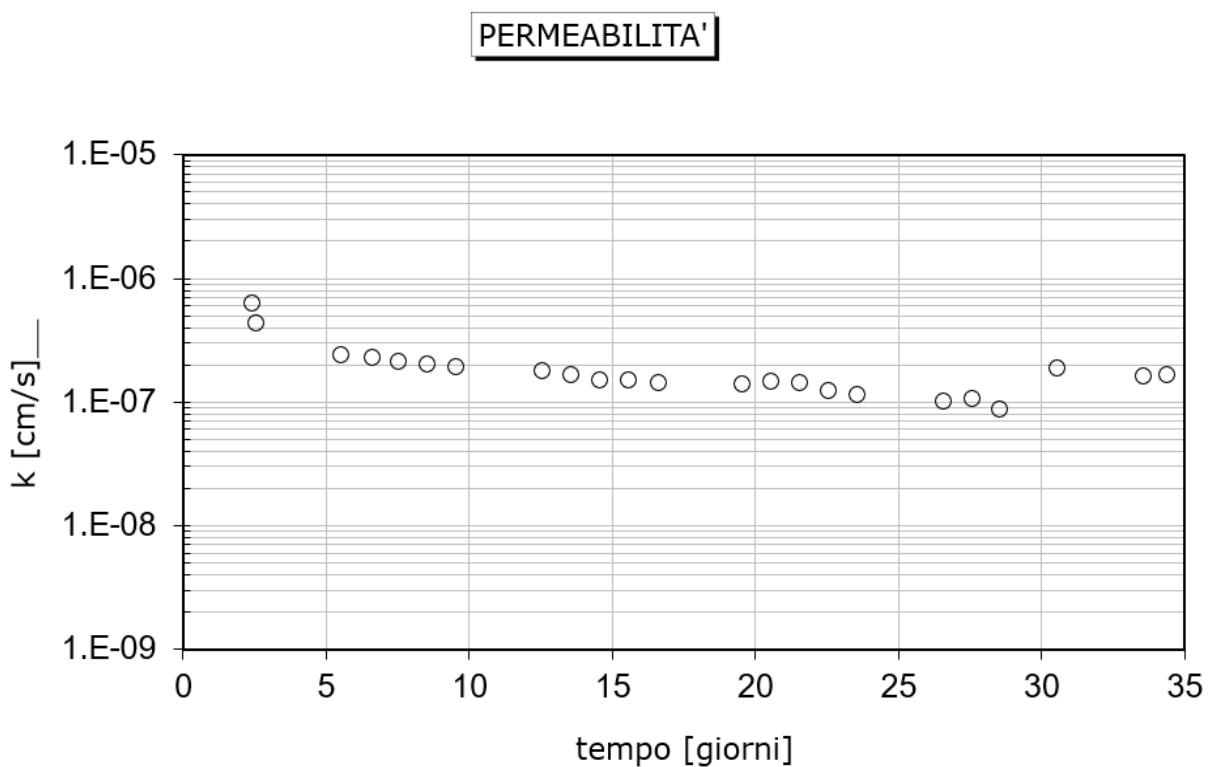
Si osserva come l'aggiunta di sola calce comporta una sistematica riduzione della densità secca $Y_{d_{max}}$, mentre, nel caso del terreno trattato con entrambi i leganti tale riduzione è lieve. Nel caso del terreno trattato con sola fly ash i punti si sovrappongono a quelli del terreno non trattato. La riduzione di densità per i terreni trattati con calce è tipicamente causata dall'aumento delle porosità generato dal fenomeno della flocculazione (a seguito dello scambio ionico) che, nel caso della miscela oggetto di studio, avviene in misura minore poiché si aggiunge una minore quantità di calce e la fly ash, avendo le dimensioni di un limo, tende probabilmente a riempire parte delle porosità inter-aggregato.

Il w ottimo, sia nel caso del terreno trattato con sola calce che con entrambi i leganti, aumenta infatti entrambe le curve (arancione e nera) in Fig.50 sono spostate verso destra. L'appiattimento della curva Proctor si rileva solo per la terra trattata con sola calce.

4.2 Conducibilità idraulica

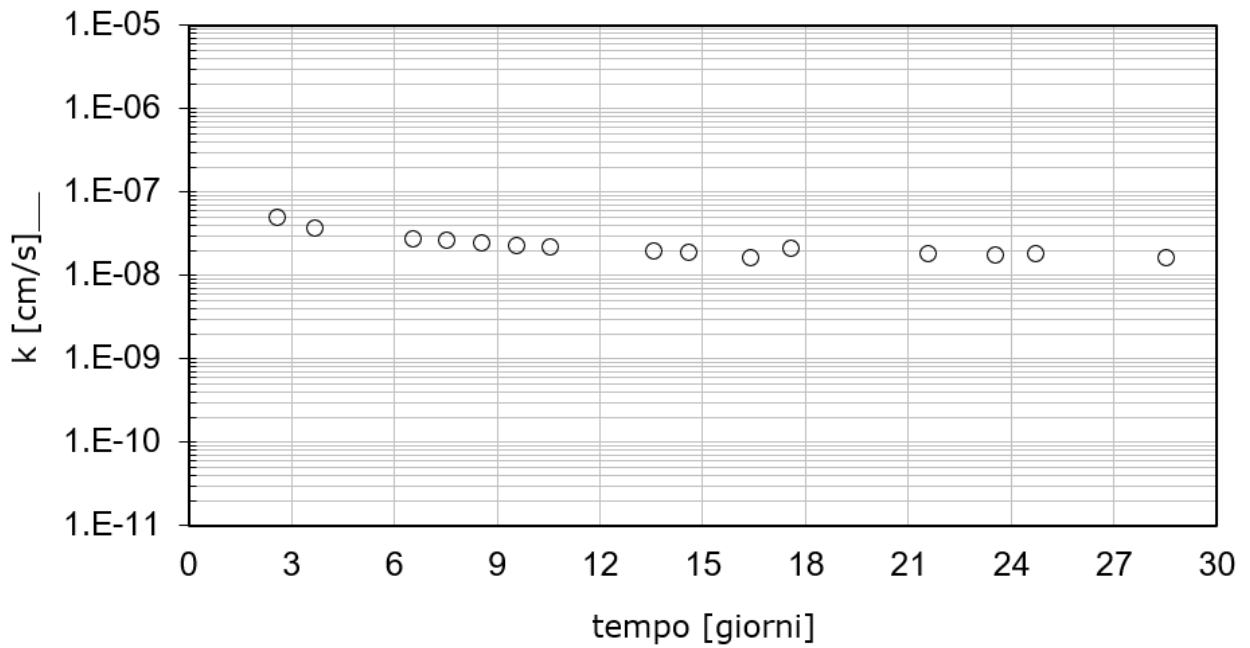
Le prove di conducibilità idraulica sulla miscela oggetto di studio sono state eseguite a carico idraulico variabile utilizzando permeametri a pareti flessibili, su campioni di terreno trattato con i leganti, con una tensione di confinamento pari a 35 kPa. Le prove sono state avviate dopo 24 ore dalla compattazione e portate avanti per almeno 30 giorni di stagionatura.

Nelle figure dalla 51 alla 54 sono riportati i valori di conducibilità idraulica, k , ottenuti al progredire della stagionatura per i campioni testati con contenuto d'acqua (w) post aggiunta dei leganti.



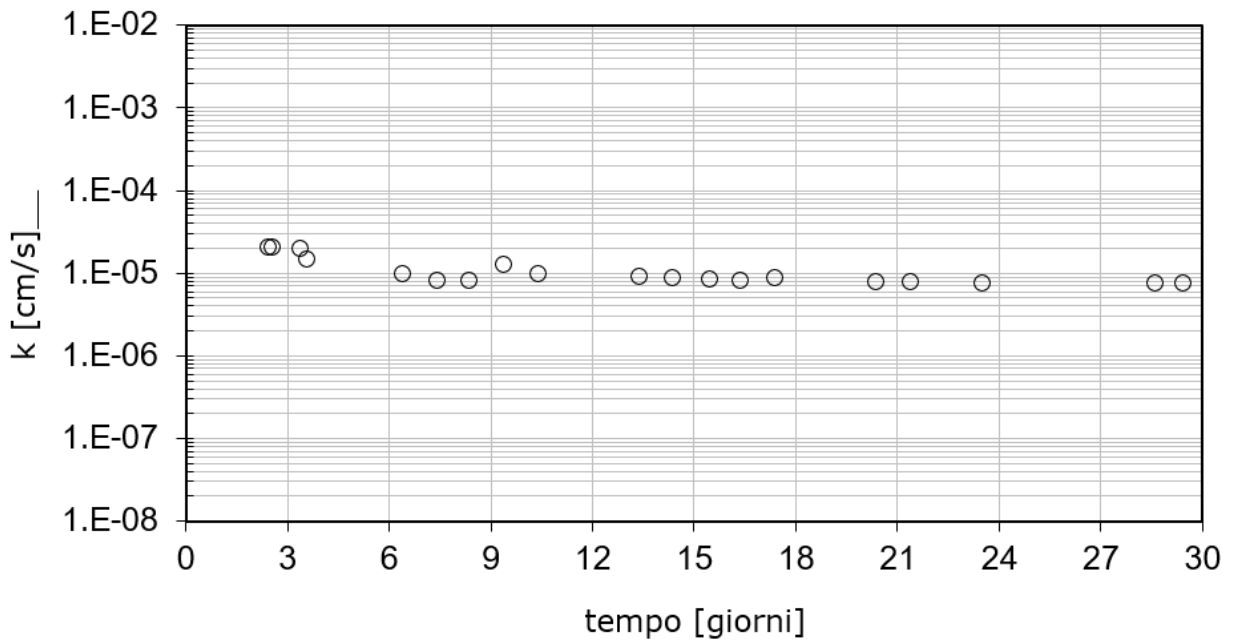
[Fig.51 – Conducibilità idraulica del campione M2-A ($w = 20.5\%$)]

PERMEABILITA'



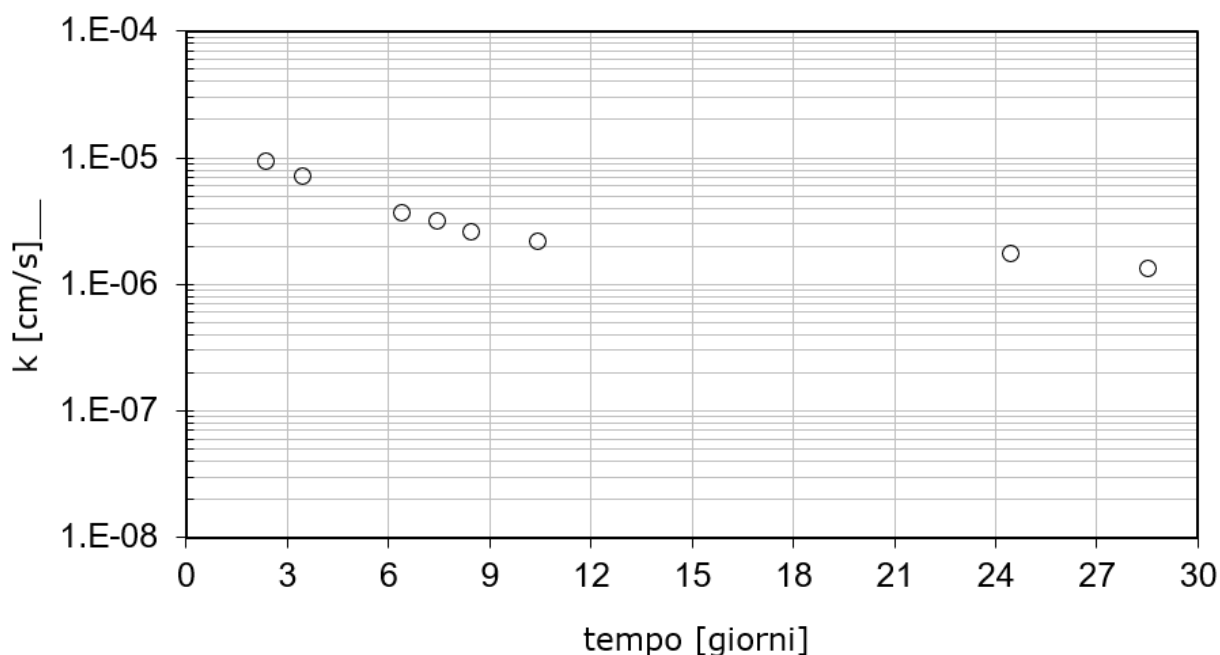
[Fig.52 – Conducibilità idraulica del campione M2-B ($w = 23.9\%$)]

PERMEABILITA'



[Fig.53 – Conducibilità idraulica del campione M3 ($w = 15.5\%$)]

PERMEABILITA'

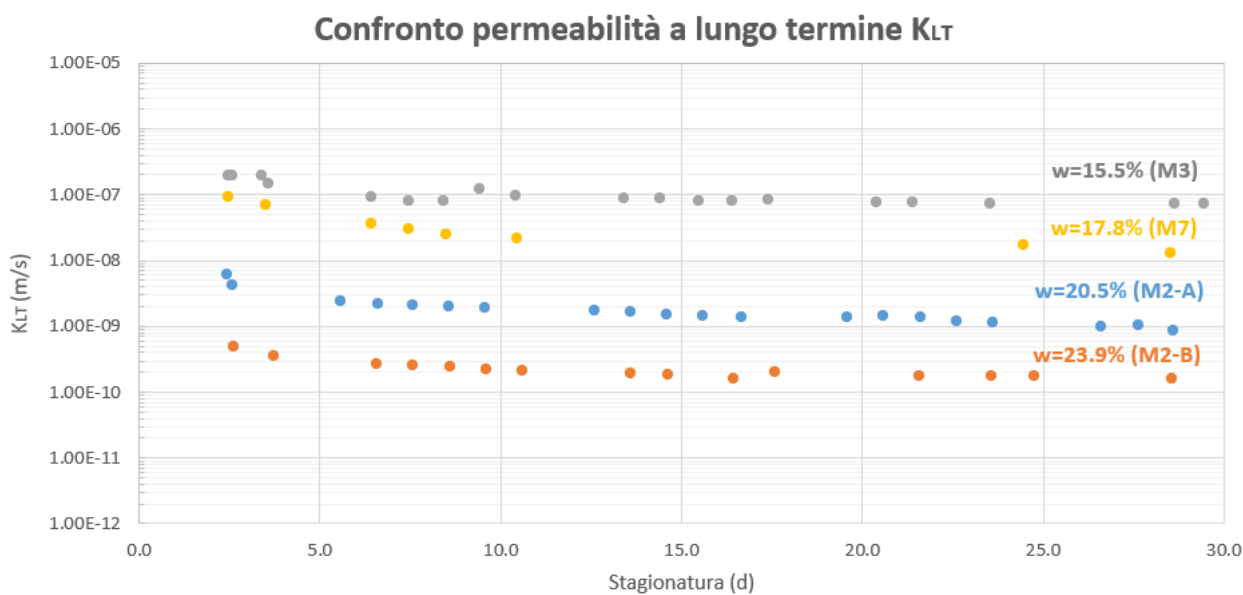


[Fig.54 – Conducibilità idraulica del campione M7 ($w = 17.8\%$)]

Nelle misurazioni condotte nei primi giorni di stagionatura, la conducibilità idraulica (k) ha assunto valori tendenzialmente più alti che sono gradualmente diminuiti fino a raggiungere un valore costante nel lungo termine, a partire dal settimo-decimo giorno di stagionatura fino a 30 giorni. Tale andamento è tipico dei terreni trattati con calce ed è solitamente causato dalla formazione dei prodotti pozzolanici amorfi che riempiono parzialmente le porosità del materiale inizialmente elevate a seguito della reazione di scambio cationico. Nel caso dell'aggiunta di cenere volante, come illustrato al paragrafo 4.1, questa, considerate le dimensioni delle sue particelle, potrebbe contribuire ulteriormente all'occlusione delle porosità.

Sicuramente il CaO presente nella cenere volante (precursore), quando viene aggiunto ad un terreno con un'elevata frazione di argilla, in presenza di un attivatore (in questo caso calce viva) che rendendo il pH basico crea un ambiente favorevole, è in grado di innescare una serie di reazioni pozzolaniche simili a quelle che si verificano con l'utilizzo della calce.

Viene riportato in fig.55 il confronto tra i valori di permeabilità dei diversi campioni a diversi w.



[Fig.55 – Confronto della permeabilità tra i diversi campioni testati]

Dal confronto si osserva come con la stessa quantità di leganti, all'aumentare del w%, ci sia una sostanziale diminuzione della permeabilità nel lungo termine (k_{LT}). Tale riduzione complessiva, nel range di w indagati, risulta essere di più di due ordini di grandezza. Si passa da un valore pari a $7,75E-8$ m/s per il campione M3 con w di 15.5% a $1,74E-10$ m/s per il campione M2-B a w di 23.9%. I valori di k di lungo termine sono riepilogati in tabella 4.

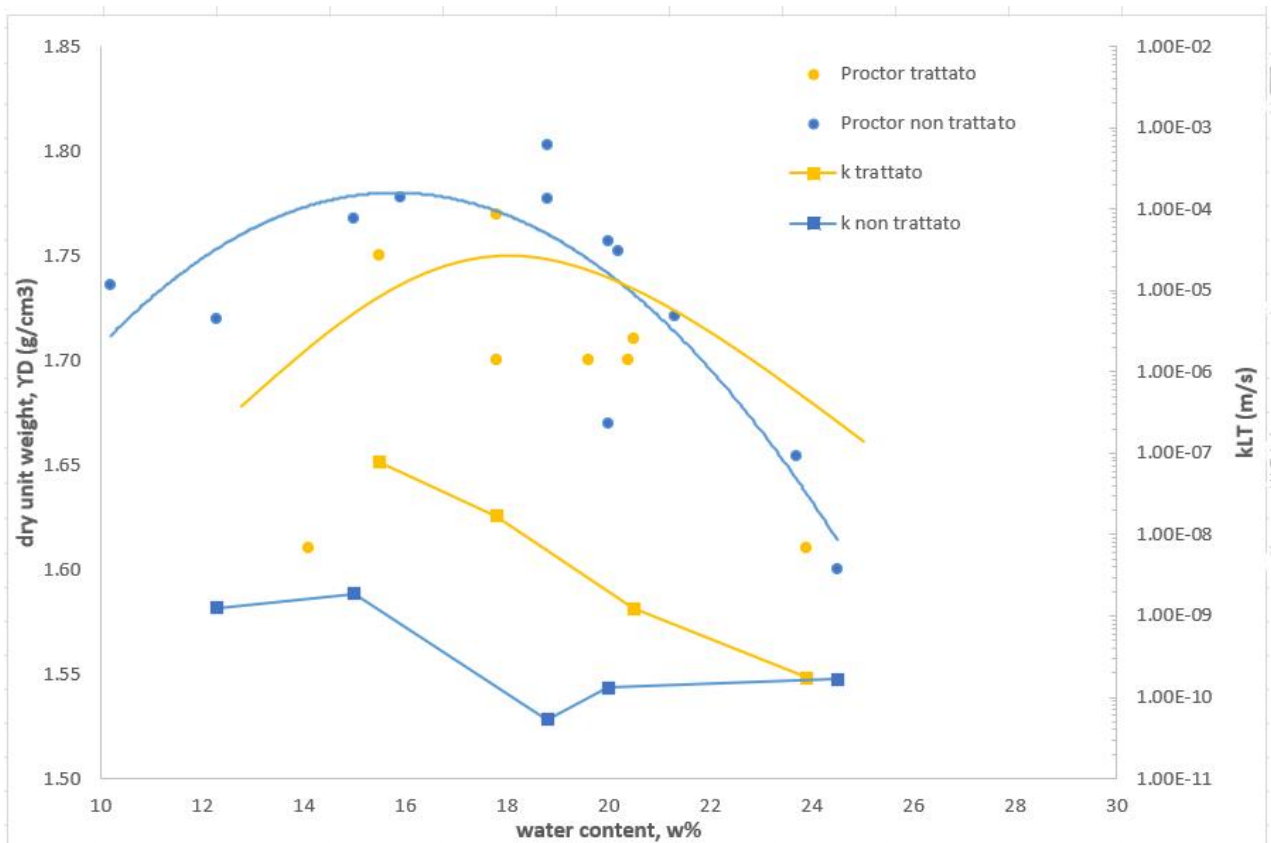
M2-A	M2-B	M3	M7
Klt medio (m/s)	Klt medio (m/s)	Klt medio (m/s)	Klt medio (m/s)
1.23E-09	1.74E-10	7.75E-08	1.71E-08
w post (%)	w post (%)	w post (%)	w post (%)
33.4	26.1	25.4	22.3

[Tab.4 – Confronto del Klt tra i diversi campioni testati]

Nella fig.56 si mettono in relazione le curva Proctor del terreno non trattato e di quello trattato con le loro rispettive permeabilità rilevate a lungo termine, in un unico piano.

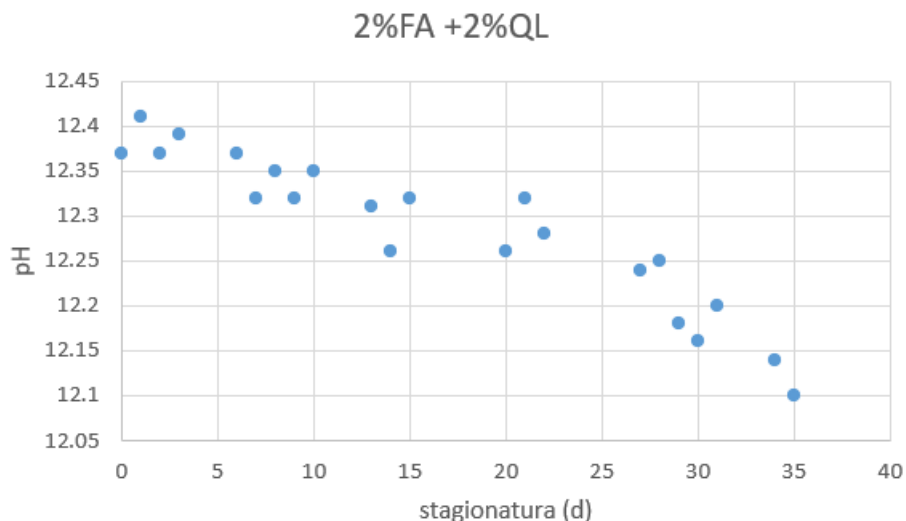
Si osserva che per valori di w fino a w_{opt} (19-20%) I campioni di miscela terra+leganti mostrano valori di permeabilità a lungo termine più elevati dei corrispondenti valori di k per i campioni di terreno non trattato. Tale aumento causa un massimo innalzamento di k di due ordini di grandezza in prossimità dell'umidità ottima.

L'andamento cambia al superamento del contenuto d'acqua ottimo: in tal caso la conducibilità idraulica del terreno trattato si riduce raggiungendo valori molto simili a quelli del terreno naturale compattato, pari a $1.7 \cdot 10^{-10}$ m/s Questo aspetto è dovuto probabilmente, al maggiore sviluppo di prodotti pozzolanici in forma amorfa quando l'acqua presente nel sistema (i.e. nelle porosità) aumenta; tali prodotti, come detto in precedenza, tendono a occludere parzialmente le porosità causando la riduzione di permeabilità a w elevati.



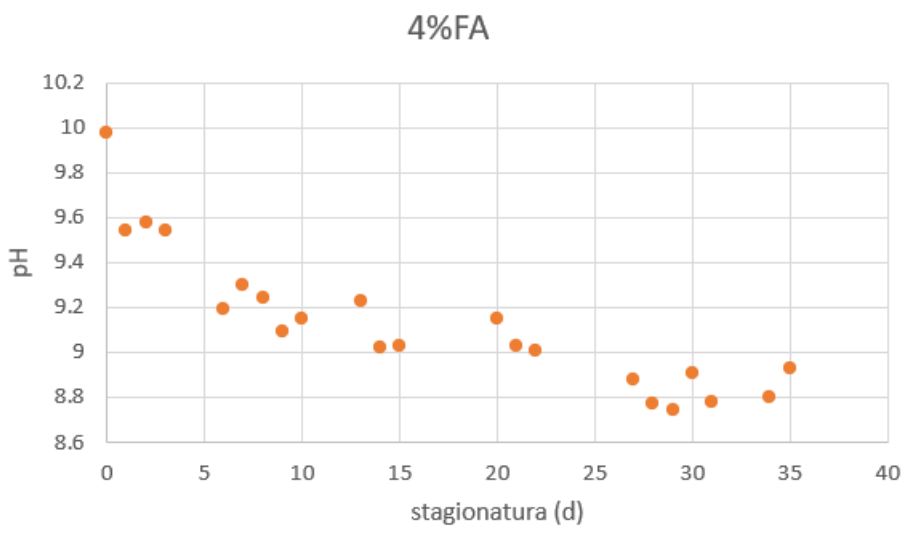
[Fig.56 – Confronto permeabilità-Yd tra terreno trattato e non trattato]

A conferma di ciò, se si osserva l'andamento del pH delle miscele in forma di slurry al progredire della stagionatura, è possibile notare una riduzione progressiva del pH che rispecchia il progredire delle reazioni pozzolaniche; in tali reazioni, infatti, ogni ione calcio che reagisce con la silice SiO_2 (proveniente dalla cenere volante o dalla frazione argillosa del terreno) lega due ioni ossidrile OH^- prima liberi in soluzione acquosa, causando il progressivo, graduale abbassamento del pH (Fig.57).



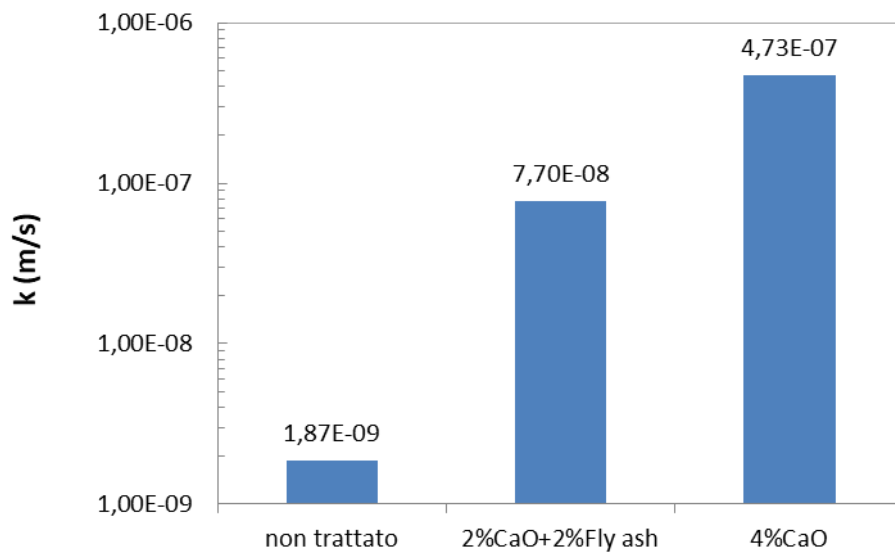
[Fig.57 – Variazione del pH con la stagionatura del campione con 2%FA+2%QL]

Analoga riduzione di pH nel tempo si osserva anche per le miscele in forma di slurry del terreno miscelato con il 4% di sola cenere volante (Fig.58), sebbene i valori di pH siano in generale inferiori (compresi tra 8.8 e 10) poiché in tal caso non è presente la calce viva che funge efficacemente da attivatore innalzando il pH del sistema.



[Fig.58 – Variazione del pH con la stagionatura del campione con 4%FA]

In fig.59 sono confrontati, a parità di w (15%), i valori di permeabilità ottenuti per il terreno non trattato, per il terreno trattato con il 2% di calce viva +2% di fly ash e i valori per il terreno trattato con il 4% di sola calce viva. Si osserva che l'aggiunta combinata dei due leganti, pur non consentendo il raggiungimento dei valori garantiti dall'utilizzo del 4% di sola calce (che conferisce al terreno una capacità drenante maggiore con $k_{LT} = 4.73 \cdot 10^{-7}$ m/s) è in grado di innalzare la permeabilità del terreno di partenza di più di un ordine di grandezza.



[Fig.59 – Confronto a parità di w dei valori di k di terreno non trattato, terreno con 2%CaO+2%FA e terreno con 4%CaO]

4.3 Resistenza a taglio

Le prove di taglio diretto sono state eseguite con l'intento di determinare la massima resistenza a taglio drenata per i tre carichi assiali imposti 50,150 e 250 kPa e per tracciare l'involuppo di rottura in quel campo tensionale. Sono stati sottoposti a prova due campioni identici con lo scopo di verificare l'affidabilità del risultato.

La prova è stata eseguita sul provino M1 e sul provino M6 ad una stagionatura di 7 giorni, in fig.60 sono riportati i dati iniziali e finali delle due terne di provini testati.

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

CAMPIONE:	M1
DEL:	19.09.2023
Stagionatura:	7gg
Velocità di avanzamento:	0,002438 mm/min

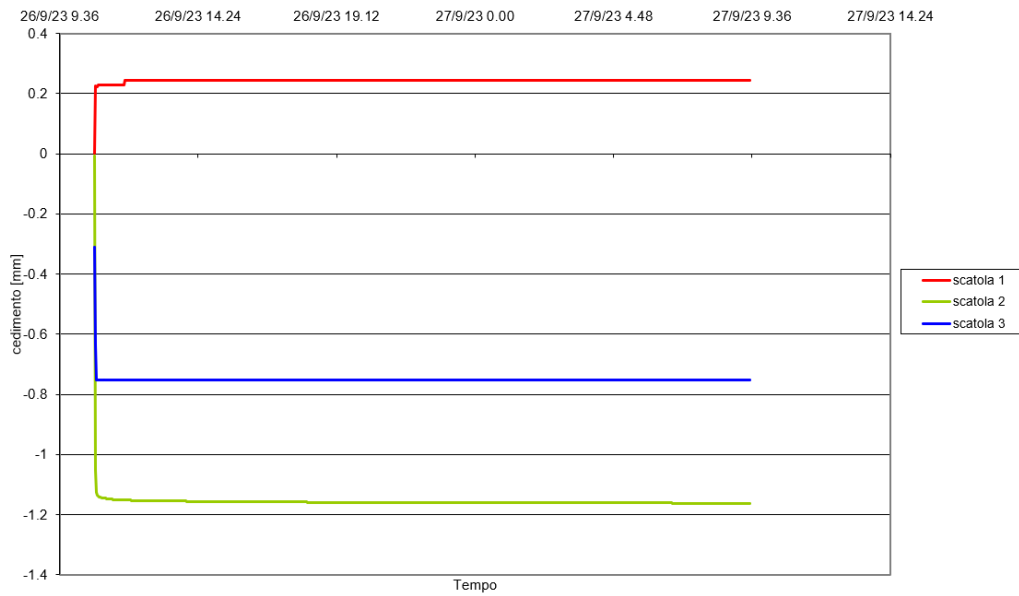
Scatola 1		Scatola 2		Scatola 3	
Carico di preconsolidazione	50 kPa	Carico di preconsolidazione	150 kPa	Carico di preconsolidazione	250 kPa
Tara campionatore	61.91 g	Tara campionatore	62.31 g	Tara campionatore	49.65 g
Peso lordo umido iniziale	207.59 g	Peso lordo umido iniziale	210.78 g	Peso lordo umido iniziale	198.72 g
Peso netto umido iniziale	145.68 g	Peso netto umido iniziale	148.47 g	Peso netto umido iniziale	149.07 g
Contenuto d'acqua iniziale	20.2 %	Contenuto d'acqua iniziale	20.1 %	Contenuto d'acqua iniziale	19.9 %

CAMPIONE:	M6
DEL:	12.12.2023
Stagionatura:	7gg
Velocità di avanzamento:	0,002438 mm/min

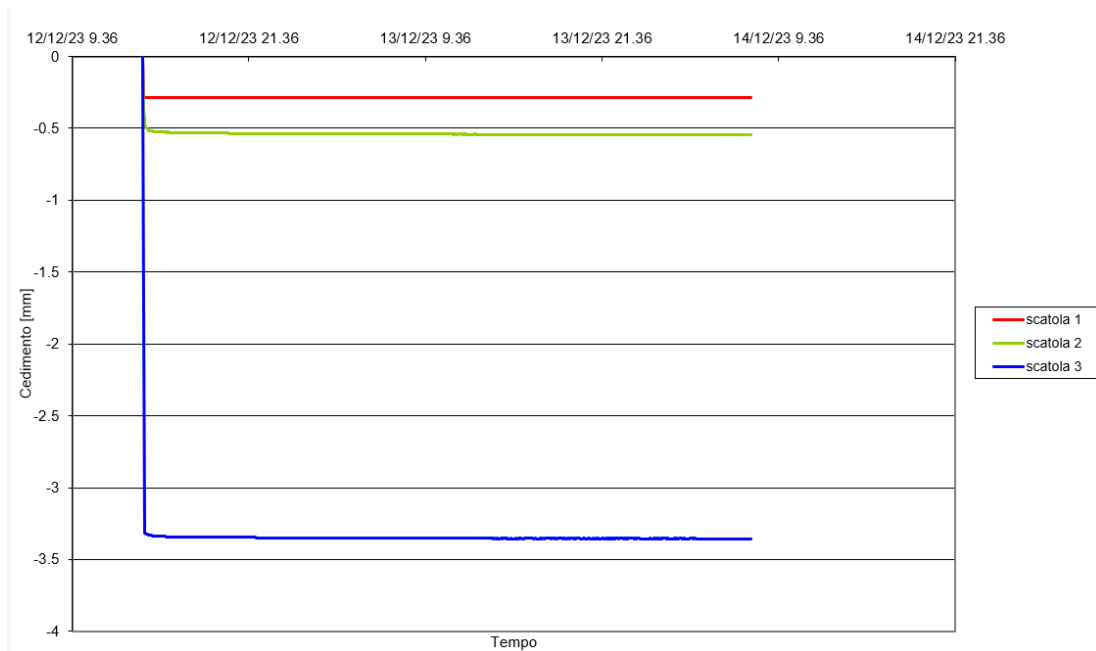
Scatola 1		Scatola 2		Scatola 3	
Carico di preconsolidazione	50 kPa	Carico di preconsolidazione	150 kPa	Carico di preconsolidazione	250 kPa
Tara campionatore	62.06 g	Tara campionatore	62.49 g	Tara campionatore	49.85 g
Peso lordo umido iniziale	210.94 g	Peso lordo umido iniziale	210.25 g	Peso lordo umido iniziale	181.9 g
Peso netto umido iniziale	148.88 g	Peso netto umido iniziale	147.76 g	Peso netto umido iniziale	132.05 g
Contenuto d'acqua iniziale	20.7 %	Contenuto d'acqua iniziale	20.3 %	Contenuto d'acqua iniziale	20.4 %

[Fig.60 – Dati iniziali prova di taglio diretto sul campione M1 e M6]

Come previsto dallo standard di prova, nelle prime 24h i provini sono stati sottoposti alla fase di consolidazione ottenendo le curve cedimenti-tempo mostrate in fig.61 e fig.62 .



[Fig.61 – Grafico ced-t provino M1]

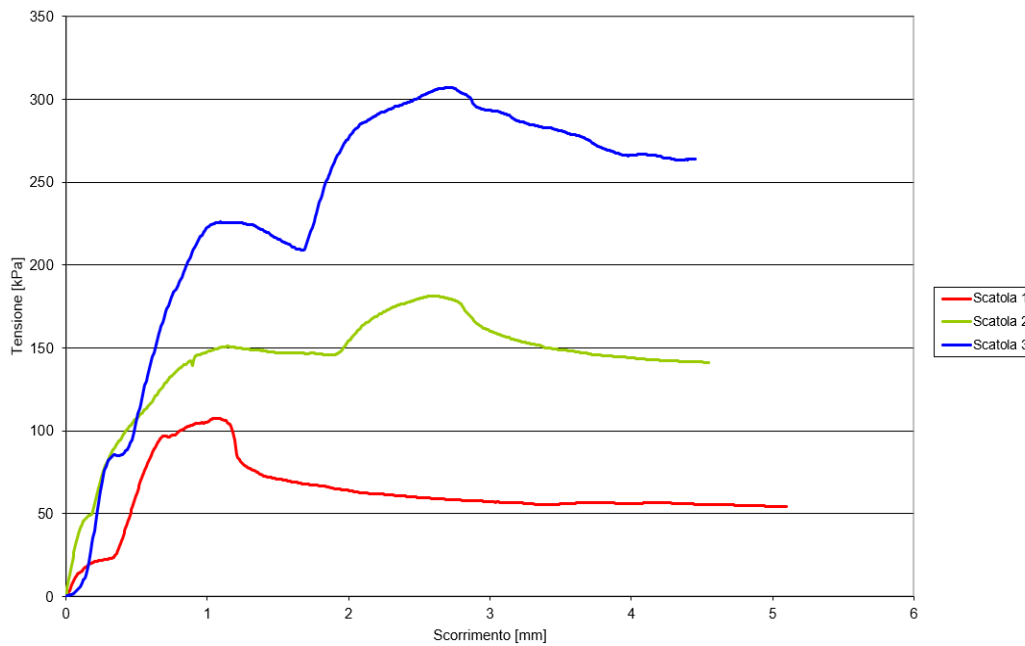


[Fig.62 – Grafico ced-t provino M6]

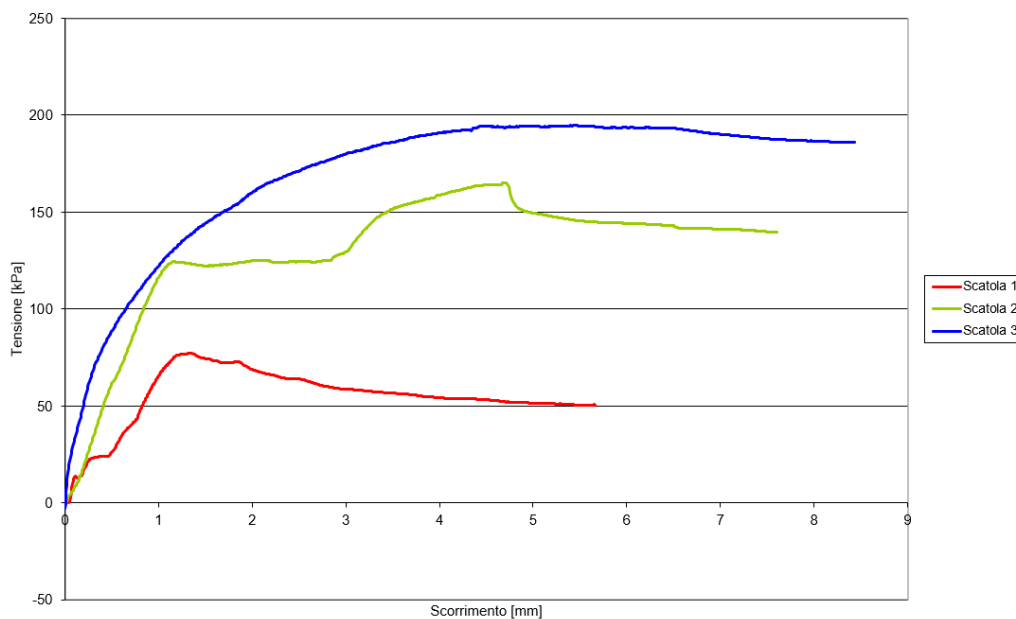
Dal grafico in fig.61 si nota come in fase di consolidazione ci siano stati dei problemi di acquisizione dei dati: il provino nella scatola 1 sembra subire un rigonfiamento probabilmente dovuto a un errore dei segni di cedimento, il provino della scatola 2 ha un cedimento superiore a quello della scatola 3 (sottoposto alla massima tensione verticale), tale valore di spostamento verticale è causato probabilmente anche da un iniziale assestamento del provino stesso all'interno del telaio che potrebbe essere dovuto ad un errato posizionamento all'interno della scatola di taglio.

Passate le prime 24h è stata avviata la fase di taglio alla velocità di 0,002438 mm/min, come detto in precedenza, per garantire una condizione drenata.

Di seguito viene riportato l'andamento del grafico tensione-scorrimento per le due terne di prova (fig.63 e fig.64)



[Fig.63 – Grafico tensione-scorrimento M1]

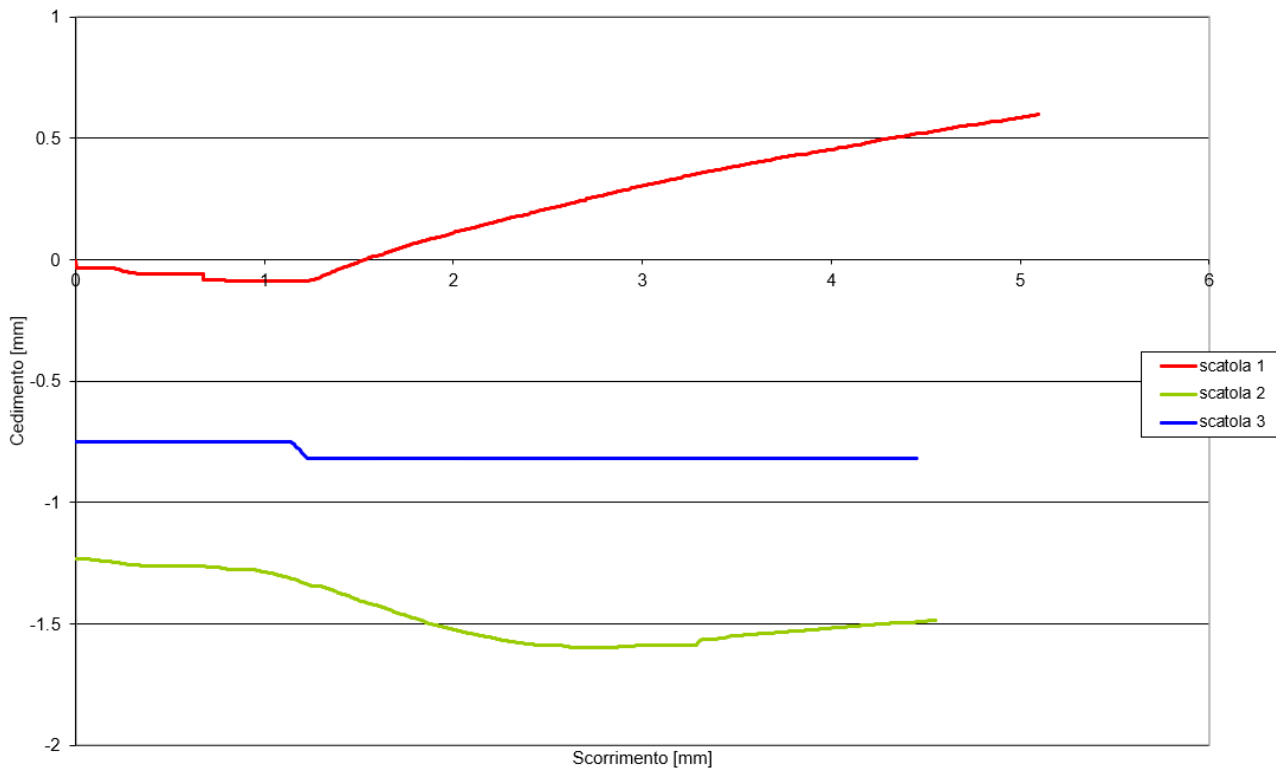


[Fig.64 – Grafico tensione-scorrimento M6]

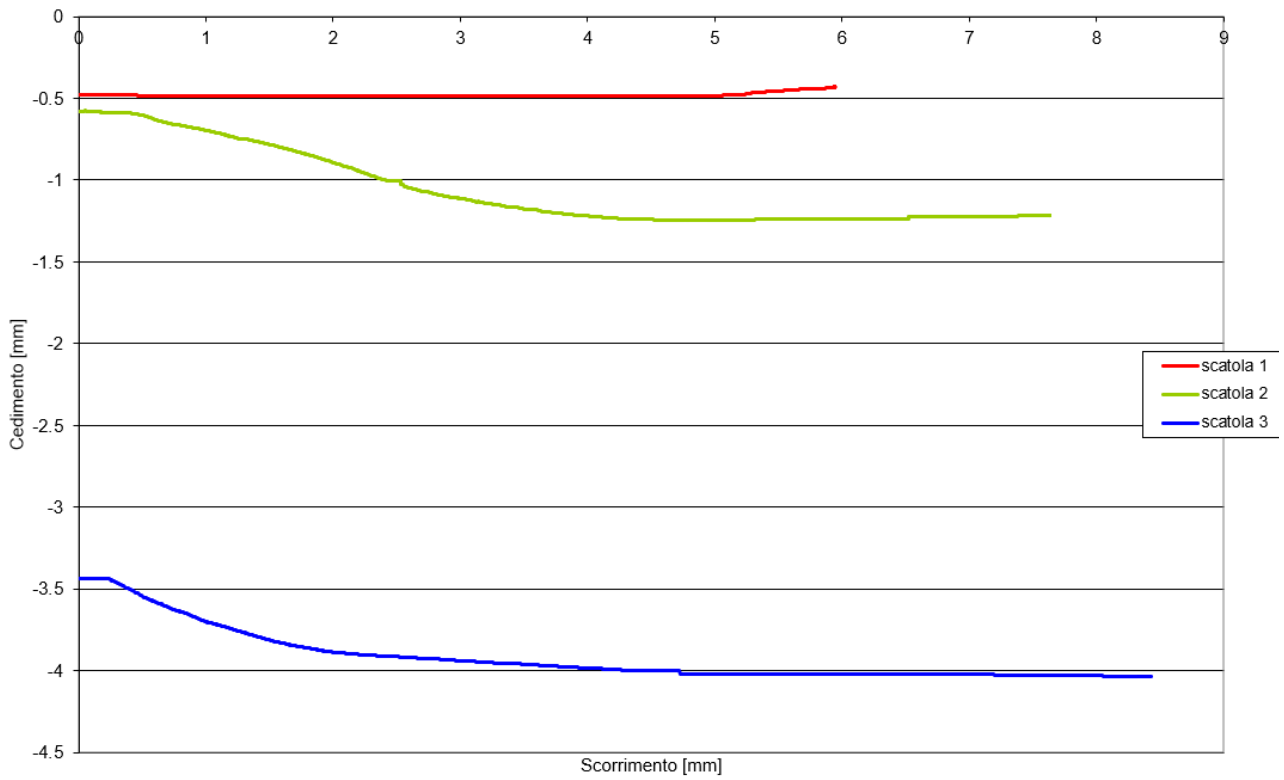
Analizzando i grafici tensione-scorrimento si nota come, in entrambe le prove, tutti i campioni (ad eccezione del campione nella scatola 3 del provino M6 che verrà commentato in seguito) presentano un primo picco seguito da una ripresa della tensione di taglio fino a raggiungere un successivo picco di tensione maggiore.

Questo comportamento probabilmente è dovuto al fatto che durante la prova di taglio non è possibile controllare la geometria della superficie di scorrimento sulla quale avviene la rottura, in particolare, essa può non essere planare e di conseguenza le tensioni tangenziali generate possono risultare non uniformi sulla superficie. Nelle fig. dalla 67 alla 72 si può osservare, infatti, che la traccia della superficie di rottura, nella maggior parte dei casi, è curva e quindi suggerisce che nella fase di taglio può esserci stata una ripresa di tensione a seguito della rottura causata dalla necessità dello “scavallamento” di asperità più o meno pronunciate sulla superficie di taglio.

Di seguito vengono riportati i grafici cedimento-scorrimento per la fase di taglio, relativi ai provini ricavati dai campioni M1e M6 (fig.65 e fig.66). In tal grafici, per i campioni che mostrano un comportamento dilatante, è possibile correlare il flesso nel tracciato dei cedimenti con l’individuazione del picco effettivo di rottura che pertanto risulta essere il primo dei due picchi registrati.



[Fig.65 – Grafico cedimento-scorrimento M1]



[Fig.66 – Grafico cedimento-scorrimento M6]

Terminata la prova i provini sono stati estratti dalle rispettive scatole e ne è stato misurato il w finale . I risultati di w iniziale e finale, unitamente ai valori di densità secca dei provini sono riepilogati nelle immagini da fig.67 a fig.72

- **Scatola 1 provino M1**

w iniziale = 20,2%

w finale = 22,7%

Densità secca = 1,68 g/cm³



[Fig.67 – scatola 1 provino M1]

- **Scatola 2 provino M1**

w iniziale = 20,1%

w finale = 23,2%

Densità secca = 1,72 g/cm³



[Fig.68 – scatola 2 provino M1]

- **Scatola 3 provino M1**

w iniziale = 19,9%

w finale = 22,5%

Densità secca = 1,73 g/cm³



[Fig.69 – scatola 3 provino M1]

- **Scatola 1 provino M6**

w iniziale = 20,7%

w finale = 21,6%

Densità secca = 1,71 g/cm³



[Fig.70 – scatola 1 provino M6]

- **Scatola 2 provino M6**

w iniziale = 20,3%

w finale = 22,7%

Densità secca = 1,71 g/cm³



[Fig.71 – scatola 2 provino M6]

- **Scatola 3 provino M6**

w iniziale = 20,4%

w finale = 26,4%

Densità secca = 1,52 g/cm³



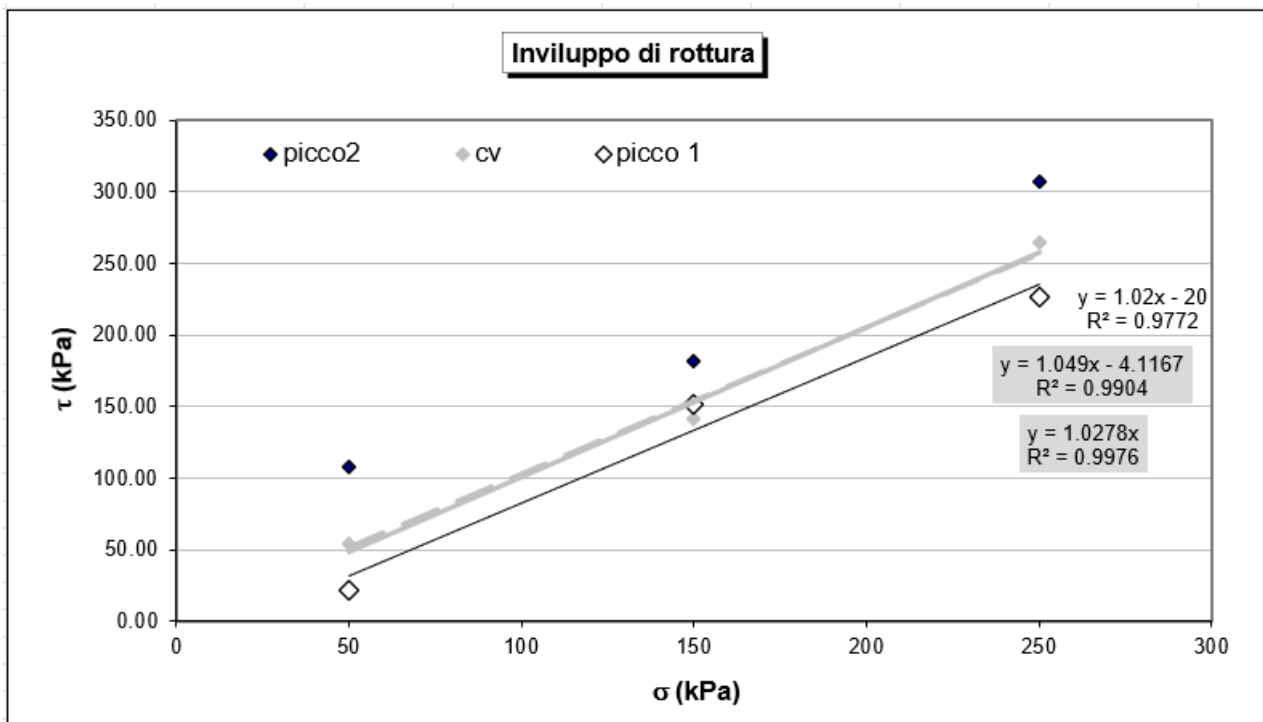
[Fig.72 – scatola 3 provino M6]

Analizzando in particolare il provino nella scatola 3 del campione M6 a fine prova, è ben visibile dalla fig.72 come il provino si presenti rammollito con un valore di w finale molto più alto rispetto agli altri. Tale particolarità è accompagnata da un andamento delle tensioni in funzione degli scorrimenti (vedi fig.64) tipico di un terreno normal consolidato, mentre tutti gli altri provini mostrano un comportamento tipico dei terreni sovraconsolidati con un picco di tensione e a seguire valori stabili a volume costante. Il valore di densità secca corrispondente a tale provino è pari a 1.52 g/cm^3 , significativamente inferiore a quella ottenuta per gli altri provini. Tale valore ridotto è probabilmente dovuto a una disuniformità del campione Proctor confezionato che nell'ultimo strato compattato può presentare densità minore degli altri due. Tale differenza di densità trova conferma anche nel più elevato valore di cedimento in fase di consolidazione per tale provino, pari a 3.4 mm (vedi fig.62). Nel tracciare gli involuপি di rottura mostrati a seguire, si è scelto quindi di escludere i risultati ottenuti per questo provino.

τ picco 1 (kPa)	σ (kPa)
22.00	50
151.00	150
226.00	250
c' (kPa)	ϕ' (°)
20	45.6

τ picco 2 (kPa)	σ (kPa)
107.53	50
181.42	150
307.43	250
c' (kPa)	ϕ' (°)
49	45.0

τ cv (kPa)	σ (kPa)
54.3	50
141.3	150
264.1	250
c' (kPa)	ϕ' (°)
4	46.4
0	45.8

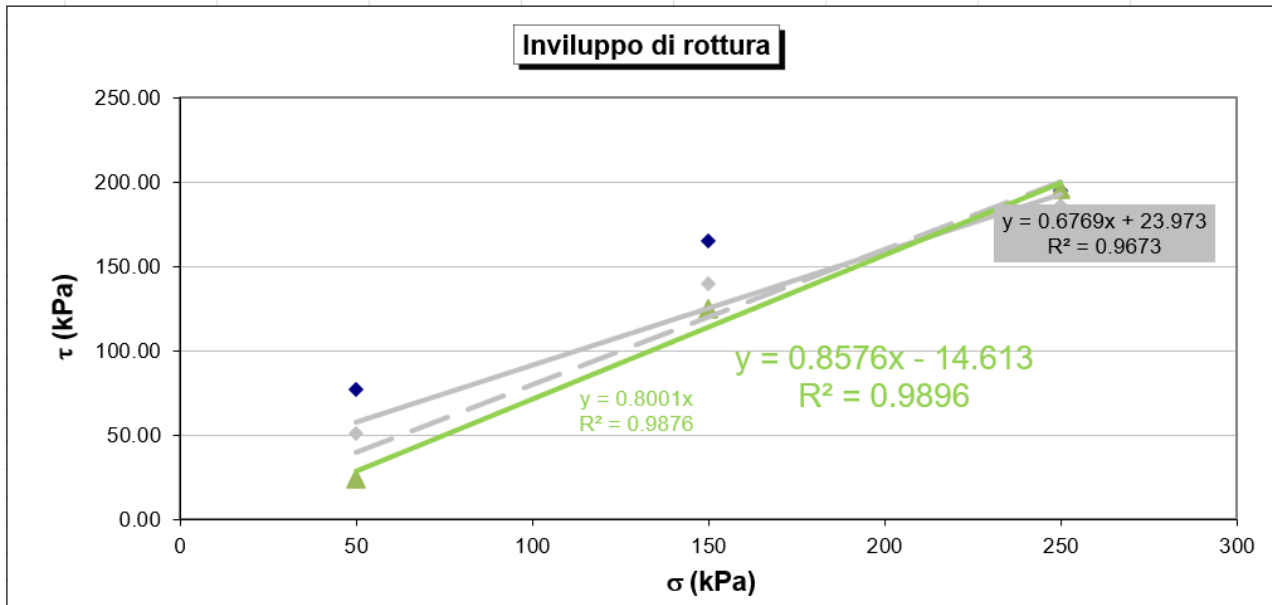


[Fig.73 – Involuppo di rottura M1]

τ picco 2 (kPa)	σ (kPa)
77.27	50
165.07	150
c' (kPa)	ϕ' ($^\circ$)
57.6	30.4

τ picco 1 (kPa)	σ (kPa)
23.18	50
124.20	150
c' (kPa)	ϕ' ($^\circ$)
14.6	40.6

τ residuo (kPa)	σ (kPa)
50.63	50
139.87	150
c' (kPa)	ϕ' ($^\circ$)
24	34.1
0	44.6



[Fig.74 – Inviluppo di rottura M6]

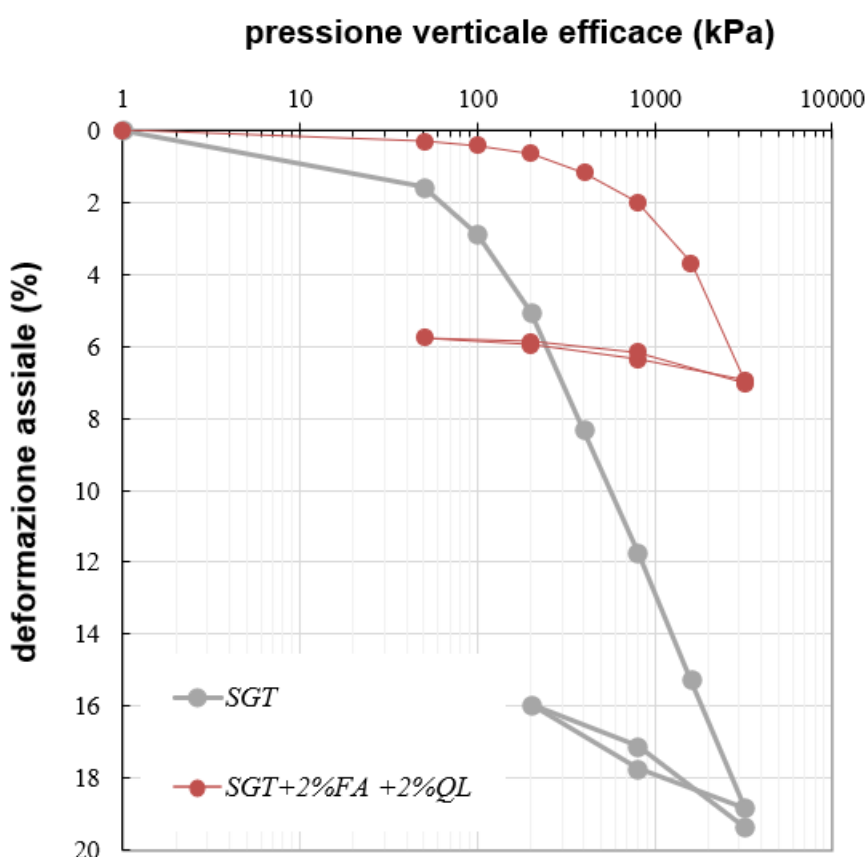
I valori di coesione intercetta e di angolo di resistenza a taglio di picco risultano rispettivamente pari a 20 kPa e 45° per la prima prova e 14 kPa e 40° per la seconda prova. I valori registrati per tale miscela risultano molto buoni in termini di angolo di resistenza a taglio, non altrettanto in termini di coesione. In ogni caso, come mostrato dall'andamento del pH con la stagionatura (fig.57) c'è da attendersi un miglioramento dei parametri fino a 28 giorni poiché il progredire della reazione pozzolanica certamente contribuisce all'aumento di resistenza nel lungo termine.

Viste le difficoltà riscontrate nel corso della prova di taglio diretto, è opportuno verificare i parametri di resistenza a taglio eseguendo una prova triassiale.

Prove triassiali eseguite sullo stesso terreno trattato con il 4% di sola calce viva, a parità di w e di stagionatura ha fornito valori di coesione pari a 87 kPa e angolo di resistenza a taglio di 35° .

4.4 Compressibilità

Uno dei provini di terreno con l'aggiunta del 2% calce viva e del 2% di cenere volante è stato sottoposto a prova di compressione unidimensionale fino a 3200 kPa di pressione verticale applicata a partire da 7 giorni di stagionatura. A conclusione di tale prova sono state tracciate le curve di compressibilità, che mettono in relazione la deformazione assiale in forma percentuale subita dal provino alla pressione verticale efficace applicata (fig.75).



[Fig.75 – Curve di compressibilità]

Graficamente si evidenzia che i cedimenti, rispetto al terreno non trattato, vengono notevolmente ridotti. Nel dettaglio, il suolo non trattato presenta una deformazione assiale massima pari al 19% mentre per il terreno trattato con 2%FA+2%QL si arriva ad una deformazione massima del 7%. Nell'intervallo di carico verticale efficace compreso tra 1600 e 3200 kPa, la deformazione assiale del terreno trattato con la fly ash e calce si è ridotta più del doppio rispetto al terreno non trattato. Nel campo di pressioni tipico delle applicazioni

stradali (fino a 200kPa) il comportamento deformativo a seguito del trattamento presenta bassissimi livelli di deformazione assiale (1%).

Nelle tabelle sono riportate le letture eseguite durante l'esecuzione della prova (vedi fig.76), e nella fig.77 la costruzione di Casagrande utilizzata per l'individuazione dei cedimenti primari.

Pressione verticale = 50 kPa				
Data	Tempo (min)	RadQ (T)	Letture	ΔH (mm)
12/06/23 11:06	0,1	0,32	4,0	0,040
12/06/23 11:06	0,25	0,50	4,3	0,043
12/06/23 11:06	0,5	0,71	4,6	0,046
12/06/23 11:07	1	1,00	4,6	0,046
12/06/23 11:08	2	1,41	4,9	0,049
12/06/23 11:10	4	2,00	4,9	0,049
12/06/23 11:14	8	2,83	5,0	0,050
12/06/23 11:21	15	3,87	5,0	0,050
12/06/23 11:36	30	5,48	5,0	0,050
12/06/23 12:06	60	7,75	5,0	0,050
12/06/23 13:06	120	10,95	5,3	0,053
12/06/23 15:06	240	15,49	5,3	0,053
13/06/23 14:58	1672	40,89	5,6	0,056

Pressione verticale = 100 kPa				
Data	Tempo (min)	RadQ (T)	Letture	ΔH (mm)
13/06/23 15:00	0,1	0,32	6,6	0,066
13/06/23 15:00	0,25	0,50	6,9	0,069
13/06/23 15:00	0,5	0,71	6,9	0,069
13/06/23 15:01	1	1,00	6,9	0,069
13/06/23 15:02	2	1,41	7,0	0,070
13/06/23 15:04	4	2,00	7,0	0,070
13/06/23 15:08	8	2,83	7,0	0,070
13/06/23 15:15	15	3,87	7,0	0,070
13/06/23 15:30	30	5,48	7,3	0,073
13/06/23 16:00	60	7,75	7,3	0,073
13/06/23 17:00	120	10,95	7,6	0,076
13/06/23 19:00	240	15,49	7,6	0,076
14/06/23 14:23	1403	37,46	7,9	0,079

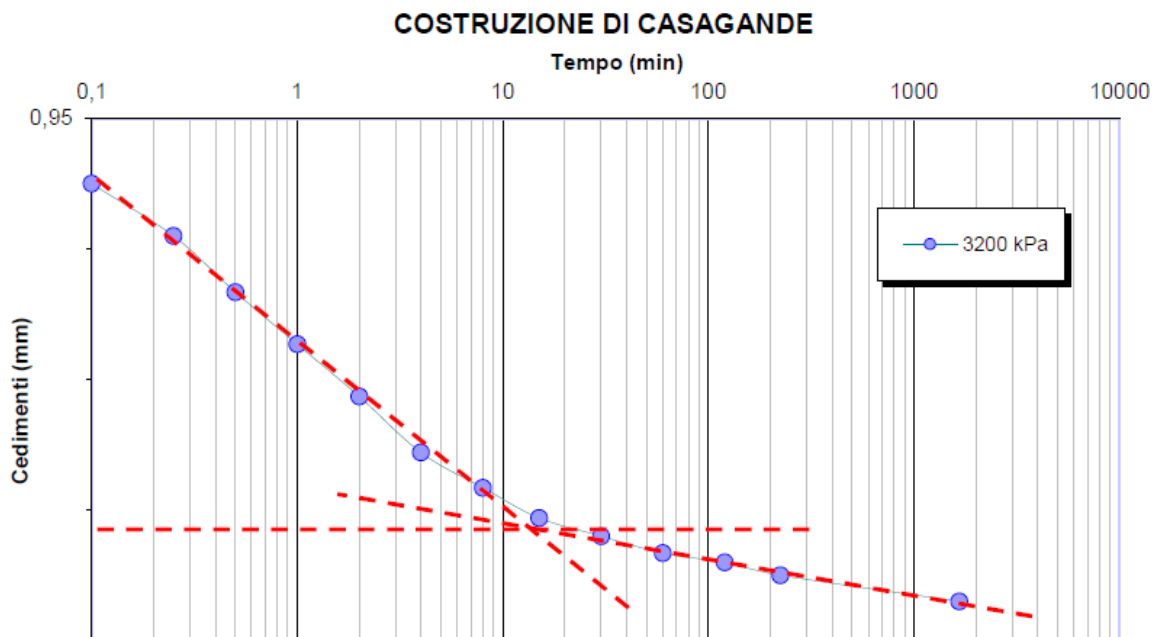
Pressione verticale = 200 kPa				
Data	Tempo (min)	RadQ (T)	Letture	ΔH (mm)
14/06/23 14:23	0,1	0,32	10,0	0,100
14/06/23 14:23	0,25	0,50	10,3	0,103
14/06/23 14:23	0,5	0,71	10,3	0,103
14/06/23 14:24	1	1,00	10,6	0,106
14/06/23 14:25	2	1,41	10,6	0,106
14/06/23 14:27	4	2,00	10,9	0,109
14/06/23 14:31	8	2,83	11,0	0,110
14/06/23 14:38	15	3,87	11,0	0,110
14/06/23 14:53	30	5,48	11,3	0,113
14/06/23 15:23	60	7,75	11,6	0,116
14/06/23 16:23	120	10,95	11,6	0,116
14/06/23 18:23	240	15,49	11,9	0,119
15/06/23 15:42	1519	38,97	12,3	0,123

Pressione verticale = 400 kPa				
Data	Tempo (min)	RadQ (T)	Letture	ΔH (mm)
15/06/23 15:43	0,1	0,32	18,0	0,180
15/06/23 15:43	0,25	0,50	18,3	0,183
15/06/23 15:43	0,5	0,71	18,6	0,186
15/06/23 15:44	1	1,00	18,9	0,189
15/06/23 15:45	2	1,41	19,3	0,193
15/06/23 15:47	4	2,00	19,9	0,199
15/06/23 15:51	8	2,83	20,0	0,200
15/06/23 15:58	15	3,87	20,3	0,203
15/06/23 16:13	30	5,48	20,9	0,209
15/06/23 16:43	60	7,75	21,0	0,210
15/06/23 17:43	120	10,95	21,3	0,213
15/06/23 19:00	197	14,04	21,6	0,216
16/06/23 15:00	1397	37,38	22,3	0,223

Pressione verticale = 800 kPa					Pressione verticale = 1600 kPa				
Data	Tempo (min)	(+15%)	Lecture	ΔH (mm)	Data	Tempo (min)	(+15%)	Lecture	ΔH (mm)
19/06/23 11:17	0,1	0,36	32,0	0,320	20/06/23 10:40	0,10	0,363	57,0	0,570
19/06/23 11:17	0,25	0,58	32,6	0,326	20/06/23 10:40	0,25	0,575	58,6	0,586
19/06/23 11:17	0,5	0,81	32,9	0,329	20/06/23 10:40	0,50	0,813	59,9	0,599
19/06/23 11:18	1	1,15	33,0	0,330	20/06/23 10:41	1,00	1,15	61,0	0,610
19/06/23 11:19	2	1,63	33,9	0,339	20/06/23 10:42	2,00	1,626	62,6	0,626
19/06/23 11:21	4	2,30	34,3	0,343	20/06/23 10:44	4,00	2,3	63,6	0,636
19/06/23 11:25	8	3,25	34,6	0,346	20/06/23 10:48	8,00	3,252	64,9	0,649
19/06/23 11:32	15	4,45	35,0	0,350	20/06/23 10:55	15,00	4,453	65,6	0,656
19/06/23 11:47	30	6,30	35,6	0,356	20/06/23 11:10	30,00	6,298	66,3	0,663
19/06/23 12:17	60	8,91	36,0	0,360	20/06/23 11:40	60,00	8,907	67,0	0,670
19/06/23 13:17	120	12,60	36,9	0,369	20/06/23 12:40	120,00	12,59	67,9	0,679
19/06/23 15:23	246	18,04	36,9	0,369	20/06/23 14:43	243,00	17,92	68,3	0,683
20/06/23 10:39	1402	43,06	38,0	0,380	21/06/23 10:52	1452,00	43,82	69,9	0,699

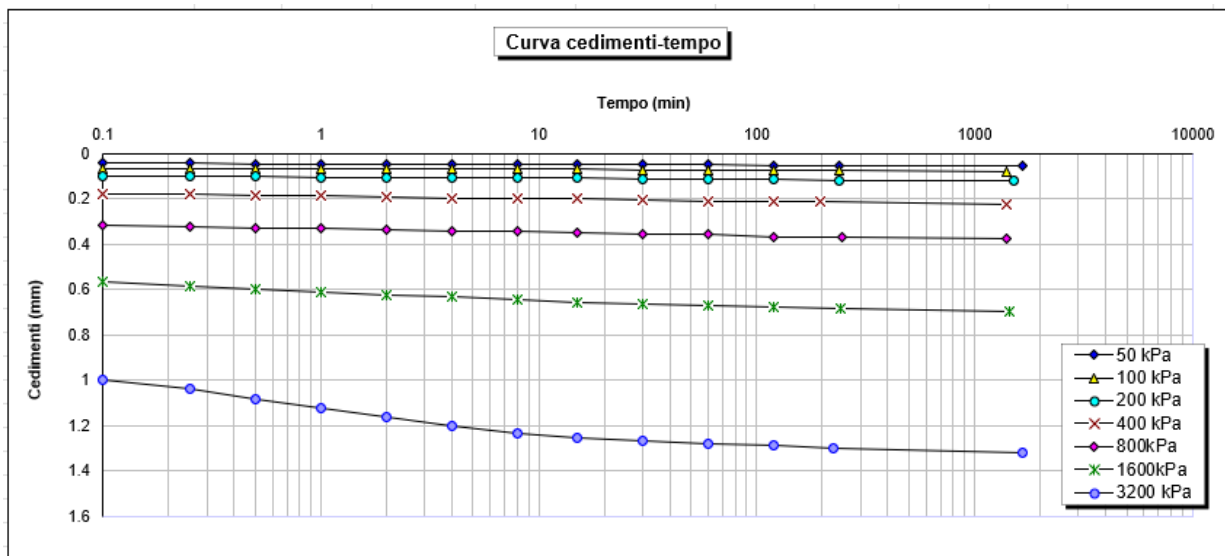
Pressione verticale = 3200 kPa				
Data	Tempo (min)	(+15%)	Lecture	ΔH mm
21/06/23 10:54	0,1	0,36	100,0	1,000
21/06/23 10:54	0,25	0,57	104,0	1,040
21/06/23 10:54	0,50	0,81	108,3	1,083
21/06/23 10:55	1	1,15	112,3	1,123
21/06/23 10:56	2	1,63	116,3	1,163
21/06/23 10:58	4	2,30	120,6	1,206
21/06/23 11:02	8	3,25	123,3	1,233
21/06/23 11:09	15	4,45	125,6	1,256
21/06/23 11:24	30	6,30	127,0	1,270
21/06/23 11:54	60	8,91	128,3	1,283
21/06/23 12:54	120	12,60	129,0	1,290
21/06/23 14:38	224	17,21	130,0	1,300
22/06/23 14:32	1658	46,83	132,0	1,320

[Fig.76 – Lecture prova edometrica]

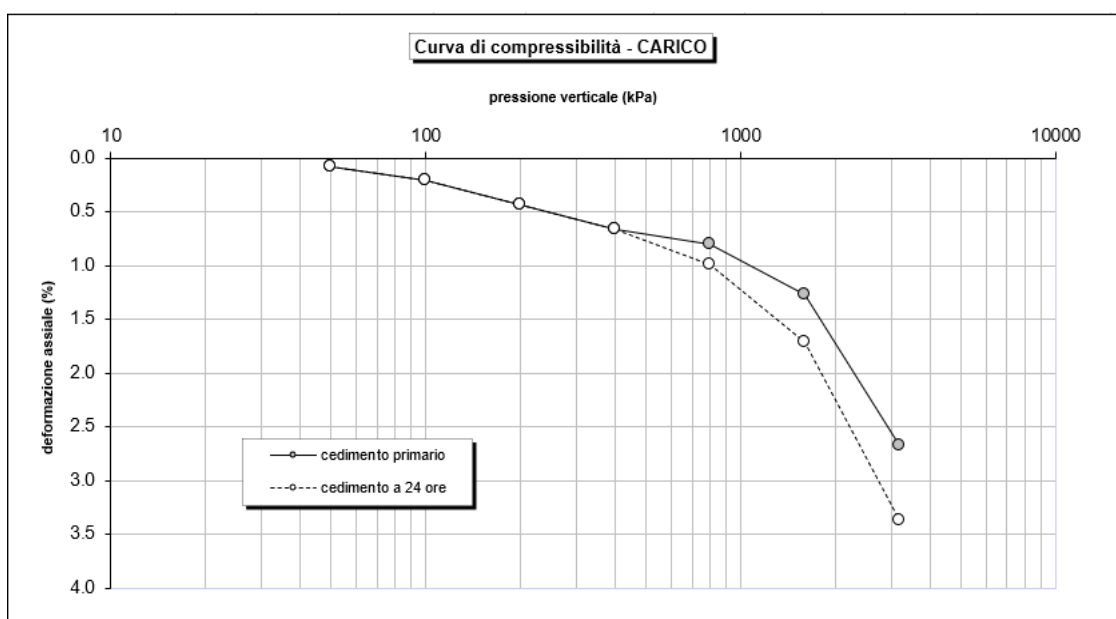


[Fig.77 – Costruzione di Casagrande del MIX C per il calcolo del cedimento primario con carico 3200 kPa]

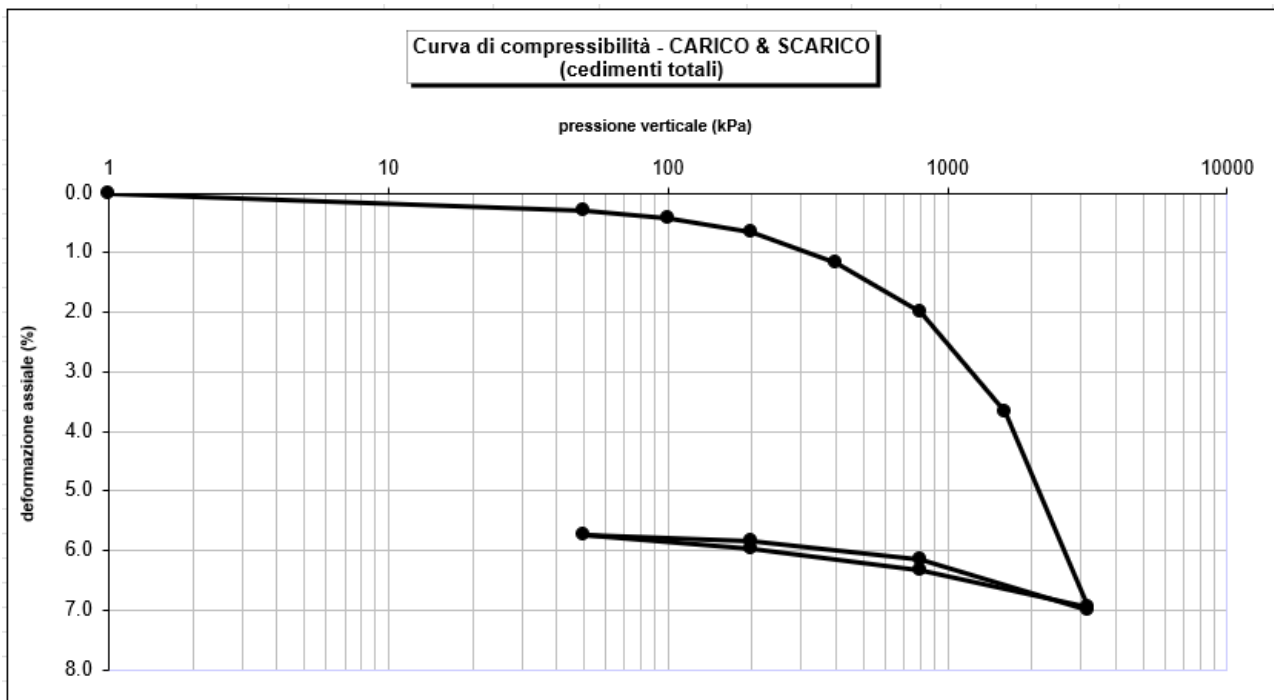
A fine prova è stato possibile ricostruire il comportamento del terreno durante la fase di applicazione dei carichi, rappresentandolo graficamente attraverso la curva cedimenti-tempo. Dopo aver individuato, mediante la costruzione di Casagrande i cedimenti primari, sono state tracciate le curve di compressibilità in fase di carico e di scarico, e il diagramma del modulo edometrico sia considerando i cedimenti totali (immediato+primario+secondario) sia riferite ai soli cedimenti primari. Di seguito sono riportati i grafici relativi al provino di terreno trattato con il 2% di fly ash e il 2% di calce (vedi dalla fig.78 alla fig.80).



[Fig.78 – Curva cedimenti-tempo]

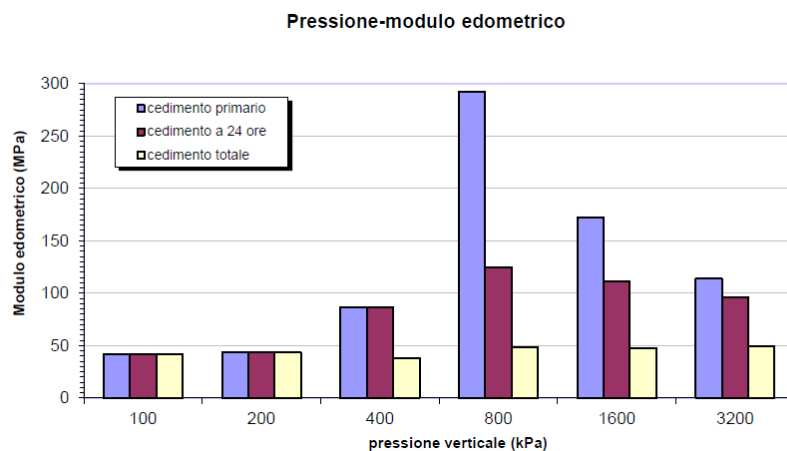


[Fig.79 - Curva di compressibilità di carico (deformazione assiale)]

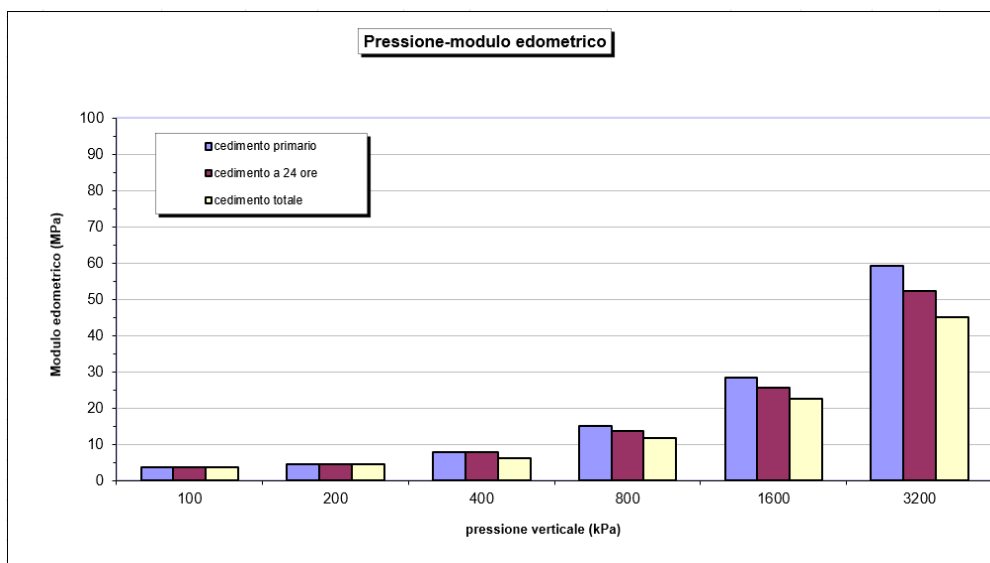


[Fig.80 - Curva di compressibilità di carico e scarico (deformazione assiale)]

Dal rapporto tra l'incremento di pressione verticale e il coefficiente adimensionale di deformazione si ottiene il valore del modulo edometrico (E_{ed}), il cui valore è fondamentale per esprimere la propensione dei materiali ad allungarsi o ad accorciarsi a seguito dell'azione di una forza di carico. Di fatto, tanto è maggiore il valore del modulo edometrico, tanto meno è deformabile il materiale. Di seguito si riporta il confronto tra terreno naturale e terreno trattato con 2%FA+2%QL.



[Fig.81 - Diagramma del modulo edometrico E_{ed} terreno trattato]

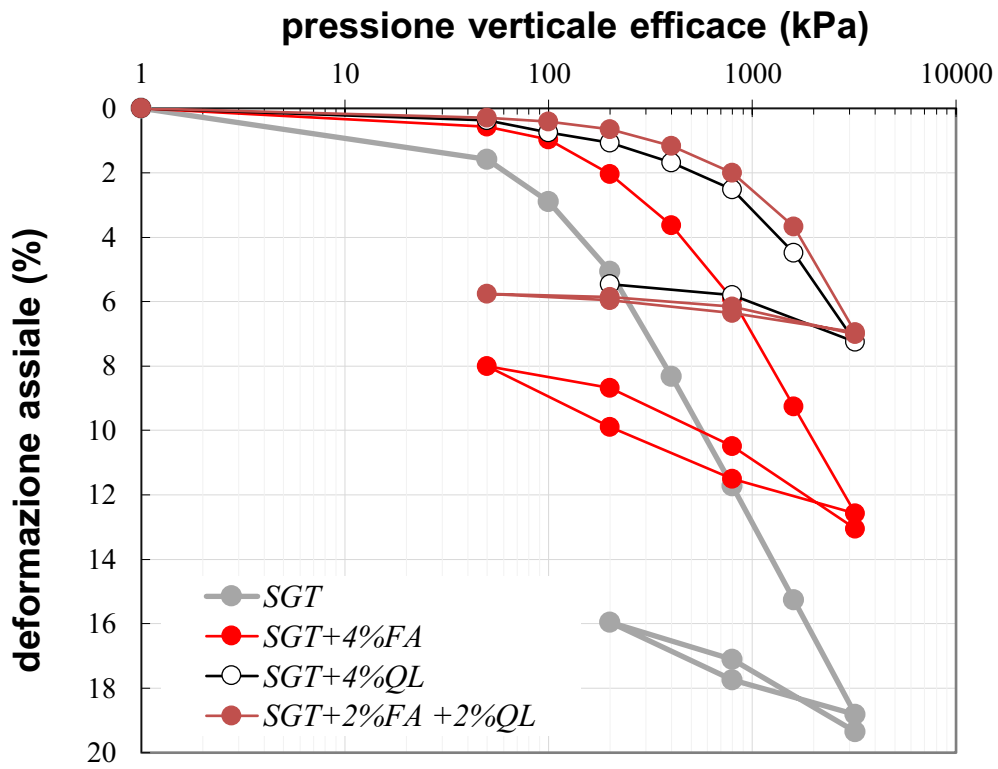


[Fig.82 – Diagramma del modulo edometrico E_{ed} terreno trattato]

Dal confronto dei due grafici si nota come il modulo edometrico E_{ed} relativo al cedimento totale del terreno trattato è addirittura quasi 5 volte maggiore, nel caso di una pressione verticale di 800kPa. In generale possiamo affermare che il trattamento del terreno con calce+cenere volante produce un aumento significativo di tale parametro.

In fig.83 la curva di compressibilità ottenuta per il terreno trattato con la combinazione dei due leganti viene confrontata con la curva ottenuta per lo stesso terreno a parità di stagionatura e contenuto d'acqua trattato alternativamente con il 4% di calce viva o con il 4% di cenere volante. Si osserva che il binomio dei due leganti riduce la compressibilità tanto quanto il trattamento con sola calce aggiungendo un contributo in termini di sostenibilità al processo, essendo la cenere volante un prodotto di scarto. Per quanto riguarda il trattamento con cenere volante, questo, pur migliorando le prestazioni di partenza, non offre gli stessi benefici degli altri due trattamenti; ciò evidenzia la necessità di aggiungere un attivatore alla cenere volante per ottimizzarne le prestazioni.

È comunque necessario sottolineare che fino a carichi di 100 kPa le prestazioni delle 3 miscele testate sono accettabili per le applicazioni di opere in terra.

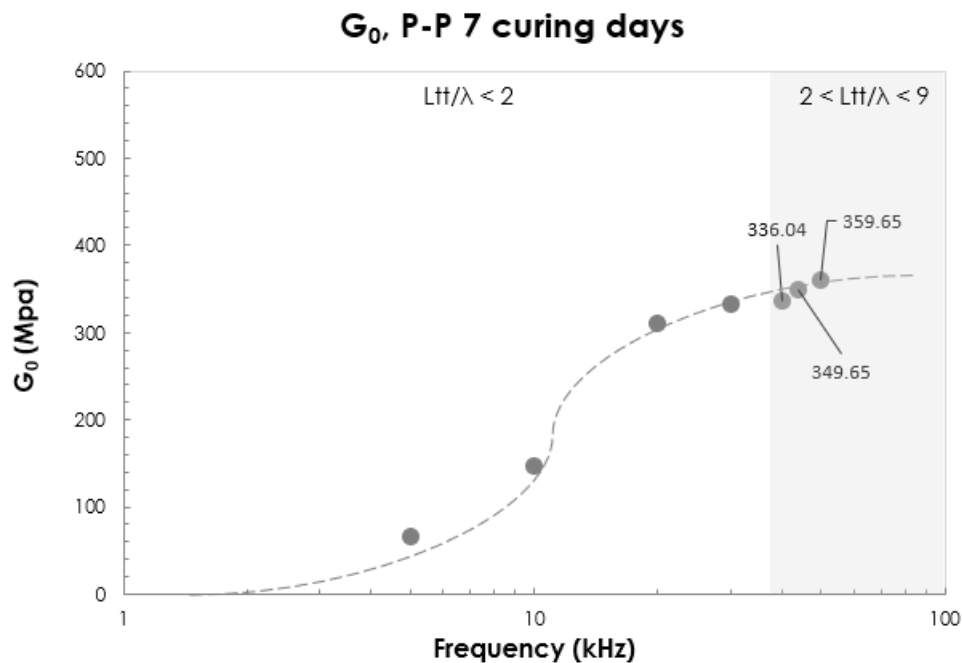


[Fig.83 – Confronto curve di compressibilità]

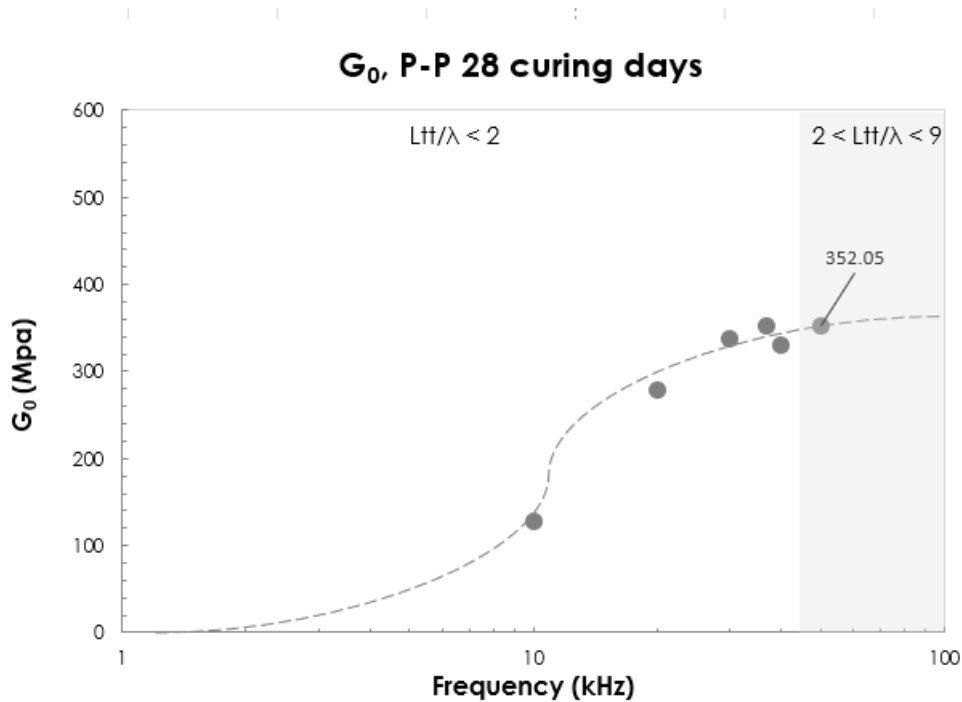
4.5 Rigidezza

La prova con Bender Elements è stata eseguita su un campione compattato in prossimità dell'ottimo Proctor, testato a partire dalla seconda ora dopo la miscelazione e compattazione. Sono stati inviati al campione segnali di input a diverse frequenze, da 5kHz fino a 50kHz, utilizzando un'onda sinusoidale di ampiezza 20 Vpp.

Dall'interpretazione dei segnali con il metodo *Peack to Peack* (P-P), individuato come il metodo più affidabile per i terreni trattati con leganti, sono stati diagrammati i valori di G_0 , ottenuti dall'equazione descritta nel paragrafo 3.2.6, in funzione della frequenza f e del tempo di stagionatura. (fig.84 e fig.85)



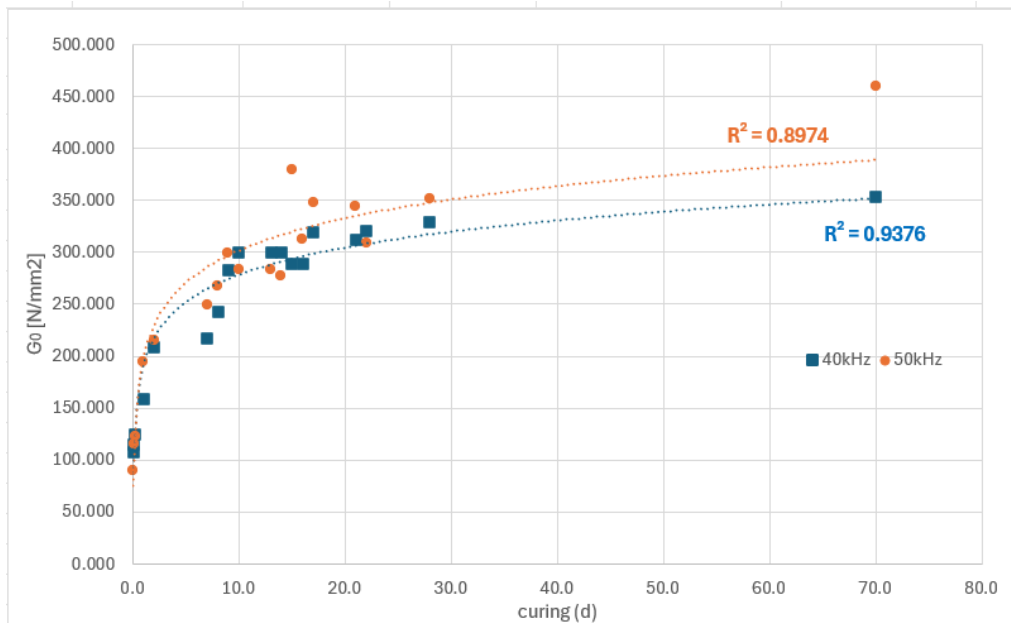
[Fig.84 – determinazione G_0 a diverse frequenze a 7 giorni di stagionatura]



[Fig.85 – determinazione G_0 a diverse frequenze a 28 giorni di stagionatura]

Dalle figure 84 e 85, che riportano i valori di G_0 in funzione della frequenza rispettivamente per 7 e 28 giorni di stagionatura, è possibile osservare che i valori di modulo di taglio aumentano all'aumentare della frequenza dell'onda trasmessa e che si stabilizzano solo dopo un certo valore di frequenza. Si ritengono valori affidabili di G_0 quei valori che corrispondono a un valore di $\frac{Ltt}{\lambda}$ compreso tra 2 e 9, valori al di fuori di tale range sono associati all'effetto prevalente del *near field* che disturba il segnale ricevuto compromettendone l'interpretazione. Pertanto, valori affidabili di G_0 sono ottenuti solo a frequenze superiori ai 40kHz.

Per questo motivo si è scelto di riportare e discutere i valori di G_0 in funzione del tempo di stagionatura solo per le frequenze di 40 e 50 kHz (Fig. 86)



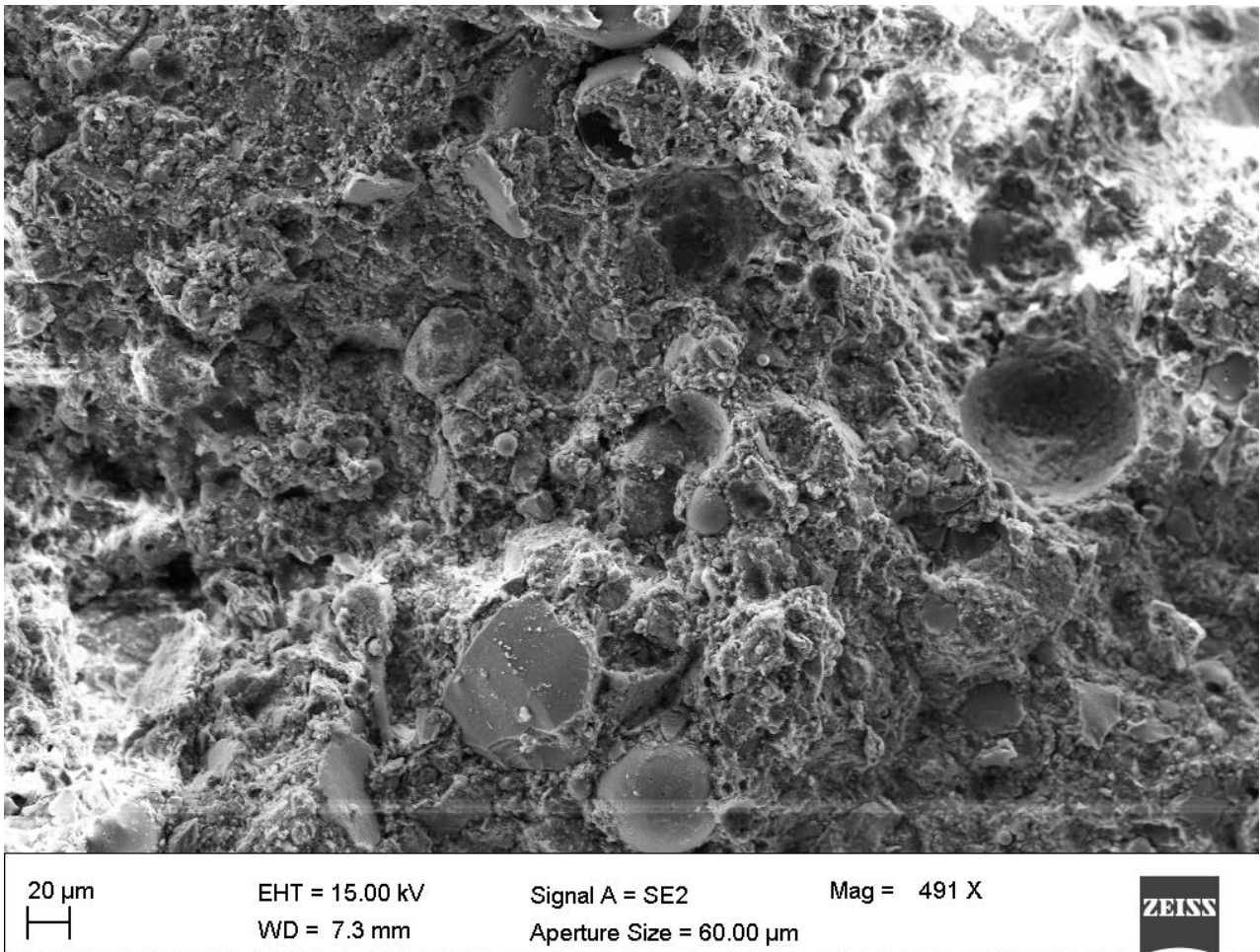
[Fig.86 – Andamento di G_0 in funzione della stagionatura]

Dal grafico si nota come il modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0 aumenta con il passare della stagionatura. In particolare, G_0 aumenta da 100 N/mm² a 220 N/mm² nei primi due giorni e successivamente aumenta più gradualmente fino a 7 giorni per poi riprendere a incrementarsi più rapidamente tra 7 e 10 giorni raggiungendo valori di 300 N/mm² e poi mantenersi stabile attorno a quel valore all'aumentare della stagionatura. L'aumento di rigidità è certamente causato dallo sviluppo delle reazioni pozzolaniche nel sistema, ad opera sia della calce che della cenere volante.

Tale andamento è in accordo con quello ottenuto per la permeabilità del campione allo stesso contenuto d'acqua ($w=20\%$, vedi fig.54), anche in tal caso, la riduzione di permeabilità avviene fino a 10 giorni di stagionatura per poi mantenersi su valori stabili a stagionature maggiori.

4.6 Osservazioni e analisi al SEM

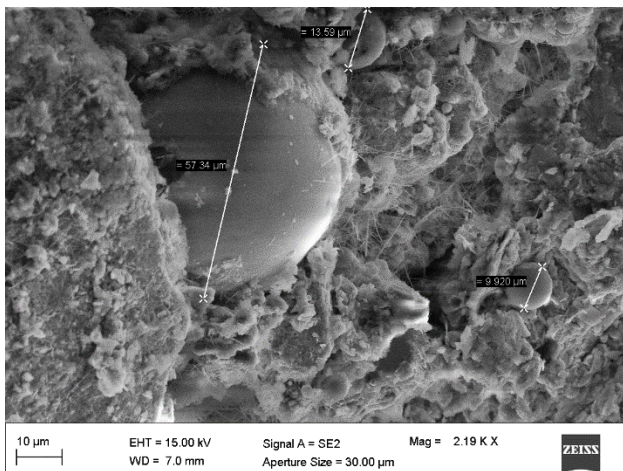
Al termine della prova di conducibilità idraulica, è stata eseguita l'osservazione al Microscopio Elettronico a Scansione (SEM) di un campione estratto dal provino di terreno trattato con il 2% di cenere volante e 2% di calce viva. Il campione è stato sottoposto a essiccamento all'aria per 24 ore e successiva doratura in preparazione alla fase di osservazione con il microscopio.



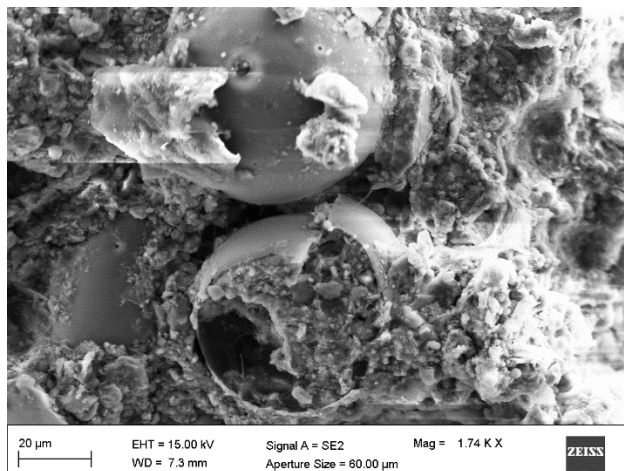
[Fig.87 – Immagine al microscopio del terreno trattato (ingrandimento 491 X)]

Dalle immagini ottenute si individua una distribuzione non uniforme dei prodotti di reazione (vedi figura 88 e 89). In particolare, la cenere volante è presente nel campione in due forme: come particelle sferiche con superficie rugosa e come particelle sferiche che presentano una superficie liscia. Le prime sono testimonianza dello sviluppo di prodotti pozzolanici di reazione principalmente di natura amorfa; al contrario, le seconde, che non hanno reagito nel sistema, possono avere solamente

una funzione di “filler” delle porosità conferendo al campione una struttura più chiusa e compatta ma non cementazione.

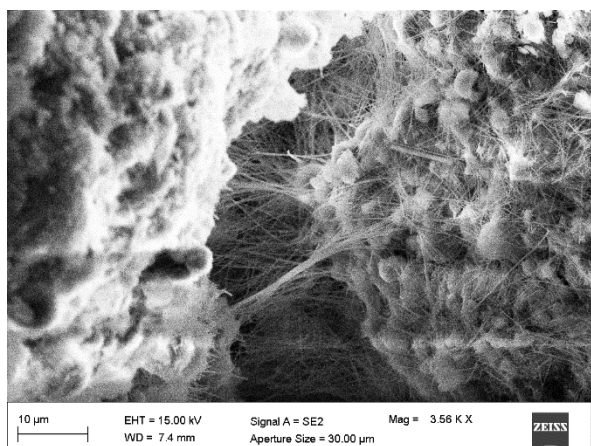


[Fig.88 – Immagine al microscopio del terreno trattato (ingrandimento 2,19kx)]

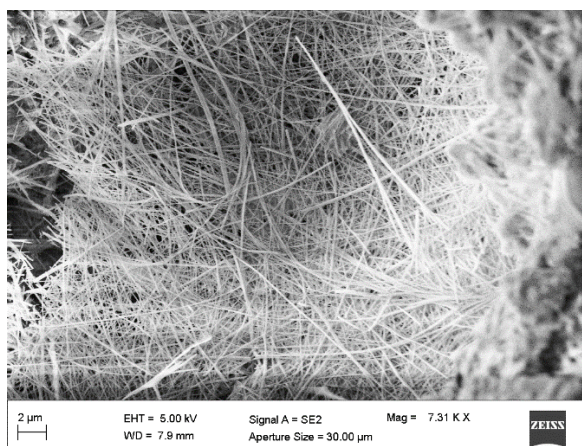


[Fig.89 – Immagine al microscopio del terreno trattato (ingrandimento 1,74kx)]

Sul campione sottoposto a osservazione si rileva, inoltre, la presenza di prodotti pozzolanici sotto forma di strutture aghiformi, corrispondenti a C-S-H in forma cristallina tipicamente derivante dalle reazioni tra la calce e i silicati disponibili nella frazione argillosa del terreno e nella cenere volante (vedi figura 90 e 91). Tali strutture svolgono la funzione di legante, collegando fisicamente le pareti delle porosità createsi tra i grani del terreno, migliorando così anche le prestazioni meccaniche della miscela.

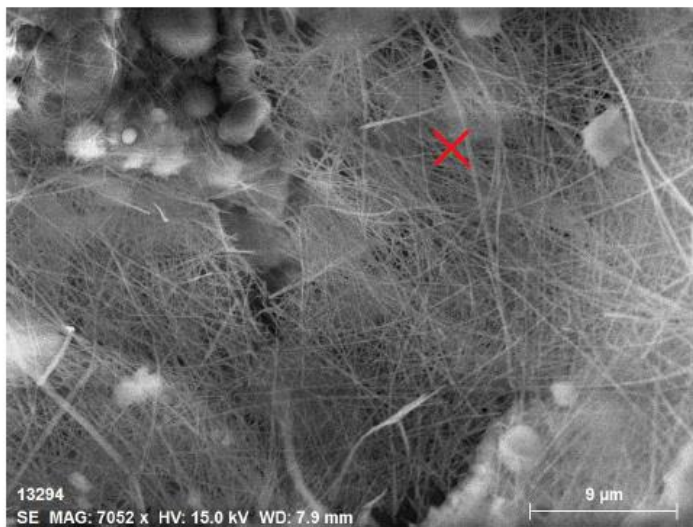


[Fig.90 – Immagine al microscopio del terreno trattato (ingrandimento 3,56k X)]

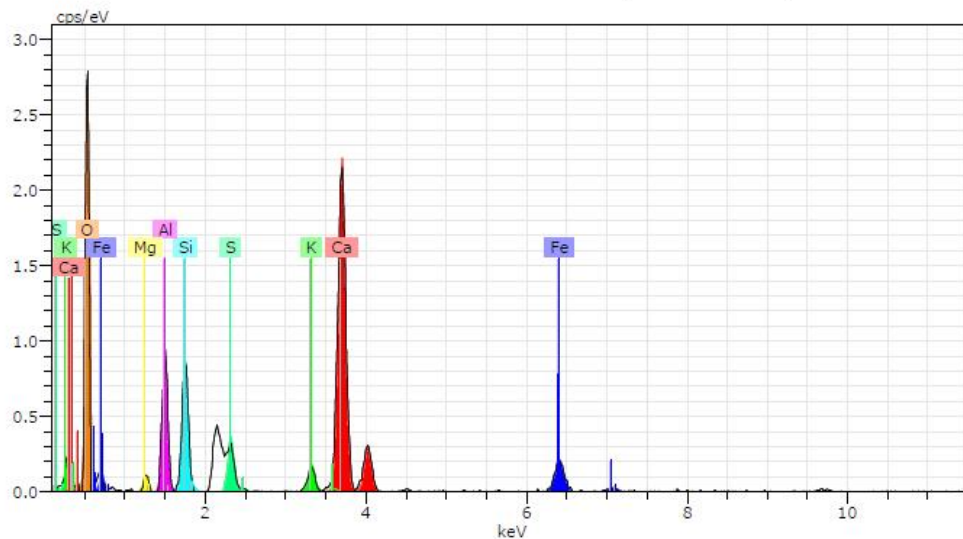


[Fig.91 – Immagine al microscopio del terreno trattato (ingrandimento 7,31k X)]

Mediante l'utilizzo della spettroscopia a raggi X (EDS) sono stati identificati inoltre i seguenti elementi componenti del terreno additivato: calcio, potassio, ferro, silicio, alluminio, magnesio, ossigeno e zolfo. Nello specifico, di seguito, sono riportate le composizioni percentuali in peso in due punti specifici del campione (segnati con delle croci rosse in fig.92 e 93): nel primo caso l'analisi è stata eseguita in prossimità delle strutture cristalline, mentre nel secondo è stata analizzata una particella di cenere volante.



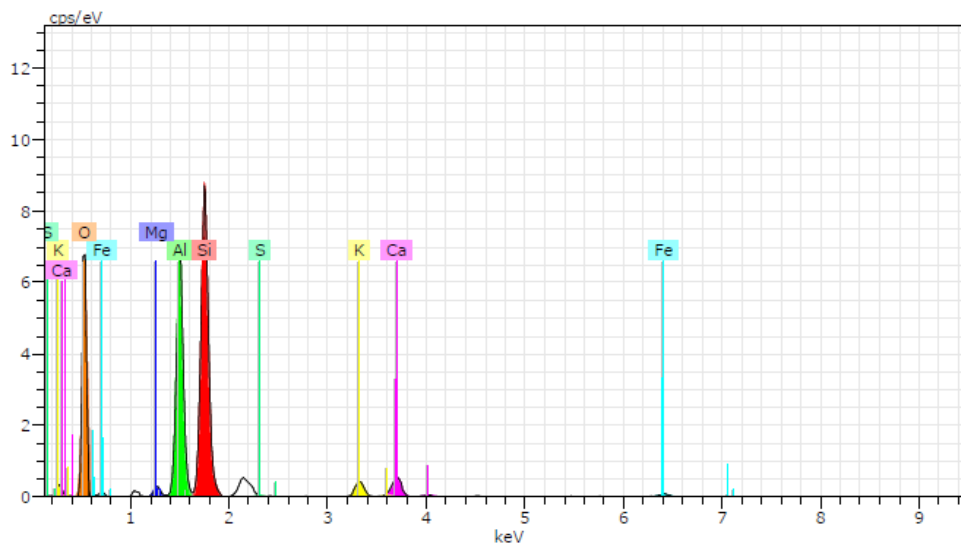
Elemento	Concentrazione (%)
Calcio	25,45
Potassio	1,66
Ferro	5,12
Silicio	6,46
Alluminio	6,64
Magnesio	0,92
Ossigeno	50,77
Zolfo	2,99



[Fig.92 - Spettroscopia del terreno trattato (lamelle)]

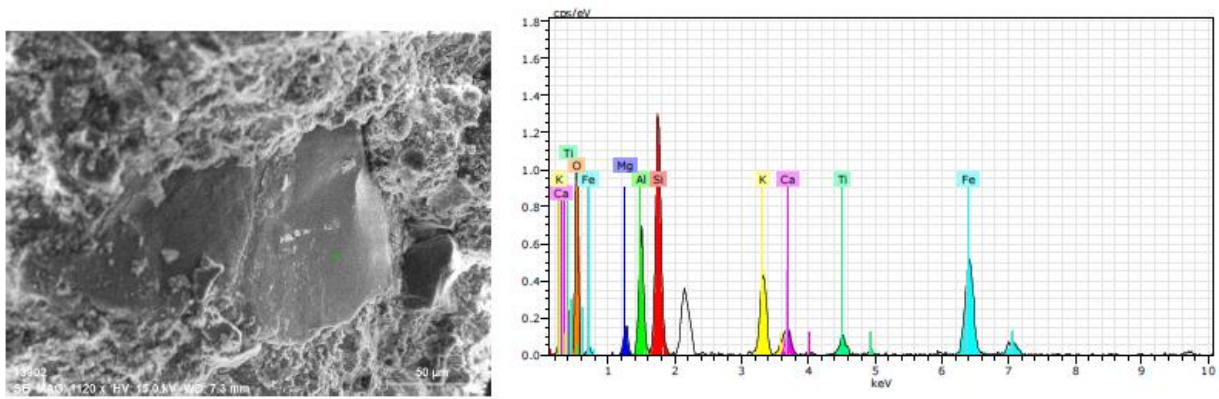


Elemento	Concentrazione (%)
Calcio	3,57
Potassio	2,29
Ferro	1,85
Silicio	27,46
Alluminio	18,11
Magnesio	0,86
Ossigeno	45,65
Zolfo	0,19

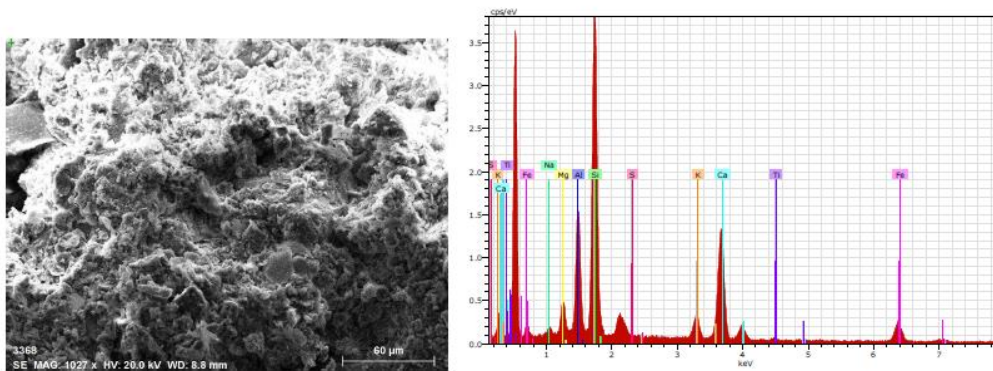


[Fig.93 - Spettroscopia del terreno trattato (cenere volante)]

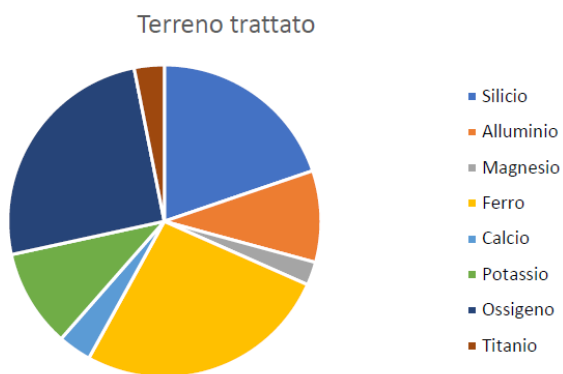
L'unica differenza in termini di concentrazione tra le due analisi è rappresentata da una maggiore percentuale di calcio rilevata nei prodotti pozzolanici, mentre si evidenzia la prevalenza del silicio nel caso della cenere volante che non ha reagito. Infine, è interessante paragonare l'analisi EDS del terreno non trattato con quello additivato con i leganti (digrammi a torta in figura 96 e 97) e confrontare le relative immagini SEM con la stessa scala di ingrandimento.



[Fig.94 - Spettroscopia del terreno trattato]



[Fig.95 - Spettroscopia del terreno non trattato]



[Fig.96 - Composizione chimica del terreno trattato
(da EDS)]



[Fig.97 - Composizione chimica del terreno NON trattato
(da EDS)]

5.0 CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

Il presente lavoro di tesi, il cui scopo era lo studio delle caratteristiche geotecniche del terreno miscelato con calce e cenere volante, ha dimostrato che l'aggiunta del 2% di cenere volante (*fly ash*) combinata con il 2% di calce (entrambi con dosaggio percentuale in peso su peso secco di terreno) ha notevolmente migliorato le caratteristiche dei campioni trattati, in particolare aumentando la conducibilità idraulica e riducendo sensibilmente la compressibilità del terreno limo-argilloso di partenza.

L'aggiunta dei leganti ha comportato una lieve riduzione della massima densità secca Y_d ma, al tempo stesso, un aumento del range di contenuto d'acqua utile per raggiungere il 90% della densità secca richiesta. È stata osservata, inoltre, una sistematica riduzione del contenuto d'acqua dei campioni a seguito del trattamento, contenuto d'acqua che si abbassa mediamente del 2,2%.

In termini di caratteristiche idrauliche, l'aggiunta dei leganti migliora significativamente le capacità drenanti del terreno. Per contenuti d'acqua più bassi, corrispondenti al ramo *dry* della curva Proctor, si ottiene un aumento della permeabilità di due ordini di grandezza. Per contenuti d'acqua elevanti la permeabilità del terreno trattato e quella del terreno non trattato sono simili tra di loro. Nel corso della stagionatura, i campioni di terreno trattato presentano una progressiva, modesta riduzione della permeabilità che rimane comunque superiore a quella del terreno non trattato. Tale riduzione è imputabile allo sviluppo di prodotti pozzolanici in forma amorfa ad opera dei due leganti che tendono a occludere parzialmente le porosità create con la flocculazione iniziale delle particelle argillose dovuta alle reazioni a breve termine causate dall'ossido di calcio.

A conferma della progressione delle reazioni pozzolaniche è stato osservato anche l'andamento decrescente del pH misurato nel tempo per le miscele *terra-fly ash-calce* e *terra-calce*.

L'interpretazione dei risultati della prova di taglio diretto è risultata complessa in quanto entrambe le terne di campioni testati hanno mostrato un primo picco nella curva tensioni-scorrimenti, seguito da una ripresa della tensione di taglio fino a raggiungere un successivo picco di tensione maggiore. Questo comportamento è riconducibile alla difficoltà di controllare la superficie di scorrimento in corso di prova e alla conseguente non uniformità delle tensioni tangenziali. Per approfondire tale aspetto si prevede la futura esecuzione di prove triassiali.

La compressibilità del terreno trattato con leganti, testata a partire da sette giorni di stagionatura, è risultata significativamente ridotta rispetto a quella del terreno non trattato. In particolare, per carichi corrispondenti a 800 kPa, il modulo edometrico del terreno trattato è cinque volte maggiore rispetto a quello non trattato. Questo comporta una notevole diminuzione della deformabilità del terreno sia

nel breve che nel lungo periodo. Le prestazioni ottenute sono del tutto comparabili a quelle ottenute utilizzando il 4 % di sola calce viva.

Il modulo di taglio alle piccole deformazioni, determinato nel corso della stagionatura, in corrispondenza delle frequenze di 40kHz e 50kHz (frequenze esenti dagli effetti del *near field*) aumenta rapidamente nei primi due giorni di stagionatura per poi aumentare in maniera più graduale fino ai sette-otto giorni; dai 7 ai 10 giorni riprende ad aumentare velocemente per poi raggiungere valori stabili fino ai 28 giorni di stagionatura testati. Tale andamento è certamente causato dallo sviluppo delle reazioni pozzolaniche nel sistema, ad opera sia della calce che della cenere volante ed è congruente con i risultati ottenuti per l'andamento della permeabilità nel tempo.

Per completare l'analisi sono state eseguite osservazioni al microscopio elettronico a scansione dei campioni di terreno trattato, a fine prova di permeabilità. È stato possibile osservare la microstruttura del terreno trattato, individuando i prodotti di reazione pozzolanica. Tali prodotti, sebbene non distribuiti uniformemente, sono stati osservati sia in forma amorfa, a coprire le particelle sferiche di fly ash, che in forma cristallina con strutture aghiformi all'interno delle porosità del campione. Inoltre, mediante l'utilizzo della spettroscopia EDS è stato possibile accompagnare tali osservazioni con la rilevazione della composizione del materiale in termini di elementi chimici.

L'indagine in laboratorio ha dimostrato che l'aggiunta combinata del 2% di cenere volante e del 2% di calce viva consente di migliorare significativamente le proprietà idrauliche e di deformabilità del terreno di partenza, garantendo risultati simili a quelli ottenuti stabilizzando lo stesso terreno con calce. Quanto ottenuto rappresenta un primo passo verso la possibilità di impiegare efficacemente i sottoprodotti nella stabilizzazione di terreni, sostituendo in parte i leganti classici nelle miscele. La sostenibilità di tale approccio si inquadra nell'ottica dell'economia circolare e contribuisce alla riduzione del *carbon footprint* e dello sfruttamento delle risorse naturali.

Quella delle miscele terra-calce-FA risulta quindi una strada percorribile e sostenibile dal punto di vista ambientale. Altri approfondimenti sono necessari per ottimizzare le proporzioni dei leganti nel trattamento e per valutare l'effetto di fattori ambientali aggiuntivi (contenuto d'acqua, temperatura, stagionatura).

BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

- M. Di Sante, E. Fratolocchi, E. Pasqualini: Le miscele terra-calce. Aracne editrice
- M. Di Sante: Dispense del corso di Consolidamento dei terreni. Università Politecnica delle Marche, Ancona, Italia
- M. Di Sante, I. Bellezza, D. Bernardo, E. Fratolocchi, F. Mazzieri, F. Pasqualini: Hydraulic conductivity and compressibility of soils treated with fly ash. Università Politecnica delle Marche, Ancona Italy
- Normativa ASTM C977-00 “Norme standard per calce viva e calce idrata per la stabilizzazione del terreno”.
- Norma UNI EN 459-1 “Calci da costruzione – Parte 1: Definizioni, specifiche e criteri di conformità”.
- Norme UNI EN 450-1 "Ceneri volanti per calcestruzzo - Parte 1: Definizioni, specificazioni e criteri di conformità" e UNI EN 12620 "Aggregati per calcestruzzo".
- General Admixtures SpA; Aggiunte minerali; “MICRO-POZZ PFA”.
- School of Materials Science and Engineering, Georgia Institute of Technology
- https://it.m.wikipedia.org/wiki/File:Struttura_illite_mica.jpg



MICRO-POZZ PFA

Aggiunta minerale ad elevata attività pozzolanica.

Risponde ai requisiti previsti dal DM 17-01-18 sulle Norme Tecniche per le Costruzioni, è dotata di **Marcatura CE secondo le Norme UNI EN 450-1 e UNI EN 12620**

MICRO-POZZ

Descrizione **MICRO-POZZ PFA** è un'aggiunta minerale, costituita da "Cenere Volante Selezionata e Controllata", dal notevole effetto fillerizzante e di elevata attività pozzolanica.
MICRO-POZZ PFA contribuisce in modo importante allo sviluppo delle prestazioni del calcestruzzo, sia allo stato fresco che a quello indurito ed alla riduzione del calore di idratazione.

Vantaggi **MICRO-POZZ PFA** viene utilizzata nel calcestruzzo in aggiunta al cemento o in parziale sostituzione di questo per ottimizzare la quantità di legante presente nella miscela, ridurre l'aumento di temperatura causato dal calore che si sviluppa durante l'idratazione del cemento e migliorare tutte le prestazioni del calcestruzzo.
 La curva granulometrica che la caratterizza e soprattutto la peculiare forma sferica delle singole particelle costituenti, consentono a **MICRO-POZZ PFA** di completare la distribuzione granulometrica degli inerti e risolvere il problema della carenza di parti fini nel conglomerato.

Benefici sul calcestruzzo In sintesi i benefici sul calcestruzzo allo stato fresco sono:

- Miglioramento della lavorabilità e della coesione dell'impasto;
- Riduzione della richiesta d'acqua a pari proprietà reologiche;
- Eliminazione dei fenomeni di segregazione, sedimentazione ed essudazione (bleeding);
- Facilitazioni delle operazioni di pompaggio;
- Riduzione dei costi di usura e manutenzione dei premiscelatori, delle autobetoniere e della pompe;
- Mantenimento della lavorabilità nel tempo;
- Miglioramento della finitura dei getti e del facciavista del calcestruzzo;
- Miglioramento della "robustezza" della miscela: maggiore compatibilità tra gli additivi acrilici, gli aggregati ed i cementi utilizzati;
- Riduzione del calore d'idratazione e diminuzione dei gradienti termici nei getti massivi con conseguente riduzione dei rischi di fessurazione termica;
- Miglioramento della resistenza alla reazione Alcali - Aggregati;
- Riduzione/eliminazione delle efflorescenze superficiali sul calcestruzzo ed in particolare su elementi vibrocompressi.

Quando **MICRO-POZZ PFA** viene utilizzata in aggiunta al cemento i benefici suddetti vengono ulteriormente migliorati.

Marc. 0/201
 Rev. 0/01
 Agr. 10/0/19



General Admixtures SpA - Via delle Industrie 14/16 - 31050 Ponzano Veneto (TV) Italia
 Tel. +39 0422 96 60 11 - Fax +39 0422 96 97 40
 E-mail: info@gsgeneral.com - Sito Web: www.gsgeneral.com

Benefici economici

L'utilizzo di **MICRO-POZZ PFA** nelle miscele di calcestruzzo permette l'ottimizzazione del dosaggio dei suoi componenti (legante, aggiunte minerali, sabbie, additivi), con conseguente riduzione dei costi dal momento che:

- Le proprietà pozzolaniche della **MICRO-POZZ PFA** permettono una miglior utilizzazione del legante cementizio;
- L'effetto fillerizzante consente di ottimizzare il contenuto delle sabbie (materiale sempre più costoso), ottenendo calcestruzzi compatti ed impermeabili;
- Le proprietà citate consentono l'uso di **MICRO-POZZ PFA** in alternativa ad aggiunte minerali (silica fume, calcare micronizzato, ecc.), completandone la granulometria, ottenendo calcestruzzi compatti ed impermeabili;
- I costi si riducono anche per le operazioni di cantiere quali il pompaggio, la messa in opera, e la compattazione del calcestruzzo;
- La riduzione di costo riguarda anche miscele dedicate a particolari applicazioni quali i getti di massa, gli SCC (in cui la **MICRO-POZZ PFA** svolge una funzione legante oltre che di filler), i calcestruzzi ad alte prestazioni meccaniche o ambientali.

Benefici ambientali

L'uso di **MICRO-POZZ PFA** consente di aggiungere un' "Etichetta Verde" alla costruzione con notevoli benefici ambientali, fra i quali:

- L'aumento della vita utile delle strutture in calcestruzzo (oltre 150 anni) attraverso il miglioramento della durabilità del materiale;
- L'ottimizzazione del dosaggio di cemento con riduzione di utilizzo di materie prime naturali e di energia;
- La riduzione di emissione di CO₂ in atmosfera;
- La riutilizzo di prodotti secondari e la conservazione di altre risorse naturali e di altri materiali.

Dosaggi e caratteristiche tecniche

MICRO-POZZ PFA si utilizza in dosaggi variabili da 30 a 120 kg/m³.

Per la valutazione del quantitativo di **MICRO-POZZ PFA** da inserire nella miscela al fine di ottenere le prestazioni volute si consigliano una serie di prove di laboratorio da realizzare con dosaggi variabili di cemento e **MICRO-POZZ PFA**.

Peso specifico: 2000 ÷ 2400 kg/m³.

Peso in mucchio: 600 ÷ 1000 kg/m³.

Compatibilità con cementi e altri additivi

MICRO-POZZ PFA è compatibile con tutti i cementi conformi alla norma EN 197-1 e con tutti gli additivi di General Admixtures in particolare con gli additivi delle serie:

- | | |
|---|------------------------------------|
| PRMIUM RM Superfluidificanti a base acrilica; | RETARD Ritardanti; |
| GENIUS Superfluidificanti e riduttori di ritiro (SRA); | AQUA FOBIC Idrofobizzanti; |
| INHIBITOR Inibitori di corrosione; | EXPANCOLL Agenti espansivi; |
| ACCEL Acceleranti; | FIBERCOLL Fibre. |

Consigli per l'uso

Data la sua elevata superficie specifica, si consiglia un dosaggio di additivo superfluidificante della serie **PRMIUM** o **SUPER** che tenga conto del quantitativo di **MICRO-POZZ PFA** introdotto.

AGGIUNTE MINERALI



Confezioni	Il prodotto è disponibile nel formato sfuso ed è distribuito via camion o via nave.
Stoccaggio	MICRO-POZZ PFA va conservato e dosato rispettivamente in silos e bilance uguali a quelli utilizzati per il cemento.
Indicazioni di pericolo	Prodotto non pericoloso. Leggere attentamente le istruzioni e richiedere la scheda di sicurezza prima dell'uso.

MICRO-POZZ

PRODOTTO MARCATO CE UNI EN 450-1 e UNI EN 12620

I dati sopra citati sono basati sulle nostre attuali conoscenze scientifiche e pratiche. Non ci assumiamo alcuna responsabilità per risultati negativi derivanti da un uso improprio o che dipendono da fattori estranei alla qualità del prodotto.

La nostra assistenza tecnica rimane a disposizione per qualsiasi informazione o intervento.

Tutti i consigli tecnici forniti verbalmente o per iscritto o riportati nelle presenti schede tecniche, non comportano l'assicurazione di alcuna nostra garanzia o responsabilità sul prodotto finale ottenuto dall'utilizzatore.

E' responsabilità del cliente verificare la correttezza della scelta tecnica e dell'utilizzo del prodotto nelle proprie lavorazioni per le finalità che si prefigge.

Azienda certificata per la gestione dei Sistemi Qualità e Ambiente
conformi alle norme UNI EN ISO 9001 e 14001

Micro-POZZ
Rev. 00
Agg. 10/10/15



General Admixtures SpA - Via delle Industrie 14/16 - 31050 Ponzano Veneto (TV) Italia
Tel. +39 0422 96 69 11 - Fax +39 0422 96 97 40
E-mail: info@gageneral.com - Sito Web: www.gageneral.com

3